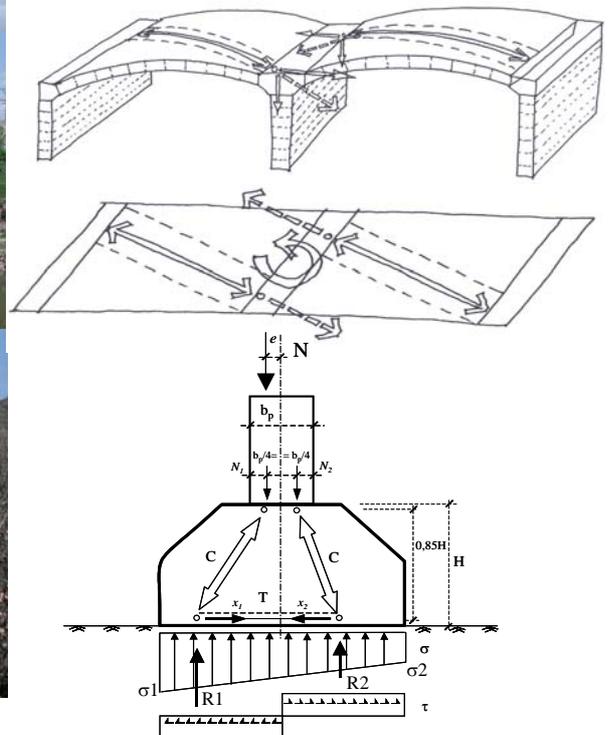


Evaluación estructural de puentes arco de fábrica

José Luis Martínez José A. Martín-Caro Javier León



Monografía sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica.

Marzo, 2003

Jose Luis Martínez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Investigador del Departamento de Mecánica
de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
U.P.M.



Jose A. Martín-Caro
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor del Departamento de Mecánica
de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
U.P.M.



Javier León
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Titular de Hormigón Estructural
Departamento de Mecánica de los Medios Continuos
y Teoría de Estructuras
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
U.P.M.



Prólogo

INGENIO Y SENSIBILIDAD

Como es bien conocido, ingeniero es un término que viene de ingenio y se aplica, según la Real Academia de la Lengua, tanto a quien profesa la ingeniería o alguna de sus ramas como a quien “discurre con ingenio las trazas y modos de conseguir o ejecutar algo”. Naturalmente, las escuelas de ingenieros de caminos han procurado tradicionalmente, en el desarrollo de su labor formativa, que la primera acepción no excluya nunca la segunda, sino que la integre permanentemente.

Es decir, las escuelas han venido llevando al ánimo de sus alumnos, como no podía ser de otra manera, la idea de que la respuesta a cada problema ingenieril no puede obtenerse mediante la aplicación automática de viejas reglas o adoptando ciegamente soluciones estereotipadas, sino que obligadamente tiene que resolverse, tras un análisis riguroso, mediante el diseño “a medida” la solución más adecuada.

Como cabía esperar, en las aulas de las últimas décadas ha sido habitual además, hacer especial hincapié en la idea de que la mejor solución debía conjugar eficazmente la funcionalidad, sencillez y rapidez de ejecución y resultar, entre las técnicamente aceptables, la más barata.

Dentro de este contexto, las enseñanzas que se han impartido en la segunda mitad del siglo XX en el campo de las estructuras, han estado dirigidas sustancialmente a proporcionar los conocimientos básicos de los materiales habitualmente empleados en la construcción en esta época y a estudiar su comportamiento resistente. En los últimos lustros se ha puesto el acento en el manejo de las herramientas más novedosas, necesarias para abordar eficazmente análisis cada vez más sofisticados, aunque no necesariamente más precisos, de la respuesta estructural de las estructuras de nueva concepción.

Efectivamente, a juzgar por las lagunas de conocimiento que padece buena parte de los ingenieros actuales, puede deducirse que, al menos, en el último medio siglo, los estudios estructurales se han centrado casi exclusivamente en las construcciones de hormigón y acero, tratando de superar los

tradicionales procedimientos, materiales y tipologías constructivas, los cuales han sido, en buena medida, ignorados, cuando no despreciados.

Así mismo, ha de reconocerse que, lamentablemente, también ha estado ausente durante muchos años en la formación de los ingenieros tanto el respeto al insustituible legado constructivo dejado por nuestros antepasados, como la atención a la estética de la solución adoptada y su obligada adaptación al entorno.

Tristemente, las consecuencias de las lagunas formativas que se han citado se han puesto en evidencia en muchas obras civiles de nueva planta y en desgraciadas rehabilitaciones de construcciones históricas, habiendo realizado algunas intervenciones agresivas cuyos irreversibles efectos han malogrado para siempre la adecuada preservación de notables muestras de nuestro patrimonio monumental más valioso.

Debe entenderse hoy, por tanto, que no es suficiente con exigir ingenio y pragmatismo al ingeniero, sino que es imprescindible contar muy especialmente con su sensibilidad, que ha de estar complementada por una adecuada formación técnica y humanística para canalizar convenientemente aquella.

La creciente importancia cultural y económica que ha adquirido la conservación de nuestro patrimonio histórico civil y religioso, y la gran cantidad de viejas estructuras de fábrica que continúan prestando servicio y que hay que mantener, reparar y rehabilitar, aconseja profundizar en el conocimiento de las características y el comportamiento de las estructuras de fábrica, y muy especialmente de los arcos y bóvedas construidos con materiales pétreos.

Afortunadamente, este libro de apuntes viene a paliar, con excelente fondo y forma, una parte muy notable de estas lagunas formativas en las estructuras más representativas e importantes de la ingeniería civil de todos los tiempos: los puentes arco de fábrica.

Los autores, con meticulosidad y rigor, caracterizan los distintos materiales y tipologías de los elementos que conforman los puentes de bóvedas de fábrica, estudian sus daños más frecuentes y analizan su comportamiento tanto en condiciones de servicio como en agotamiento, proporcionando finalmente una eficaz metodología para proceder a su evaluación estructural.

Si el estudio de estos apuntes ha que considerarse necesario para profundizar en el conocimiento del comportamiento estructural de los puentes arco de fábrica, es obvio que resulta absolutamente imprescindible para abordar con rigor el análisis de los mismos. Además y muy especialmente, ante la ausencia de normativa al respecto, este documento constituye, al día de hoy, una guía imprescindible para todos los profesionales que hayan de implicarse en la comprobación y evaluación de estas viejas estructuras, lo que es muy de agradecer.

Conociendo la profesionalidad de los autores, podemos confiar que este magnífico trabajo tendrá, en breve, su natural continuidad en otro documento de la misma calidad dedicado al proyecto de reparaciones y

refuerzos, tan esperado y necesario para todos los que amamos, estudiamos y evaluamos los puentes de fábrica.

Con documentos como el que tenemos entre las manos será más fácil que los ingenieros nos impliquemos cada vez en mayor medida en el conocimiento y respeto de las construcciones históricas de fábrica, aplicando conjuntamente nuestro ingenio y sensibilidad en actuaciones respetuosas y meditadas sobre estas magníficas obras, en especial sobre los puentes de bóvedas de fábrica.

Sólo queda por desear que los responsables implicados en la gestión del mantenimiento de nuestro patrimonio de nuestras obras públicas tomen conciencia de la importancia técnica, económica y cultural de la evaluación estructural de los puentes arco de fábrica y le dediquen la atención que merece, promoviendo y apoyando la investigación y el trabajo especializado en este campo.

*Bienvenido Martínez Fernández
Subdirector general de Obras
Ministerio de Educación, Cultura y Deporte*

Índice

1 Introducción.....	1
Importancia cualitativa	1
Ausencia de marco normativo para la evaluación de estructuras	2
Tipología en desuso.....	3
Comportamiento resistente diferencial.....	4
2 Identificación de elementos estructurales y función resistente.....	9
2.1 Bóveda.....	9
Clasificación de las bóvedas atendiendo a criterios geométricos.....	10
Clasificación de las bóvedas atendiendo al tipo de material	10
Clasificación de las bóvedas atendiendo a la carga soportada	11
2.2 El relleno	11
Descripción y tipologías.....	12
Relleno cementado	12
Relleno suelto	13
Significado estructural del relleno granular.....	14
Reparto de cargas a través del relleno.....	14
Redistribución del empuje del relleno sobre el trasdós de la bóveda debido a la deformación de la misma.....	19
Desarrollo de tensiones tangenciales en el trasdós de la bóveda	24
Significado estructural del relleno cementado.....	25
2.3 Tímpanos	26
2.4 Pilas	28
2.5 Cimentación.....	31
Cimentación superficial.....	31
Cimentación profunda	33
3 Metodología para la evaluación estructural de un puente arco de fábrica	
3.1 Documentación disponible.....	36
Geometría	36
Características de los materiales.....	36
Naturaleza y estado del puente	37
3.2 Caracterización estructural	37
3.2.1 Caracterización geométrica	38
Canto en clave de la bóveda	39

Canto en arranque de la bóveda	44
Pilas y estribos	45
3.2.2 Caracterización mecánica.....	46
Resistencia a compresión de la fábrica	47
Módulo de deformación longitudinal de la fábrica.....	47
Criterio de agotamiento τ - σ	49
3.2.3 Daños	53
Introducción.....	53
Daños en la cimentación	55
Generalidades	55
Daños provenientes de la degradación del elemento.....	60
Daños provenientes del deterioro del conjunto suelo- cimiento	66
Daños en la estructura	69
Daños provenientes de un mal comportamiento resistente	70
Daños provenientes de una deficiente durabilidad	81
3.3. Evaluación estructural.....	99
3.3.1 Procedimientos de primer nivel.....	99
Ámbito de aplicación	99
Nivel de seguridad	100
3.4.2 Procedimientos de segundo nivel.....	101
Análisis estructural	101
Comprobaciones	102
3.3.3 Otras comprobaciones adicionales	104

Notación

Bibliografía

Anejos

Anejo 1. Descripción de un modelo plástico para el análisis de puentes arco de fábrica

Anejo 2. Descripción de un modelo mediante bloques rígidos para el análisis de puentes arco de fábrica

Anejo 3. Descripción de un modelo uniaxial no lineal para el análisis de puentes arco de fábrica

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES ARCO DE FÁBRICA

1 Introducción

La evaluación de estructuras existentes ha despertado un interés creciente en los últimos años. Este interés ha venido provocado, fundamentalmente, por la preocupación lógica de las diferentes Administraciones y organismos públicos y privados, al existir ya un gran número de estructuras de edad avanzada¹ que exigen unos costes elevados de mantenimiento, acondicionamiento, rehabilitación y reparación.

Dentro de las estructuras existentes, el conjunto de los puentes arco de fábrica (piedra, ladrillo u hormigón en masa o débilmente armado) forman un importante grupo no sólo cualitativo sino también cuantitativo.

La importancia de la evaluación estructural de los puentes de fábrica, como cualquier otra estructura, se funda en la conveniencia, convertida en necesidad, de conocer el comportamiento estructural tanto en condiciones de servicio como, de manera especial, en agotamiento, esto es, margen de seguridad. Además de lo anteriormente dicho, en la mayoría de los casos, estas estructuras se crearon para satisfacer necesidades concretas del momento en que se construyeron, stán siendo utilizadas para dar paso al tráfico moderno (aumento de intensidad y velocidad de tráfico, al igual que aumento en el número de transportes especiales), lo que conlleva la construcción de plataformas (ampliadas con muy desigual fortuna) y el consiguiente aumento de la carga permanente, más el notable aumento de las sobrecargas y un posible aumento en el efecto dinámico. Este cambio en las condiciones de explotación, lleva asociado también mayores exigencias en calidad funcional y seguridad por parte de los usuarios.

De las infinitas razones que seguramente existen para estudiar y analizar estas bellas y singulares estructuras, a continuación se hace hincapié en cuatro de ellas.

Importancia cualitativa y cuantitativa

La importancia cuantitativa de los puentes arco de fábrica viene justificada por su número:

La Red de Carreteras del Estado tiene una longitud de 22.500 km, soportando el 80% del tráfico total. Según el inventario general de puentes que actualmente se está realizando, los puentes arco de fábrica suponen el 30% del

¹ Según la OCDE el 50% de los puentes existentes en los países de la OCDE tienen una edad superior a los 25 años.

total de los puentes. La composición de estructuras de la Red viene detallada en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Número de estructuras clasificadas en función de su tipología estructural. RCE. *Red de Carreteras del Estado*

Masa	Hormigón		Acero	Mixta	Relleno sobre bóveda
	Armado	Pretensado			
10	2.165	3.843	13	224	2.925
1%	22%	38%	1%	2%	29%

La Red Autonómica, de 72.553 km de longitud, no goza todavía de un inventario general de las estructuras de la red, aunque se sabe que el número total de Puentes arco de fábrica asciende a 3791 unidades, lo que, de nuevo, habla por sí solo de la importancia cuantitativa de estas estructuras (Tabla 1.2)

El caso ferroviario presenta las mismas características, casi el 47% de sus estructuras son de fábrica.

En cuanto, al valor cualitativo de estas estructuras es de difícil estimación, escapándose, en la mayoría de los casos, a una simple valoración económica. Muchos de estos puentes forman parte de nuestra cultura, enriqueciendo nuestro patrimonio histórico, estético e ingenieril. No debemos olvidar que, en ciertos casos, estos puentes, además de estructuras funcionales (llevando buen uso muchos años), representan la cultura y arte de una época histórica y, al mismo tiempo, son valedores de los avances de la ciencia y tecnología de la época en que fueron proyectados y construidos.

Tabla 1.2 Número de estructuras de fábrica clasificadas en función de su luz. Red Autonómica

Rango de Luces	$2 < L < 10$	$L > 10$
Nº	3.160	631
Fábrica	60%	45%
Hormigón en masa	40%	55%

Ausencia de marco normativo para la evaluación de estructuras

En la actualidad no existe normativa² alguna en ningún país de nuestro entorno que permita evaluar una estructura existente en general ni un puente arco de fábrica en particular.

² Si se han publicado recomendaciones y artículos sobre la evaluación de estructuras existentes

El proyecto de una estructura y su evaluación son dos tareas, que si bien están ligadas por el comportamiento estructural, presentan matices diferentes. Por tanto, la aplicación directa de los criterios de proyecto a la comprobación y evaluación de las estructuras no es recomendable, además, en muchas ocasiones, en el momento de su construcción no existía una norma para el proyecto de las mismas, o al menos lo que hoy entendemos como norma.

Esta ausencia de normativa plantea una dificultad añadida a las muchas que ya rodean la evaluación de estas estructuras y debe repercutir directamente en que el técnico que analice este tipo de estructuras sea especialmente crítico con todo lo que plantee y obtenga.

Tipología en desuso

A pesar de haber sido arquitectos (hasta el siglo XVIII) e ingenieros los autores de estas obras, llama poderosamente la atención el desconocimiento que de estas estructuras tienen los ingenieros actuales si se compara con otras tipologías (hormigón, metálicas, mixtas, etc.). En efecto, es un hecho que los ingenieros de hoy carecen del oficio con que los ingenieros de hace 70 o 100 años afrontaban el proyecto de estas estructuras. A esta pérdida de praxis se une el que la tarea ahora es la de comprobación, y no la de proyecto, aspecto que comportaría matices y actitudes diferentes a las del proyectista de obra nueva.

El estudio de esta tipología tan profusa ha seguido un recorrido paralelo al del resto de tipos estructurales de fábrica (cúpulas, torres, etc.), arrancando con los primeros estudios geométricos (reglas de buena práctica, estudio de proporciones, etc.) que abarcan el periodo que transcurre desde la Roma clásica hasta el Renacimiento, para pasar, ya en el siglo XVII, a un tratamiento precursor del planteamiento científico-técnico de la Europa continental en las centurias siguientes.

Este nuevo enfoque estuvo encabezado por De La-Hire (finales s.XVII) y Couplet (1730). En estos primeros análisis se tratan tanto los aspectos teóricos como experimentales de la línea de presiones. En 1697 se menciona la catenaria por primera vez como directriz óptima del arco (Gregory). Las teorías de Couplet son recogidas y ampliadas por Coulomb, pero no es hasta 1833, cuando Navier enuncia la regla del tercio central, obligando así a la línea de presiones a circular por el tercio central del arco, para evitar las tensiones de tracción. Rankine (1898) fue el primero en darle una aplicación práctica, siendo Barlow y Fuller los encargados de desarrollar la parte gráfica de la línea de presiones.

En 1879 Castigliano abre una nueva vía para el análisis de los arcos de fábrica, dando entrada al análisis elástico vía planteamientos energéticos de mínima energía. Es en este momento, finales del s. XIX, cuando Castigliano realiza su famoso estudio del puente de Mosca, en el que, por primera vez, se analiza el comportamiento no lineal de la fábrica (adopta un criterio de resistencia nula a tracción para la fábrica).

A partir de este momento se sistematiza y se avanza en el análisis de estas estructuras a gran velocidad a la vez que surgen los grandes ingenieros de finales del XIX y principios del XX (Séjourné, Ribera, etc.). Al mismo tiempo que se produjo el advenimiento de las nuevas tipologías metálicas primero y

de hormigón después y la decadencia en el uso de la fábrica, se recogieron todos los trabajos anteriormente citados en tratados de carácter general. En estos manuales no sólo se daba cabida al desarrollo analítico ocurrido en el pasado, sino que se trataban aspectos tales como propiedades de los materiales (fábrica –como material compuesto–, piedra, ladrillo y morteros), ensayos de los diferentes materiales, aspectos constructivos y planteamientos estructurales para los diferentes tipos de obras de fábrica (puentes arco, presas, muros, etc.). Destaca el carácter pragmático de muchos de ellos, donde se dan criterios de proyecto, se trata el efecto del relleno, y hasta se consideran someramente las condiciones de contorno.

Más recientemente, en las últimas dos décadas, se ha enfocado el problema no del proyecto de estas estructuras, sino el de la evaluación, desde diversas perspectivas (medio continuo y discontinuo), superando el simple análisis de equilibrio, e introduciendo nuevos métodos, generalmente energéticos (energía de deformación elástica (MEF), y equilibrio energético potencial y disipado –tratamiento de la fábrica como bloques rígidos–.

Comportamiento resistente diferencial

Existen tres aspectos fundamentales en el comportamiento de estas estructuras:

- Son estructuras masivas que trabajan fundamentalmente por forma. El elemento resistente principal, que no el único, es la bóveda y el esfuerzo predominante, en principio, es el esfuerzo axil. Esta primacía del axil puede perderse en función de la importancia que adquiera la sobrecarga con respecto a la carga permanente, y en lo adecuado de la directriz adoptada para la bóveda.
- Están constituidas por materiales heterogéneos, anisótropos y, en ocasiones, hasta discontinuos, es decir por *fábrica*, que no es capaz de soportar tensiones de tracción.
- Están formadas por elementos estructurales de diferente naturaleza y cuya acción estructural es también diferente (bóveda, relleno, tímpanos, aletas, etc.). La identificación de estos elementos y la descripción de su acción se realiza a continuación.

En las figuras 1.1 y 1.2 se representa un puente arco de fábrica sometido a la acción de su peso propio y de la carga muerta concomitante con una sobrecarga uniforme aplicada en toda su longitud y una sobrecarga que consta de tres cargas puntuales P , separadas una longitud L_l entre ellas.

Estas figuras tratan de mostrar cuál es el mecanismo resistente desarrollado por un puente arco de fábrica para transmitir las cargas a las que se ve sometido y las cargas permanentes hasta la cimentación. A continuación se señalan los aspectos más relevantes de este mecanismo.

Como se puede observar en la figuras 1.1 y 1.2 la carga permanente (peso propio + carga muerta) gravita directamente sobre la bóveda y las sobrecargas aplicadas se transmiten desde la superficie de rodadura hasta la bóveda a través del relleno. El reparto de cargas transforma la sobrecarga (puntual o uniforme) aplicada en superficie en una carga repartida sobre el trasdós de la bóveda. Evaluar correctamente la magnitud de esta carga y la zona donde está

*Reparto de
cargas*

aplicada es muy importante. Una mayor amplitud en el cono de reparto despenaliza el efecto que la carga puntual tiene en el comportamiento de una bóveda. Este efecto perjudicial se debe a que la configuración resistente de la bóveda no responde al antifunicular de una carga vertical puntual. Este aspecto es de vital importancia en este caso, ya que la flexión debida a este alejamiento de la antifunicularidad, es todavía más condicionante en las bóvedas de fábrica al estar constituidas por materiales que no son capaces de resistir tracciones.

Definición del arranque real de la bóvedas

Una vez las cargas alcanzan la bóveda, ésta se encarga de recogerlas y conducir las hasta la cimentación. A este respecto, la definición del arranque real de la bóveda y su unión con la cimentación es también condicionante en el comportamiento de estas estructuras. En ocasiones, la zona cercana a los arranques de la bóveda está ejecutada con un relleno cementado (material con propiedades mecánicas cercanas a las de la fábrica utilizada en la bóveda). Este hecho hace que el arranque real de la bóveda se eleve hasta aproximadamente la cota donde este relleno termina.

Otro aspecto importante es la definición de las condiciones de contorno de la bóveda. En la figura 1.1 se ha considerado que la bóveda está biempotrada, Por tanto, el conjunto de relleno cementado y cimentación deben recoger los esfuerzos (V_1, H_1, M_1 y V_2, H_2, M_2). Pero este empotramiento de la bóveda en el estribo no está presente siempre; de hecho, existen numerosas razones que impiden considerarlo:

- La posible ausencia del relleno cementado hace dudoso considerar un empotramiento perfecto
- Procesos de descimbrado incorrectos donde el fallo en la cimbra ha llevado consigo un descenso en clave de la bóveda y a configuraciones de bóveda biarticulada o triarticulada desde el inicio.
- Desarrollo de rótulas en los arranques de la bóveda debido a la aplicación de grandes sobrecargas (carro) en la estructura³.
- Fallos en cimentación debido a acciones accidentales⁴ –sismos o grandes riadas– que provocan la formación de rótulas en los arranques de las bóvedas.

Por lo tanto, las condiciones de apoyo de la bóveda –definición geométrica y condición de empotramiento– deben ser objeto de un estudio y análisis pormenorizado.

³ Como se verá a lo largo de este trabajo, la aplicación de los trenes de cargas observados en las diferentes Instrucciones puede llevar a la formación de rótulas en la zona de arranques de las bóvedas.

⁴ Es obligado recordar que lo que se considera acción accidental en una estructura convencional con un periodo de vida útil de 50 o 100 años, no es tan accidental en algunas de estas estructuras que llevan en pie 2000 años. La mayoría se han visto sometidas a diversos avatares entre los que no se descartan sismos y grandes riadas.

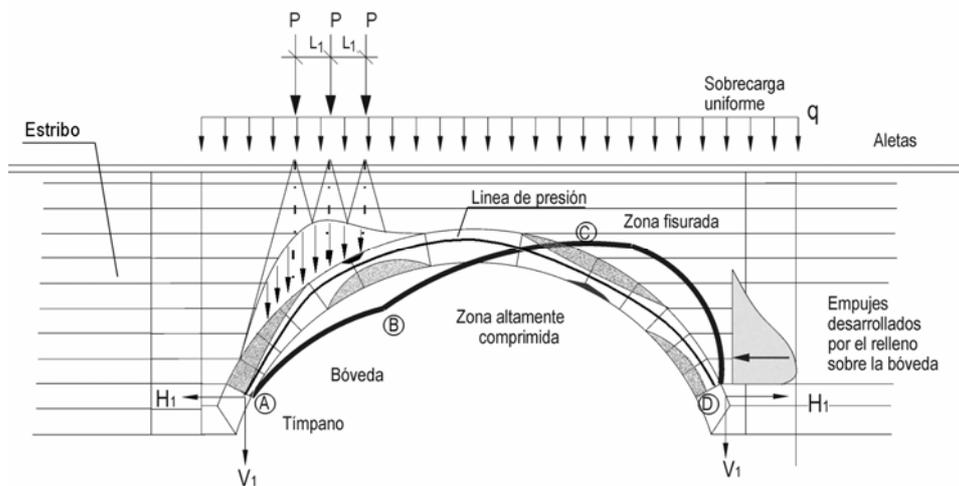


Figura 1.1. Esquema resistente longitudinal en un puente arco de fábrica

El relleno suelto que se encuentra entre la bóveda, tímpanos y superficie de rodadura, no sólo gravita sobre la bóveda, como se mencionó anteriormente, sino que también ejerce una acción horizontal no despreciable sobre la bóveda y los tímpanos. Por lo tanto, estos elementos actúan a modo de estructuras de contención de tierras⁵, longitudinalmente –bóveda– y transversalmente –tímpanos–.

Empujes desarrollados por el relleno

La cuantía del empuje del relleno sobre la bóveda depende de los movimientos relativos entre estos dos elementos. Habitualmente, estos movimientos son pequeños (estructuras masivas) y, por tanto, el empuje desarrollado se parece mucho al empuje al reposo. En situaciones cercanas al colapso, cuando se formen los posibles mecanismos en estas estructuras, se pueden producir grandes movimientos y deformaciones (figura 1.1). En este caso, se movilizará en unas zonas el empuje pasivo (movimiento de acercamiento de bóveda hacia el relleno) y, en otras, el empuje activo (movimiento de separación entre ambos). En general, el empuje desarrollado por el relleno es beneficioso dentro del comportamiento general de la estructura.

Los tímpanos deben soportar el empuje lateral transversal (figura 1.2) que el relleno ejerce sobre ellos, si se quiere contar con un nivel de confinamiento adecuado en el relleno que permita tener en cuenta el empuje del relleno sobre la bóveda. Además, este empuje puede provocar el fallo de los tímpanos y la consiguiente pérdida de estabilidad de la superficie de rodadura, por lo que, también este aspecto debe ser objeto de especial atención.

Tímpanos

Los tímpanos son los elementos laterales que, además de contener lateralmente el relleno, misión mencionada en el párrafo anterior, pueden aportar una gran rigidez adicional trabajando como vigas laterales de gran canto. Pero, es precisamente esta gran diferencia de rigidez entre bóveda y tímpanos, junto con los empujes del relleno sobre estos últimos, los que provocan que, normalmente, tímpanos y bóveda estén separados, funcionando como elementos independientes. Por lo tanto, esta eventual rigidez aportada

⁵ Para el desarrollo de estos empujes es necesario que el relleno sea de naturaleza suelta. En [1] se trata este tema en profundidad.

por los tímpanos no se debe tener en cuenta salvo que se pueda asegurar una conexión fiable entre bóveda y tímpano.

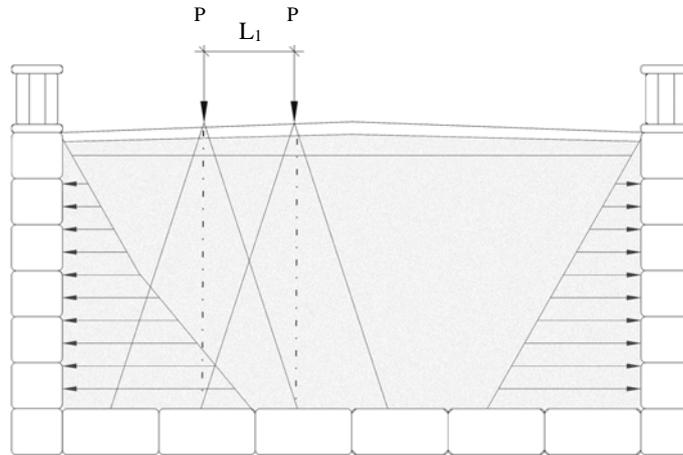


Figura 1.2. Esquema resistente transversal en un puente arco de fábrica. No se ha representado la sobrecarga uniforme.

Bóveda

La bóveda es la encargada de recoger las cargas que le transmite el relleno y conducirlas hasta la cimentación. Existen dos perspectivas dentro del análisis plano⁶ que permiten interpretar esta “conducción”.

- Una primera manera de entender esta transmisión de cargas hasta la cimentación está basada simplemente en las ecuaciones de la estática. Se trata de encontrar el lugar geométrico de los puntos de paso de la resultante en cada una de las secciones de la bóveda que está en equilibrio con las cargas exteriores, es decir, se trata de obtener la línea de presiones. En la figura 1.1 se representa la línea de presiones resultante para la configuración de cargas analizada. Esta línea muestra el recorrido de las cargas o, mejor dicho, de la resultante hasta los arranques de la bóveda y la cimentación.

En el cálculo de la línea de presiones sólo se hace uso de las ecuaciones de equilibrio, por lo que, existen, en principio, infinitas soluciones siempre que la estructura sea hiperestática. En la figura 1.1 se representa una estructura hiperestática, bóveda biempotrada. Para cada punto de inicio de la línea, es decir, para cada terna de esfuerzos (H_I , V_I , M_I) que se elija, existirá una línea de presiones diferente. Surge entonces la pregunta, cuál de las infinitas soluciones posibles es la verdadera. Esta *indeterminación* puede ser resuelta mediante los teoremas del límite superior e inferior de la plasticidad o adoptando teorías como las mencionadas en [1], que permiten, gracias a la adopción de alguna hipótesis, elegir una línea de presiones de entre todas las posibles (por ejemplo, la que produce menor esfuerzo en clave).

En la figura 1.1 la línea de presiones viene representada por la línea que circula por el interior de la bóveda. La excentricidad en cada sección viene definida por la diferencia entre el punto de paso de la resultante y el centro

⁶ Ambas responden a un análisis de una rebanada de 1,00 m de ancho de la estructura.

de gravedad de la misma. El paso de la línea de presiones por la cercanía del intradós o extradós de la bóveda indica la formación de una rótula (A, B, C y D). El valor límite de la excentricidad es la mitad del canto de la bóveda ($\pm c/2$).

Bajo este análisis clásico no se puede obtener información ni sobre el nivel de tensiones, ni sobre las deformaciones y movimientos en la bóveda, ya que no se utilizan ni las ecuaciones constitutivas de los materiales ni las ecuaciones de compatibilidad. Este hecho no es importante en muchas ocasiones, ya que la resistencia de la fábrica es mucho mayor que el nivel de tensiones habitual en las bóvedas y, además, porque el carácter masivo, el alto módulo de deformación longitudinal junto con, de nuevo, el bajo nivel tensional existente en la bóveda, hacen que, tanto las deformaciones como los movimientos sean de pequeña entidad. Esta afirmación sólo es cierta en determinadas ocasiones. Precisamente uno de los objetivos de este trabajo es delimitar cuándo.

- La segunda opción es estudiar el comportamiento de la bóveda bajo la teoría clásica de Estructuras, es decir haciendo uso de las ecuaciones de equilibrio, constitutivas del material y de compatibilidad. En este caso, la solución sí es única. Además la información que de ella se desprende comprende tanto los esfuerzos actuantes, como el régimen tensional, y las deformaciones y movimientos en la bóveda. Esta opción es, por tanto, más respetuosa con el material y además no necesita de la ayuda de ninguna otra hipótesis o teorema para obtener una única solución.

En la figura 1.1 la diferencia entre la línea interior y el centro de gravedad sigue indicando la excentricidad existente (e) en cada una de las secciones. En la figura 1.3 se muestra el plano de deformaciones y el régimen tensional en una sección determinada. El punto de paso de la resultante, la excentricidad, indica la relación entre el esfuerzo axial y el flector en la sección ($e=M/N$).

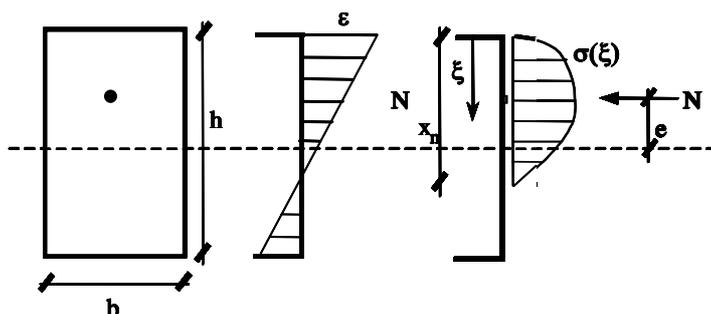


Figura 1.3. Régimen de deformaciones y tensiones en una sección. Excentricidad y profundidad de la fibra neutra. Punto de aplicación de la resultante.

Las áreas representadas en oscuro de la bóveda muestran las zonas “fisuradas”⁷ –la fábrica no es capaz de soportar tensiones de tracción– y, las que se encuentran coloreadas en gris muestran las zonas donde la

⁷ El adjetivo “fisurada” tiene aquí una connotación particular. Aunque se utiliza por provenir del análisis de estructuras de hormigón, su uso aquí es más bien inadecuado. Se trata de expresar que las juntas de las dovelas de la bóveda se han abierto en la cara traccionada.

fábrica ha alcanzado la resistencia a compresión. La bóveda que resulta una vez descontada la zona fisurada, es la *bóveda efectiva* que condiciona, a su vez, la *rigidez efectiva* de cada una de las secciones, que, al tiempo, es la responsable de la distribución final de esfuerzos en la bóveda (M , N) y, por lo tanto, de la excentricidad y del lugar de paso de la resultante en cada sección.

2 Identificación de elementos estructurales y función resistente

Los puentes arco de fábrica están formados por un número de elementos casi incontables. Como paso previo al estudio de la estructura en su conjunto conviene identificar cuales, de entre todos ellos, desarrollan una misión estructural.

Entre los elementos estructurales se encuentra la bóveda, el relleno, los tímpanos, las pilas, la cimentación, y, por último, el conjunto formado por los estribos, aletas, muros de acompañamiento, etc. Existen otros muchos elementos que, en principio, no desarrollan una tarea estructural como el pretil, la imposta, etc. aunque, en ocasiones, es difícil saber que elemento está realmente trabajando.

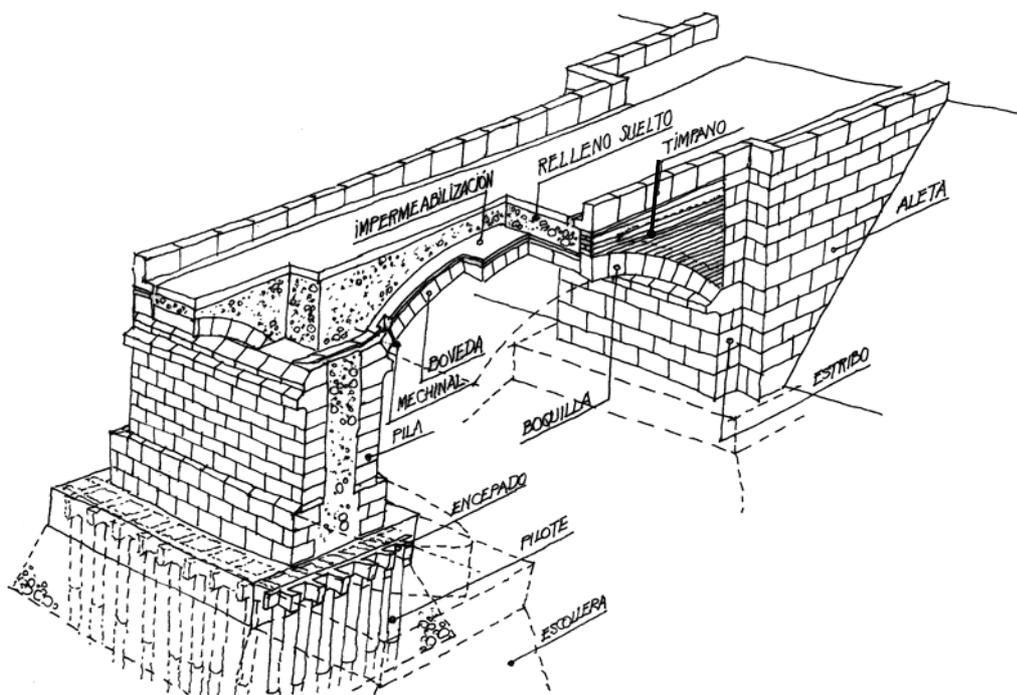


Figura 2.1. Elementos de un puente arco de fábrica

2.1 Bóveda

La bóveda es el principal elemento resistente en un puente arco de fábrica. Este elemento presenta dos propiedades generales dentro de la función resistente que realiza: trabaja por forma y está confeccionado con materiales

que no son capaces de soportar tensiones de tracción. Además, presenta una gran diversidad de formas y materiales, por ello y para un mejor estudio de las mismas, es conveniente clasificarla en grupos de similar comportamiento. A la hora de elegir el criterio para hacerlo, han sido precisamente la forma (geometría), los materiales (tipo de fábrica) y la carga soportada, los elegidos.

La primera clasificación geométrica se realiza en función de la planta de la bóveda. Las bóvedas podrán ser: rectas, curvas o esviadas. Esta primera clasificación fija el campo de aplicación del presente trabajo, ya que los dos últimos grupos quedan fuera del ámbito del mismo. Por tanto, aquí sólo se estudiarán las bóvedas rectas.

Clasificación de las bóvedas atendiendo a criterios geométricos

Dentro de las bóvedas rectas, se han elegido 3 parámetros geométricos para su clasificación, condicionantes en el comportamiento resistente de la bóveda de fábrica. Estos son, la luz libre entre paramentos (L), la esbeltez de la bóveda, cuantificada a través de la relación entre el canto de la bóveda en clave y la luz libre (c/L) y el peralte, medido mediante la relación entre la flecha y la luz libre (f/L).

Se ha elegido la luz como primer parámetro geométrico a la hora de definir el comportamiento resistente de la bóveda. Esta variable refleja la importancia que cobra la carga permanente con respecto a la total (poca, media y condicionante).

El segundo parámetro definitorio del comportamiento estructural de las bóvedas es la esbeltez (c/L)⁸. El valor de este ratio geométrico ha estado sujeto a las reglas de proyecto de las diferentes épocas históricas.

Finalmente, el peralte de las bóvedas, la relación entre la flecha y la luz (f/L), es el tercer parámetro elegido para la clasificación y caracterización de las bóvedas.

Por lo tanto, en toda bóveda de fábrica se deberá conocer al menos, estos tres parámetros geométricos, L , c/L y f/L que constituyen una primera aproximación al conocimiento del comportamiento de las bóvedas de fábrica (ver 3.2).

En función del material utilizado en la bóveda se distinguen tres tipos diferentes:

Clasificación de las bóvedas atendiendo al tipo de material

- Bóveda de fábrica de sillería. Bóvedas confeccionadas con sillares de piedra con juntas generalmente de pequeño espesor o incluso con juntas a hueso.
- Bóvedas de fábrica de ladrillo. En este grupo se incluye una gran diversidad de piezas y ligantes (ladrillos macizos, perforados, bloques, morteros hidráulicos, morteros de cemento, etc..). Se distinguen, a su vez, subgrupos dentro de este grupo dependiendo del tipo de aparejo, (aparejo a tendeles, de varias roscas, mixto) figura 2.2.

⁸ El valor del canto de la bóveda en clave, c , no debe confundirse con el valor del canto de la boquilla. En ocasiones, la boquilla de la bóveda tiene una geometría diferente y está confeccionada en una fábrica diferente a la de la bóveda.

- Por último, las bóvedas ejecutadas en hormigón en masa.

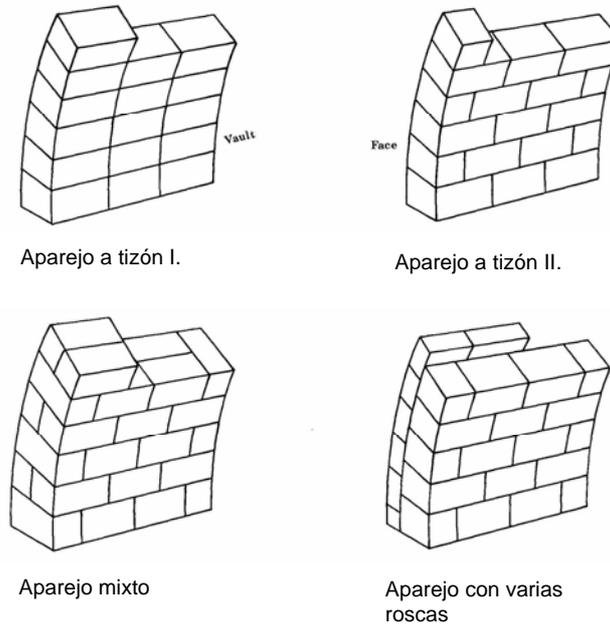


Figura 2.2. Tipos de aparejos utilizados en bóvedas de fábrica de ladrillo

Por simple referencia a estos grupos generales de fábrica, fábrica de sillería, fábrica de ladrillo y fábrica de hormigón en masa, es posible tener una primera idea de las propiedades mecánicas de la bóveda.

Clasificación de las bóvedas atendiendo a la carga soportada

Además de la forma y del tipo de materiales, otro parámetro definitorio del comportamiento de los puentes de fábrica, es la carga a la que va a estar sometida la bóveda. En este trabajo sólo se estudia la respuesta de estas estructuras frente a cargas estáticas, (verticales y horizontales). Surgen, entonces, dos grandes grupos en función de la carga soportada, bóvedas que se encuentren en la red carretera, y las que se encuentren en la red ferroviaria. La diferencia entre unas y otras cobra especial importancia en los puentes con luces menores a 20,00 m, ya que en este caso, la importancia de la sobrecarga es determinante.

2.2 Relleno

Desgraciadamente, el término relleno, en el contexto de los puentes arco de fábrica, no tiene una acepción clara. En la mayoría de los casos, con él se quiere hacer referencia a todo lo que se encuentra situado entre la bóveda de fábrica, tímpanos, estribo y superficie de rodadura.

Por lo tanto, bajo este término se engloba una gran diversidad de materiales en estado y condición variable. Como queda puesto de relieve en los epígrafes posteriores, no sólo es importante conocer el tipo de materiales y propiedades que conforman el relleno, sino también el estado en que se encuentran (grado de compactación, saturación, confinamiento, etc.).

El desconocimiento del relleno, debido a esta variación de tipos y de estados, ha provocado, en ocasiones, que la contribución del mismo se olvide a la hora de evaluar la capacidad portante de un puente arco de fábrica. No debemos olvidar que, dentro del relleno de una misma estructura pueden encontrarse presentes materiales de muy diferente naturaleza (cal y canto, arena, hormigón, etc.).

El objetivo fijado es el de clasificar cualitativamente los rellenos y cuantificar la acción estructural de los mismos, teniendo en cuenta la escasez de datos disponibles y la poca fiabilidad de los mismos.

Descripción y tipologías

Normalmente el relleno era cualquier cosa que se encontraba a mano en el lugar y momento de construcción del puente. La constitución del mismo podía oscilar entre un hormigón romano⁹ o un cal y canto¹⁰ cementado (rellenos cementados), y arenas o arcillas (rellenos sueltos) compactados en mayor o menor medida. Incluso dentro de estos dos grandes subgrupos la variabilidad es grande. La transición entre un grupo y otro no se realiza de forma gradual, el comportamiento de un relleno cementado difiere notablemente del de un relleno suelto, siendo el primero más cercano al comportamiento de los materiales utilizados en la bóveda.

Desde el punto de vista estructural, se ha optado por equiparar la contribución de cada uno de estos dos subgrupos a acciones de diferente naturaleza. Para cuantificar, en cada caso, su efecto estructural se han adoptado los modelos de cálculo que están descritos en el punto siguiente.

Es aquel que se encuentra, generalmente, en la zona cercana a los arranques de la bóveda, es decir, la zona de transición entre bóveda y pila o bóveda y estribo. En ocasiones, la presencia del relleno rígido no se limita tan sólo a la zona antes especificada, sino que se encuentra a lo largo y ancho de toda la estructura, como, por ejemplo, el caso de algunos puentes romanos (hormigón).

*Relleno
cementado*

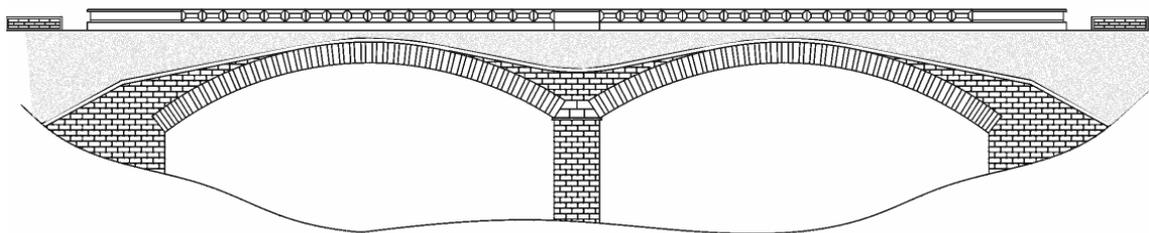


Figura 2.3. Sección longitudinal de un puente arco de fábrica donde se puede apreciar, la bóveda, un relleno cementado confeccionado en sillería y el relleno suelto.

⁹ Hormigón romano ejecutado con puzolana.

¹⁰ Hormigón ciclópeo, formado por un mortero de cal grasa y grandes cantos rodados.

En la figura 2.3 es posible apreciar en la zona de arranques de la bóveda, (zona de cabeza de pila y cercana al estribo) la presencia de una fábrica más o menos regular. Esta zona presenta una rigidez muy parecida a la de la bóveda.

Relleno suelto

Se denomina así al relleno formado por terrenos más o menos granulares (arenas o arcillas) que normalmente se encuentra en las zonas cercanas a clave.

La época de construcción puede arrojar alguna luz sobre el proceso constructivo y, en segunda instancia, sobre la tipología del relleno. La sistematización en la construcción de puentes arco de fábrica, materializada sólo en determinadas épocas históricas, hace posible suponer como ciertas hipótesis sobre la constitución y materiales empleados en el relleno.



Figura 2.4. Sección longitudinal del puente sobre el barranco del Torrent.

A la hora de evaluar la acción del relleno es importante conocer no sólo el tipo de material sino también el estado del mismo y su relación con el resto de los elementos estructurales. Especial interés tiene, como se verá en el próximo punto, el estudio de las interfaces entre bóveda/relleno y relleno/tímpanos. En cuanto al estado del relleno, tres son las variables principales que deben conocerse (especialmente en el caso de rellenos granulares):

Grado de saturación: La presencia de agua en el relleno por una parte modifica el peso del mismo y por tanto el valor de la carga gravitatoria. Por otra parte, el conjunto de presiones que se movilizan en el trasdós de la bóveda cuando ésta se deforma, dependen de la presencia de agua (ángulo de inclinación del empuje $\delta=0,0$) [4]. Finalmente, la presencia y circulación del agua es el peor enemigo desde el punto de vista de la durabilidad de estas estructuras, (lavado de juntas, favorece el crecimiento de vegetaciones, etc.).

Grado de compactación: A lo largo del texto quedará demostrada la importancia del grado de compactación del relleno, en el caso de rellenos sueltos, a la hora de evaluar el reparto de cargas a través del relleno y los empujes movilizados en el trasdós de la bóveda.

Grado de confinamiento: Se puede definir el confinamiento como la restricción a la deformación transversal del relleno. Para que resulten válidas ciertas hipótesis realizadas en los modelos de cálculo, se debe contar con un

grado de confinamiento mínimo, es decir, con al menos, la presencia de tímpanos que contengan el relleno.

A continuación se plantean, en función del tipo de relleno, (suelto o cementado), dos modelos propuestos para el análisis de las distintas acciones o contribuciones de este elemento.

Significado estructural del relleno granular

En el caso de un puente arco de fábrica respaldado por un relleno suelto, éste, además de gravitar sobre la bóveda, por una parte, transmite y reparte las cargas aplicadas en la superficie de rodadura hasta el trasdós de la bóveda atenuando el efecto local de las cargas y, por otra, desarrolla empujes sobre la bóveda estabilizándola generalmente. Esta acción se lleva a cabo a través de tres interacciones que se producen entre bóveda y relleno.

Estas tres interacciones, aunque están desarrolladas de forma independiente, están íntimamente relacionadas, especialmente las dos últimas:

- *Reparto de cargas a través del relleno*
- *Redistribución del empuje del relleno sobre el trasdós de la bóveda debida a la deformación de la misma*
- *Desarrollo de tensiones tangenciales en la interfaz bóveda/relleno*

El reparto de cargas atenúa la acción de las mismas y, por consiguiente, también la deformación del conjunto de la estructura, incidiendo, por lo tanto, de forma directa en los empujes que se desarrollan en el trasdós de la bóveda.

La deformación y movimiento del conjunto bóveda/relleno produce un estado tensional en la interfaz (tensiones normales y tangenciales) responsable de la movilización de empujes en el trasdós de la bóveda. La cuantía y tipo de empuje dependen principalmente de las tensiones normales.

En [1] se encuentra el desarrollo completo de estas tres interacciones, a continuación se presentan las conclusiones fundamentales.

El estudio del reparto de cargas a través del relleno se presenta como una tarea de especial importancia. El nivel de compactación o cementación del relleno influye directamente en el reparto de las mismas –como se concluye de los resultados, donde el módulo de elasticidad utilizado en los análisis numéricos para el relleno tiene una importancia notable–.

*Reparto de
cargas a través
del relleno*

El reparto de la carga para módulos de deformación altos en el relleno se hace a través de conos amplios, atenuando en gran medida el efecto perjudicial de la carga puntual y, por tanto, elevando la capacidad portante de la estructura. Existen diferentes formas de tener en cuenta el reparto de una carga aplicada en la superficie de rodadura hasta el trasdós de la bóveda sin necesidad de realizar modelos muy complejos. Con carácter general, la carga puntual o carga uniforme aplicada en superficie, se convierte en una carga trapezoidal aplicada en el trasdós de la bóveda.

1. Un primer acercamiento consiste en distribuir, a lo largo del relleno, la carga aplicada en superficie, según un talud o pendiente definida, hasta

el trasdós de la bóveda. Tal y como viene representado en la figura 2.5, una carga puntual aplicada en la superficie se convierte en una carga uniformemente repartida q aplicada sobre una longitud x de bóveda. La longitud x se calcula trazando la vertical en el punto de aplicación de la carga, en el punto donde esta recta corte con la bóveda se traza una recta horizontal. La longitud viene definida por el tramo de recta horizontal comprendido entre los puntos de corte de las rectas del cono de reparto (α) y la recta horizontal. Dentro de este primer grupo el ángulo de reparto α puede tomar valores que se encuentran limitados entre $60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

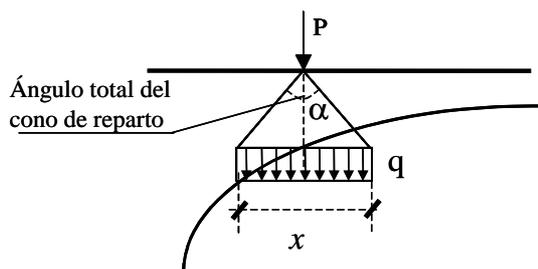
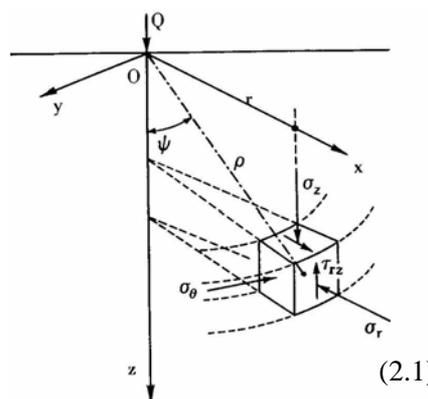


Figura 2.5. Reparto de cargas a través del relleno según un cono de reparto

La primera posibilidad ($\alpha=60^\circ$) es la contemplada por la BD21/93 [2]. Los resultados que se obtienen con este reparto se acercan a la realidad en estructuras rebajadas ($f/L < 1/4$).

La segunda posibilidad, ($\alpha=90^\circ$) proporciona resultados más cercanos a la realidad en el caso de estructuras peraltadas, ($f/L > 1/4$).

- El segundo acercamiento se basa en aceptar como válidas las hipótesis de Boussineq sobre el cálculo de tensiones en un macizo seminfinito, homogéneo y elástico [3].



$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5(\psi) \quad (2.1)$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left[3 \cos^3 \psi \operatorname{sen}^2 \psi - (1-2\nu) \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right] \quad (2.2)$$

$$\sigma_\theta = -(1-2\nu) \frac{Q}{2\pi z^2} \left[\cos^3 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right] \quad (2.3)$$

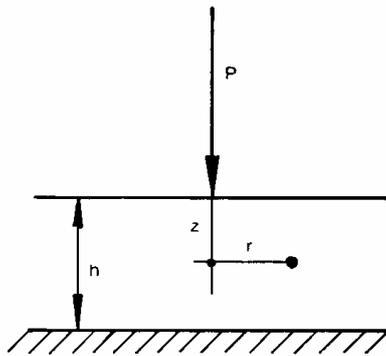
$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \operatorname{sen} \psi \quad (2.4)$$

Figura 2.6. Esquema tensorial en un macizo seminfinito, homogéneo y elástico

Si bien es verdad que estas suposiciones de partida no son del todo aplicables, ya que, por una parte, la homogeneidad del relleno es poco probable, y por otra, la presencia de la bóveda de fábrica invalidaría la hipótesis de macizo seminfinito, los resultados obtenidos no se desvían demasiado de la realidad, como demuestran los ensayos y análisis realizados hasta la fecha.

Con respecto a σ_r , se debe asegurar que el tímpano es quien, finalmente es capaz de soportar estas tensiones. Esto enlaza directamente con lo dicho en 4.3.1 sobre la misión de confinamiento lateral que tiene estos elementos.

3. En este tercer procedimiento, se tiene en cuenta la presencia de la bóveda de fábrica en el análisis. El conjunto relleno-bóveda se representará por un medio elástico (relleno) limitado inferiormente por una capa rígida (bóveda). En el cálculo de las tensiones verticales que llegan al trasdós de la bóveda, se hará uso de las tensiones producidas al aplicar una carga sobre una capa elástica homogénea sobre base rígida que fueron calculadas y tabuladas por Burmister y Poulos[4].



Los términos I_z , I_r , I_{rz} y $I_{\sigma\theta}$ aparecen tabulados en el [4]

Figura 2.7. Variables para la definición de las tensiones de Poulos

$$\sigma_z = I_z \frac{P}{2\pi h^2} \quad (2.5)$$

$$\sigma_r = I_r \frac{P}{2\pi h^2} \quad (2.6)$$

$$\sigma_\theta = I_{\sigma\theta} \frac{P}{2\pi h^2} \quad (2.7)$$

$$\tau_{rz} = I_{rz} \frac{P}{2\pi h^2} \quad (2.8)$$

En las figuras 2.8 y 2.9, se representa la tensión vertical en el trasdós de la bóveda obtenida suponiendo un reparto de cargas según un ángulo fijo (1^{er} procedimiento), Boussinesq y Poulos. La figura 2.8 corresponde al caso de una bóveda peraltada (bóveda circular de medio punto de 5,00 m de radio) y la figura 2.9 a una bóveda rebajada (bóveda de directriz parabólica con una relación $f/L=1/6$). La carga aplicada en ambos casos consiste en una carga puntual de valor unidad, $P = 1,0$ kN, en un punto de la superficie de rodadura situado a $0,25L$. En ambos casos el sobreespesor en clave considerado fue de 0,50 m por ser un valor habitual en estas estructuras.

En el primer procedimiento, la tensión vertical en la bóveda se obtiene en función de la abscisa x , pero en los procedimientos segundo y tercero la tensión se obtiene en función de s (cuerda de la curva). Por ello y, para poder representar y comparar ambos resultados en los mismos ejes se ha realizado un cambio de ejes de estos últimos resultados, representándose, en los tres casos, la tensión vertical con respecto a la abscisa x .

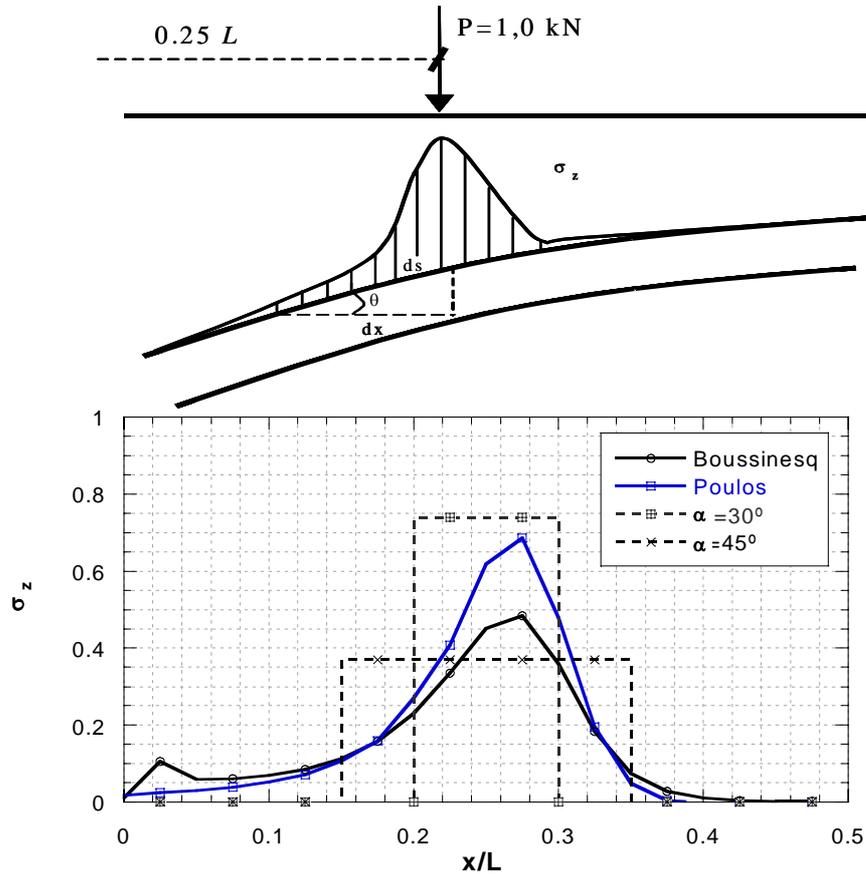


Figura 2.8. Tensiones verticales en el trasdós de la bóveda. Caso peraltado

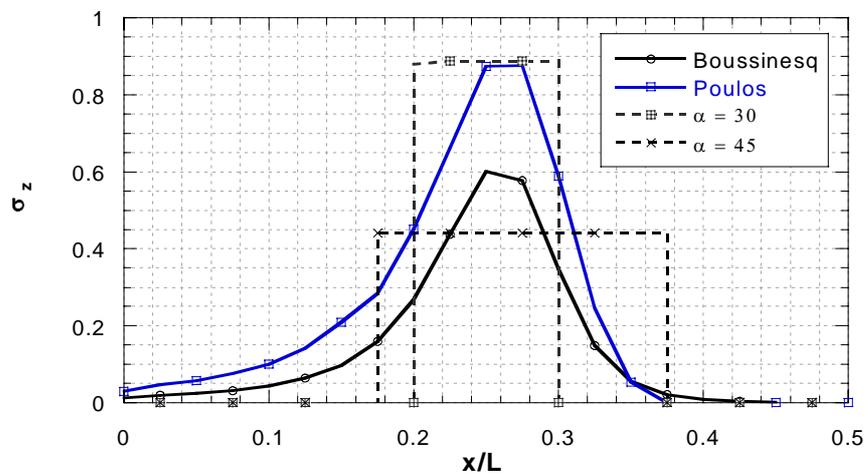


Figura 2.9. Tensiones verticales en el trasdós de la bóveda. Caso rebajado

Llama la atención la diferencia del área encerrada por la curva de Boussinesq y Poulos, esta diferencia se explica en la diferencia que también existe entre las curvas que representan las tensiones tangenciales τ_{rz} en ambos casos, Boussinesq y Poulos. En la figura 2.10 se representa la tensión tangencial τ_{rz} de Boussinesq para ambas directrices. En este caso, la tensión τ_{rz} también es mayor en el caso rebajado.

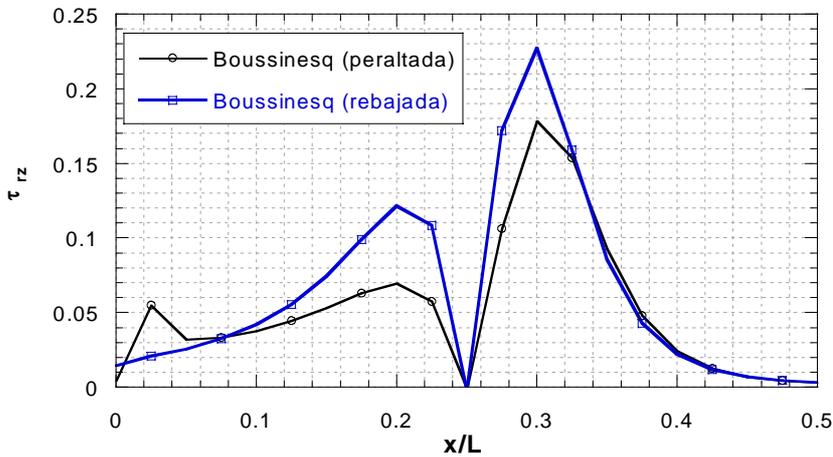


Figura 2.10. Tensiones tangenciales verticales según Boussinesq.

En los casos en los que se quiera optar por calcular el reparto de cargas mediante el primer procedimiento, más sencillo y rápido, se propone obtener la carga uniforme (q), obteniendo previamente la abscisa x con un reparto a 30° para bóvedas rebajadas ($f/L > 1/4$) y 45° para bóvedas peraltadas ($f/L > 1/4$).

Por otra parte, la variable sobreespesor en clave tiene una especial importancia en todos los acercamientos, como se puede apreciar si se comparan los valores alcanzados en la figura 2.11. En esta figura se representa la tensión de pico de la distribución de tensiones verticales sobre el trasdós de la bóveda. Las diferentes curvas corresponden a la tensión calculada según Boussinesq y Poulos, para una bóveda peraltada y otra rebajada. La distribución general de las tensiones verticales es en todos los casos similar a las representadas en las figuras 2.8 y 2.9.

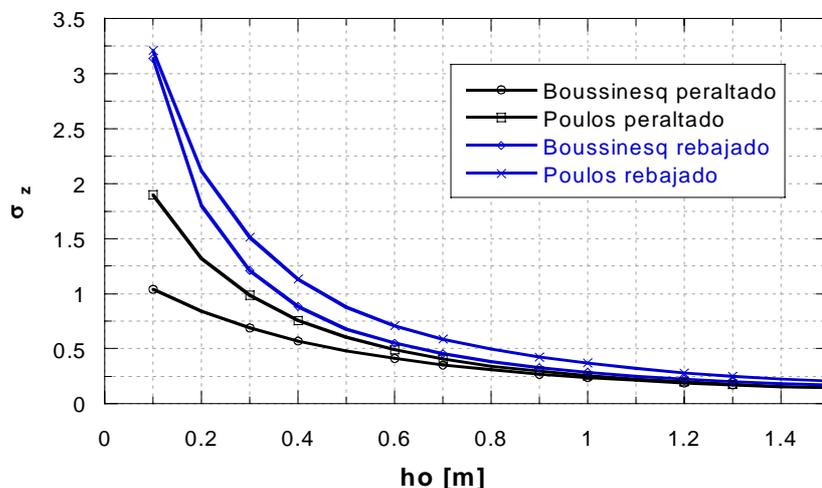


Figura 2.11. Tensión vertical de pico según Boussinesq y Poulos para directrices rebajadas ($f/L=1/6$) y peraltadas ($f/L=1/2$).

Esta figura demuestra la importancia de la variable h_o , en ella dos aspectos son de resaltar; en primer lugar, las curvas representadas se horizontalizan a partir de un sobreespesor de 0,50 m y, en segundo lugar, contar con un valor de h_o menor a 0.20 penaliza en gran medida a la estructura. Los valores habituales de esta variable están cercanos a este valor, por lo que es conveniente precisar correctamente con que sobreespesor se puede contar realmente.

Redistribución del empuje del relleno sobre el trasdós de la bóveda debido a la deformación de la misma

En general, la acción del relleno, debida a los diferentes empujes que se movilizan sobre la bóveda, es estabilizadora y beneficiosa en el comportamiento estructural del puente arco de fábrica.

El relleno suelto que gravita sobre la bóveda de fábrica ejerce un empuje sobre la misma en función de las tensiones normales que aparecen en el trasdós de la bóveda. Dichas tensiones dependen fundamentalmente del movimiento relativo entre ambos elementos. Por lo tanto, este empuje, siempre existente, cambia en magnitud y posición al deformarse o moverse la bóveda.

En el cálculo del empuje realizado por el relleno se aceptarán como válidas las hipótesis habituales en el cálculo de empujes en estructuras de contención de tierras, si bien es verdad que la función y propósito, en el caso que se está estudiando, puente arco de fábrica, es otro.

Para que se pueda asimilar el comportamiento de relleno/bóveda al de una estructura de contención de tierras se debe comprobar que:

- El relleno se encuentra limitado o confinado por el estribo y los tímpanos.
- El relleno sea de naturaleza suelta.

Dentro de la misma estructura existen zonas sometidas a empujes de diferente tipo o naturaleza. La localización de estas zonas dependerá básicamente de los movimientos relativos entre bóveda y relleno y, por lo tanto, de la configuración de cargas en cada momento.

En función del movimiento entre bóveda y relleno y, análogamente al caso de estructuras de contención de tierras¹¹, se clasifica el empuje en tres grupos diferenciados:

Empuje activo: El empuje activo se considera en las zonas donde el movimiento relativo de bóveda y relleno es de separación. Si este movimiento es lo suficientemente grande el relleno rompe según una superficie de deslizamiento. En el estado límite final la presión sobre la bóveda alcanza un valor mínimo que se conoce como *empuje activo*.

Para obtener el empuje activo se debe caracterizar el relleno a través de sus parámetros mecánicos. Se supondrá, al igual que en el caso de estructuras de contención de tierras, que el relleno granular está ya consolidado (hipótesis lógica debido a la edad del puente), por lo tanto, los parámetros tomados

¹¹ Este trabajo se basa en las Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias ROM 0.5 -94, tanto en el planteamiento del problema como en el método para el cálculo de empujes.

para el análisis son los que simulan el comportamiento del relleno a tiempo infinito.

Empuje al reposo: En este caso, el movimiento relativo entre ambos elementos debe ser nulo. Esta situación se produce en la mayoría de zonas del puente bajo la acción de cargas permanentes y uniformes. A la hora de cuantificar su valor, como se explica en apartados posteriores, es importante definir el grado de sobreconsolidación –compactación– del relleno.

Empuje pasivo: Por último, el empuje pasivo se produce cuando el movimiento de la bóveda es hacia el relleno. De nuevo se necesita que este movimiento supere un valor mínimo para poder contar con el empuje pasivo del relleno. El valor máximo del empuje está limitado por la resistencia del relleno y se conoce como *empuje pasivo*.

El empuje pasivo del relleno en un puente arco de fábrica suele movilizarse sólo en situaciones próximas al colapso. En esta situación, cercana al agotamiento, la contribución estructural del relleno consigue aumentar la capacidad portante de la estructura en un alto porcentaje, si bien es verdad que, en situaciones de servicio (bajo configuraciones de carga habituales), no se producen los movimientos necesarios para movilizar este empuje por lo que su efecto es mucho menor.

En este caso la acción del pasivo es beneficiosa en el comportamiento estructural general de los puentes arco de fábrica por lo que se deben realizar hipótesis conservadoras a la hora de evaluarlo.

Los parámetros necesarios son los mismos que en los casos anteriores. Es conveniente resaltar que la línea de rotura del relleno forma un ángulo más tendido con la horizontal que en el caso previo del empuje activo. Consecuentemente, la línea tendrá una mayor longitud que puede verse interrumpida por la presencia de un estribo u otro elemento. En el caso de que, por la presencia de algún elemento, ésta no se pueda desarrollar, el cálculo del empuje deberá tener en cuenta la línea real de rotura.

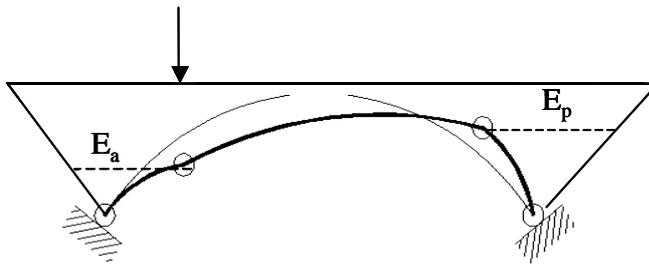


Figura 2.12. Deformada de colapso. Localización de empujes activo y pasivo en un puente arco de fábrica en una situación próxima al colapso por la formación de mecanismos.

Existen, a pesar de la semejanza en el comportamiento con las estructuras de contención de tierras, ciertas peculiaridades que deben ser consideradas:

- En primer lugar, la geometría de la superficie de contacto entre bóveda y relleno es una curva. El trasdós de la bóveda tiene una curvatura definida

por la directriz de la misma. A efectos de cálculo del empuje, se considera que la superficie de contacto es el plano vertical que pasa por el punto que marca el arranque real de la bóveda, independientemente de la directriz de la misma. El empuje resultante calculado sobre el plano vertical tiene dirección horizontal, al considerarse, el empuje, perpendicular al plano de referencia.

Se desprecia, por tanto, la inclinación del empuje con respecto a la dirección perpendicular, tomando un valor nulo para el ángulo de desviación ($\delta=0,0$). Esto se debe a la simplificación realizada al tomar como plano de contacto un plano vertical y a la posibilidad real de la presencia de agua en el trasdós.

- En segundo lugar, la superficie de contacto entre ambos elementos (bóveda y relleno) puede tener una rugosidad variable, siendo, generalmente, capaz de desarrollar mayores tensiones tangenciales que en el caso de las estructuras de hormigón de contención de tierras.

Esta rugosidad se cuantificará a través del coeficiente de rozamiento entre bóveda y relleno μ que, junto a la directriz de la bóveda y a la cuantía del empuje, delimitará la zona de actuación de empujes.

- El tipo y cuantía del empuje depende del movimiento relativo entre bóveda y relleno. Por tanto, conocer la naturaleza de este movimiento relativo facilita la obtención del empuje. En el caso de que venga provocado por la deformabilidad de la bóveda (será importante cuantificar la rigidez de la misma) el movimiento relativo será pequeño (empuje al reposo), en otro caso, en que el movimiento relativo este causado por un movimiento de rotación o traslación de la bóveda, (formación de rótulas y transformación de la estructura en un mecanismo), los empujes movilizados serán entonces, el activo y el pasivo (situaciones cercanas al colapso) (figura 2.12).
- Como ya se ha comentado anteriormente, la naturaleza y tipología del relleno, dentro incluso de los rellenos sueltos, es muy variable. A efectos de cálculo el relleno deberá representarse por zonas uniformes en cuanto a densidad y resistencia, por lo tanto, en el caso de existencia de rellenos sueltos claramente diferenciados, se deberá realizar el cálculo para cada uno de ellos.
- Finalmente, para validar el análisis bidimensional (necesario para el cálculo de empujes planteado), se debe verificar que los tímpanos supongan una coacción lateral real. Por ello, se debe realizar una comprobación adicional de la capacidad del tímpano como elemento de contención bajo el empuje de tierras y la sobrecarga de tráfico.

En [1] se encuentra recogido un estudio completo donde se ha tratado de habilitar una metodología sencilla, al estilo de la ya desarrollada para estructuras de contención de tierras [3], para el cálculo y evaluación del efecto de los diferentes empujes que el relleno ejerce sobre la bóveda. A continuación, se presentan las principales conclusiones. Esta metodología presenta 2 variantes:

- En la primera, basada en el método de de la constante de empuje, los empujes se cuantifican mediante cuñas de empuje correspondientes al empuje, activo, reposo y pasivo, similar a la metodología empleada para el proyecto de estructuras de contención.
- La segunda está basada en la acción de unos muelles, con una ley de comportamiento no lineal, sobre el trasdós de la bóveda.

La principal ventaja de la segunda metodología con respecto a la primera es que permite conocer los desplazamientos en la dirección normal al empuje y ligar la acción del relleno (muelles) a estos movimientos. Su principal desventaja, es que exige el conocimiento de un nuevo dato mecánico del relleno, el coeficiente de balasto, que vuelve a ser un parámetro muy variable. Por otra parte, el cálculo se complica.

A continuación se presentan la formulación y la cuantificación de los empujes sobre el trasdós de la bóveda según el método basado en la constante de empuje. En 3.3 se recogen las reglas prácticas que sirven para poder implementar un modelo de cálculo atendiendo al segundo método basado en la acción de los muelles no lineales.

Empuje activo: El empuje activo actuante sobre el trasdós de una bóveda, E_{at} , (producido por el peso del relleno) viene expresado por:

$$E_{at} = 1/2 K_a \gamma h^2 \quad (2.9)$$

K_a = coeficiente de empuje activo

h = altura del plano vertical sobre el que actúa el empuje

γ = densidad seca del relleno

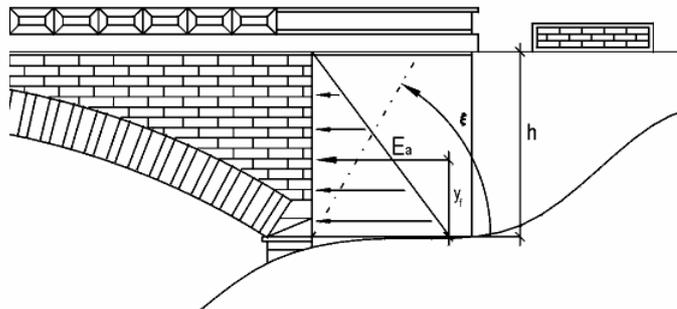


Figura 2.13. Empuje activo

El coeficiente de empuje activo K_a , puede estimarse a través de la teoría de Coulomb, tomando como valor:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.10)$$

$$\xi = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

φ : ángulo de rozamiento interno del relleno

ξ : ángulo que forma la línea de rotura del relleno con la horizontal

$$y_f = h/3$$

y_f : cota de aplicación del empuje medido desde la base del empuje

En presencia de rellenos cohesivos, el cálculo del empuje adicional, debido a esta cohesión se realiza de forma análoga y sencilla (figura 2.14). El empuje resultante es de signo contrario al empuje activo y se suele considerar en el cálculo como una disminución del mismo.

$$\Delta E_{at} = -K_{ac} ch \quad (2.11)$$

$$K_{ac} = 2tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.12)$$

c : cohesión

$$y_f = h/2$$

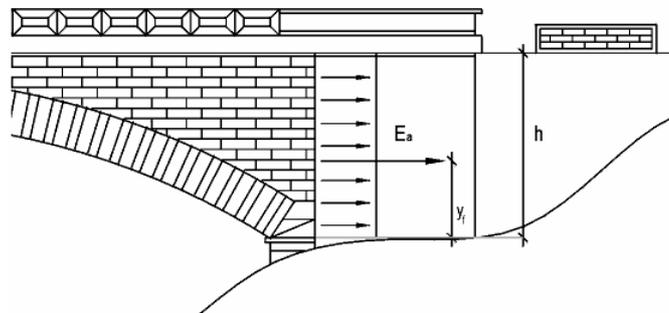


Figura 2.14. Disminución del empuje debido a la cohesión del relleno

Empuje pasivo: El empuje pasivo en este caso viene definido por

$$E_p = 1/2 K_p \gamma h^2 \quad (2.13)$$

K_p = coeficiente de empuje pasivo

h = altura del plano vertical sobre el que actúa el empuje

γ = densidad seca del relleno

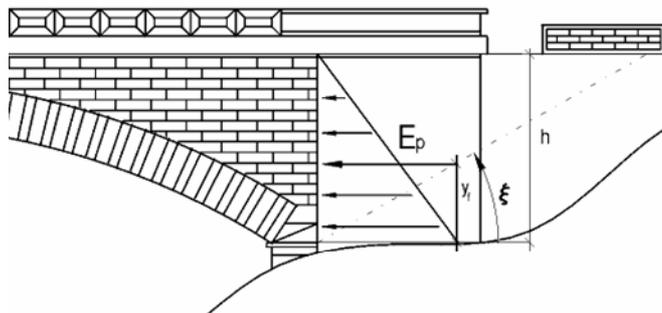


Figura 2.15. Empuje pasivo

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \quad (2.14)$$

$$\xi = 45 - \frac{\varphi}{2}$$

$$y_f = h/3$$

φ : ángulo de rozamiento interno del relleno

ξ : ángulo que forma la línea de rotura del relleno con la horizontal
 y_f : cota de aplicación del empuje medido desde la base del empuje

Empuje al reposo: Teniendo en cuenta la rigidez de estas estructuras y las cargas actuantes, la situación más frecuente y común en estas estructuras, es aquella donde el movimiento relativo entre bóveda y relleno es prácticamente nulo, por lo que el empuje habitual es el empuje al reposo.

El cálculo del empuje en esta situación vuelve a ser análogo a los casos anteriores. Su magnitud depende directamente del grado de sobreconsolidación del relleno. La expresión del empuje al reposo es:

$$K_o = (1 - \text{sen}\varphi)OCR^{1/2} \quad (2.15)$$

$$y_f = h/3$$

φ : ángulo de rozamiento interno del relleno

OCR (grado de sobreconsolidación) = p_c/p

p_c = valor de preconsolidación

p = valor de la presión efectiva actuante

y_f : cota de aplicación del empuje medido desde la base del empuje

Paso previo a la evaluación del empuje, debe acotarse la zona de actuación del mismo. En primer lugar se debe estimar la cuantía de los movimientos relativos entre bóveda y relleno para conocer con cierta precisión el tipo de empuje y su cuantía aproximada. Es necesario también, asegurar el contacto, en la zona de empuje, entre relleno y bóveda, ya que, en la zona donde se produzca deslizamiento entre ambos, no se considera el empuje de éste sobre aquella.

Desarrollo de tensiones tangenciales en el trasdós de la bóveda

Se han realizado estudios [5] sobre estructuras existentes en los que se han medido los empujes (tensiones) sobre el trasdós de la bóveda. Estos estudios han revelado una localización del empuje del relleno en la zona baja de la bóveda, cerca de los arranques (ver figura 2.16). Esto parece estar relacionado con la limitación de la zona de actuación del empuje una vez que se produce el deslizamiento entre bóveda y relleno.

Al deformarse o moverse la bóveda y el relleno, no sólo se movilizan tensiones normales entre ellos, también aparecen tensiones tangenciales. La interfaz entre bóveda y relleno debe de ser capaz de absorber las tensiones tangenciales que aparecen, si se quiere asegurar la continuidad entre ambos elementos (bóveda y relleno). En otro caso se produce el deslizamiento entre ambos.

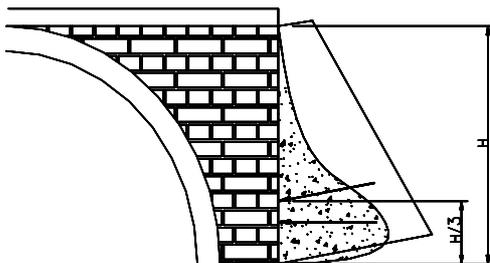


Figura.2.16. Ley teórica y medida de empujes sobre el trasdós de la bóveda.

Este punto de deslizamiento limitaría la zona de actuación del empuje, sólo se podrá contar con el empuje del relleno que no desliza. En la zona de deslizamiento la cuña de relleno resbala sobre el trasdós no siendo efectivo su empuje.

Según los estudios realizados en [1], para que se produzca el deslizamiento entre ambas superficies para cualquier coeficiente de rozamiento, la constante de empuje debe de ser mayor a 1, ($k > 1,0$). Más aún, salvo para valores del coeficiente de rozamiento muy bajos ($\mu < 0,2$), sólo se produce deslizamiento para valores de la constante de empuje mayores a 2, ($k > 2$).

Por lo tanto, si θ es el ángulo que marca el punto a partir del cual no se puede contar con el empuje de tierras, según la figura 2.17, el valor de θ depende de μ y de k (empuje activo, reposo y pasivo) según la expresión (2.16).

$$\frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}^2 \theta + k} = \frac{\mu}{k - 1} \quad (2.16)$$

En los casos en los que se cuente con el empuje pasivo, ($k = 3,0/4,0$), el punto de deslizamiento se produce antes que en los casos donde el empuje actuante sea el reposo ($k = 1,0$). La zona donde actúa el empuje del relleno será menor en la zona de empuje pasivo y localizada en la zona cercana a los arranques de la bóveda. En estos casos, a pesar de que el empuje actúa en una zona menor, la cuantía total del empuje es mucho mayor debido a la mayor importancia del valor de la constante k . En situaciones de empujes menores, reposo o activo, la zona de actuación abarca una amplia zona entre clave y arranques. La cuantía total del empuje es menor que en el anterior caso y el empuje está aplicado a mayor altura en este segundo caso. Por otra parte y, como es lógico, un valor alto en el coeficiente de rozamiento en la interfaz, posibilita que se movilice la totalidad del empuje en el trasdós de la bóveda incluso para empujes cercanos al pasivo.

Significado estructural del relleno cementado

El efecto estructural del relleno cementado recibe un tratamiento diferente al del relleno suelto.

La presencia de una zona de mayor rigidez en los arranques modifica sustancialmente el comportamiento del puente arco. Esta zona más cementada y rígida tiene unas propiedades mecánicas semejantes a la bóveda, pila o estribo. Por ello, a efectos de valorar su contribución estructural se considerará como un elemento portante rígido, realizándose en él comprobaciones similares a las realizadas en bóveda, pilas y estribos.

Se consideran 3 elementos en este caso:

- Pila o estribo con un voladizo correspondiente a la zona de relleno rígido. (figura 2.18).
- Bóveda resultante una vez descontada la parte tenida en cuenta en el elemento anterior.
- Relleno granular, en la zona cercana a clave (en el caso de que haya).

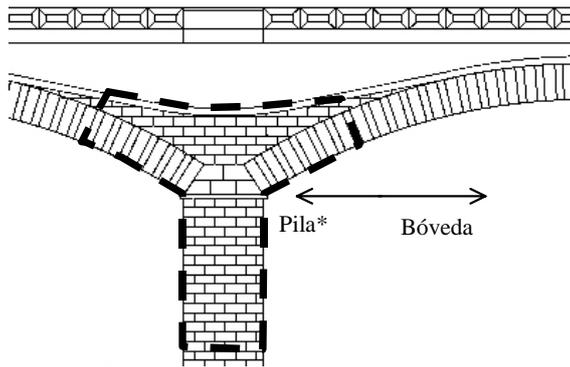


Figura. 2.18. Configuración resistente. Relleno rígido

Se deberá comprobar.

- La nueva bóveda modificada, (teniendo en cuenta que se acorta la luz de la misma) bajo los criterios y teorías habituales.
- El elemento *pila + voladizo* recibiendo las reacciones de la bóveda y las acciones a que esté solicitado de forma directa.
- En caso de existencia de un relleno granular su efecto se tendrá en cuenta según el epígrafe anterior.

En el caso límite de que el relleno cementado esté presente en toda la estructura, se realizará la comprobación de la misma a través de la comprobación de un único elemento (bóveda con geometría modificada en función del relleno). Para poder llevar a cabo este cálculo se debe comprobar que el relleno es de una rigidez similar a la bóveda ($E_{bóveda} \cong E_{relleno}$).

2.3 Tímpanos

Los tímpanos son los elementos verticales que se disponen lateralmente y que apoyan sobre las bóvedas. En la mayoría de los casos son llenos o macizos y su función principal es la de contener y confinar lateralmente el relleno a modo de estructura de contención de tierras. En otros casos, generalmente cuando la luz de la bóveda supera los 25,00 m, los tímpanos se aligeran transversal y longitudinalmente para aliviar así, la carga muerta sobre la bóveda. En este último caso, tímpanos aligerados, especialmente en el caso de disposición de aligeramientos transversales, su función ya no es la de contención lateral del relleno, sino la de transmitir la carga desde la superficie de rodadura a la bóveda mediante tabiques, montantes o arcos.

Normalmente, la zona donde los tímpanos apoyan sobre la bóveda se resalta del resto de la bóveda, disponiendo una sillería de mejor labra y de mayores dimensiones que la verdadera bóveda, esta zona se denomina boquilla y, sus dimensiones no deben ser confundidas con las de la bóveda estructural. Las diferentes maneras de resolver esta unión entre boquilla y tímpanos ha resultado en numerosos aparejos a lo largo de la historia e influye directamente en la aparición de posibles patologías en esta zona.

La cara exterior de los tímpanos es plana y totalmente vertical, su cara interna puede presentar un ligero talud o estar escalonada, de forma que aumenta el espesor del tímpano de arriba abajo. Esta geometría, similar a la de un muro de contención, obedece a la ley de empujes del relleno.

En planta, la alineación puede ser recta o puede variar linealmente, presentando un espesor máximo en los arranques de la bóveda y mínimo en la clave de la misma (figura 2.19).

La altura de los tímpanos en clave está condicionada por el sobreespesor del relleno en este punto, no siendo, generalmente menor de 0,50 m. Esta sobrealtura adicional en clave es beneficiosa en el comportamiento general de los puentes arco de fábrica, como quedará demostrado en los capítulos siguientes, pero, en caso de que su valor sea muy alto puede llegar a producir el fallo de la unión del tímpano y la bóveda.

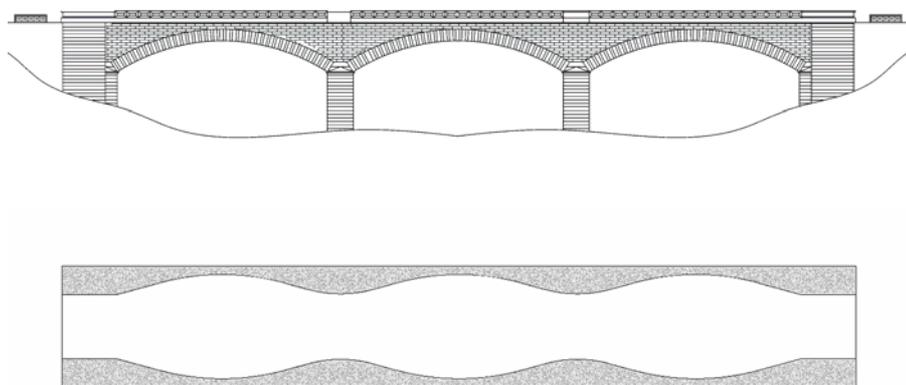


Figura 2.19. Alineación en planta de tímpanos de ancho variable.

En las estructuras de gran luz, los tímpanos suelen presentar aligeramientos transversales en la zona de arranques, que facilitan una mayor capacidad de desagüe y alivian la carga total, y longitudinales.

Ya se ha señalado que la función prevista para los tímpanos macizos es la de contener lateralmente las tierras de los rellenos granulares. Esta contención y confinamiento lateral posibilita al relleno desarrollar, a su vez, la tarea estructural a la que esta encomendado, que, además, como se ha señalado en el epígrafe anterior, es de gran importancia. En el caso de que los tímpanos no confinen lateralmente al relleno, no se podrá contar con la acción estabilizadora de los empujes desarrollados por el relleno en el trasdós de la bóveda.

A esta misión inicial se le añade otra, quizás no prevista en el proyecto, de rigidización longitudinal de la estructura. Los tímpanos macizos pueden ser considerados, además de cómo muros de contención laterales, como vigas de gran canto. Si bien es cierto, que este trabajo como viga queda imposibilitado si se acepta la hipótesis que supone que la fábrica no es capaz de soportar tensiones de tracción, en ciertos casos, dependiendo del aparejo y los materiales empleados en la ejecución del tímpano y de la unión de éste con la bóveda, puede suponerse que el tímpano resiste esfuerzos de flexión, desarrollando cierta resistencia a flexotracción. De esta manera, los tímpanos

aportan una rigidización adicional, siempre y cuando se pueda asegurar la conexión entre estas vigas laterales y la bóveda de fábrica.

Esta unión es uno de los puntos débiles de estas estructuras. La diferente rigidez de ambos elementos (bóveda y tímpanos –vigas de gran canto–), los cambios en las condiciones de explotación (trenes de carga, velocidad), junto con lo delicado de la propia unión, hacen que sólo bajo cargas de servicio se pueda contar con esta rigidización adicional y únicamente si se ha comprobado previamente el estado de la unión. En situaciones cercanas al agotamiento de la estructura, los tímpanos se separan claramente de la bóveda, como ha quedado demostrado en gran parte de los ensayos realizados hasta rotura, comportándose, entonces, bóveda y tímpanos como elementos independientes.

2.4 Pilas

La función de las pilas dentro de un puente arco de fábrica es la de conducir la carga transmitida por las bóvedas hasta los cimientos. Para ello deben de ser capaces de soportar también las acciones que directamente inciden sobre ellas (viento, riadas, etc.).

Las pilas son los elementos estructurales que, dentro de un puente arco de fábrica, han estado sujetos a más cambios en sus dimensiones a lo largo de la historia. Existen razones constructivas e incluso estratégicas que explican las diferentes geometrías adoptadas en las pilas durante los últimos 22 siglos. La desconfianza en el cimiento hizo que las dimensiones de las pilas en los comienzos (época romana y medieval) fueran enormes [6], con valores para la anchura de la pila de aproximadamente un tercio de la luz libre de las bóvedas que soportaban. En la época medieval esta dimensión aumentó, llegando a valores de $0,55L$ como es el caso del puente de Segovia sobre el Manzanares en Madrid. El comportamiento de estas pilas se asemejaba más al de estribos que al de pilas. Este comportamiento, que era buscado deliberadamente por razones estratégicas en determinadas situaciones (guerras, revoluciones), permitía la voladura de un vano para dejar sin servicio el puente pero manteniendo en pie el resto de la estructura.

En el s. XVIII los valores de la anchura de la pila se acercan al décimo de la luz, mencionando como exponentes de esta gran época para la ingeniería los puentes de Neuilly y de la Concordia de Perronet. Posteriormente, Ribera [6] propone predimensionar las pilas mediante una relación de $b_p = 0,10L$ y Sejourne recomienda para puentes y viaductos de ferrocarril $b_p = 0,10L + 0,04h$, donde h es la altura de la plataforma sobre el zócalo de la pila.

Del mismo modo que ocurre en las bóvedas, el comportamiento estructural de las pilas se puede caracterizar a través de unos pocos parámetros geométricos y el tipo de sección de la misma.

La altura total de la pila h_p (ver figura 2.20) es el primer parámetro definitorio de su comportamiento. En función de este valor se opta por dar talud longitudinal y transversal a la pila.

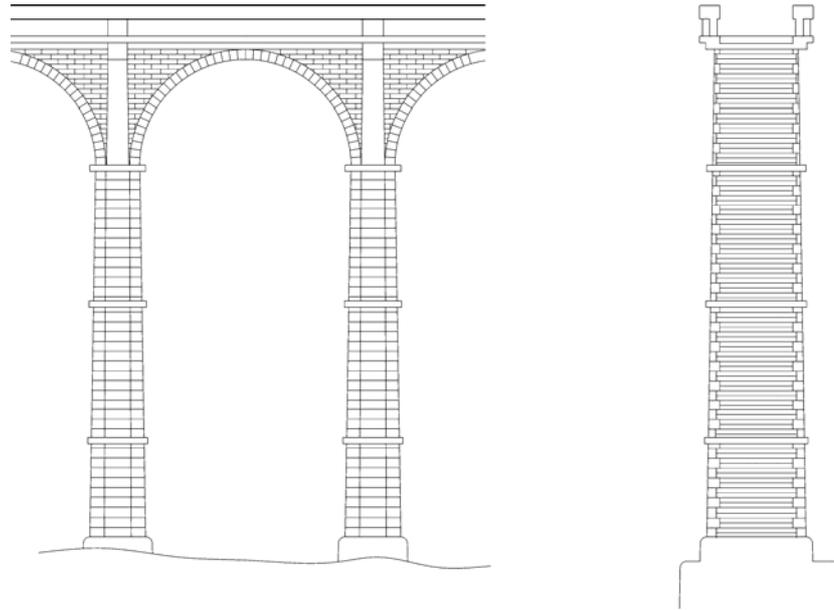


Figura 2.20. Geometría de pila. Talud constante

El talud longitudinal obedece a la ley de momentos provocada por el desequilibrio en el empuje horizontal en cabeza de pila por la acción de la sobrecarga. El objetivo que se persigue es que la línea de presiones no se salga del tercio central de la pila.

El talud transversal tiene su razón de ser en la importancia que cobran los esfuerzos de viento a partir de cierta altura.

Según se recoge en [6], para alturas de pila inferiores a 8,00 m no se utiliza el talud por motivos estéticos principalmente. Por otra parte, en rara ocasión el perfil de la pila es curvo o su ley de variación no es lineal, pero cuando la altura de la pila es superior a 20,00 m Ribera recomienda modificar la pendiente del talud con la altura. (figura 2.21).

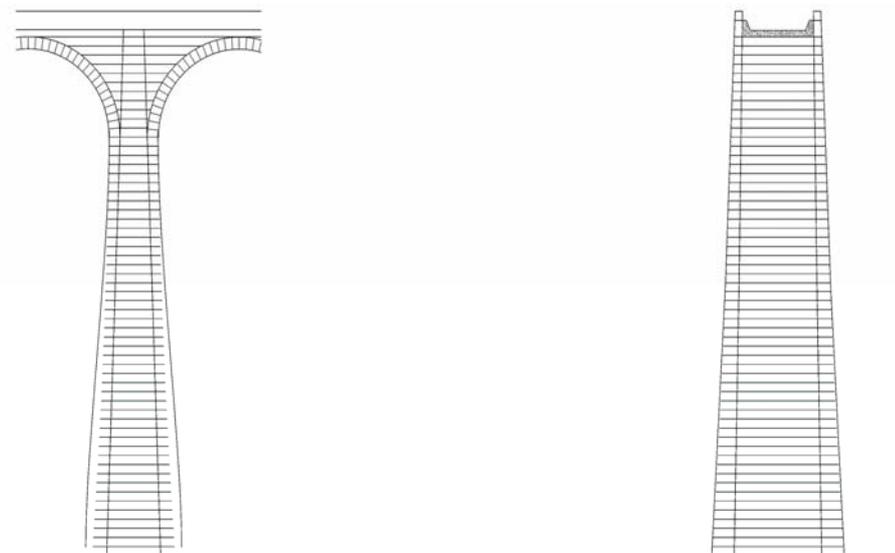


Figura 2.21. Pila de talud variable

En algunos casos, cuando la altura es considerable, se disponen arcos intermedios de arriostramiento longitudinal, aunque esta práctica es poco común en puentes y viaductos y más común en acueductos.

Por último, la altura de pila junto con el tipo de sección elegida son los parámetros responsables directos del nivel de tensiones y la excentricidad en base de pila.

La relación entre la anchura de la pila y la luz libre de las bóvedas (b_p/L), esbeltez I y la esbeltez II de la pila (b_p/h_p), son los otros parámetros geométricos caracterizadores del comportamiento. El valor de estos dos parámetros condiciona el comportamiento de estas estructuras, bien como estructuras multiarco, donde se produce una interacción entre las diferentes bóvedas y pilas que forman la estructura dentro del funcionamiento resistente general, bien como estructuras monoarco, donde el comportamiento de las bóvedas que forman parte de la estructura se produce de forma independiente. En este último caso la pila puede ser considerada como pila estribo¹².

En cuanto al tipo de sección, se distingue entre dos grandes grupos, pilas macizas y mixtas, siendo la segunda la más frecuente. La sección maciza está ejecutada en un mismo tipo de fábrica. La sección mixta está formada por una carcasa de sillería bien labrada y pulimentada, que contiene en su interior desde una mampostería a un hormigón ciclópeo, pasando por un cal y canto cementado. El común denominador de todos ellos es el de poseer un módulo de deformación longitudinal menor que el del material empleado en la carcasa, así como una resistencia también inferior.

La sección en ambos casos suele ser rectangular, no contándose con los tajamares en el análisis. Para la correcta definición de la sección de una pila se debe de conocer:

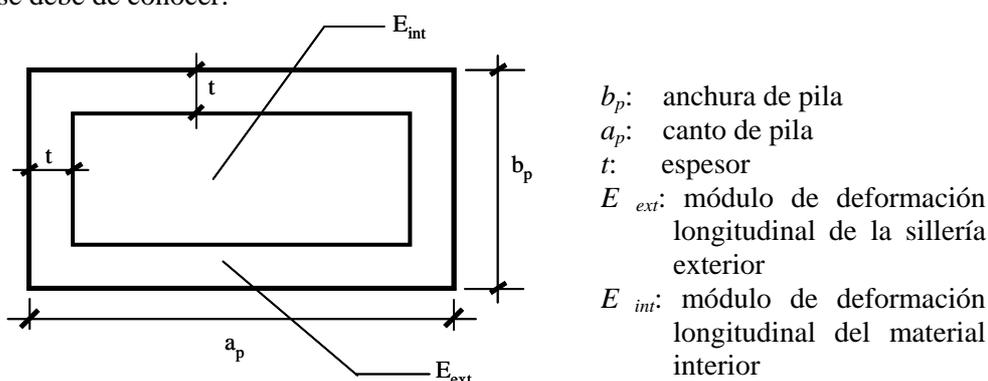


Figura 2.22. Sección mixta de una pila.

Las patologías más comunes se deben a problemas en la cimentación, generalmente fisuración diagonal o vertical en el plano de la pila debido a un asentamiento diferencial de la misma por la propia consolidación de la cimentación. Es poco frecuente encontrar problemas asociados al

¹² En [6] se comenta el hecho que en algunos viaductos del siglo XIX se intercalaba cada cuatro o cinco tramos una pila estribo que impidiera el derrumbamiento de toda la estructura en el caso de que se produjera el colapso de un vano, por fallo de bóveda o pila.

reventamiento o estallido de la pila, producidos por un exceso de tensiones. Por otra parte, en casos donde la pila se encuentre en cauces de gran caudal, el agua puede llegar a arrastrar, previa disolución, el relleno interno de la pila, quedando como sección resistente una sección hueca. Finalmente, señalar que las pilas son los elementos más susceptibles de recibir el impacto de vehículos que dañen localmente el elemento.

2.5 Cimentación

La cimentación es el elemento resistente peor conocido y más débil de los elementos anteriormente mencionados. El menos conocido porque existe poca documentación sobre su proyecto y construcción si se compara, por ejemplo, con las reglas de proyecto existentes para bóvedas y estribos, y, además, porque es un elemento oculto y poco accesible¹³.

Es el elemento más débil porque, el proyecto de la cimentación descansaba en el escaso conocimiento que siempre se ha tenido de las propiedades geotécnicas del terreno sobre el que apoyaba. La elección de una cimentación superficial o profunda estaba supeditada, por tanto, a esta variable casi desconocida hasta el s. XIX. Esto ha resultado en demasiadas ocasiones en cimentaciones poco adecuadas que han terminado por provocar daños y, en el peor de los casos, la ruina de la estructura. Además, la cimentación está sometida al peor enemigo de estas estructuras, las grandes avenidas, que, debido a la larga vida de las mismas, han dejado su huella probablemente alguna vez.

Este elemento se puede clasificar atendiendo a dos parámetros diferentes:

- Por una parte, atendiendo a la tipología de la misma, en este caso, la cimentación podrá ser superficial o profunda.
- Aunque, también se puede clasificar atendiendo al material utilizado para su ejecución, en este otro caso la cimentación puede estar ejecutada en sillería y madera o en hormigón.

Cimentación superficial

La cimentación superficial transmite directamente la carga de la pila al estrato supuestamente competente mediante una zapata o losa de cimentación. En el caso de la zapata, la relación entre sus dimensiones (figuras 2.23 y 2.24), hacen que ésta se comporte como zapata rígida.

La elección de una cimentación superficial se hacía cuando el estrato inmediato era, en teoría, suficientemente adecuado. Ya se han comentado las lagunas existentes en el conocimiento geotécnico, lo que conducía a que sólo se apostaba por una cimentación superficial cuando el estrato era claramente competente, es decir roca. En este caso, la tensión admisible del terreno era muy alta, lo que provocaba que el área de la zapata no fuera mucho mayor que el de la pila, lo que llevaba a zapatas de tipo rígido (ver figuras 2.23, 2.24 y 2.25).

¹³ Este aspecto se ha resaltado porque aunque es obvio, es muy importante a la hora de planificar la recogida de datos y a la hora de realizar inspecciones.

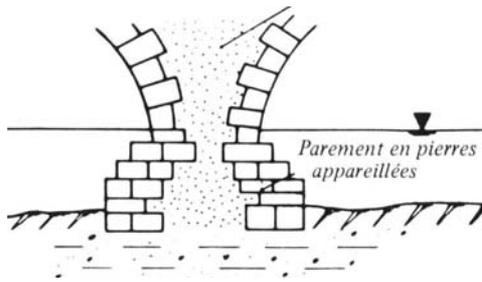


Figura 2.23. Cimentación superficial por medio de zapata de sillería con relleno de mampuesto rígido. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précarie. Ministère des Transports. Paris [7].

En otras ocasiones, especialmente en épocas de declive técnico, por ejemplo, durante algún periodo de la Edad Media, se generalizó el proyecto de cimentaciones superficiales, con independencia de la bondad del terreno, simplemente por comodidad y facilidad, lo que llevo a la ruina de muchas de ellas.

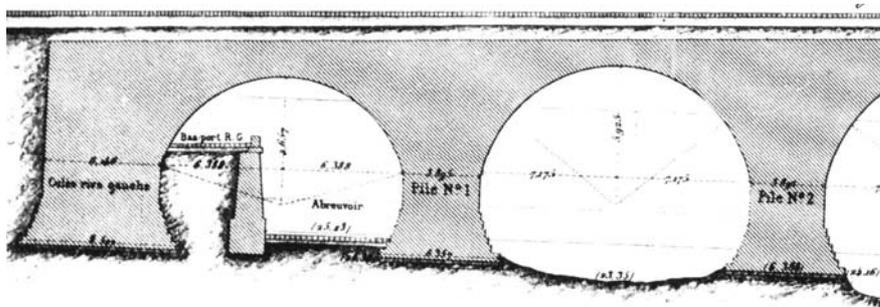


Figura 2.24. Cimentación superficial por medio de zapata de sillería. Pont Neuf. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précarie. Ministère des Transports. Paris [7]

La cimentación superficial mediante zapata ha estado ejecutada casi en su totalidad con sillería, si bien es verdad que en ocasiones (s. XIX) pueden haber estado protegidas por *zampeados* de hormigón.

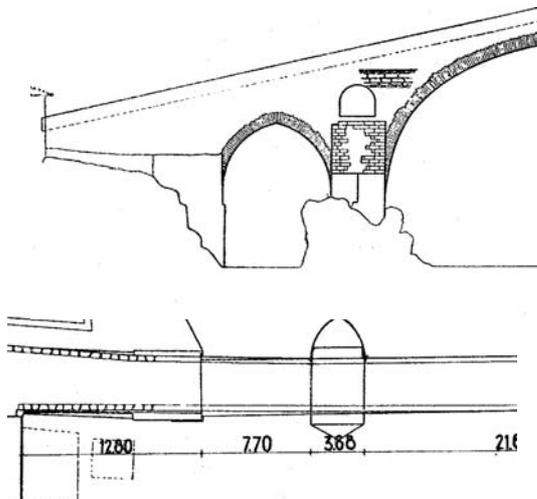


Figura 2.25. Cimentación superficial por medio de zapata de sillería sobre roca. Puente de Cangas de Onis

El otro tipo de cimentación superficial es la losa de cimentación, mucho menos común y que aparece según se describe en [8] en el s. XVII, para tratar evitar el grave problema de la socavación.

Cimentación profunda

En este caso la variedad de tipos es mucho mayor, a continuación se presentan y describen los casos más importantes.

El primer tipo de cimentación profunda que se conoce es la cimentación mediante pilotes de madera, donde los pilotes tenían una longitud máxima de aproximadamente $L_p=10,00$ m, coronados por un encepado realizado mediante un emparrillado de madera con relleno de arena o áridos más o menos cementados. En la figura 2.26 se muestra la cimentación de una de las pilas del puente Wilson á Tours de finales del s. XVIII. Aunque el ejemplo mostrado date del S. XVIII este tipo de cimentación ya era utilizado en época romana. Para evitar la socavación se disponía escollera de protección alrededor de las pilas.

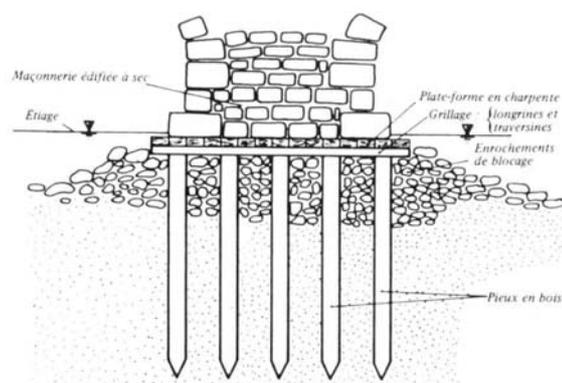


Figura 2.26 Cimentación profunda por medio de pilotes de madera, encepado de madera y relleno. Puente Wilson á Tours. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Ministère des Transports. Paris [7]

Este tipo tiene como variante la posibilidad de que además de presentar un recinto exterior de pilotes más o menos largos, presente en su interior un número indeterminado de pilotes de menor longitud (figura 2.27)

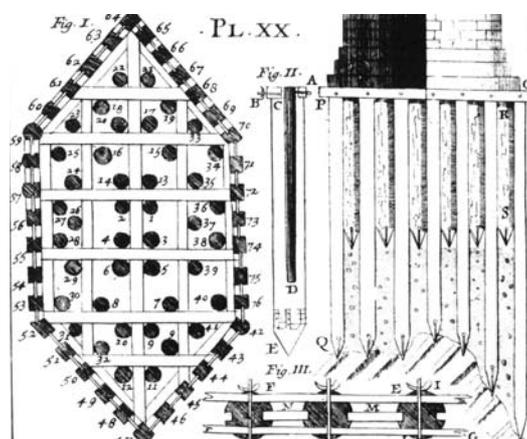


Figura 2.27. Cimentación profunda por medio de pilotes de madera. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Ministère des Transports [7].

En algunas ocasiones, se aprovechaba también, el recinto establecido para la construcción en seco de la cimentación, en la situación definitiva. Este recinto ejecutado por medio de tablestacas reforzadas en ocasiones con pilotes para conferir mayor rigidez al conjunto, se rellenaba posteriormente con materiales más o menos cementados, para pasar, ya en el s. XVIII, a rellenarse con hormigón (zampeado) y servir así de protección en situación definitiva.

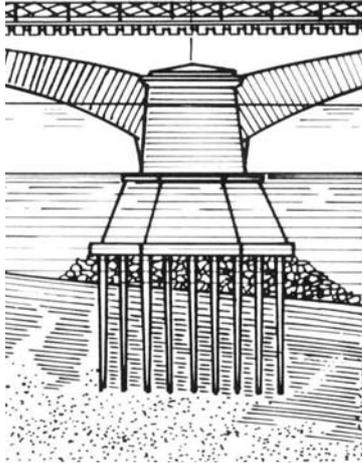


Figura 2.28 Cimentación profunda por medio de pilotes. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Ministère des Transports [7].

En el s. XIX se comienza a utilizar la cimentación mediante cajones huecos, estos cajones eran construidos en la orilla y llevados hasta su lugar de emplazamiento donde eran hundidos creando un recinto seco. Posteriormente, se vertía hasta el estrato de suelo competente una amplia cama de hormigón. Finalmente tras un pequeño zócalo se levantaba la pila (figura 2.29).

En las figuras 2.28, 2.29 y 2.30 es posible apreciar la protección de escollera dispuesta contra la socavación. Por último, a finales del siglo XIX surge la técnica de cimentación por medio de cajones de aire comprimido.

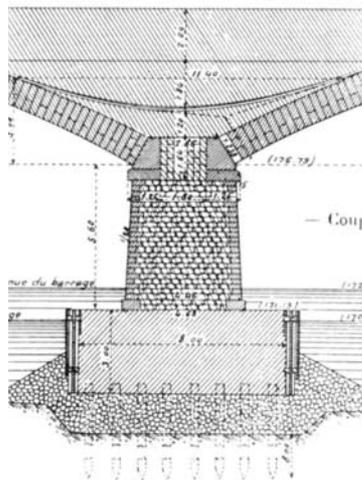


Figura 2.29 Cimentación profunda por medio de pilotes y recinto de tablestacas relleno de hormigón. Pont Boucicaud. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Ministère des Transports [7].

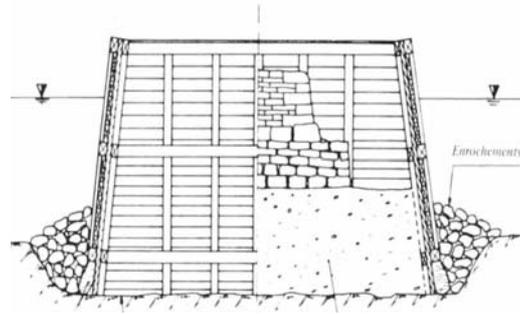


Figura 2.30 Cimentación por medio de cajón relleno de hormigón. Figura tomada de Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Ministère des Transports [7].

3. Metodología para la evaluación estructural de un puente arco de fábrica

En este punto se presenta una metodología para la evaluación de los puentes arco de fábrica. Esta metodología está basada en el comportamiento estructural y su objetivo fundamental es el de facilitar al técnico que aborde la evaluación de estas bellas estructuras, una herramienta útil y práctica que permita dar respuesta a las incógnitas que la evaluación plantea y, que se enuncian a continuación:

- Deducir el nivel de seguridad de la estructura a partir de su estudio en situaciones cercanas al agotamiento, atendiendo a los posibles modos de fallo y teniendo en cuenta los datos de que se dispone.
- Conocer el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio, a partir del nivel tensional y el nivel de fisuración existente en los elementos estructurales. El conocimiento del comportamiento de estas estructuras en condiciones de servicio puede facilitar el planteamiento de una política de mantenimiento más adecuada que alargue la vida útil de las mismas, de tal forma que, las medidas que se adopten (limitación de cargas y velocidades, reparación, refuerzo, etc.) estén fundadas en un criterio objetivo que englobe también el aspecto estructural.
- Servir al diagnóstico, si hay síntomas patológicos, tarea para la cual el análisis constituye una poderosa herramienta, que permite cuantificar la importancia de los daños desde el punto de vista estructural. En la mayoría de estas estructuras están presentes las huellas de los avatares a que han estado sometidas a lo largo de su larga vida. Es casi imposible dar con una estructura que se encuentre en perfecto estado, tal y como se proyectó y construyó. Es de enorme importancia, por tanto, cuantificar los daños presentes en términos de pérdida de capacidad portante y poder inferir su posible evolución en el tiempo, así como su origen y causa.
- Actuar con criterio objetivo en las tareas de reparación, refuerzo o ampliación de este tipo de estructuras. Las necesidades que provocaron el proyecto de estas estructuras han cambiado notablemente, especialmente a lo largo de las últimas décadas, lo que ha provocado que, en ocasiones, sea necesario abordar una operación de reparación, refuerzo o ampliación. En este capítulo se pretende dotar al técnico de una

herramienta que le permita decidir, en primer lugar, si verdaderamente es estrictamente necesario acometer la reparación o si es necesario el refuerzo¹⁴ y, en segundo lugar, abordar la operación con objetividad.

El orden en que se presentan las cosas en este punto se ha estructurado de tal forma que pudieran constituir, por sí mismos, los apartados de la Memoria de análisis de proyectos de evaluación, reparación o refuerzo de puentes de este tipo. Este procedimiento es no sólo fácil de entender por los técnicos sino que puede constituir —sin pretensiones— una guía de referencia.

3.1. Documentación disponible

La expresión "cuanto más, mejor" no deja de ser una manifestación de imposible deseo. Si ya es muy difícil que, ante una estructura existente de edificación o ante un puente "modernos", se disponga de proyecto original, documentos sobre intervenciones posteriores, características de materiales, etc., la situación documental ante una estructura construida hace al menos cien años, que ha atravesado por mil peripecias estructurales como socavaciones, voladuras, accidentes, reparaciones (no siempre reparadoras), suele ser desoladora. A todo ello se une otra verdad objetiva: inspeccionar *in situ* sobre el puente es difícil (accesos complicados, necesidad de mantener el servicio) y caro.

Ante este panorama sólo cabe una actitud, típicamente ingenieril por otra parte, que consiste en ir de lo poco y fácilmente accesible a lo más exigente y sofisticado, dicho en términos relativos.

Geometría

Es de lo menos que se puede partir: de una colección de planos en los que se consignent:

- Planta y alzado generales.
- Detalles de luces, anchos de pilas, espesores de roscas, anchos de bóvedas.
- Sección transversal (siquiera estimada).

Si, en efecto, se carece de originales, estos datos pudieran provenir en parte del resultado de las inspecciones principales o especiales.

Características de los materiales

Como se indica en [1], es posible caracterizar el comportamiento mecánico de la fábrica de forma aproximada, sin necesidad de acudir a ensayos; tan sólo es necesaria una observación cualitativa de los materiales, de su disposición y de sus dimensiones.

¹⁴ Quizás sea esta la decisión más peliaguda, evaluar la capacidad de la estructura para decidir después cual es el refuerzo o la operación de reparación necesaria. Incluso, en ocasiones, a la hora de ampliar estas estructuras puede ser viable hacerlo sobre la estructura existente sin necesidad de refuerzo [8].

Conocer la naturaleza de los materiales por medio de ensayos suele ser considerado un lujo justificado sólo por la imperiosa necesidad de una precisión en el conocimiento de ciertas variables mecánicas condicionantes en ciertas tipologías [1,9]. Como se verá más adelante, esta campaña sólo se abordaría si, tras un primer análisis, se llega a la conclusión de que es necesario contar con datos experimentales sobre los parámetros mecánicos de la fábrica, que permitan afinar y contrastar los datos estimados en el primer intento. Sí es imprescindible conocer al menos:

- Tipo de fábrica: Fábrica de ladrillo, de sillería o de hormigón en masa.
- Aparejo utilizado: a tizón o de varias roscas.
- Tipo de pieza: tipo de ladrillo y sillar.
- Espesor del tendel y tipo de mortero utilizado –cemento o cal–.
- Densidad de fábrica y relleno.
- Estado: humedad, meteorización, etc.

Naturaleza y estado del puente

Es preciso conocer, reportaje fotográfico incluido, cómo se encuentra la estructura, al menos hasta donde un sencillo reconocimiento fruto de las mencionadas inspecciones pueda llegar. Así, será necesario conocer la tipología y el estado de las cimentaciones, de las fábricas (aparejos y estado), así como las eventuales manifestaciones patológicas que puedan presentarse. Muy en particular es importante conocer las posibles fisuraciones en bóvedas¹⁵, despegue de tímpanos, deformadas en la rasante, juntas en bóvedas que hagan sospechar de la formación de rótulas, giro de cimentaciones y, por consiguiente, de las pilas, con movimientos horizontales inducidos, etc.

En los casos donde, bien se haya detectado un deterioro importante en las inspecciones previas, bien se decida una ampliación o sea necesario el paso de un transporte especial, es muy conveniente realizar una visita personal del equipo técnico responsable del análisis estructural.

3.2 Caracterización estructural – Clasificación tipológica

En correspondencia con lo señalado en el punto anterior, documentación necesaria para llevar a cabo una evaluación estructural, la caracterización estructural lleva consigo el estudio de las dimensiones y relaciones geométricas de los elementos de la estructura, de los materiales utilizados en los diferentes elementos estructurales y, por último, de los daños presentes en el puente.

La caracterización estructural es el primer acercamiento al comportamiento de estas estructuras y constituye el primer paso de la evaluación de las mismas. El análisis comparativo de las variables mencionadas, (geometría, materiales y daños) de la estructura objeto de análisis con los valores de

¹⁵ En ocasiones, la fisuración puede venir de un comportamiento normal de la estructura, como ya se señaló en [1]. En cualquier caso, al realizar el estudio del comportamiento en servicio y en agotamiento, esta observación de la estructura puede servir de elemento de contraste con los resultados obtenidos en el modelo

otras estructuras pertenecientes a tipologías similares y con las reglas de proyecto existentes en el momento de construcción, permite situar el problema y establecer un primer diagnóstico del estado del puente.

3.2.1 Caracterización geométrica

A continuación se resumen los datos necesarios para el estudio y análisis geométrico de estas estructuras.

Bóveda: Luz libre (L), el valor del canto en clave (c), la relación entre el valor del canto en arranques y en clave (λ), la flecha (f), la directriz y el valor del sobreespesor en clave (h_o).

Tímpano: espesor en la sección inferior (b_i)

Pila: altura total (h_p) y anchura de la pila (b_p).

Estribo: altura total (h_e) y anchura de estribo (b_e)

Se obtendrán los valores de los siguientes ratios geométricos:

c/L

f/L

h_o/L

b_p/L

h_p/L

b_e/L

h_e/L

$b_i/(f+h_o)$

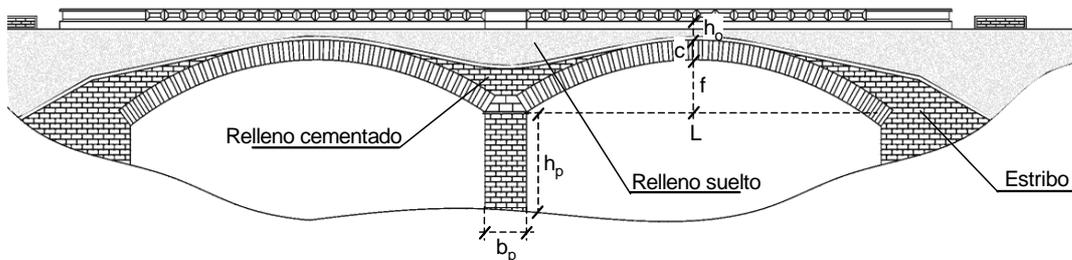


Figura 3.1. Datos necesarios para la evaluación de un puente arco de fábrica

Los valores de las variables y ratios geométricos indicados deben de ser comparados, como ya se ha mencionado anteriormente, con los valores habituales para cada tipología¹⁶⁵ y con las reglas de proyecto propuestas por los ingenieros de la época.

A lo largo de los siglos XVIII y XIX apareció en la literatura ingenieril una gran cantidad de fórmulas que permitían predimensionar las bóvedas de

¹⁶ En [1] se han estudiado los valores habituales de estos ratios geométricos en puentes arco de fábrica para las tipologías más comunes. En este estudio se analiza el comportamiento en agotamiento y en servicio de estas estructuras frente a los trenes de carga modernos y la importancia relativa del valor de cada uno de estos ratios en el comportamiento general del puente.

fábrica de forma sencilla. Casi la totalidad de los grandes ingenieros de la época tenían su propia propuesta en forma de fórmula para obtener, en primera aproximación, las dimensiones de la estructura. Estas reglas de proyecto formuladas en la observación de estructuras existentes y de la propia experiencia de los autores fueron utilizadas para predimensionar un gran número de estructuras que, a partir del siglo XIX, eran comprobados mediante la teoría de estabilidad de bóvedas primero y, la teoría de la resistencia de materiales después.

La selección presentada a continuación, refleja las tendencias de proyecto en puentes carreteros y ferroviarios para directrices rebajadas y peraltadas durante estos siglos [1]. Como se puede comprobar, existen diferentes niveles de *sofisticación* en las propuestas, desde aquellas donde el canto en clave de la bóveda depende exclusivamente de la luz libre de la bóveda, a otras donde se tiene en cuenta el material con el que esta confeccionada la bóveda, el nivel de peralte, el tipo de tráfico, la luz libre, etc..

Canto en clave de la bóveda

*Bóvedas
semicirculares*

Gautier, fábrica de piedra dura $L \geq 10,0$ m

$$c = \frac{1}{18} L \quad (3.1)$$

Dentro de la ecuación general para bóvedas semicirculares:

$$c = k_1 + k_2 L \quad (3.2)$$

Gautier para fábrica de piedra blanda propone:

$$k_1 = 0,32 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 1/15$$

Perronet :

$$k_1 = 0,325 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,0347$$

Lesguillier :

$$k_1 = 0,10 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,20$$

Dejardin :

$$k_1 = 0,30 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,045$$

Dupuit :

$$c = 0.20 L^{1/2} \quad (3.3)$$

Rankine :

$$c = 0.19 L^{1/2} \quad (3.4)$$

Ingenieros rusos y alemanes :

$$c = 0.43 + 0.10 \rho \quad (3.5)$$

ρ : radio de curvatura

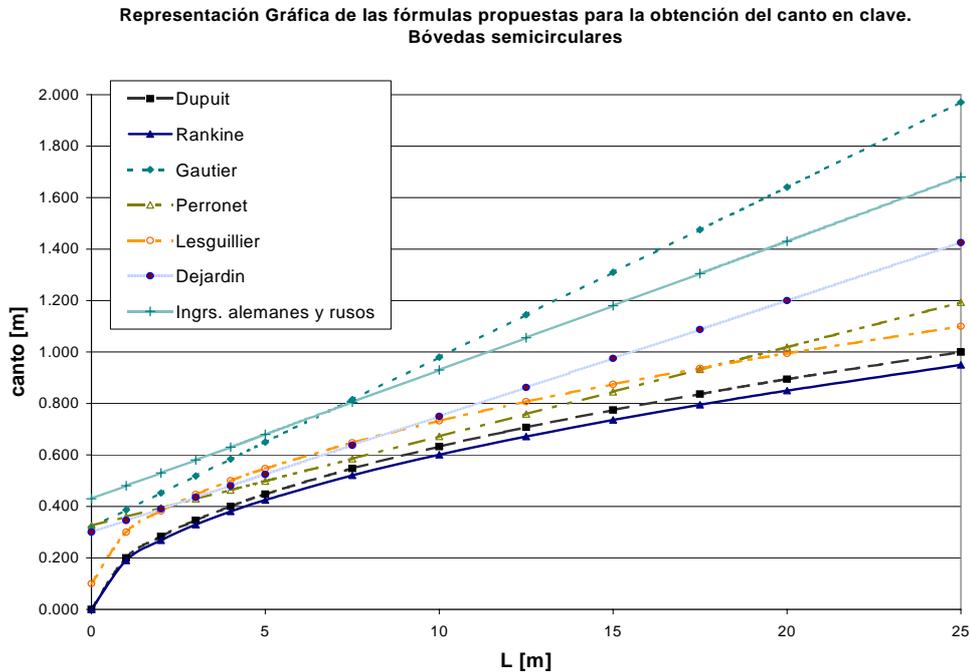


Figura 3.2. Diferentes propuestas para la obtención del valor del canto en clave de bóvedas semicirculares

Salvo las curvas propuestas por los ingenieros alemanes y rusos y la propuesta por Gautier para piedra blanda, el resto de los valores son bastante similares, especialmente para luces menores de 15,00 m. La propuesta de Gautier para piedra dura (no representada) se parece mucho al gran grupo. Un aspecto interesante es que mientras para Dejardin, Gautier, Perronet y Lesguillier el canto aumenta linealmente con la luz, para Dupuit y Rankine este aumento no es lineal.

Un aspecto general a todas las propuestas es que, bien debido a la no linealidad de la relación canto y luz, bien por la presencia del término independiente k_l en las relaciones lineales, conforme aumenta la luz disminuye la relación canto luz (c/L) propuesto. Por ejemplo, para una bóveda de 7,00 m el valor aceptable para el canto según estas fórmulas es el de 0,54 m, que corresponde a una relación $c/L= 1/13$. Para una bóveda de 20,00 m y, haciendo caso de nuevo a las fórmulas propuestas, el canto adecuado sería de 1,00 m que corresponde a una relación $f/L=1/20$.

Perronet (misma que en el caso de bóvedas semicirculares):

$$c = 0.325 + 0.0694 \rho \quad (3.6)$$

ρ : radio de curvatura en clave

*Bóvedas
circulares de
desarrollo
variable*

Lesguillier (misma que en el caso de bóvedas semicirculares):

$$c = 0.10 + 0.20 \sqrt{L} \quad (3.7)$$

L : Luz libre de la bóveda

L'Éveille:

$$c = 0.33 + 0.033 L \quad (3.8)$$

L : Luz libre de la bóveda

Dupuit:

$$c = 0.15\sqrt{\rho} \quad (3.9)$$

Gauthey (valida para circulares y semicirculares):

$$\begin{aligned} c &= 0,33 \text{ [m]} && L < 2,0 && (3.10) \\ c &= 0,33 \text{ [m]} + 1/48 L && 2,0 < L < 16,0 \\ c &= 1/24 L && 16,0 < L < 32,0 \\ c &= 1,33 \text{ [m]} + 1/48 (L-32) && L > 32,0 \end{aligned}$$

Representación gráfica de las fórmulas para la obtención del canto en la clave.
Bóvedas circulares

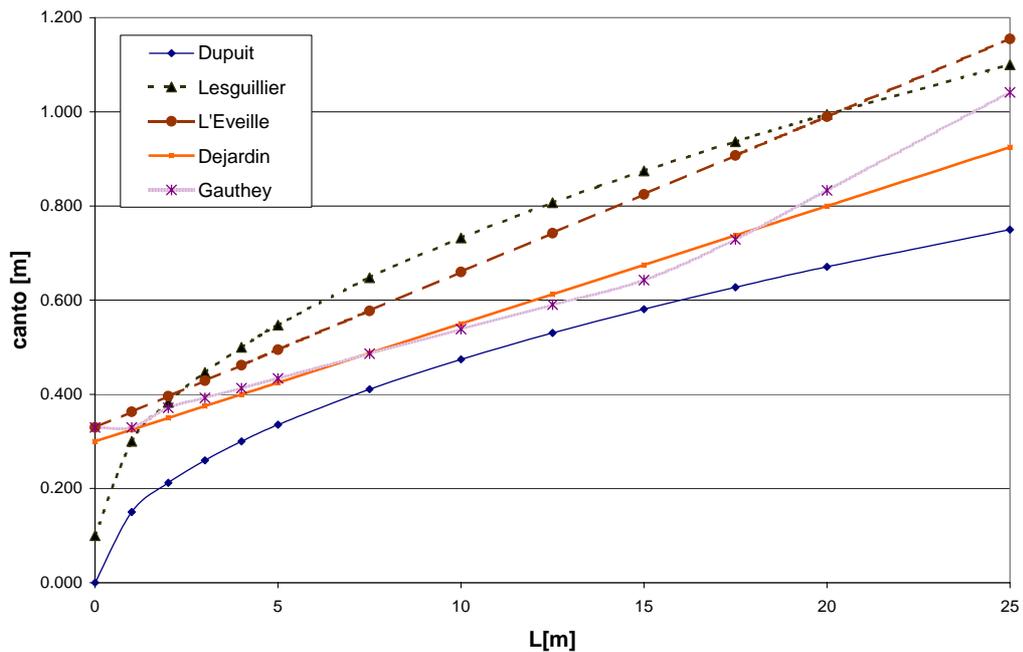


Figura 3.3. Obtención del valor del canto en clave de bóvedas circulares de desarrollo variable.

Otras fórmulas aparecidas a finales del siglo XIX y que se encontraban todavía en uso a principios del s. XX :

Kaven:

$$c = 0.25 + L \left(0.025 + 0.0033 \frac{L}{f} \right) \quad (3.11)$$

Esta fórmula era aplicable para luces de menos de 12,0 metros y en bóvedas construidas con fábrica de piedra de buena calidad. Además, la sobrealtura en clave (h_o) debe ser menor que 1,50 m. En otro caso, el canto deberá multiplicarse por:

$$\lambda = \sqrt{1 + 0.214h_o} \quad \text{Puentes ferroviarios}$$

$$\lambda = \sqrt{1 + 0.140h_o} \quad \text{Puentes carreteros}$$

o por 1,5, en el caso de bóvedas de ladrillo.

Hurste:

$$c = \alpha \sqrt{\rho} \quad (3.12)$$

$\alpha = 0,165$ para bóvedas de fábrica de piedra

$\alpha = 0,220$ para bóvedas de fábrica de ladrillo

$\alpha = 0,245$ para bóvedas de fábrica de piedra blanda

Resal:

$$c = 0.15 + 0.20 \frac{L}{2\sqrt{f}} \quad (3.13)$$

f : flecha de la bóveda

Croizette-Desnoyers:

$$c = k_1 + k_2 \sqrt{2\rho} \quad (3.14)$$

Bóvedas semicirculares

Carreteros: $k_1 = k_2 = 0,15$

Ferrovianos: $k_1 = 0,20$; $k_2 = 0,17$

Bóvedas circulares de desarrollo variable

Flecha /Luz	Puentes Carreteros		Puentes Ferroviarios	
	k_1	k_2	K_1	k_2
$1/4$	0,15	0,15	0,20	0,17
$1/6$	0,15	0,14	0,20	0,16
$1/8$	0,15	0,13	0,20	0,15
$1/10$	0,15	0,12	0,20	0,14
$1/12$	0,15	0,12	0,20	0,13

Gaztelu:

$$c = 1.35 + 0.75\sqrt{L} - 1.4\sqrt[3]{L} \quad (3.15)$$

Elzeario de Boix:

$$c = 0.3\sqrt[3]{L} \quad (3.16)$$

Séjourné:

$$c = \alpha(1 + \sqrt{L})\mu \quad (3.17)$$

$\alpha = 0,15$ para bóvedas de carretera
 $\alpha = 0,17$ para bóvedas de ferrocarril de vía estrecha
 $\alpha = 0,19$ para bóvedas de ferrocarril de vía ancha

El coeficiente μ depende de la relación f/L :

Bóvedas semicirculares $\mu = 1$

Bóvedas elípticas $\mu = \frac{4}{3 + 2 \frac{f}{L}}$

Bóvedas circulares $\mu = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{f}{L} + \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right)$

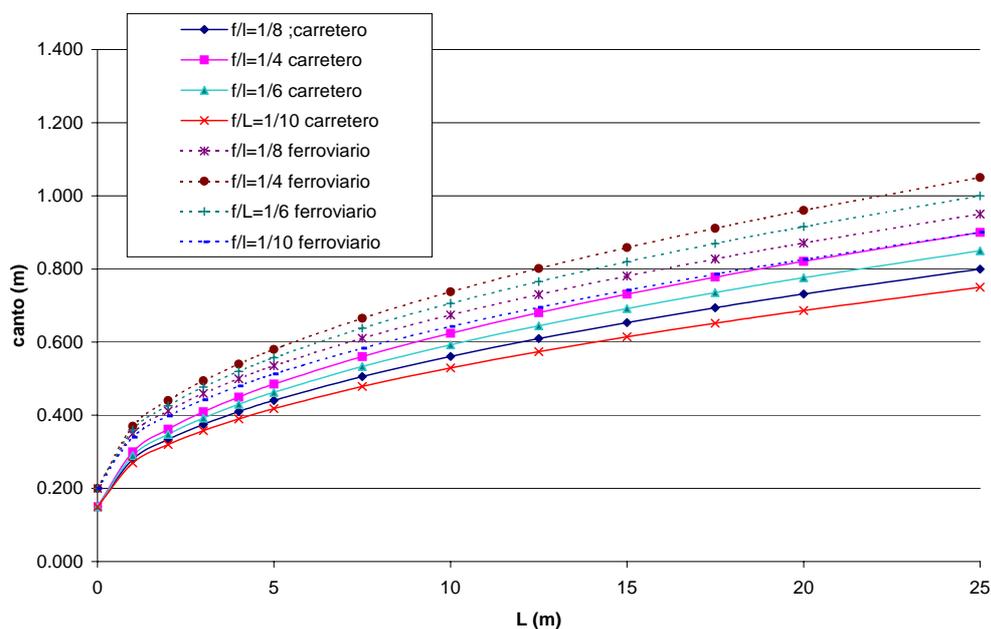


Figura 3.4. Propuesta para la obtención del valor del canto en clave según Croizette-Desnoyers

En la figura 3.4 se observa cómo el canto propuesto para bóvedas de puentes ferroviarios es mayor que el propuesto para bóvedas de puentes carreteros (25%). El nivel de rebajamiento también influye en la adopción del canto correcto: cuanto más rebajada sea la bóveda menor es el canto necesario tanto para puentes carreteros como para ferroviarios.

En la figura 3.5, se puede ver la influencia del material de la fábrica en el valor del canto de la bóveda según Hurste. Para grandes luces, el valor, en el caso piedra blanda, es el doble del adoptado en el caso de piedra de resistencia estandar.

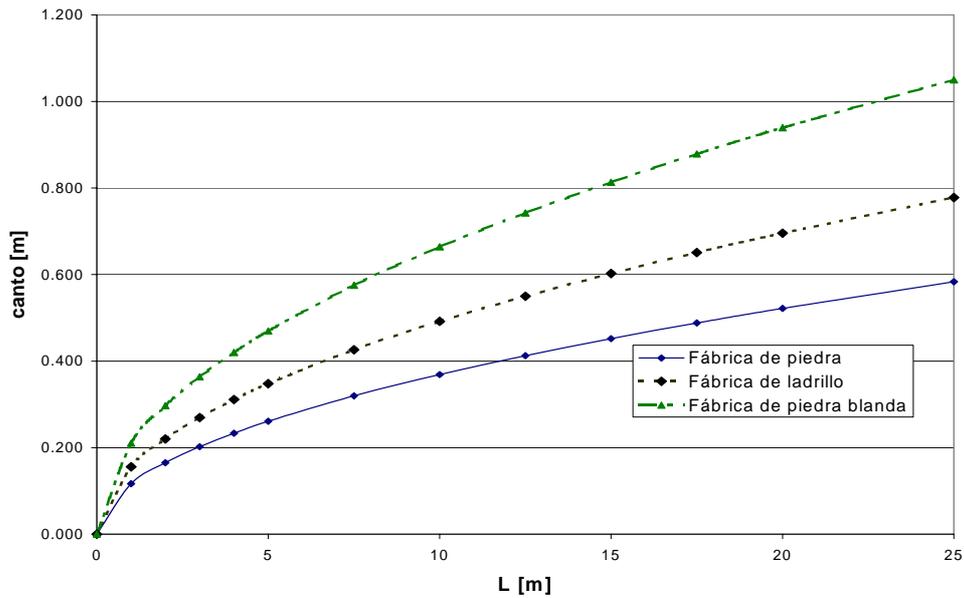


Figura 3.5. Propuesta para la obtención del valor del canto en clave según Hurste

Quizás el intento más exitoso fue el que realizó Séjourné, quien, en función del tipo de tráfico y directriz, permitía la obtención del valor del canto de la bóveda. Son las bóvedas de vía ancha y las elípticas muy rebajadas, las menos esbeltas.

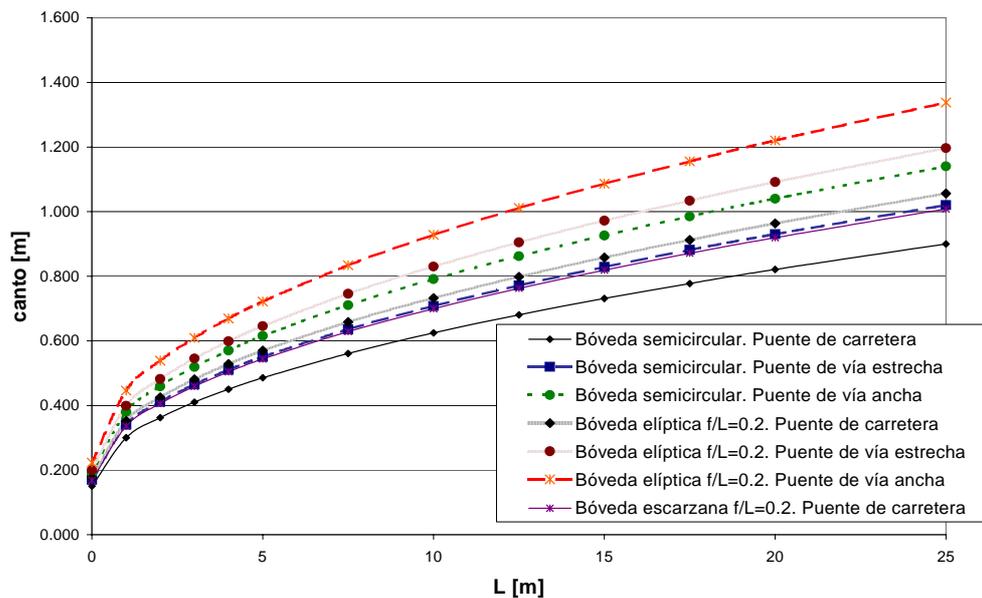


Figura 3.6. Propuesta para la obtención del valor del canto en clave según Séjourné

Canto en arranque de la bóveda

Parece que el primer autor¹⁷ que habla de canto variable en una bóveda fue Dejardin, en este caso, es la proyección vertical del espesor de la bóveda lo que permanece constante (figura 3.6), de tal manera que el valor del canto viene dado por:

¹⁷ Es verdad que habían existido proyectos de puentes de bóvedas de canto variable con anterioridad, pero sin constituirse en práctica común. Entre ellos destaca el proyecto de Leonardo da Vinci para salvar el Bósforo.

$$c_1 = \frac{c}{\cos \varphi} \quad (3.18)$$

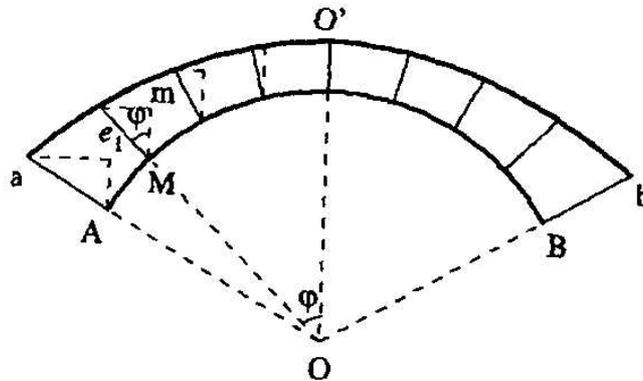


Figura 3.6. Bóveda escarzana de canto variable

Tavernier (1907) propone un espesor en arranques cuyo valor es 1,4 veces el de la clave que corresponde a:

$$c_1 = \frac{c}{\sqrt{\cos \varphi}} \quad (3.19)$$

Por último, Séjourné propone que el canto adoptado en riñones venga definido por:

$$c_1 = \lambda c \quad (3.20)$$

Bóvedas semicirculares: $\lambda = 2,0$

Bóvedas elípticas: $\lambda = 1+2.0(f/L)$

Bóvedas circulares de desarrollo variable (escarzanas)

$$\text{Si } f/L \geq \frac{1}{2\sqrt{3}} \quad \lambda = 2,0 \quad (3.21)$$

$$\text{Si } f/L \leq \frac{1}{2\sqrt{3}} \quad \lambda = 1+12(f/L)^2$$

Pilas y estribos

De la misma forma que existían reglas que proporcionaban valores para las dimensiones de la bóveda, se formularon otras que permitían predimensionar las pilas y estribos de los puentes.

Si en la época romana la anchura de la pila (b_p) era aproximadamente 1/3 o 1/5 de la luz de la pila, en los siglos medievales se retrocedió, se ensacharon las pilas para pasar, durante los siglos siguientes a reducir su valor, con excepciones como la del Puente de Segovia o el Puente del Castro en nuestro país. Dentro de las diversas fórmulas propuestas para el cálculo de la anchura de pila destacan por su simplicidad:

Perronet:

$$b_p = 2,25 c \quad (3.22)$$

Séjourné

$$b_p = 0,4 + 0,15 h_p \quad (3.23)$$

h_p : altura de pila [m]

Otros valores que se pueden encontrar en la bibliografía son:

$$b_p = 0,292 + 2,0 h_p \quad (3.24)$$

Otra propuesta similar a la de Perronet hace depender la dimensión de la pila con el canto de la bóveda; $b_p = 2,5 c$, cuando la luz era menor de 10,0 m y, $b_p = 3,5c$, cuando ésta era mayor.

De nuevo los grandes ingenieros de la época (Lesguillier, L'Eveille, Croizette-Desnoyers y otros) se afanaron en facilitar reglas que sirvieran para cuantificar el espesor mínimo de los estribos. En este caso las fórmulas son algo más complejas, en cuanto que dependen de un número mayor de variables, la altura del arranque real de la bóveda, la altura total del puente sobre rasante, el canto y rebajamiento de la bóveda, etc. Una buena recopilación de las mismas se encuentra en [1].

Castigliano da como regla sencilla tomar como espesor del estribo un valor doble al tomado para el de las pilas intermedias.

3.2 Caracterización mecánica

Las obras de fábrica presentan una serie de peculiaridades que las diferencian de otras tipologías y que afectan directa o indirectamente al comportamiento mecánico de las mismas.

Estas peculiaridades se pusieron de manifiesto en la primera monografía de la serie sobre el análisis de construcciones históricas de fábrica "*Comportamiento mecánico de la obra de fábrica*" donde se resaltó su gran diversidad, su heterogeneidad y su anisotropía.

A continuación, se indican las variables estrictamente necesarias para realizar una caracterización mecánica de la fábrica empleada en la ejecución de los diferentes elementos estructurales del puente. En el caso de que sea necesario una caracterización más precisa de la fábrica, en [9] se describen y analizan los diferentes fenómenos resistentes que concurren en elementos de fábrica sometidos a esfuerzos de flexión, compresión y cortantes dentro y fuera del plano.

En este trabajo no se ha recogido la descripción del modelo de comportamiento mecánico ante los esfuerzos combinados anteriormente enumerados (N,M,V). Tampoco se incluye el desarrollo completo analítico de las fórmulas, desarrolladas a partir del modelo de comportamiento, para la cuantificación de las variables mecánicas (f_c , f_t , E , etc.). Estos aspectos quedaran incluidos en la citada monografía, "*Comportamiento mecánico de*

la obra de fábrica”, donde si que se encuentran recogidos los diferentes modelos analíticos y experimentales desarrollados para comprender y cuantificar el peculiar comportamiento mecánico de la fábrica.

Resistencia a compresión de la fábrica

Para cuantificar la resistencia a compresión de la fábrica se recomienda utilizar la fórmula de Ohler basada en los estudios y ensayos de otros muchos autores entre los que destacan los de Khoo y Hendry. Según se puede observar en la fórmula, la resistencia a compresión de la fábrica depende de unos pocos parámetros geométricos y mecánicos. La fórmula de Ohler (3.25) permite cuantificar la resistencia a compresión de la fábrica f y reflejar, de forma directa, el mecanismo de rotura. A continuación se presenta el desarrollo simplificado de la citada fórmula.

$$f = f_m + \frac{af_b - f_m}{1 + \frac{b\alpha}{m} \frac{f_b}{f_{tb}}} \quad (3.25)$$

f_m : resistencia a compresión uniaxial del mortero

f_b : resistencia a compresión de la pieza

a, b : constantes de ajuste

m : pendiente de la envolvente de la rotura del mortero

α : relación entre el espesor del tendel y el alto de pieza

Si para morteros de cal de gran antigüedad se admite un valor $m = 2$ y se desprecia la resistencia del mortero frente a la de las piezas, la expresión (3.25) se convierte en:

$$f = \frac{af_b}{1 + \frac{b\alpha}{2} \frac{f_b}{f_{tb}}} \quad (3.26)$$

Si, además, se toma la resistencia a tracción de las piezas como el 5% de la resistencia a compresión ($f_{tb}/f_b \approx 0,05$) los valores de a y b , función del tramo de curva en que se encuentre $\sigma_{xb,u}$ dependen sólo de α :

$$f = 0.7 \frac{af_b}{1 + 10b\alpha} \quad (3.27)$$

Además, a la fórmula (3.26) se la aplica un factor multiplicador de 0.7 que es un factor de conversión por forma y escala, que permite pasar de la resistencia en los prismas, a la resistencia real en elementos masivos como bóvedas y pilas de gran tamaño.

Tabla 3.1 valores de a y b en función de α .

α	A	B
$\alpha \leq 0,02$	1,000	2,218
$0,02 < \alpha < 0,15$	0,811	0,960
$\alpha > 0,15$	0,662	0,662

Módulo de deformación longitudinal de fábrica

Si no se dispone del diagrama real o si, para definirlo, se requiere el módulo de deformación longitudinal, éste puede estimarse de forma tentativa a partir de los módulos de los materiales constituyentes de la siguiente forma:

Utilizando los subíndices *b* y *m* para las piezas y el mortero respectivamente y nombrando sin subíndices las propiedades y deformaciones de la fábrica se obtiene un módulo equivalente de la fábrica *E* imponiendo que el acortamiento en el compuesto sea igual a la suma de los acortamientos de los componentes:

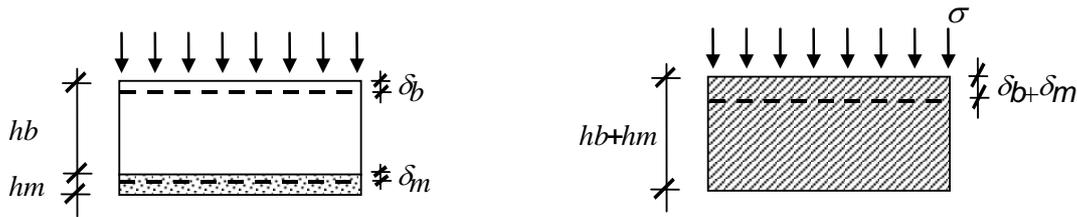


Figura 3.7. Pieza y mortero y material homogéneo equivalente

$$\varepsilon_b h_b + \varepsilon_m h_m = \varepsilon(h_b + h_m) \tag{3.28}$$

$$\frac{\sigma}{E_b} h_b + \frac{\sigma}{E_m} h_m = \frac{\sigma}{E} (h_b + h_m) \tag{3.29}$$

Despejando *E* y denominando, como es habitual, $\alpha = h_m/h_b$ y $\beta = E_b/E_m$,

$$E = E_b \frac{1 + \alpha}{1 + \alpha\beta} \tag{3.30}$$

Este valor del módulo puede ser tangente o secante dependiendo de qué módulos se consideren para *E_b* y *E_m*. La expresión anterior es la recomendada por UIC [10] para la estimación de *E*.

Si para ladrillo se consideran unos valores típicos $\alpha = 0,25$ y $\beta = 10$ y para sillería $\alpha = 0,02$ y $\beta = 50$, se tienen para la fábrica valores orientativos del módulo de deformación longitudinal:

- Fábrica de ladrillo $E \approx 0,35 E_b$
- Fábrica de sillería $E \approx 0,50 E_b$

UIC [11] recomienda utilizar unos valores efectivos de *E* ante distintas sollicitaciones para tener en cuenta fenómenos no lineales como la fluencia y la respuesta ante estados avanzados de carga en zonas localizadas:

- 0,5 *E*, para cargas térmicas y deformaciones impuestas por partes de la estructura constituidas por otro material
- 0,8 *E*, para la determinación de deformaciones y movimientos a partir de esfuerzos longitudinales y transversales y para la determinación de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

EC-6 [9] y otras normas permiten estimar aproximadamente *E* a partir del valor de *f*, como $E \approx 1000f$. Esta forma de estimación conlleva el error de no

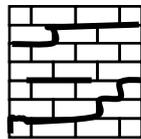
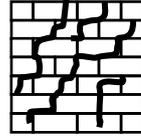
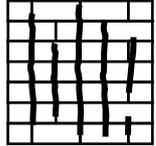
considerar distintos tipos de fábrica. En todo caso parece que 1000 es un valor excesivo para construcciones antiguas.

En otros estudios realizados se ha puesto de manifiesto como el valor de E depende muy fundamentalmente del proceso constructivo seguido – velocidad de construcción incluida–, aunque se ha detectado también cómo los movimientos reales pueden ser uno o dos órdenes de magnitud mayores que las estimadas analíticamente.

Criterio de agotamiento $\tau - \sigma$

En los elementos de fábrica el agotamiento se produce por la interacción de las tensiones tangenciales y normales presentes en la sección. Esto ocurre también en los elementos metálicos donde el agotamiento o criterio de plastificación viene definido por criterio como el de Tresca o Von Misses. En la fábrica, tal y como se expone en [9] la presencia de esfuerzos cortantes en la sección influye no sólo en la distribución y valor de las tensiones tangenciales, sino también en la distribución y valor de las tensiones normales, esto constituye una total novedad con respecto a otras tipologías, estructuras metálicas u hormigón.

Tabla 3.2 Modos de fallo debido a la interacción $\tau - \sigma$

Esfuerzo predominante	Condición de fallo	Parámetros geométricos y materiales	Aspecto de la rotura
Cortante	Deslizamiento en los tendeles	c, μ en la interfaz	 Horizontal o escalonada, sin rotura de las piezas
Cortante y Normal	Rotura a tracción de las piezas (o el mortero)	f_{tb}, ξ en las piezas	 Escalonada con rotura mixta en tendeles y piezas
Normal	Rotura a compresión de la fábrica (tracción indirecta en las piezas)	f de la fábrica (f_b, f_{tb}, α)	 <i>Splitting</i> en las piezas, fisuración perpendicular a los tendeles

En la fábrica la relación entre $\tau - \sigma$ en agotamiento viene expresada a través de tres tramos [9] (ver figura 3.8), que recogen los diferentes tipos de rotura que se producen en la fábrica, bien en la junta o interfaz, o bien en la pieza

(tabla 3.2). Actualmente, existe un acuerdo generalizado en cuanto a la definición de estos mecanismos de rotura y sus causas, detectados, por otra parte, en gran número de ensayos. Donde quizás no exista todavía consenso, es en el estado tensional de partida que sirve para la formulación final de los criterios. En el trabajo desarrollado en [9], se ha partido del estado tensional macroscópico en la pieza y junta definido por Mann y Müller [12], definiéndose a continuación los diferentes tipos de mecanismos de agotamiento.

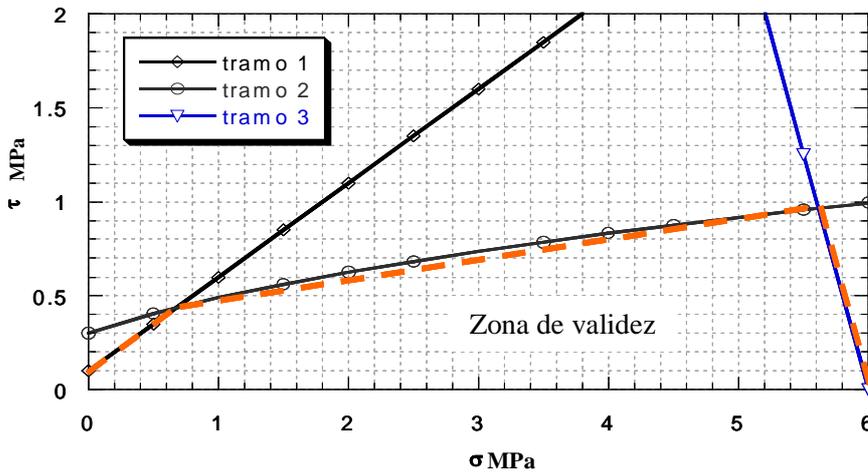


Figura 3.8. Definición de los tramos de agotamiento $\tau - \sigma$ para la fábrica.

- Tramo I: Agotamiento por fricción en la junta.
- Tramo II: Agotamiento por tracción en la pieza.
- Tramo III: Agotamiento por compresión en la fábrica.

Posteriormente, una vez formulado el criterio de agotamiento y, aceptando una distribución de tensiones en la sección de fábrica, tal y como se muestra en la figura 3.9, es posible integrar las tensiones en la sección para las diferentes situaciones de agotamiento para obtener, finalmente, los diagramas de interacción N-M-V de agotamiento para la fábrica.

En [1,9] se han obtenido estos diagramas para cada uno de los tramos de agotamiento definidos en 3.8. En una segunda fase, se ha obtenido la intersección de los tres diagramas. A continuación se presentan los resultados de este estudio y el diagrama de interacción resultado de la intersección para una sección rectangular de fábrica.

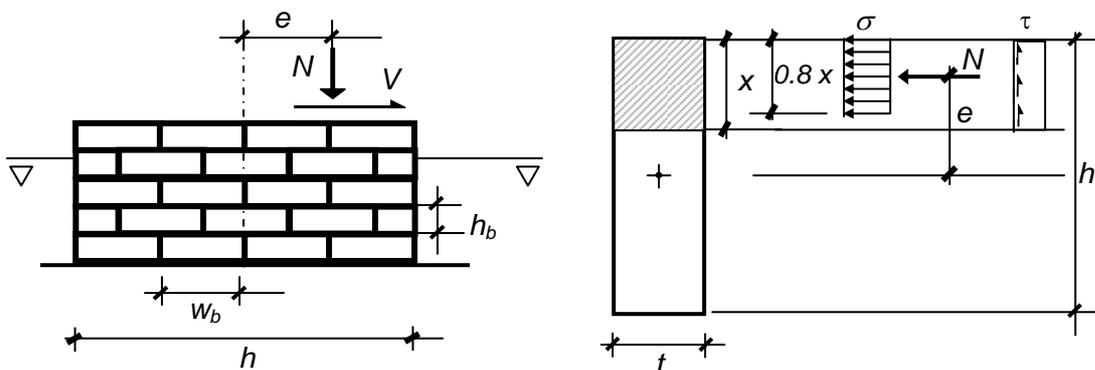


Figura 3.9. Esfuerzos y esquema tensional.

En las figuras 3.10 y 3.11 se muestran las relaciones geométricas de las piezas y del mortero que componen la fábrica.

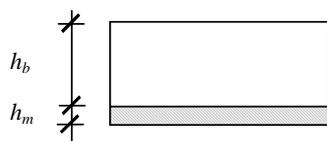


Figura 3.10. Relación entre el espesor del tendel y de la pieza.

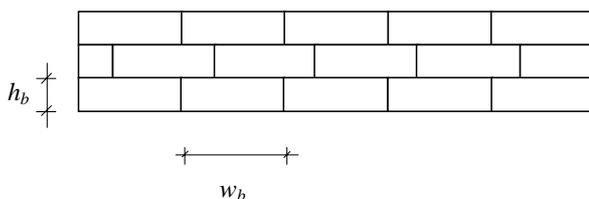


Figura 3.11. Relación entre el alto y ancho de la pieza

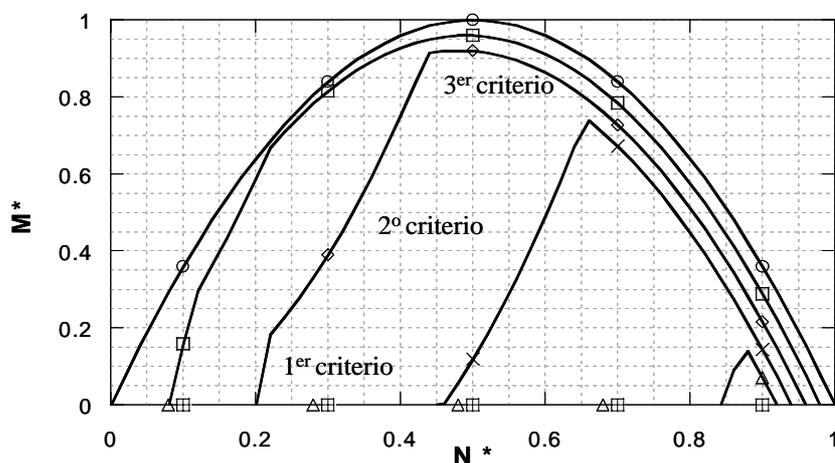


Figura 3.12. Diagramas adimensionales M^*-N^* obtenidos para diferentes valores de V^* actuantes. Para la construcción de estos diagramas se ha tomado $f/c=60$, $\mu=0,4$, $f_{ib}/f=0,20$ y $\xi=0,20$.

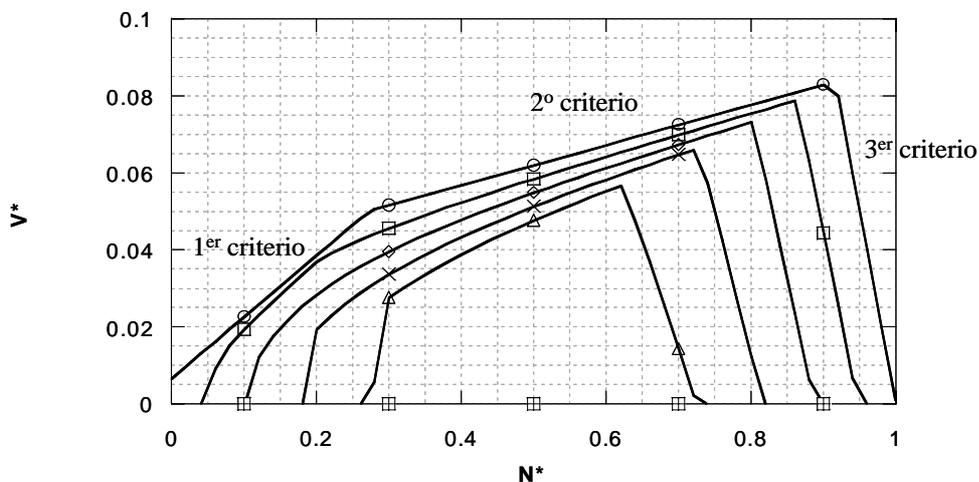


Figura 3.13. Diagramas adimensionales V^*-N^* obtenidos para diferentes valores de M^* actuantes. Para la construcción de estos diagramas se ha tomado $f/c=60$, $\mu=0,4$, $f_{ib}/f=0,20$ y $\xi=0,20$.

La figura 3.14 muestra el diagrama adimensional M^*-N^* y la figura 3.14 el diagrama adimensional V^*-N^* . En la figura 3.14 se representa la intersección de los tres criterios.

Para ello se definen los siguientes *esfuerzos adimensionales*

$$N^* = \frac{N}{thf} \quad (3.31)$$

$$V^* = \frac{1.6\xi V}{thf} \quad (3.32)$$

$$M^* = 8 \frac{M}{th^2 f} \quad (3.33)$$

donde f es la resistencia a compresión de la fábrica y se ha llamado ξ a la relación de forma de la pieza

$$\xi = \frac{h_b}{w_b} \quad (3.34)$$

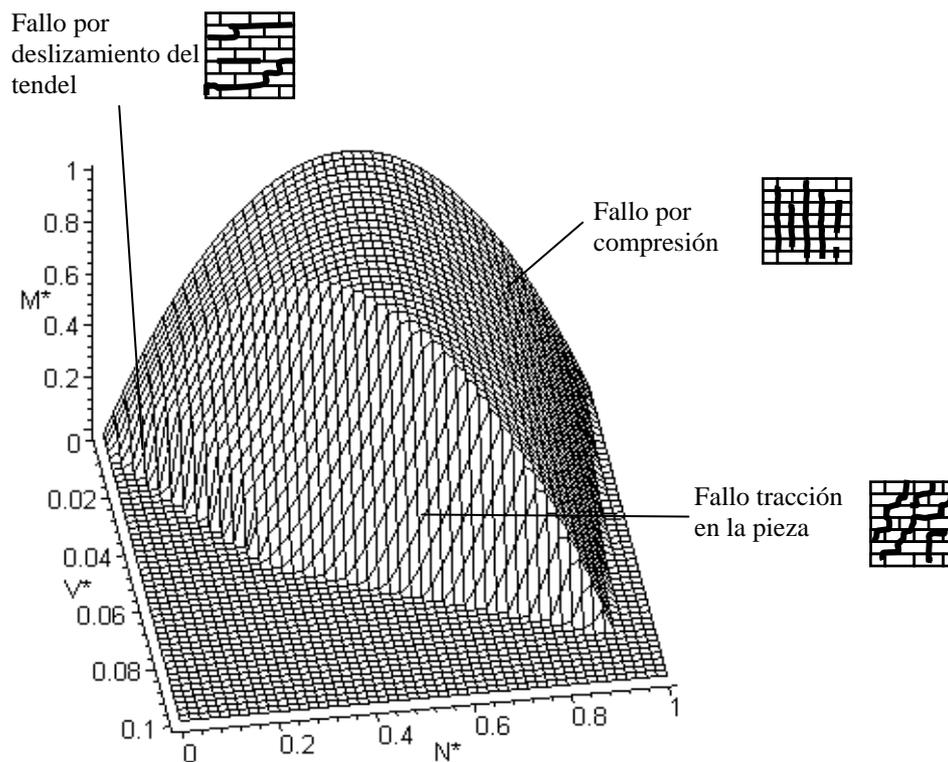


Figura 3.14. Superficie de rotura final (intersección de los tres criterios).

3.2.3 Daños

3.2.3.1 Introducción

La aparición de daños en las estructuras, sea cual sea su configuración estructural y el conjunto de materiales con que se han construido, es tan inevitable como inexorable es el paso del tiempo y, con él, el desgaste y envejecimiento de los materiales integrantes de las fábricas que, aunque más duraderas que otros materiales estructurales, no son tan “eternos” como ha podido parecer al profano o al profesional, impresionados, con razón, por la reciedumbre y estoicidad de pilas, arcos, bóvedas, etc.

El desgaste producido por el uso de la estructura, la sobre-explotación, la erosión y meteorización debido a su permanente exposición a un entorno climáticamente hostil, la implacable acción de los cursos de agua —caricia de ordinario, aunque no del todo inofensiva, y azote cuando sobreviene la avenida—, el abuso que la vegetación, parásita al mismo tiempo que romántica, hace de la estructura, convertida con resignación en hogar de líquenes, hierbas, arbustos y hasta árboles, más la no siempre certera actuación del ser humano, conducen a un deterioro de las estructuras que se traduce en problemas de servicio (movimientos, aperturas de juntas) y de agotamiento, con pérdida del nivel de seguridad de estos puentes.

Reconocido el hecho evidente del daño, se muestra en este apartado, una sistematización de los deterioros más frecuentemente detectados. Como sucede con las estructuras ejecutadas en otros materiales (hormigón, acero, etc.), es fundamental entender los diferentes mecanismos de deterioro que actúan sobre los puentes para poder establecer una diagnosis certera y, por consiguiente, una eficiente terapia. Esta manera de proceder, obvia por otra parte, no siempre ha sido pauta de conducta debido al desconocimiento general que se tiene acerca del comportamiento de estas estructuras, como se ha señalado ya. Así, en efecto, no es raro que se califiquen como graves defectos grietas, que son sólo la manifestación de un normal comportamiento estructural, mientras que, en otras ocasiones, se pasan por alto defectos que están anunciando un colapso probable. Esta situación tiene su origen en el abandono en que la ingeniería moderna ha dejado a las estructuras de fábrica. Los últimos puentes de fábrica se construyeron hace más de medio siglo y las disciplinas académicas que los estudiaban dejaron de impartirse también hace decenios.

Desde el punto de vista “mecánico” o estructural, los puentes de bóvedas de fábrica, al adoptar el arco como configuración estructural básica y los materiales pétreos como componentes principales trabajando exclusivamente a compresión, están generalmente dotados de una gran resistencia y rigidez, así como de una notable durabilidad, claramente “competitiva” con la de otros materiales y formas estructurales, como atestigua el gran número de estas estructuras que siguen prestando servicio, al cabo de cientos de años, en excelentes condiciones.

No obstante, estos puentes tienen puntos débiles. La cimentación, por ejemplo, constituye el verdadero talón de Aquiles de estas estructuras, siendo la causa más frecuente del colapso natural de los puentes de fábrica. La carencia hasta épocas recientes de medios técnicos suficientes para investigar el comportamiento del terreno y para ejecutar cimentaciones

suficientemente profundas y estables, imposibilitó en muchos casos la correcta construcción de cimentaciones, lo que trajo consigo el que se hayan producido socavaciones por avenidas o movimientos en la cimentación por descalce, descompresión o colapso del suelo, induciendo serios daños en pilas y estribos y, consecuentemente, en arcos, bóvedas y tímpanos, llegándose a producir ocasionalmente el colapso de la obra. Sin ir tan lejos, puede afirmarse que una buena parte de los daños serios que suelen presentar todos los elementos estructurales de los puentes de fábrica tienen su origen primero en un deficiente comportamiento de la cimentación.

Naturalmente, otros daños estructurales se deben a situaciones diversas: transmisión de empujes notables de los rellenos sobre los tímpanos, debilitamiento de las uniones por filtraciones, pérdidas de mortero y erosiones, pérdida de solidez de conjunto por la actuación de acciones dinámicas, etc. Todas ellas producen un debilitamiento del monolitismo general que afecta tanto a la estabilidad de sus elementos integrantes como a la durabilidad de la obra en su conjunto. Tampoco debe olvidarse que los defectos que exhiben ciertos elementos funcionales del puente, aunque no suelen provocar a corto plazo situaciones estructuralmente comprometidas, pueden producir a medio y largo plazo deterioros y daños en la propia estructura que inciden notablemente en la seguridad y durabilidad de la obra.

Además, los materiales constitutivos del puente se ven sometidos tanto a acciones mecánicas exteriores como a otras de origen erosivo, meteorológico y físico-químico de procedencia diversa, que tienden a degradarlos con el tiempo, afectando a la durabilidad. Así, por una parte, las acciones exteriores de origen mecánico (cargas y deformaciones impuestas) han ido aumentando con el tiempo: las cargas por eje y, sobre todo, las velocidades, en los casos ferroviarios, de los trenes del presente son claramente superiores a las que actuaban sobre estos puentes cuando se proyectaron y construyeron. Por otra parte, la velocidad y gravedad del deterioro de los materiales depende fundamentalmente de la calidad y compatibilidad de los materiales colocados en la obra, así como de la intensidad de la agresión exterior. Generalmente, estos procesos de alteración de materiales son progresivos y lentos, pero cuando se sobrepasan determinados valores umbral, se produce una interacción con los deterioros por trabajo estructural, de tal manera que el fenómeno de degradación se realimenta y acelera.

Ciertamente, a los problemas “mecánicos” enunciados se unen los mal conocidos mecanismos que rigen el inexorable deterioro de las fábricas con el tiempo, es decir, la durabilidad, tan justamente de moda entre los técnicos que proyectan, construyen y mantienen estructuras de hormigón y acero. La durabilidad de las fábricas, y su declinante y acelerado curso, está detrás de muchos y graves problemas de estos puentes. En efecto, los complejos mecanismos de deterioro y meteorización que se producen en la fábrica (ladrillo, sillares, mortero, etc.) producidos a lo largo de un gran número de años, complica, aún más si cabe, la detección y comprensión de los fenómenos ocurridos y el establecimiento de sus causas últimas. Resulta imprescindible ya profundizar en este estudio pues, sólo cuando se hayan establecido las causas últimas de los daños detectados, podrán establecerse las medidas correctoras con garantía.

Como también se ha dicho, no se debe de olvidar que el importante patrimonio de puentes arco de fábrica constituye un valioso muestrario de defectos y

daños del que puede y debe sacarse partido en forma de enseñanzas que, mediante inspección, seguimiento y estudio, ayuden a mejorar el conocimiento y el tratamiento de estos problemas. Además, las reparaciones e intervenciones realizadas hasta la fecha suponen un importante banco de pruebas que también debe aprovecharse.

A continuación se presenta un compendio de los daños detectados, clasificados y ordenados en función de su incidencia estructural, lugar de aparición y origen. Se pretende así llenar la laguna existente en la descripción de daños en esta tipología estructural.

3.2.3.2. Daños en la cimentación

3.2.3.2.1. Generalidades

El problema principal de los daños en cimentaciones —no sólo de puentes— es la dificultad que plantea su inspección visual. Si ésta se efectúa en épocas de estío, será más fácil detectar los eventuales problemas de degradación del elemento estructural pila, zapata o encepado, e incluso los problemas generados, aunque con matices, por el deterioro del conjunto suelo-cimiento. Como los cimientos de los puentes arrancan habitualmente a cierta profundidad y están o bien situados bajo el agua o bien aparecen ocultos por sedimentos, se comprende que, en estas circunstancias, la inspección, incluso empleando equipos subacuáticos, resulte una labor ardua.

Con gran frecuencia se ha de recurrir a la utilización de maquinaria de sondeos o técnicas especiales de inspección para obtener un conocimiento suficiente del estado real de la infraestructura del puente y de la batimetría detallada del cauce bajo el puente y en sus alrededores, tanto aguas arriba como aguas abajo.

Por lo tanto, en la práctica, el primer procedimiento utilizable para la detección de problemas de deficiente respuesta estructural de las cimentaciones —no tanto para la detección de problemas en el propio elemento estructural pila, zapata o estribo, sino del inadecuado funcionamiento de la interacción suelo-estructura— es la observación y el análisis de los síntomas que, eventualmente, se manifiesten en la superestructura como consecuencia de los giros, asientos absolutos y diferenciales producidos en los cimientos. Sin embargo, pueden existir cimentaciones que se encuentren en condiciones de estabilidad precaria y niveles reducidos de seguridad, sin que ello se refleje momentáneamente en síntomas exteriores suficientemente claros, aún existiendo riesgo de que se alcancen de improviso situaciones de inestabilidad, grandes movimientos, e incluso episodios de colapso total o parcial. La detección de estas situaciones sólo será posible mediante la utilización de procedimientos especiales de auscultación, lo cual queda fuera del ámbito de este estudio.

Dos casos reales —entre tantos, por desgracia— que permiten ilustrar estas situaciones son los de los colapsos del puente de Tours (abril de 1978) y, más recientemente (marzo de 2001), del puente ferroviario de Veguellina de Órbigo (León). En el primer caso, muy conocido, la socavación general fue la responsable del hundimiento del puente (fig. 3.15). No importa, a estos efectos, que el puente fuera carretero o de ferrocarril, aspecto frente al que

no se detiene el río y, además, irrelevante dado que las tipologías estructurales son básicamente idénticas. En el segundo, la socavación local de la cimentación y giro consiguiente de una de las pilas (fig. 3.16) fueron la causa del colapso de dos de las cuatro bóvedas del puente de hormigón en masa —fábrica, a todos los efectos—. No tan conocidos, pero no menos escasos, son los casos de deterioro del elemento estructural cimentación. En ese sentido, la fig. 3.18 muestra el caso de un puente cuya zapata evidenciaba claras muestras de deterioro.

Los daños que sufren directamente las cimentaciones pueden producirse esencialmente por dos causas: la degradación de los materiales constitutivos de la propia subestructura o el deficiente comportamiento del conjunto cimiento-suelo ante las acciones a las que se ve sometido. Entre las primeras causas están los arrastres, la disolución de la cal, la alteración química por la presencia de aguas agresivas, la abrasión de pilotes de madera, la pudrición de ésta, la corrosión de elementos metálicos (dispuestos en reparaciones posteriores a la construcción o en recintos tablestacados para la contención de la escollera de protección). Entre las causas de deterioro del conjunto suelo-cimiento están, entre otras, la acción de las corrientes de agua sobre las cimentaciones (socavación), la acción de las aguas sobre el conjunto de su cauce, las modificaciones de su trazado en planta o la evolución en el perfil longitudinal. Los párrafos siguientes desgranar con más detalle estas cuestiones.

En la redacción de este párrafo dedicado a los daños en la cimentación se ha seguido de cerca el excelente trabajo, no publicado en su totalidad, de Bienvenido Martínez, del CEDEX. Un trabajo de enorme interés, del mismo autor, se encuentra en la referencia [13].

En la figura 3.17 se ha representado un cuadro sinóptico que pretende ser la base para la sistematización de los daños detectados en la cimentación.



Figura 3.15. Colapso del puente de Tours (abril de 1978).

Evaluación estructural de puentes arco de fábrica

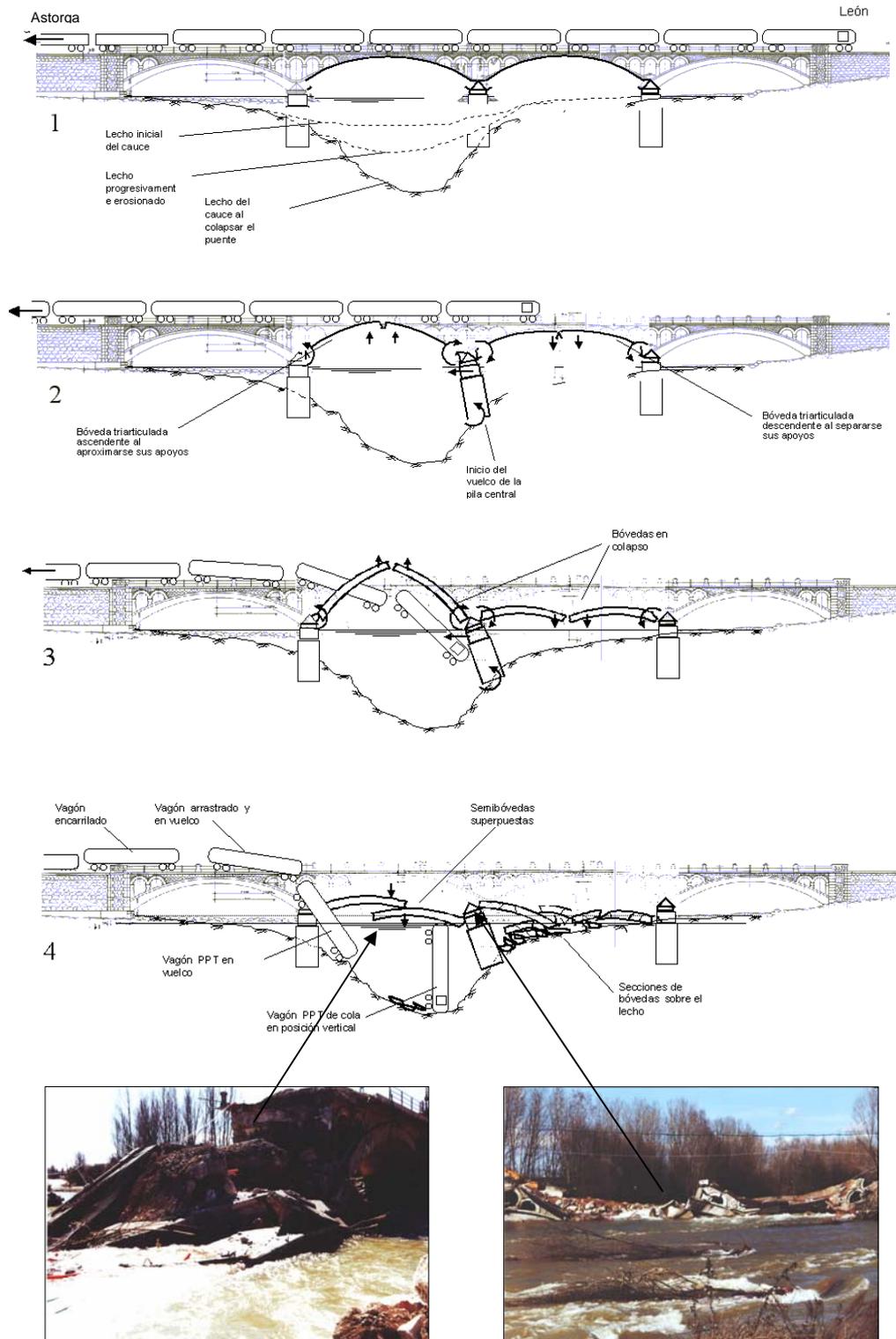


Figura 3.16. Las secuencias muestran la evolución más probable de la cinemática de colapso del puente de ferrocarril de Veguellina de Órbigo (León) en marzo de 2001. El estado de la estructura era correcto (cuatro bóvedas de hormigón en masa de 1935, con 25 m de luz cada una). Sin embargo, el efecto de la acumulación de avenidas extraordinarias provocó el colapso de una de las pilas sobre el cauce (investigación de los autores por encargo de RENFE).

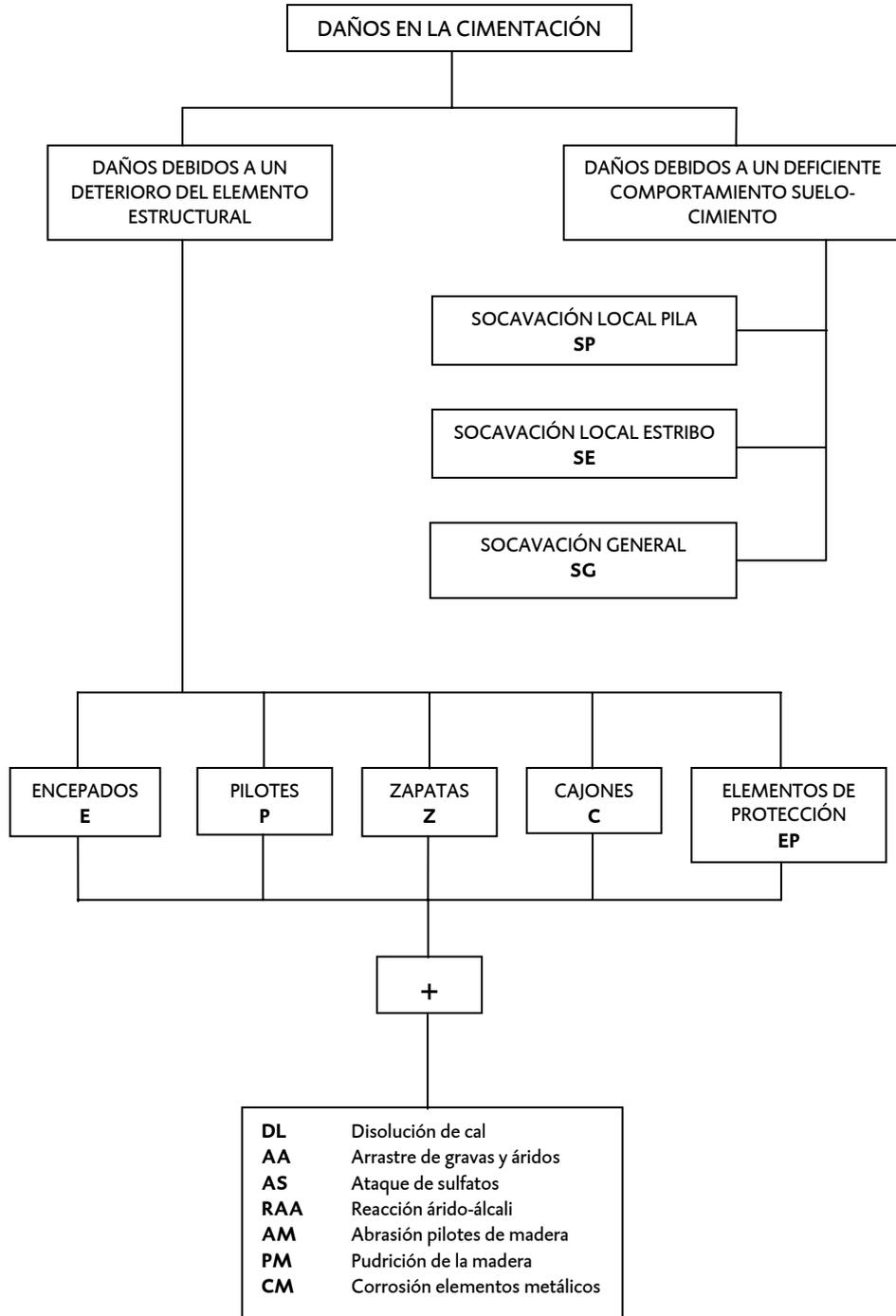


Figura 3.17. Cuadro sinóptico de los daños posibles en cimentaciones de pilas y estribos de puentes de bóvedas de fábrica.



Figura. 3.18. Ejemplo de deterioro del elemento estructural zapata de un puente de fábrica.

3.2.3.2.2. Daños provenientes de la degradación del elemento

El “elemento” al que se refiere el título representa no sólo a la zapata o encepado, sino también a los correspondientes dispositivos de protección, sacrificados antes que aquéllos y cuyo fallo debería equivaler al de “fusible” del sistema, desencadenador de las actuaciones pertinentes para solventar el problema. En muchas ocasiones resulta incluso difícil distinguir entre elemento estructural de cimentación y pila, dado que la existencia de aditamentos, tajamares, postizos, etc. difumina las diferencias hasta hacer imperceptible la frontera entre ellos.

Se han sistematizado los daños de acuerdo con la siguiente relación. Debe añadirse que algunos de estos daños no son exclusivos de los elementos de cimentación, sino que pueden aparecer en otras partes de la estructura (bóvedas, pilas, tímpanos, etc.).

Arrastre y pérdida de elementos de protección

Se trata de una de las patologías que más habitualmente sufren las cimentaciones debido a la acción directa del agua, es decir, el deterioro de las protecciones de escollera o de otro tipo. La experiencia demuestra que la geometría de la escollera, dispuesta como protección alrededor de los apoyos, evoluciona en el tiempo cualquiera que sea el tamaño de los bloques, incluso si su peso es suficiente para que no sean arrastrados por la corriente (figura 3.19). Además, es necesario situar tamaños y pesos de manera adecuada a la cota correspondiente a la impuesta por la socavación general para que estos elementos sean efectivos.



Figura 3.19. Arrastre y pérdida de elementos de protección.

Arrastre de gravas y áridos en zócalos, encepados y zapatas

Este fenómeno es consecuencia de la acción conjunta del agua del cauce sobre los elementos estructurales de cimentación, encepados, zapatas y zócalos, junto con los procesos erosivos y de degradación de los morteros y aun de las piezas (figura 3.18). Ello es debido al aumento de velocidad que provoca el estrechamiento del cauce o un cambio en el perfil longitudinal. El resultado es el de la pérdida de material, incluida la sección resistente, la emergencia de los pilotes y emparrillados de madera, lo que propicia su corrosión, etc. La figura 3.20 presenta el caso en el que el emparrillado de cimentación queda al descubierto como consecuencia del efecto descrito.

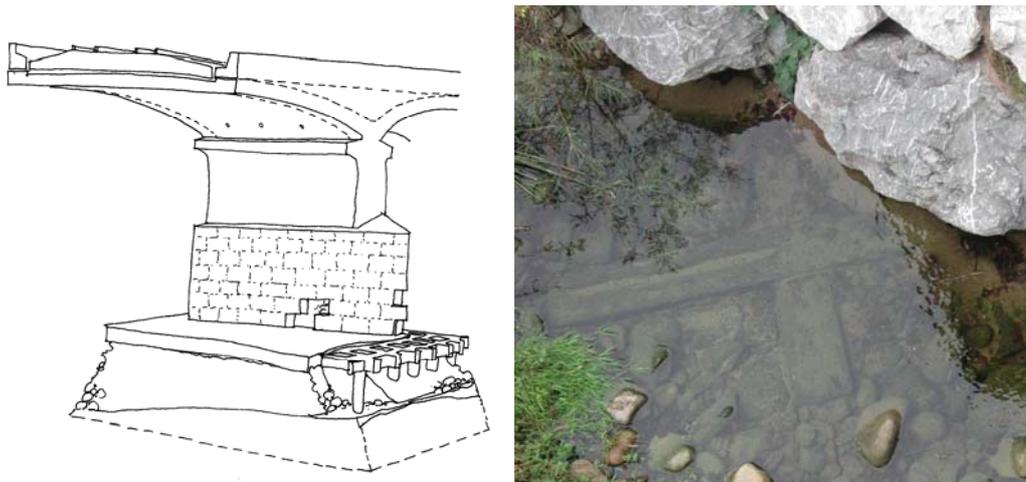


Figura 3.20. Emparrillado de cimentación al descubierto como consecuencia del arrastre de la protección de escollera.

Disolución de cal en encepados, zapatas y zócalos

La disolución de la cal conduce a la disgregación de morteros y de antiguos macizos de hormigones de cal, habituales en encepados y palizadas de cimentación de puentes de fábrica. El agua de los ríos tiende a disolver la cal libre de los morteros y de los hormigones, devolviéndolos al estado de áridos sueltos. El efecto es la formación de cavidades o incluso la disgregación completa del macizo de cimentación. La velocidad del proceso de disolución depende de la permeabilidad del hormigón y del mortero, lo que es a su vez función de la dosificación y de las condiciones de puesta en obra. (v. fig. 3.21).

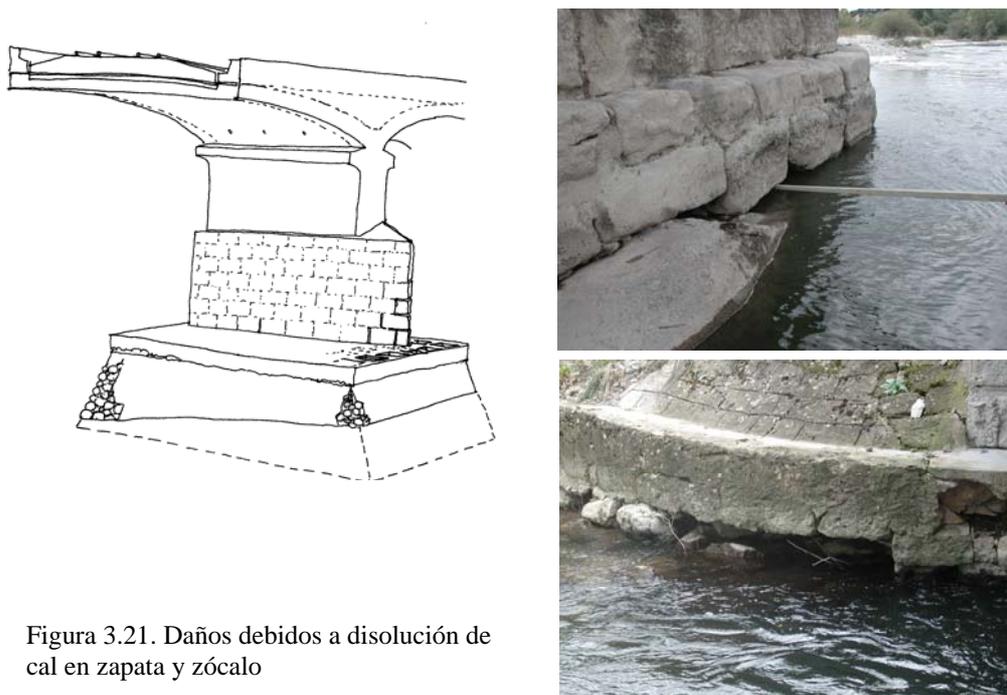


Figura 3.21. Daños debidos a disolución de cal en zapata y zócalo

Ataque por sulfatos (encepados y zapatas) a los hormigones y a los morteros

Este tipo de ataque es bien conocido desde hace tiempo. Se caracteriza por la reacción química del ión sulfato, como sustancia agresiva, con el componente aluminato, iones de sulfato, calcio y oxidrilo cuando se trate de cementos Portland o que contengan clínker de Portland, originando etringita y, en menor medida, yeso. La reacción entre estas sustancias, en presencia de agua suficiente, causa la expansión del hormigón, dando lugar a una irregular distribución de las fisuras (fig. 3.22).

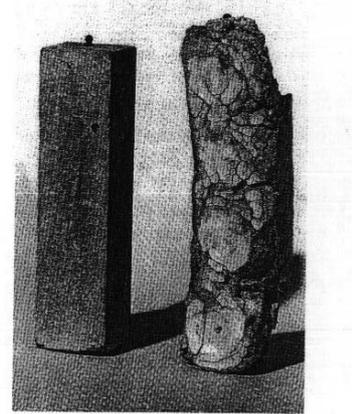
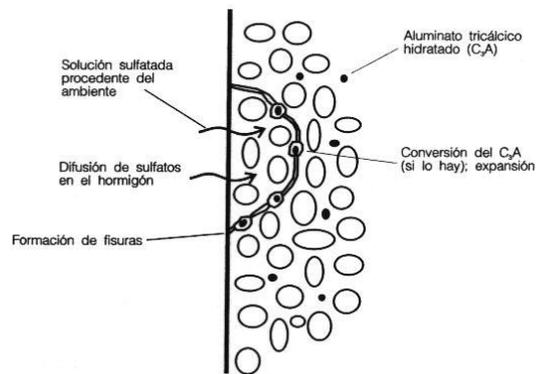


Figura 3.22. Fisuración debida a un ataque por sulfatos.

El daño no es exclusivo de las piezas de hormigón. Se ha constatado la existencia de daños de este tipo en morteros, como atestigua la figura 3.23.

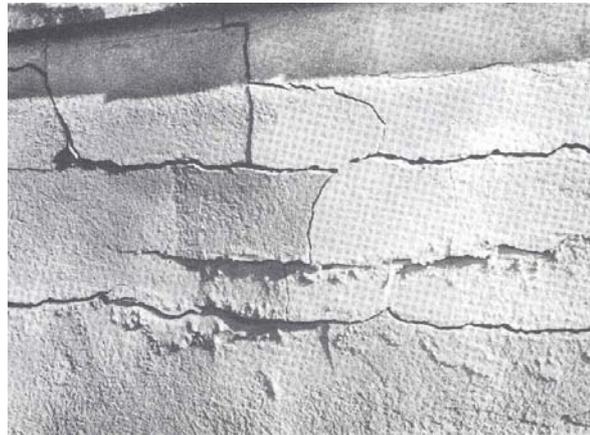


Figura 3.23. Fisuración debida a un ataque por sulfatos a un mortero.

Reacción árido-álcali

Este tipo de ataque se asemeja al de los sulfatos. La diferencia es que, mientras en el ataque por sulfatos la sustancia reactiva es el cemento, en el segundo caso la sustancia reactiva es la de los áridos. La solución alcalina de los poros de los hormigones está saturada de cal, pero contiene más o menos álcalis (iones sodio y potasio, respectivamente, Na⁺ y K⁺). Estas soluciones pueden atacar a la sílice contenida en los áridos, dando lugar a la formación

de gel sílice-álcali. Si hay suficiente cantidad de agua, la reacción puede desembocar en una expansión destructiva. El deterioro se aprecia desde el exterior al aparecer fisuraciones irregulares o en mapa (fig. 3.24), seguida por la desintegración completa. Otras manifestaciones típicas son hinchamientos locales y la exudación de productos cristalinos de composición variable.

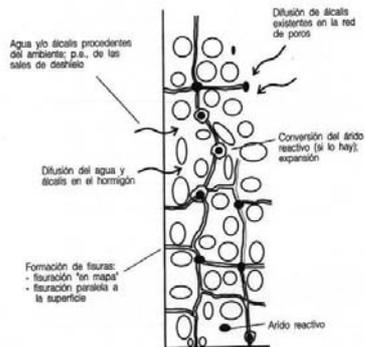


Figura 3.24. Fisuración debida a una reacción árido-álcali y presencia de "lágrimas" de gel sílice-álcali.

Abrasión de pilotes y emparrillados de madera

La abrasión de pilotes de madera por materiales en suspensión se produce cuando aparecen cavidades que descubren las cabezas de los grupos de pilotes. El deterioro se manifiesta principalmente en los elementos más delgados y débiles. Las cabezas de los pilotes pueden llegar a ser completamente destruidas por este fenómeno. Para que este fenómeno se produzca es preciso que se haya producido el arrastre de los elementos de protección, así como de los gruesos y áridos de zócalos y encepados (fig. 3.25).

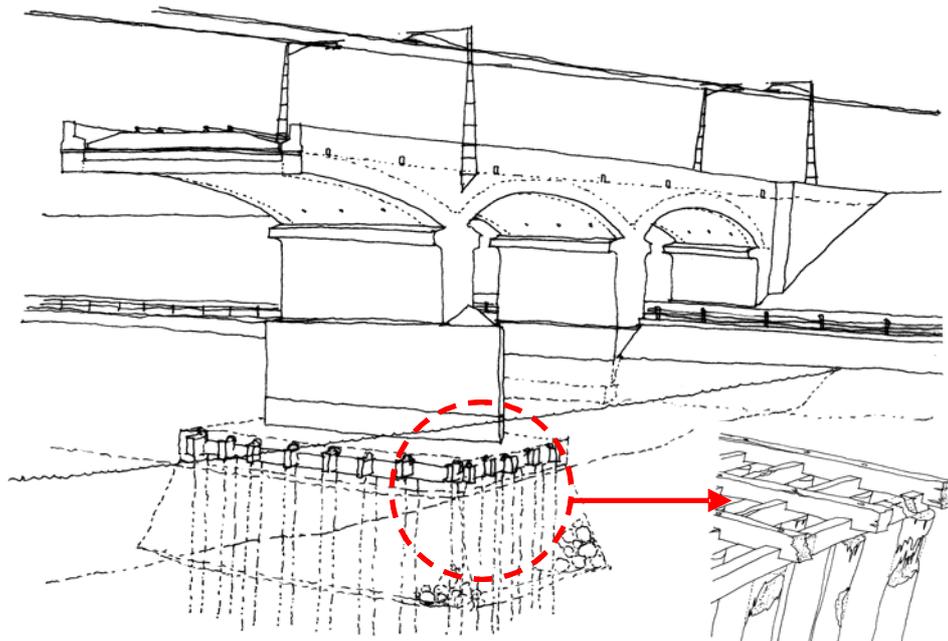


Figura 3.25 Abrasión y pudrición de elementos de madera.

Pudrición de elementos de madera (pilotes y emparrillados)

Cuando el origen del ataque no es mecánico, como sucede con la abrasión, sino biológico, el resultado es la degradación, pulverización y desaparición de la madera. La experiencia muestra que, en general, los pilotes de madera colocados en obras fluviales envejecen poco y conservan sus características resistentes. Si los pilotes permanecen constantemente sumergidos, están protegidos de los hongos, que no pueden desarrollarse sin aire, y la pudrición no se produce. En medio marino, la madera sumergida puede ser atacada por diversos moluscos, por lo que su durabilidad se ve muy reducida. Las zonas de carrera de marea son especialmente vulnerables por la alternancia continua de periodos en los que la madera queda al aire y sumergida. Algo parecido sucede también con las pilas de puente sobre cauces fluviales si el lecho del río ve modificado su curso y se producen arrastres que dejan al aire las cabezas de los pilotes que, en el pasado, estuvieron siempre sumergidos. Para que este fenómeno se produzca es preciso que se haya producido el arrastre de los elementos de protección, así como de los gruesos y áridos de zócalos y encepados.

Corrosión de elementos metálicos en recintos tablestacados

Durante el último tercio del s. XIX y primera mitad del XX se utilizaron con alguna profusión cajones metálicos (cajones indios) para ejecutar las cimentaciones de pilas en cauce, especialmente si éste era profundo. En otras ocasiones se ejecutaron recintos tablestacados con elementos metálicos que servían de protección temporal de la corriente y, si tales recintos eran dobles, también como elemento estanco para el trabajo en seco en el fondo de la cimentación. Suele ser el caso de cimentaciones semi-profundas. El caso es que, transcurrido el tiempo, y especialmente en las zonas que han experimentado variaciones de humedad (la coronación de tales recintos), se han manifestado daños en forma de corrosiones, con pérdidas importantes de material. La trascendencia de este hecho estriba en que el material que estuvo antes al abrigo del recinto, se verá ahora expuesto a la acción erosiva de la corriente o del viento. Como se indicó en los casos anteriores, lo más probable es que, antes de aparecer a la vista el daño, se haya producido un arrastre de los elementos de protección.



Figura 3.26. Corrosión de elementos metálicos en recintos tablestacados.

Corrosión de grapas y otros elementos de unión

Aunque la tradición de enlazar piezas (sillares) mediante grapas asentadas mediante caldo de plomo se remonta a la Grecia clásica, esta técnica se utilizó con extraordinaria profusión en la última parte del s. XIX y primeras décadas del XX, y no sólo en la construcción de puentes. Los constructores pretendían con ello asegurar el monolitismo de las fábricas, con independencia de la aplicación de morteros. Si bien la intención era indiscutiblemente buena, el tiempo ha revelado que la durabilidad de las grapas metálicas (hierro o bronce) ha conducido a resultados contraproducentes, en forma de roturas por hendimiento debido a fenómenos expansivos originados al formarse herrumbre o sulfatos de cobre (grapas de bronce), que aumentan de volumen y, por consiguiente, hacen entrar en tracción transversal a las piezas, provocando frecuentemente la rotura.

3.2.3.2.3. Daños provenientes del deterioro del conjunto suelo-cimiento

Ya se ha dicho que la acción de las corrientes de agua sobre las cimentaciones constituye la causa más frecuente de los fallos que se producen en las obras de fábrica ubicadas sobre los ríos, al alcanzarse graves situaciones de inestabilidad como consecuencia de la formación de cavidades y la descompresión del terreno en el entorno de las bases de apoyo, fenómeno que es conocido como socavación. Este proceso puede desarrollarse sobre todo el cauce, localmente sobre el entorno de la obra de paso o directamente sobre la propia obra.

La acción de las aguas sobre el conjunto de su cauce puede estar motivada por causas naturales o deberse a la intervención humana. Los efectos producidos sobre el cauce del río se incluyen en los tres grupos siguientes: modificación del trazado en planta, evolución del perfil longitudinal y socavación general en período de crecidas.

En la búsqueda de su posición de equilibrio, tras avenidas extraordinarias o intervenciones humanas en el cauce, puede producirse en el río una modificación de su trazado en planta, con desplazamiento de meandros y aparición de bancos de áridos y de islas. Esto puede tener como consecuencia la formación de aterramientos y taludes en los bordes de la obra, el descalce de la cimentación de los estribos y de las pilas próximas a las riberas así como la circulación esviada del agua sobre los apoyos situados en el río. Puede ocasionarse también una alteración en el perfil longitudinal del río, con excavación o levantamiento de los fondos.

Las excavaciones de los lechos de los ríos se vieron aceleradas considerablemente en las últimas décadas como consecuencia, entre otras razones, del aumento de las extracciones de áridos en las márgenes de los cauces—práctica proscrita ya hace unos diez años—, que llegaron a sobrepasar notablemente los aportes sólidos naturales. Al reducirse los aportes sólidos, el lecho se excava tendiendo hacia una nueva posición de equilibrio que se corresponde con el nuevo volumen de transporte sólido. La evolución del perfil longitudinal puede ser igualmente consecuencia de los trabajos de acondicionamiento de los cursos de agua, (profundización de canales navegables, corta de meandros), o por la construcción de presas o azudes.

El levantamiento del fondo se origina con el aumento de velocidades bajo el puente. Esto provoca una profundización de los fondos socavables, mientras que el ensanchamiento de la sección de desagüe aguas abajo provoca una reducción local de la capacidad de transporte. Una parte de los materiales se deposita y se va produciendo una elevación de los fondos en esta zona. La excavación del lecho entraña una socavación de las cimentaciones de obras antiguas, en las cuales la base de apoyo estaba, a menudo, establecida en el nivel de estiaje de la época.

La **socavación general** en momentos de crecida se ve provocada por el incremento del poder erosivo del agua, como consecuencia de un notable aumento en la velocidad de la corriente. Ello produce la desestabilización y movilización de espesores notables del fondo del lecho (figura 3.27). Este fenómeno temporal supone una disminución de la estabilidad de las cimentaciones durante la crecida, pero a veces también después, puesto que los materiales depositados posteriormente son, a menudo, más flojos. Esta situación comporta un riesgo añadido: los depósitos, tras una inspección batimétrica o subacuática pueden inducir a pensar en una base firme y no dañada previamente y, por tanto, a cerrar en falso una caracterización de las condiciones de cimentación.

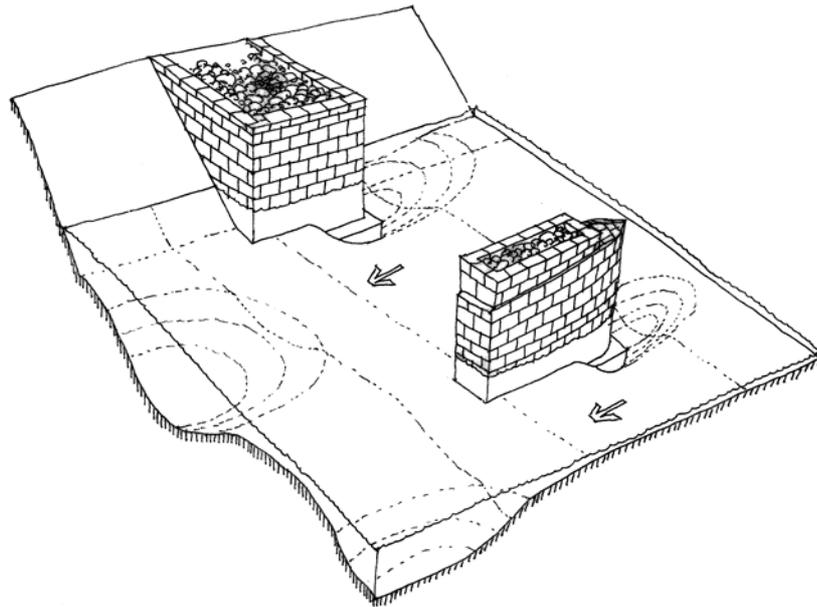


Figura 3.27. Socavación general y local del cauce.

Este tipo de daño debe ser considerado de tipo 1, dadas la funestas consecuencias que acarrea (figs. 3.15 y 3.16) y la no siempre fácil detección del problema.

La **socavación local** junto a los apoyos —tanto pilas como estribos— es una erosión de los fondos como consecuencia esencialmente de la formación de torbellinos de eje horizontal que se desarrollan en forma de tirabuzón alrededor de las pilas. Los materiales del lecho son arrancados del borde de aguas arriba por la componente vertical del flujo, elevados e impulsados por la corriente. Se forma una hoya de forma cónica en el caso de suelos sin cohesión, cuyo punto más profundo se encuentra en el borde de aguas arriba

de la pila. Debe recordarse que los suelos coherentes y las rocas pueden ser también erosionados por la socavación local (figuras 3.28 y 3.29).

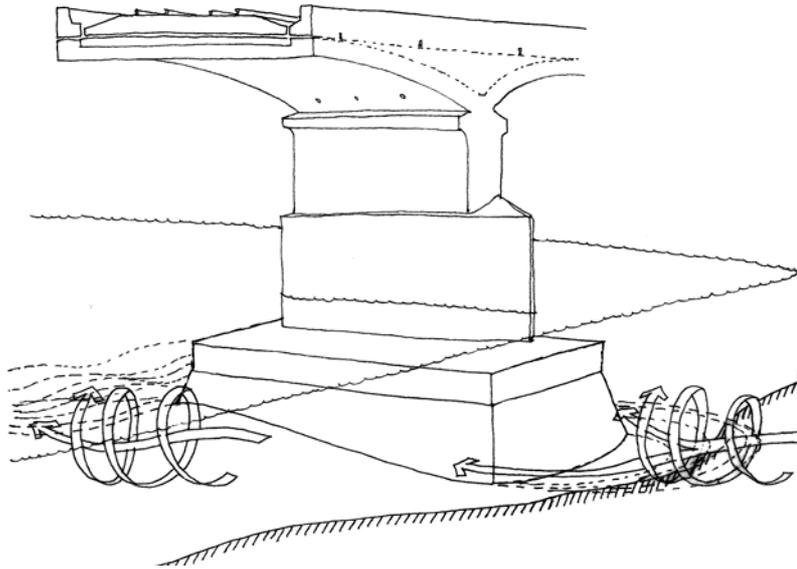


Figura 3.28. Acción local de la corriente sobre la cimentación de una pila.

El estrechamiento de la corriente al pasar entre las pilas y estribos puede ocasionar la erosión del lecho bajo las bóvedas y la formación de fosas aguas abajo. Estos fenómenos están provocados por el aumento local de la velocidad, por contracción del flujo. Cuando los vanos son grandes, se observan fosas independientes aguas abajo de cada pila. Si los apoyos están próximos, las fosas adyacentes se unen para formar grandes fosas en el eje de los arcos, hasta llegar incluso a formarse una fosa continua a lo ancho de todo el lecho.

En otras ocasiones, la insuficiente capacidad de desagüe puede desencadenar, en periodo de crecida, que se produzca el paso del agua por el trasdós de estribos, fenómeno peligroso para la estabilidad de la obra, pues la reacción de los rellenos situados tras el estribo, una vez socavados y descomprimidos, puede resultar insuficiente para equilibrar el empuje de la bóveda, ocasionando su ruina. Además, como recogen las referencias, la acción erosiva de las aguas se ve considerablemente agravada por la obstrucción parcial del cauce como consecuencia de la acumulación y retención de cuerpos flotantes o de hielos en la vertical de la obra.

Añádase por último que es frecuente que unos deterioros traigan consigo otros diferentes, lo que es consecuencia lógica de la pérdida sucesiva de barreras de protección que defendían la estructura de los sucesivos deterioros que pudieran irse formando: tras la pérdida de las protecciones de escollera sobreviene el ataque directo contra zapatas, encepados y zócalos.

Sobre las condiciones en las que se desarrolla el trabajo estructural de las cimentaciones antiguas sobre pilotes de madera, conviene indicar que las puntas de los pilotes jamás están empotradas, sino que, en el mejor de los casos, reposan sobre un estrato duro. Además, los emparrillados de madera destinados a repartir las cargas, están simplemente dispuestos o clavados sobre las cabezas de los pilotes, careciendo de elemento de rigidización

alguno. En consecuencia, la estabilidad horizontal del grupo de pilotes debe quedar forzosamente confiada al terreno que rodea los pilotes. Si desaparece parte de este suelo, la cimentación y lo que gravita sobre ella queda en situación insegura. Conviene recordar que, en todo caso, la longitud de los pilotes de madera no excede de 10 m aproximadamente.

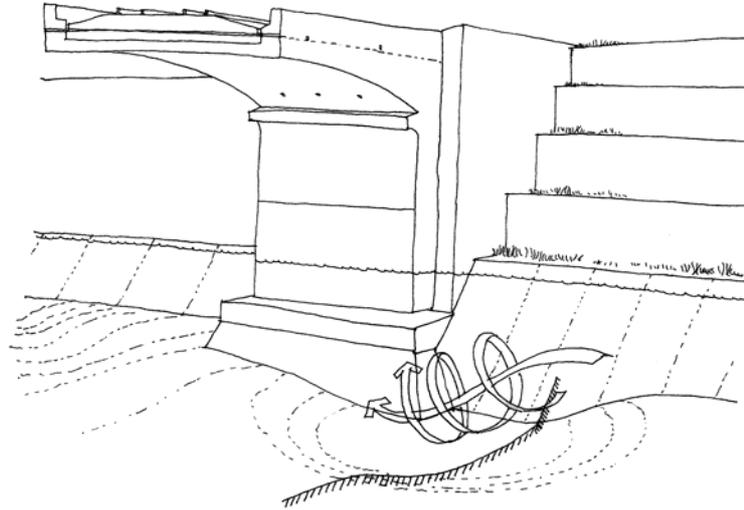


Figura 3.29. Acción local de la corriente sobre la cimentación del estribo.

En los terraplenes adyacentes al puente es frecuente encontrar socavaciones y desplomes en la base, debidos al mismo proceso erosivo del cauce, al igual que se pueden detectar los mismos problemas de socavación y descalce en muros y pantallas de obras contiguas, normalmente construidas para la defensa y estabilización de los cauces. En esas obras de defensa se pueden detectar arrastres de bloques por la corriente, desplazamiento de gaviones, fallos y hundimientos de defensas de escollera dispuestas alrededor de pilas y estribos que protegen muros y pilotajes, etc.

Aun cuando la acción natural de las aguas es efectivamente responsable de la mayor parte de los desórdenes ocasionados en las cimentaciones, otros deterioros son imputables, fundamentalmente, a una desafortunada intervención humana sobre la geometría de la propia obra o del entorno, bien porque puede provocar modificaciones en el régimen hidráulico local y en las condiciones de equilibrio del puente, o bien porque se descuida el mantenimiento, se realizan modificaciones mal estudiadas de la superestructura, o se efectúan reparaciones o refuerzos mal concebidos y ejecutados.

3.2.3.3 Daños en la estructura

A continuación, se clasifican los daños en la estructura en función tanto de su eventual mal funcionamiento estructural, como de problemas de durabilidad que, con frecuencia, acaban mermando la capacidad resistente de los elementos portantes y convirtiendo el problema —aunque sólo sea de manera “terminal”— en uno de agotamiento. A ese esquema, pues, obedece la presentación que se hace a continuación de los daños en la estructura:

3.2.3.3.1 Daños provenientes de un mal comportamiento resistente y
 3.2.3.3.2 Daños provenientes de una defectuosa durabilidad.

3.2.3.3.1 Daños provenientes de un mal comportamiento resistente

Caben diferentes enfoques a la hora de presentar los daños en los puentes de fábrica como consecuencia de problemas resistentes. En efecto, puede plantearse el problema desde el punto de vista de la identificación de los daños estructurales más frecuentes, lo que está en sintonía con la idea de identificar de manera global un problema y sus manifestaciones, o, por el contrario, recorrer los diferentes elementos constitutivos de un puente de fábrica y analizar, para cada uno de ellos, las casuísticas más comunes. En lo que sigue se ha optado por este segundo planteamiento, tomando siempre la precaución de no individualizar excesivamente los problemas, para eludir el riesgo de que el lector pudiera perder de vista el fenómeno más general. En todo caso, la figura 3.30 presenta una sinopsis general de los daños más probables. A título de ejemplo, un asiento diferencial en una pila, giro de eje longitudinal incluido, suele provocar desórdenes tanto en pilas como en bóvedas, tajamares, tímpanos, etc. De esta forma, siguiendo con el ejemplo, desde el daño evidenciado en una bóveda debe inferirse la posibilidad de que también otros elementos tengan también problemas (pilas, tímpanos, etc.).

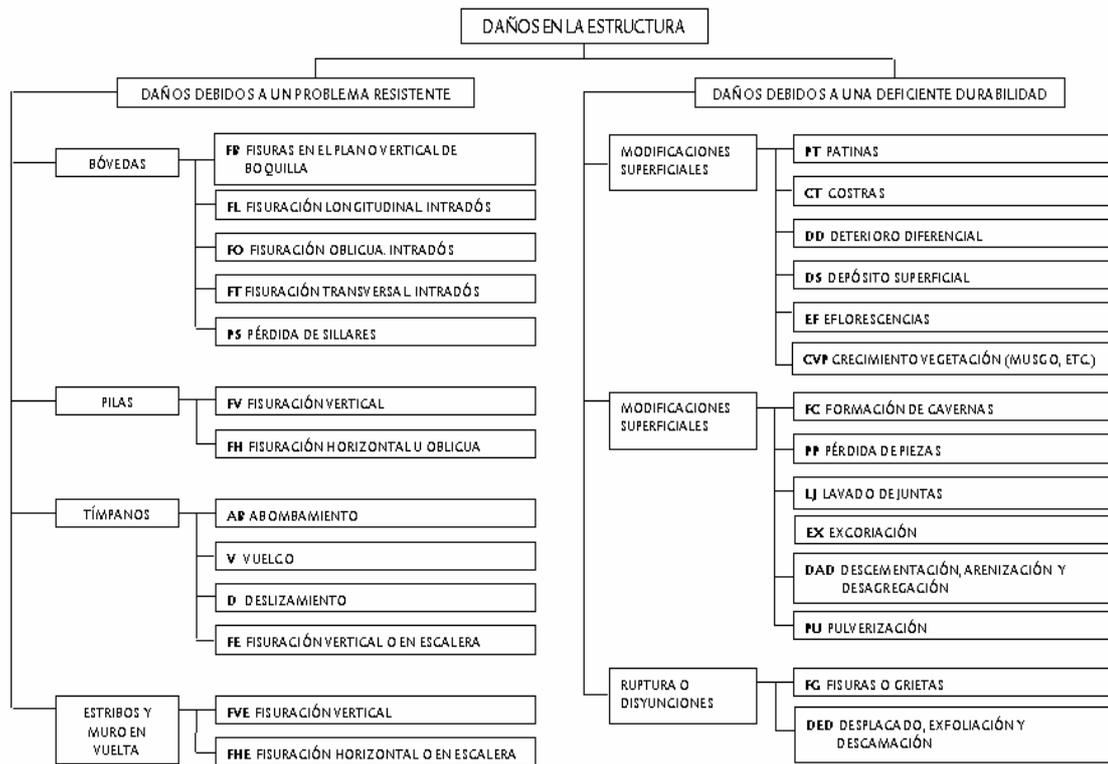


Figura 3.30. Sinopsis de los daños más probables en la estructura.

En todo caso, para abordar con mejor criterio la descripción de los daños en los elementos estructurales, los autores han considerado de interés el presentar, siquiera de manera resumida, la descripción de los principales mecanismos resistentes y la exposición de los daños a la luz de las consideraciones anteriores.

Descripción de los fenómenos provocados por un mal funcionamiento resistente

Problemas en la superestructura derivados de fallos en la cimentación

Se ha señalado ya que la mayor parte de los daños estructurales provienen de fallos en la cimentación, de manera que es ésta la primera causa de “mortalidad” de estas estructuras. En 3.2.3.2 “Daños en la cimentación” se han reseñado ya diferentes causas que explican los movimientos de los elementos de cimentación, tanto de pilas como de estribos. De la cinemática absoluta de pilas y estribos, así como relativa entre ellos se deducen numerosos casos de daños, como se reseña a continuación:

Descenso diferencial longitudinal entre arranques de bóvedas (sobre pila o estribo)

El efecto de un descenso de cualquiera de los apoyos con respecto al otro, en la hipótesis de que no hay giro, comporta, fundamentalmente, un fallo por deslizamiento relativo de dovelas (fig. 3.31) —en bóvedas de sillería— o fallo de cortante (criterios I y II) en una zona propicia por cinemática de movimientos relativos situada en clave o en hombros de la bóveda —bóvedas de ladrillo o de sillería con aparejo de varias roscas—. Este tipo de fallo o de manifestación de daño puede venir acompañado de un giro de rótula en el arranque de la pila o estribo descendido, aunque menos probable por incompatibilidad cinemática. Localmente, esta situación puede también estar acompañada de fuertes incrementos localizados del nivel de compresión de la fábrica. Este daño estará tanto más cerca del colapso de la estructura en la medida en que se forme el número suficiente de rótulas (incluidos los “mecanismos de cortante”) como para convertir en hipostática la estructura. El fallo es grave porque reduce la capacidad portante de la estructura.

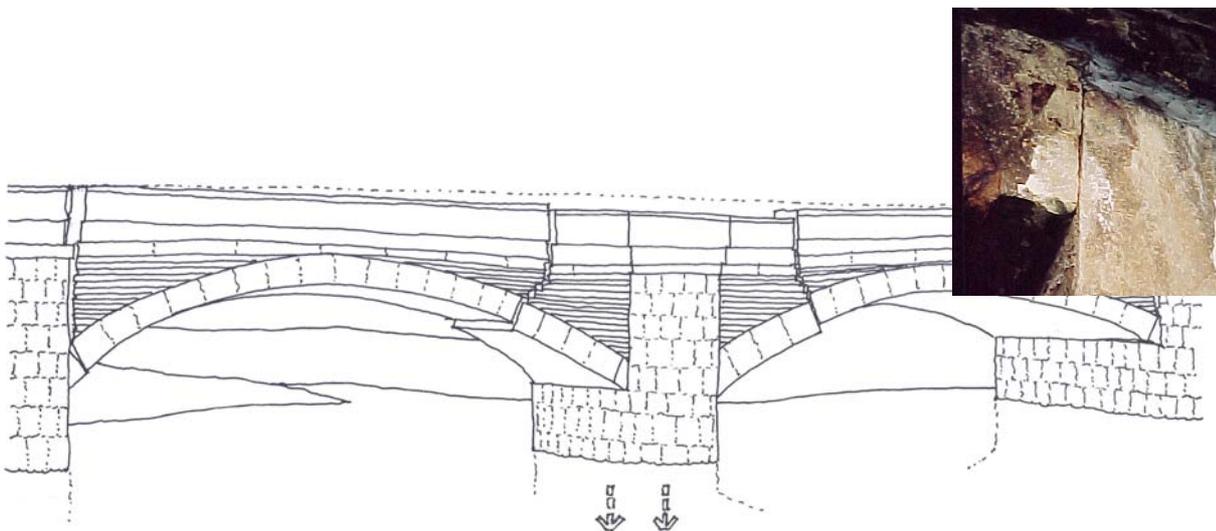


Figura 3.31. Ejemplo de fallo por movimiento relativo entre dovelas.

Giro longitudinal de pila o estribo

En el caso de una estructura formada por varias bóvedas, el giro de una pila tiene un efecto devastador en cuanto la diferencia de empujes entre las

bóvedas concurrentes supere el momento de vuelco de la pila, como demuestra la experiencia. En efecto, puentes con una seguridad adecuada para los trenes de carga de la normativa actual y en estado y configuración estructurales correctos, colapsaron al producirse un giro en la base de la pila motivado por un problema de socavación en la misma. Es el caso, por ejemplo, del colapso del puente de Veguellina de Órbigo (León) recogido en la figura 3.16. Debe recordarse que un pequeño giro de la pila se traduce, tras una sencilla deducción geométrica al estudiar la cinemática del proceso, en un importante descenso de la clave del lado en que la bóveda se abre. En el esquema de la figura 3.32 se representa, por un lado, la bóveda triarticulada y la pila con rótula en su base y, por otro lado, en la figura 3.33, una estructura equivalente formada por tres elementos indeformables y articulados entre sí. Por último, se representa la deformada de la estructura equivalente, al imponer un giro horario en la base de la pila. Para obtener los movimientos en el resto de la estructura se aplican las ecuaciones de la cinemática.

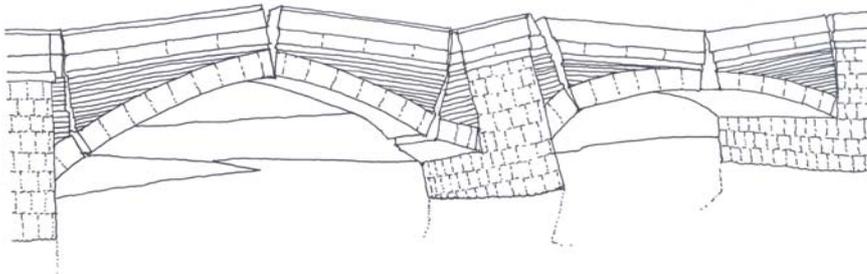


Figura 3.32. Esquema de los daños producidos (mecanismo de colapso) como consecuencia de un giro en base de pila.

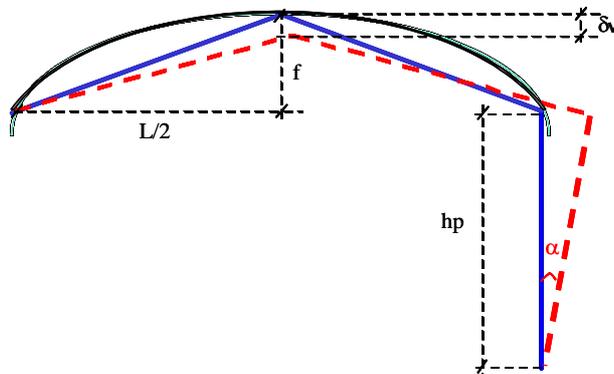


Figura 3.33. Esquema de la cinemática de la bóveda y la pila como sólidos independientes, cada uno de ellos indeformable.

$$2\sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + f^2} = 2\sqrt{\left(\frac{L}{2} + \frac{\alpha h_p}{2}\right)^2 + ((f - \delta))^2}$$

$$\alpha \left(\frac{L h_p}{2} + \frac{\alpha h_p^2}{4} \right) = \delta (2f - \delta)$$

El movimiento descendente de las zonas de clave de las bóvedas que tienden a abrirse provoca con frecuencia el desprendimiento total o parcial de piezas (sillares o ladrillos). El fallo es grave porque reduce la capacidad portante de la estructura. Recíprocamente, en los salmeres de la bóveda que se abre se produce una concentración importante de compresiones que puede dar lugar incluso, aunque muy raramente, al agotamiento de la fábrica antes de haberse formado un mecanismo.

Este tipo de fallo tiene también otro tipo de manifestación, no estructural: la bóveda que se abre, de la que no siempre es posible deducir que haya tenido apertura de juntas entre piezas, suele mostrar manchas, pátinas, costras y eflorescencias cuyo origen proviene de materiales del relleno, o infiltrados a través de éste, que percolan a través de la bóveda. En la bóveda que se cierra (tiende a disminuir la distancia entre sus arranques) el intradós está más comprimido, especialmente en las zonas de clave y de hombros, lo que confina más eficazmente los morteros y materiales de las juntas, impidiendo o retrasando la percolación.

Descenso combinado con giro

En este caso, los daños que pueden manifestarse son superposición de los indicados para las hipótesis de descenso vertical y giro. Debe añadirse que no siempre resulta posible determinar *a priori* qué formas de daño se harán presentes, dado que eso dependerá de parámetros tan variables y combinables como el material (sillería de una o varias roscas, ladrillo, etc.), los ratios geométricos, las condiciones de rigidez preexistentes (no debe olvidarse que, aunque imperceptibles, la mayor parte de las bóvedas de los puentes de fábrica se encontraban previamente triarticuladas desde el instante mismo del descimbrado), de la posición del relleno rígido, en su caso, etc.

No debe descartarse tampoco la aparición de deslizamientos relativos de dovelas, si las diferencias entre las condiciones de rigidez de los rellenos a uno y otro lado de la bóveda fueran importantes y se provocase un efecto de “punto duro”.

Giro transversal de eje longitudinal en pila o estribo

La figura 3.34 muestra el caso de un giro de pila de eje longitudinal en la base —cimentación—, que induce una serie de efectos que se manifiestan en la propia pila, con fisuración sensiblemente inclinada, normalmente en escalera, aunque puede atravesar también sillares, apuntando al punto duro de la cimentación. Eso es así pues, como es sabido, la fisura marca la trayectoria de las compresiones, es decir, la biela comprimida que se corresponde con la transmisión oblicua de las cargas hacia la cimentación.

El giro de la pila provoca, a su vez, una torsión en las bóvedas que se manifiesta, como toda torsión, a través de una fisuración oblicua que, como la de la pila, puede ser escalonada, sin interesar a las piezas (sillares o ladrillos) o partir también a éstos. A este respecto, conviene aclarar que la parte inferior de la figura 3.34 muestra la vista inferior (intradós) de la bóveda. En combinación con este tipo de fisuras se puede provocar una apertura de juntas en las bóvedas, como las ya comentadas para el caso de

descenso y giro de eje horizontal transversal en pila, e incluso un desplazamiento relativo de dovelas, especialmente en la boquilla que se encuentra del mismo lado que la parte de pila que ha descendido. No es improbable que también se evidencien daños en los tímpanos, si bien eso es

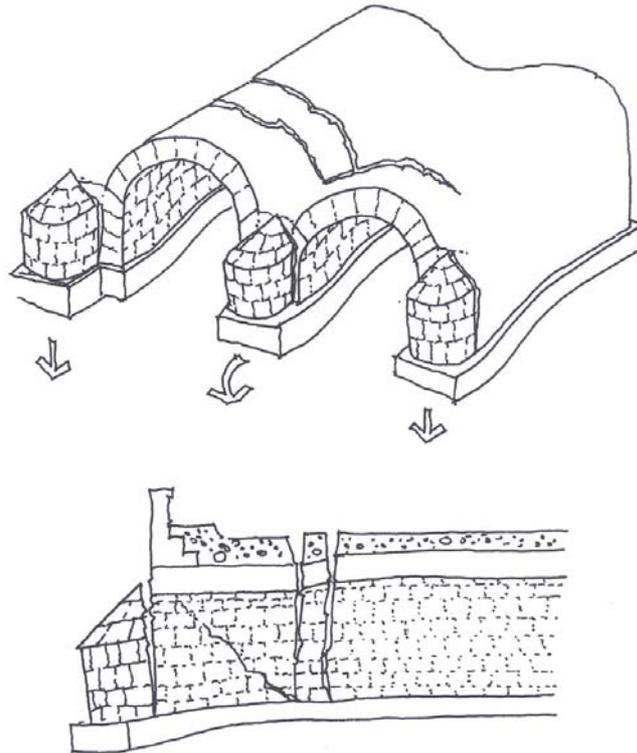


Figura 3.35. Descenso relativo entre paramentos longitudinales del puente

Descensos relativos entre extremos y parte central de pila

En ocasiones, especialmente cuando la bóveda es ancha —o ha experimentado ensanchamientos— y también lo es la pila, se da con alguna frecuencia el caso de que la parte central de la pila experimenta un descenso con relación a los extremos, lo que se traduce en la aparición de una flexión transversal en la pila (fisura vertical, entre llagas o incluso a través de las piezas) que, normalmente, se ve acompañada de fisuración en la bóveda. Lo más frecuente es que la abertura de la grieta sea mayor en el zócalo y arranque de la bóveda que en la parte alta, pues dicha abertura tiende a disminuir al llegar a los “hombros” o “clave” de la bóveda transversal de descarga que se genera interiormente.

Si son los extremos (hacia los tajamares) los que descienden con respecto a la parte central de la pila el daño se muestra de manera inversa, siendo pequeña o incluso inexistente la fisura en la pila y mayor y más manifiesta en la bóveda. Este tipo de daño participa, en este caso, del de descenso relativo entre paramentos longitudinales. De hecho, la aparición de uno u otro tipo de daño depende del ancho de la pila, en sentido transversal, con relación a su altura. Como se ha señalado ya, la importancia de este daño estriba en la capacidad de reparto transversal de la bóveda.

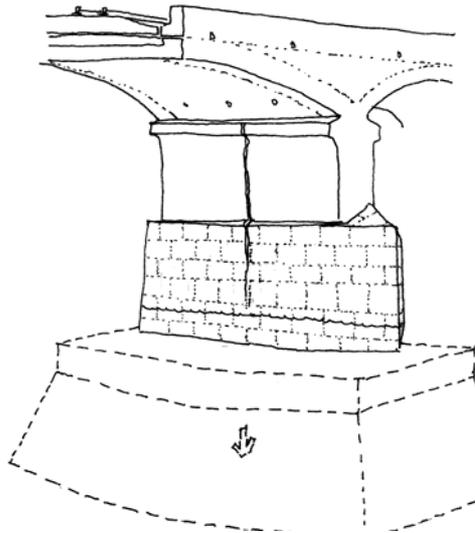


Figura 3.37. Fisuración vertical en pila por descenso relativo entre extremos y parte central.

Otros daños estructurales inducidos por problemas de cimentación

La casuística de manifestaciones de daño, de menor trascendencia que la indicada en los casos anteriores, se puede completar, sin tratar de ser exhaustivos, con la pérdida de piezas en las pilas, zócalos, muros de acompañamiento, etc. como consecuencia de fallos localizados de los elementos de cimentación situados inmediatamente debajo o con los casos asociados a giros y despegues de los tajamares, con frecuencia añadidos y repuestos con posterioridad y nuevamente dañados.

Incapacidad de los estribos para resistir las reacciones de la estructura

Otra causa relativamente frecuente de la conversión de la estructura en un mecanismo —en el caso de puentes arco de bóvedas rebajadas y pilas esbeltas y en cauce—, es la incapacidad de los estribos para resistir los esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura, especialmente importantes en este caso de bóvedas rebajadas. Normalmente, este empuje descompensado no es resistido por la pila debido a su esbeltez, sino que se transmite a través de las bóvedas hasta los estribos. Es, por tanto, el empuje pasivo del terreno sobre el estribo, el que debe resistir finalmente el empuje descompensado. Por lo tanto, se debe de comprobar, por una parte, si el relleno tras el estribo está en condiciones adecuadas, no ha sido lavado o arrastrado por riadas, etc. y, por otra parte, si es capaz de reaccionar en magnitud suficiente teniendo en cuenta el punto de aplicación de la resultante.

En la figura 3.38 se representa el empuje máximo desarrollado por las tierras contenidas por el estribo teniendo en cuenta que el punto de aplicación de la resultante es el arranque de la bóveda. Si los estribos no son capaces de contener dicha reacción horizontal, tienden a volcar, formándose tres rótulas y manifestándose daños como los que se indican en la figura 3.39.

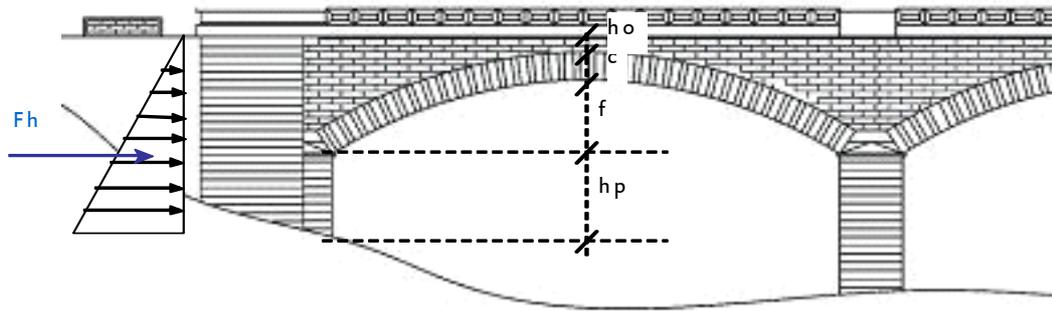


Figura 3.38. Empuje máximo desarrollado por las tierras trasdosadas al estribo, teniendo como punto de aplicación el arranque de la bóveda.

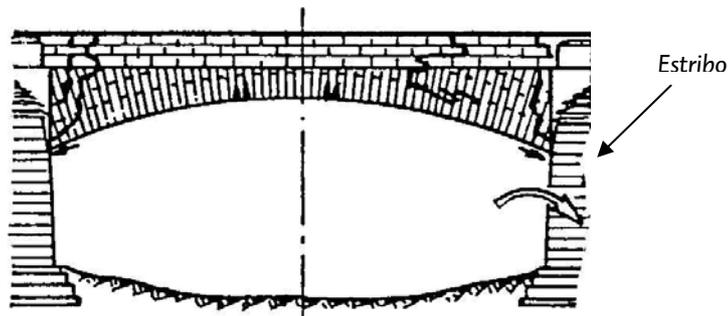


Figura 3.39. Daños inducidos en bóvedas y tímpanos como consecuencia del giro de un estribo.

Empuje de tierras sobre el estribo

No es un tipo de fallo frecuente, en el sentido de que se hayan detectado muchos casos de colapso por esta causa. No obstante, sí es cierto que la sobre-explotación (aumento de cargas y, sobre todo, de velocidades), el progresivo deterioro de los sistemas de drenaje de los terraplenes y rellenos, con el consiguiente aumento de la presión del agua retenida, entre otros factores, contribuye al aumento de los empujes que tierras y agua ejercen sobre el trasdós de los muros. Ello trae consigo una reducción del nivel de seguridad frente al vuelco de los estribos, si bien éstos se ven arriostrados por la existencia de las bóvedas.

Ejemplo de que las causas enunciadas existen es el gran número de casos en los que los muros de acompañamiento y las aletas presentan síntomas claros de desplome.

En la figura 3.40 se muestra, exageradamente, el efecto sobre la bóveda de un giro inducido en los estribos como consecuencia, por ejemplo, de un elevado empuje del relleno.

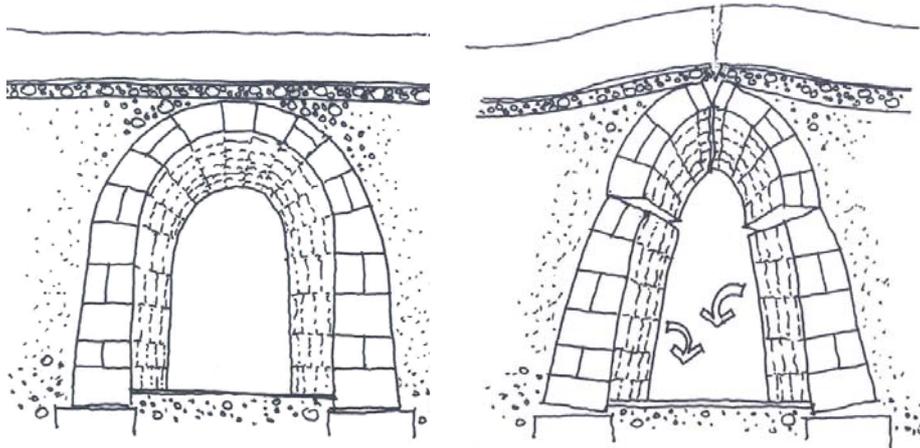


Figura 3.40. Daños inducidos en bóveda y estribos como consecuencia del giro de éstos ante un empuje del relleno del trasdós.

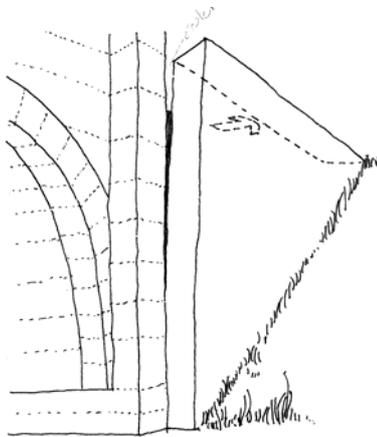


Figura 3.41. Fisuración vertical en la unión del estribo y las aletas o muros de

Problemas derivados del funcionamiento resistente de los puentes esviados

A pesar de que el conocimiento del comportamiento estructural y, por lo tanto, del proyecto y construcción de puentes esviados en tipologías como el hormigón armado o pretensado ha sido algo relativamente reciente (últimos 40 años), existen numerosos puentes esviados ejecutados en fábrica desde hace ya más de 200 años en general y, desde los primeros años del ferrocarril, en particular.

En los puentes de fábrica el esviaje debe de estar directamente relacionado con el aparejo empleado en la bóveda. La tendencia a trabajar en la dirección corta, es decir según la luz recta de las bóvedas, provoca que los esfuerzos de compresión principales tengan la dirección aproximada especificada en la figura 3.41. Tendiendo en cuenta, la fuerte dependencia de las propiedades mecánicas de la fábrica con el ángulo que forma la dirección del esfuerzo principal con la normal a los tendeles, aspecto que se ha puesto de manifiesto en diversas ocasiones, es conveniente que el aparejo empleado tenga las juntas ortogonales a la dirección indicada en la figura 3.42.

Otro problema habitual derivado del funcionamiento de los puentes esviados es el representado en la figura 3.42. En efecto, esta misma tendencia a

trabajar en la dirección corta, provoca una torsión de eje vertical en la pila, al tener, la resultante de la reacción horizontal que la bóveda ejerce sobre la pila puntos de aplicación diferentes, como se aprecia en dicha figura 3.42.

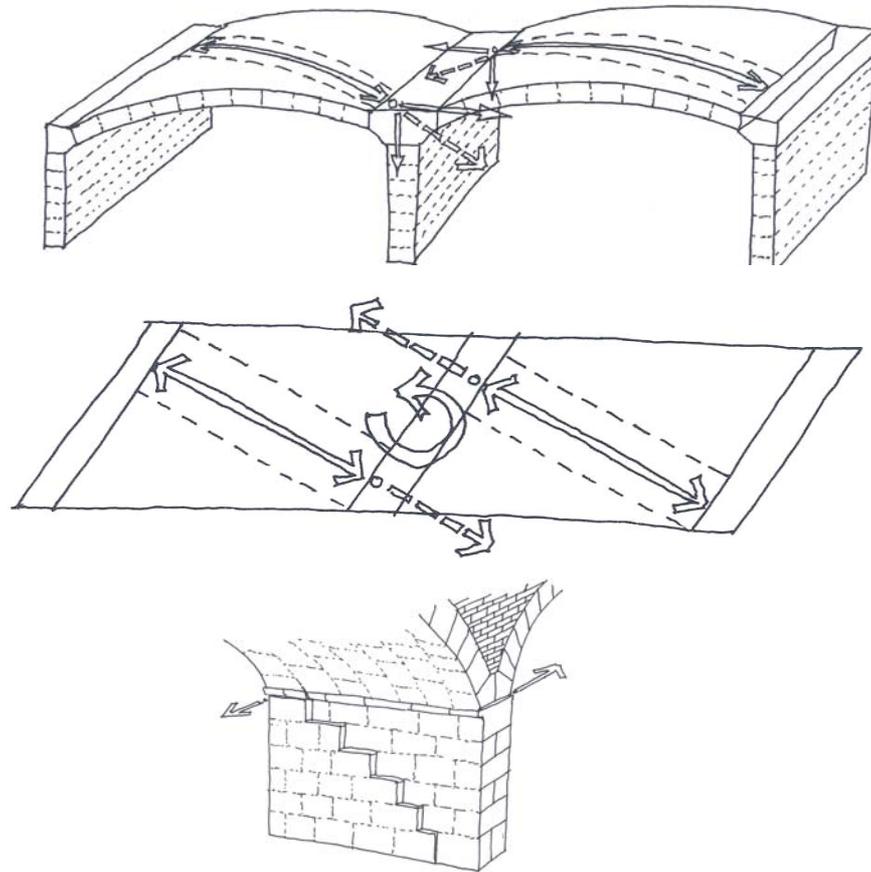


Figura 3.42. Esquema del funcionamiento de los puentes esviados de fábrica. Problemas derivados de la torsión en la pila

Problemas derivados del comportamiento dinámico

La naturaleza móvil de las cargas puede provocar diferentes fenómenos en los puentes arco de fábrica.

En primer lugar, los grandes cambios en las condiciones de explotación de estas estructuras (cargas y velocidades) pueden provocar una amplificación de las cargas estáticas (coeficiente de impacto) que depende, fundamentalmente y teniendo en cuenta las velocidades máximas en estas estructuras ($v < 220$ km/h), de la velocidad y de los modos propios de estas estructuras. La estimación de la frecuencia propia de estas estructuras está rodeada de un gran número de incertidumbres: el valor de los parámetros mecánicos dinámicos del material, la configuración real del puente (biapoyado, biempotrado, etc.), la interacción entre el relleno y la bóveda, etc, por lo tanto, la estimación de los coeficientes de impactos reales se antoja como una tarea muy compleja. En cualquier caso, sí parece claro que la existencia del relleno actúa como amortiguador y que la configuración de bóveda empotrada lleva consigo un coeficiente de impacto pequeño.

En segundo lugar, las imperfecciones en la vía, junto a la existencia de aparatos de vía en ciertas zonas, pueden provocar un incremento de carga local muy importante que, al repetirse de forma continuada, dan lugar finalmente problemas de impacto y fatiga.

Además, la acción dinámica produce una compactación del relleno que aumenta los esfuerzos horizontales sobre los tímpanos, por una parte, y los reduce, por otra.

Problemas derivados del empuje sobre tímpanos

Se trata de un problema bien conocido. El papel estructural de los tímpanos es, fundamentalmente, contener el empuje que ejercen los rellenos dispuestos entre dichos tímpanos y el trasdós de las bóvedas. También el balasto, más la componente adicional del empuje provocado por el reparto de la sobrecarga aplicada, especialmente la transmitida por la vía, cuyo efecto dinámico es muy importante. A lo anterior se une también, como en el caso de los estribos, el empuje del agua, presente por el más que previsible deterioro del sistema de drenaje.

Descritas las acciones que actúan sobre los tímpanos, se puede entender bien qué daños estructurales pueden sufrir: inclinarse hacia el exterior, lo que no resulta especialmente tranquilizador, o exhibir un abombamiento en su parte inferior si la cabecera estuviera conectada a la plataforma. En algún caso pudiera llegar a suceder que el tímpano, separado de la boquilla y sometido a la acción del empuje del relleno no cementado, perdiera el equilibrio y volcara. Finalmente, si bien el daño no puede ser imputable al tímpano sino a un peor enjarje entre boquilla y bóveda, se puede detectar la separación entre estos elementos, sin perjuicio de que puedan también manifestarse efectos combinados de los anteriores.

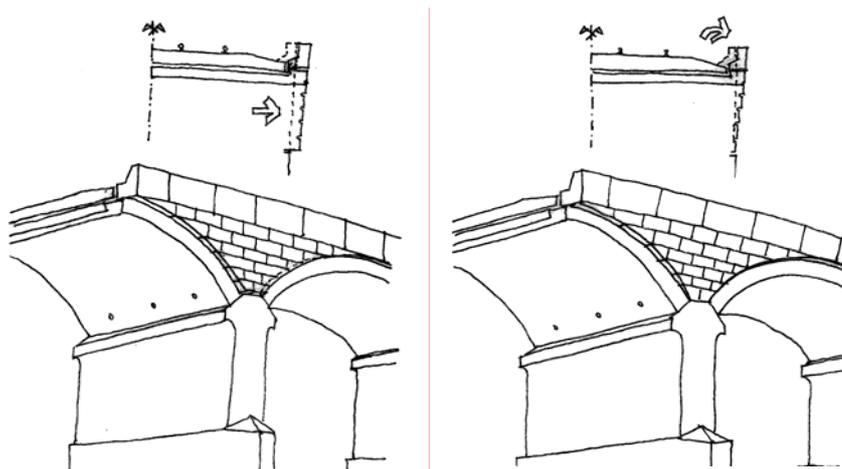


Figura 3.43. Deslizamiento y vuelco de tímpanos.

Problemas derivados del proceso constructivo

Este tipo de daños debe entenderse como más bien congénito, dado que se remonta a la época, seguramente remota, de la construcción de la estructura. La experiencia demuestra que los procesos constructivos de estos puentes afectan, además de a la durabilidad (juntas de hormigonado —en los puentes

de hormigón en masa o débilmente armados— que son vía frecuente de paso de agua con productos de disolución o lixiviación), a la definición de los puntos en los que se pasaba de relleno rígido a granular, lo que equivale a definir la posición de las rótulas correspondientes a los mecanismos de colapso. El problema es que no siempre es posible definir la posición de tales interfaces, aunque la presencia de manchas y la altura de las pátinas suele ser reveladora de este aspecto.

Problemas derivados de anteriores intervenciones

Las reparaciones efectuadas en el pasado no siempre han sido, por desgracia, afortunadas. Si bien se han realizado con poco o ningún criterio en ocasiones, debe decirse, en homenaje y tributo a quienes aportaron su mejor voluntad e intención a la tarea de reparar estos puentes, que los resultados de algunas reparaciones han sido poco eficaces e incluso contraproducentes para la estructura. Dejando aparte el caso de las afecciones a la durabilidad (fundamentalmente por la utilización de materiales que han revelado su incompatibilidad) y a la estética —aspecto que deberá cuidarse mucho más en el futuro, para ser respetuosos con la serena belleza de estos puentes—, se mencionan a continuación algunas intervenciones inocuas (pero no gratuitas) o hasta dañinas: Losas del lado del intradós nula o insuficientemente conectadas, tanto a la bóveda como a las pilas. Cerchas metálicas dispuestas también inferiormente, lo que ha dado lugar a movimientos por diferente comportamiento térmico (diferente conductividad) y movimientos relativos que han dejado al descubierto tales elementos metálicos, o han hecho saltar las conexiones. Ampliaciones de encepados que, sin atender debidamente al régimen hidráulico, han provocado aumentos de la velocidad de la corriente consiguientes socavaciones.

3.2.3.3.2 Daños provenientes de una deficiente durabilidad

Existe un gran número de daños en los puentes arco de fábrica que están provocados por una deficiente durabilidad de los materiales, es decir, por el deterioro y alteración progresiva de los materiales empleados en su confección.

Es importante señalar que las estructuras de fábrica, especialmente las de sillería bien aparejada, presentan una excelente durabilidad, mejor que otras estructuras confeccionadas con otros materiales como hormigón o acero. Esto se debe a que la fábrica es químicamente mucho más inerte. Pero, la larga vida de muchas de ellas, en ocasiones más de 500 años, hace que, en algunos casos, puedan presentar deterioros graves que afecten incluso a la seguridad de estas estructuras.

Por tanto, el estudio, descripción y clasificación de estos daños está justificado por los siguientes argumentos:

Parece existir hoy en día un acuerdo generalizado entre los técnicos en contemplar la durabilidad durante todas las etapas de la vida de las estructuras (proyecto, construcción y mantenimiento). No parece lógico, por tanto, no hacer lo propio con estas estructuras que llevan en servicio más de un siglo en muchas ocasiones.

Por otra parte, los deterioros debidos a la meteorización o alteración de los materiales que, en un principio, no influyen en el comportamiento resistente, pueden llegar a convertirse en causas de otros daños más graves o derivar hacia daños que pongan en duda la capacidad portante de la estructura. No debe olvidarse de nuevo los muchos años que llevan en pie estas estructuras.

Existe un desconocimiento general del comportamiento resistente de estas estructuras y un desconocimiento todavía más acusado de los fenómenos de deterioro y meteorización que se producen en la fábrica. En ocasiones, daños que provienen de un deficiente comportamiento resistente se confunden con los daños debidos a una deficiente durabilidad y viceversa. Existen estudios sobre el comportamiento mecánico de la fábrica y sobre las propiedades de la misma que intervienen directamente en los citados mecanismos de deterioro y alteración. Pero no existe una catalogación en la que se distinga claramente la naturaleza y origen de los daños más habituales en estas estructuras, separando y explicando cuales son los daños y manifestaciones derivados de los procesos de degradación y alteración del material y, cuales son los daños que provienen de un mal comportamiento resistente. En este trabajo se trata de paliar, en la medida de lo posible, esta laguna, explicando los mecanismos y procesos de alteración y deterioro que ocurren en las fábricas más comúnmente empleadas en la construcción de los puentes arco de fábrica, sus causas, sus manifestaciones y sus medidas correctoras.

El planteamiento realizado para el análisis de los daños detectados en estas estructuras debidos a una deficiente durabilidad es similar al empleado para el análisis de los daños provenientes de un deficiente comportamiento resistente.

En primer lugar, se han estudiado y clasificado las acciones actuantes, que en este caso son:

Acciones medioambientales, que comprenden tanto las acciones climáticas como las debidas a la contaminación existente.

Acciones biológicas (musgos, líquenes, vegetación, etc.)

Acción antrópica. En este caso, se engloban tanto las acciones debidas al vandalismo como las provenientes de intervenciones anteriores poco afortunadas y, por último, las acciones debidas a accidentes.

En segundo lugar, se caracterizan los materiales, prestando especial atención en este caso a la composición química y mineral de los materiales más que a las propiedades mecánicas de la fábrica.

En tercer lugar, se analizan y estudian las manifestaciones o daños provenientes de las alteraciones o deterioros detectados que, haciendo una analogía con el punto anterior (daños provenientes de un deficiente comportamiento resistente), corresponden a las manifestaciones o daños resultados de la respuesta estructural (fisuración, agotamiento de la fábrica, movimientos, etc.).

En cuarto y último lugar, se analizan los mecanismos de deterioro y los daños o manifestaciones que se describen a continuación.

En la figura 3.44 se muestra el esquema metodológico seguido.

Acciones

Los puentes arco de fábrica, al igual que la mayoría de las estructuras de fábrica, han demostrado su valía a lo largo de los numerosos años que llevan en servicio. Además de exhibir una incomparable capacidad de integración en el paisaje, han demostrado una capacidad de readaptación (cambios en las condiciones de contorno y cambios en las condiciones de explotación) muy importante. Estas estructuras han exhibido una muy buena durabilidad, ya que, sin apenas mantenimiento, han permanecido aguantado en buenas condiciones durante muchos años, y eso que, precisamente, su larga vida útil las ha hecho estar sujetas, por una parte a acciones calificadas de accidentales, por su escasa probabilidad de ocurrencia (período de retorno muy alto) y, a acciones cuyo efecto sobre el puente es pequeño y continuo, pero que, al darse de forma continuada a lo largo de muchos años, pueden llegar a afectar su integridad.

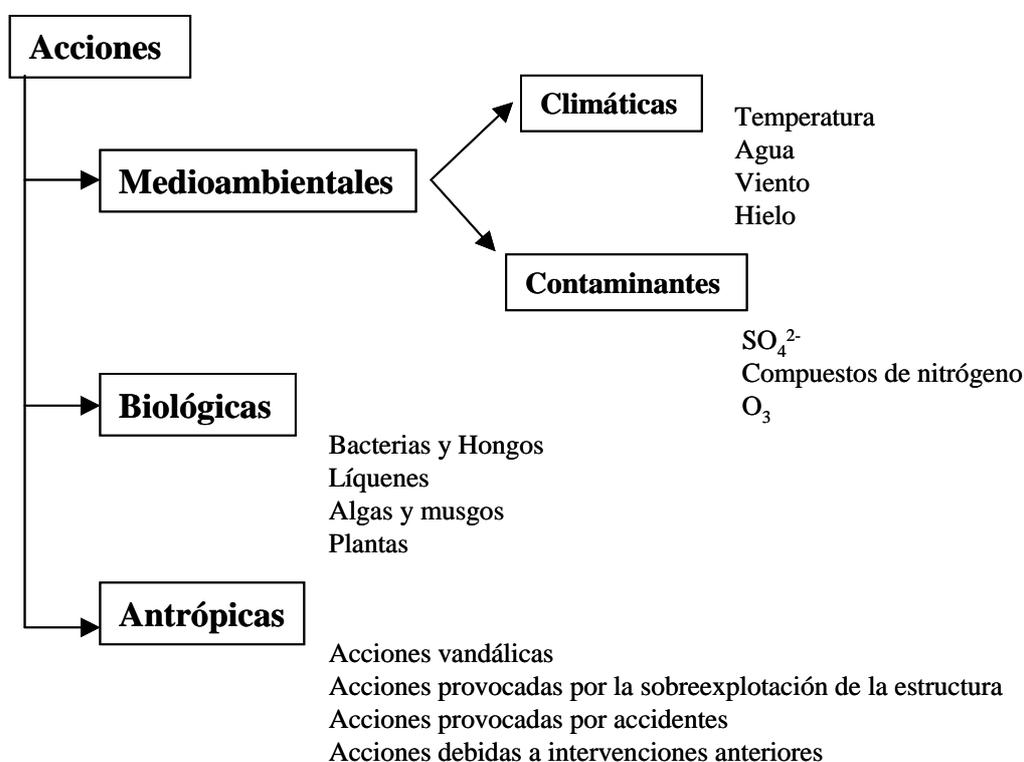


Figura 3.44. Clasificación de las acciones

Materiales

La fábrica es un material compuesto y su comportamiento está gobernado por las propiedades de sus componentes y la relación entre estas propiedades. Otro hecho significativo en la fábrica es que es un material fuertemente anisótropo, por la anisotropía intrínseca de las piezas (planos de debilidad) pero mucho más por la existencia de juntas verticales (llagas) y de juntas horizontales (tendeles), que condicionan no sólo el comportamiento mecánico sino también el durable de la fábrica. Además, sus propiedades son muy sensibles a las condiciones de ejecución.

Sus partes constituyentes son: las piezas (ladrillo, bloques, sillares), el ligante, generalmente mortero, aunque a veces no existe, y la superficie de adherencia de estos.

También se ha considerado el hormigón en masa como fábrica. El estudio de la durabilidad del hormigón ha sido tratado ya en numerosos manuales a los que este trabajo remite [18].

Las piezas pueden clasificarse de forma general en: sillares de piedra o ladrillos. Las dimensiones habituales de uno y otro son diferentes. Los sillares presentan un mayor tamaño, además de presentar dimensiones sensiblemente iguales o en una relación de 1/1/3 como máximo. Por el contrario, el tamaño de los ladrillos es mucho menor y presentan unas relaciones entre sus dimensiones parecidas a 1/2/4.

Esta diferencia de formas y tamaños influyen decisivamente en el comportamiento mecánico de unos y otros, como ya se ha puesto de manifiesto en [9] pero también influye en la durabilidad de la fábrica. La presencia de un número mayor de juntas en el caso de fábrica de ladrillo facilita la penetración de agentes nocivos como por ejemplo el agua.

También, y siempre hablando en términos generales, los sillares, salvo en casos excepcionales (areniscas o calizas muy porosas) presentan unas mejores condiciones de durabilidad que los ladrillos.

Sillares

Los sillares pueden clasificarse atendiendo al criterio habitual que hace referencia a su origen en rocas sedimentarias, ígneas o metamórficas. Dentro de las rocas sedimentarias se encuentran las areniscas y las calizas. Dentro de las ígneas, las básicas como el basalto y las ácidas como el granito y, por último, dentro de las metamórficas, la cuarcita, el gneis o los mármoles.

Aunque todas estas rocas se emplean en la construcción, en los puentes arco de fábrica existen fundamentalmente tres grandes tipos de sillerías por sus propiedades mecánicas, su disponibilidad y su facilidad de trabajo, que son: granitos, areniscas y calizas.

Granitos

Se denomina granito a una familia de rocas ígneas de colores claros y textura granular. Están formados por minerales claros (cuarzo, feldespato y micas blancas) y en menor medida por minerales oscuros (mica negra y anfíbol). Son rocas con textura granular, es decir, donde los granos se encuentran unidos unos a otros sin dejar espacios vacíos entre ellos. Por ello, estas rocas apenas son porosas, salvo que estén microfisuradas o alteradas. Dentro de la estructura granular, unos granos conservan su forma cristalina, como el feldespato plagioclasa y las micas, mientras que otros se suelen acoplar sin forma propia rellenando los espacios entre los anteriores como el cuarzo y el feldespato potásico. El tamaño de grano puede variar entre menos de un milímetro, en las variedades finas, a unos pocos milímetros en las gruesas, siendo normalmente bastante homogéneas desde el punto de vista granular salvo las de textura porfídica, donde aparecen cristales de feldespatos, blancos, de mayor tamaño que los de la matriz general de la roca.

Las altas prestaciones mecánicas (resistencia a compresión y módulo de deformación longitudinal) junto con la relativa facilidad con la que se pueden obtener sillares de morfología simple y, con la buena resistencia a la alteración debido a su baja porosidad y a la naturaleza de su mineralogía, la convierte en una roca ideal para la construcción. Esta calidad como material de construcción hace que, en ocasiones, su ámbito de influencia se extienda a zonas alejadas de sus afloramientos geológicos.

Normalmente, el proceso de alteración comienza con una agresión física mediante la cristalización de sales o ciclos hielo-deshielo, alterando la porosidad y creando vías para la alteración química. Esta última es más rápida e intensa en atmósferas ácidas contaminadas que pueden hidrolizar los feldespatos.

La lesión más característica de este tipo de piedra es la deplacación de una capa de escasos milímetros externa por la acción de las sales llegando, en casos extremos, a la arenización de la piedra, al desunirse los granos minerales que la componen al caolinizarse los feldespatos.

Areniscas

Tanto las areniscas como las calizas están compuestas texturalmente por granos minerales, entre los que aparece una matriz de grano muy fino y un cemento del mismo u otro material.

En el caso de las areniscas, éstas están compuestas por fragmentos milimétricos de cuarzo, acompañados o no, según variedades, por feldespato (arcosas), calcita (calcarenita), trozos de fósiles y otros minerales en menor proporción. El cemento puede ser silíceo, carbonatado, o incluso ferruginoso. Además de los granos y el cemento, se puede encontrar en algunas rocas cierta cantidad de arcilla en la matriz y dentro de los granos puede aparecer no sólo minerales sino fragmentos de rocas preexistentes (grauwackas). Cuando los granos son de mayor tamaño es más frecuente la aparición de fragmentos de roca pasándose a denominar conglomerados. Los tonos suelen ser pardos, amarillentos o rojizos. Las propiedades de la arenisca dependen en gran medida del tipo de cemento, ya que, generalmente, los granos son inertes y, de la porosidad que presenten. En general, estas rocas tienen una porosidad variable pero elevada. Además, dependiendo del rango del poro, serán, más o menos sensibles al ataque físico por sales y heladas. También influye en su potencial alteración, la presencia de arcilla en su composición.

Calizas

Las calizas constituyen el segundo gran grupo de rocas sedimentarias, siendo las más empleadas en la construcción de puentes arco de fábrica dada la facilidad con la que se puede trabajar gracias a la escasa dureza de su mineral y a las buenas prestaciones resistentes. Su origen se encuentra en la acumulación de conchas animales ricas en cemento calcáreo y en la cristalización de compuestos solubles. En ambos casos, tanto los granos como el cemento, están constituidos predominantemente por carbonato cálcico aunque, en ocasiones, se encuentran otros carbonatos como el de magnesio.

Como ya se ha comentado, los granos pueden ser clastos de una roca caliza anterior, de un arrecife de coral, de fósiles, de oolitos o pellets. El material

entre granos puede ser una matriz de barro calizo de grano muy fino a un cemento de caliza espática de grano grueso. En algunas variedades muy compactas faltan los granos y todo es matriz micrítica.

Las prestaciones mecánicas (resistentes y durables) varían ampliamente de unas variedades a otras, debido, fundamentalmente, a la variación de su porosidad de unos casos a otra. Las calizas granulares se trabajan mejor, pero son menos resistentes que las compactas.

Las fábricas calizas suelen degradarse mediante fenómenos de alteración química en medio ácido, ya que el carbonato cálcico que las forma se disuelve por ataque del SO_2 , catalizado a ácido sulfúrico, generando yeso ($\text{SO}_4\text{Ca}+\text{H}_2\text{O}$) y desprendiendo CO_2 . Además, y como se verá posteriormente, el yeso desprendido que es compatible con varios estados de hidratación, puede producir una agresión mecánica a la piedra. El CO_2 también ataca y disuelve las rocas calizas al transformarse el carbonato de calcio insoluble en bicarbonato que sí es soluble. Estos fenómenos de degradación se comentarán en profundidad posteriormente.

Ladrillo

El ladrillo es el material de construcción de más extensa utilización, profusamente empleado prácticamente en todas las regiones de España, ya que su empleo no depende del lugar de afloramiento o localización de canteras sino de su fabricación. Su fabricación ha sufrido notables cambios desde los primeros pasos de la civilización hasta nuestros días pero sus principios básicos siguen siendo iguales, la correcta combinación de tierra, fuego y aire. Básicamente, el ladrillo es arcilla cocida, por lo que las propiedades finales tanto resistentes como durables dependen del secado y cocido del mismo. Debido a la morfología de su sistema poroso son especialmente sensibles al ataque por ciclos hielo-deshielo y al ataque por cristalización de sales solubles (por ejemplo, ataque por sulfatos provenientes, en ciertos casos, del mortero).

El deterioro característico de este material consiste en la deplacación de la superficie y la posterior escamación y arenización del interior. Es muy característico el cavernamiento o alveolización de las piezas peor cocidas, por efecto de la resistencia que adquiere la parte externa del ladrillo durante la cocción, lo que, una vez perdida superficie al exterior en la obra, permite la erosión diferencial de la parte interna del ladrillo.

Descripción de los fenómenos de deterioro y degradación

Las diferentes acciones anteriormente enunciadas desencadenan fenómenos en la fábrica en los que se produce la degradación y meteorización del material.

El conjunto de estos procesos de degradación y deterioro se pueden agrupar, en función de que se produzcan, transformaciones químicas en el material o no. Los primeros se originan tanto en superficie como en profundidad, mientras que los segundos se suelen producir en la superficie.

Procesos de deterioro que no alteran la composición química del material

Meteorización mecánica por la acción del viento

Las partículas que arrastra el viento en suspensión golpean la fábrica produciendo un desgaste por abrasión. La abrasión depende, por una parte, de la energía cinética de la partícula, a su vez dependiente de su masa y velocidad y, por otra parte, de la naturaleza del material sobre el que incide. El tamaño de la partícula en suspensión depende de la velocidad del viento, que es una variable climática y que depende de lo expuesto de la ubicación del puente.

Su efecto más común es el deterioro superficial y la generación y agrandamiento de alvéolos. Es importante señalar que, en combinación con la acción de las sales solubles, el viento puede llegar a formar un sistema con gran poder de destrucción.

Meteorización mecánica por la acción del hielo

El agua que se introduce en los poros y fisuras en la piedra, al congelarse, constituye un importante factor destructivo, ya que, al pasar a estado sólido, tiende a aumentar su volumen en un 9%, con una presión de expansión que puede alcanzar los 100 MPa. Este aumento de volumen junto al propio hecho de la cristalización puede producir un aumento de la fisurización que incluso puede llegar a provocar la desintegración. Este efecto es mayor si la caída de temperatura que produce la congelación ocurre bruscamente.

Para producir congelación se necesita una temperatura tanto más baja cuanto menores sean los poros de la roca, debido a la dificultad para formar el mínimo número de cristales de hielo que provoca la congelación de todo el volumen de agua, aunque existan otras teorías relacionadas con las condiciones termodinámicas que justifican esta disminución en la temperatura necesaria para la congelación.

Además, a estos efectos de la congelación rápida del agua interior de la roca, hay que añadir la contracción del propio material rocoso al disminuir la temperatura.

Meteorización mecánica por cambios de temperatura

Los cambios bruscos de temperatura actuando sobre estas estructuras pueden producir daños asociados al despegue y caída de las capas superficiales de las piezas. Este fenómeno se explica a través de dos mecanismos que pueden ser simultáneos. Por un lado, la baja conductividad térmica de estos materiales hace que las capas más superficiales de las piezas estén sometidas a una mayor temperatura que el interior, esto da lugar a diferentes dilataciones entre el exterior e interior de la pieza, que generan por compatibilidad unas tensiones tangenciales que pueden llegar a superar la del material produciendo el desplazado y exfoliación del mismo (fisuras paralelas a la superficie).

Por otra parte, los diferentes coeficientes de dilatación de los minerales que componen el material, incluso del agua que rellena los poros, producen

tensiones internas que pueden derivar en daños similares a los descritos anteriormente. Además, hay minerales como los carbonatos, componentes fundamentales de las calizas, que son fuertemente anisótropos (coeficientes de dilatación diferentes según la orientación de la roca).

Meteorización mecánica por hinchamiento

Tal y como se describe en [18], este fenómeno se produce por el cambio en el grado de saturación de la roca. El agua penetra en la roca por poros y fisuras por capilaridad, creando un menisco cuyo radio irá crece con la cantidad de agua absorbida, provocando el hinchamiento en la roca. Este efecto, si en los poros o fisuras existen arcillas o la propia roca está constituida por un material arcilloso, se ve aumentado notablemente por la fuerza de repulsión existente entre dos láminas de arcilla contiguas.

Meteorización por cristalización de sales

Las sales solubles tienen un doble efecto sobre la piedra. Por una parte, desencadenan un proceso de degradación química al reaccionar los componentes de ésta y, por otra parte, y mucho más importante, producen una meteorización mecánica debido a procesos ligados con la propia cristalización.

Las sales solubles presentes en el sistema poroso de la piedra pueden tener diversos orígenes:

1. Pueden provenir de un ataque a la piedra por contaminantes en un entorno de atmósfera ácida. Este es el caso de los carbonatos de calcio que se transforman en yeso en las rocas carbonatadas o el caso de los feldespatos hidrolizados en medio ácido que liberan álcalis y calcio que junto con los iones sulfato producen sales solubles.
2. Pueden estar originalmente en la piedra.
3. Pueden provenir de materiales empleados en intervenciones anteriores, como por ejemplo el cemento Portland que es portador de un cierto contenido de sales solubles (en el documento [2] se muestra un ejemplo de este caso). Existen casos donde se han dado tratamientos poco adecuados como limpiezas ácidas o alcalinas o ciertos consolidantes o hidrofugantes, que pueden contener compuestos que lleguen a formar sales solubles.
4. Pueden provenir del agua que asciende por capilaridad desde el suelo y que arrastra sales solubles procedentes de abonos como, sales antihielo, tratamientos contra plagas, etc.

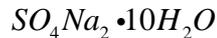
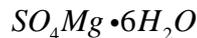
El fenómeno se desencadena al cristalizar las sales solubles presentes en disolución en el sistema poroso de la piedra al evaporarse el agua. Si la evaporación se produce en superficie se generan eflorescencias y costras o pátinas (deterioros superficiales), en función de la naturaleza de las sales. Si la superficie se seca y el fenómeno progresa hacia el interior se forman criptoeflorescencias y costras endurecidas.

En este segundo caso, es posible que se desarrolle un deterioro mecánico importante si las criptoflorescencias de las sales son susceptibles de varios estados de hidratación. En este caso, se pueden producir cambios fuertes de volumen cuando aumente la humedad, que ejerzan una fuerte presión sobre las paredes de los poros produciendo la relajación por rotura. Este proceso, si es reiterativo puede llevar finalmente a la arenización bajo una costra endurecida en superficie, que puede terminar por desprenderse.

Las criptoflorescencias suelen producirse en superficies expuestas al viento, donde la evaporación es mayor.

Un mecanismo de deterioro habitual asociado a la cristalización de sales y a la acción del viento es la formación de alvéolos. En aquellos puentes donde existan zonas expuestas, el frente de desecación es probable que se encuentre bajo la superficie por la acción del viento. Además, si el drenaje del puente no se encuentra en buenas condiciones, hecho bastante habitual, el agua puede progresar desde el intradós hasta el trasdós a través del relleno, por vías que suelen ser las juntas de la fábrica y que se encuentran más afectadas. En el encuentro de las vías de agua interna y la superficie de desecación se produce en inicio del deterioro del material y de un posible alvéolo. Una vez comenzado el proceso, los remolinos de viento dentro de la oquedad aceleran el proceso.

Las sales más peligrosas son los sulfatos de sodio y magnesio



Una variable condicionante en este fenómeno de degradación es el tamaño del poro, como ocurría en el deterioro por ciclo de hielo-deshielo. Los poros muy anchos permiten las transformaciones, siendo compatibles con varios estados de hidratación ya que menisco se retira hacia dentro con el frente de desecación y las paredes del poro quedan tamizadas con cristales no generándose tensiones. Son sólo los poros más finos los que son seriamente afectados.

Procesos de deterioro que alteran la composición química de las rocas

Estos procesos se caracterizan por la reacción que gobierna la transformación química, que depende de la composición de los minerales y de la circulación del agua y de las partículas que lleven disolución.

El agua constituye el elemento más importante dentro del deterioro químico por su alto momento dipolar que le convierte en disolvente y por la capacidad de sus moléculas para formar enlaces de hidrógeno entre ellas.

Meteorización por disolución

Es el fenómeno más importante y afecta casi a cualquier tipo de fábrica, existen disolución de carbonatos, del cemento de las areniscas, de los yesos, etc.

En [19] se describe un fenómeno de disolución acaecido en unos puentes de fábrica de la línea Venta de Baños-Santander, donde el agua de lluvia disuelve el CO_2 de la atmósfera acidificándose y formando ácido carbónico. Este hecho aumenta la capacidad de disolución del carbonato cálcico que constituye el cemento de la arenisca, transformándolo en bicarbonato soluble.

Meteorización por oxidación-reducción

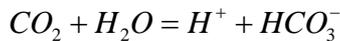
Este deterioro apenas repercute en la integridad del sillar, tan sólo en el cambio de color de su superficie, no llevando consigo daños internos.

Meteorización por carbonatación

Los fenómenos asociados a la carbonatación no suelen ser en sí mismos muy perjudiciales pero pueden estar indicando la presencia de otros fenómenos más dañinos.

Las calizas y areniscas con cemento calcáreo contienen carbonato de calcio en forma de calcita como principal componente, siendo por lo tanto, las más susceptibles de presentar este fenómeno. En el proceso de alteración de las rocas carbonatadas es fundamental analizar las tres reacciones químicas que se producen y que deben estar en equilibrio.

1. La disolución y precipitación del carbonato de la roca se encuentra regulado por la siguiente reacción:



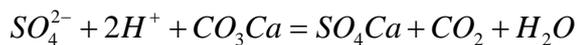
Esta reacción se desplaza hacia la derecha con el descenso de la temperatura y aumento de la presión.

2. La presencia del calcio lleva consigo:



Esta reacción se desplaza hacia la izquierda con el aumento de la presión del CO_2 en el agua y con la disminución de la temperatura.

3. Por último, la acidez del agua condiciona el ataque del SO_4^{2-} .



Por lo tanto, las aguas ácidas cargadas de CO_2 y frías son las que con mayor facilidad atacarán químicamente a las rocas carbonatadas.

Meteorización por levigación de las arcillas

El levigado de la matriz arcillosa de una arenisca se produce por las propiedades polares de la arcilla y del agua. Las moléculas del agua tienen la capacidad de introducirse entre las láminas de los minerales arcillosos, provocando la separación y levigado de la arcilla, contribuyendo al

desmoronamiento de la estructura de la roca, siempre que la matriz arcillosa constituya una fracción significativa.

Meteorización por hidratación

Los mecanismos de deterioro asociados a la hidratación están más relacionados con la meteorización mecánica que con la propia acción química, como ya se ha comentado en puntos anteriores. La combinación de ciertas sales con moléculas de agua apenas produce efectos químicos dañinos para la roca, por el contrario, lleva consigo un aumento de volumen que puede derivar en la rotura por relajación del sillar en función de la morfología del poro.

Manifestaciones y daños detectados

Finalmente, una vez descritas las acciones, los materiales y los procesos de degradación que tienen lugar en la fábrica, se indican a continuación los daños más comunes.

Se han clasificado en tres grandes grupos en función de la profundidad y gravedad del deterioro.

Modificaciones superficiales

Se trata de una serie de manifestaciones superficiales de alteración que afectan, esencialmente, al aspecto exterior de la fábrica, sin provocar generalmente modificaciones de importancia en el material. Su origen puede ser químico o mecánico, y se clasifican a su vez en:

Deterioro diferencial

El deterioro diferencial es aquel que provoca distintos niveles de degradación dentro de la fábrica como consecuencia de la heterogeneidad composicional del material y de la incidencia diferencial de los agentes. La figura 3485 muestra ejemplos de este tipo de daños.

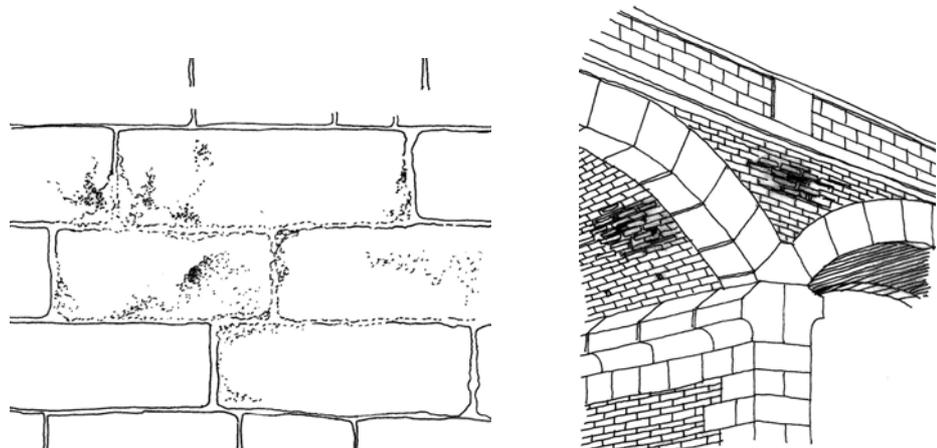


Figura 3.45. Ejemplo de daños por deterioro superficial.

Pátinas

Reciben el nombre de pátinas cuando se trata de capas o películas delgadas y superficiales que se desarrollan sobre la fábrica. Están provocadas por el envejecimiento natural y la contaminación atmosférica.

La pátina más común es la pátina negra o de enmugrecimiento, que es una combinación de microorganismos, de sustancias precipitadas y de partículas procedentes de los distintos contaminantes gaseosos o sólidos existentes en la atmósfera del entorno. Todo ello se desarrolla en aquellas zonas del puente donde, por diversas causas, se produce acumulación de humedad. Este es el caso de las zonas de la bóveda donde se acumula agua debido a un deficiente drenaje, o bajo los conductos de desagüe en bóvedas y tímpanos. Existen también otras pátinas de otras coloraciones, como por ejemplo, pátinas de color naranja (oxalatos) que pueden ser debidas al envejecimiento de antiguos tratamientos protectivos (revocos, morteros, etc.) o al envejecimiento de la propia fábrica.

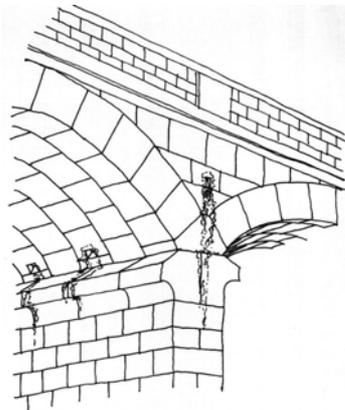


Figura 3.46. Ejemplo de pátinas.

Costras

Son pátinas donde el espesor es mayor y el efecto destructivo es más agresivo o está más desarrollado. También se consideran dentro de este grupo las costras de carbonatación formadas en la bóveda principalmente, debidas, fundamentalmente, a la disolución de carbonato cálcico, bien proveniente del mortero, del sillar (caliza o arenisca -cemento-) o de intervenciones posteriores.

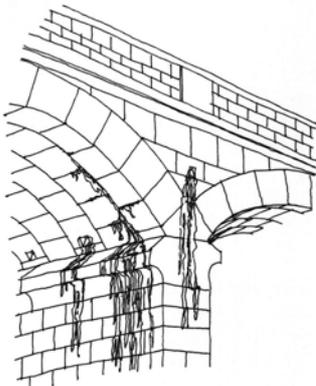


Figura 3.47. Ejemplos de costras.

Eflorescencias y criptoflorescencias

Estas manifestaciones provienen de la cristalización de sales. El fenómeno se desencadena al cristalizar las sales solubles presentes en disolución en el sistema poroso de la fábrica. Si la evaporación se produce en superficie se generan eflorescencias, si la superficie de desecación se encuentra en el interior se forman criptoflorescencias.

Las sales solubles pueden provenir, como ya se ha comentado, de un ataque de la fábrica por contaminantes, pueden estar originalmente en la fábrica, pueden provenir de materiales empleados en intervenciones anteriores o del agua que bien asciende por capilaridad o bien proviene de la superficie debido a un deficiente drenaje.

La presencia de las eflorescencias y criptoflorescencias señalan que, por una parte, se está produciendo un proceso de degradación química, generalmente poco peligroso, y que, por otra parte, pueden estar generándose tensiones mecánicas internas de importancia debido a la cristalización de la sal, en función del sistema poroso de la fábrica.

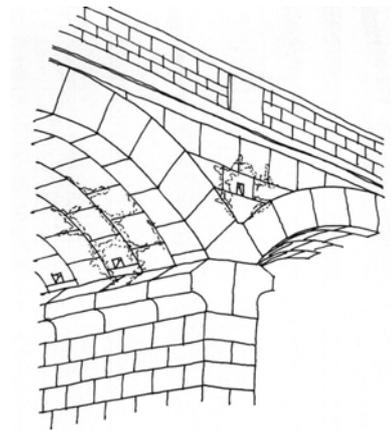


Figura 3.48. Ejemplos de eflorescencias.

Alveolización o vesiculación

Como ya se ha adelantado anteriormente en el texto, un mecanismo de deterioro habitual asociado a la cristalización de sales y a la acción del viento es la formación de alvéolos o alveolización. En aquellos puentes donde existan zonas expuestas, el frente de desecación es probable que se encuentre bajo la superficie por la acción del viento además, si el drenaje del puente no se encuentra en buenas condiciones, hecho bastante habitual, el agua puede progresar desde el intradós hasta el trasdós a través del relleno, por vías que suelen ser las juntas de la fábrica y que se encuentran más afectadas. En el encuentro de las vías de agua interna y la superficie de desecación se produce en inicio del deterioro del material y de un posible alvéolo. Una vez comenzado el proceso, los remolinos de viento dentro de la oquedad aceleran el proceso (figura 3.49).

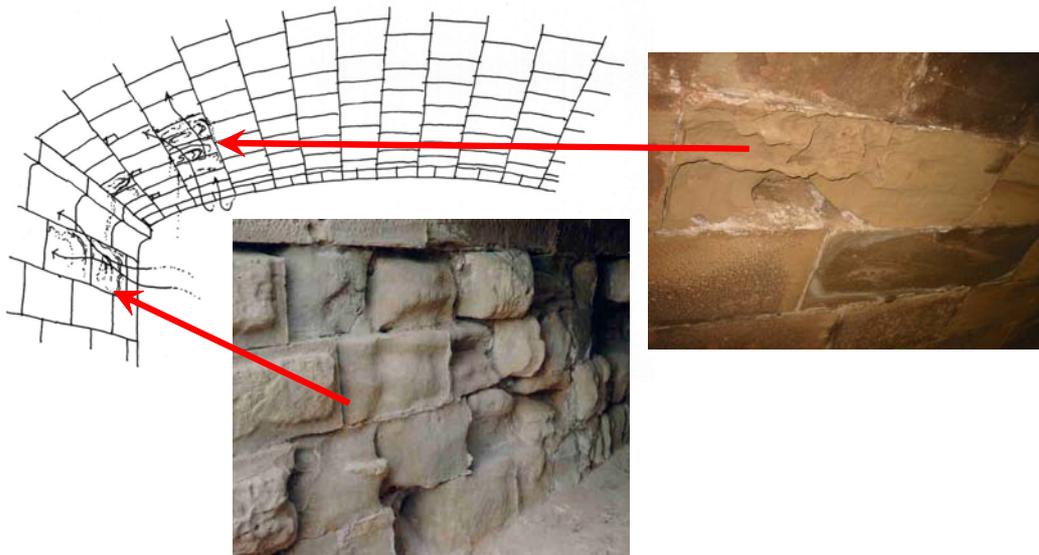


Figura 3.49. Ejemplos de alveolización y vesiculación.

Depósito superficial

Este daño se produce en aquellos casos donde exista un nivel de depósitos superficiales debidos a desagües, animales, intervenciones, etc. La figura 3.50 presenta un ejemplo.

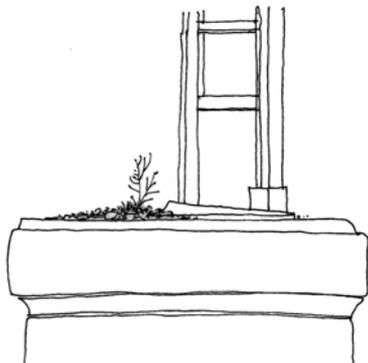


Figura 3.50. Ejemplo de depósitos superficiales.

Película o moteado

Estas formas de alteración, generalmente poco importantes y de escaso espesor, están relacionadas con las acciones biológicas.

Se suelen producir en aquellas zonas propicias para la acumulación de microorganismos.

Eliminación o pérdida de material

Este grupo incluye todos aquellos daños que implican eliminación o pérdida de materia en la fábrica como consecuencia de diversos procesos químicos y mecánicos.

Estos daños son más graves y son la manifestación de un proceso de deterioro importante. La naturaleza del proceso puede ser química, como ocurre en los fenómenos de disolución que pueden desembocar en la descementación, mecánica, o como ocurre en los fenómenos de cristalización de sales que pueden terminar con la pérdida de material y la desagregación, o mixta, como ocurre en el caso de la alveolización, aunque, normalmente, es la meteorización mecánica la más nociva.

Pueden clasificarse en:

Pérdida de material de juntas y de piezas

La pérdida de material se produce, por una parte, en el mortero, debido al lavado de las juntas y, por otra parte, en las piezas, cuando, debido a la acción combinada de procesos mecánicos y químicos, se terminan por destruir totalmente las piezas, en fases muy avanzadas de deterioro.

En ciertas ocasiones, si a las causas anteriormente mencionadas (procesos químicos y mecánicos) y, si el daño se localiza en las cercanías de la clave de la bóveda, se añade una nueva causa, el efecto del impacto debido a la naturaleza móvil de las sobrecargas que actúan sobre los puentes arco de fábrica, el daño puede derivar en la pérdida y caída de sillares y piezas.

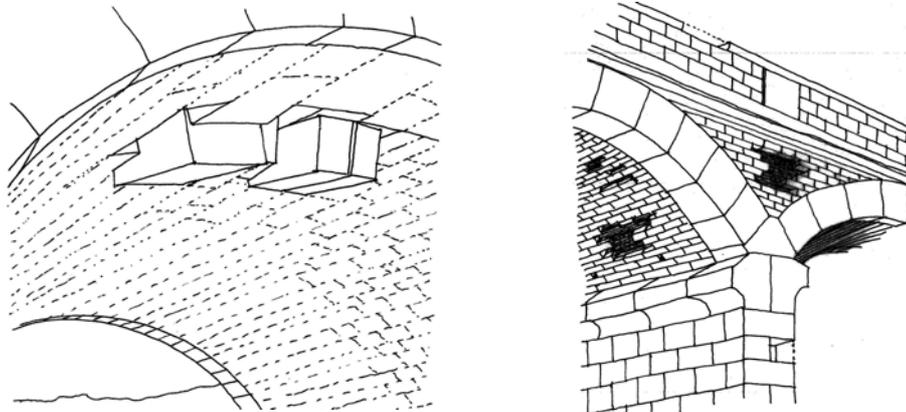


Figura 3.51. Daños producidos por pérdida de material de juntas y aun de piezas.

Arenización o desagregación granular

Este daño es debido a la acción combinada de varios mecanismos: ciclos hielo-deshielo, dilatación térmica diferencial entre clastos-cemento, hinchamiento por diferentes estadios de hidratación, disolución de cementos, etc.

Un caso particular y común a puentes confeccionados con fábrica de arenisca o conglomerado, es la descementación, generalmente por la disolución del cemento y, por tanto, la descohesión de los sillares de la fábrica. A continuación, se presentan sucintamente las fases de este proceso.

La arenisca es una arena cementada por procesos naturales. Este cemento puede ser de distinta naturaleza: normalmente se trata de carbonato cálcico y menos frecuentemente de material silíceo, óxidos de hierro o, muy raramente, otras sustancias tales como fosfatos. Además, las areniscas con cemento carbonatado son especialmente sensibles a la circulación de humedades. El agua de lluvia disuelve CO_2 de la atmósfera y se acidifica transformándose en ácido carbónico. Este hecho aumenta su capacidad de disolución del carbonato cálcico del cemento de la arenisca, transformándolo en bicarbonato soluble. Este bicarbonato cálcico permanece en disolución, hasta que el agua alcanza la superficie de la roca. Pierde entonces el CO_2 que contiene y precipita el carbonato cálcico dando lugar a las concreciones calcáreas. En la naturaleza, este fenómeno da origen a estalactitas y estalagmitas de las grutas de los terrenos cársticos; mientras que en los puentes, por un mecanismo similar, parece ser la causa de las costras calcáreas que profusamente se aprecian en el paramento del intradós de las bóvedas de cañón. Esta presencia de las costras calcáreas está denunciando un daño mucho más grave que es la disolución del carbonato cálcico del cemento de la arenisca. La descementación interna por la percolación de la humedad a través de la porosidad de la piedra, debilita la resistencia mecánica de la masa del material que compone la dovela, de forma que ésta se va transformando, en su conjunto, en una arena sin cohesión.

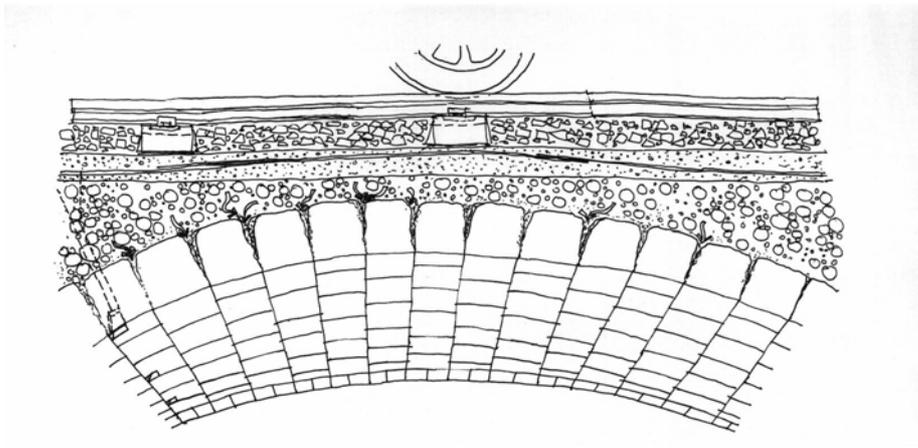


Figura 3.52. Ejemplos de procesos de arenización o desagregación granular.

Excoriación

Con este término se conocen los rasguños y desolladuras producidas por el hombre sobre los puentes arco de fábrica, normalmente, debidos a accidentes ocurridos en el puente que conllevan golpes sobre algún elemento estructural del puente.

Rupturas o disyunciones

En este grupo de daños se encuentran las roturas y fisuras producidas en la fábrica que no tengan origen resistente. Son las formas de alteración que implican separación en partes paralelas a la superficie de los sillares en el caso de las disyunciones, y oblicuamente o perpendicularmente a la superficie en el caso de las rupturas.

La formación de grietas, los rasguños, la rotura de sillares, etc. debido al impacto de vehículos u otros accidentes provenientes de la acción antrópica quedan fuera del ámbito de este daño, y han sido recogidos bajo la denominación de excoiación. Pueden clasificarse en:

Rupturas

Se dividen en fisuras o grietas, en función de su abertura y tamaño. Su origen se debe, normalmente a acciones biológicas (acción de las raíces de las plantas, como se muestra en las figuras 3.53 y 3.54).

Disyunciones

Son soluciones de continuidad del sillar paralelamente a la piedra, que implican la separación abierta entre partes del sillar originalmente juntas, y se producen en diferentes formas y tamaños. Se clasifican en descamación y deplacado. La descamación implica el levantamiento y separación de escamas de la misma naturaleza que la roca paralelamente a la superficie del sillar por causa de diferentes mecanismos (cambios térmicos, ciclos hielo-deshielo). La desplacación implica el levantamiento y separación de láminas extensas, de hasta varios milímetros de espesor, generalmente rígidas y del mismo material del sillar.

En general las disyunciones se producen por dilataciones diferenciales de la superficie del sillar, por insolación que ocasiona termoclastia, por la acción cíclica humedad-sequedad, por los ciclos hielo-deshielo y, por la presión de cristalización e hidratación, y confinamiento de sales inmediatamente por debajo de la superficie de los sillares.

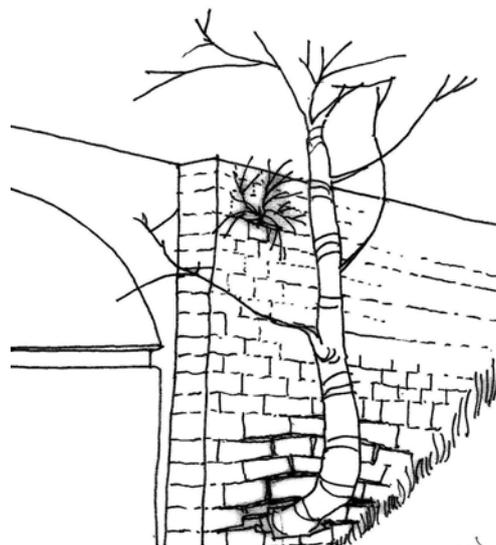


Figura 3.53. Presencia de plantas en los puentes y desórdenes ocasionados.

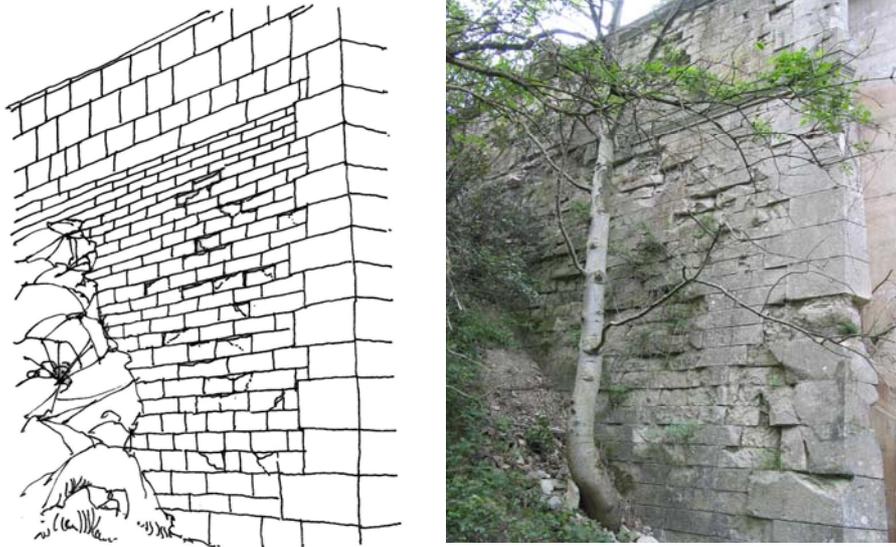


Figura 3.54. Ejemplos de disyunciones.

Daños debidos a la acción antrópica

Se agrupan en este último tipo aquellos daños que están provocados directamente por la acción del hombre. Pueden clasificarse en:

- Acciones vandálicas. Son las debidas a fuegos, pintadas y daños provocados intencionadamente. Su gravedad suele ser pequeña y su extensión queda restringida a la superficie de los elementos del puente
- Intervenciones anteriores. En este caso los daños están provocados por intervenciones poco afortunadas del pasado, como se muestra, a título de ejemplo, en la figura 3.55.



Figura 3.55. Ejemplos de deficiencias debidas a intervenciones anteriores.

3.3 Evaluación estructural

Ya se ha justificado en el punto 1, la necesidad de evaluar el comportamiento de los puentes arco de fábrica con un criterio técnico de la misma forma que se hace en otras tipologías. También se ha señalado ya la peculiaridad del comportamiento de estas estructuras que obliga a desarrollar procedimientos de análisis específicos para ellas, como se indica más adelante. Por último, es necesario también prestar especial atención a los modos de colapso de estas estructuras ya que, como es lógico la seguridad de estas estructuras puede verse comprometida por cualquiera de los modos de fallo o rotura existentes. Para poder definir la seguridad de forma general y absoluta, ésta debe comprender todas las formas posibles de colapso, que no son iguales a los de las tipologías habituales.

Del mismo modo que en el proyecto de una estructura moderna de hormigón, acero, madera, etc. aquella debe cumplir los diferentes estados límite contemplados en la normativa, por ejemplo, el EL de agotamiento frente a sollicitaciones normales, el EL de Inestabilidad, el de cortante, punzonamiento, torsión, etc., en la evaluación de un puente arco de fábrica se debe comprobar el posible agotamiento frente a los diferentes modos de fallo identificados hasta la fecha.

- Fallo por la formación de mecanismos (flexión mono y multiarco, cortante)
- Fallo por excesiva compresión
- Fallo por separación de roscas
- Fallo por inestabilidad

Para evaluar el eventual colapso de estas estructuras frente a estos modos de fallo, se proponen dos niveles de análisis: procedimientos de primer nivel y de segundo nivel. Ambos procedimientos no son excluyentes; son sucesivas aproximaciones al problema. Se trata de realizar, en los casos donde sea factible, un primer análisis más sencillo (primer nivel) que, en ocasiones, puede ser suficiente para poder decidir si la estructura es suficientemente segura. En ese caso, no es necesario realizar un análisis de segundo nivel a menos que se quiera estudiar el comportamiento en servicio.

El análisis de segundo nivel sólo es necesario, bien cuando el ámbito de aplicación del procedimiento de primer nivel no es aplicable, bien cuando el nivel de seguridad cuantificado mediante λ y obtenido con el primer nivel, no es satisfactorio, o finalmente, cuando se quiera conocer el comportamiento de la estructura en servicio.

3.3.1 Procedimientos de primer nivel

Son los basados en el análisis rígido plástico o, basados en los bloques rígidos. Con ellos sólo es posible estudiar el comportamiento de estas estructuras en agotamiento y, dentro de éste, el fallo mediante la formación de mecanismos. Sólo será aplicable si se cumplen las siguientes condiciones.

Puentes de bóvedas rectas de fábrica.

Ámbito de aplicación

Cuando la fábrica sea de ladrillo entonces las limitaciones son:

- $L \leq 15,00m$
- $\frac{1}{10} \leq \frac{c}{L} \leq \frac{1}{20}$
- $\frac{1}{6} \leq \frac{f}{L}$

Cuando la fábrica sea de sillería entonces:

- $L \leq 20,00m$
- $\frac{1}{10} \leq \frac{c}{L} \leq \frac{1}{25}$
- $\frac{1}{6} \leq \frac{f}{L}$

En este nivel de análisis la combinación de hipótesis en agotamiento viene dada por la expresión (3.34):

Nivel de seguridad

$$E_{d,j} = G + \lambda_j Q_j = R_d \quad (3.34)$$

Además, el único tren de cargas que se puede estudiar Q_j es la sobrecarga puntual. Por este motivo el coeficiente de seguridad global λ_j se define en cada caso como:

$$\lambda_j = \frac{P_{ult} b_{b,eficaz}}{\phi(\sum_{ejes} P_j)_{tren\ de\ carga\ pésimo}} \quad (3.35)$$

donde ϕ es el coeficiente de impacto.

En el caso de un puente perteneciente a la red carretera, el denominador de la expresión anterior tomaría como valor 600 kN correspondientes a la suma de todos los ejes del carro de la IAP. El valor del numerador corresponde al producto de la anchura eficaz de la bóveda, y la sobrecarga última obtenida, bien por el procedimiento de análisis rígido plástico, bien por el procedimiento de análisis basado en los bloques rígidos.

Tal y como se han desarrollado estos métodos [1], existirán diferentes valores para λ_j en función del punto de aplicación de la sobrecarga puntual, configuración de rótulas, o incluso en función del método utilizado (plástico o bloques rígidos). Finalmente, el mínimo valor de λ_{min} debe ser mayor que 3,5.

$$\lambda_{min} \geq 3.5 \quad (3.36)$$

Si no se cumple esta condición es recomendable realizar un análisis de segundo nivel. En otro caso, no se puede afirmar que la estructura cumpla con unos requisitos mínimos de seguridad.

El desarrollo del método plástico y del método basado en los bloques rígidos se encuentra desarrollado en su totalidad en el anejo 1 y 2.

3.3.2 Procedimientos de segundo nivel.

En este caso la única restricción al ámbito del procedimiento es que las bóvedas sean rectas. Este nivel de análisis permite estudiar con precisión todos los modos de fallo anteriormente enumerados con la única condición de que las bóvedas sean rectas. En el caso de que las bóvedas presenten un esviaje importante el aparejo utilizado en la ejecución de la bóveda debe de ser helicoidal. En otro caso es necesario estudiar el comportamiento de estas estructuras en modelos tridimensionales donde se analice en comportamiento de la fábrica ante estados triaxiales.

Mediante este procedimiento es posible además, estudiar el estado real del puente y el deterioro de la fábrica.

Análisis estructural

En este caso el cálculo de esfuerzos E_d en la estructura se realizará según el método descrito en el anejo 3, donde se tiene en cuenta la redistribución de esfuerzos debido al comportamiento no lineal mecánico de estas estructuras (tanto de la fábrica como del relleno).

Teniendo en cuenta el modelo planteado (modelo de comportamiento no lineal), al plantear el marco de seguridad para estas estructuras, se ha optado por adoptar un formado parecido al planteamiento de los EL, con las reservas que conllevan las muchas incertidumbres existentes y el comportamiento particular de estas estructuras (fuerte no linealidad mecánica), pero con el convencimiento de que es la forma más lógica (y viable) de abordar la caracterización del nivel de seguridad de estas estructuras. Esta forma de proceder, usada, aunque con matizaciones, hasta 1999 por la norma DIN 1045 para estructuras de hormigón, plantea el llamado “coeficiente global” de seguridad como marco de referencia en los términos siguientes. Este aspecto se discute en mayor profundidad en [1].

En esta situación se propone comprobar las siguientes combinaciones:

Combinación de mecanismo

$$E_{d,j} = G + \lambda_j Q_j + \sum_{i=1}^n \gamma_{q,i} Q_{i,j} = R_d \quad (3.37)$$

Combinación de máximo axil reducido

$$E_{d,j} = \gamma_g G + \lambda_q Q_j + \sum_{i=1}^n \gamma_{q,i} Q_{i,j} = R_d \quad (3.38)$$

$E_{d,j}$ representa la sollicitación de cálculo de la combinación j .

Combinación de mecanismo

Generalmente, la primera combinación de acciones enumerada corresponde a la envolvente pésima para el fallo mediante la formación de mecanismos. En este tipo de fallo, se busca la configuración de cargas que conlleva el mayor nivel de flexión tanto en la bóveda como en la pila. Por lo tanto, las cargas repartidas más o menos uniformemente sobre la estructura se considera que tienen un efecto favorable. Esto explica que el coeficiente de mayoración de la carga permanente G sea igual a 1,00 y que no se apliquen posibles sobrecargas uniformes sobre la estructura. La sobrecarga

condicionante Q_j (tren de cargas *más puntual* de la Instrucción correspondiente, por ejemplo, el carro en la IAP) se multiplica el coeficiente λ_j . El valor de λ_j es el “coeficiente de seguridad frente a la combinación j , correspondiente a los distintos modos de fallo previsibles”. Por último, se debe tener en cuenta la posibilidad de simultaneidad de otra acción de diferente naturaleza mediante el término $\gamma_{qi}Q_{i,j}$, que teniendo en cuenta lo dicho en 8.4.1, en estas estructuras, se ve reducida a la acción del viento en caso de que éste sea desfavorable. El valor de γ_{qi} se debe tomar de la normativa correspondiente (IAP, IAPF).

Combinación de máximo axil reducido

Por otra parte, la combinación de acciones especificada en 3.38 corresponde al caso en que se compruebe el fallo por excesiva compresión o la posible inestabilidad de la bóveda. En este caso, el nivel de axil reducido en la bóveda es condicionante para evaluar el fallo por cualquiera de estos modos de colapso, por consiguiente, tanto la presencia de la carga permanente como de la sobrecarga es desfavorable en esta situación y se ven afectadas ambas por el coeficiente de seguridad global λ_j . De nuevo, la posibilidad de simultaneidad de otra sobrecarga (viento) se tiene en cuenta a través del término $\gamma_{qi}Q_{i,j}$.

El coeficiente λ_j se aplica sobre la acción ya que el efecto se incrementa más que la acción.

Comprobaciones

Un aspecto importante y diferencial dentro del análisis de estas estructuras mediante el procedimiento de segundo nivel, es el hecho de que, la mera obtención de los esfuerzos dentro del análisis estructural, es ya, en si misma una primera comprobación parcial del agotamiento de las secciones de fábrica, al realizarse dentro de un modelo donde se estudia el comportamiento no lineal mecánico fundamentalmente y, por lo tanto, donde se respetan los modelos constitutivos ($\sigma-\varepsilon$) de los materiales (ver anejo 3).

El agotamiento de la estructura se alcanzará cuando se llegue al colapso de la estructura por alguno de los modos de fallo posibles. En este caso, es posible comprobar el agotamiento frente a la acción conjunta de solicitaciones normales y tangenciales en la sección o secciones críticas según se ha descrito en 3.2.2.

*Agotamiento
de la fábrica
de bóvedas y
pilas*

A continuación se enuncian las dos fases de esta comprobación:

- 1- En primer lugar se obtendrán los esfuerzos en agotamiento en los diferentes elementos estructurales con el modelo planteado en el anejo 3.
- 2- En la obtención de los esfuerzos actuantes en cada sección, sólo se han tenido en cuenta los dominios de deformación de la fábrica y el modelo constitutivo uniaxial ($\sigma-\varepsilon$). Por esto se hace necesaria una comprobación a posteriori de los esfuerzos obtenidos en el modelo con los diagramas de interacción M-N-V propuestos en 3.3.2, para poder respetar también la interacción $\tau-\sigma$ en agotamiento.

Tal y como se especifica en [1], al realizar la comprobación señalada en el segundo punto, las parejas de puntos (M^* - N^* y N^* - V^*) resultantes del análisis realizado en el primer punto, puede ocurrir que queden fuera de los diagramas propuestos. En este caso, la estructura colapsaría bajo ese tren de cargas debido a la interacción producida entre M, N, V .

En otro caso, la estructura deberá de reforzarse o estar sujeta a una limitación de carga.

Servicio

El objetivo perseguido al llevar a cabo un análisis del comportamiento en servicio. En este caso, no es tanto comprobar los ELS habituales, como analizar el comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de carga, localizando las posibles zonas de daño y fisuración. De esta manera, es posible valorar el estado actual del puente (nivel tensional de la fábrica) y localizar posibles zonas de fisuración, así como validar el modelo empleado al contrastar los resultados numéricos con lo observado en la estructura real.

El estudio del comportamiento en servicio sólo es posible realizarlo mediante el procedimiento de segundo nivel. Dos son las variables objeto de estudio: la máxima tensión de compresión y la mínima profundidad de fibra neutra alcanzadas en cualquier sección (ver figura 3.56).

Las envolventes estudiadas son las especificadas en la expresión (3.37) y (3.38), con $\lambda = 1,00$.

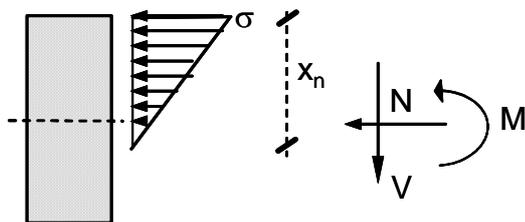


Figura 3.56. Esquema tensional en servicio en una sección rectangular de fábrica bajo sollicitación conjunta de (M, N, V).

Máxima tensión de compresión

La máxima tensión de compresión permitida viene dada por la siguiente expresión (figura 3.56):

$$\sigma_{\max} = 0,4f \tag{3.39}$$

siendo f , la resistencia a compresión de la fábrica. Es decir, en servicio la tensión es 2,5 veces menor que su resistencia a compresión. Se recuerda que f tiene un valor nominal, no estando afectada por coeficiente de minoración alguno.

Mínima profundidad de la fibra neutra

La mínima profundidad permitida para la fibra neutra viene dada por la siguiente expresión:

$$x_{n,\min} = 0,6h \quad (3.40)$$

siendo h el canto total de la sección.

3.3.3 Otras comprobaciones adicionales

Es necesario realizar las siguientes comprobaciones para asegurar la estabilidad y correcto funcionamiento de la totalidad de los elementos dentro de un puente arco de fábrica

Tímpano. Para poder comprobar el agotamiento de este elemento estructural se deben realizar las siguientes comprobaciones:

Las acciones consideradas son: el empuje del relleno, la sobrecarga de tráfico circulando a una distancia d del tímpano y el empuje del agua en su caso.

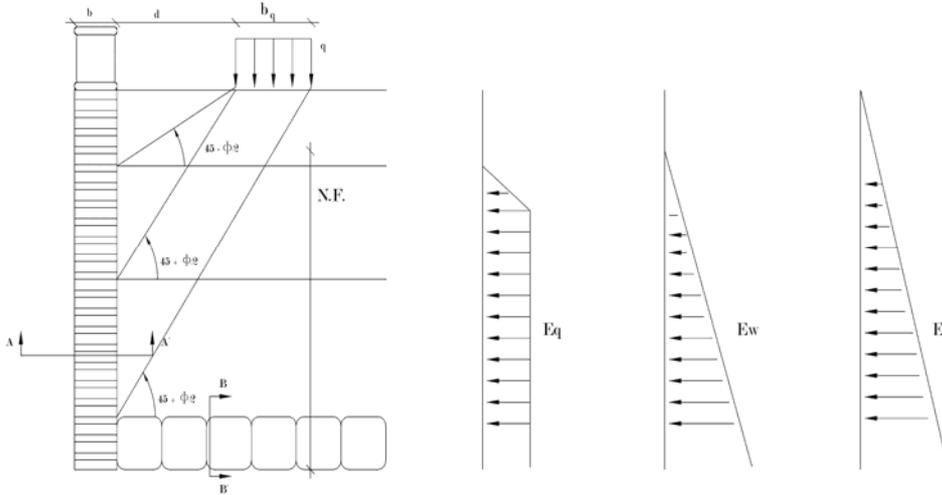


Figura 3.57. Esquema de tensiones en los tímpanos

Se deben realizar las siguientes comprobaciones en las secciones A-A' y B-B'

$$\xi = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$E_a = \frac{1}{2}h^2\gamma_{relleno}K_A + \frac{1}{2}h_w^2\gamma_w \quad (3.43)$$

$$M_a = \frac{1}{6}h^3\gamma_{relleno}K_A + \frac{1}{6}h_w^3\gamma_w \quad (3.44)$$

$$E_q = \frac{1}{2}qK_A d(tg\xi - tg\phi) + qK_a h'_q \quad (3.45)$$

$$M_q = \frac{1}{2}qK_A d(tg\xi - tg\phi)\left(h - dtg\xi + \frac{1}{3}d(tg\xi - tg\phi)\right) + qK_a h'_q\left(h - dtg\xi - \frac{1}{2}h'_q\right) \quad (3.46)$$

$$h'_q = btg\xi \leq (h - dtg\xi)$$

Sección A - A'

Comprobación al deslizamiento

$$tb \geq \gamma_d (E_a + E_q) \quad (3.47)$$

$$tb = (bh\gamma_{t\text{ímpano}} + w_{pretil})\mu \quad (3.48)$$

$$\gamma_d = \frac{\mu(bh\gamma_t + w_{pretil})}{E_a + E_q} \quad (3.49)$$

γ_d : coeficiente de seguridad al deslizamiento

Comprobación al vuelco

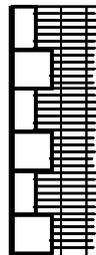
$$(w_{pretil} + bh\gamma_{t\text{ímpano}}) \frac{b}{2} \geq \gamma_v (M_a + M_q) \quad (3.50)$$

$$\gamma_v = \frac{b(w_p + bh\gamma_{t\text{ímpano}})}{2(M_a + M_q)} \quad (3.51)$$

γ_v : coeficiente de seguridad al vuelco

Sección B – B

Esta sección se encuentra sometida a un axil de tracción y a un momento, debido al tipo de aparejo habitual en esta unión, en cremallera y ejecutado en una sola hilada, la unión boquilla-bóveda (ver detalle), es capaz de desarrollar tensiones de tracción. Simplificadamente puede suprimirse el efecto del momento.



$$f_t a \geq E_a + E_q \quad (3.52)$$

f_t : resistencia a tracción de la fábrica de la unión boquilla-bóveda o, si es menor, de la fábrica de la bóveda en la dirección transversal.

Cimentación. A continuación se plantea, en el caso de cimentación superficial, una metodología que permite evaluar si la cimentación existente es adecuada y si el terreno es capaz de resistir los esfuerzos que ésta le transmite.

Los datos necesarios son las dimensiones aproximadas de la zapata, la tensión admisible en el terreno y el coeficiente de rozamiento del mismo. Se obtendrá el coeficiente de rozamiento necesario para transmitir los esfuerzos de cimentación al terreno y la tensión media en el terreno.

El planteamiento parte de un modelo de bielas y tirantes similar al utilizado en elementos de cimentación de hormigón estructural. Existen dos peculiaridades con respecto a los elementos de hormigón:

- El tirante se materializa mediante las tensiones tangenciales que se desarrollan gracias al rozamiento entre la zapata y el terreno
- Las dimensiones habituales de las zapatas hacen de ellas zapatas rígidas.

Caso de axil centrado

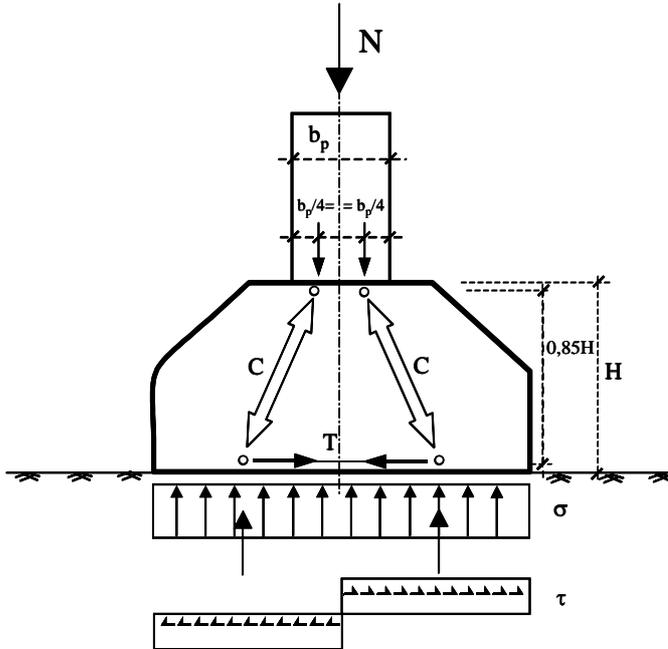


Figura 3.58. Modelo de bielas y tirantes en zapata de fábrica. Caso de axil centrado.

La tensión normal en el terreno viene dada por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{N}{ab} \tag{3.53}$$

Al plantear el equilibrio en el nudo inferior, la fuerza de tracción \$T\$ necesaria viene dada por:

$$T = \frac{N}{2} \left(\frac{b/4 + 0.25b_p}{0.85H} \right) \tag{3.54}$$

El rozamiento generado entre la zapata y el terreno y, también, el generado en la fábrica en el modelo planteado, puede cuantificarse mediante la expresión (3.55).

$$\tau = \mu\sigma \tag{3.55}$$

donde \$\mu\$ es el coeficiente de rozamiento entre el terreno y zapata o el coeficiente de rozamiento interno de la fábrica.

Se supone una distribución plástica de tensiones tangenciales en la interfaz según se recoge en la figura 3.58, por lo que la fuerza de tracción movilizada por el rozamiento resulta:

$$T = \tau a \frac{b}{2} \quad (3.56)$$

Finalmente, la condición límite del modelo planteado:

$$T \leq \mu \sigma \frac{ab}{2} \quad (3.57)$$

Sustituyendo la expresión 3.53 en 3.54 y sustituyendo 3.55 en 3.56 y haciendo uso de 3.57, se obtiene el ángulo de rozamiento necesario en función de las dimensiones geométricas de la zapata y el pilar:

$$\frac{\sigma ab \left(\frac{b}{4} - 0,25b_p \right)}{2 \cdot 0,85H} \leq \mu \frac{\sigma ab}{2}$$

$$\mu \geq \frac{\frac{b}{4} - 0,25b_p}{0,85H} \quad (3.58)$$

Caso de axil descentrado

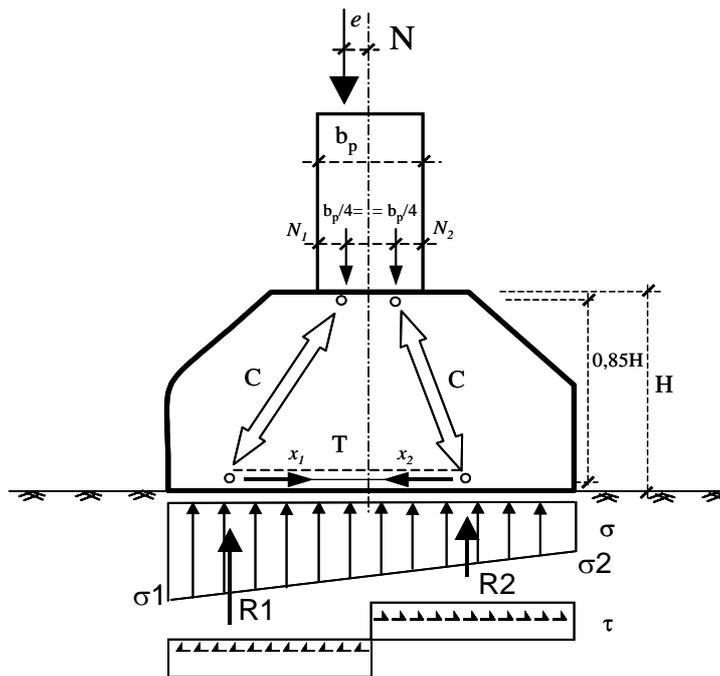


Figura 3.59. Modelo de bielas y tirantes en zapata de fábrica. Caso de axil descentrado.

En condiciones de servicio se ha supuesto que el axil queda contenido en el núcleo central del pilar ($e_{max, servicio} = b_p/6$):

La distribución de tensiones normales en el terreno es lineal; sus valores extremos representados en la figura 3.59 son:

$$\sigma_1 = \frac{N}{ab} - \frac{Ne}{ab^2} 6 = \frac{N}{ab} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (3.59)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{ab} + \frac{Ne}{ab^2} 6 = \frac{N}{ab} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (3.60)$$

la tensión media se define como:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

En este caso, al plantear el equilibrio en el nudo inferior izquierdo la fuerza de tracción T necesaria viene dada por:

$$T = R_1 \left(\frac{x_1 - 0,25b_p}{0,85H} \right) \quad (3.62)$$

El valor de las resultante vertical R1, teniendo en cuenta la distribución de tensiones normales resulta:

$$R_1 = \frac{N}{2} \left(1 + \frac{6e}{2b} \right) \quad (3.63)$$

y el valor de x1:

$$x_1 = \frac{b}{6} \frac{3 + 12 \frac{e}{b}}{2 + 6 \frac{e}{b}} \quad (3.64)$$

Si se sustituye en 3.62, los valores de x1 y R1, el valor de T resulta:

$$T = \frac{\frac{N}{2} \left(1 + \frac{b_p}{2b} \right) \left(\frac{b}{6} \frac{3b + 2b_p}{2b + b_p} - \frac{b_p}{4} \right)}{0,85H} \quad (3.65)$$

Del mismo modo que en el caso de axil centrado el rozamiento generado entre la zapata y el terreno y, también, el generado en la fábrica en el modelo planteado, puede cuantificarse mediante la expresión (3.60).

$$\tau = \mu \sigma_m \quad (3.66)$$

De nuevo, se supone una distribución plástica de tensiones tangenciales en la interfaz según se recoge en la figura 3.59.

La condición límite del modelo es en este caso:

$$T \leq \mu \sigma_m \frac{ab}{2} \quad (3.67)$$

Sustituyendo finalmente el valor de T de la expresión 3.65 y teniendo en cuenta el valor máximo de la excentricidad ($e_{max, servicio} = b_p/6$), es posible obtener el coeficiente de rozamiento necesario en función de las dimensiones geométricas de la zapata y el pilar:

$$\mu \geq \frac{\left(1 + \frac{b_p}{2b} \right) \left(\frac{b}{6} \frac{3b + 2b_p}{2b + b_p} - \frac{b_p}{4} \right)}{0,85H} \quad (3.68)$$

Notación

Mayúsculas latinas

A	superficie
E	módulo de elasticidad de la fábrica para deformaciones perpendiculares a los tendeles
E_{dif}	módulo de elasticidad equivalente ante cargas permanentes
E_b	módulo de elasticidad de las piezas
E_m	módulo de elasticidad del mortero
H	altura del muro
L	luz libre de la bóveda
N	esfuerzo axil perpendicular a los tendeles
P	carga puntual
V	esfuerzo cortante contenido en el plano de la fábrica y paralelo a los tendeles
M	momento flector contenido en el plano de la fábrica
N^*	axil adimensional
V^*	cortante adimensional
M^*	momento adimensional

Minúsculas latinas

a, b	constantes reales
b_p	anchura de pila
c	cohesión de la interfaz pieza – mortero
c	cohesión del relleno
c	canto de la bóveda en clave
ct	canto de la bóveda en arranques
$canto_k$	canto del elemento k-ésimo
d_v	desplazamiento vertical impuesto
d_h	desplazamiento horizontal impuesto
f	resistencia a compresión de la fábrica
f	flecha de la bóveda
f_b	resistencia a compresión uniaxial de las piezas
f'_b	resistencia a compresión de las piezas en presencia de tracciones transversales
f_m	resistencia a compresión uniaxial del mortero
f'_m	resistencia a compresión del mortero en presencia de compresiones transversales
f_{ib}	resistencia a tracción uniaxial de las piezas
$f_{ib,II}$	resistencia a tracción biaxial de las piezas
f_{xb}	resistencia a flexotracción de las piezas
f_t	resistencia a tracción de la fábrica
f_x	resistencia a flexotracción de la fábrica
f_v	resistencia al deslizamiento del tendel
f_{v0}	resistencia al deslizamiento del tendel en ausencia de tensiones normales

h	ancho del muro
h_o	sobreespesor en clave
h_p	altura de la pila
h_q	altura de bóveda en riñones
h_c	altura de bóveda en clave (flecha)
t	espesor del muro
h_b	alto de la pieza
$k_{balasto}$	coeficiente de balasto del relleno
m	pendiente de la envolvente de rotura del mortero
s_k	longitud del elemento k-ésimo
t_b	tizón de la pieza
w_b	soga de la pieza
x	eje cartesiano en la dirección de los tendeles. Profundidad de la fibra neutra en flexión
y	eje cartesiano en el plano de la junta del tendel (tabla) en dirección perpendicular al tendel
z	eje cartesiano en la dirección perpendicular al plano de la junta del tendel (tabla)

Minúsculas griegas

α	relación entre el alto de la pieza y el espesor de la junta de mortero
α_k	ángulo que forma la línea del canto del elemento k-ésimo con la horizontal
β	relación entre el módulo de elasticidad de la pieza y el del mortero
β_{es}	constante que define el estado de la unión entre el tímpano y la bóveda
β_e	constante que define el estado de la unión entre el tímpano y el estribo
β_r	constante que define el reparto transversal de la bóveda
β_{empr}	constante que define la rigidez adicional que aportan los tímpanos
β_k	ángulo que forma la línea que marca la longitud del elemento k-ésimo con la horizontal
δv_k	desplazamiento vertical del elemento k-ésimo
δh_k	desplazamiento horizontal del elemento k-ésimo
$\delta \theta_k$	giro relativo del elemento k-ésimo con respecto al elemento k-1-ésimo
$\delta \theta_{impuesto}$	giro impuesto en base de pila
$\delta \delta_k$	deslizamiento en la junta k-ésima
ε	deformación unitaria longitudinal
ε_{max}	deformación unitaria longitudinal para la tensión de pico
γ	peso específico
γ_b	peso específico de la bóveda
γ_p	peso específico de la pila
γ_r	peso específico del relleno
φ_m	coeficiente de fluencia del mortero. Coeficiente de fluencia a tiempo infinito del mortero
μ	coeficiente de fricción

Evaluación estructural de puentes arco de fábrica

ν	coeficiente de Poisson
θ	ángulo
σ	tensión normal
τ	tensión tangencial
ξ	relación entre el alto y la soga de las piezas
ϕ	ángulo de rozamiento interno de la fábrica
ϕ	ángulo de rozamiento interno del relleno y coeficiente de impacto

Mayúsculas griegas

Δ	desplazamiento impuesto bajo el punto de aplicación de la carga
----------	---

Bibliografía

- [1] “Análisis estructura de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación”. J.A Martín-Caro. Tesis Doctoral. UPC.2001.
- [2] BD21/93. The Assessment of Highway Bridges and Structures.
- [3] “Recomendaciones para el proyecto de obras marítimas”. ROM ,5-94. Puertos del Estado.
- [4] “Geotécnia y Cimientos I y II”.J. A. Jiménez Salas, J.L. de Justo Alpañes y A. A. Serrano Gozález. Editorial Rueda, Madrid 1981.
- [5] “Load effects on an arch`s frecuency response function: An aid to serviceability assessment. H. Ali-Ahmed, A. Bensalem, C. Fairfield. Proceedings of the seventh International conference on Structural Faults and Repair. 1997.
- [6] “Puentes de fábrica y hormigón armado”. J. E. Ribera. Gráficas Barragán. Madrid. 1936.
- [7] “Fondations de ponts en site aquatique en état précaire”. Ministère des transports. Direction Générale des Transports Intérieurs. 1980
- [8] “Puente sobre el barranco del Torrent. Evaluación e intervención”. J. A. Martín-Caro, J. León, H. Corres Peiretti. Hormigón y Acero. (Trabajo pendiente de publicación).
- [9] “Comportamiento Mecánico de la obra de fábrica”. J. L. Martínez, J. A. Martín-Caro, J. León. Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. ISBN: 84-7493-319-6
- [10] Code UIC 778-3. “Recomendations pour l`evaluation de la capacité portante des ponts-voûtes existants en maçonnerie et beton”. Union Internationales des Chemins de fer. 1995.
- [11] “Eurocódigo 6, Proyecto de estructuras de Fábrica”. UNE-ENV 1996-1-1, marzo 1997.
- [12] “Un modelo para el análisis del comportamiento resistente de construcciones de fábrica”. C. Molins . Tesis doctoral, ETSICCP Barcelona, UPC, 1996.
- [13] “Daños en los Puentes de Fábrica y sus causas”. Martínez Fernández, B. Jornada sobre Puentes de Bóvedas de Fábrica. CEDEX-AIPCR. Octubre de 2000.
- [14] “The maintenance of brick and stone masonry structures”. Sowden A.M.E. & F.N. SPON. 1990.
- [15] “Défauts apparents des ouvrages dart en maçonnerie”. Ministère des Transports. Laboratoire de Ponts et Chaussés. 1982
- [16] “Instruction technique pour la surveillance et létretien des ouvrages dart”. Ministère des Transports. Direction Generale des Transports interieurs. 1981.
- [17] “Primer glosario de términos empleados en puentes de fábrica”. Grupo de trabajo de Puentes de fábrica. Asociación Técnica de carreteras. Comité español de la AIPCR.
- [18] “Piedras naturales, prefabricados y otros materiales”. J. M. García de Miguel. Procedimiento y Técnicas constructivas del patrimonio. Master de restauración y rehabilitación del patrimonio. ISBN 84-89150-31-1. Madrid 1999.
- [19] “Caracterización estructural de los puentes arco de fábrica de la red ferroviaria”. U.D. de Hormigón estructural de ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y RENFE. 2000-2001.

Evaluación estructural de puentes arco de fábrica

ANEJO 1
Descripción de un modelo plástico para el
análisis de puentes arco de fábrica

1. Introducción

El desarrollo de los métodos plásticos ha estado ligado al siglo XX principalmente, acelerándose a raíz de su planteamiento para estructuras metálicas. La teoría de la Resistencia de Materiales planteada en el cálculo en tensiones admisibles no era capaz de explicar el aumento en la capacidad portante de las estructuras cuando, en ocasiones, éstas se veían sometidas, por descuido o por causas imponderables, a sobrecargas muy superiores a la supuesta carga admisible. El asiento de un apoyo, por ejemplo, producía deformaciones superiores a las que se creían originaban la rotura. Este hecho –no alcanzar la rotura cuando se superaba la carga admisible o cuando se superaban las deformaciones teóricas admisibles– provocó que se desarrollaran numerosos trabajos en los que se buscaba la relación entre las cargas exteriores que originan las tensiones límites de elasticidad y las que producían la rotura real. Entre estos trabajos destacan los llevados a cabo en la Escuela Técnica de Stuttgart sobre vigas continuas de acero dulce que sirvieron para sentar las bases del cálculo plástico en piezas y estructuras ejecutadas con este material.

Por otra parte, la existencia de tensiones residuales medidas en estructuras laminadas que, aunque estaban autoequilibradas, alcanzaban, en algunas fibras, un valor próximo al límite elástico, junto con las imperfecciones existentes en la pieza, constituían aspectos que debían ser cuantificados y tenidos en cuenta en el cálculo elástico. Todo esto facilitó el estudio y la aplicación del cálculo plástico que permite resolver estos problemas de partida.

Con el método plástico, el colapso de una estructura sometida a esfuerzos de flexión, axil y cortante sobreviene una vez se ha formado el número suficiente de secciones plastificadas (rótulas plásticas) para transformar la estructura en un mecanismo (n° de secciones plásticas = grado de hiperestatismo +1), amén de que en todas las secciones de la estructura las tensiones existentes deben de ser menores a la tensión de plastificación (el momento actuante debe de ser menor o igual al momento plástico $M \leq M_p$).

Se considera entonces como carga de agotamiento aquella que origina la plastificación del número suficiente de secciones para que un elemento de la estructura o la estructura al completo se convierta en un mecanismo.

Su aplicación a las estructuras de fábrica se ha visto asistida por el desarrollo previo de las teorías de los mecanismos de colapso y de la línea de presiones. Gracias a los trabajos anteriores de Coulomb, Lame, Danizy y otros autores¹, sobre posibles mecanismos de colapso en bóvedas y arcos se ha podido pasar, ya en el siglo XX, a una interpretación última de la línea de presiones (el punto donde la línea de presiones toque el trasdós o el intradós de la bóveda, indicará la formación de una rótula). En los primeros trabajos de

¹ Desde el siglo XVIII el análisis de estas estructuras ha comprendido el estudio de los posibles mecanismos de colapso en las mismas, si bien es cierto que el desarrollo completo de una metodología de análisis plástico para la fábrica no se ha realizado hasta el siglo XX.

Coulomb ya se recogen los posibles fallos por articulación en el borde libre de una dovola –formación de rótula–, por deslizamiento entre una y otra, e incluso se señala que la línea de paso de la resultante en la sección no debe llegar a tocar el trasdós o el intradós de la bóveda, ya que esto conduciría al aplastamiento de la fábrica.

Según recoge Heyman, Kooharian (1953) fue el primer autor que formuló y particularizó el análisis plástico para la fábrica y el propio Heyman para los puentes arco de fábrica. Para ello, se enunciaron las hipótesis del análisis plástico particularizadas para la fábrica que se recogen en el punto siguiente. Otros autores como Pippard y Baker también han estudiado las estructuras de fábrica con planteamientos de análisis plástico.

En este caso se ha desarrollado un método plástico basado en los trabajos previos anteriormente enumerados.

2. Hipótesis del método

A continuación se especifican las hipótesis adoptadas en el desarrollo de un método plástico para la evaluación de los puentes arco de fábrica, al tiempo que se enuncian los teoremas límite de la plasticidad, particularizándolos al caso de estructuras de bóvedas de fábrica.

Las hipótesis adoptadas han sido las siguientes:

- La fábrica tiene una resistencia a compresión infinita: $f = \infty$.

Dicho de otro modo, el nivel tensional al que está sometida la fábrica es infinitamente menor que su resistencia a compresión.

- La fábrica no admite tracciones: $f_t = 0$.

Esta afirmación no es real, ya que, en función del aparejo, la fábrica exhibe cierta resistencia a flexo-tracción, pero en esta aproximación queda del lado de la seguridad.

- Se considera que la fábrica es un sólido indeformable: $E = \infty$.

De nuevo, la explicación del nulo nivel de deformación postulado en la fábrica se explica, no sólo en un módulo de deformación longitudinal alto, sino también porque el nivel tensional suele ser muy bajo. Esta suposición hay que supeditarla al tipo de fábrica empleada y a la tipología de bóveda estudiada (ver 4.2.1)

- No existe deslizamiento, ya que aunque la resistencia al mismo sea baja, el aparejo dispuesto hace que en la mayoría de las ocasiones la línea de presiones sea casi perpendicular a la superficie de deslizamiento.
- Los estribos proporcionan una rigidez infinita, es decir, son indeformables.
- Se plantea sobre un ancho unidad de bóveda (no se cuenta con la contribución de los tímpanos ni se considera el efecto del reparto transversal).

Esta última hipótesis no es propia del análisis plástico, sino del método desarrollado en este trabajo.

Unicidad en la solución

Para obtener la carga de colapso en una estructura mediante el método plástico, se puede proceder estudiando fase por fase la formación de las sucesivas rótulas en la estructura. Teniendo en cuenta, que en cada una de estas etapas se obtienen los esfuerzos y reacciones con la teoría de la Resistencia de Materiales –cálculo estático– la solución final alcanzada es única. La aplicación de este procedimiento es excesivamente laborioso para la obtención de la carga de colapso de cualquier estructura², y más aún en los puentes arco de fábrica donde se desconoce el orden en la formación de las rótulas (etapas) y su posición.

Este problema se simplifica notoriamente con la aplicación de los teoremas del mínimo o límite inferior y el teorema del máximo o del límite superior, que permiten fijar una cota superior y otra inferior del valor de la carga de agotamiento, entre las infinitas soluciones existentes *a priori*, es decir, entre las infinitas configuraciones de rótulas plásticas existentes que transforman la estructura en un mecanismo y que se encuentran en equilibrio con las cargas exteriores.

A continuación se enuncian dichos teoremas de la plasticidad:

Teorema del límite inferior

Si la carga aplicada es de tal magnitud que es posible encontrar una distribución de tensiones tal que éstas se encuentren por debajo de la tensión de plastificación, satisfacen el equilibrio y las condiciones de contorno estáticas, esta carga no provocará el colapso de la estructura.

Este teorema dentro de las estructuras de fábrica se enuncia de la siguiente manera. Si es posible encontrar una línea de presiones que se encuentre en equilibrio bajo la acción de cargas exteriores, interior al espesor de la bóveda, ésta será estable.

Además, la primera hipótesis del cálculo plástico ($f = \infty$) hace posible que la comprobación de la tensión de plastificación se reduzca a comprobar que la línea de presiones sea interior y tangente al trasdós y intradós de la bóveda en tantos puntos como rótulas sean necesarias.

² El cálculo exigiría, en la estructura que nos ocupa, calcular la ley de momentos flectores en una bóveda biempotrada bajo las cargas permanentes y una carga puntual. Detectar luego la sección donde el momento es máximo y en función del valor del momento plástico en esa sección, calcular la carga puntual P que produce la plastificación de la misma. A continuación se introduce una rótula en dicha sección calculándose una nueva ley de flectores, bajo la misma configuración de cargas que en la fase previa, pero con la nueva configuración estructural. Teniendo en cuenta el momento flector existente de la fase previa y el existente en esta nueva, se busca ahora la siguiente sección más próxima a plastificar, es decir, la sección donde se va a desarrollar la segunda rótula plástica, obteniéndose así, en función del M_p de esa sección, una nueva P' . El procedimiento se repite hasta que se desarrollan las cuatro rótulas necesarias, obteniéndose la carga de colapso sumando cada una de las cargas P de las distintas etapas $P_{final} = P + P' + P'' + P'''$.

Con este teorema se sabe que la carga actuante es segura, pero no se sabe cuánto de segura porque se desconoce la carga de agotamiento.

Teorema del límite superior

Dentro de los diversos campos de deformaciones, geoméricamente compatibles, que se pueden plantear en una estructura sometida a la acción de cargas exteriores, la ecuación del trabajo se utiliza para encontrar valores de la carga de colapso mayores o iguales a la real.

Su enunciado, dentro de las estructuras de fábrica, podría traducirse como: cuando se plantea en una bóveda una configuración de rótulas suficiente para transformarla en un mecanismo, la carga de rotura obtenida es mayor o igual a la real.

En otras palabras, supuesta una deformada de colapso, la ecuación del trabajo permite deducir la carga de agotamiento. Dicha carga será, con seguridad, mayor que la mínima carga que produce el agotamiento. Por eso se llama “límite superior”, porque la carga deducida a partir de una configuración geométrica cualquiera (compatible geoméricamente, desde luego) es mayor que la de agotamiento.

A la pregunta ¿es única la carga de agotamiento deducida en plasticidad haciendo uso del teorema de los límites inferior y superior?, cabe responder que sí. Naturalmente para ello será preciso, si se parte de cargas impuestas, incrementar su valor hasta dar con una configuración de colapso (línea de presiones tangente a la bóveda en un número de puntos igual al número de hiperestatismo+1). Si se parte de una configuración de colapso, la carga de agotamiento mínima se obtiene cuando la energía es también mínima.

2. Elementos estructurales

A la hora de evaluar la capacidad portante bajo este método se ha tenido en cuenta la contribución estructural de bóveda y relleno, en puentes monoarco, añadiendo a éstos las pilas en los puentes multiarco.

Los tímpanos han quedado fuera del análisis debido a su nula efectividad en situaciones cercanas al agotamiento.

El análisis de pilas y bóveda está sujeto a las hipótesis y teoremas plásticos anteriormente enunciados.

La contribución del relleno se estudia a través del análisis de sus tres acciones principales. Por una parte, se tiene en cuenta su acción gravitatoria mediante su peso específico, por otra parte, se analiza el reparto de la carga aplicada en superficie a través del relleno y, por último y más importante, se puede tener en cuenta el empuje desarrollado por el relleno una vez la bóveda se deforma y desplaza hacia él, a través del método de las cuñas de empuje.

3. Modos de fallo

De los modos de fallo o colapso detectados hasta la fecha y enumerados en 3.4, tan sólo se pueden estudiar de forma directa³, mediante este método, los mecanismos de flexión mono y multiarco.

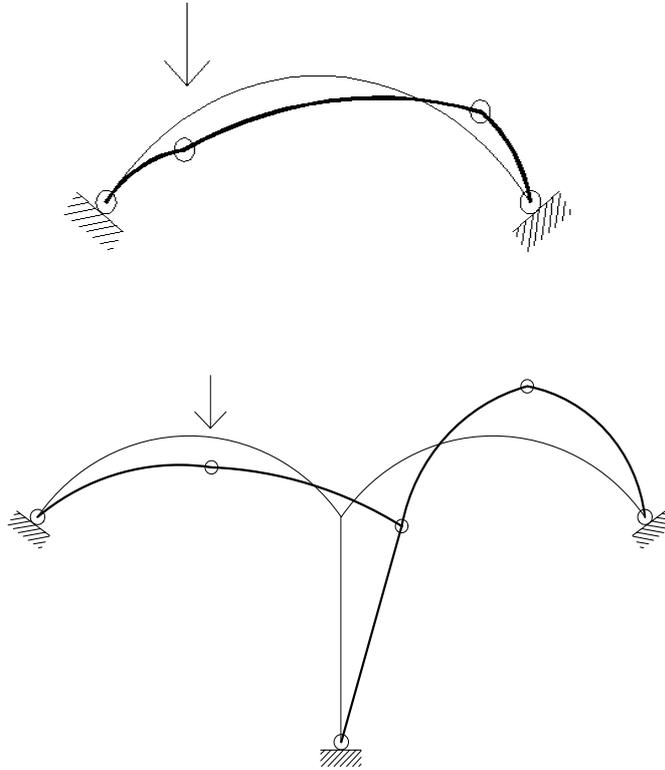


Figura 1. Mecanismos de flexión monoarco y multiarco.

Por lo tanto, la capacidad portante obtenida mediante este método hace sólo referencia a este tipo de colapso. Este hecho es de especial importancia ya que es posible que la estructura colapse bajo la aplicación de una carga menor mediante otro modo de fallo diferente al de los mecanismos. La seguridad alcanzada mediante este análisis tiene, pues, un significado parcial.

En su defensa, es obligado decir que los mecanismos son los modos de fallo más frecuentes.

4. Planteamiento general del método. Desarrollo de un programa informático

Mediante la aplicación de este método se obtiene la sobrecarga última de colapso de la estructura, que se produce al formarse un mecanismo de flexión.

³ Existe la posibilidad de realizar una comprobación tensional *a posteriori* que facilita información sobre otros modos de colapso (por ejemplo: fallo por excesiva compresión)

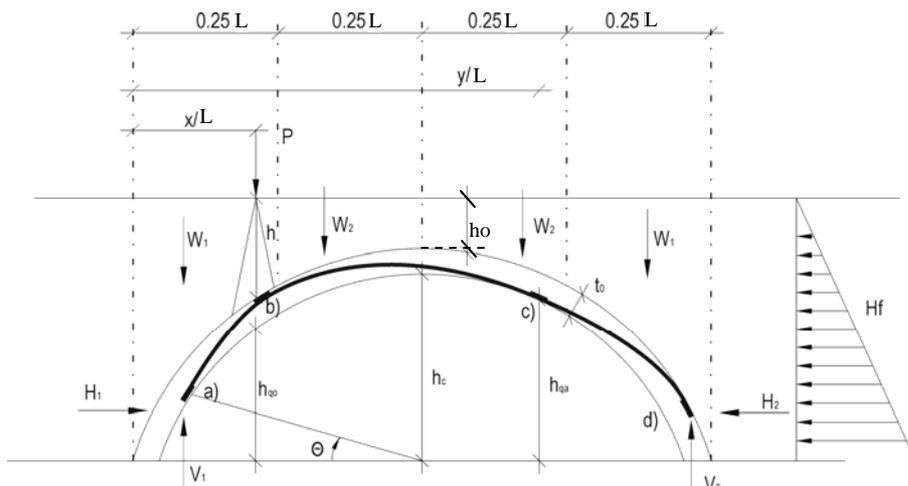
Para la obtención de la sobrecarga última de colapso, se hace uso del análisis plástico y del teorema del límite superior de la plasticidad.

El procedimiento calcula la sobrecarga última de colapso concomitante con la carga permanente (peso propio+carga muerta), en todas las configuraciones posibles de rótulas. De esta manera, se obtiene, para cada configuración de rótulas planteada, un límite superior de la sobrecarga de colapso real⁴. El menor valor de todos los calculados, será el menor de los límites superiores y, por tanto, la sobrecarga mínima de colapso de la estructura. El cálculo de la sobrecarga última, en cada una de las configuraciones posibles de rótulas, (en un puente monoarco se formarán cuatro rótulas y en el caso de un puente multiarco siete), pasa por plantear y resolver las ecuaciones de equilibrio del sistema, obteniendo el valor de las reacciones y el valor de la sobrecarga puntual aplicada (incógnitas del sistema).

Este cálculo se repite para todas las configuraciones de rótulas posibles. El programa desarrollado al efecto hace variar las ubicaciones de las rótulas, manteniendo siempre una debajo de la sobrecarga puntual aplicada y calculando en cada uno de los casos la sobrecarga en equilibrio con el sistema. Al final del proceso el programa selecciona la menor sobrecarga de colapso y la configuración de rótulas correspondiente.

La sobrecarga calculada con el programa se obtiene para un ancho unidad de la bóveda, no teniendo en cuenta el reparto transversal. La sobrecarga total se obtiene multiplicando la P_{min} obtenida con el programa por la anchura eficaz del puente.

A continuación se presenta, para el caso de puente monoarco y multiarco, el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio del sistema recogiendo las especificaciones en cuanto a geometría y acciones que se comentan en los siguientes epígrafes.



Mecanismo monoarco

Figura 2. Configuración de colapso (mecanismo de flexión) de un puente monoarco. Ecuaciones de equilibrio del sistema.⁵

⁴ Al imponer una configuración de rótulas predeterminada, se obtiene un límite superior de la sobrecarga según el teorema del límite superior de la plasticidad.

⁵ Más adelante se discute sobre la ubicación pésima de las rótulas en la estructura y sobre la definición de los arranques reales de la bóveda.

En la figura 2 se recoge el esquema de cargas sobre la bóveda de fábrica y las variables utilizadas en el procedimiento.

$$h = h_c + h_o - h_{qo}$$

y_f : es la cota a la que actúa el empuje del relleno.

$$y_f = \frac{(h_c - \frac{2}{3} h_{empuje})}{2 \frac{hc}{h_{empuje}} - 1}$$

$$H_f = \frac{1}{2} K_p \gamma [2hc h_{empuje} - h_c^2]$$

Las ecuaciones resultantes son:

$$\Sigma F_v = 0$$

$$V_1 + V_2 - \alpha P = 2(W_1 + W_2) \quad (1)$$

$1 - \alpha$ = carga vertical que recibe directamente el estribo debido al reparto de cargas en el caso de que ésta esté aplicada cerca del estribo.

$$\Sigma F_h = 0$$

$$H_1 = H_2 + H_f \quad (2)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$\begin{aligned} & \frac{L}{2}(1 + \cos \theta)W_2 - H_2 \left(\frac{L}{2} \operatorname{sen} \theta - kt \right) - P(x_p - (1 - \cos \theta)L) = \\ & (W_1 + W_2)L \left(\frac{1}{2} + \cos \frac{\theta}{2} \right) - H_f \left(y_f - \frac{1}{2} \operatorname{sen} \theta \right) \end{aligned} \quad (3)$$

θ = ángulo que marca el arranque real de la bóveda (ver figura 2)

$$\Sigma M_{b, \text{dorsal}} = 0$$

$$\begin{aligned} & -V_1(x_p - (1 - \cos \theta)L) + H_1(h_{qo} + t_o - \frac{L}{2} \operatorname{sen} \theta) + P \frac{h_c + h_o - h_{qo}}{8} = \\ & -M_1 \end{aligned} \quad (4)$$

M_1 = momento producido por las cargas de peso propio a la izquierda de b

$$\Sigma M_{c, \text{frontal}} = 0$$

$$V_2 L(1 - y_p) - H_2(h_{qa} - kt) = M_2 + H_f(h_{qa} - y_f) \quad (5)$$

M_2 = momento producido por las cargas de peso propio a la derecha de c

El planteamiento de estas ecuaciones puede expresarse matricialmente de la forma $[A] \{x\} = \{b\}$, siendo la matriz de coeficientes del sistema:

$$[\mathbf{A}] = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 & -\alpha \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 \\ 0 & \frac{L}{2}(1 + \cos\theta) & 0 & -(\frac{L}{2}\text{sen}\theta - kt) & -(x_p(1 - \cos\theta))L \\ -(x_p - (1 - \cos\theta)) & 0 & 0 & h_{qo} + to - \frac{L}{2}\text{sen}\theta & \frac{h_c + h_o - h_{qo}}{8} \\ 0 & L(1 - y_p) & 0 & -(h_{qa} - kt) & 0 \end{pmatrix}$$

el vector de incógnitas:

$$\{\mathbf{x}\} = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ H_1 \\ H_2 \\ P \end{bmatrix}$$

y, por último, el vector de términos independientes:

$$\{\mathbf{b}\} = \begin{bmatrix} 2(W_1 + W_2) \\ 0 \\ (W_1 + W_2)L(\frac{1}{2} + \cos\theta) - Hf(y_f - \frac{L}{2}\text{sen}\theta) \\ -M_1 \\ M_2 + Hf(h_{qa} - yf) \end{bmatrix}$$

Mecanismo multiarco

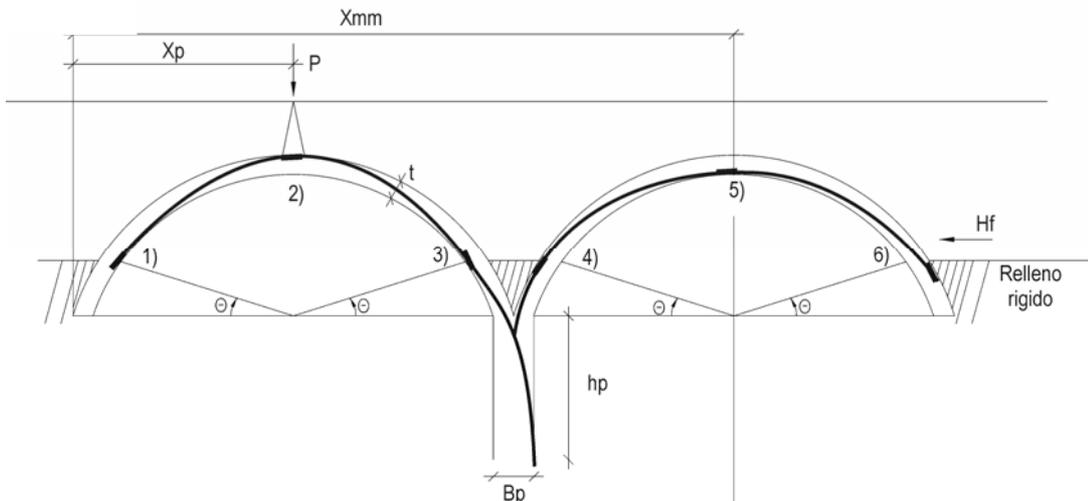
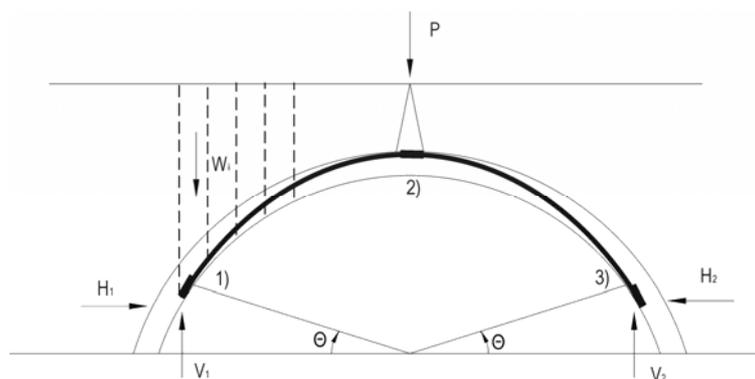


Figura 3. Configuración de colapso (mecanismo de flexión) de un puente multiarco. Ecuaciones de equilibrio del sistema.

Bóveda (I)



Las ecuaciones resultantes:

$$\Sigma F_v = 0$$

$$V_1 + V_2 - P = \sum_{i=1}^n w_i \quad (6)$$

$$\Sigma F_h = 0$$

$$H_1 - H_2 = 0.0 \quad (7)$$

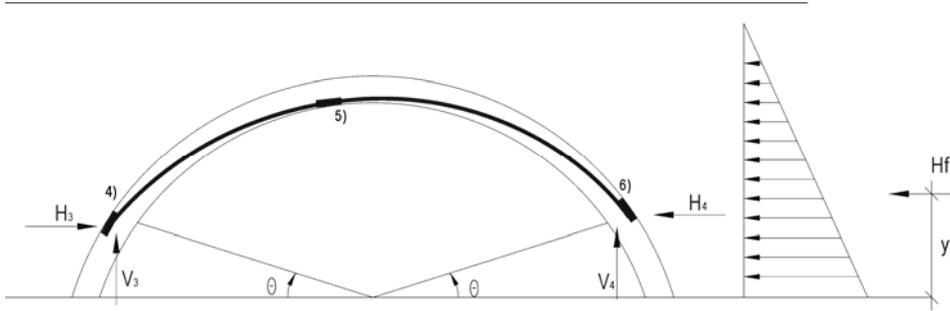
$$\Sigma M_1 = 0$$

$$V_2 L \cos \theta + P \left(\frac{L}{2} (1 - \cos \theta) - x_i \right) = \sum_{i=1}^n w_i x_i \quad (8)$$

$$\Sigma M_{i, \text{dorsal}} = 0$$

$$V_1 \left(x_i - \frac{L}{2} (1 - \cos \theta) \right) - H_1 \left(y_m + \frac{\text{canto}}{2} - \frac{L}{2} \sin \theta \right) - P \frac{l}{8} = \sum_{i=1}^k w_i x_i \quad (9)$$

Bóveda (II)



$$\Sigma F_v = 0$$

$$V_3 + V_4 = \sum_{i=1}^n w_i \quad (10)$$

$$\Sigma F_h = 0$$

$$H_4 - H_3 = Hf \quad (11)$$

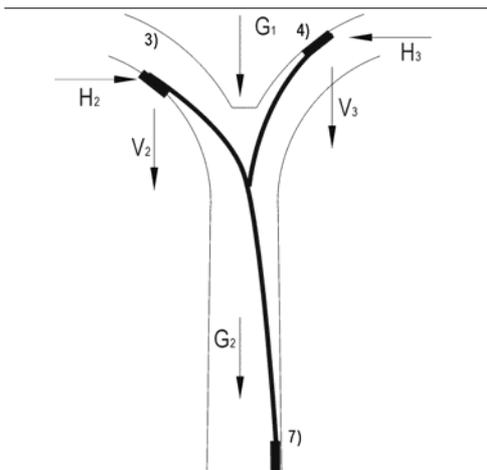
$$\Sigma M_4 = 0$$

$$V_3 L \cos \theta = \sum_{i=j}^n w_i x_i - Hf (yf - \frac{L}{2} \sin \theta) \quad (12)$$

$$\Sigma M_{5, \text{dorsal}} = 0$$

$$V_3 (x_m - \frac{L}{2} (1 - \cos \theta)) - H_3 (y_m - \frac{\text{canto}}{2} - \frac{L}{2} \sin \theta) = \sum_{i=j}^k w_i x_i \quad (13)$$

Pila



$$\Sigma M_7 = 0$$

$$-V_2 (bp + \frac{L}{2} (1 - \cos \theta)) + V_3 (\frac{L}{2} (1 - \cos \theta)) + H_2 (hp + \frac{L}{2} \sin \theta) - H_3 (hp + \frac{L}{2} \sin \theta) = (W_{pila} + W_{centro}) \frac{bp}{2} \quad (14)$$

El planteamiento de estas ecuaciones puede expresarse matricialmente de la forma $[A] \{x\} = \{b\}$, siendo la matriz de coeficientes del sistema:

$$[A] = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & L\cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -(x_i - \frac{L}{2}(1-\cos\theta)) \\ x_i - \frac{L}{2}(1-\cos\theta) & 0 & 0 & 0 & -(y + \frac{canto}{2} - \frac{L}{2}\text{sen}\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{l}{8} \\ 0 & -(b_p + \frac{L}{2}(1-\cos\theta)) & (\frac{L}{2}(1-\cos\theta)) & 0 & 0 & h_p + \frac{L}{2}\text{sen}\theta & -h_p + \frac{L}{2}\text{sen}\theta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L\cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & x_m - \frac{L}{2}(1-\cos\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

El vector de incógnitas y el de coeficientes:

$$\{x\} = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ P \end{bmatrix} \quad \{b\} = \begin{bmatrix} \sum_{i=j}^n w_i \\ \sum_{i=j}^n w_i \\ 0 \\ H_f \\ \sum_{i=j}^n w_i x_i \\ \sum_{i=j}^{jn} w_i x_i \\ W_{pila} + W_{central} \\ \sum_{i=j}^n w_i x_i \\ \sum_{i=j}^m w_i x_i \end{bmatrix}$$

En el caso de puente monoarco, la discretización del puente es sencilla como se puede ver en la figura 2. Se divide el conjunto en 4 partes longitudinalmente iguales ($L/4$), tomando para cada una de ellas un ancho de bóveda unidad. Los parámetros geométricos necesarios para definir el puente son pocos, la luz (L), la altura en clave (h_c), la altura en riñones (h_q), espesores del arco en arranques (t) y en clave (c_i) y por último el espesor del relleno en clave (h_o). Se ha utilizado la nomenclatura que aparece en los artículos de Heyman. Por otra parte, el programa, crea una serie de variables adicionales.

Geometría
Discretización

En cuanto a los parámetros mecánicos tan sólo se necesita el peso específico (γ_p), que se supone el mismo para relleno y bóveda.

Esta discretización geométrica tan sencilla tiene sus ventajas e inconvenientes. Dentro de las primeras está la simplicidad de entrada de datos, y que es muy útil cuando no se tienen demasiados datos geométricos de la estructura. Como inconveniente principal, el no poder distinguir muchas veces entre directrices similares.

En el caso de puente multiarco, se posibilita al usuario introducir la directriz de la bóveda y el número de tramos longitudinales en que se quiera dividir la estructura, pudiéndose llegar a tantos tramos como dovelas. La discretización geométrica de la pila es similar, dividiéndose en altura en el número de tramos elegido por el usuario. Se permite también introducir diferentes pesos específicos para cada uno de los elementos, bóvedas (γ_b), pilas (γ_p) y relleno (γ_r).

Puente monoarco.- Como ya se ha anticipado, para poder obtener finalmente la menor de la sobrecargas que lleva a la rotura de la bóveda en el análisis plástico, se deben estudiar las infinitas configuraciones de rótulas posibles para cada posición de la sobrecarga. Dentro de este estudio, dos de las rótulas se mantienen fijas en los arranques de la bóveda⁶, una de ellas en el intradós y la otra en el trasdós. El siguiente paso lleva a definir correctamente el arranque real de la bóveda que es de extraordinaria importancia.

Ubicación de
las rótulas

La formación de la rótula en la zona del arranque de la bóveda, (punto donde la línea de presiones toca el intradós) *–joint of rupture–*, no se localiza en el arranque teórico, especialmente en directrices peraltadas (por ejemplo, bóvedas de medio punto). En ese caso, la línea de presiones, bajo una configuración de carga permanente o carga permanente + sobrecarga puntual, toca antes el intradós en un punto que se encuentra a 30° con la horizontal, antes de hacerlo en el supuesto arranque teórico (ver figura 4). Si se parte de una configuración de colapso donde una de las rótulas se desarrolla en el arranque teórico, la línea de presiones resultante es imposible ya que circula por el exterior de la bóveda y, por tanto, se llega a cargas de colapso irreales.

A efectos de obtener y valorar la línea de presiones resultante, una vez planteada una configuración de rótulas predeterminada se ha comprobado mediante la obtención de la línea de presiones que la configuración de rótulas es posible.

⁶ La localización de rótulas en los arranques reales de la bóveda lleva siempre a sobrecargas P menores respecto a las situaciones donde no lo estén.

En el caso de puentes monoarco, la construcción de la línea de presiones es inmediata una vez se hayan definido la geometría del problema, las cargas y, lo que es muy importante, el primer punto de paso de la línea (punto de arranque de la línea), dirección y valor del esfuerzo en este punto. También es posible partir de la ordenada en el arranque dorsal, la ordenada en el arranque frontal y una de las reacciones V o H en un arranque. Para cada punto de arranque se obtendrá una línea de presiones diferente.

De esta manera, es posible obtener, dada una configuración de colapso impuesta, la línea de presiones resultante, detectándose ciertas configuraciones de rótulas que llevan a líneas de presiones circulando por el exterior de la bóveda, lo que es inadmisibles. Se han estudiado y eliminado las configuraciones de rótulas que, según la geometría, dan lugar a líneas de presiones no válidas. La línea de presiones es muy sensible a la definición de este primer punto en las bóvedas peraltadas, es decir, a la definición del arranque real de la bóveda, por lo que se debe prestar especial atención a la definición de este punto. En ausencia de otro dato, se propone adoptar los siguientes valores para el ángulo θ .

$\theta \in (30^\circ, 45^\circ)$ en bóvedas peraltadas

$\theta \in (0^\circ, 30^\circ)$ en bóvedas rebajadas

En cualquier caso, el programa tiene en cuenta este hecho según la geometría de la bóveda –nivel de peralte–. Además el usuario puede variar la posición de las rótulas de los arranques definiendo el ángulo θ para representar la presencia, por ejemplo, de un relleno rígido en esta zona.

La posición de las dos rótulas restantes puede variar a lo largo de la luz de la bóveda. Una de las rótulas se localiza debajo de la sobrecarga puntual aplicada (posición que viene marcada por el parámetro xL , siendo x adimensional) que recorre la mitad izquierda del arco. La posición de la otra rótula recorre la mitad derecha y su posición se marca mediante el parámetro yL (y es también adimensional, como x , y está comprendido entre 0,5 y 1,0). Una vez definida la configuración de colapso (se han fijado la posición de las cuatro rótulas) se obtiene la sobrecarga puntual de colapso planteando las ecuaciones de equilibrio.

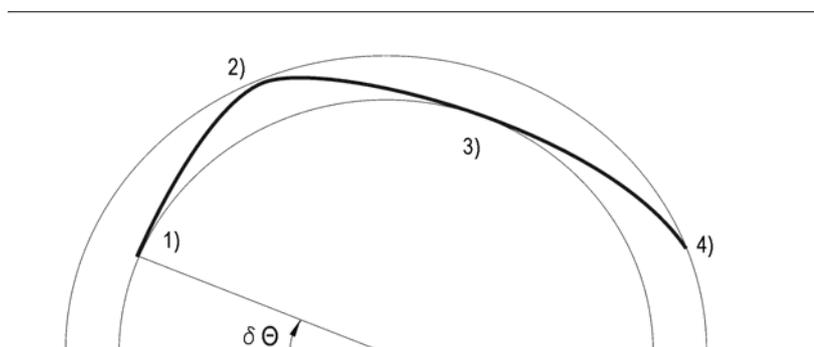


Figura 4. Configuración de rótulas y línea de presiones real bajo carga permanente y sobrecarga puntual a cuartos de la luz.

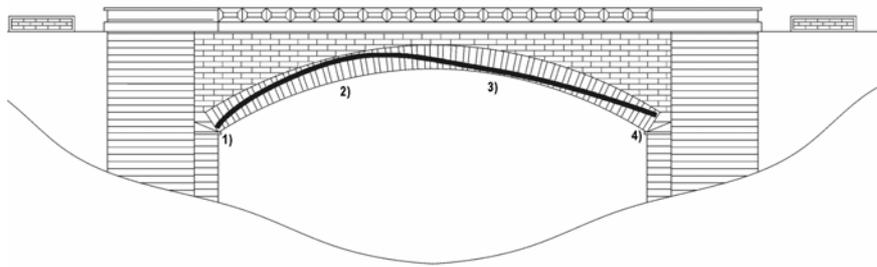


Figura 5. Configuración de rótulas y línea de presiones real, bajo carga permanente y sobrecarga puntual a cuartos de la luz. Bóveda parabólica. Relación $f/L = 1/4$.

Puente multiarco.- En este caso, tal y como se representa en la figura 6 se formarán tres rótulas en cada una de las bóvedas y una en las cercanías de la base de la pila intermedia. El programa fija en principio dos rótulas en los arranques de cada bóveda, teniendo en cuenta las mismas consideraciones que en el caso de puente monoarco en cuanto a la determinación del arranque real. La posición de la rótula restante en cada bóveda se hace variar a lo largo de la luz de la misma. Por último, la posición de la rótula de la pila varía a lo largo de toda su altura.

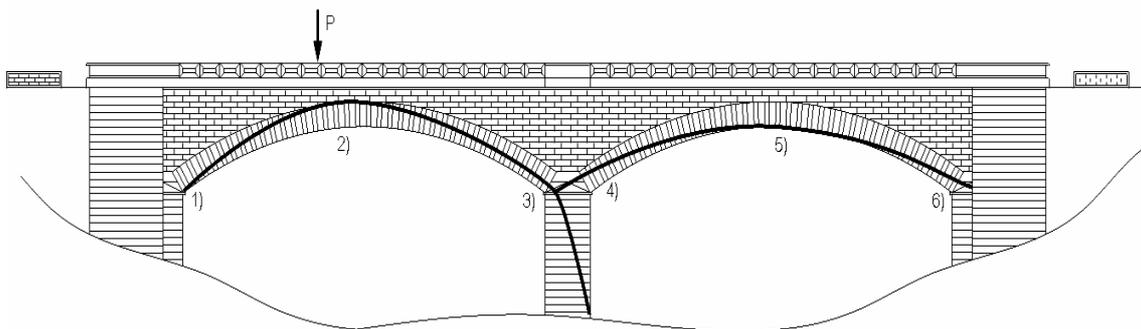


Figura 6. Configuración de rótulas y línea de presiones real bajo carga permanente y sobrecarga puntual obtenidas mediante el programa OLP. Puente multiarco. Bóvedas de medio punto.

Las acciones tenidas en cuenta en el análisis han sido solamente cargas estáticas:

Acciones

Carga muerta.- Se considera el peso propio de la bóveda, el peso del relleno y el de posibles cargas muertas (pavimentaciones, etc.).

Sobrecarga puntual.- La sobrecarga puntual vertical (P) que produce el colapso de la estructura. Como sobrecarga sólo se permite el estudio de este patrón de cargas. El poco interés que tiene estudiar otros trenes de carga viene marcado, principalmente, porque la campaña experimental realizada hasta la fecha sólo respalda el colapso de estas estructuras bajo un mecanismo de flexión para este patrón de cargas. No se puede suponer que el modo de fallo bajo otro patrón de cargas vaya a ser siempre el mecanismo de flexión, pues para ello haría falta llevar a cabo una nueva campaña experimental o realizar

un análisis elastoplástico preciso de la estructura teniendo en cuenta el modelo constitutivo real (no linealidad, ductilidad, etc.).

Empuje del relleno.- Dentro de las diferentes contribuciones del relleno el empuje horizontal debido a la redistribución de las tensiones normales en el trasdós de la bóveda, provocada por la deformación de la misma, se tiene en cuenta, en este caso, mediante la cuantificación de la cuña de empujes movilizada y del punto de aplicación de la misma. Método de la constante de empuje). Este efecto del relleno se modeliza mediante una fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del trapecio de empuje que representa la reacción del relleno sobre la bóveda cuando éste se desplaza hacia él. Esta reacción horizontal (H_f de las figuras 2 y 3) simula el empuje pasivo, el empuje al reposo, o el empuje activo según el sentido y la magnitud del movimiento.

La acción del relleno es especialmente importante en mecanismos monoarco, perdiendo importancia en los multiarco.

Como se verá posteriormente, la contribución del relleno es definitiva en algunos casos, si bien es verdad que para poder tener en cuenta este efecto se debe asegurar un movimiento apreciable entre bóveda y relleno movimiento real siempre que se la estructura se convierta en un mecanismo.

Reparto de cargas a través del relleno

La sobrecarga puntual aplicada en la superficie de rodadura se distribuye a lo largo del relleno hasta el trasdós de la bóveda.

En este método, el reparto de cargas se realiza mediante un cono de reparto, donde el ángulo α es elegido por el usuario, desde la superficie hasta el punto de intersección de la vertical que pasa por el punto de aplicación de la sobrecarga con el trasdós de la bóveda. El resultado final es la aplicación de una sobrecarga uniforme sobre el trasdós de la bóveda cuyo valor y longitud viene condicionado por el ángulo elegido y la distancia vertical hasta la bóveda (directriz y sobrealura en clave, figura 7).

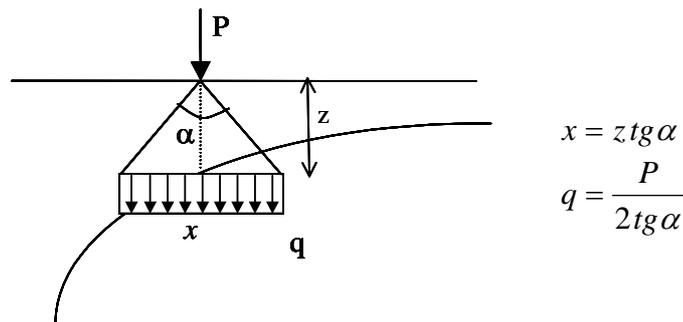


Figura 7. Reparto de cargas a través del relleno según un cono de reparto.

Cuando la sobrecarga esté aplicada cerca de los arranques del arco, debido a este reparto triangular, parte de ella será recogida directamente por la cimentación. Si no se tiene en cuenta este efecto, los resultados de la P_{min} cerca de los arranques se ven falseados en gran medida, dando lugar a unas cargas e absurdas.

ANEJO 2
Descripción de un modelo mediante bloques
rígidos para el análisis de puentes arco de
fábrica

1. Antecedentes

Ya desde los primeros planteamientos de fallo en las bóvedas (teoría de los mecanismos de colapso¹), la fábrica ha venido siendo analizada presuponiendo que está constituida por bloques rígidos. La gran rigidez de las piezas y la existencia de juntas a hueso en ocasiones, la presencia de morteros de baja o nula adherencia en otras, han dado validez a esta hipótesis al tiempo que han hecho que las hipótesis del medio continuo sean de discutible aplicación en estas estructuras (ver fotos 1 y 2).

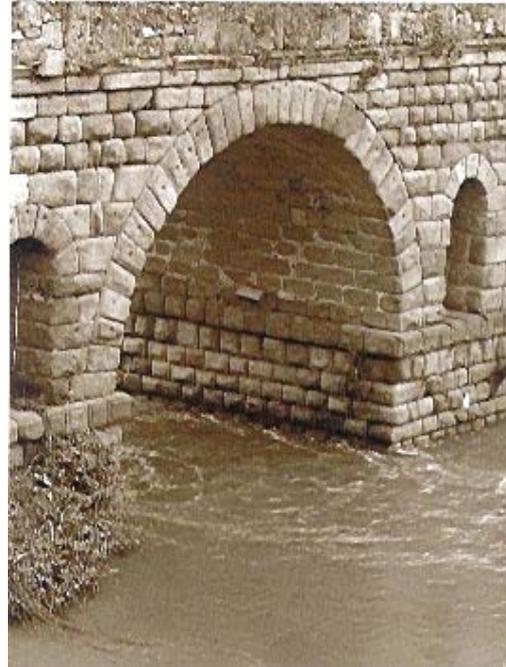
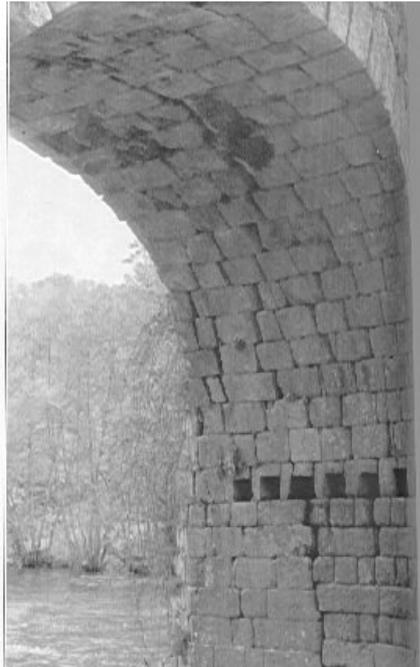


Foto 1. Vista del cañón del puente de Freixo. Foto 2. Vista de una de las bóvedas romanas del puente de Mérida.

En su lugar, la fábrica puede ser estudiada como un conjunto de piezas independientes, infinitamente rígidas que se mueven, sin deformarse, a través de giros y desplazamientos en sus juntas. Cada pieza tiene 6 grados de libertad ($u_x, u_y, u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$) en un modelo 3-D y tan sólo 3 en un modelo 2-D (u_x, u_y, θ_z). La formulación de las ecuaciones de compatibilidad cinemática constituye la única relación entre los movimientos de las piezas que forman la estructura².

Del mismo modo que ocurre con los métodos basados en la teoría plástica, la metodología de los bloques rígidos presenta como principal ventaja poder representar el fenómeno de agotamiento –colapso cinemático– con pocos datos geométricos sin requerir datos mecánicos, difíciles de conocer. Por otra parte, también presenta como ventaja el que la configuración de colapso

¹ Resaltar el trabajo de Mascheroni, quien profundizó de manera significativa en los mecanismos de colapso planteados por Coulomb y La Hire, condicionando la situación de equilibrio al trabajo realizado por las cargas muertas.

² Su formulación completa en 3-D fue realizada por Livesley a mediados del siglo XX.

y la carga final obtenida, no se ve condicionada por el nivel de tensiones existente en el momento de evaluación, de muy difícil estimación, en todo caso.

Por último, señalar que, a lo largo de las últimas décadas del s. XX, se ha producido un nuevo apogeo en el desarrollo de métodos de evaluación basados en la metodología de los bloques rígidos, destacando los trabajos realizados por M.A. Crisfield, T. Boothby, M. Gilbert y C. Melbourne .

2. Hipótesis

A continuación se especifican las hipótesis adoptadas en el desarrollo de un método mediante bloques rígidos para la evaluación de los puentes arco de fábrica.

- Se considera que las piezas o bloques que forman la fábrica son infinitamente rígidos ($E_b = \infty$). El prácticamente nulo nivel de deformación en las piezas se explica, no sólo por un módulo de deformación longitudinal alto, sino también por las bajas tensiones a las que están sometidas tales piezas.
- Se ha supuesto que los movimientos en las piezas son lo suficientemente pequeños como para que se puedan eliminar los infinitésimos de segundo orden al plantear las ecuaciones de compatibilidad cinemática. La linealización de estas ecuaciones facilita enormemente el cálculo, sin pérdida de precisión apreciable en comparación con las incertidumbres de los datos de partida.
- Se plantea el análisis sobre un ancho unidad de bóveda (no se considera el efecto del reparto transversal).

1. Elementos estructurales

El procedimiento desarrollado para evaluar la capacidad portante permite tener en cuenta la contribución estructural de bóveda, relleno, tímpanos y cimentación, en puentes monoarco, y bóveda, pilas, relleno, tímpanos y cimentación en los puentes multiarco.

De forma general los tímpanos pueden ser tenidos en cuenta, aunque como se ha dicho reiteradamente no es conveniente contabilizar su acción en situaciones cercanas al colapso por su nula fiabilidad. En el caso de que, finalmente y una vez realizadas las comprobaciones pertinentes, se decida evaluar su contribución estructural, ésta puede realizarse según se especifica en [1].

El análisis de las pilas y de las bóvedas está sujeto a las hipótesis anteriormente enunciadas.

Bóvedas y pilas

La contribución del relleno, al igual que en el método plástico, se estudia a través del análisis de sus tres acciones principales. Por una parte, se tiene en cuenta su acción gravitatoria mediante su peso específico. Se supone que la

Relleno

columna de relleno que se encuentra sobre cada elemento de la bóveda se mueve solidariamente con él. Por otra parte, se analiza el reparto de la carga aplicada en superficie a través del relleno. Por último y más importante, se puede tener en cuenta el empuje desarrollado por el relleno una vez la bóveda se deforma y desplaza hacia él, a través del método de los muelles que también está desarrollado en [1].

Tímpanos La doble contribución de los tímpanos se recoge mediante la cuantificación de su acción gravitatoria y de la rigidez que aporta a la estructura. El poder contar con esta segunda contribución de los tímpanos condiciona en gran medida la capacidad del puente.

Cimentación Más que la cimentación, es el posible fallo de la misma lo que es objeto de análisis en este método. En él, se pueden alterar las condiciones de contorno de la estructura, simulando descensos y giros en pilas y estribos. Este aspecto es de especial importancia por ser habitualmente el origen de la ruina de estas estructuras.

2. Modos de fallo

En este caso, un nuevo modo de fallo asociado a los mecanismos se añade a la lista de los analizados bajo el método plástico: el mecanismo de cortante. Así, los modos de fallo o colapso estudiados de forma directa, mediante este método, son los mecanismos de flexión mono y multiarco y el mecanismo de cortante (figura 1). Existe también la posibilidad de realizar una comprobación indirecta del fallo por excesiva compresión mediante la cuantificación del trabajo plástico de las rótulas.

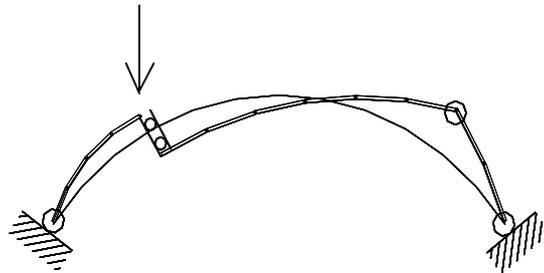


Figura 1. Mecanismo de cortante.

De nuevo, como ocurría en el método plástico (anejo B.1), la capacidad portante obtenida mediante este método hace referencia sólo a este tipo de colapso (mecanismos), por lo que el significado de la sobrecarga de colapso vuelve a tener un significado parcial.

3. Planteamiento general del método

El método planteado propugna la obtención de la sobrecarga última de mínima energía, haciendo uso de del teorema de los trabajos virtuales y tomando como hipótesis de partida la indeformabilidad de los cuerpos que forman la estructura (cuerpos rígidos).

Se supondrá una sobrecarga P aplicada sobre la estructura en un punto elegido. A continuación se impondrá un desplazamiento vertical descendente en el punto de aplicación de la sobrecarga. La deformada será la resultante de imponer este desplazamiento y deberá ser también una deformada de colapso (por ser la carga buscada la de agotamiento), convirtiendo la estructura en un mecanismo, con la formación del número suficiente de rótulas y deslizaderas. En la figura 2 se representa, a título de ejemplo, el caso de colapso bajo agotamiento por la formación de un mecanismo de flexión monoarco. El valor de la sobrecarga P se obtendrá, teniendo en cuenta que el trabajo realizado por la carga puntual aplicada, es igual a la variación de energía, siendo el balance energético del sistema total nulo. Por tanto, para cada posición de la sobrecarga, se obtendrá un valor de P de la sobrecarga límite de colapso. En la evaluación del trabajo desarrollado hasta la configuración límite de colapso, se da cabida no sólo al trabajo potencial, sino al disipado en posibles deslizamientos debido al rozamiento y al trabajo desarrollado por el relleno y los tímpanos, siendo éstos de extraordinaria importancia.

Siendo el trabajo un invariante, no dependerá del sistema de referencia que se utilice.

Para cuantificar el trabajo de una situación a otra y correspondiente a una posición de P , se consideran:

- Fuerzas conservativas, representadas por los diferentes pesos específicos de los elementos que configuran el puente.

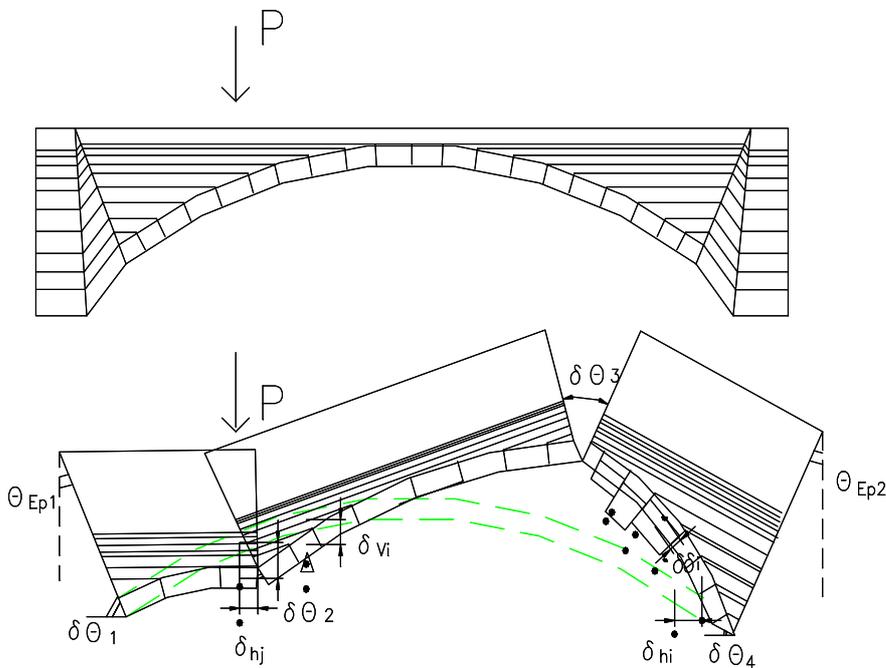


Figura 2. Configuración de colapso bajo desplazamiento virtual. Mecanismo de flexión monoarco.

- Trabajo plástico de compresión en las rótulas. En este caso se contabiliza el trabajo plástico de las rótulas. Para ello se contará con la resistencia a compresión de la fábrica, que delimitará las zonas de plastificación. Por lo tanto, las rótulas que habitualmente se computan como un punto en el intradós o trasdós del arco, pasarán a estar representadas por una zona de anchura determinada.
- Fuerzas conservativas en el contorno. Como se verá más adelante las condiciones de contorno vendrán simuladas por muelles. El trabajo dependerá de las constantes de éstos y de los movimientos producidos en los mismos. Estos muelles simulan los empujes del relleno y el empotramiento de los tímpanos en los estribos.

Siguiendo con el ejemplo de la figura 2 (mecanismo de flexión monoarco), la condición límite viene representada por:

$$\Delta T = \sum_{i=1}^n w_i \delta v_i + \sum_{i=1}^n \mu N_i \delta \delta_i + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n K_{hj} \delta h_j^2 + \sum_{i=1}^2 \beta_{EP} \delta \theta^2 + P \Delta = 0 \quad (1)$$

- w_i = peso del elemento i -ésimo en que se ha discretizado el puente
- δv_i = desplazamiento vertical del elemento i ;
- μ = coeficiente de rozamiento;
- N_i = esfuerzo normal a dicho elemento;
- $\delta \delta_i$ = deslizamiento relativo entre dos elementos (el i respecto del $i-1$)
- K_{hj} = constante de rigidez del muelle horizontal j -ésimo
- δh_j = desplazamiento horizontal del elemento j
- β_{EP} = constante de empotramiento
- $\delta \theta_i$ = giro relativo entre dos elementos (el i respecto del $i-1$)
- Δ = desplazamiento bajo el punto de aplicación de la sobrecarga; y
- P = Sobrecarga de rotura.

$$\Delta U = - \Delta T = -(T_0 + T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5) \quad (2)$$

Se obtendrá un valor de la sobrecarga de colapso para cada posición de la misma. Por lo tanto, si se quiere obtener la mínima de todas las posibles se deberá minimizar (1) en función de la posición de la sobrecarga P .

Realmente, el procedimiento y el programa desarrollado no minimiza analíticamente la ecuación (1), sino que, por comodidad y debido a la rapidez de cálculo, calcula numéricamente distintas posiciones y valores de P y selecciona la menor de ellas.

Ubicación de las rótulas

El conocer cuál es *a priori* la configuración pésima de rótulas en cada uno de los tipos de mecanismos anteriormente expuestos no es trivial, ya que tal ubicación depende de diversas variables. Parece, entonces, inevitable probar con todas las configuraciones de rótulas posibles si se quiere obtener la P_{min} . La tarea se ve facilitada aceptando las hipótesis siguientes, ya utilizadas en el análisis plástico:

- 1- Se formará una rótula bajo el punto de aplicación de la sobrecarga.
- 2- Se formarán rótulas en los arranques reales de las bóvedas, con la posibilidad de que exista un relleno rígido que, al rigidizar fuertemente

la zona de arranques de la bóveda, haga imposible la formación de rótulas en esa zona³.

- 3- La rótula que se forma en la pila deberá hacerlo en un punto cercano a su base.

Las restantes rótulas pueden encontrarse en cualquier posición en la estructura. Un programa se encargará de hacer variar su ubicación y seleccionar la configuración pésima obteniendo la P_{min} .

Las acciones tenidas en cuenta en el análisis han sido solamente cargas estáticas.

Acciones

Carga muerta.- Se considera el peso propio de la bóveda, el peso del relleno y el de posibles cargas muertas (pavimentaciones, pretiles, etc.).

Sobrecarga puntual.- P , la sobrecarga puntual vertical que produce el colapso de la estructura.

Tal y como se ha planteado el procedimiento y, al igual que ocurría en el método plástico sólo se permite el estudio de este patrón de cargas. Las razones son las ya expuestas en el Anejo B.1. Desde el punto de vista de la evaluación del balance energético sí sería viable la introducción de varios tipos de cargas, sin más que contabilizar su trabajo en (1), conociendo o suponiendo una relación entre las cargas (1 ecuación - 1 incógnita). Por lo tanto, sí sería posible estudiar, por ejemplo, la aplicación de una sobrecarga uniforme q concomitante con la sobrecarga puntual P . No obstante, este aspecto no tiene especial interés ya que, como ya se señaló en el capítulo anterior, la aplicación de una sobrecarga uniforme en la estructura provoca que la sobrecarga puntual P soportada sea mayor. La mayor dificultad reside en que, desde el punto de vista de la adopción de la deformada de colapso, la formación puntual de una rótula bajo del punto de aplicación de la sobrecarga es discutible para otros trenes de carga, al igual que el fallo de la estructura por la formación de un mecanismo.

Empuje del relleno.- El empuje horizontal debido a la redistribución del empuje sobre el trasdós de la bóveda, se tiene en cuenta a través de la cuantificación de los empujes movilizados (mediante la constante de los muelles) y del movimiento horizontal de la bóveda en cada punto.

La acción del relleno es especialmente importante en mecanismos monoarco, perdiendo importancia en los multiarco y en el mecanismo de cortante.

La carga puntual aplicada en la superficie de rodadura se distribuye a lo largo del relleno hasta el trasdós de la bóveda. El estudio de este fenómeno se realiza de forma similar al método plástico, suponiendo un talud determinado para el cono de reparto, elegido por el usuario, desde la superficie hasta el punto de intersección de la vertical que pasa por el punto de aplicación de la carga con el trasdós de la bóveda.

Reparto de cargas a través del relleno

³ La definición del arranque real de las bóvedas, aspecto ya comentado en el anejo B.1, es de vital importancia.

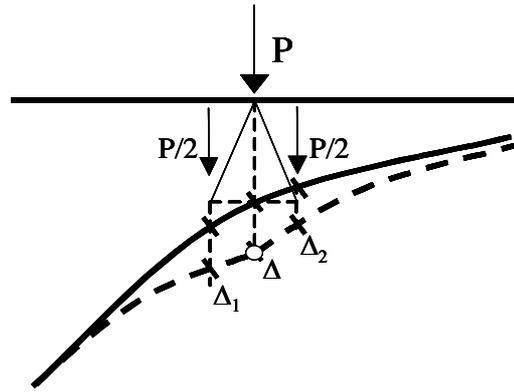


Figura 3. Efecto del reparto de la carga puntual a través del relleno.

De esta forma, el término $P\Delta$ de la ecuación (1) se sustituye por $P/2\Delta_1 + P/2\Delta_2$.

Condiciones de
compatibilidad
Modelo 2-D

La obra de fábrica se considera formada por bloques rígidos (sillares, ladrillos, bloques) que pueden trasladarse y rotar pero no deformarse. El número y tamaño de éstos dependerá de la discretización que se considere apropiada, siendo, en ocasiones, de considerable importancia. Al discretizar la estructura (bóveda, pilas, tímpanos y relleno), por tanto, se debe prestar atención al tamaño resultante de cada elemento.

Para obtener la deformada de colapso, se hará uso del principio de no intrusión de la materia, que equivale a afirmar que el espacio ocupado por un elemento no puede ser ocupado simultáneamente por otro. Por lo tanto una vez conocido el punto de aplicación de la sobrecarga y la localización de las rótulas (y no el valor del giro en las mismas), se plantea el mecanismo haciendo uso de las ecuaciones generales de compatibilidad cinemática. Al aplicar, finalmente, las condiciones de compatibilidad se ha aceptado la hipótesis de pequeños desplazamientos, eliminando los infinitésimos de segundo orden y tomando las ecuaciones linealizadas.

5.1. Ecuaciones de compatibilidad cinemática en 2-D

Antes de formular las ecuaciones cinemáticas particularizadas para cada elemento estructural, se plantean las ecuaciones generales de compatibilidad para un elemento cualquiera (figura 4 y ecuaciones 3 a 5). Estas ecuaciones pueden simplificarse si se supone que los desplazamientos son pequeños, para obtener finalmente las ecuaciones linealizadas (8 a 10) que son las que realmente se utilizan posteriormente en el planteamiento del método.

Los tres grados de libertad de cada elemento k (2D) son: giro relativo entre dovelas ($\delta\theta_k$), desplazamiento horizontal (δh_k) y desplazamiento vertical (δv_k). La posibilidad de un deslizamiento relativo entre los elementos ($\delta\delta_k$) está ya recogida con los tres movimientos anteriores, pero recibe un tratamiento diferenciado para que pueda ser asignado individualmente en magnitud y posición.

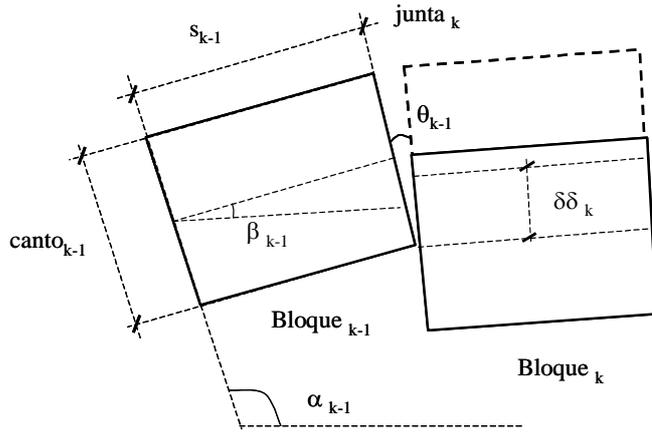


Figura 4. Geometría en un elemento y junta.

$\delta\theta_k$: giro producido en la junta entre el elemento $k-1$ y k .

$canto_k$: canto del elemento k .

s_k : ancho del elemento k .

$\delta\delta_k$: deslizamiento ocurrido en la junta entre el elemento $k-1$ y k

El movimiento del elemento k con respecto a su situación inicial viene expresado por las siguientes ecuaciones:

$$\delta\phi_k = \sum_{i=1}^{i=k} (\delta\theta_i) \quad (3)$$

$$\delta v_k = \frac{canto_k}{2} \text{sen } \delta\theta_k \cos(\alpha_k + \delta\theta_k + \delta\phi_{k-1}) + s_{k-1} (\text{sen}(\beta_{k-1} + \delta\phi_{k-1}) - \text{sen } \beta_{k-1}) + \delta\delta_k \text{sen } \alpha_k \quad (4)$$

$$\delta h_k = \frac{canto_k}{2} \text{sen } \delta\theta_k \text{sen}(\alpha_k + \delta\theta_k + \delta\phi_{k-1}) + s_{k-1} (\cos(\beta_{k-1} + \delta\phi_{k-1}) - \cos \beta_{k-1}) + \delta\delta_k \cos \alpha_k \quad (5)$$

El movimiento del elemento j con respecto a otro elemento 0, se expresa como el movimiento acumulado en los elementos existentes entre 0 y j respecto a su situación inicial.

$$\delta v_j = \sum_{k=0}^{k=j} \left(\frac{canto_k}{2} \text{sen } \delta\theta_k \cos(\alpha_k + \delta\theta_k + \delta\phi_{k-1}) + s_{k-1} (\text{sen}(\beta_{k-1} + \delta\phi_{k-1}) - \text{sen } \beta_{k-1}) + \delta\delta_k \text{sen } \alpha_k \right) \quad (6)$$

$$\delta h_j = \sum_{k=0}^{k=j} \left(\frac{canto_k}{2} \text{sen } \delta\theta_k \text{sen}(\alpha_k + \delta\theta_k + \delta\phi_{k-1}) + s_{k-1} (\cos(\beta_{k-1} + \delta\phi_{k-1}) - \cos \beta_{k-1}) + \delta\delta_k \cos \alpha_k \right) \quad (7)$$

Por último, si se desprecian los infinitésimos de segundo orden y se expresan las ecuaciones linealizadas, resultan finalmente:

$$\delta v_j = \sum_{k=1}^{k=j} \left\{ \frac{canto_k}{2} \delta\theta_k \cos \alpha_k + s_{k-1} \delta\theta_{k-1} \cos \beta_{k-1} + \delta\delta_k \text{sen } \alpha_k \right\} \quad (8)$$

$$\delta h_j = \sum_{k=1}^{k=j} \left\{ \frac{\text{canto}_k}{2} \delta \theta_k \text{sen} \alpha_k - s_{k-1} \delta \theta_{k-1} \text{sen} \beta_{k-1} + \delta \delta_k \cos \alpha_k \right\} \quad (9)$$

$$\phi_j = \sum_{k=1}^{k=j} \delta \theta_j \quad (10)$$

Bóveda

Criterio de signos

Los ángulos de las rótulas se consideraran positivos si están abiertas al intradós y negativos si lo están al trasdós. Los desplazamientos horizontal y vertical serán positivos en el primer cuadrante y, por último, los deslizamientos serán positivos si se producen radialmente hacia el exterior de la bóveda (figura 5).

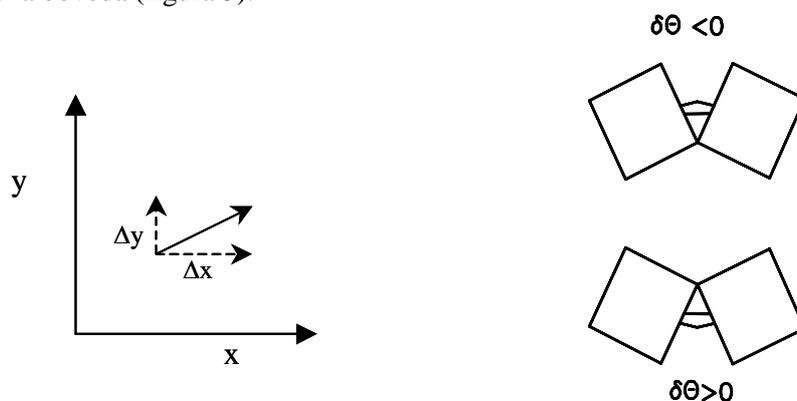


Figura 5. Criterio de signos de giros y desplazamientos.

Discretización

La discretización de la bóveda marca obviamente la posibilidad de ubicación de rótulas (sólo se permiten articulaciones entre dos elementos), el grado de aproximación a la directriz real y el grado de continuidad de la deformada. Se propone adoptar un tamaño para cada elemento de aproximadamente $L/20$.

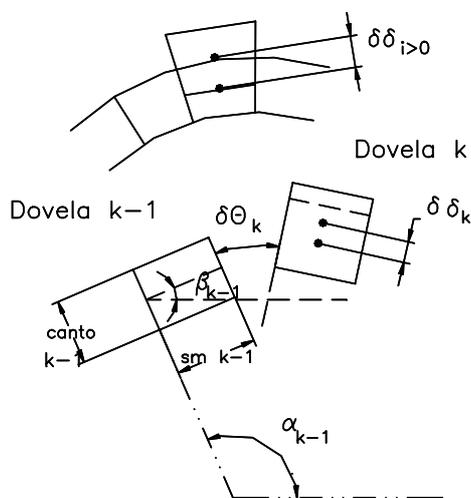


Figura 6. Discretización de la bóveda. Parámetros geométricos.

El movimiento vertical, horizontal y el giro de un elemento j de la bóveda viene dado por las siguientes expresiones:

$$\delta v_{bj} = \sum_{k=1}^j \left\{ \frac{\text{canto}_k}{2} \delta \theta_k \cos \alpha_k + s_{k-1} \delta \theta_{k-1} \cos \beta_{k-1} + \delta \delta_k \text{sen} \alpha_k \right\} \quad (11)$$

$$\delta h_{bj} = \sum_{k=1}^j \left\{ \frac{\text{canto}_k}{2} \delta \theta_k \text{sen} \alpha_k - s_{k-1} \delta \theta_{k-1} \text{sen} \beta_{k-1} + \delta \delta_k \cos \alpha_k \right\} \quad (12)$$

$$\phi_j = \sum_{k=1}^j \delta \theta_k \quad (13)$$

Los grados de libertad de los elementos de la pila son, como en el caso de la bóveda, el giro ($\delta\theta$), el desplazamiento horizontal (δh) y el desplazamiento vertical (δv). La esbeltez de la pila será la que marque el comportamiento del puente como multiarco, o como puente de bóvedas independientes. Al hacer uso de la simplificación de pequeños desplazamientos que facilita despreciar los infinitésimos de segundo orden, las ecuaciones resultantes son:

Pila

$$\delta v_{pj} = \sum_{k=1}^j \left\{ \frac{\text{canto}_k}{2} \delta \theta_k \right\} \quad (14)$$

$$\delta h_{pj} = \sum_{k=1}^j \left\{ s_{k-1} \delta \theta_{k-1} + \delta \delta_k \right\} \quad (15)$$

En ocasiones (geometrías rebajadas que provocan grandes giros en la rótula formada en la base de la pila), puede aceptarse como cierta en este elemento la hipótesis de pequeños movimientos no al contrario de los que ocurría en la bóveda (ver figura 6). Por tanto, si bien se han aceptado como válidas las ecuaciones 14 y 15 para obtener los movimientos en cada elemento de la pila, se ha acudido a un proceso iterativo para corregir la no linealidad de los desplazamientos en este elemento.

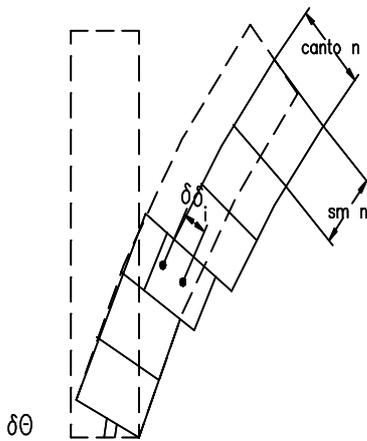
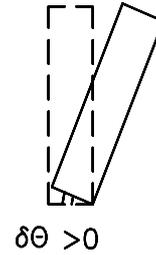


Figura 6. Movimientos y discretización de la pila. Parámetros geométricos.

Criterio de signos

El criterio de signos adoptado para las bóvedas es válido también para las pilas, salvo en el caso del giro, que se tomará positivo en el sentido de avance del mecanismo. Los deslizamientos serán positivos si lo son sus componentes horizontal y vertical.



Discretización

La discretización de la pila sólo influye en la ubicación de rótulas (sólo se permiten articulaciones entre dos elementos). Teniendo en cuenta las dimensiones habituales en pila y bóveda se recomienda tomar como tamaño de elemento $s_k = \text{Min} [hp/15, L/20]$.

Tímpanos

Los movimientos de los elementos de los tímpanos están ligados a los movimientos de los elementos de la bóveda que se encuentran en contacto con ellos. Es decir, se supone que el tímpano se apoya sobre el trasdós de la bóveda, existiendo un enjarje que liga los movimientos de los extremos de los elementos de bóveda y tímpano.

Los elementos del tímpano son generalmente longitudinales, predominando la dimensión horizontal frente a la vertical, como ocurre en el conjunto de una hilada real. El espesor de estas hiladas viene fijado por la discretización adoptada en la bóveda, de manera que cada dovela de la bóveda está asociada un elemento en el tímpano, por lo que el espesor o canto de estos últimos varía, disminuyendo conforme se acerca a la clave de la bóveda (ver figura 7).

En este caso los movimientos de los elementos del tímpano son, por hipótesis:

$$\delta v_{Tj} = \frac{1}{2} \delta v_{bj} \tag{16}$$

$$\delta h_{Tj} = 0,0 \tag{17}$$

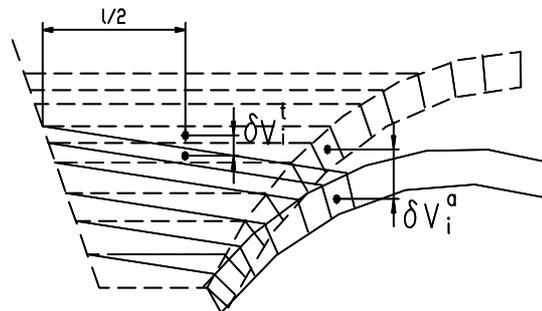


Figura 7. Discretización geométrica de los tímpanos. Parámetros geométricos.

Uniones

Además de los enlaces entre las piezas rígidas que conforman bóveda, pilas y estribos, se consideran en este modelo tres tipos de uniones entre elementos: bóveda/tímpano, bóveda/relleno y tímpano/estribo.

Bóveda/Tímpano. Esta unión condiciona el comportamiento de estas estructuras. En primer lugar, el correcto estado de la unión posibilita que el tímpano contenga y confine el relleno lateralmente, facilitando el trabajo de éste último (T_1). En segundo lugar, si la unión es fiable bajo sobrecargas altas, hace que los tímpanos aporten rigidez a la estructura –elementos laterales de gran rigidez, vigas de gran canto– modificando el comportamiento de la bóveda sustancialmente.

Salvo en contadas ocasiones, no se podrá contar con una unión fiable entre estos elementos, siendo la separación entre éstos elementos, desgraciadamente, demasiado común. Una ojeada al intradós de la bóveda es, muchas veces, suficiente para comprobar esta separación. Una fisura longitudinal a lo largo de la bóveda a la altura del espesor del tímpano indica la desunión entre ambos elementos.

Por lo tanto, en los casos en que exista una fisura-grieta apreciable en este punto, no se podrá contabilizar ni el trabajo del relleno (T_1), ni con la rigidización adicional de los tímpanos (segundo sumando de T_4). Si no existe fisura, se propone contar con el trabajo del relleno pero no con el efecto rigidizador del tímpano. Tan sólo en los casos donde la unión entre tímpano y bóveda este materializada con un aparejo en perfectas condiciones que además de verificar las comprobaciones especificadas en el punto 4.5.3 de este trabajo permita suponer un enjarje perfecto, se recomienda contabilizar el trabajo desarrollado por la rigidez de los tímpanos. En el método desarrollado, esta unión se cuantifica mediante el parámetro β_e , según se explica más adelante.

Bóveda/Relleno. La función estructural del relleno está también condicionada por el grado de interactividad entre éste y la bóveda. La unión entre ambos está modelizada por muelles cuya constante representa el empuje de tierras. La magnitud del empuje estará condicionada por el signo y cuantía de los desplazamientos de la bóveda hacia el relleno. Este empuje puede ser activo, al reposo, o pasivo.

Tímpano/Estribo. Debido al carácter masivo del estribo con respecto al tímpano, se considerará el estribo fijo, siendo el tímpano el que gira con respecto al primero. La relación de rigideces entre ambos, al igual que el estado físico en que se encuentre la unión, marcarán el grado de empotramiento entre estos elementos. Este aspecto queda cuantificado mediante el parámetro β_{es} .

5.2 Condiciones de contorno

Normalmente, los puentes arco de fábrica se han proyectado con las condiciones de apoyo de sus bóvedas fijas, considerando estas estructuras empotradas en sus extremos y fijando, por tanto, en éstos todos los grados de libertad.

$$\delta v_n = 0,0$$

$$\delta h_n = 0,0$$

$$\delta \theta_n = 0,0$$

Las condiciones de contorno de la estructura son las ecuaciones del sistema tal y como se ha planteado el método recogido en 5.1.

En el método desarrollado se ha considerado de primordial importancia poder representar condiciones de apoyo variables, cuantificando su correspondiente influencia en el valor de la sobrecarga de colapso. Los posibles fallos y movimientos en la cimentación provocan los daños más frecuentes –un fallo más, muy común, en esta tipología es el descenso o giro de una de las pilas o estribos de la estructura–. El método planteado permite introducir descensos de pila y giros en su base. También se permite introducir movimientos en los estribos en el caso de una sóla bóveda. Por lo tanto, las nuevas condiciones de contorno son, en este caso, los movimientos en los arranques de la bóveda –desplazamientos impuestos y giro desarrollado en el mecanismo–.

$$\delta v_n = d_{v,impuesto}$$

$$\delta h_n = d_{h,impuesto}$$

$$\delta \theta_n = \delta \theta_{rótula} + \delta \theta_{impuesto}$$

5.3 Ecuación del trabajo

Antes de analizar individualmente cada uno de los diferentes términos que intervienen en la ecuación general del trabajo (1), es necesario señalar la importancia del desplazamiento vertical impuesto bajo el punto de actuación de la sobrecarga. Aunque en el planteamiento del método se haya hablado del teorema de los trabajos virtuales, el desplazamiento impuesto no es virtual. Si bien la mayoría de los sumandos de la ecuación del trabajo (1) varían linealmente con los desplazamientos y éstos dependen, también de forma lineal, (por simplificación) del desplazamiento impuesto, el tercer término, concerniente al trabajo realizado por los empujes del relleno, no depende linealmente del desplazamiento horizontal. Además, la constante de empuje k_e depende a su vez, de forma no lineal, del desplazamiento horizontal que se produce en ese punto. El término del trabajo de empotramiento en los tímpanos depende del cuadrado del giro y, por tanto, de forma no lineal del desplazamiento impuesto debajo del punto de aplicación de la carga. Por eso, imponer un desplazamiento vertical pequeño cualquiera (virtual), puede llevar a una deformada de colapso poco real que falsee la constante de empuje y, por tanto, el trabajo del relleno y de los tímpanos. Si se quiere precisar en la cuantificación de estos dos términos se debe prestar atención al valor elegido para Δ . Un segundo aspecto, no menos importante, es el de la asignación directa en la entrada de datos. El método permite asignar propiedades mecánicas y geométricas particulares a ciertas zonas del puente a la vez que imponer deslizamientos relativos entre elementos, descensos y giros de apoyo que representen el estado real en que se encuentra la estructura en el momento de la evaluación. Si la escala de la deformada resultante, una vez impuesto el desplazamiento vertical, no se corresponde a la real (deslizamientos relativos, descensos y giros), se estará considerando de nuevo un trabajo modificado por un factor de escala.

De todo esto se concluye que el trabajo resultante no es independiente del desplazamiento impuesto bajo el punto de aplicación de la carga y que se

deberá prestar especial cuidado a este valor a fin de que la deformada de colapso sea suficientemente realista, por lo que no se debe de hablar de trabajo virtual realmente. Una posible recomendación es la de condicionar el valor de este desplazamiento a la luz y a la directriz y, con un carácter todavía más simplista, a la relación flecha-luz. De los estudios realizados se concluye que no es importante calcular de forma precisa cuál es el valor de Δ (por otra parte muy difícil de saber), pero sí, tener un orden de magnitud del valor de Δ .

Trabajo potencial de las bóvedas (T_0)

Se recoge en el primer término de la ecuación (1). Representa la variación de energía potencial de los elementos de la bóveda (se considerará que la columna de relleno que gravita sobre cada elemento de la bóveda, se mueve solidariamente con él) una vez han adoptado la configuración de colapso⁴. Las variables más influyentes son el peso específico y la luz de la bóveda.

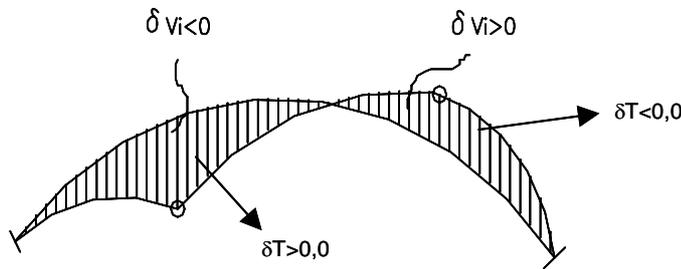


Figura 8. Variación de la trabajo potencial en la bóveda. Mecanismo de flexión monoarco. La diferencia de áreas de la figura, representa el trabajo total.

$$T_0 = \sum_{k=1}^n W_k \delta v_k \tag{18}$$

W_k = peso del elemento k -ésimo de la bóveda+columna de relleno que gravita sobre él.

δv_k = desplazamiento vertical del elemento k -ésimo.

Trabajo provocado por el empuje del relleno (T_1)

El trabajo T_1 cuantifica el empuje que desarrolla el relleno cuando la bóveda gira y se desplaza hacia él (empuje pasivo) o cuando la bóveda gira y se aleja de él (empuje activo). El coeficiente de empuje K_e , depende de la cuantía del movimiento horizontal de la bóveda.

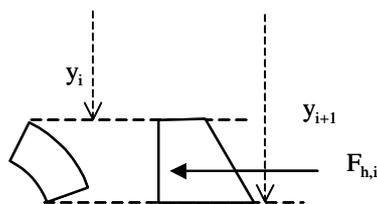


Figura 9. Esquema de empuje sobre un elemento de bóveda

⁴ Los deslizamientos relativos ($\delta\delta$) se incorporan, como es lógico, a la deformada, condicionando por tanto T_0 .

$$F_{h,i} = \frac{1}{2}(\sigma_i + \sigma_{i+1})\Delta y \quad (19)$$

$$\sigma_i = k_{e,i} \gamma y_i \quad (20)$$

$k_{e,i}$: constante de empuje

γ : densidad del relleno

$$\begin{aligned} F_{h,i} &= \frac{1}{2} [k_{e,i} \gamma y_i \delta h + k_{e,i+1} \gamma y_{i+1} \delta h] (y_{i+1} - y_i) = \\ &= \frac{1}{2} [k_{e,i} \gamma y_i \delta h + k_{e,i+1} \gamma y_{i+1} \delta h] (y_{i+1} - y_i) \end{aligned} \quad (21)$$

El trabajo realizado por el relleno será el sumatorio del producto de cada una de las fuerzas desarrolladas sobre cada elemento de la bóveda por el desplazamiento en dicho elemento. Se acepta que la constante de empuje es similar cada dos elementos ($k_{e,i} = k_{e,i+1}$).

$$T_{1,i} = \frac{1}{2} \gamma k_{e,i} \delta h^2 (y_{i+1}^2 - y_i^2) \quad (22)$$

Resultando finalmente:

$$T_1 = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} \gamma k_{e,i} \delta h^2 (y_{i+1}^2 - y_i^2) \quad (23)$$

La constante k_e varía en función del desplazamiento δh , según se especifica en [1].

Trabajo disipado por fricción (T_2)

El trabajo disipado por fricción depende de forma lineal del coeficiente de rozamiento entre dovelas, de los deslizamientos relativos y del esfuerzo normal entre dovelas contiguas.

Los esfuerzos normales se deducen hallando la línea de presiones que, a su vez, se obtiene planteando equilibrio en cada una de las diferentes dovelas. El coeficiente de rozamiento suele ser el mismo para toda la bóveda, aunque se pueden asignar diferentes valores de μ a distintas zonas.

Mediante este trabajo se puede cuantificar la pérdida de capacidad de la estructura cuando se produzcan dislocamientos entre elementos o bloques con respecto a la situación ideal⁵.

⁵ Estos deslizamientos localizados pueden estar provocados, bien porque ese punto haya sufrido una pérdida de adherencia entre las dovelas contiguas, bien porque el ángulo del esfuerzo normal sea grande con respecto a la normal a la superficie de contacto o bien porque este esfuerzo disminuya en magnitud y, por tanto, μN sea inferior a la fuerza paralela a la junta.

El trabajo disipado por fricción condiciona la posibilidad de ocurrencia del mecanismo de cortante. Existe un valor del coeficiente de rozamiento μ_{lim} que marca el eventual colapso bajo un mecanismo de flexión o de cortante.

En la ecuación 24, se iguala el trabajo desarrollado mediante la formación del mecanismo de cortante al trabajo desarrollado en la formación del mecanismo de flexión (no existe deslizamiento). El valor del coeficiente de rozamiento que cumple esta ecuación, marca el límite del eventual colapso por uno u otro mecanismo.

$$\sum_{i=1}^n w_i \delta v_i + \sum_{i=1}^n \mu_{lim} N_i \delta \delta_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n K_i (\delta h_i)^2 + \sum_{i=1}^2 \beta_{EP} (\delta \theta_i)^2 = \quad (24)$$

$$\sum_{i=1}^n w_i \delta' v_i^2 + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n K_i (\delta h_i^2)^2 + \sum_{i=1}^2 \beta_{EP} (\delta \theta_i^2)^2$$

También se permite el estudio de deslizamientos generalizados debidos a una baja adherencia general, a variaciones en las condiciones de apoyo (descenso o giro de apoyos), o a bajos esfuerzos normales combinados con una pequeña separación entre rótulas.

Trabajo en las pilas (T_3)

En las pilas se pueden producir dos trabajos, por un lado el potencial provocado por el giro y traslación de la pila y, por otro lado, el disipado por fricción en el caso de que existan deslizamientos.

Trabajo de los tímpanos (T_4)

Los tímpanos, al igual que las pilas, presentan dos trabajos. El trabajo potencial resultante de la variación de la posición de sus elementos y de la actuación de las fuerzas conservativas (peso propio) y el trabajo de rigidización lateral de los tímpanos.

$$T_4 = \sum_{K=1}^n w_i \delta v_i^t + \sum_{k=1}^2 \beta_{EP} \delta \theta_k^2 \quad (25)$$

Con respecto al primero, todo lo comentado anteriormente es válido. Su importancia relativa respecto al trabajo total es escasa.

Con respecto al segundo, la existencia del mismo condiciona de forma absoluta el trabajo de la estructura. Poder contar con la rigidización de los tímpanos, es decir asegurar una unión fiable entre bóveda y tímpano a lo largo del proceso de carga, transforma la bóveda en una viga cajón de una rigidez mucho mayor. La nueva tipología, viga, presenta un comportamiento resistente diferente a la vez que una capacidad última casi infinita (canto de la viga de gran magnitud). Normalmente, salvo en directrices muy rebajadas con un grado de ejecución y mantenimiento excelente, el poder contar con esta unión perfecta entre bóveda y arco es ilusorio en fases avanzadas de carga.

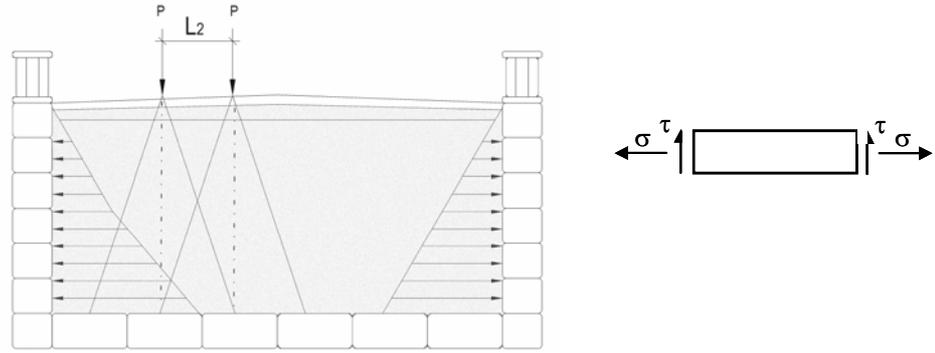


Figura 10. Esquema de fuerzas en la sección transversal. Esquema de tensiones en el elemento de la unión.

A efectos de poder cuantificar este efecto de empotramiento se ha desarrollado un algoritmo que permite valorar el grado de empotramiento del tímpano en el estribo, la unión entre bóveda y tímpano y el posible reparto transversal.

Por una parte habrá que valorar la constante de empotramiento al giro β_{EP} y por otro el giro en cada elemento que vienen expresados en las ecuaciones 26, y 27 a fin de valorar T_d .

$$\delta\theta = \delta v'_i \frac{1}{L_T^i} \quad (26)$$

$$\beta^i_{EP} = \alpha_o E \beta_e \beta_{es} \beta_r \left(\frac{\text{canto}^3 s}{12} \right) \frac{1}{L_T^i} \quad (27)$$

donde

L_T^i = longitud de cada uno de los elementos del tímpano (ver figura 7)

El giro de cada elemento no es más que el desplazamiento vertical dividido por la longitud del elemento. La constante de empotramiento recoge la rigidez de una viga biapoyada cuando se le impone un desplazamiento en uno de sus extremos. Por otra parte se evita la introducción del módulo de elasticidad E de la fábrica, fundamentalmente por la dificultad de conocerlo, por lo que se considera $E_o = 1000\text{MPa}$ siempre. En el caso de que realmente se conozca el E_o de la fábrica en cuestión, se puede modificar el valor sin dificultad ($E = \alpha E_o$).

Como se puede apreciar dentro de la constante de empotramiento β_{EP} aparecen tres parámetros β_{es} , β_e y β_r .

β_{es} : parámetro que indica el grado de empotramiento entre tímpano y estribo, su valor oscila entre 0, cuando no hay empotramiento, y cuando se considere que el grado de empotramiento es total, generalmente debido a la presencia de aletas y una transición tímpano/estribo en correcto estado de conservación.

β_e : parámetro que recoge el estado de la unión entre la bóveda y el tímpano. Su valor, al igual que en el caso anterior, variará entre 0, falta de unión, y 1 unión total.

β_r : parámetro encargado de simular el reparto transversal en la bóveda. Parte del trabajo consistirá en una flexión transversal que posibilite el trabajo de los dos tímpanos. En caso de que la bóveda no sea capaz de transmitir el trabajo, sólo se podrá contar con parte de éste. Su valor vuelve a estar comprendido entre 0 y 1.

El valor de los diferentes parámetros es difícilmente cuantificable por medio de fórmulas y reglas fijas, dejándose vía libre a la experiencia de cada cual, pero siendo consciente de que mantener un empotramiento total a lo largo del proceso de carga es casi imposible, siendo habituales valores bajos en los tres parámetros, de tal manera que β_{EP} no supera habitualmente el valor de 0,1.

Trabajo plástico en las rótulas (T_5)

A diferencia de los tradicionales análisis de equilibrio estático, en este caso se puede tener en cuenta la resistencia a compresión de la fábrica. Para ello se contabiliza el trabajo plástico desarrollado en las rótulas.

Para obtener la zona de la sección que se encuentra plastificada, se supone en un primer momento que la resistencia a compresión f de la fábrica es infinita, calculando bajo esta hipótesis el valor de la carga última de colapso. A continuación se obtiene la línea de presiones (para este valor de la sobrecarga P) y se plantea el equilibrio entre esfuerzos internos y externos en las secciones donde estén ubicadas las rótulas (figura 11). La única incógnita es la fibra neutra, ya que las restantes variables son conocidas, tanto el esfuerzo normal a la superficie, como la resistencia a compresión. La profundidad de la zona de rotulación o plastificación suponiendo un diagrama constitutivo rectangular para la fábrica.

Una vez definidas las zonas de plastificación, el trabajo desarrollado en las rótulas viene expresado por la siguiente ecuación:

$$W_p = M_p \delta\theta \quad (28)$$

Posteriormente, se añade este nuevo término a (1) y se obtiene una nueva sobrecarga de colapso P , repitiéndose todo el proceso hasta que la diferencia entre dos sucesivos cálculos de P sea lo suficientemente pequeña.

En [1] se recogen dos opciones (Livesley y Crisfield) para cuantificar el trabajo de las rótulas en función de dónde se sitúe el centro de rotación en la sección de fábrica (figura 11). En este caso, se ha supuesto que el centro de rotación se sitúa en el extremo de la sección, refiriendo el momento plástico a esta fibra (figura 12). Por otra parte, como el centro de rotación se ubica dentro del espesor de la bóveda una magnitud directamente dependiente de la resistencia a compresión de la misma, en el cálculo iterativo se modifica la geometría del elemento en función del espesor de la fibra neutra. Este procedimiento simplificado tiene problemas de convergencia cuando la resistencia a compresión de la fábrica es pequeña. En estos casos, se propone no considerar el trabajo de las rótulas.

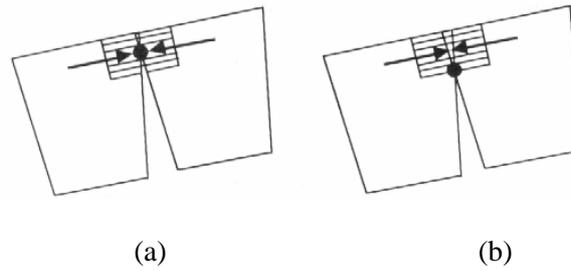


Figura 11. Propuestas de Livesley (a) y Crisfield (b) para la ubicación de la rótula en la sección.

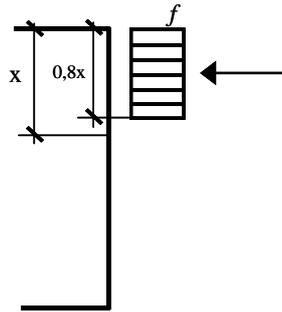


Figura 12. Momento plástico respecto a la fibra exterior suponiendo un diagrama rectangular.

El momento plástico respecto de la fibra exterior es:

$$M_p = \frac{1}{2} f (0,8x)^2 \quad (29)$$

El trabajo final viene dado por la siguiente expresión:

$$T_s = \sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{rótulas}} \frac{1}{2} f (0,8x_i)^2 \delta\theta_i \quad (30)$$

Finalmente, debe admitirse que el comportamiento de la fábrica sometida a altas compresiones (microfisuración) y a rotaciones, no se conoce con exactitud. En el presente trabajo se ha supuesto, a estos efectos solamente, que su comportamiento es análogo al caso de que el giro se concentre en un punto, en la rótula, simplificación no del todo cierta.

6. Descripción del procedimiento. Implementación del programa

Una vez expuesto el planteamiento general del método, a continuación se plantea, formula y resuelve el sistema resultante en los casos de mecanismo de flexión mono, multiarco y mecanismo de cortante. Las características principales del procedimiento y del programa se presentan a continuación.

6.1 Datos necesarios

Para la correcta definición de la estructura y del problema se necesitan cuatro grupos de datos:

Bóveda

Directriz-. Para evitar una caracterización geométrica dovela a dovela y una pesada recogida de datos que, por otra parte, complica el análisis sin una mejora proporcional en la precisión, tan solo se necesita la ecuación analítica de la directriz y el número de elementos en que se quiere discretizar cada una de las bóvedas. El propio programa se encarga de dividir la bóveda en el número elegido de dovelas de manera uniforme y de asignar a cada una de ellas sus parámetros geométricos.

Canto-. Otro dato necesario para en análisis es el canto o espesor de cada bóveda en clave. La definición del canto es de especial importancia. No debe confundirse con el espesor de la boquilla ya que a veces no coincide. El programa permite el análisis de bóvedas de canto constante y canto variable, si bien es cierto que en este caso, la asignación de esta variable es bastante pesada, debiendo hacerse elemento a elemento.

Tímpano

Altura-. La altura del tímpano viene definida por cota superior del tímpano a la que se resta la flecha del arco y el canto del mismo. Dicho de otra forma, el sobreespesor en clave h_0 .

Anchura-. La anchura define el espesor de los muros del tímpano. Realmente el dato que utiliza el procedimiento es la anchura del tímpano dividida por la anchura total de la bóveda.

Pila

Altura-. La altura de la pila es necesaria para obtener la esbeltez de la misma. Sólo se permite el análisis de pilas de sección constante.

Anchura-. La anchura de la pila, al igual que su altura, condiciona la esbeltez de la pila condicionando el comportamiento del puente como multiarco o como formado por varios arcos independientes.

Esbeltez I : b_p/L

Esbeltez II: b_p/h_p

Coefficiente de rozamiento entre los elementos que forman bóveda y pila. Si no se tiene conocimiento de un valor aproximado del coeficiente de rozamiento, es conveniente tomar un valor de $\mu = 0,4$, obteniendo así un límite inferior. El valor de este coeficiente puede y suele ser diferente en el caso de la pila y la bóveda, ya que, el aparejo existente en ambos elementos no tiene por qué ser el mismo y el rozamiento depende de éste.

Peso específico. Variable necesaria para cuantificar el trabajo de las fuerzas conservativas. Se tomarán diferentes valores para bóveda, tímpanos, relleno y pila.

Resistencia a compresión. Magnitud necesaria para delimitar las diferentes zonas de plastificación y microfisuración y, posteriormente, hallar el trabajo plástico en las articulaciones.

Ángulo de rozamiento interno. Parámetro mecánico del relleno, responsable de la importancia del empuje del mismo. Del valor de este parámetro

dependerá la constante de los muelles por medio de los cuales se puede modelizar el relleno.

Datos de contorno

Variaciones en las condiciones de apoyo. Movimientos impuestos en las condiciones de apoyo, descensos en los arranques de las bóvedas (en caso de mecanismos de un arco, descensos y giros en base de pila (en caso de mecanismos de dos o varios arcos).

Datos de estado

Parámetro β_{es} . Parámetro que representa el estado de la unión tímpano/bóveda

Parámetro β_e . Parámetro que representa el grado de empotramiento del tímpano en el estribo.

Parámetro β_r . Parámetro que recoge el reparto transversal.

Confinamiento y compactación del relleno. Estas variables son necesarias para evaluar la contribución estructural del relleno.

De esta manera, es viable representar en el modelo las patologías detectadas y el estado real de la estructura en el momento de análisis.

6.2 Obtención de la sobrecarga última (P_{ult})

La obtención de la sobrecarga última de la estructura pasa por:

- Obtener la deformada de colapso. Para ello se hará uso de las ecuaciones de contorno y de las ecuaciones de compatibilidad cinemática.
- Valorar el trabajo. Una vez obtenida la deformada de colapso, se cuantificará el trabajo según se ha expuesto anteriormente.

Obtención de la deformada de colapso

En este caso, es necesario plantear, para los casos especificados anteriormente –mecanismo de flexión monoarco y multiarco, así como mecanismo de cortante– las ecuaciones de contorno del sistema.

La linealización de las condiciones cinemáticas hace posible que el sistema resultante, del tipo $\underline{K}\theta = d$, sea lineal y su resolución inmediata.

Una vez obtenidas las incógnitas del sistema (giros en rótulas y deslizamiento en las deslizaderas de cortante), la construcción de la deformada de colapso se realiza de nuevo, gracias a las ecuaciones de compatibilidad cinemática.

Mecanismo de flexión monoarco

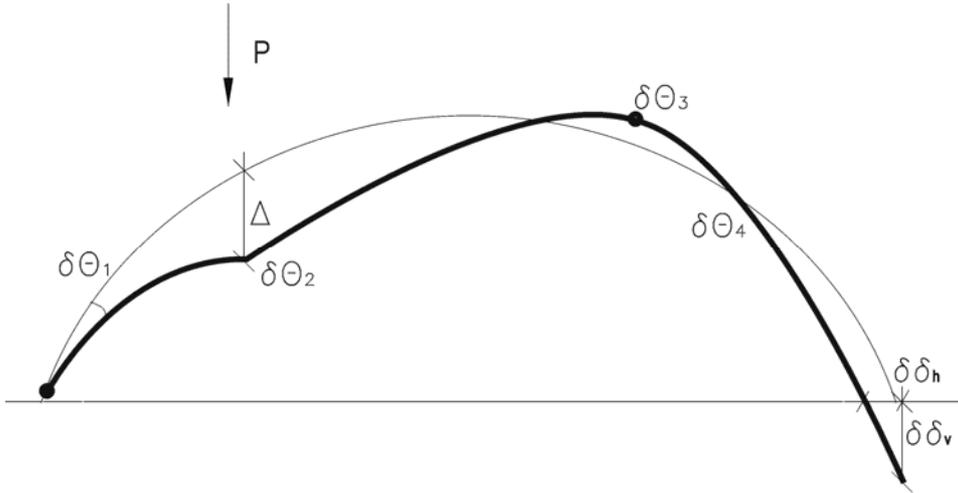


Figura 13. Mecanismo de flexión monoarco.

Ecuaciones de contorno

$$\delta v_j = -\Delta \quad (31)$$

$$\delta v_n = d_v \quad (32)$$

$$\delta h_n = d_h \quad (33)$$

$$\sum_{i=1}^n \Delta \theta_i = 0 \quad (34)$$

Desarrollando de forma explícita las ecuaciones anteriores, en función de los giros en las rótulas, y haciendo uso de las ecuaciones de compatibilidad cinemática, resulta:

$$\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} + \sum_{i=r1}^{r2} s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r1} - \frac{canto_{r2}}{2} \cos \alpha_{r2} \delta \theta_{r2} - \sum_{i=r1}^{r2} \delta \delta_i \operatorname{sen} \alpha_i \quad (31)$$

$$\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} + \sum_{i=r1}^n s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r1} - \frac{canto_{r2}}{2} \cos \alpha_{r2} \delta \theta_{r2} + \sum_{i=r2}^n s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r2} + \quad (32)$$

$$\frac{canto_{r3}}{2} \cos \alpha_{r3} \delta \theta_{r3} + \sum_{i=r3}^n s_{r3} \cos \beta_i \delta \theta_{r3} - \frac{canto_{r4}}{2} \cos \alpha_{r4} \delta \theta_{r4} = d_v - \sum_{i=r1}^n \delta \delta_i \operatorname{sen} \alpha_i$$

$$- \frac{canto_{r1}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} - \sum_{i=1}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i \delta \theta_{r1} + \frac{canto_{r2}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r2} \delta \theta_{r2} - \sum_{i=r2}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i \delta \theta_{r2} - \quad (33)$$

$$\frac{canto_{r3}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r3} \delta \theta_{r3} - \sum_{i=r3}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i \delta \theta_{r3} + \frac{canto_{r4}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r4} \delta \theta_{r4} = d_h - \sum_{i=1}^n \delta \delta_i \cos \alpha_i$$

$$\delta \theta_{r1} + \delta \theta_{r2} + \delta \theta_{r3} + \delta \theta_{r4} = 0 \quad (34)$$

Expresando las ecuaciones anteriores de la forma $\underline{K} \underline{\theta} = \underline{d}$, se obtiene:

Matriz del sistema

$$\underline{\mathbf{K}} = \begin{pmatrix} \frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} + \sum_{i=r1}^{r1} s_i \cos \beta_i & -\frac{canto_{r2}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r2} & 0 & 0 \\ \frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} + \sum_{i=r1}^n s_i \cos \beta_i & -\frac{canto_{r2}}{2} \cos \alpha_{r2} + \sum_{i=r2}^n s_i \cos \beta_i & \frac{canto_{r3}}{2} \cos \alpha_{r3} + \sum_{i=r3}^n s_i \cos \beta_i & -\frac{canto_{r4}}{2} \cos \alpha_{r4} \\ -\frac{canto_{r1}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r1} - \sum_{i=r1}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i & \frac{canto_{r2}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r2} - \sum_{i=r2}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i & -\frac{canto_{r3}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r3} - \sum_{i=r3}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i & \frac{canto_{r4}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r4} \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{pmatrix}$$

Vector de incógnitas

$$\boldsymbol{\theta}^T = [\delta\theta_1 \quad \delta\theta_2 \quad \delta\theta_3 \quad \delta\theta_4]$$

Vector de términos independientes

$$\mathbf{d} = \begin{pmatrix} -\Delta - \sum_{i=1}^{r2} \delta\delta_i \operatorname{sen} \alpha_i \\ d_v - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i \operatorname{sen} \alpha_i \\ d_h - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i \cos \alpha_i \\ 0 \end{pmatrix}$$

Mecanismo de flexión multiarco

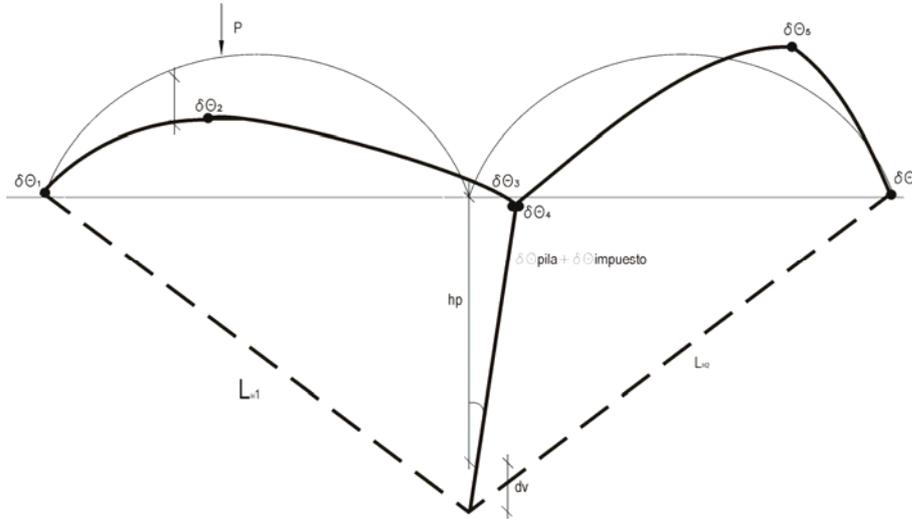


Figura 14. Mecanismo de flexión multiarco.

Ecuaciones de contorno

$$\delta v_j = -\Delta \quad (35)$$

$$\delta v_n^{bóveda1} + \delta v_{n1}^{bóveda2} = 0 \quad (36)$$

$$\delta h_n^{bóveda1} + \delta h_n^{bóveda2} = 0 \quad (37)$$

$$\delta \theta_{r1}^{b1} + \delta \theta_{r2}^{b1} + \delta \theta_{r3}^{b1} + \delta \theta_{pila} + \delta \theta^{impuesto} + \arctg\left(\frac{dv}{LH_1}\right) = 0 \quad (38)$$

$$\delta \theta_{r1}^{b2} + \delta \theta_{r2}^{b2} + \delta \theta_{r3}^{b2} - \delta \theta_{pila} - \delta \theta^{impuesto} + \arctg\left(\frac{dv}{LH_2}\right) = 0 \quad (39)$$

$$\delta v_n^{bóveda1} - \delta v_n^{pila1} = 0 \quad (40)$$

$$\delta h_n^{bóveda1} - \delta h_n^{pila1} = 0 \quad (41)$$

$$LH_1 = \sqrt{L_{bóveda1}^2 + (Hp + d_v)^2}$$

$$LH_2 = \sqrt{L_{bóveda2}^2 + (Hp + d_v)^2}$$

Desarrollando de forma explícita las ecuaciones anteriores, en función de los giros en las rótulas, y haciendo uso de las ecuaciones de compatibilidad cinemática, resulta:

$$\frac{\text{canto}_{r1}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} + \sum_{i=r1}^{r2} s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} - \frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b1} \delta \theta_{r2}^{b1} = -\Delta - \sum_{i=r1}^{r2} \delta \delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} \quad (35)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\text{canto}_{r1}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} + \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} - \frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b1} \delta \theta_{r2}^{b1} + \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1} \delta \theta_{r2}^{b1} + \frac{\text{canto}_{r3}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r3}^{b1} \delta \theta_{r3}^{b1} - \frac{\text{canto}_{r1}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b2} \delta \theta_{r1}^{b2} + \sum_{i=r1}^n s_i^{b2} \cos \beta_i^{b2} \delta \theta_{r1}^{b2} + \\ & + \frac{\text{canto}_{r2}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b2} \delta \theta_{r2}^{b2} + \sum_{i=r2}^n s_i^{b2} \cos \beta_i^{b2} \delta \theta_{r2}^{b2} - \frac{\text{canto}_{r3}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r3}^{b2} \delta \theta_{r3}^{b2} = - \left(\sum_{i=r1}^n \delta \delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} + \sum_{i=r1}^n \delta \delta_i^{b2} \text{sen } \alpha_i^{b2} \right) \end{aligned} \quad (36)$$

$$\begin{aligned} & - \frac{\text{canto}_{r1}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r1}^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} - \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \text{sen } \beta_i^{b1} \delta \theta_{r1}^{b1} + \frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r2}^{b1} \delta \theta_{r2}^{b1} - \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \text{sen } \beta_i^{b1} \delta \theta_{r2}^{b1} - \frac{\text{canto}_{r3}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r3}^{b1} \delta \theta_{r3}^{b1} + \frac{\text{canto}_{r1}^{b2}}{2} \text{sen } \alpha_{r1}^{b2} \delta \theta_{r1}^{b2} - \sum_{i=r1}^n s_i^{b2} \text{sen } \beta_i^{b2} \delta \theta_{r1}^{b2} - \\ & - \frac{\text{canto}_{r2}^{b2}}{2} \text{sen } \alpha_{r2}^{b2} \delta \theta_{r2}^{b2} - \sum_{i=r2}^n s_i^{b2} \text{sen } \beta_i^{b2} \delta \theta_{r2}^{b2} - \frac{\text{canto}_{r3}^{b2}}{2} \text{sen } \alpha_{r3}^{b2} \delta \theta_{r3}^{b2} = - \left(\sum_{i=r1}^n \delta \delta_i^{b1} \cos \alpha_i^{b1} + \sum_{i=r1}^n \delta \delta_i^{b2} \alpha_i^{b2} \cos \right) \end{aligned} \quad (37)$$

$$\delta \theta_{r1}^{b1} + \delta \theta_{r2}^{b1} + \delta \theta_{r3}^{b1} + \delta \theta^{pila} = -\delta \theta^{impuesto} - \text{arctg} \left(\frac{d_v}{LH_1} \right) \quad (38)$$

$$\delta\theta_{r1}^{b2} + \delta\theta_{r2}^{b2} + \delta\theta_{r3}^{b3} - \delta\theta^{pila} = \delta\theta^{impuesto} - \arctg\left(\frac{d_v}{LH_2}\right) \quad (39)$$

$$\begin{aligned} & \frac{canto_{r1}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b1} \delta\theta_{r1}^{b1} + \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1} \delta\theta_{r1}^{b1} - \frac{canto_{r2}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b1} \delta\theta_{r2}^{b1} + \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1} \delta\theta_{r2}^{b1} + \frac{canto_{r3}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r3}^{b1} \delta\theta_{r3}^{b1} - \frac{canto^{pila}}{2} \delta\theta^{pila} = \\ & = -d_v - \sum_{i=r1}^n \delta\delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} - \left((1 - \cos \theta^{iteración}) + (1 - \cos \delta\theta^{impuesto}) \right) H_{pila} \end{aligned} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} & -\frac{canto_{r1}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r1}^{b1} \delta\theta_{r1}^{b1} - \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \text{sen } \beta_i^{b1} \delta\theta_{r1}^{b1} + \frac{canto_{r2}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r2}^{b1} \delta\theta_{r2}^{b1} - \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \text{sen } \beta_i^{b1} \delta\theta_{r2}^{b1} - \frac{canto_{r3}^{b1}}{2} \text{sen } \alpha_{r3}^{b1} \delta\theta_{r3}^{b1} - \sum_{l=1}^N s_l^{pila} \delta\theta^{pila} = \\ & = -\sum_{i=r1}^n \delta\delta_i^{b1} \cos \alpha_i^{b1} - H_{pila} \delta\theta^{impuesto} + \sum_{i=1}^n \delta\delta_i^{pila} \end{aligned} \quad (41)$$

Expresando las ecuaciones anteriores de la forma $\underline{\mathbf{K}}\underline{\boldsymbol{\theta}}=\underline{\mathbf{d}}$, se obtiene:

Matriz de coeficientes del sistema

$$\mathbf{K} \begin{pmatrix} A & B & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ A & C & D & E & F & G & 0 \\ H & I & J & K & L & M & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & -1 \\ A & C & D & 0 & 0 & 0 & N \\ H & I & J & 0 & 0 & 0 & P \end{pmatrix}$$

$$A = \frac{\text{canto}_{r1}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b1} + \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1}$$

$$B = -\frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b1}$$

$$E = -\frac{\text{canto}_{r1}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r1}^{b2} + \sum_{i=r1}^n s_i^{b2} \cos \beta_i^{b2}$$

$$G = -\frac{\text{canto}_{r3}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r3}^{b2}$$

$$I = \frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \text{sen} \alpha_{r2}^{b1} - \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \text{sen} \beta_i^{b1}$$

$$J = -\frac{\text{canto}_{r3}^{b1}}{2} \text{sen} \alpha_{r3}^{b1}$$

$$L = -\frac{\text{canto}_{r2}^{b2}}{2} \text{sen} \alpha_{r2}^{b2} - \sum_{i=r2}^n s_i^{b2} \text{sen} \beta_i^{b2}$$

$$M = -\frac{\text{canto}_{r3}^{b2}}{2} \text{sen} \alpha_{r3}^{b2}$$

$$C = -\frac{\text{canto}_{r2}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b1} + \sum_{i=r2}^n s_i^{b1} \cos \beta_i^{b1}$$

$$D = \frac{\text{canto}_{r3}^{b1}}{2} \cos \alpha_{r3}^{b1}$$

$$F = \frac{\text{canto}_{r2}^{b2}}{2} \cos \alpha_{r2}^{b2} + \sum_{i=r2}^n s_i^{b2} \cos \beta_i^{b2}$$

$$H = -\frac{\text{canto}_{r1}^{b1}}{2} \text{sen} \alpha_{r1}^{b1} - \sum_{i=r1}^n s_i^{b1} \text{sen} \beta_i^{b1}$$

$$K = \frac{\text{canto}_{r1}^{b2}}{2} \text{sen} \alpha_{r1}^{b2} - \sum_{i=r1}^n s_i^{b2} \text{sen} \beta_i^{b2}$$

$$N = -\frac{\text{canto}_{pila}^{b1}}{2} \quad P = -\sum_{i=1}^n s_i^{pila}$$

Vector de incógnitas

$$\boldsymbol{\theta}^T = [\delta\theta_{r1}^{b1} \quad \delta\theta_{r2}^{b1} \quad \delta\theta_{r3}^{b1} \quad \delta\theta_{r1}^{b2} \quad \delta\theta_{r2}^{b2} \quad \delta\theta_{r3}^{b2} \quad \delta\theta^{pila}]$$

Vector de términos independientes

$$\mathbf{d} = \begin{bmatrix} -\Delta - \sum_{l=r1}^{r2} \delta\delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} \\ -\left(\sum_{l=r1}^n \delta\delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} + \sum_{l=r1}^n \delta\delta_i^{b2} \text{sen } \alpha_i^{b2} \right) \\ -\left(\sum_{l=r1}^{r2} \delta\delta_i^{b1} \cos \alpha_i^{b1} + \sum_{l=r1}^{r2} \delta\delta_i^{b2} \cos \alpha_i^{b2} \right) \\ -\delta\theta^{\text{impuesto}} - \text{arctg} \left(\frac{d_v}{LH_1} \right) \\ \delta\theta^{\text{impuesto}} - \text{arctg} \left(\frac{d_v}{LH_2} \right) \\ -d_v - \left((1 - \cos \theta^{\text{iteración}}) + (1 - \cos \delta\theta^{\text{impuesto}}) \right) H_{pila} - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i^{b1} \text{sen } \alpha_i^{b1} \\ -H_{pila} \delta\theta^{\text{impuesto}} - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i^{b1} \cos \alpha_i^{b1} + \sum_{i=1}^n \delta\delta_{pila} \end{bmatrix}$$

Mecanismo de cortante

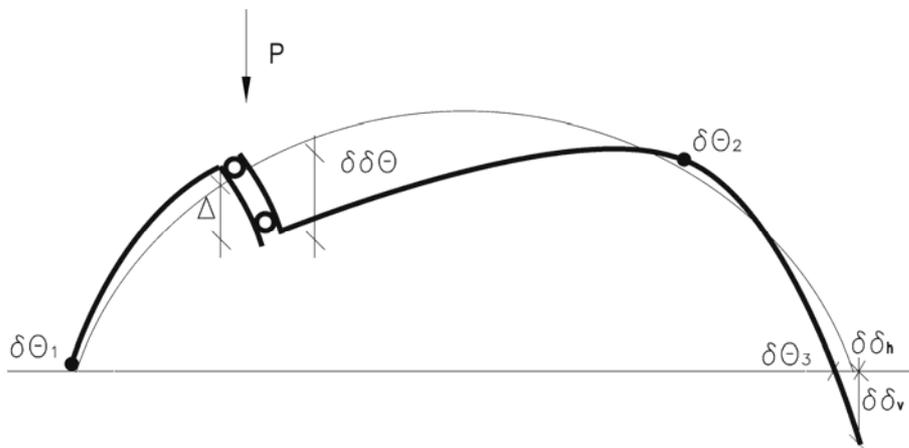


Figura 15. Mecanismo de cortante.

Ecuaciones de contorno

$$\delta v_j = -\Delta \quad (42)$$

$$\delta v_n = d_v \quad (43)$$

$$\delta h_n = d_h \quad (44)$$

$$\sum_{i=1}^n \Delta \theta_i = 0 \quad (45)$$

Desarrollando de forma explícita las ecuaciones anteriores, en función de los giros en las rótulas y deslizamiento en la deslizadera de cortante y haciendo uso de las ecuaciones de compatibilidad cinemática, resulta:

$$-\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} + \sum_{i=1}^{r1} s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r1} + \delta \delta_p \operatorname{sen} \alpha_j = -\Delta - \sum_{i=1}^{r2} \delta \delta_i \operatorname{sen} \alpha_i \quad (42)$$

$$-\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} + \sum_{i=1}^n s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r1} + \frac{canto_{r2}}{2} \cos \alpha_{r2} \delta \theta_{r2} + \sum_{i=r2}^n s_i \cos \beta_i \delta \theta_{r2} - \quad (43)$$

$$-\frac{canto_{r3}}{2} \cos \alpha_{r3} \delta \theta_{r3} + \delta \delta_p \operatorname{sen} \alpha_j = d_v - \sum_{i=1}^n \delta \delta_i \operatorname{sen} \alpha_i$$

$$\frac{canto_{r1}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r1} \delta \theta_{r1} - \sum_{i=1}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i \delta \theta_{r1} - \frac{canto_{r2}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r2} \delta \theta_{r2} - \sum_{i=r2}^n s_i \operatorname{sen} \beta_i \delta \theta_{r2} + \quad (44)$$

$$+ \frac{canto_{r3}}{2} \operatorname{sen} \alpha_{r3} \delta \theta_{r3} + \delta \delta_p \cos \alpha_j = d_h - \sum_{i=1}^n \delta \delta_i \cos \alpha_i$$

$$\delta \theta_{r1} + \delta \theta_{r2} + \delta \theta_{r3} + \frac{\delta \delta_p}{\sum_{i=1}^j s_i} = 0 \quad (45)$$

Expresando las ecuaciones anteriores de la forma $\underline{K}\theta=d$, se obtiene:

Matriz del sistema

$$\underline{K} = \begin{pmatrix} -\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} + \sum_{i=r1}^{r1} s_i \cos \beta_i & 0 & 0 & sen \alpha_j \\ -\frac{canto_{r1}}{2} \cos \alpha_{r1} + \sum_{i=r1}^n s_i \cos \beta_i & \frac{canto_{r2}}{2} \cos \alpha_{r2} + \sum_{i=r2}^n s_i \cos \beta_i & -\frac{canto_{r3}}{2} \cos \alpha_{r3} & sen \alpha_j \\ \frac{canto_{r1}}{2} sen \alpha_{r1} - \sum_{i=r1}^n s_i sen \beta_i & -\frac{canto_{r2}}{2} sen \alpha_{r2} - \sum_{i=r2}^n s_i sen \beta_i & \frac{canto_{r3}}{2} sen \alpha_{r3} & cos \alpha_j \\ 1 & 1 & 1 & \frac{1}{\sum_{i=1}^j s_i} \end{pmatrix}$$

Vector de incógnitas

$$\theta^T = [\delta\theta_1 \quad \delta\theta_2 \quad \delta\theta_3 \quad \delta\theta_4]$$

Vector de términos independientes

$$d = \begin{pmatrix} -\Delta - \sum_{i=1}^{r2} \delta\delta_i sen \alpha_i \\ d_v - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i sen \alpha_i \\ d_h - \sum_{i=1}^n \delta\delta_i cos \alpha_i \\ 0 \end{pmatrix}$$

Una vez resuelto el sistema ($\underline{K}\theta = d$), se construye la deformada de colapso haciendo uso, de nuevo, de las ecuaciones de compatibilidad cinemática. Por tanto, comenzando por el arranque de una bóveda, se obtendrán los movimientos de cada uno de los bloques que configuran la estructura en la situación de agotamiento.

Bóveda

$$Q_{\theta}^{bl} = \sum_{k=1}^{k-1} \left\{ \frac{\delta}{\cos \theta^k} Q_{\theta}^k \cos \alpha^k + 2^{k-1} Q_{\theta}^{k-1} \cos \beta^{k-1} + Q_{\theta}^k z_{\theta} \alpha^k \right\} \quad (46)$$

$$Q_{\theta}^{bl} = \sum_{k=1}^1 \left\{ \frac{\delta}{\cos \theta^k} Q_{\theta}^k z_{\theta} \alpha^k - 2^{k-1} Q_{\theta}^{k-1} z_{\theta} \beta^{k-1} + Q_{\theta}^k \cos \alpha^k \right\} \quad (47)$$

Pila

$$Q_{\theta}^{bl} = \sum_{k=1}^{k-1} \left\{ \frac{\delta}{\cos \theta^k} Q_{\theta}^k \right\} \quad (48)$$

$$Q_{\theta}^{bl} = \sum_{k=1}^{k-1} \{ 2^{k-1} Q_{\theta}^{k-1} + Q_{\theta} \} \quad (49)$$

Tímpanos

$$\delta v_{Tj} = \frac{1}{2} \delta v_{bj} \quad (50)$$

$$\delta h_{Tj} = 0,0 \quad (51)$$

Ecuación del trabajo

Conocidos los movimientos de los bloques en la configuración de colapso, el valor de la sobrecarga última se obtendrá, finalmente, evaluando los sumandos de (1) según se ha descrito en 5.3 e igualando el balance energético del sistema a cero.

De esta manera se obtendrá el valor de P para cada una de sus posiciones. El valor final de la sobrecarga última de colapso, será, una vez calculadas todas las posiciones posibles, el menor de todas ellas.

ANEJO 3
Descripción de un modelo uniaxial no lineal
para el análisis de puentes arco de fábrica

1. Introducción y ámbito

El procedimiento que se propone permite simular el comportamiento de estas estructuras desde las primeras etapas de carga hasta el colapso, pudiendo, de esta manera, reproducir un ensayo hasta rotura. Se adopta un criterio elastoplástico para la distribución de tensiones normales en la sección y un procedimiento de análisis no lineal para el cálculo de esfuerzos en la estructura (EP/EP).

La razón fundamental para proceder de esta manera, simulación del comportamiento de los materiales, reside en que los puentes de fábrica exhiben un comportamiento estructural que se separa de la predicción de un cálculo elástico y lineal, dado que, desde tempranos estados de carga, la separación y fisuración de piezas por la débil o nula adherencia a tracción provoca una variación en las distribuciones de rigidez en los elementos estructurales.

En los anejos B.1 y B.2 se han descrito procedimientos cuyo ámbito se ve acotado por la incapacidad de predecir modos de colapso determinados (agotamiento del material, dislocación o cortante, inestabilidad), así como de ofrecer un marco de seguridad aceptable con generalidad. Los defensores de tales procedimientos –cuya potencia, versatilidad e ingenio son inapelables– sostienen que el técnico, realista, no puede aspirar a evaluar el estado de la estructura debido al grado de incertidumbre que rodea el análisis.

No parece lógico, sin perder un ápice de realismo, claudicar de antemano ante tal panorama. Por el contrario, la experiencia del análisis de estructuras de materiales más modernos (hormigón estructural, aceros, etc.) y las herramientas desarrolladas para ellos han abierto interesantes posibilidades que pueden explorarse y explotarse en estructuras de fábrica.

No parece este el lugar para describir las propiedades del comportamiento no lineal, tan bien tratados en otros trabajos. Baste decir que el análisis no lineal, desmitificado y al alcance ya de cualquiera, encuentra precisamente en la comprobación y evaluación de estructuras su ámbito idóneo de aplicación. En efecto, en la medida en que son conocidas –hasta cierto punto– las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales y sus condiciones de vinculación, el análisis no lineal permite efectuar una razonable predicción de las leyes de esfuerzos a que estará sometida la estructura, especialmente en estados avanzados de carga y, por consiguiente, posibilitará estimar el nivel de seguridad. Esto es lo que marca la gran diferencia con el análisis límite: que por encontrar, si no se ha producido antes el colapso, una solución que al tiempo de satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad seccional y con los vínculos, y ecuación de comportamiento, la solución es única.

La no linealidad geométrica es, en general, menos importante, porque estas estructuras presentan un carácter masivo y de gran rigidez. En cualquier caso, también es estudiada para poder analizar las eventuales inestabilidades.

El carácter uniaxial del modelo planteado en este capítulo para estos puentes puede inducir a pensar que con él sólo es posible estudiar el agotamiento de la fábrica frente a tensiones normales y tangenciales de forma independiente.

Esto no es cierto, ya que se incorpora la posibilidad de estudiar la interacción entre las tensiones tangenciales y normales (τ - σ) en la fábrica mediante una comprobación *a posteriori*. Para esta comprobación se desarrolla y propone un criterio de agotamiento (M - N - V) basado en la interacción τ - σ en la fábrica. De esta manera, es posible estudiar el agotamiento de las secciones de fábrica bajo la sollicitación conjunta de esfuerzos de flexión, axil y cortante. Este planteamiento novedoso del estudio en agotamiento se encuentra desarrollado en su totalidad en [1] [2].

El ámbito de aplicación cubre la gran mayoría de las tipologías existentes. Tan sólo quedan fuera de él los puentes arco de fábrica esviados, ya que, en este caso, el estado de tensiones al que está sometida la bóveda es claramente biaxial, no siendo válido entonces utilizar un modelo constitutivo uniaxial para su modelización. Así pues, sólo aquellas bóvedas de fábrica cuyo estado de tensiones sea claramente biaxial (bóvedas esviadas o bóvedas rectas que hayan estado sometidas a un esfuerzo torsor –asiento diferencial en una de las pilas–) quedan fuera del ámbito de aplicación del modelo planteado.

Por último, el modelo propuesto analiza una bóveda de ancho unidad.

2. Elementos estructurales

De los diferentes elementos que conforman un puente arco de fábrica, se tienen en cuenta en el modelo solamente los elementos estructurales especificados en el capítulo 4; bóveda, relleno, pilas y estribos, tímpanos y cimentación.

2.1 Bóveda

La bóveda se modeliza a través de elementos barra rectos de sección variable. Teniendo en cuenta que el análisis se realiza sobre una rebanada de 1,00 de ancho, las secciones de las bóvedas son siempre rectangulares de 1,00×canto.

2.1.1 Discretización

La discretización en la bóveda debe dar respuesta a dos cuestiones. En primer lugar el número de barras debe de ser suficiente como para que la directriz curva de la bóveda quede correctamente representada por la poligonal adoptada. Dado que la bóveda trabaja por forma y que el material constituyente no admite tensiones de tracción, la correcta modelización de la directriz es más importante aún que en otras tipologías.

Por otra parte y, no menos importante, hay que tener en cuenta que al realizar un análisis no lineal mecánico de la bóveda, la discretización elegida para la bóveda influye decisivamente en la rapidez y facilidad en alcanzar la convergencia.

Además, la correcta simulación de la formación de rótulas en la bóveda (formación de mecanismos) pasa por que el modelo permita la concentración de grandes curvaturas. Esta concentración de curvaturas permite evaluar de forma precisa los movimientos de la bóveda en las fases cercanas al agotamiento y, por lo tanto, permite evaluar también de forma precisa los

movimientos relativos entre bóveda y relleno, responsables del empuje desarrollado por este último, y evaluar la eventual posibilidad de que la bóveda colapse por inestabilidad. En los estudios realizados de estos dos fenómenos (empujes desarrollados por el relleno y inestabilidad de bóveda) se ha comprobado que existen otras variables que influyen de forma más decisiva en ellos. Por ejemplo, en la correcta cuantificación del empuje del relleno, tal y como se expuso en [1], de nada sirve precisar correctamente el movimiento de la bóveda hacia el relleno si no se conoce el desplazamiento a partir del cual se puede contar con el empuje pasivo o activo. En la evaluación de una posible inestabilidad tan importante es evaluar la deformada de la bóveda como su módulo de deformación longitudinal para altas cargas o las condiciones reales de apoyo de la estructura.

Es difícil dar una regla general de discretización que sea válida para todas las posibles situaciones (diferentes tipos de directriz, relaciones canto/luz, luces, etc.). Además, precisar cuál es la discretización más eficiente tampoco ha sido uno de los objetivos prioritarios del trabajo. Baste decir que se propone una discretización suficientemente consistente con el nivel de precisión general del modelo. No se ha realizado un estudio paramétrico de este aspecto en cada una de las tipologías estudiadas en el punto 3.2, pero sí se ha comprobado que nivel de discretización era suficiente aunque, a veces, *excesivo* (no parece que teniendo en cuenta los medios disponibles hoy en día merezca escatimar en este aspecto). Por lo tanto, en los estudios realizados se optó por una longitud máxima para los elementos barra que cumplía la condición (1). En la figura 1 se representa una de las bóvedas estudiadas.

$$l_{\min} = \text{Max}\left(0,50m, \frac{L}{30}\right) \quad (1)$$

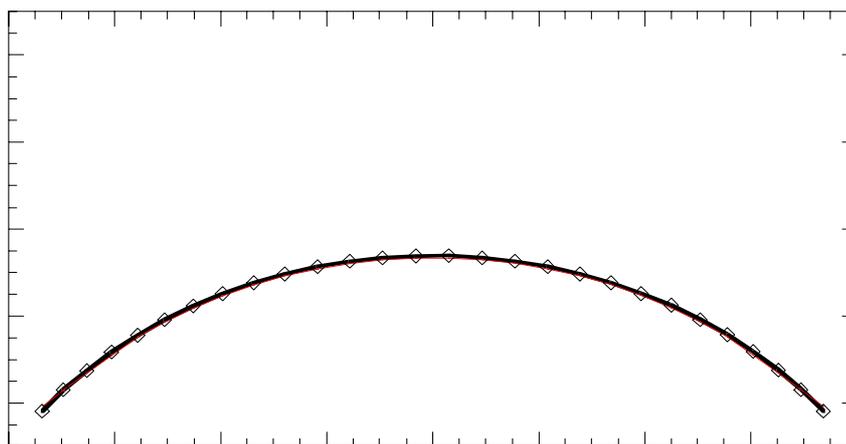


Figura 1. Representación de la discretización de una bóveda circular rebajada con elementos barra de 0,50 m de longitud y la directriz curva real.

2.1.2 Caracterización mecánica

Para caracterizar el comportamiento mecánico de los elementos barra empleados en el análisis de la bóveda se hace uso de dos ecuaciones, $\sigma - \varepsilon$ y $\tau - \sigma$.

El agotamiento uniaxial de la fábrica frente a tensiones normales, viene definido mediante la ecuación $\sigma - \varepsilon$ y la interacción $\tau - \sigma$.

A pesar del número de estudios y ensayos realizados no existe un consenso generalizado para adoptar una ecuación constitutiva para la fábrica, y menos aún para fábricas que llevan en pie un gran número de años.

Sí es posible hacer una serie de consideraciones generales:

La ecuación constitutiva de la fábrica, como ya se ha repetido en reiteradas ocasiones, presenta dos tramos claramente diferenciados: tracción y compresión. La rama de compresión depende de varios factores entre los que destacan el tipo de aparejo, el tipo de pieza y el nivel de confinamiento de la fábrica. Existen diversas propuestas para su modelización, tramo bilineal, parábola rectángulo, con rama de descenso, etc.

En la rama de tracción, dos son las características comunes: el escaso o nulo valor para la resistencia a tracción y la inexistencia de un valor para la deformación última en tracción.

Generalmente, en el momento de evaluación de una estructura de este tipo, no se dispone de datos precisos sobre la misma que permitan adoptar una ecuación constitutiva u otra, por lo que es difícil decidirse por una en concreto.

Dominio de deformación

Con respecto a los valores de la deformación elástica y última del material, sí existe cierto consenso en la bibliografía existente y determinan, por tanto, el dominio de deformación representado en la figura 2.

En esta figura se representan los pivotes de compresión y flexocompresión asociados a una deformación última de la fábrica del 2 y 3,5‰, similares a los adoptados para el hormigón.

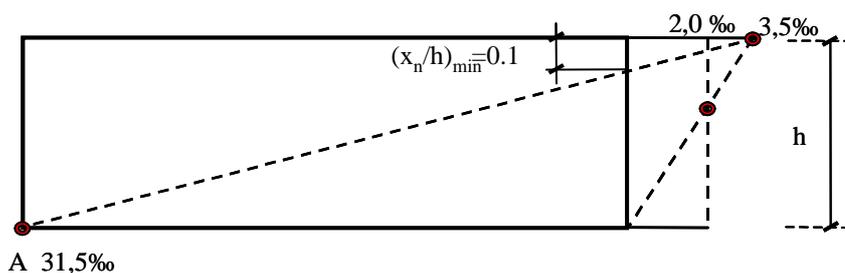


Figura 2. Criterio de agotamiento frente a tensiones normales en la fábrica. Diagrama de pivotes.

En este trabajo se introduce un pivote de tracción convencional en la fábrica $31,5\text{‰}$, al limitar inferiormente la profundidad de la fibra neutra al 10% del canto de la sección. Este pivote es convencional y nunca condicionante como se ha demostrado en el estudio llevado a cabo en [1].

Ecuación constitutiva

En la figura 3 se estudia la influencia del tipo o forma de la ecuación constitutiva en el resultado final. Para ello se han construido los diagramas de interacción adimensionales (M^*-N^*) para diferentes ecuaciones constitutivas disponibles en la bibliografía. Se han mantenido siempre los mismos valores para la resistencia a compresión de la fábrica (f), el valor de la deformación elástica (ε_e) y el valor de la deformación última (ε_u), en la rama de compresión. En la rama de tracción se ha supuesto un criterio intermedio entre el frágil y el plástico, con rama de ablandamiento tomando un valor para la resistencia de $f_t = 0,05 f$, 1‰ para la deformación elástica y de 31,5‰ para la deformación última en tracción, que corresponde a una profundidad de la fibra neutra del 10% del canto de la sección.

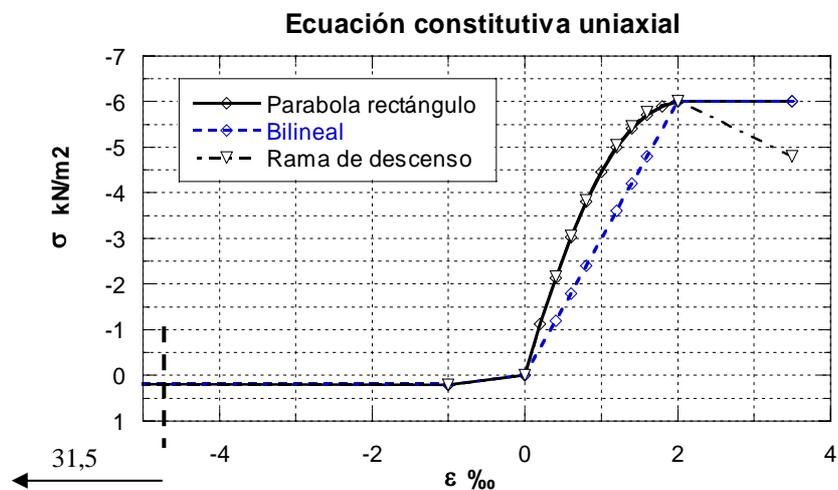


Figura 3. Diferentes tipos de ecuaciones constitutivas en la fábrica.

En la figura 3 se representan las diferentes ecuaciones posibles. El tramo de tracción aparece cortado en una deformación del $-5‰$, por un problema de representación (para no desdibujar el tramo de compresión), en el análisis el tramo llega hasta el $31,5‰$.

En cuanto al valor a tomar para la resistencia a compresión de la fábrica f , existen varias opciones para su cuantificación como se ha expuesto en 3.2.2 de este trabajo. En cualquier caso, se debe prestar atención a esta variable. El valor de la resistencia a compresión f puede llegar a ser condicionante en el análisis de las bóvedas de los puentes arco de fábrica, dependiendo del axil a que esté sometida la bóveda.

Para la obtención de la resistencia a compresión en fábrica de ladrillo y sillería se propone la siguiente expresión general (2):

$$f = f_m + \frac{af_b - f_m}{1 + \frac{b\alpha f_b}{m f_{tb}}} \quad (2)$$

donde f es la resistencia a compresión de la fábrica, f_b y f_m las de las piezas y mortero en ensayo uniaxial respectivamente, α la relación entre el espesor de

los tendeles y el alto de la pieza, a y b los parámetros de la envolvente trilineal de Ohler para el ladrillo y m la pendiente de la envolvente de rotura del mortero.

Es recomendable utilizar la fórmula simplificada de Ohler (3) debido a la difícil estimación de ciertas variables que, además, influyen poco en el resultado final.

$$f = \frac{af_b}{1+10b\alpha} \quad (3)$$

Donde se ha tomado para morteros de cal de gran antigüedad un valor de $m=2$, se ha despreciado la resistencia del mortero frente a la de las piezas y, además, se ha tomado la resistencia a tracción de las piezas como el 5% de la resistencia a compresión ($f_{tb}/f_b \approx 0,05$). Los valores de a y b , dependen de α , y se definen en la tabla 1:

Tabla 1 valores de a y b en función de α .

α	a	b
$\alpha \leq 0,02$	1,000	2,218
$0,02 < \alpha < 0,15$	0,811	0,960
$\alpha > 0,15$	0,662	0,662

Para el hormigón en masa la resistencia a compresión se podrá estimar mediante ensayos destructivos y no destructivos.

Influencia del aparejo

La fórmula para la cuantificación de la resistencia a compresión y el dominio de deformación propuestos para la fábrica sólo son válidos cuando el aparejo es a tizón, es decir cuando el aparejo se dispone perpendicular a la directriz de la bóveda de tal forma que la resultante actúa, normalmente, perpendicular a los tendeles.

Cuando el aparejo es de varias roscas, aparejo paralelo a la directriz, (resultante actuante en la sección paralela a los tendeles), los valores que se han de tomar, tanto para el valor de la resistencia a compresión como para los pivotes del dominio de deformación son aproximadamente la mitad.

Influencia de la presencia de esfuerzos cortantes

Todo lo anteriormente dicho es estrictamente cierto cuando los esfuerzos presentes en una sección son esfuerzos axiles y flectores (M, N) y actúan en las direcciones principales. La resultante aplicada en estos casos es, por lo tanto, perpendicular a la sección analizada y, por tanto, al aparejo, sea éste a tizón o de varias roscas.

Pero esto no es siempre cierto. Puede ocurrir que la resultante no sea necesariamente perpendicular o paralela a los tendeles, en este caso, además de un esfuerzo axil y flector, existirá un esfuerzo de corte en ejes principales –los ejes principales son los ejes de llagas y tendeles–. En la fábrica, a diferencia de otras tipologías, la presencia de un esfuerzo de corte en la

sección influye decisivamente en la distribución de tensiones normales, tal y como se describe en [1]. Este aspecto es particular de la fábrica.

Si bien es verdad que en la mayoría de las ocasiones, la hipótesis de perpendicularidad es cierta, ya que la importancia del esfuerzo cortante en la sección es significativamente menor, en otras, el axil está fuertemente inclinado debido a la existencia de un esfuerzo de corte importante (figura 4). En este último caso, se deberá tener muy en cuenta esta presencia en el agotamiento final de la sección.

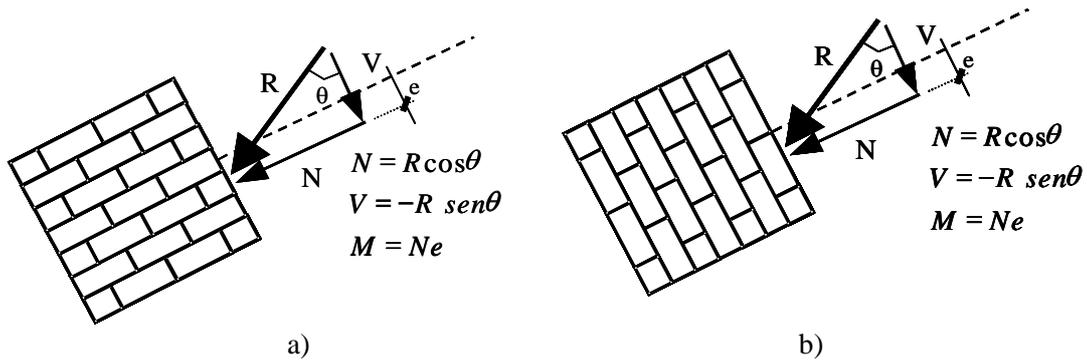


Figura 4. Situaciones límite en bóvedas de fábrica:

- a) Resultante R aplicada en la sección (aparejo de varias roscas). Esfuerzo axil, flector y cortante.
- b) Resultante R inclinada y descentrada a la sección (aparejo a tizón). Presencia de esfuerzo axil, flector y cortante.

De esta forma, es posible estudiar el comportamiento anisótropo de la fábrica mediante un método uniaxial. El análisis seccional queda reducido a estudiar el agotamiento de la sección frente a la terna de esfuerzos M, N, V , bien para un aparejo a tizón o bien para un aparejo de varias roscas.

2.2 Relleno

Las acciones desarrolladas por este elemento: carga gravitatoria, reparto de carga y desarrollo de empujes en el trasdós de la bóveda, deben modelizarse de la siguiente manera dentro del método de cálculo planteado.

- El peso gravitatorio debe ser tenido en cuenta como carga muerta en el modelo de cálculo.
- El reparto de cargas, deberá realizarse previamente según el procedimiento propuesto en el punto 4.3. El resultado (carga uniforme sobre el trasdós de la bóveda) será el dato a introducir en el análisis.

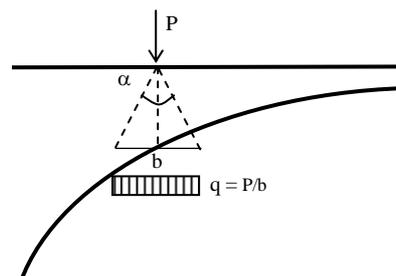


Figura 5. Reparto de cargas a través del relleno. Cono de reparto.

- Por último, los empujes desarrollados sobre el trasdós, se modelizarán mediante el método basado en la acción de muelles no lineales descrito en [1].

La discretización de los muelles viene marcada por los elementos barra de la bóveda, un muelle por cada barra (figura 6).

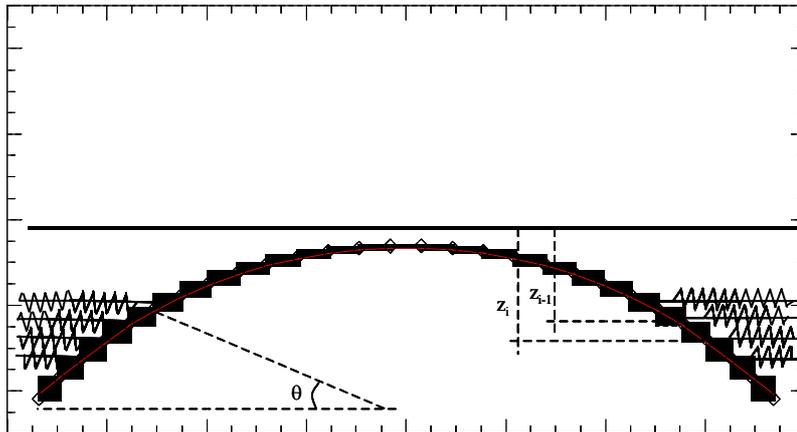


Figura 6. Modelización del empuje sobre el trasdós de la bóveda mediante la acción de muelles no lineales. Discretización.

La constante de cada uno de ellos, viene dada por la siguiente expresión.

$$k_{oi} = \frac{1}{2} k \gamma (z_i^2 - z_{i-1}^2) \quad (4)$$

donde k es la constante de empuje de tierras que sigue la ley que se representa en la figura 7 y γ es el peso específico del relleno.

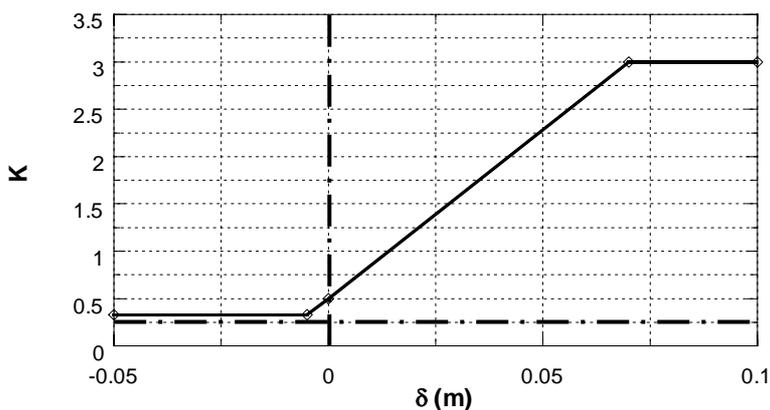


Figura 7. Constante de empuje k en función del movimiento entre bóveda y relleno (δ).

En la figura 7 se puede observar cómo los muelles en la situación de deformación nula, $\delta = 0,0$, tienen un valor no nulo para la constante k , es decir se encuentran pretensados con el empuje al reposo.

La zona de actuación de los empujes queda acotada a la zona más o menos cercana a los arranques. El ángulo θ , que delimita la zona donde se deben disponer muelles (figura 6) se obtiene a través de la expresión:

$$\frac{\text{sen}\theta \cos\theta}{\text{sen}^2\theta + k \cos\theta} \leq \frac{\mu}{k-1} \quad (5)$$

donde μ es el coeficiente de rozamiento entre bóveda y relleno y k es el valor de la constante de empuje en cada punto.

2.3 Pilas

Las pilas se modelizarán con elementos barra rectos de sección variable.

Sección maciza En este caso, el agotamiento frente a tensiones normales y tangenciales se define de la misma forma que en el caso de la bóveda.

Sección mixta En este otro caso, carcasa de fábrica de gran calidad y relleno interno con material variable, es necesario homogenizar la sección como paso previo al análisis.

En la figura 8 se representa la sección bruta y la homogenizada de una pila. La homogenización se hace a la fábrica de mejor calidad (externa).

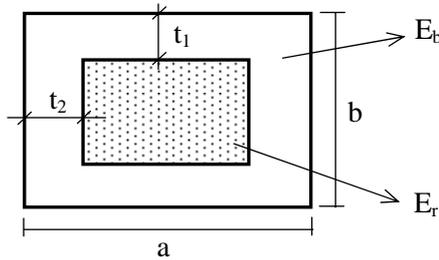


Figura 8. Sección mixta de una pila.

Como regla general se puede contar con el relleno a efectos del esfuerzo axial, pero no a efectos de los posibles esfuerzos de flexión. Por lo tanto, el área y las inercias homogenizadas se calcularán mediante las expresiones siguientes:

$$A_h = ab - (a - 2t_2)(b - 2t_1) + \frac{(a - 2t_2)(b - 2t_1)}{n} = ab - \frac{(a - 2t_2)(b - 2t_1)(n - 1)}{n} \quad (6)$$

$$I_{hx} = \frac{1}{6}at_1^3 + t_1a(b - t_1) + \frac{1}{6}t_2(b - 2t_1)^3 \quad (7)$$

$$I_{hy} = \frac{1}{6}bt_2^3 + t_2b(a - t_2) + \frac{1}{6}t_1(a - 2t_2)^3 \quad (8)$$

donde

$$n = \frac{E_b}{E_r}$$

n se encuentra comprendido habitualmente entre 7 y 10.

En casos de pilas muy esbeltas, la no linealidad geométrica sumada a la mecánica condicionan el fenómeno.

Inestabilidad

En el caso de sección mixta, el área e inercia homogenizadas se obtendrán conforme a lo comentado en el párrafo anterior.

2.4 Cimentación

Para modelizar correctamente la cimentación (las condiciones de apoyo del modelo), es necesario conocer la tipología de la misma (superficial o profunda), sus dimensiones aproximadas y los datos geotécnicos del terreno.

Normalmente, no se tiene ninguno de los datos mencionados. En estos casos, se pueden suponer empotramientos perfectos. El modelo resuelve la necesidad de articulación en los arranques (por fallos en la cimentación o por la propia configuración de cargas) al realizar un análisis del comportamiento no lineal mecánico y ser capaz de desarrollar rótulas en la zona de arranques. En el caso de que la configuración de la bóveda fuera biarticulada por un problema de cimentación o descimbrado, el modelo también permite el estudio de la posible desaparición de esas rótulas (cierre de juntas) en esas zonas bajo la aplicación de sobrecargas y su formación en otros puntos de la bóveda.

En los casos en los que se conozcan datos del coeficiente de balasto y dimensiones de la zapata, deben sustituirse los empotramientos por un muelle vertical y otro rotacional.

La constante del muelle vertical viene dada por la siguiente expresión:

$$K_v = abk \quad (5)$$

La constante del muelle rotacional viene dado por la siguiente expresión:

$$K_\theta = \frac{1}{12} ab^3 k \quad (6)$$

donde k es el coeficiente de balasto del terreno y a y b las dimensiones de la zapata en planta.

3. Planteamiento del método

La metodología propuesta tiene dos fases diferenciadas:

- 1- En primer lugar se obtendrán los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales en un análisis elastoplástico a nivel sección y estructura (*EP/EP*).

En este primer paso, la solución se obtiene planteando las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas del material en el modelo propuesto, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura¹. Los esfuerzos internos se obtienen planteando planos de deformación e integrando las tensiones correspondientes conforme al modelo constitutivo real del material. Estos esfuerzos internos deben estar en equilibrio con los provenientes del cálculo de esfuerzos a nivel de la estructura, en nuestro caso del modelo uniaxial planteado. El agotamiento de la estructura se alcanza cuando en alguna sección el plano de deformación pasa por alguno de los pivotes definidos para la fábrica o cuando se alcanza la inestabilidad.

El modelo uniaxial contempla la acción de la bóveda (elementos barra con un modelo constitutivo no lineal), el relleno (muelles no lineales) y la cimentación (empotramientos o muelles).

- 2- Al plantear el equilibrio entre los esfuerzos internos de la sección con los externos, sólo se han tenido en cuenta el dominio de deformación de la figura 2 (diagrama de pivotes) y, por tanto, el modelo constitutivo uniaxial (σ - ε) de la fábrica. Es necesario una comprobación *a posteriori* de los esfuerzos obtenidos en el modelo en diagramas de interacción *M-N-V* propuestos en el epígrafe anterior, para comprobar también, la interacción τ - σ en agotamiento.

Al realizar la comprobación de la interacción τ - σ señalada en el segundo punto, puede ocurrir que las parejas de puntos (*M*-N** y *N*-V**) resultantes del análisis realizado en el primer punto, queden fuera de los diagramas propuestos. En este caso, la estructura colapsaría debido a la interacción producida entre la terna de esfuerzos *M,N,V* en la sección.

¹ Hoy en día existen programas comerciales que incorporan el análisis del comportamiento no lineal mecánico y geométrico. En este caso, es necesario que el programa permita la concentración de curvaturas para poder simular el desarrollo de rótulas y poder estimar de forma precisa los movimientos y los giros en la bóveda. La correcta cuantificación de las deformaciones y movimientos lleva consigo una estimación precisa de la acción del relleno y poder evaluar el eventual problema de inestabilidad. A estos efectos, es recomendable que el programa incorpore algoritmos de convergencias dinámicos, donde se varía el criterio de convergencia con el nivel de carga, (SOFISTIK) o bien, el planteamiento es del tipo al realizado en el (GMF).