www.e-ache.com

Disponible en ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2017; 68(283):171–183

www.elsevierciencia.com/hya

Robustez estructural: la cualidad 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, cualidad 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 8 th 1905 the roof of the 3 rd 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 cualidad 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 cualidad 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

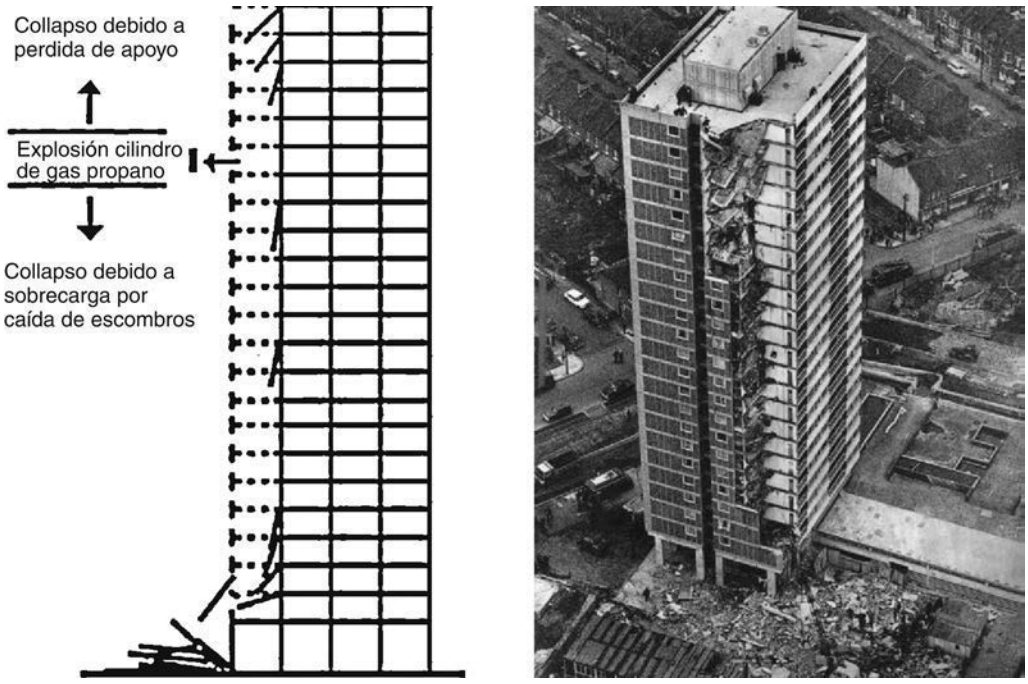


Figura 1. Hundimiento parcial de la torre Ronan Point el 16 de mayo de 1968. Londres. Fuente Levy y Salvadori [2].

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 Guardias, 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 Roces 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

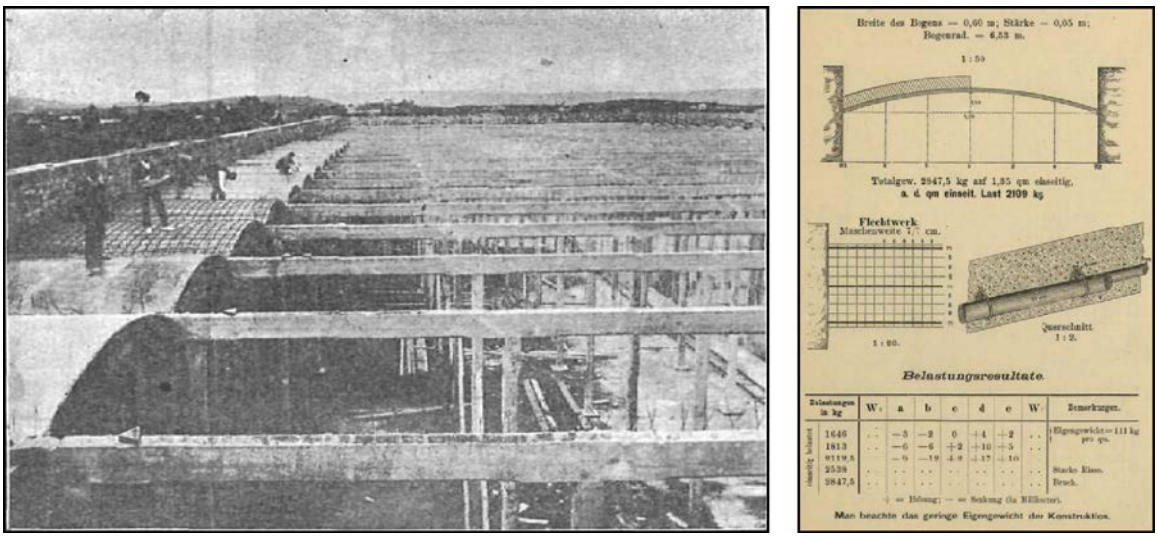


Figura 4. El Depósito de Gijón de Ribera en 1902, y el sistema Monier para las bóvedas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

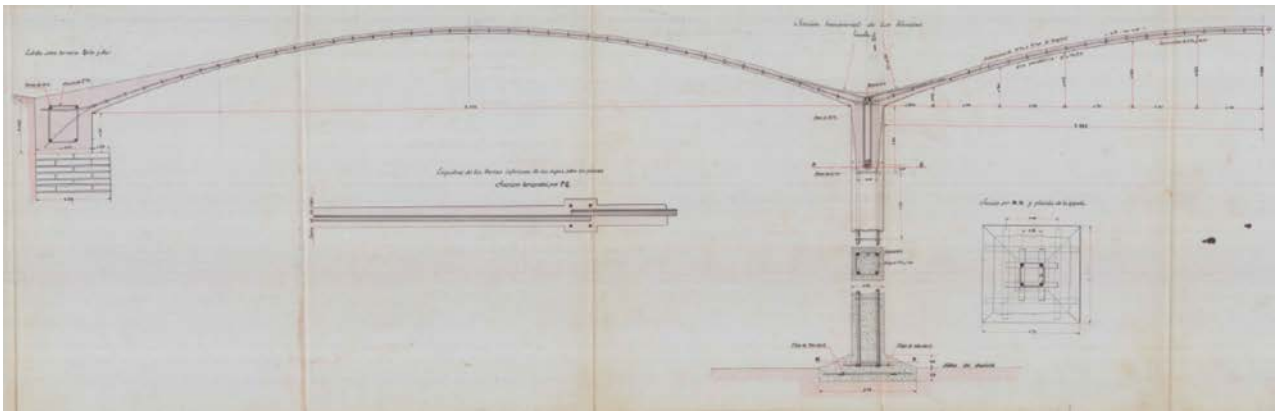


Figura 5. Sección transversal de la cubierta propuesta por Ribera.

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.

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

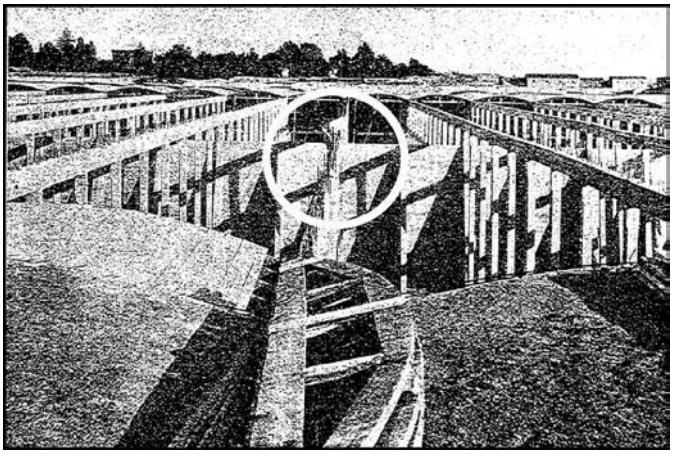


Figura 7. Deformaciones de una viga del primer compartimento en junio de 1905. Revista de Obras Públicas, 14 de marzo de1907.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

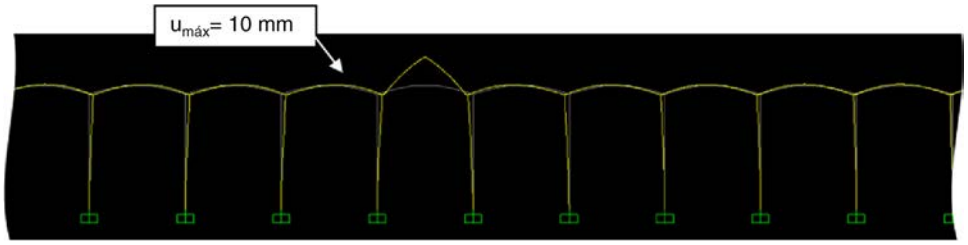


Figura 8. Deformada de las bóvedas supuesta la rotulación de la sección central (por claridad solo se exponen las 10 bóvedas centrales de los 36 vanos que existían).

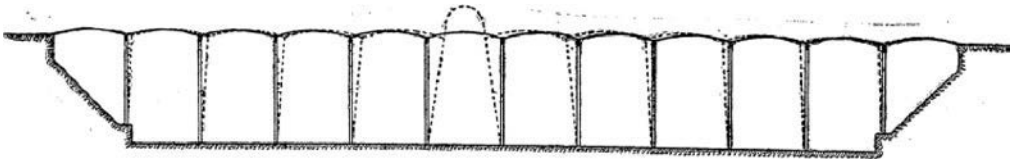


Figura 9. Deformada de la cubierta ante un incremente térmico, de acuerdo con la publicación de Fritz von Emperger.

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 aplanamiento 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

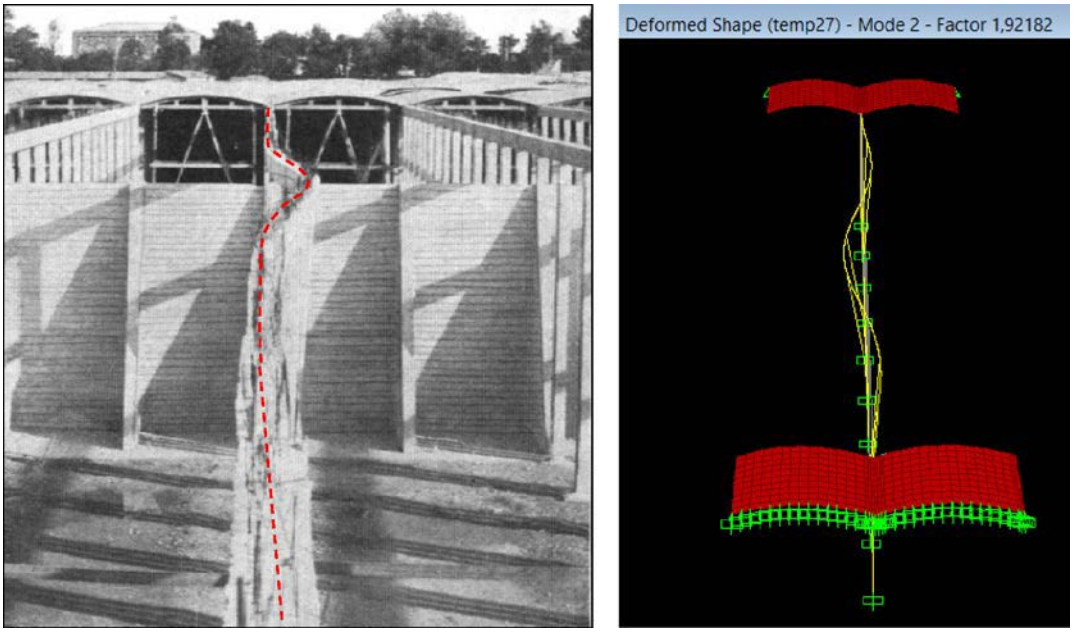


Figura 10. Obsérvese la similitud entre uno de los modos de fallo encontrados y las inestabilidades del primer y segundo compartimento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

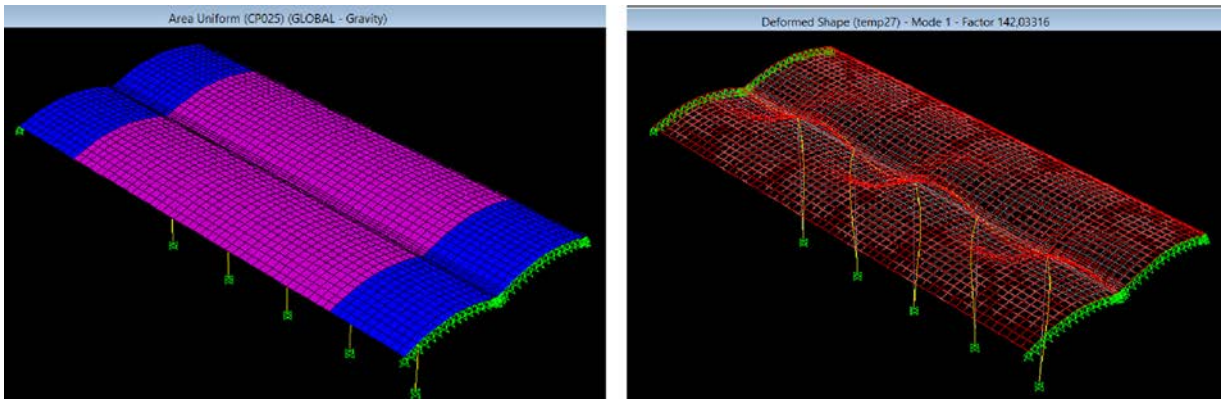


Figura 11. Modo de pandeo de la cubierta terminada. Se descarta la inestabilidad de las vigas en el plano de las bóvedas.

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

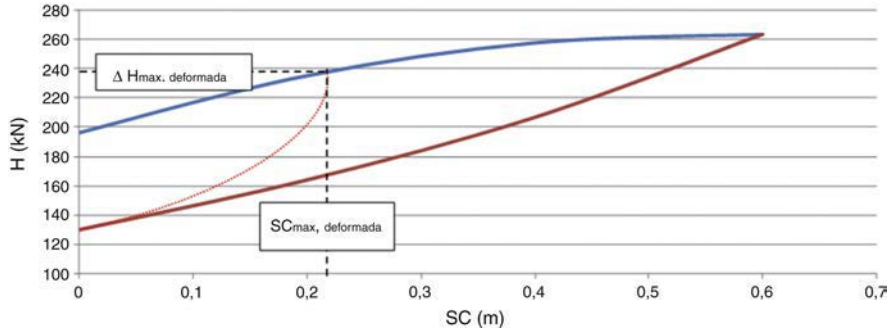


Figura 12. Reacciones en el apoyo de las bóvedas correspondientes a las líneas de presiones de máximo (curva superior) y mínimo (curva inferior) empuje, para el caso de un espesor de tierras uniforme de tierras de 25 cm y una sobrecarga en riñones. En línea de puntos se representa esquemáticamente el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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 considerase 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 pude 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

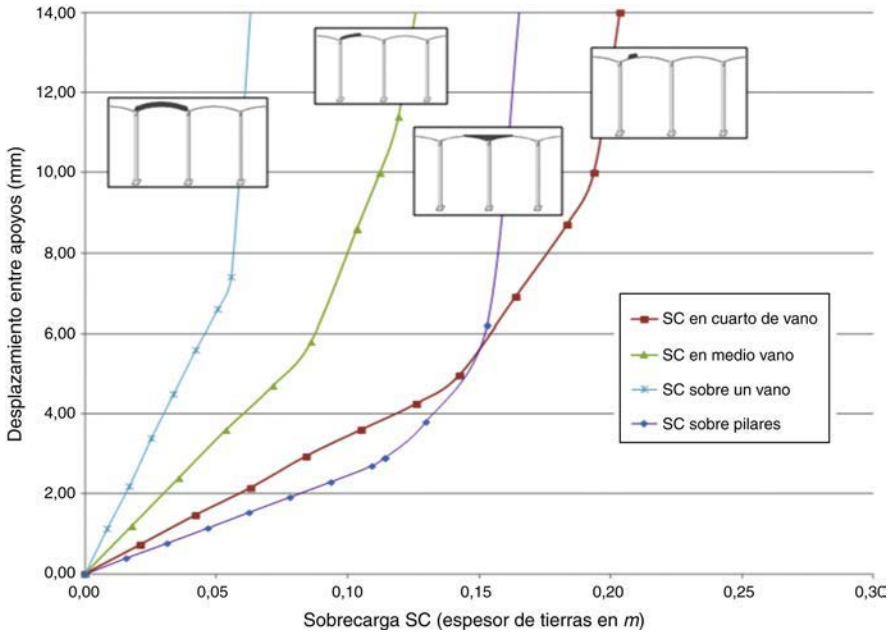


Figura 13. Efectos de sobrecargas asimétricas sobre la cubierta con 25 cm de tierra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

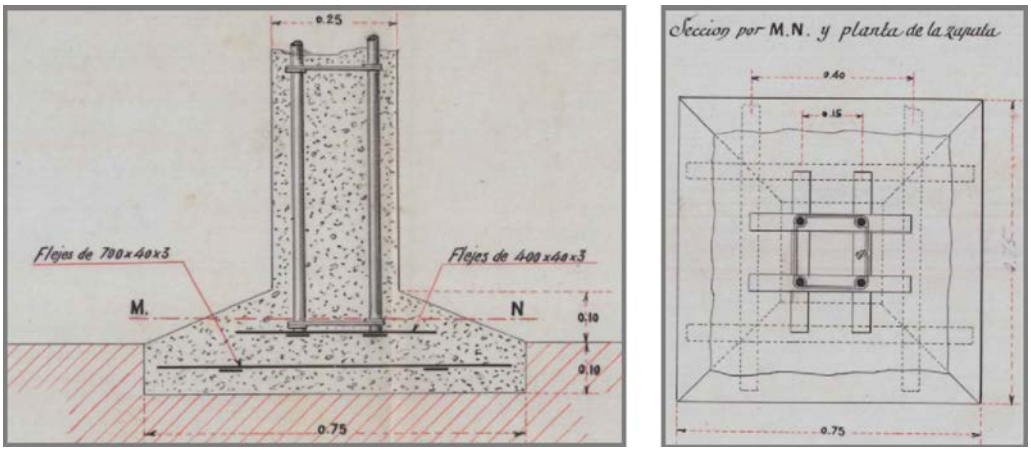


Figura 14. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

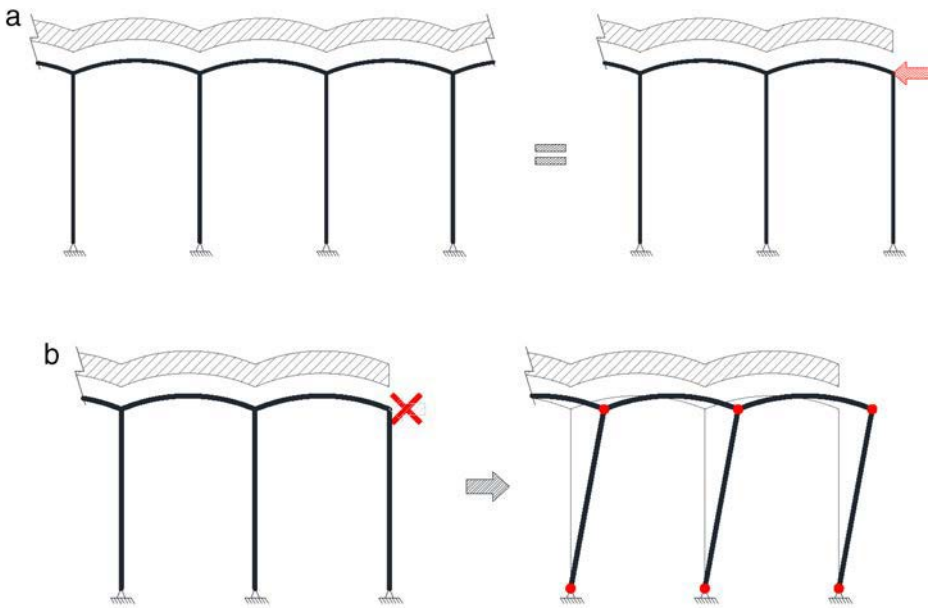


Figura 15. Esquema resistente del Tercer Depósito. a) Bóvedas en equilibrio ante cargas gravitatorias. b) Formación de un mecanismo ante la pérdida de la reacción horizontal.

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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 16. El Depósito de Roces 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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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

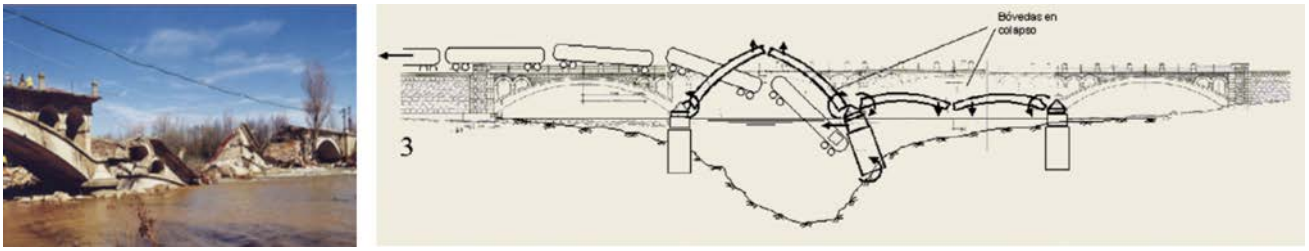


Figura 19. Esquema de la formación de un mecanismo de colapso por giro de una pila en el puente de Veguellina de Órbigo, León (construido en 1945).

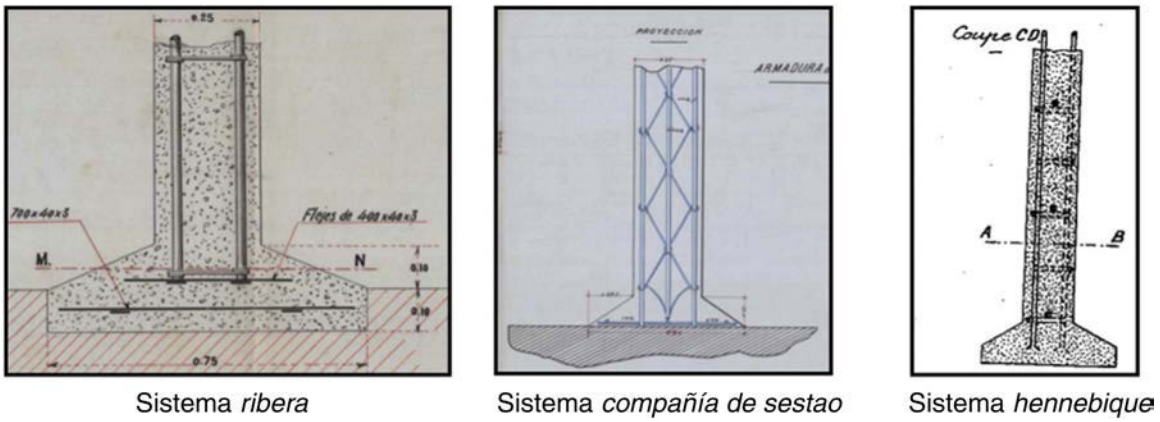


Figura 20. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación de diferentes concesiones.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 celebérrimo 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(283):e23–e34
www.elsevierciencia.com/hya

Robustness: The quality Ribera missed in 1905

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

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma [a,*], Javier León González [b], Jorge Ley Urzáiz [a]

[a] *Dr. in Civil Engineering, INTEMAC, Madrid, Spain*
[b] *E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Politechnic University of Madrid, Madrid, Spain*

Received 7 April 2017; accepted 12 April 2017
Available online 20 November 2017

Abstract

On April 8th 1905 the roof of the 3rd reservoir of *Canal de Isabel II* in Madrid collapsed, being one of the most disastrous accidents that has 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 community as well as in the court of law. Despite this, it did not result in convincing conclusions regarding 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 whose 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 execution defect 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

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, cualidad 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

1. Introduction: robustness as a structural quality

A structure is understood to be robust if the failure of a specific element does not provoke disproportionate consequences. For example, the failure of one of the catenary cables on the Golden Gate Bridge would provoke a disaster, whereas the failure of one its hangers would only cause damage of a limited scope.

It is considered to be a structural quality which is accepted as appreciated but in most cases lacks quantitative precision. Something similar seems to happen with the concept of ductility, where implicit satisfaction is assumed if current modern regulatory codes are met.

However, this has not always been the case.

In fact, the concept of robustness is relatively new: the partial destruction of the 22-story Ronant tower block in London in

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.011
* Corresponding author.
E-mail address: ediazpavon@intemac.es (E. Díaz-Pavón Cuaresma).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.001
0439-5689/© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

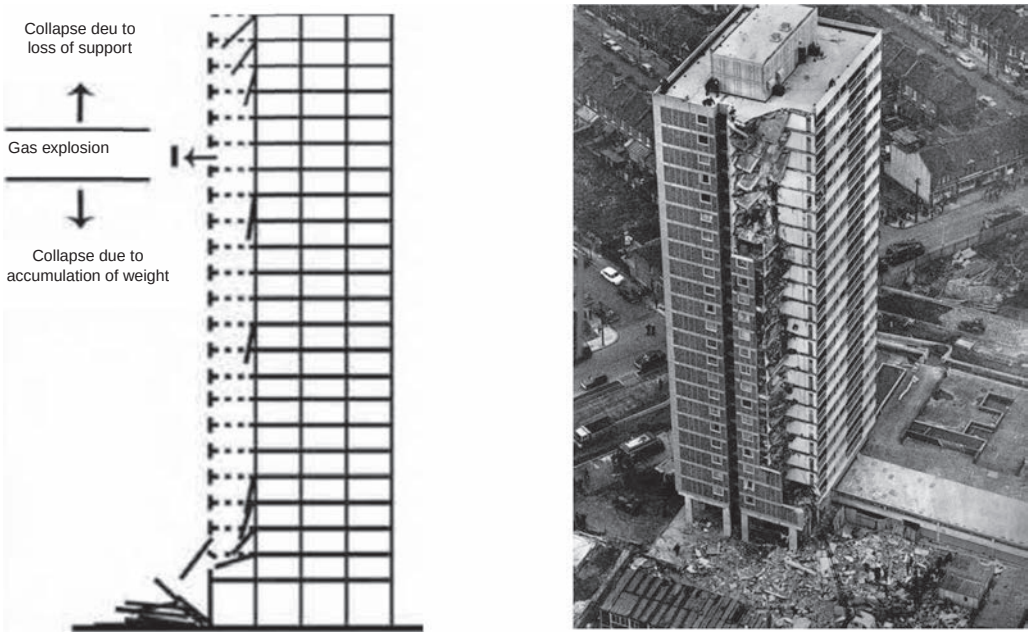


Figure 1. Partial collapse of the Ronan Point tower on May 16th 1968. London [2].

1968 (Fig. 1) was the cause of the incorporation of the concept of progressive failure into the British codes (and hence into the rest of the regulations), along with the consideration of accidental or unusual actions [1]. The accident happened in the early hours of the morning of the 16th May 1968, when one of the neighbours was about to prepare a cup of tea. On lighting a match, the stove gave off an explosion of gas which then blew out the windows and the external walls of the living room. As a result the whole corner of the building collapsed like a line of dominos [2]. The external wall enclosure was made up of floor to ceiling pre-fabricated reinforced concrete panels set on concrete floor slabs. So, when one of these walls failed it consequently provoked the collapse of all those above it, and with the accumulation of weight, the corresponding destruction of those below. These employed the Larsen-Nielsen system which filled the joints between the walls and the slab with mortar but without any reinforcement whatsoever. Therefore, on suffering a horizontal action, as with the explosion, its resistance capacity was highly reduced and therefore failed. But more important than the magnitude of this horizontal action is that it caused the progressive collapse as a result of a partial failure.

More recently we could witness the total collapse of the World Trade Center towers in New York as the result of the impact of two BOEING 767s (Fig. 2). The structural damage produced by the impact was aggravated by the fire from the planes' fuel which caused the area to lose its capacity to withstand the load born upon it, and on collapsing provoked the progressive failure of all the floors. As a result of these attacks, a manual titled the FEMA-426/BIPS-06 [3] was issued in the United States to mitigate the effects of terrorist attacks on buildings. At the same time, it served as a wake-up call to consider robustness in structures, and nowadays a number of teams are working on this matter.

Disasters such as the ones stated before have motivated current structural design to include calculation criteria and



Figure 2. Attacks 11th September 2001. New York.

structural details to guarantee structural robustness, which is understood to be "the capacity of a system to withstand a local failure without suffering disproportionate damage in relation with the cause which originated the failure".

However, this quality may not be present in existing structures, which could become a conditioning factor with regards to its analysis and possible refurbishment.

This article addresses the need for the technician who confronts the analysis of an existing construction to be aware of this quality, which is hence clearly expressed in cited examples.

This is also the case of the collapse of the roof of the Third Reservoir of Canal de Isabel II in Madrid in April 1905 [4]. This is an excellent example of a projected structure lacking analysis of robustness. 30 people died and 6 people were injured in this accident, which is one of the most serious to happen in building in Spain and yet is still little known. The following section will look at this case to analyze its cause and subsequently reflect on the subject of robustness in existing structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2. The collapse of the third reservoir of Canal de Isabel II

2.1. From the construction of Canal de Isabel II to the collapse of the roof

April 1905 found Madrid at the height of its growth, receiving more than 10,000 people annually. This growth triggered a number of significant urban modifications, including, since its creation in 1858, that Canal de Isabel II offered the city's water supply.

By the end of the century, existing reservoirs were deemed insufficient, and in 1881 a new one had been projected in the Campo de Guardias lying below the place known today as Santander Park.

Its construction was controversial from the very beginning, provoking several changes which were not solved until the 10th December 1901 when a Royal Order issued an international competition. This highly disputed competition was won by José Eugenio Ribera, one of Spain's leading engineers, whose solution employing a system of vaults was the most economical and could be executed in the shortest period of time.

The construction of the roof was carried out at the same time as the four chambers in which the reservoir was divided. The works began on the 4th chamber which was located to the south in spring 1904. In April 1905, this 4th chamber was practically covered, whilst in chambers 1 and 2, the columns and the main girders had been placed and the placement of the vaults was beginning. Between the 5th and 6th of April, a series of load tests were carried out, consisting of placing an 80 cm layer of soil along the length of one strip of vaults. The soil was taken from the adjacent vaults hence leaving them without soil cover. The following day, 7th April, the works of distributing the soil over the vaults continued. On the 8th, early in the morning, the collapse happened (Fig. 3).



Figure 3. General view of the disaster area (*Nuevo Mundo*, April 1905).

2.2. Characteristics of Ribera's roof

In 1902 Ribera had constructed the Reservoir of Roces III in Gijón employing a system of vaults which was widely used at this time, called the Monier system. These are very flat vaults (1/10), 5 cm thick covering a 3.8 m span (Fig. 4) However, in contrast to the Monier system where the vaults sprang from abutments, these were supported on the top of beams on 6 m tall columns.

The success of the construction of this reservoir served him to propose the same typology for the new reservoir in Madrid. This time the geometry would be slightly riskier (Fig. 5) with vaults spanning 6 m and 5 cm thick (span/thickness = 1/20). The columns were 8 m tall and 25 cm square on the sides (slenderness 1/32). Though the slenderness of the vaults was endorsed by the aforementioned Monier system, the slenderness of the columns was far greater than current standards; Ribera simply justified this by offering his prior positive experience in the San Sebastián Ceramic Factory which had employed even slenderer columns and with greater loads.

This configuration is repeated over 21 spans of beams and 36 spans of vaults until covering the area of 216 m × 85 m in each chamber (339 m × 216 m in total) (Fig. 6).

As in Gijón, the reservoir was below ground level and the vaults were covered with a regular 20 cm depth of soil.

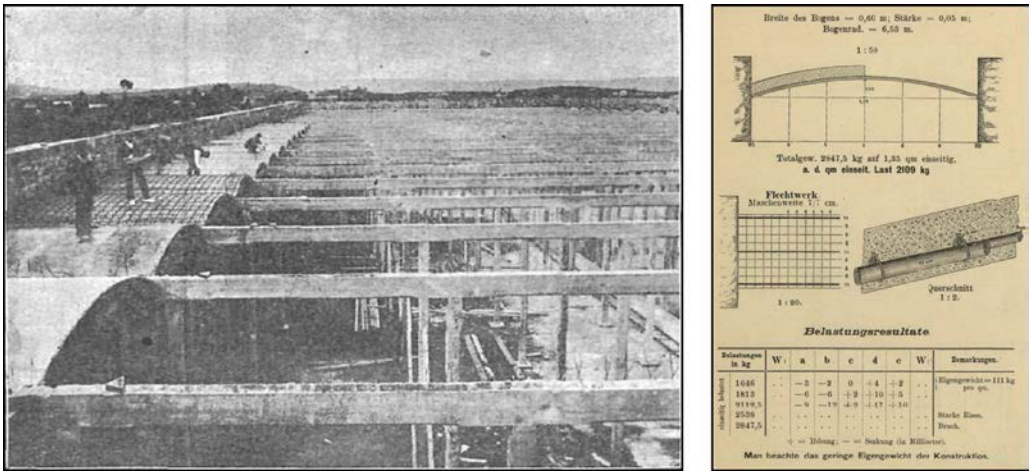


Figure 4. Ribera's Reservoir in Gijón in 1902, and the Monier system for the vaults.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

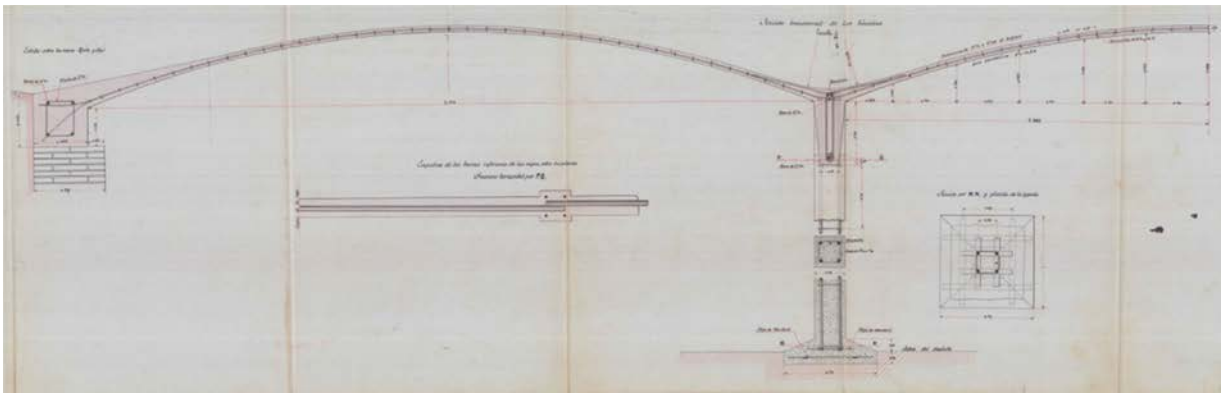


Figure 5. Transversal section of the roof proposed by Ribera.



Figure 6. Construction of the Third Reservoir of Canal de Isabel II. Madrid, 1905.

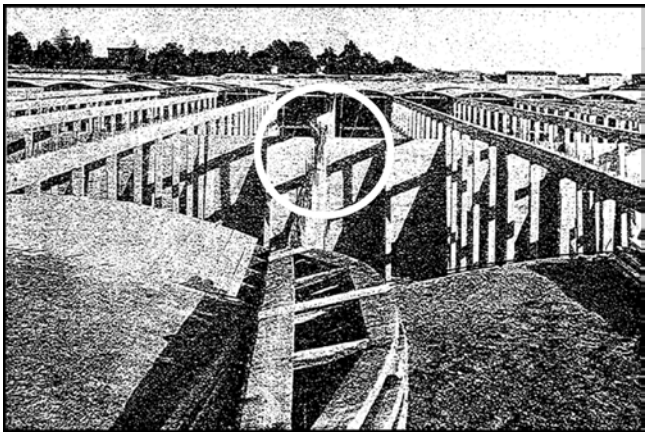


Figure 7. Deformations of a beam in the first chamber, June 1905. Revista de Obras Públicas, 14 March 1907.

2.3. The investigations at the time and the acquittal of Ribera

To investigate the causes of the accident, the same 8th April a Royal Order set up a commission while the Town hall began its own investigations.

As a result of the tragedy Alfredo Álvarez Cascos (Director of Canal), Carlos Santa María (Works Director) were accused along with José Eugenio Ribera, who assumed total responsibility on behalf of the contracted party.

The trial took place at the Provincial High Court of Madrid with the hearing taking place two years later between the 1st and 8th April 1907. Ribera's defence was presented by Melquiades Álvarez as his lawyer and José Echegaray, recently proclaimed Nobel Prize winner, as expert witness. The court acquitted Ribera along with the other two accused.

A determinant factor in Ribera's acquittal was the deformation observed in a number of beams in the first and second chambers at the beginning of June, just two months after the collapse (Fig. 7). These gave rise to numerous articles and opinions attributing the failure of the vaults, to a certain degree, to have been caused by the high temperatures suffered in the month of April. In fact, surprising as it may seem (it is to be taken into account the collapse occurred at 7 o'clock in the morning) most of the existing bibliography to this respect has this hypothesis as the main cause of the collapse. Regarding the real effect these temperatures may have had upon the roof, along with other the actions which could be applied shall be addressed in the following section.

Going beyond the final court sentence, the collapse had greater and further repercussions. This echo was due, on one hand, to the criticisms related to the construction of the Third Reservoir from the preliminary Project and all the engineers which had been involved, but, above all, due to the doubts created in the use of reinforced concrete because of the uncertainties derived in its use. However, the attitude at national level from a number of technical forums in defence of Ribera as a constructor and concrete as a construction material, along with international contributions from personalities such as Fritz von Emperger, Director of the prestigious magazine *Beton und Eisen*, or Hennebique himself, who could see his flourishing company endangered, permitted confidence to be upheld in the new material.

With regards to Ribera, the investigation brought to light once again, the audacity to say that he is, without doubt, one of the great Spanish engineers who took on a decisive role in the introduction of reinforced concrete in Spain. In the project of the Third Reservoir he risked too much, provoking a disaster which accelerated the transition towards a new period in structural concrete that would be under the protection of greater

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

scientific knowledge and the first building regulations. In this period, Ribera would also have a leading role.

2.4. Analysis of the third reservoir's roof

2.4.1. Approximation of the resistant behaviour of the roof

Ribera's desire to reduce to a constructive minimum the thicknesses of both the vaults and the columns led him to design an extraordinarily slender structure whose behaviour was not fully known, and even today is considered complex.

In fact, an initial approach to Ribera's design of the roof, through a typological analysis, brings to light how this construction would suppose a great advance in the development of a structural typology which would have enormous exposure and extension between the 1930s and the 1970s: namely the slender concrete shells [4]. This advance seems to be involuntary (not even calculating the concrete section to withstand the axial loads), although it is possibly full of intuition as shown with the load tests.

However, the collapse supposed a standstill and a backstaging of this structural form, which years later, along with an important mathematical development, would offer a change towards some of the most daring and suggestive forms known in engineering.

With regards to such behaviour, in [4] we analyze the distinct types of failure and the main causes which may occur in a structure such as the roof of the Third Reservoir based on simple conditions of equilibrium in the vaults and simple calculations in the portal frames.

This analysis, at times crude and always approximate, nevertheless offers us the possibility to discard a number of failure modes and address the investigation. A series of results are highlighted as follows:

- A thermal increase in the roof was discarded (supposing it even happened) as the sole cause of a mechanism of collapse. Effectively, the axial forces of the vaults are far lower than those which these can withstand in absence of other live loads (apart from the uniformly distributed soil loads). Additionally, the behaviour of the beams with the already constructed vaults would be very different to what produced the instability in the first chamber.

  The precision of these results demanded a very complex analysis because of the uncertainty of the actions to be considered as well as the noticeable non-linear behaviour of the structure, as the forces depended on the structural stiffness of the different structural elements, and that, on the level of imposed deformations and curvatures. In addition, the analysis of said thermal increases could not be separated from the analysis of the roof regarding the rest of the imposed deformations, especially those due to shrinkage (increased by cooling).

  Given the importance that this aspect received in the trial, the following section shall look further in depth at the behaviour of the roof when faced with imposed deformations.
- Another question which was discarded was a defect in materials as being the possible cause of the collapse of the vaults. The reason is that the stress that these are working under is very low, even with the levels of soil reached during the load test referred to in previous sections (0.80 m).
- Regarding actions of the project, that is to say the uniformly distributed soil loads, columns, beams and the vaults, would all be safe covered by wide safety margins.
- Other types of failure are also discarded where the accident could have been caused by a rotation of the footings or failure in the portal frames.
- However, when faced with non-symmetrical loads on vaults, the roof is extremely sensitive and the mere check of equilibrium of the vaults with their gross cross-section leads us to extremely unlikely results which would not explain that the roof of the fourth chamber had been almost fully completed: differences in soil thickness on one side and another on a 3 cm thick vault distributed over the tributary width of the columns would produce a mechanism of collapse.

  It was therefore necessary to look further into a series of aspects such as the contribution of reinforcement in the vaults capacity, the possibility of transversal distribution within a same vault alignment, as well as, and especially, the effects of shift in the supports in the stability of the vaults. These analyses shall be commented on in the following sections.

2.4.2. The roof faced with imposed deformations

This investigation has discarded that imposed deformations could be the origin of the collapse:

The vaults, as soon as they are subject to slight bending, and as a result of their geometry and conception, would crack and tend to form resistant statically determined mechanisms and relax the forces in the rest of the spans.

In this sense, Fig. 8 shows the deformation of the transversal section of the vaults assuming that the crown of the central one were the neutral point for horizontal displacements and, simultaneously, a three-hinge arch was formed. This hypothesis would be coherent with the deformation scheme presented by the

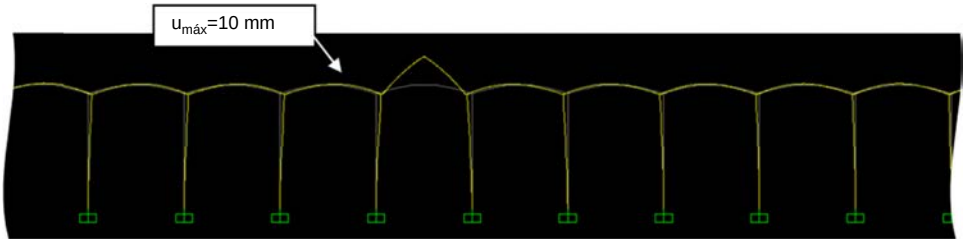


Figure 8. Deformation of the vaults supposing rotation in the central area (for reasons of clarity, only the 10 central vaults are shown of the existing 36 spans).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

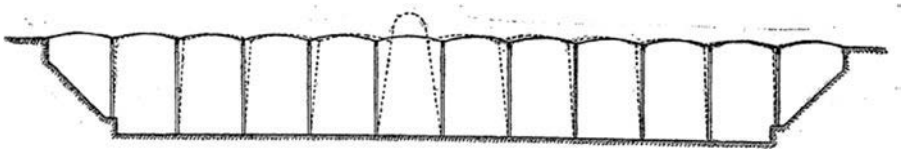


Figure 9. Deformation of the roof faced with thermal increase in accordance with the publication by Fritz von Emperger.

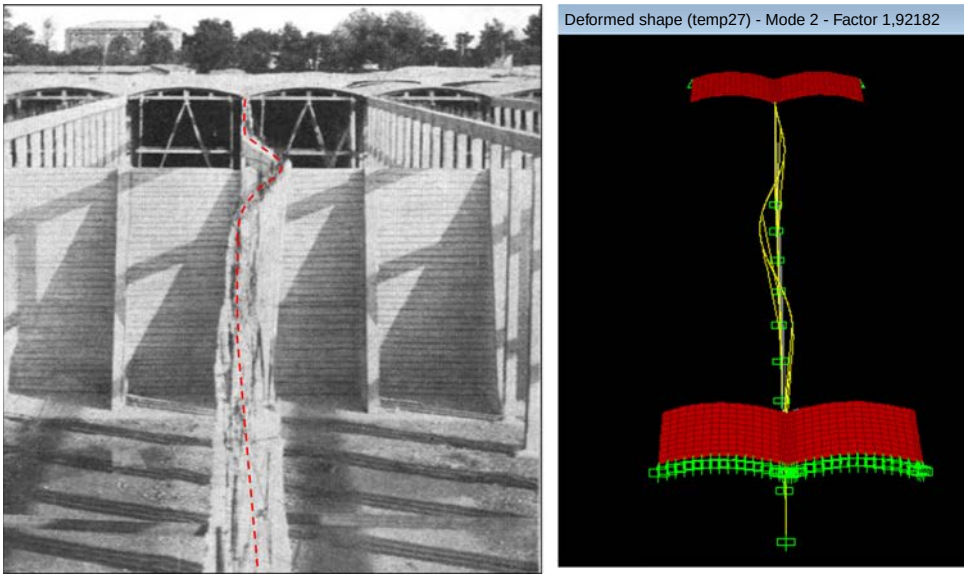


Figure 10. Observe the similarity between one of the failure modes found and the instabilities in the first and second chambers.

Austrian engineer Fritz von Emperger as a part of his analysis as the cause of the collapse (Fig. 9).

The magnitude of the displacements shown in the deformed shape brings to light the minor effects this local discontinuity produced upon the rest of the transversal section of the roof structure. This fact is confirmed if the internal forces are analyzed, showing that they are very low and far from those which would lead to failure of the springing of the arch, which is the weakest in the case of the roof [4]. Once again, stability is guaranteed.

The only "negative" effect that the indirect actions could have in the transversal direction of the roof would be the flattening of the vault shape as a result of shrinkage and creep, although the loss of shape is rather negligible.

Neither would the imposed deformations upon the longitudinal portal frames have an effect on the resistance of the whole structure once the vaults are constructed.

This situation contrasts with the beams in the first and second chambers which, without the vaults having yet been placed, deformed shortly after the collapse in the month of June (Fig. 7). When movement is not limited at the head of the columns, beams become very sensitive to lateral instability induced by axial compression due to restrained movement produced by a thermal increase (specifically at midday and not early morning when the collapse of the fourth chamber occurred).

Díaz-Pavón's doctoral thesis titled *Investigation on the causes which could cause the collapse of the roof of the Third reservoir of Canal Isabel II in 1905* [4] goes into great depth regarding this situation, obtaining safety margins for buckling albeit the fact that neither the length of the beam nor the inertial forces on the columns and beams, nor the thermal increase itself is the same as what really happened in June 1905, allow the justification of such a failure. In this sense, it is to be seen how the buckling mode shown in Fig. 10 resembles the instability in the photograh corresponding to the deformations seen in the first chamber. The fact that it apparently looks like the second mode of buckling would be influenced by a number of variables, especially by geometric imperfections.

These results contrast with the situation in the fourth chamber.

Indeed, its situation when it collapsed was greatly different as the vaults laterally braced the beams and the thermal increases at 7:30 in the morning could not be so high.

Even taking into consideration the thermal increase, the ratio between the theoretical critical axial load of these beams and the load due to thermal increase is in the order of 142 as is shown in Fig. 11. Moreover, the first six modes of buckling detected by the model are found in the plane of the portal frame and not orthogonally which hence lays bare the enormous contribution the vaults have in stabilizing the beams.

2.4.3. The roof facing gravitational action

As previously mentioned, when regarding design actions, that is to say, uniformly distributed soil loads, the columns, beams and vaults would be safe, covered by wide safety margins. However, regarding non-symmetrical loads in vaults, the roof is very sensitive.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

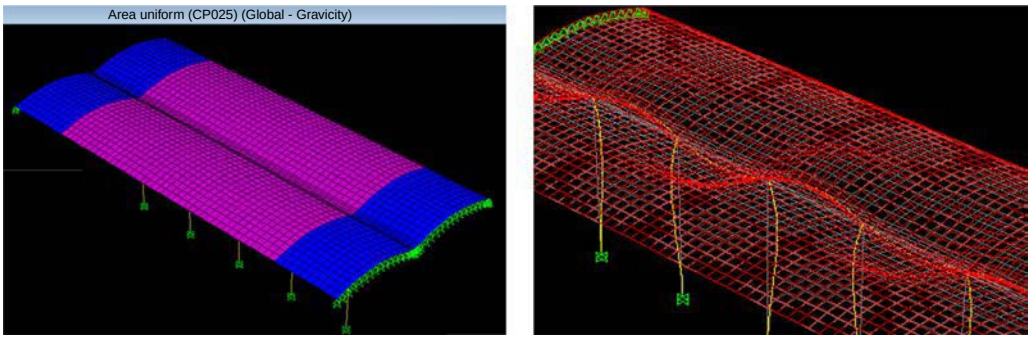


Figure 11. Buckling mode of finished roof. Instability is discarded in the plane of the vaults.

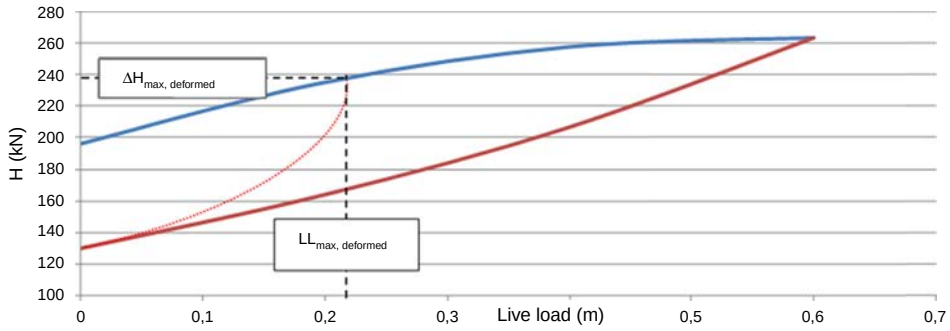


Figure 12. Reactions in the support corresponding to the lines of pressure of maximum (upper curve) and minimum thrust (lower curve), in the case of uniformly distributed 25 cm deep soils and live-load (LL) on haunches. The discontinuous line graphically represents the thrust when a displacemnt of the support occurs.

This sensitivity regarding asymmetric actions is complex to evaluate. The asymmetric load provokes a displacement in the support (a shift away from) which would cause the vault, which mobilizes initially the line of minimal thrust, would continue to increase such thrust as the displacement increases (greater span, less rise, more thrust: the discontinuous line in Fig. 12). The evolution of thrust and shift is clearly non-linear and therefore difficult to foresee. The deformation of the arch depends on the stiffness of the structure as a whole and such stiffness depends on the loads, whose increase could cause the relaxation of the structure (by cracking) so making the deformations ever greater.

This behaviour could appear difficult to interpret. It is evident that a masonry arch (or vault) – and therefore with no bending stiffness –, if the abutment is not able to provoke the necessary reaction, would open and end up collapsing. Whereas, if the section does have bending capacity, the arch would deform, reaching a state of equilibrium which, in the limit, might not need any horizontal reaction and would begin behaving as a *beam* with a curved path.

In the vaults of the Third reservoir, the *beam effect* in any case would be very small, and the reaction, and therefore the axial loads, would increase to maintain the equilibrium of the *arch*.

With regards to carrying out an approximation of this behaviour different models of the structure of the Third Resevoir were carried out [4] which, although necessarily simplified, took into consideration mechanical (cracking and creation of plastic hinges) and geometrical nonlinearities (2nd order effects), which have brought to light the extraordinary flexibility of the structure when faced with an increase in non-symmetric loads.

In addition, the aforementioned models reveal the important role of the presence of rebar in the vaults' behaviour. Moreover, this reinforcement, so dimensioned as to withstand the full axial load in the vaults when faced with uniformly distributed loads, offer the structure a great bending capacity which is especially significant when the thickness of the soils were reduced or non-existent, so conditioning the type of mechanism which forms on the roof.

As a result of said analyses, the graph in Fig. 13 depicts the relative displacement between supports which increases in proportion to the loads so measured as thickness of equivalent soils. The case shown is to apply a uniform 25 cm load, an additional load on the haunches as well as other configurations of possible non-uniform loads.

As may be appreciated in all cases, in reduced differences of loads, the behaviour is clearly elastic and the displacement between supports is very small. However, when the vaults begin to crack the flexibility increases greatly and the displacements shoot up, increasing at an uncontrolled rate for very low increases in load. In this way, the point where the roof collapses is reached, which in any case is caused by the loss of shape of the loaded vault (snap-through failure mode). Failure caused by instability of a column was discarded.

Akin results are obtained for the roof without soils (beyond non-uniform loads). For example, if the load accumulates asymmetrically along half span, the flexibility of the roof is very pronounced as from 10 cm, reaching point of collapse at less than 15 cm.

These values should be considered, in any case, as approximate: on one hand they would be further reduced if the weight

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

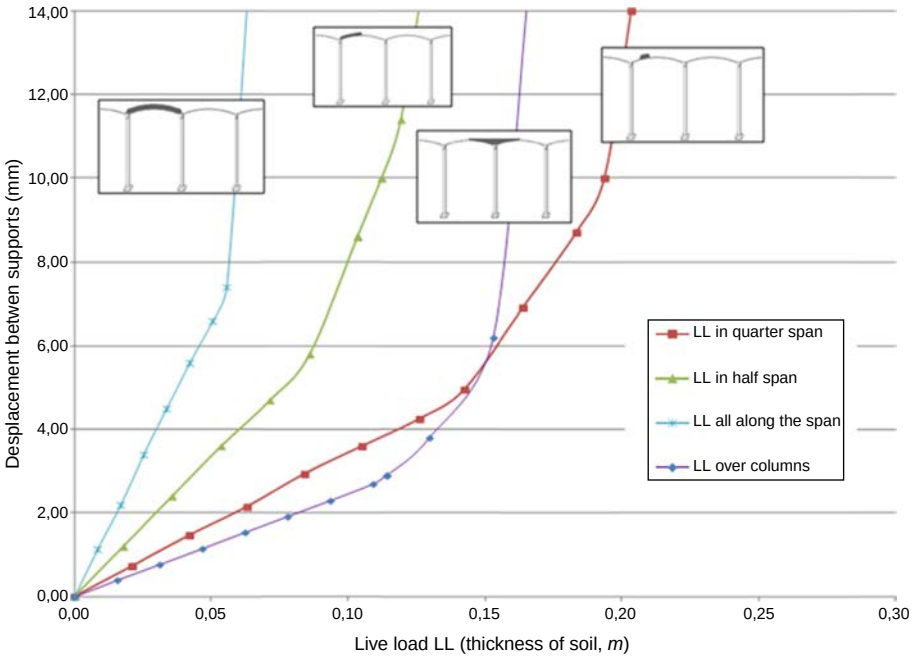


Figure 13. Effects of excess asymmetric loads upon the roof with 25 cm of soil.

(and the impacts) of the workers and wheelbarrows is taken into account (take into consideration the volume of distributed soil over the tributary width of a vault in half span and 0.10 cm deep supposes a weight of 20 kN, whereas the weight of a single loaded wheelbarrow would be of around a tenth of that).

They could also be lower if, instead of the nominal geometry of the vaults, defects of execution or losses in shape due to deformations were taken into account, although the latter, as indicated in the previous section, would provoke a very small effect in our case.

On the other hand, as is demonstrated in [4], the capacity of longitudinal distribution along the same alignment of vaults (behaving as shells), makes the results obtained excessively conservative especially in regard to local situations of loads, that is, those which are not presented longitudinally (for example maintenance loads once in service).

Finally, it was checked that the safety margins of the roof, if it had been completed, in relation to the most unfavourable circumstances which could be applied (non-uniform distribution of soil volumes as a result of a horizontal level of soil, instead parallel to the extrados of the vaults, as contemplated in the Project, plus maintenance loads) are very wide.

This has brought to light how the constructive typology chosen by Ribera, with the evident risks it supposed for the construction (and even once finished and in service), was however a suitable solution for the purpose it was designed for. An example of which is the Roces III Reservoir in Gijón, which had a slightly less risky geometry and is still today in service albeit with a few changes which are commented upon later on.

2.5. Prior considerations before establishing the cause of the collapse

Of the possible causes which could give rise to a collapse as in the 4th chamber and which is analyzed in [4], and because of its due importance, it is necessary to highlight some aspects of the nominal situation of the roof, in other words, its design.

It is to be highlighted here that the configuration of the roof, and hence its structural conception, was pointed out in some of the initial technical reports as the cause of the failure and its extension to the whole of the roof.

In the investigation which was carried out it was nevertheless confirmed that the project was totally justified and well-defined, starting off with a number of considerations regarding the type of actions the roof could be submitted to. It would therefore be possible to consider if said hypothesis were admissible or not.

The important differences in calculation criteria regarding distinct structural elements in relation to the current ones, a number of concepts not totally developed at the time, and the resolution of construction details, many of which not used today, have demanded an in-depth analysis. The conclusion is that the design of distinct structural elements, in the hypothesis of uniformly distributed gravitational loads, was correct in all cases, presenting as well, in general, wide safety margins, even considering current day design criteria.

There is one single aspect which, in the stated nominal situation would not have had any initial importance, but could have influenced in the extension of the failure to the whole roof once started, and even favoured the initiation of said failure, as shall be commented on in the following points. It addresses the detail of the footings of the columns over the foundations (Fig. 14). Apparently inherited from the tradition of masonry and steel, the

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

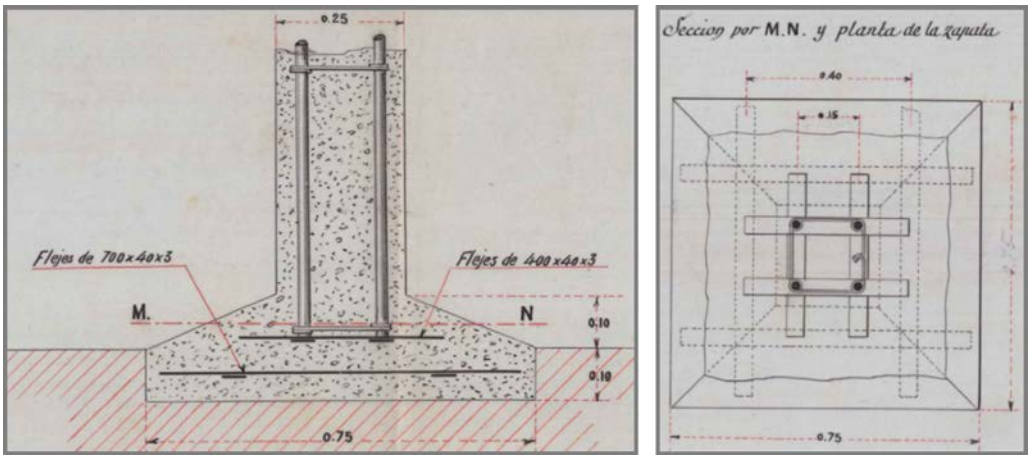


Figure 14. Detail of column footing on the foundation.

reinforcement of the columns starts above the foundations, without ensuring the anchorage to it, and therefore without offering the section of the column footing the capacity of bending (further than this being a mass concrete element, that is, what is due to the eccentricity of the axial loads in respect to the column's axis, which is very reduced due to its outstanding slenderness).

Logically, regarding the hypothesis considered in the Project of uniformly distributed loads, this configuration lacks importance as the bending in the column would be practically zero. It would have greater importance if said loads were not totally symmetrical as analyzed in the following section.

Otherwise, apart from minor details, the structure was perfectly defined and did not offer uncertainties regarding its structural behaviour, independent to the fact that some reinforcement configurations differ to those which years later became more popular as a result of a better understanding of the "new" material.

Therefore a design error has not been detected which would justify the start of the collapse. Indeed, failure started as a result of one of the causes explained in later sections, the structure progressively became a mechanism and the failure extended to the whole chamber, as in fact happened. In effect, the geometry (with a very great slenderness and consequently low stiffness regarding bending) and the configuration of the columns (even having been correctly embedded) caused them to have a low capacity to withstand the differences of horizontal forces which are transmitted between adjacent vaults, causing these to suffer inadmissible deformations which end up provoking the collapse, as is explained in the following section.

2.6. The cause of the collapse

As has just been explained, the investigation which was carried out concluded that the severity of the accident in the 4th chamber of the Third Reservoir was due to an extremely sensitive configuration of the structure when faced with any local failure which, once begun, would cause this failure to extend to the rest of the roof (Fig. 15).

It was also deduced that this failure was probably originated by the existence of non-uniformly distributed loads on the vaults. Effectively, differences of up to 10 cm between one alignment of vaults and another were found which caused the collapse. Confiding the stability of the roof to thicknesses of fill of this magnitude, during the construction phase on a roof as is analysed, was very risky.

Ribera was aware of this risk, and in the Project he reiterated the importance of the measures to adopt to avoid such accumulations of non-symmetric loads on the roof. However, the fact of having completed the construction of most of the roof and the success of the load tests could well have relaxed somewhat the instructions regarding the distribution of soils, so justifying the producing of errors and the subsequent failure of the vaults.

We could also highlight that the failure of the vaults was the result of the loss in shape of one of them. It is important to stress that this failure mode is associated with a problem of global behaviour as the individual resistance of each of its elements: vaults, beams and columns was sufficient.

In any case, both during the construction process, due to the aforementioned reasons, as with the finished roof in the service period in face of any accidental action, the local failure of a vault or support would cause the adjacent elements to immediately become unbalanced, not being possible the stabilization with the remaining vaults in the same alignment and hence causing the collapse to extend to the whole roof.

It has been discarded however that the heat wave in the days prior to the accident, which served as Ribera's defence, could have influenced in any way as the origin or the extension of the collapse.

We can therefore conclude that even if the collapse could not have been caused by a defect in design, as Ribera was fully aware of the risks he was undertaking in the construction phase; his structure was excessively flexible and risky.

3. Considerations on robustness of a series of structures

Going beyond the cause of the collapse, the case of the Third Reservoir is a clear example of a structure lacking in robustness as seen by the magnitude of the accident. In this way, Ribera must have reflected upon this defect in the structural configuration he had adopted, and a few years after the collapse, and possibly as a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

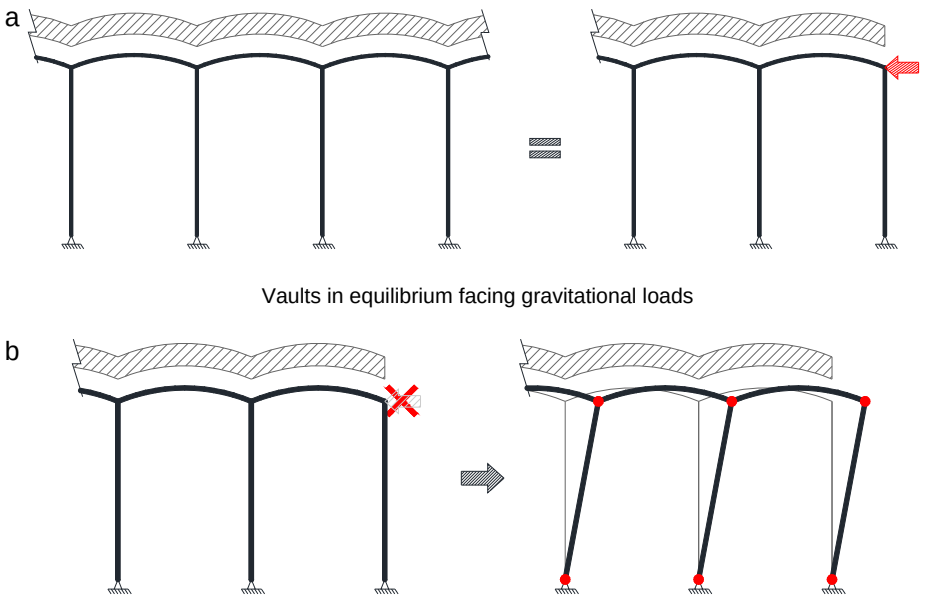


Figure 15. Resistance model of Third Reservoir.



Figure 16. The Roces III Reservoir (Gijón) today (Courtesy EMA, Gijón).

results of the "fears" that something similar could happen in the Gijón Reservoir (even though this was not as sensitive as the one in Madrid due to its geometry), provided the roof with a number of transversal beams which did not exist in the original Project (and thus cannot be seen in the photographs of its construction) (Fig. 16).

In conclusion, he converted a very sensitive roof in relation to any local failure into a very robust structure along with additional mechanisms to withstand the loads so that if an element failed (for example by local failure of a vault), the loads could still be born through other resistant mechanisms. Similar procedures may be found in other roofs with alike typologies, whether originally conceived as this or as measures of reinforcement. Two examples may be seen in Fig. 17.

Logically to achieve these additional measures is not always possible. In fact, in most cases it is not even posed. Returning to the Golden Gate bridge which we started the article with, nobody contemplates additional cables to suspend the deck. The robustness in this case is a result of an increase in inspections, additional safety measures etc., which minimize the probability of failure of these cables.

A further example which shows the importance of this sensitivity towards structural robustness is that of intervention, very frequent in changes of use or simple maintenance in arch bridges of the XIX century or the first half of the XX century. An example of this can be seen in Fig. 18 which shows the Pont de la Concorde, constructed by Perronet 1787–1791. The lightness of its construction contrasts with the stiffness of former bridges, especially Roman bridges which are the paradigm of everlasting structures. In fact, what is more than well known is that Perronet revolutionized the design of masonry bridges regarding the concept of robustness we are interested in, varied the width of the piers to nearly a tenth of the length of the spans when until that moment the same relation was running between 1/3 and 1/5 in Roman bridges and even greater in mediaeval ones [5].

The geometry of low arch bridges in the XIX century makes them more sensitive (in comparison to the former semi-circular vaults and pier-abutment bridges) to phenomena such as scour

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 17. Plasteres panelled vaults in the Batlló factory, Barcelona (R. Guastavino, 1875) and the Basilica Cisternin Istanbul (532 A.C.) (right).



Figure 18. Pont de la Concorde (Perronet, 1787–1791).

around the piers so provoking slight rotations of the foundation and the consequential failure of a span and hence the failure of the remaining spans.

In these conditions it is important for the technician, who is carrying out the intervention, to be sensitive to the lack of robustness so that he may fulfil the necessary investigations to ensure, with greater safety margins than in a Roman bridge if possible, that a failure of a vault or a pier does not take place (very unusual circumstance), or that aforementioned events such as scour may be avoided. This last failure is much more frequent: Fig. 19 shows graphically the collapse of a bridge in León as a result of this [6].

As a final example, and getting back to the Third Reservoir, we can return to the footing detail of the columns on the foundations. The configuration shown in Fig. 14 is not exclusive to Ribera, being equivalent of that used, for example, by Hennebique or which may be found in some of the first publications on reinforced concrete of the time (Fig. 20).

However, unlike aforementioned masonry and steel constructions where the bracing was entrusted to the layout of the walls themselves or the triangulations of the steel elements, those of reinforced concrete are structures in which, except in specific cases where acquired knowledge has made them disappear (such as those uncomfortable hinges in swing bridges) the nodes should be stiff.

Said stiffness – or the capacity of the node to transmit bending moments – is precisely that which offers the structure "a monolithic nature" and "stability", by creating structures which are highly statically indeterminate and whose possibility of failure when faced with horizontal actions is practically zero. This is the way in which, indirectly, we make robust structures today.

Also in the intervention of these first reinforced concrete structures we should be aware of certain configurations in detail to be able to decide the type of measures necessary to incorporate in each case.

4. Final thoughts

The severity of the accident of the Third Reservoir was the result of a very risky structural configuration, conceived without the necessary resources which could have mitigated the effects of a local failure.

The assumption of risks in engineering has allowed, without any doubt, its progress. But it is also a fact that the repeated occurrence of accidents as a result of occasionally neglecting design criterion which would have led to a specific structural configuration.

In the case of the Third Reservoir, Ribera adapted the Monier system configuration of vaults upon fixed abutments to a roof which was supported on very slender columns whose stability was confined to an excellent distribution of the loads over the same. He was totally aware of the sensitiveness of this configuration (until this moment it had always been braced), but the success of the construction of the Gijón Reservoir without such bracing, and the state of design in those years at the turn of the century, with concrete being consolidated as the new fashionable material, encouraged him to push the known limits and even take on unnecessary risks such as the carrying out of load tests with the subsequent movements of the soil on that overly sensitive roof which finally provoked its collapse.

This oversight in determinant structural factors as a result of an excessively relaxed state of design is recurrent in the history of engineering, up to the point where Petroski, one of the great educators on engineering failures, baptized it as the "syndrome of success" [7]. Examples of the aforementioned are the collapse of the Dee Bridge by Robert Stevenson in 1846, the collapse of the Quebec Bridge over the River San Lorenzo in 1907, or the infamous Tacoma Bridge in 1940.

As also happened in some of these cases, the collapse of the Third Reservoir has become forgotten and its cause never was fully analyzed [8]. Moreover, it is surprising that it has not

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

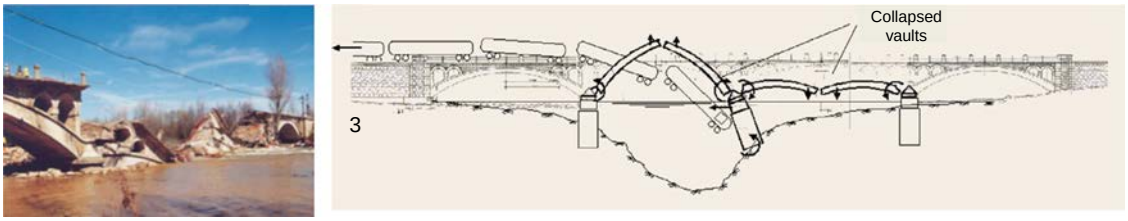
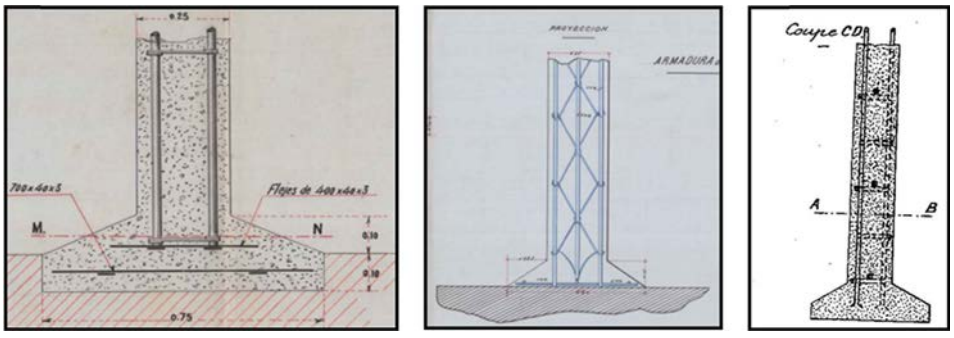


Figure 19. Graph showing the formation of a collapse mechanism due to pier rotation in the Veguellina de Órbigo bridge, León (constructedin the early 1930s).



Sistems *Ribera* Sistems *Compañía de Sestao* Sistems *Hennebique*

Figure 20. Different types of detail of column footing on foundation.

been detected until now, despite the great technical level of civil engineers of the time, who were highly trained in mathematics, geometry and mechanics. It is also surprising that the designer and the technical inspectors were unable to identify the failure mode associated with the kinematic collapse mechanism associated to low vaults supported on tall, slender columns, along with unfortunate construction details. Add to that, that prior experience and the apparently successful load tests led to a misleading sensation of confidence and security which as seen was unfounded.

May this be a worthwhile example for the engineers of today.

References[1]

[1] COST Action TU0601, in: T.D. Gerar Canisius (Ed.), Robustness of Structures. Structural Robustness Design for Practicing Engineers, 2011, V1.2. Septiembre 2011.
[2] M. Levy, M. Salvadori, Por qué se caen los edificios, Traducción de Francisco Javier Fernández Pozuelo, Turner Noema, 2015.
[3] FEMA-426/bips-06, Reference Manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings., 2nd ed., Building and Infrastructure Protection Series, 2011, October.
[4] E. Díaz-Pavón Cuaresma, 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, Jorge Ley Urzáiz y Javier León González, Codirectores, 2015.
[5] J. León, E. Bauder, La construcción de un puente en el siglo XVIII. Puente de Neuilly, de Jean-Rodolphe Perronet, in: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Fundación Agustín de Betancourt, Madrid, 1999.
[6] Comparecencia del señor Presidente de Renfe (CorsiniFreese) 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.

[1] This article was written from results obtained in the doctoral thesis titled INVESTIGATION ON THE CAUSES WHICH COULD CAUSE THE COLLAPSE OF THE ROOF OF THE THIRD RESERVOIR OF CANAL DE ISABEL II IN 1905 [4], presented in November 2015 to the Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica, Madrid. All relevant bibliography used is compiled in mentioned article.Further references are listed in the reference list.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026