

Robustez estructural: la calidad que echó de menos Ribera en 1905

Robustness: The quality Ribera missed in 1905

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^{a,*}, Javier León González^{a,b} y Jorge Ley Urzáiz^{a,b}

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, INTEMAC, Madrid, España

^b E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 12 de abril de 2017

Disponible en Internet el 19 de junio de 2017

Resumen

El 8 de abril de 1905 se produjo el colapso de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II, hecho terrible que provocó la muerte de 30 personas durante la construcción y dio pie a una polémica extraordinaria de la que sin embargo no se extrajeron conclusiones convincentes. A los efectos del presente artículo, este episodio es un buen ejemplo de estructura proyectada con ausencia de análisis de robustez, calidad que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos, pero que fue obviada por el proyectista de la cubierta, el insigne y emprendedor José Eugenio Ribera, lo que motivó que un defecto en la ejecución tuviera consecuencias desproporcionadas. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Robustez; Tercer Depósito; Bóvedas; Hundimiento

Abstract

On April 8th 1905 the roof of the 3rd reservoir of the *Canal de Isabel II* in Madrid collapsed, being one of the most disastrous accidents that have occurred in the history of Spanish construction: 30 people died and 60 were injured. At the time, the event was subject to great speculation and investigation, both in the engineering society as well as in the court of law. Despite this, there were no convincing conclusions as to the cause of such a disaster. As far as the scope of this article is concerned, this collapse serves as a great example of the disproportionate consequences a lack of structural robustness can have. Modern codes contain specific requirements for which compliance is believed to implicitly guarantee a robust design. However, such requirements were not accounted for by the designer José Eugenio Ribera, one of Spain's leading civil engineers. As a result, a single defect in execution could lead to disastrous consequences.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Robustness; Third Reservoir; Vaults; Collapse

1. Introducción: la robustez como calidad estructural

Se entiende que una estructura es robusta cuando el fallo de un determinado componente no genera unas consecuencias desproporcionadas. Por ejemplo, el fallo de uno de los 2 cables parabólicos del Golden Gate provocaría una catástrofe. El fallo

de una péndola del mismo puente provocaría, sin embargo, daños de alcance limitado.

Se trata de una calidad estructural que se acepta como buena pero que en la mayoría de los casos carece de concreción cuantitativa. Sucede algo parecido con la ductilidad, y es que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos.

Sin embargo esto no siempre ha sido así.

De hecho el concepto de robustez es relativamente reciente: fue la destrucción parcial de la torre Ronant de 22 plantas en Londres en 1968 (fig. 1) la que supuso la incorporación del concepto

Véase contenido relacionado en DOI:

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.001>

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ediazpavon@intemac.es (E. Díaz-Pavón Cuaresma).

<https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.011>

0439-5689/© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

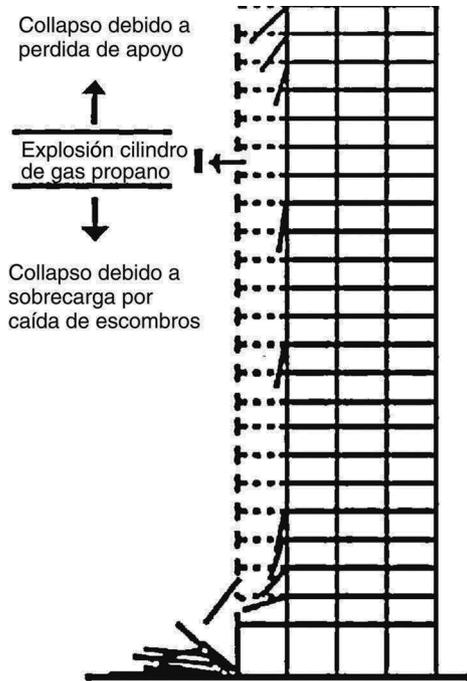


Figura 1. Hundimiento parcial de la torre Ronan Point el 16 de mayo de 1968. Londres. Fuente Levy y Salvadori [2].

de fallo progresivo en el código británico (y a partir de ahí en el resto de normas), así como de la consideración de acciones accidentales o inusuales [1]. El siniestro ocurrió en las primeras horas del 16 de mayo de 1968, cuando una vecina se disponía a prepararse un té y al encender la cerilla del hornillo produjo una pequeña explosión de gas. La explosión reventó el ventanal y el cerramiento del salón, y a raíz de eso toda la esquina de la torre cayó como un dominó [2]. Dicho cerramiento estaba formado por paneles prefabricados de hormigón armado del tamaño de una habitación, sobre los que apoyaban los forjados, como un castillo de naipes, de manera que al fallar uno de los muros, se produjo la caída de todos los que se encontraban encima, y por la acumulación del peso, la ruina de todos los que estaban debajo. Se trataba del sistema Larsen-Nielsen, que preveía el relleno de las uniones muro-forjado mediante mortero, pero sin armadura alguna, de manera que ante una acción horizontal como la de la explosión su capacidad era muy reducida y falló. Pero más allá de la magnitud de esta acción horizontal, la importancia del accidente reside en el colapso progresivo a raíz de un fallo parcial.

Más recientemente se produjo el colapso total de las torres del World Trade Center de Nueva York como consecuencia del impacto de sendos boeing 767 (fig. 2): a los daños estructurales producidos por el impacto se sumaron los daños por el fuego del combustible, haciendo que la zona perdiera su capacidad para soportar la carga sobre ella, que al caer produjo el fallo progresivo de todos los pisos. A consecuencia de estos atentados se editó en EE. UU. un manual, el FEMA-426/BIPS-06 [3], para mitigar los efectos de los ataques terroristas en los edificios. Al mismo tiempo, sirvió como revulsivo para la consideración de la robustez en las estructuras, existiendo en la actualidad diversos equipos que trabajan al respecto.

Siniestros como los anteriores han motivado que el diseño actual de estructuras lleve implícito unos criterios de cálculo y la incorporación de detalles estructurales que garantizan la robustez de la estructura, entendida esta como «la habilidad de un sistema de soportar un fallo local sin sufrir daños desproporcionados en relación con la causa que ha originado el fallo».

Sin embargo, cuando se interviene en estructuras existentes, puede que no exista esta redundancia, y en función de las características de la construcción podría resultar un aspecto condicionante de cara a su rehabilitación.

En este artículo se trata de reivindicar la necesidad de que el proyectista y el ingeniero que se enfrentan al análisis de una construcción existente sean conscientes de esta cualidad, que se expresa muy bien a través de los ejemplos.

Es el caso del hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II ocurrido en Madrid en abril de 1905 [4], excelente ejemplo de estructura proyectada con ausencia



Figura 2. Atentados 11 de septiembre de 2001. Nueva York.

de análisis de robustez. En él fallecieron 30 personas y quedaron heridas otras 60. Se trata de uno de los grandes siniestros acaecidos en España, y sin embargo apenas es conocido. En el siguiente apartado tratamos este caso y analizamos su causa, para a partir de él reflexionar sobre la robustez de estructuras existentes.

2. El hundimiento del Tercer Depósito del canal de Isabel II

2.1. De la construcción del canal de Isabel II al hundimiento de la cubierta

En abril de 1905 Madrid era una ciudad en pleno crecimiento, recibiendo anualmente cerca de 10.000 personas. Este crecimiento motivó modificaciones urbanas significativas, a las que contribuyó, desde su fundación en 1858, el Canal de Isabel II, que abastecía de agua a la ciudad.

Pero ya a finales del siglo los depósitos existentes eran insuficientes, y en 1881 se había proyectado uno nuevo en el Campo de Guardías, bajo el actual parque de Santander.

Desde el comienzo su construcción fue polémica, motivando distintos cambios que no se resolvieron hasta que el 10 de diciembre de 1901 se publicó por Real Orden un concurso internacional.

El disputado concurso lo ganó José Eugenio Ribera, una de las grandes figuras en la Ingeniería de nuestro país, cuya solución mediante un sistema de bóvedas era la más económica y la que se ejecutaba en un menor plazo.

La construcción de la cubierta se realizó en paralelo en los 4 compartimentos en que se dividía el depósito, comenzando los trabajos en el cuarto compartimento, situado al sur, en la primavera de 1904.

En abril de 1905 este cuarto compartimento se encontraba prácticamente cubierto, mientras que en el primero y en el segundo se habían ejecutado los pilares y las jácenas y se estaban comenzando las bóvedas.



Figura 3. Vista general del lugar de la catástrofe (Nuevo Mundo, abril 1905).

Entre los días 5 y 6 de abril se realizaron unas pruebas de carga, consistentes en la colocación de 80 cm de espesor de tierras sobre toda una faja de bóvedas, tomándose la tierra de las bóvedas adyacentes, que quedaron sin recubrimiento alguno.

Al día siguiente, el 7 de abril, se retomaron las labores de distribución de la tierra, repartiéndola nuevamente sobre las bóvedas.

El día 8, al comienzo de la jornada, se produjo el hundimiento (fig. 3).

2.2. Características de la cubierta de Ribera

En 1902 Ribera había construido el Depósito de Rocés III de Gijón con un sistema de bóvedas ampliamente utilizadas en la época, el sistema Monier. Se trataba de bóvedas muy rebajadas (1/10), de 5 cm de espesor, que salvaban una luz de 3,8 m (fig. 4). Sin embargo, a diferencia del sistema Monier, donde las bóvedas arrancaban de estribos, estas apoyaban en pilares de 6 m de altura.

El éxito de la construcción de este depósito le sirvió para proponer la misma tipología estructural para un nuevo depósito

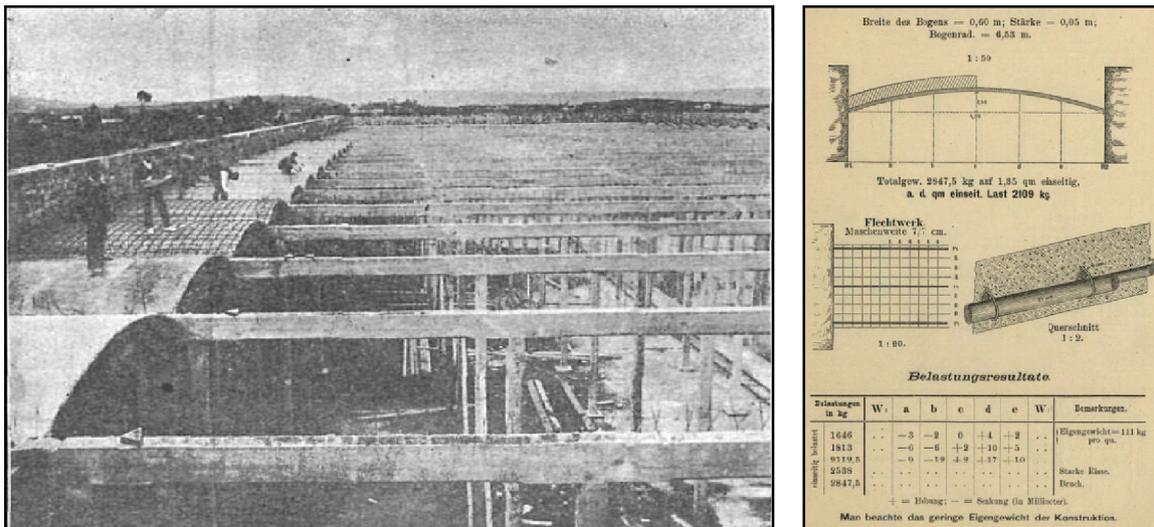


Figura 4. El Depósito de Gijón de Ribera en 1902, y el sistema Monier para las bóvedas.

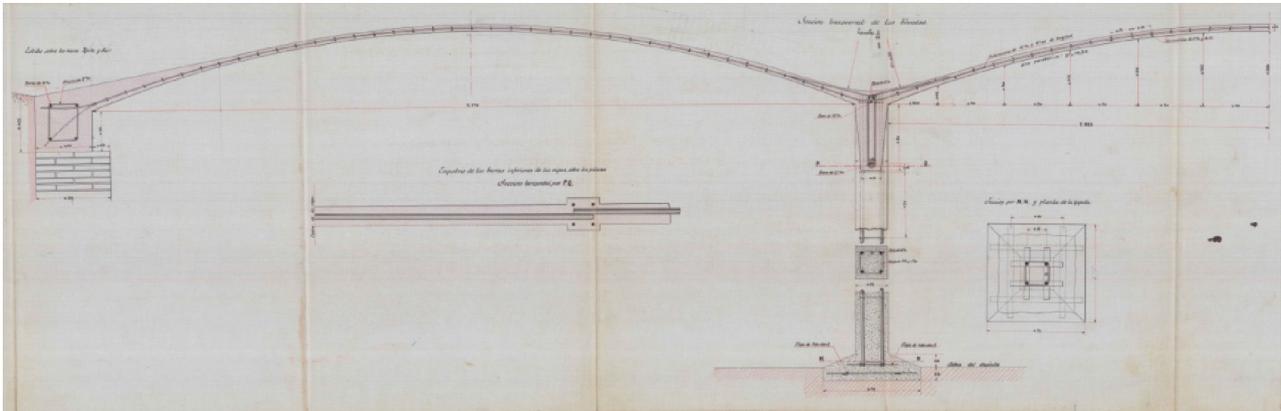


Figura 5. Sección transversal de la cubierta propuesta por Ribera.

en Madrid, esta vez con una geometría aún más arriesgada (fig. 5), siendo las bóvedas de 6 m de luz y 5 cm de espesor (luz/espesor = 120), y los pilares de 8 m de altura y 25 cm de lado (esbeltez 1/32). Si bien la esbeltez de las bóvedas quedaba avalada por el citado sistema Monier, la de los pilares, muy elevada respecto a los estándares habituales, Ribera la justificaba simplemente por su experiencia previa positiva en la Cerámica de San Sebastián, con pilares más esbeltos y más cargados.

Esta configuración se repetía en 21 vanos de viga y 36 vanos de bóvedas hasta completar los 216 × 85 m de superficie de cada compartimento (339 × 216 m en total) (fig. 6).

Como en Gijón, el depósito se encontraba enterrado, y las bóvedas se cubrían con un espesor constante de tierras de 20 cm.

2.3. Las investigaciones de la época y la absolución de Ribera

Para investigar las causas del siniestro, el mismo día 8 se creó por Real Orden una comisión, en tanto que el Ayuntamiento inició sus propias investigaciones.

Como consecuencia de la tragedia, fueron encausados Alfredo Álvarez Cascos (Director del Canal), Carlos Santa María (Director de la Obra) y José Eugenio Ribera, quien asumió toda la responsabilidad por parte de la contrata.



Figura 6. Construcción del Tercer Depósito del Canal de Isabel II. Madrid, 1905.

El juicio tuvo lugar en la Audiencia Provincial de Madrid, siendo la vista oral 2 años después, entre los días 1 y 8 de abril de 1907. En defensa de Ribera intervinieron Melquiades Álvarez como letrado y José Echegaray, recién nombrado premio Nobel, como perito. La sala absolvió a Ribera, así como a los otros 2 procesados.

En la absolución de Ribera fue determinante la deformación que se observó en unas vigas del primer y segundo compartimento a principios de junio, solo 2 meses después del hundimiento (fig. 7), que dio lugar a numerosos artículos y opiniones, y atribuyéndose el fallo de las bóvedas, en buena medida, a las altas temperaturas que también se habían producido en el mes de abril. De hecho, esta es la hipótesis que, por sorprendente que pueda parecer (téngase en cuenta además que el hundimiento se produjo a las 7 de la mañana), la mayor parte de la poca bibliografía existente al respecto recoge como causa principal del hundimiento.

Sobre el efecto real de estas temperaturas sobre la cubierta, así como del resto de las acciones que pudieron solicitarla motivando la catástrofe se trata en el siguiente apartado.

Más allá de la sentencia, el hundimiento tuvo una gran repercusión. Por un lado, por las críticas a la construcción del Tercer Depósito desde su primer Proyecto y a todos los ingenieros que

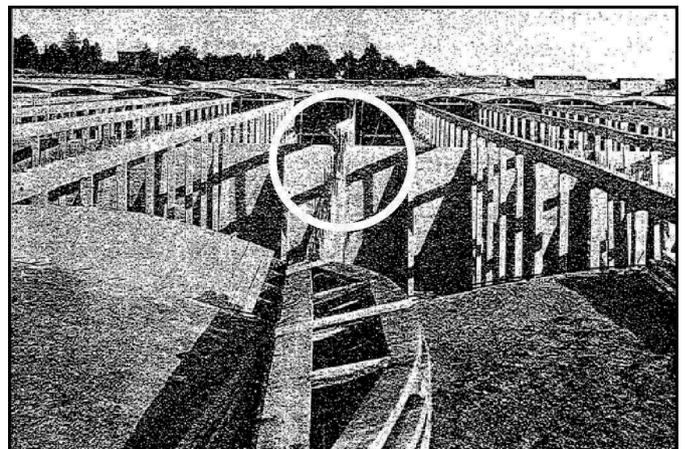


Figura 7. Deformaciones de una viga del primer compartimento en junio de 1905. Revista de Obras Públicas, 14 de marzo de 1907.

habían estado involucrados; pero sobre todo, por las dudas que se generaron sobre el empleo del hormigón armado por las incertidumbres derivadas de su uso. Sin embargo, la actitud a nivel nacional de varios foros técnicos en defensa de Ribera como constructor y del hormigón como material de construcción, así como a nivel internacional con aportaciones de personalidades como Fritz von Emperger, Director de la prestigiosa revista *Beton und Eisen*, o del propio Hennebique, quien veía peligrar su floreciente empresa, permitieron mantener la confianza en el nuevo material.

En cuanto a Ribera, la investigación ha puesto de manifiesto, una vez más, la intuición y el atrevimiento del que sin duda es uno de los grandes ingenieros españoles, adquiriendo un papel decisivo en la introducción del hormigón armado en España. En la obra del Tercer Depósito se arriesgó demasiado, y provocó un desastre que aceleró la transición hacia una nueva etapa en el hormigón estructural al abrigo de un mayor conocimiento científico y de las primeras normativas. También en esta etapa Ribera sería protagonista.

2.4. Análisis de la cubierta del Tercer Depósito

2.4.1. Aproximación al comportamiento resistente de la cubierta

La voluntad de Ribera de reducir al mínimo constructivo los espesores de las bóvedas y pilares le llevó a diseñar una estructura extraordinariamente esbelta cuyo comportamiento no era totalmente conocido, y que aun hoy resulta muy complejo.

De hecho, un primer acercamiento a la cubierta que diseñó mediante un análisis tipológico ya pone de manifiesto cómo esta construcción suponía un adelanto sobre el desarrollo de una tipología estructural que tendría una grandísima divulgación y extensión entre los años 30 y 70, las láminas delgadas [4]. Este adelanto parece en todo caso involuntario (ni siquiera calcula la sección de hormigón de las bóvedas para resistir los axiles), aunque posiblemente estaría lleno de intuición como había demostrado con sus pruebas de carga.

Sin embargo, el hundimiento supuso una paralización y olvido de esta forma estructural, que años más tarde y de la mano de un importante desarrollo matemático evolucionaría hacia algunas de las formas más atrevidas y sugerentes de la ingeniería.

De cara a evaluar las bóvedas del Tercer Depósito, en la tesis doctoral de Díaz-Pavón titulada *Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905* [4] se analizan en detalle los distintos tipos de fallo y las principales causas de los mismos que pueden ocurrir en una estructura como la de cubierta a partir de simples condiciones de equilibrio en las bóvedas, y de cálculos también muy sencillos en los pórticos.

Este análisis, en ocasiones grosero y siempre aproximado, permite no obstante descartar algunos modos de fallo y orientaron la investigación. Se destacan a continuación algunos resultados:

- Se descartó en primer lugar que un incremento térmico en la cubierta (aun suponiendo que se produjera) pudiera producir

por sí solo un mecanismo de colapso. Efectivamente, los axiles introducidos en las bóvedas son muy inferiores a los que estas pueden soportar en ausencia de otras sobrecargas (aparte de la carga de tierras uniformemente repartida); y el comportamiento de las vigas con dichas bóvedas ya ejecutadas, incluso encontrándose estas expuestas, es muy diferente al que produjo las inestabilidades del primer compartimento.

La precisión de lo anterior exigía en todo caso análisis muy complejos tanto por las incertidumbres sobre las acciones a considerar como por el marcado comportamiento no lineal de la estructura, al depender los esfuerzos sobre los distintos elementos estructurales de la rigidez de la sección, y esta, del nivel de deformaciones y curvaturas. Además, el análisis de dichos incrementos térmicos no podía desligarse del análisis de la cubierta ante el resto de deformaciones impuestas, especialmente de la retracción (incrementada por los enfriamientos).

Dada la importancia que se dio en el juicio a este aspecto, se dedica el siguiente apartado a profundizar sobre el comportamiento de la cubierta ante deformaciones impuestas.

- También se descartó que un defecto en los materiales pudiera ser en sí mismo la causa del colapso de las bóvedas, pues las tensiones a las que trabajan estas son muy reducidas, incluso para los niveles de tierra alcanzados durante la prueba de carga referida en los apartados anteriores (0,80 m).
- Frente a las acciones de proyecto, esto es, cargas de tierra uniformemente repartidas, los pilares, las vigas y las bóvedas serían seguras y con amplios márgenes de seguridad.
- Se descartan también otros tipos de fallo, como que este se pudiera iniciar por un giro en las zapatas o por agotamiento de los pórticos.
- En cambio, frente a cargas en las bóvedas no simétricas, la cubierta es extraordinariamente sensible, y las meras condiciones de equilibrio de la bóvedas con su sección bruta (esto es, con la sección considerada de hormigón en masa) conducía a resultados absolutamente inverosímiles, que no permitirían justificar que se hubiera logrado terminar prácticamente la ejecución de todo el cuarto compartimento (¡diferencias del espesor de tierras entre un lado y otro de una bóveda de tan solo 3 cm, extendidos en el ancho tributario de los pilares, producirían un mecanismo de colapso!).

Era por tanto necesario profundizar sobre algunos aspectos tales como la contribución de las armaduras en la capacidad de las bóvedas, la posibilidad de reparto transversal dentro de una misma alineación de bóvedas, así como, especialmente, los efectos de los desplazamientos de los apoyos en la capacidad de dichos elementos. Estos análisis se comentan en los siguientes apartados.

2.4.2. La cubierta ante deformaciones impuestas

Ya se ha adelantado que en la investigación se descartó que las deformaciones impuestas pudieran ser el origen del hundimiento:

Efectivamente, en el caso de las bóvedas, por su geometría y concepción, en cuanto se vieron sometidas a pequeñas

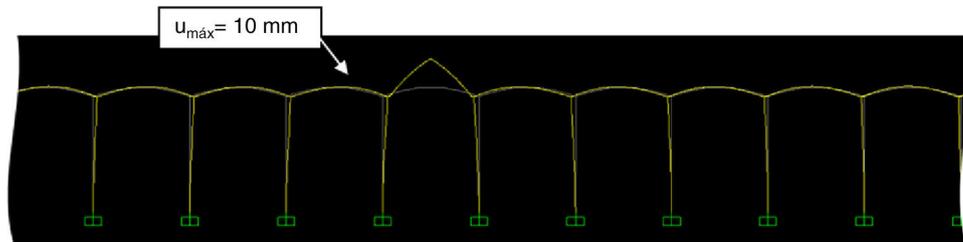


Figura 8. Deformada de las bóvedas supuesta la rotulación de la sección central (por claridad solo se exponen las 10 bóvedas centrales de los 36 vanos que existían).

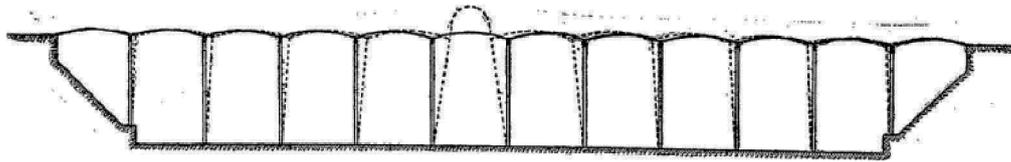


Figura 9. Deformada de la cubierta ante un incremento térmico, de acuerdo con la publicación de Fritz von Emperger.

flexiones se fisurarían y tenderían a formar mecanismos resistentes «isostáticos» y relajar los esfuerzos en el resto de vanos.

En este sentido en la [figura 8](#) se muestra, a modo de ejemplo, la deformada de la sección transversal de las bóvedas suponiendo que las centrales se rotularan hasta formar un arco isostático. Esta hipótesis sería coherente con la deformada que, por ejemplo, el prestigioso ingeniero austriaco Fritz von Emperger expondría como parte de su análisis de la causa del hundimiento ([fig. 9](#)).

La magnitud de los desplazamientos mostrados en la deformada pone de manifiesto la pequeña repercusión que esa discontinuidad local produce sobre el resto de la sección transversal de la estructura de cubierta. Este hecho se confirma si se analizan los esfuerzos: estos son muy reducidos, lejos de los que producirían el agotamiento de la sección de arranque, la más

débil en el caso de la cubierta [4]. Queda por tanto garantizada nuevamente la estabilidad del conjunto.

El único efecto «negativo» que podrían tener las acciones indirectas en el sentido transversal de la cubierta es el aplanaamiento de la geometría de las bóvedas como consecuencia de la retracción y la fluencia, aunque la pérdida de forma tampoco es significativa.

Tampoco en los pórticos longitudinales las deformaciones impuestas repercutirían en la resistencia del conjunto una vez construidas las bóvedas.

Esta situación contrasta con la de las vigas del primer y segundo compartimento, cuando aun sin las bóvedas, se deformaron poco después del hundimiento, en el mes de junio (véase la [figura 7](#) anterior): cuando no se coarta el desplazamiento en cabeza de todos los pilares se produce una importantísima pérdida de capacidad de las vigas frente a compresiones que justifica

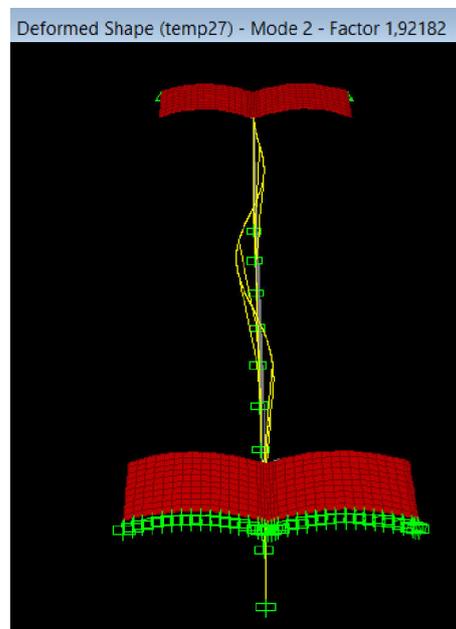
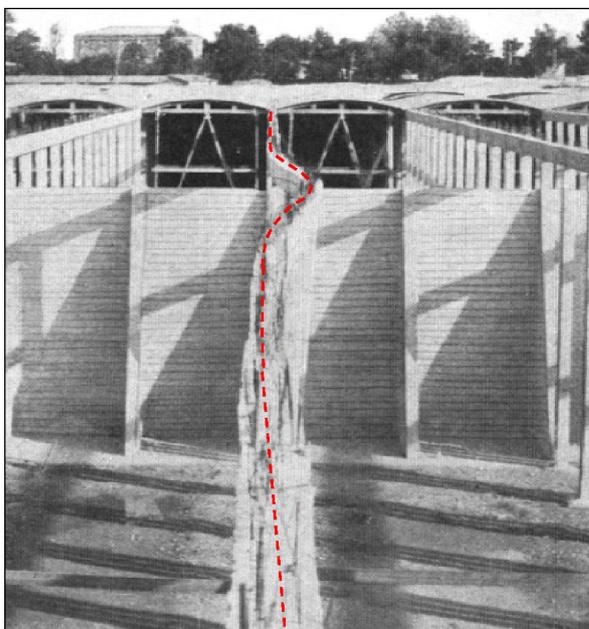


Figura 10. Obsérvese la similitud entre uno de los modos de fallo encontrados y las inestabilidades del primer y segundo compartimento.

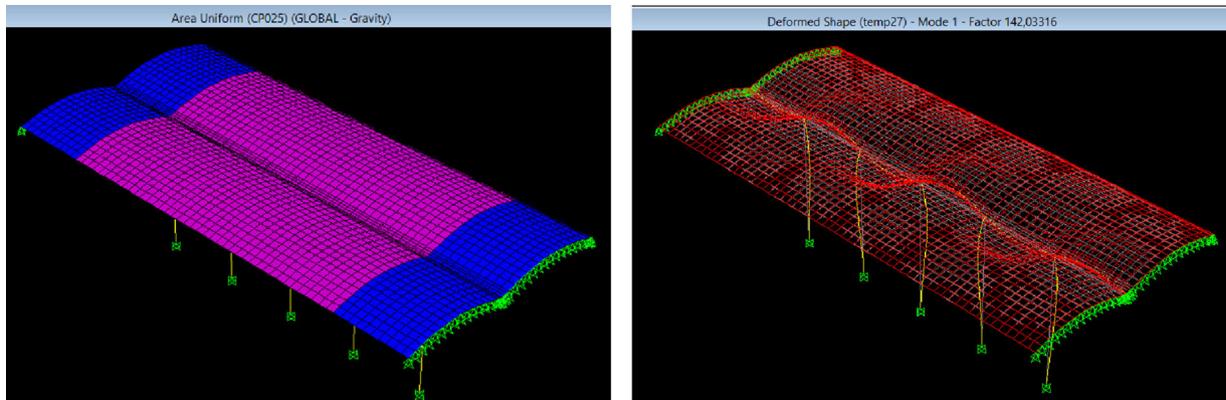


Figura 11. Modo de pandeo de la cubierta terminada. Se descarta la inestabilidad de las vigas en el plano de las bóvedas.

la inestabilidad que se observó ante un incremento térmico (precisamente a medio día, y no por la mañana como cuando ocurrió el hundimiento).

En la tesis doctoral de Díaz-Pavón [4] se profundiza sobre esta situación, obteniéndose coeficientes de seguridad frente a pandeo que, a pesar de que ni la longitud de la viga, ni las inercias de los pilares y las vigas, ni el propio incremento térmico son los mismos que ocurrieron realmente en junio de 1905, permiten justificar un fallo como el observado. En este sentido nótese cómo el modo de pandeo mostrado en la figura 10 se asemeja a la inestabilidad de la fotografía correspondiente a las deformaciones observadas en el primer compartimento. El hecho de que aparentemente se trate del segundo modo de pandeo estará influenciado por diversas variables, especialmente por las imperfecciones geométricas.

Estos resultados contrastan como se ha indicado con la situación del cuarto compartimento.

Efectivamente, su situación cuando se hundió era muy diferente, ya que las bóvedas arriostraban lateralmente las vigas y los incrementos térmicos a las 7 de la mañana no pudieron ser tan elevados.

Aun considerando el mismo incremento térmico, el cociente entre el axil crítico teórico de estas vigas y el debido al incremento térmico es del orden de 142, como se muestra en la figura 11; además, los 6 primeros modos de pandeo que detecta el modelo se encuentran en el plano del pórtico, y no en el

ortogonal, poniendo de manifiesto la gran contribución de las bóvedas para estabilizar las vigas.

2.4.3. La cubierta ante acciones gravitatorias

Como también se ha adelantado, frente a las acciones de proyecto, esto es, cargas de tierra uniformemente repartidas, los pilares, las vigas y las bóvedas serían seguros y con amplios márgenes de seguridad. En cambio, frente a cargas en las bóvedas no simétricas, la cubierta resultaba muy sensible.

Esta sensibilidad ante acciones asimétricas es compleja de evaluar: la sobrecarga asimétrica motiva un desplazamiento del apoyo (de alejamiento), lo cual hará que la bóveda desarrolle la línea de mínimo empuje, que se irá incrementando a medida que aumenta el desplazamiento (a mayor luz y menor flecha, más empuje: en línea de puntos en la figura 12). La medida en que se produce dicho incremento tiene un claro comportamiento no lineal, y es por tanto difícil de prever: la deformada del arco depende de la rigidez de la estructura en su conjunto, y dicha rigidez de las cargas, cuyo incremento puede producir la flexibilización de la estructura (por fisuración), haciendo que las deformaciones sean cada vez mayores.

Este comportamiento puede resultar, incluso, poco intuitivo: si bien parece evidente que en un arco (o bóveda) de fábrica (el hormigón en masa lo es) –y por tanto sin rigidez alguna a flexión–, si el estribo no es capaz de movilizar la reacción

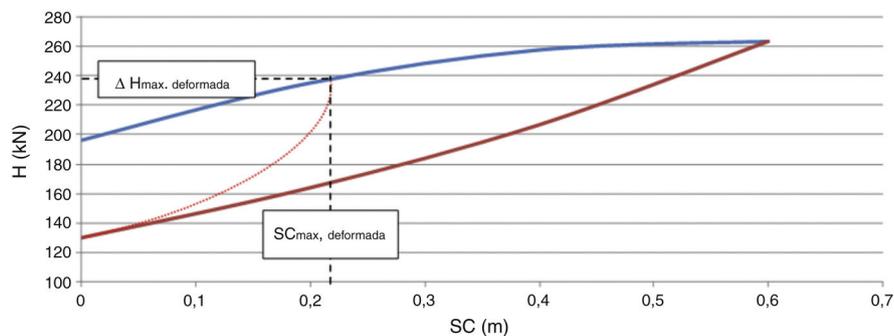


Figura 12. Reacciones en el apoyo de las bóvedas correspondientes a las líneas de presiones de máximo (curva superior) y mínimo (curva inferior) empuje, para el caso de un espesor de tierras uniforme de tierras de 25 cm y una sobrecarga en riñones. En línea de puntos se representa esquemáticamente el empuje cuando se produce un desplazamiento del apoyo.

necesaria el arco se abrirá y terminará colapsando, con una sección que sí cuente con dicha capacidad a flexión se deformará, llegando a una situación de equilibrio en la que, en el límite, podría no necesitar reacción horizontal alguna: habrá pasado a comportarse como una viga de trazado curvo.

En las bóvedas del Tercer Depósito, el efecto viga es en todo caso muy pequeño, y la reacción, y por tanto los axiles, aumentarán para mantener el equilibrio del arco.

De cara a realizar una aproximación a este comportamiento, en la tesis doctoral de Díaz-Pavón [4] se realizaron diferentes modelos de la estructura del Tercer Depósito que, aunque necesariamente simplificados, tuvieron en cuenta las no linealidades mecánicas (fisuración y formación de «rótulas» plásticas) y geométricas (cálculos en segundo orden), que pusieron de manifiesto la extraordinaria flexibilización de la estructura ante el incremento de sobrecargas no simétricas.

Con dichos modelos se comprueba además el importante efecto de la presencia de armaduras en las bóvedas. Efectivamente, estas armaduras, dimensionadas para resistir la totalidad del axil en dichas bóvedas ante cargas uniformemente repartidas, dotan a la estructura de cierta capacidad a flexión, que resulta especialmente significativa cuando los espesores de tierras eran reducidos o nulos, condicionando el tipo de mecanismo que se forma en la cubierta.

Como resultado de dichos análisis, a modo de ejemplo en la gráfica de la figura 13 se representa el desplazamiento relativo entre apoyos a medida que se incrementa la sobrecarga, medida esta como espesor de tierras equivalente. Se muestra el caso de aplicar, sobre la cubierta con una carga uniforme de 25 cm, una sobrecarga adicional en riñones, así como otras configuraciones posibles de carga no uniformes.

Como se aprecia en todos los casos, para diferencias de carga reducidas el comportamiento es eminentemente elástico, y los desplazamientos entre apoyos muy pequeños. Sin embargo, en el

momento que se comienzan a fisurar las bóvedas la flexibilidad aumenta mucho, y los desplazamientos se disparan, creciendo ya de forma incontrolada para incrementos de carga muy reducidos. De esta manera se alcanza el colapso de la cubierta, que en todos los casos se produce por la pérdida de forma de la bóveda cargada (fallo tipo *snap-through*). Se descarta siempre que el fallo se pudiera producir por inestabilidad de un pilar.

Análogos resultados se obtienen para la cubierta sin tierras (más allá de las sobrecargas no uniformes). Por ejemplo, si la carga se acumula de forma asimétrica en medio vano, la flexibilización de la cubierta es muy acusada a partir de los 10 cm, alcanzándose el colapso de la cubierta con menos de 15 cm.

Estos valores deben considerarse en todo caso como aproximaciones: por un lado, se reducirían aun más si se tiene en cuenta el peso (y los impactos) de los operarios y carretillas (téngase en cuenta que un volumen de tierras extendido en el ancho tributario de una bóveda y en medio vano con una altura de 0,10 m suponen unos 2.000 kg, mientras que el peso de una sola carretilla cargada puede ser de al menos la décima parte).

También podrían ser menores si en lugar de la geometría nominal de las bóvedas, se tuvieran en cuenta defectos de ejecución o pérdidas de forma por deformaciones, aunque estas últimas, como indicábamos en el apartado anterior, provocan un efecto muy pequeño en nuestro caso.

Por el lado contrario, como se comprueba en [4], la capacidad de reparto longitudinal dentro de una misma alineación de bóvedas (esto es, el comportamiento como láminas), hace que los resultados obtenidos puedan ser excesivamente prudentes, especialmente frente a situaciones de sobrecarga localizadas, esto es, aquellas que no se presentaran longitudinalmente (como podrían ser, por ejemplo, las cargas de mantenimiento una vez en servicio).

En relación con lo anterior, se comprueba por último que si se hubiera concluido la cubierta, los márgenes de seguridad

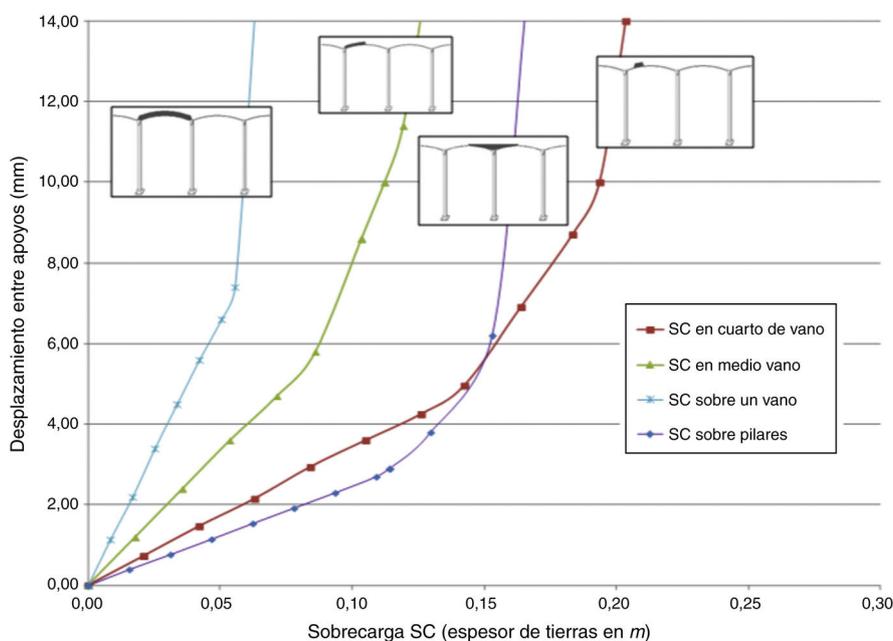


Figura 13. Efectos de sobrecargas asimétricas sobre la cubierta con 25 cm de tierra.

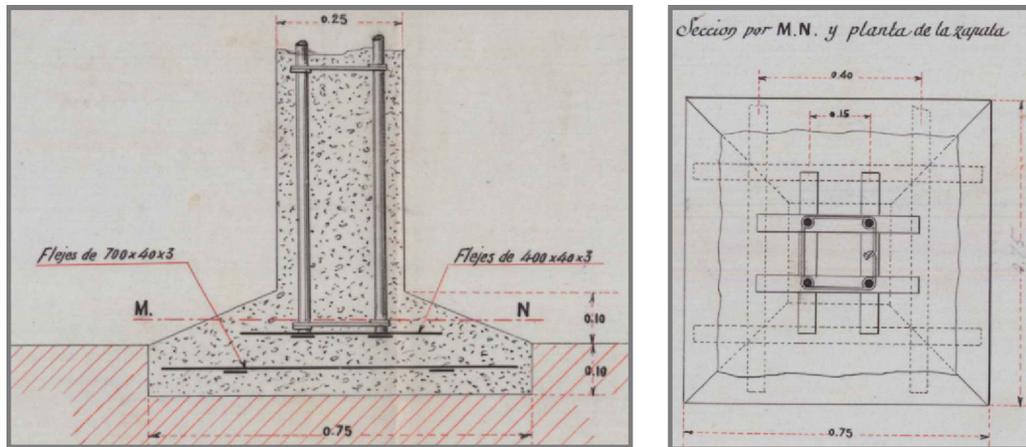


Figura 14. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación.

de esta ante las circunstancias más desfavorables que podrían solicitarla (distribución no uniforme del volumen de tierras –que pudiera tender de la rasante curva paralela a las bóvedas como se contemplaba en Proyecto, a tener una rasante horizontal– y sobrecargas de mantenimiento) son muy amplios.

Esto ha puesto de manifiesto cómo la tipología constructiva elegida por Ribera, con los evidentes riesgos que suponía su construcción que comentamos a continuación, era en cambio una solución adecuada para el fin con el que había sido diseñada. Muestra de ello es la conclusión de la estructura del cuarto compartimento y el éxito de las pruebas de carga realizadas, así como la construcción del Depósito de Roces III de Gijón, con una geometría no tan arriesgada, y que aun hoy se encuentra en servicio con algunos cambios que también comentaremos en los siguientes apartados.

2.5. Consideraciones previas al establecimiento de la causa del hundimiento

Previamente a establecer las posibles causas que podrían dar lugar a un hundimiento como el de la cubierta del cuarto compartimento [4], por su importancia es necesario destacar algunos aspectos sobre la situación nominal de la cubierta, esto es, de su diseño.

Cabe destacar en este sentido que la configuración de la cubierta, y por tanto su concepción estructural, ya estuvo apuntada en algunos de los informes técnicos iniciales como causa del fallo y de su extensión a la totalidad de la cubierta.

En la investigación llevada a cabo se ha comprobado, sin embargo, que el proyecto se encontraba perfectamente justificado y definido, partiendo, eso sí, de algunas consideraciones sobre el tipo de acciones que podían solicitar la cubierta que podrían ser cuestionables.

Por otro lado, las importantes diferencias de criterios de cálculo de los distintos elementos que componen la estructura respecto a los actuales, algunos conceptos de dichos cálculos no del todo desarrollados en la época, y la resolución de los detalles constructivos, muchos de ellos no utilizados en la actualidad, han exigido un análisis en profundidad del que se concluye que el diseño de los distintos elementos estructurales, en la hipótesis de

cargas gravitatorias uniformemente repartidas, era correcto en todos los casos, presentando además, en general, amplios márgenes de seguridad incluso considerando los criterios de cálculos actuales.

Existe únicamente un aspecto que, si bien en dicha situación nominal no tendría en principio importancia, sí que podría haber influido en la extensión del fallo a toda la cubierta una vez iniciado este, e incluso favorecer que se iniciara dicho fallo, como se comentará en los siguientes puntos.

Se trata del detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación (fig. 14): la armadura de los pilares arranca por encima de la cimentación, sin asegurar anclaje alguno en ella, y por tanto sin dotar a la sección de arranque al pilar de capacidad a la flexión (más allá de la que esta tendría como elemento de hormigón en masa, esto es, la debida a la excentricidad del axil respecto a su directriz, muy reducida dada su extraordinaria esbeltez).

Lógicamente, ante la hipótesis considerada en proyecto de cargas uniformemente repartidas, esta configuración carece de importancia, pues las flexiones en el pilar serían prácticamente nulas. Mayor importancia tendría si dichas cargas no fueran totalmente simétricas, si bien la alta flexibilidad de los pilares hace que tampoco fuera un aspecto decisivo en este caso.

Por lo demás, salvo pequeños detalles, la estructura se encontraba perfectamente definida y no planteaba incertidumbres sobre su comportamiento estructural, independientemente de que algunas configuraciones de armado difieran de las que años más tarde se impusieran a raíz de un mejor entendimiento del «nuevo» material.

No se ha detectado por tanto un error de diseño tal que justificara el inicio del hundimiento.

Sin embargo, iniciado este por alguna de las causas que se exponen en los siguientes apartados, la estructura se convertiría en un mecanismo, y el fallo se extendería a todo el compartimento, como de hecho ocurrió. Efectivamente, la geometría (con una esbeltez geométrica muy elevada y, por tanto, con poquísima rigidez a flexión) y configuración de los pilares (aun habiendo estado estos correctamente empotrados) hace que tengan una capacidad muy reducida para recoger los empujes horizontales que se transmitían entre unas bóvedas y otras, pasando estas

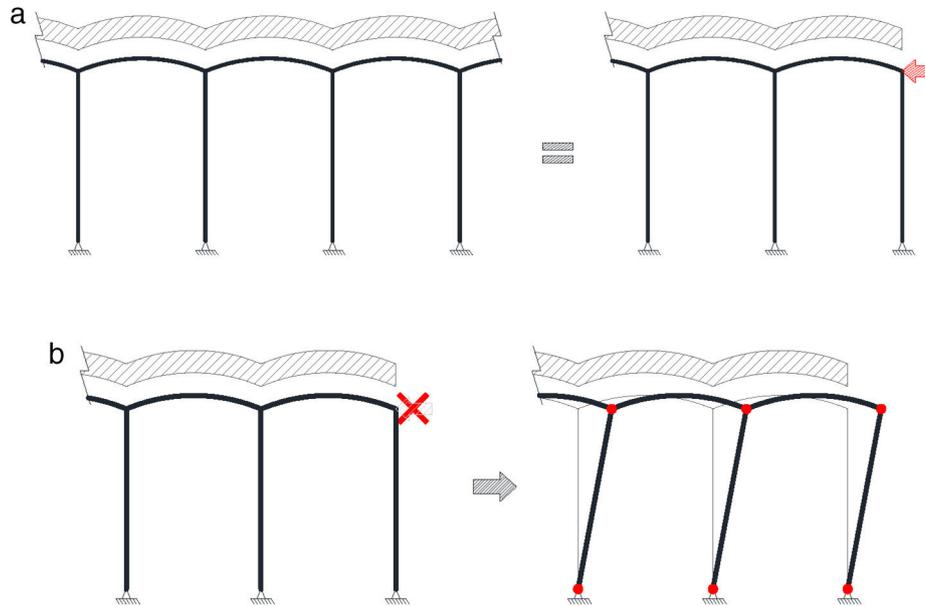


Figura 15. Esquema resistente del Tercer Depósito. a) Bóvedas en equilibrio ante cargas gravitatorias. b) Formación de un mecanismo ante la pérdida de la reacción horizontal.

a tener unas deformaciones inadmisibles que terminarían por producir su colapso, como se detalla en el siguiente apartado.

2.6. La causa del hundimiento

Como se acaba de exponer, de la investigación realizada se concluye que la gravedad del accidente del cuarto compartimento del Tercer Depósito se debió a una configuración de su estructura muy sensible ante cualquier rotura local, haciendo que una vez ocurriera esta el fallo se extendiera a la totalidad de la cubierta (fig. 15).

También se deduce que esta rotura fue probablemente originada por la existencia de cargas no uniformemente repartidas sobre las bóvedas. Efectivamente se ha comprobado que diferencias del orden de 10 cm entre un lado de una alineación de bóvedas y el otro producirían su colapso. Confiar la estabilidad de la cubierta a espesores de relleno de esta magnitud durante la construcción en una cubierta como la analizada era muy arriesgado.

Ribera era consciente de este riesgo, y en el proyecto insiste de forma reiterada sobre las medidas a adoptar para evitar estas acumulaciones de carga.

Sin embargo, la construcción de gran parte de la cubierta y el éxito de las pruebas de carga bien pudieron relajar las instrucciones para el reparto de tierras, justificándose así que se pudieran cometer errores en su reparto que justificarían el fallo de las bóvedas.

Cabe destacar también que la rotura se produce por pérdida de forma de una de ellas. Es importante incidir que este modo de fallo está asociado a un problema de comportamiento global, ya que la resistencia individual de cada uno de sus elementos, bóvedas, vigas y pilares, era suficiente. No se trataba de un problema de cargas excesivas, sino de un problema meramente cinemático, asociado a la distribución de astas.

En todo caso, tanto durante el proceso constructivo por los motivos expuestos, como con la cubierta terminada en la etapa de servicio ante alguna acción accidental, producido el fallo de una bóveda o un soporte, los elementos adyacentes quedarían inmediatamente desequilibrados, no siendo posible su estabilización con el resto de las bóvedas de su misma alineación, motivando así que el hundimiento se extendiera a la totalidad de la cubierta.

Se ha descartado en cambio que la «ola» de calor de los días que precedieron al siniestro, y que sirvió como base para la defensa de Ribera, pudiera haber influido de forma alguna en el origen del hundimiento o en su extensión.

Se concluye por tanto que si bien el hundimiento no se puede atribuir a un defecto de diseño al ser Ribera plenamente consciente de los riesgos que estaba asumiendo en la etapa de construcción, su estructura resultó excesivamente flexible y arriesgada.

3. Consideraciones sobre la robustez de algunas estructuras

Más allá de la causa del hundimiento, el caso del Tercer Depósito es un claro ejemplo de una estructura con falta de robustez, como puso de manifiesto la propia magnitud del siniestro.

En este sentido el mismo proyectista, Ribera, debió reflexionar sobre este defecto de la configuración estructural que había adoptado, y pocos años después del hundimiento y posiblemente motivado por los «miedos» de que pudiera ocurrir algo parecido en el Depósito de Gijón (a pesar de que este, por su geometría, no era tan sensible como el de Madrid) dotó a la cubierta de unas vigas transversales que no existían en el Proyecto original (ni por tanto se observan en las fotografías de su construcción) (fig. 16).



Figura 16. El Depósito de Rocés III (Gijón) en la actualidad (cortesía de la EMA de Gijón).

En definitiva, convirtió una cubierta muy sensible ante cualquier rotura local en una estructura robusta, esto es, con mecanismos redundantes para soportar las cargas, de manera que si un mecanismo falla (por ejemplo por fallo local de una bóveda), las cargas pudieran todavía ser soportadas mediante otros mecanismos resistentes. Intervenciones semejantes podemos encontrar en otras cubiertas de tipologías análogas, bien por ser concebidas así de origen, bien como medidas de refuerzo. En la [figura 17](#) se muestran 2 ejemplos.

Lógicamente conseguir esta redundancia no siempre es posible. De hecho, en la mayoría de los casos ni siquiera es planteable.

Volviendo al puente del Golden Gate con el que comenzábamos la exposición, nadie plantea añadir cables adicionales para colgar el tablero. La robustez en este caso pasa por una intensificación de las inspecciones, medidas adicionales de seguridad, etc., que minimicen el riesgo de rotura de estos cables.

Otro ejemplo que ilustra la importancia de esta sensibilidad hacia la robustez de la estructuras es el de la intervención, muy frecuente por cambios de uso o por simple mantenimiento, en puentes arco del s. XIX y de la primera mitad del s. XX. A modo de ejemplo en la [figura 18](#) se muestra el puente de la Concordia, construido por Perronet entre 1787-1791. La ligereza de su alzado contrasta con la rigidez de los puentes precedentes, especialmente con los puentes romanos, paradigma de obras para la eternidad. De hecho, como es sobradamente conocido, Perronet revolucionó el diseño de los puentes de fábrica, y a efectos

de la robustez que nos ocupa, varió la relación entre el ancho de las pilas a órdenes de casi el décimo de la longitud del vano, cuando hasta ese momento la misma relación había variado entre 1/3 y 1/5 en los puentes romanos, e incluso algo mayor en los medievales [5]

Esta geometría de los puentes rebajados del s. XIX los hace más sensibles a fenómenos tales como la socavación de las pilas que los puentes de medio punto de los siglos anteriores, haciendo que pequeños giros de la cimentación puedan desembocar en la rotura de un vano, y con ello, la ruina del resto de vanos.

En estas condiciones es importante que el técnico que lleve a cabo la intervención sea sensible a esta falta de robustez, para que de esta manera realice las investigaciones oportunas para asegurar, con más margen de seguridad si cabe que en un puente romano, que no se produce el fallo de una pila o una bóveda (situación realmente extraña), o que se puedan evitar fenómenos de socavación como los comentados. Este último fallo es mucho más frecuente: en la [figura 19](#) se muestra esquemáticamente el colapso de un puente en León por esta circunstancia [6].

Como último ejemplo, retomando el caso del Tercer Depósito, volvemos al detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación. La configuración mostrada en la [figura 14](#) no es exclusiva de Ribera, siendo de hecho equivalente a la que, por ejemplo, empleaba Hennebique, o la que se puede encontrar en algunas de las publicaciones de la época, las primeras sobre el hormigón armado ([fig. 20](#)).



Figura 17. Bóvedas tabicadas enlucidas con yeso de la fábrica Batlló, Barcelona (R. Guastavino, 1875) y Cisterna Estambul (532 d.C) (derecha).



Figura 18. Puente de la Concordia (Perronet, 1787-1791).

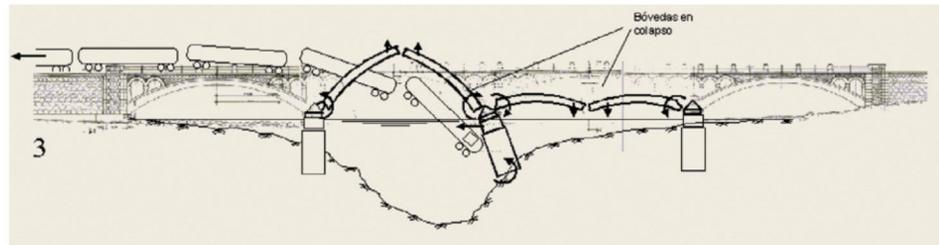
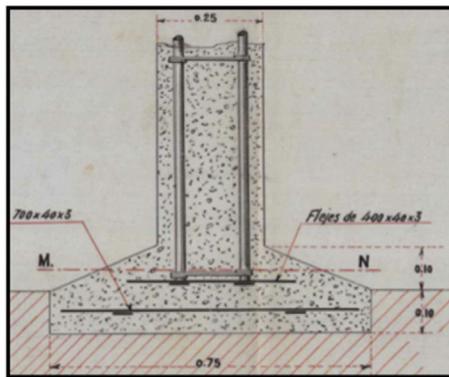
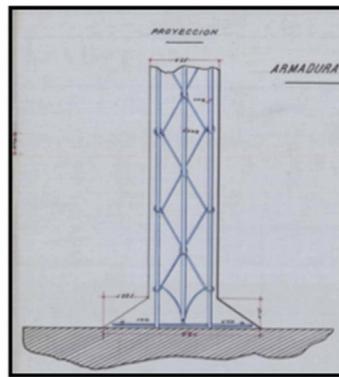


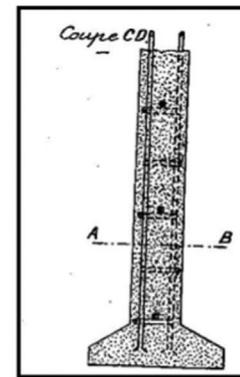
Figura 19. Esquema de la formación de un mecanismo de colapso por giro de una pila en el puente de Veguellina de Órbigo, León (construido en 1945).



Sistema ribera



Sistema compañía de sestao



Sistema hennebique

Figura 20. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación de diferentes concesiones.

Aparentemente esta configuración está heredada de la tradición con fábrica y acero inmediatamente anterior, resultando soluciones que dejan el arranque del pilar sin apenas capacidad a flexión, en la práctica como simples rótulas. Sin embargo, a diferencia de dichas construcciones de fábrica y acero donde el arriostramiento estaba confiado a las propias disposiciones de los muros o a las triangulaciones de los elementos de acero, las de hormigón armado son estructuras en las que, salvo casos puntuales que la propia evolución del conocimiento ha hecho desaparecer (como las incómodas rótulas de los puentes articulados) los nudos deben ser rígidos.

Dicha rigidez —o la capacidad del nudo de transmitir «flexiones»— es precisamente la que dota a la estructura de «monolitismo» y «estabilidad», al crear estructuras altamente hiperestáticas y cuya posibilidad de fallo especialmente ante acciones horizontales es prácticamente nula. Es la forma en la que, indirectamente, creamos en la actualidad estructuras robustas.

También en la intervención en estas primeras estructuras de hormigón armado deberemos ser conscientes de ciertas

configuraciones de detalle para poder decidir el tipo de medidas necesarias en cada caso.

4. Reflexiones finales

La gravedad del accidente del cuarto compartimento del Tercer Depósito se debió a una configuración de su estructura muy arriesgada, concebida además sin recursos redundantes que pudieran mitigar los efectos de una rotura local.

La asunción de riesgos en la ingeniería ha permitido sin duda su progreso. Pero también, de forma reiterada, la ocurrencia de siniestros por descuidarse en ocasiones los criterios de diseño que habían guiado una determinada configuración estructural.

En el caso del Tercer Depósito Ribera adaptó una configuración de bóvedas ampliamente utilizada, las bóvedas del sistema Monier sobre estribos fijos, a una cubierta sobre esbeltísimos pilares cuya estabilidad quedaba confiada a un exquisito reparto de cargas sobre la misma. Y él era plenamente consciente de la sensibilidad de este tipo de configuración (que hasta la fecha

siempre había sido arriostrada), pero el éxito de la construcción del Depósito de Gijón sin tales arriostramientos, y el clima de diseño de aquellos años de cambio de siglo, con el hormigón como nuevo material de moda en plena consolidación, le animaron a ampliar los límites conocidos e incluso a asumir riesgos innecesarios como era la realización de las pruebas de carga, con los consiguientes movimientos de tierra sobre esta cubierta tan sensible que desembocaron, en último término, en el colapso de la cubierta.

Este descuido de los condicionantes estructurales como consecuencia de un clima de diseño excesivamente relajado es recurrente en la historia de la ingeniería, hasta el punto de que Petroski, uno de los grandes divulgadores de fallos en Ingeniería, llegó a bautizar como «el síndrome del éxito» [7]. Ejemplo de lo anterior son el hundimiento del puente de Dee de Robert Stevenson en 1846, el hundimiento del puente de Quebec sobre el río San Lorenzo en 1907, o el celeberrimo puente de Tacoma en 1940.

Como también ocurrió en algunos de estos ejemplos, el hundimiento del Tercer Depósito cayó en el olvido, y su causa nunca llegó a ser profundamente analizada [8]. En nuestro caso, además, sorprende que no se haya detectado hasta ahora, a pesar del gran nivel técnico de los ingenieros de caminos de aquella época, con gran formación en matemáticas, geometría y mecánica, que proyectista y peritos no supieran identificar el modo de fallo asociado al mecanismo cinemático de colapso que se desencadena en bóvedas tan rebajadas apoyadas en pilares de gran altura (además de ser esbeltos), con detalles constructivos, además, no muy afortunados. Añádase que las experiencias previas y las pruebas de carga crearon una engañosa sensación de validación y seguridad que, como se ha expuesto, estaba infundada.

Válganos como ejemplo para los ingenieros de hoy.

Bibliografía

El presente artículo ha sido realizado a partir de los resultados obtenidos en la tesis doctoral de título Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905 [4], presentada en noviembre de 2015 en la Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. En dicha investigación se recopila toda la bibliografía relevante utilizada para la misma. A efectos del presente artículo destacamos además las siguientes referencias:

- [1] T.D. Gerar Canisius (Ed.), COST Action TU0601 «Robustness of structures. Structural robustness design for practicing engineers», V1.2, 2011.
- [2] M. Levy, M. Salvadori, Por qué se caen los edificios, Turner Noema, Madrid, 2015, Traducción de Francisco Javier Fernández Pozuelo.
- [3] FEMA-426/BIPS-06. Reference manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings, second ed, Building and Infrastructure Protection Series, 2011.
- [4] E. Díaz-Pavón, Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905. Tesis doctoral realizada en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid. Codirectores: Jorge Ley Urzáiz y Javier León González, 2015.
- [5] J. León, E. Bauder, La construcción de un puente en el siglo XVIII. Puente de Neuilly, de Jean-Rodolphe Perronet, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Fundación Agustín de Betancourt, Madrid, 1999.
- [6] Comparecencia del señor Presidente de Renfe (Corsini Freese) en el Congreso de los Diputados para informar sobre los detalles del último accidente ferroviario de Veguellina de Órbigo (León) (Número de expediente 212/000401). Año 2001, VII Legislatura, Núm. 194.
- [7] H. Petroski, Paradigmas de diseño. Casos históricos de error y buen juicio en Ingeniería, Modus Laborandi, Madrid, 2009.
- [8] E. Díaz-Pavón Cuaresma, El hundimiento del tercer depósito del Canal de Isabel II en 1905. Colección Juanelo Turriano de Historia de la Ingeniería, Fundación Juanelo Turriano, Madrid, 2016.