



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

2.1. Introducción

En este capítulo se ha intentado recoger el estado del conocimiento de aquellos aspectos que, en mayor o menor medida, están relacionados con el análisis estructural de los puentes arco de obra de fábrica. El énfasis que se pone en cada uno de estos aspectos depende, claro está, del nivel de conocimiento que se tiene de los mismos.

Así, en un primer epígrafe se trata de explicar cuales son las partes diferenciadas de un puente arco de obra de fábrica y cuál es su misión estructural dentro del comportamiento global del puente.

La intención de la segunda parte de este capítulo es exponer la historia de estos puentes y cuál ha sido la evolución en la comprensión del comportamiento estructural de los mismos. Esta quizá sea la parte más crítica, ya que se intenta exponer cuales eran los conocimientos y metodología utilizados antaño para la construcción de los puentes de obra de fábrica, cosa que, de manera irremediable por el olvido actual de tales temas, queda supeditada a los documentos que han llegado hasta nuestros días o las conclusiones que ciertos estudiosos del tema han podido obtener de una observación constante y tenaz de estas estructuras.

2.2. Funcionamiento estructural de los puentes arco obra de fábrica

2.2.1. Elementos constituyentes de los puentes arco de obra de fábrica

Un puente en arco de obra de fábrica está formado por un número elevado de elementos tal y como se puede apreciar en la figura 2-1. En este epígrafe se pretende dar una breve explicación de cada uno de ellos y, a su vez, empezar a identificar cuales son los que desempeñan funciones estructurales.

Los dos componentes básicos de un puente arco de obra de fábrica son el arco o bóveda y el relleno. El arco es elemento resistente por excelencia y el relleno, que también desempeña funciones resistentes, tiene como misión principal la de proporcionar la altura suficiente de tierras para materializar la superficie de rodadura horizontal (línea de rasante) a la cota por la que se quiere que discurra el tráfico.

Aunque más adelante (2.2.2) se hablará más extensamente de los elementos que desempeñan una función estructural dentro del comportamiento de este tipo de puentes, quizá sea conveniente destacar ya, que no únicamente el relleno y la bóvedas son



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

elementos estructurales. Dentro de este grupo también debemos incluir los tímpanos o paredes de enjuta, los estribos y pilas, las aletas y, por supuesto, las cimentaciones.

El arco o bóveda se puede materializar mediante bloques de piedra en forma de cuña, generalmente denominados dovelas (*voussoir*) o bien mediante una o varias hileras concéntricas de ladrillo. Por norma general, los puentes construidos mediante dovelas suelen mantener una disposición simétrica de las mismas respecto de una dovela central; dicha dovela suele recibir el nombre de clave (*keystone*) debido a una errónea interpretación de los primeros maestros constructores, que creían que la clave cumplía con una especial función resistente. El carácter especial de dicha dovela es más bien estético y tradicional, más que no estructural.

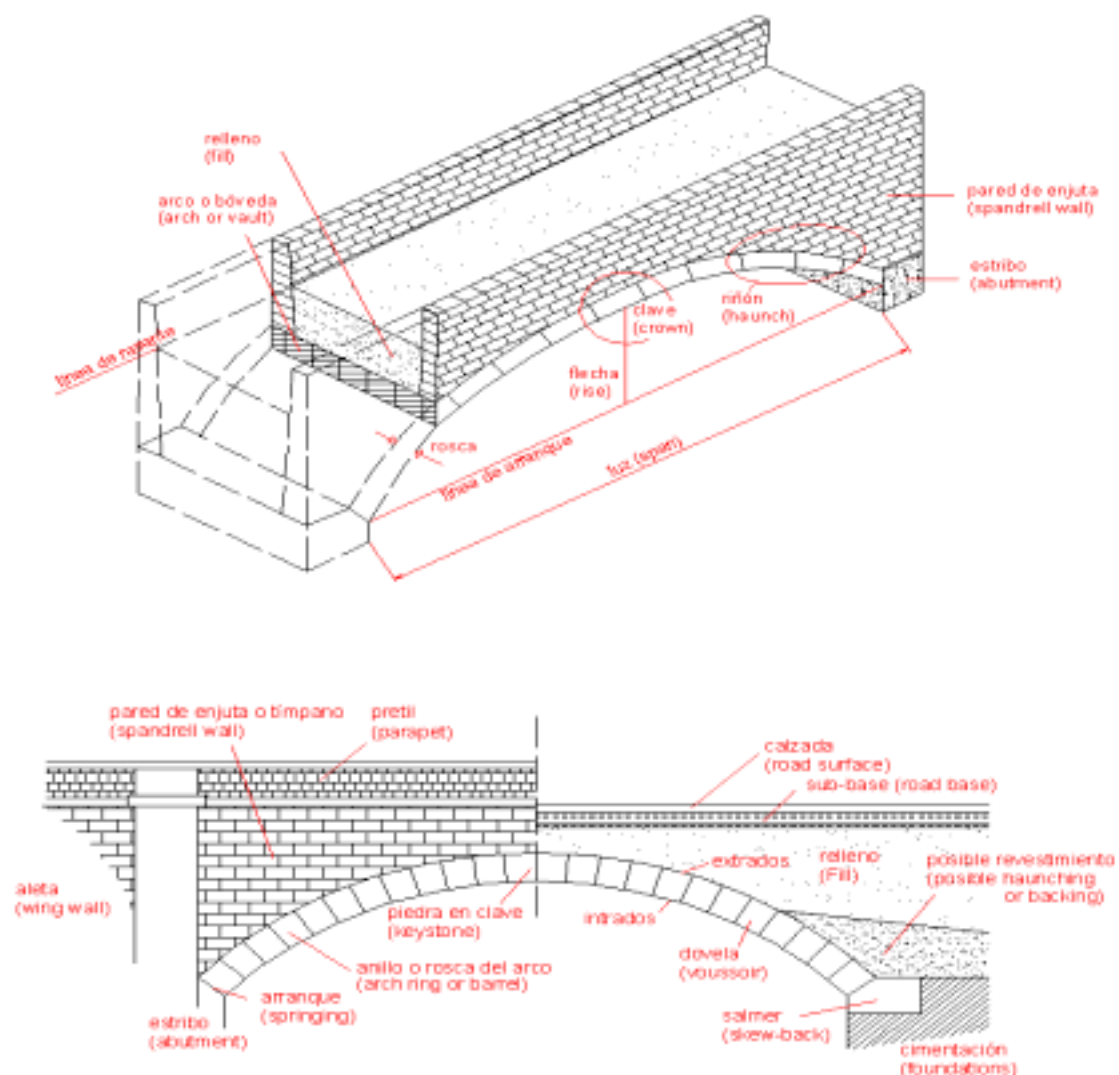


Figura 2-1.- Principales elementos de un puente arco de obra fábrica. Imagen obtenida de [5].



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Como ya se ha indicado unas líneas arriba, dentro de los puentes arco de obra de fábrica también se incluyen aquellos en los que la bóveda se materializa mediante una o varias filas de ladrillos. El número de hilas de ladrillos que, formando anillos concéntricos, deberán proporcionar el canto total de la rosca, dependerá de la luz que arco deba salvar. Esta técnica de superposición de anillos de ladrillos, con el mortero como único vínculo de unión entre ellas, presenta una ventaja adicional, constructivamente hablando, frente a las otras modalidades de bóveda de fábrica. Permite un importante ahorro en la cimbra, dado que ésta solo tiene que soportar el peso del primer anillo de ladrillos, que a su vez ejercerá de cimbra para las siguientes hileras [10], mientras que en otras tipologías la cimbra original tiene que soportar el peso de la rosca entera (mucho más potente).

Otra diferencia de los arcos de ladrillo respecto a los de piedra consiste en que los últimos las dovelas han sido labradas en forma de cuña, mientras que en los primeros la curvatura de la bóveda viene dada por el grosor de la capa de mortero entre los ladrillos. El espesor de las capas de mortero aumenta siguiendo el canto de la rosca, desde el intradós hacia el extradós, para de ese modo compensar el ancho constante de los ladrillos.

El bloque en cada estribo sobre el que descansa la última dovela o ladrillo en el extremo del arco se denomina salmer (*skew-back*). La superficie del salmer desde la que parte el arco se llama arranque (*springing*) y las líneas inferior y superior del contorno del arco se denominan intradós y extradós respectivamente.

El punto más elevado del arco se conoce como clave (*crow*), mientras que las difusamente delimitadas zonas más bajas del arco se denominan riñones (*haunches*). La imaginaria línea horizontal que une los dos extremos del arco se llama línea de arranque, siendo la flecha (*rise*) la altura libre máxima de un arco o bóveda, medida entre la línea de arranque y la clave. A su vez, la longitud de la línea de arranque, es decir, la distancia horizontal entre los arranques de un arco o bóveda, es la luz (*span*) del arco.

Las paredes que retienen el relleno sobre el extradós del arco hasta el nivel de calzada se denominan paredes de enjuta o tímpanos (*spandrell walls*). Éstas paredes pueden pasar a convertirse en aletas (*wing walls*) en la zona de apoyos. Las aletas son los muros de contención del terraplén en la zona de estribos. La dirección en planta de las aletas no ha de ser necesariamente paralela al eje de la vía, sino que puede ser oblicua o incluso normal a este eje.

Por encima de las paredes de enjuta se levantan los pretilos (*parapets*), que constituyen un elemento de protección frente a las caídas para los usuarios del puente a la vez que desempeñan una función estética. Por debajo de los tímpanos, y solo en el caso de puentes multiarco, encontramos las pilas, cuya función como elementos de soporte es obvia.

Al igual que pasa con las bóvedas, las cimentaciones de los puentes arco de fábrica presentan un gran número de tipologías y materiales de construcción. Así, la cimentación puede ser superficial, profunda, sobre roca, sobre emparrillado de madera y cama de grava, etc. Conocer la tipología y materiales con los que la cimentación está

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

construida, así como su estado y las propiedades geotécnicas del terreno resulta imprescindible para el análisis del puente, y puede ser una causa importante de incertidumbre.

Normalmente, la parte exterior de la bóveda sobre la que apoyan los tímpanos se resalta del resto disponiendo una sillería de mejor labra y de mayores dimensiones que la de la verdadera bóveda. Esta zona se denomina boquilla y sus dimensiones no deben ser confundidas con las de la bóveda estructural. Esta posible confusión ha supuesto un problema en ensayos de puentes reales in situ, en los que la única parte donde el espesor de la bóveda es visible es precisamente la boquilla, lo que impide conocer, al menos de antemano, el verdadero espesor de la rosca del arco que desempeña la función resistente.

Aunque no tiene una acepción clara, el termino relleno (*fill*) engloba todo el material que se encuentra situado entre la bóveda de fábrica, paredes de enjuta, estribos y superficie de rodadura. Por lo tanto, al hablar de relleno se hace referencia a una gran variedad de materiales en estado y condición variable. Normalmente, sin embargo, se trata de un material granular que facilita el drenaje del puente. Esto evita una acumulación de agua que comprometería la funcionalidad del puente a la vez que supondría un aumento de la sobrecarga que la estructura está llamada a soportar.

En añadidura, como será puesto de relieve en apartados posteriores (2.2.2), no sólo es importante conocer el tipo y propiedades de los materiales que conforman el relleno, sino también el estado en el que se encuentran; esto es su grado de compactación, saturación, confinamiento, etc.

En ocasiones existe una parte de obra de fábrica adicional entre el arco y el relleno, y que suele considerarse como parte del relleno. Ésta se suele presentar en forma de revestimiento (*haunching or backing*) en la zona cercana a los arranques de la bóveda, es decir, en la zona de transición entre bóveda y pila o entre bóveda y estribo. Suele tratarse de un material de menos calidad que el resto de la fábrica, pero el hecho de ser un material cementado hace que proporcione un soporte adicional a la estructura. Aunque la extensión de dicho revestimiento no siempre se limita a la zona de arranques, extendiéndose en algunos casos por todo lo largo y ancho de la estructura, como, por ejemplo, el caso de la mayoría de los puentes romanos.

El tipo de revestimiento que se acaba de describir suele dotar a la zona por donde se extiende de una rigidez similar a la de la propia bóveda y suele hallarse en puentes peraltados (relación flecha/luz elevada) y en puentes multiarco.

En las estructuras arco de fábrica que deben salvar luces considerables (superiores a 12 metros), las mismas se suelen ejecutar dotadas de unos tímpanos internos. Dichos tímpanos forman un costillaje sobre la bóveda que aligera el peso sobre la misma a la vez que rigidiza la estructura (en el epígrafe 2.2.2 se vuelve a hablar de esta función rigidizadora de los tímpanos). Además, estos elementos disminuyen la presión hacia el exterior del puente que el relleno ejerce sobre los tímpanos exteriores, y que puede ser causa de la pérdida de funcionalidad de la estructura, como veremos más adelante. Dichos tímpanos internos suelen ser de unos 45 cm. de ancho y acostumbran a estar separados unos 60 cm., de manera que se puedan cubrir con losas de piedra u hormigón



sobre las que descansa la calzada [6]. En la figura 2-2 se pueden observar las dos posibles estructuras internas más habituales en un puente arco de fábrica.

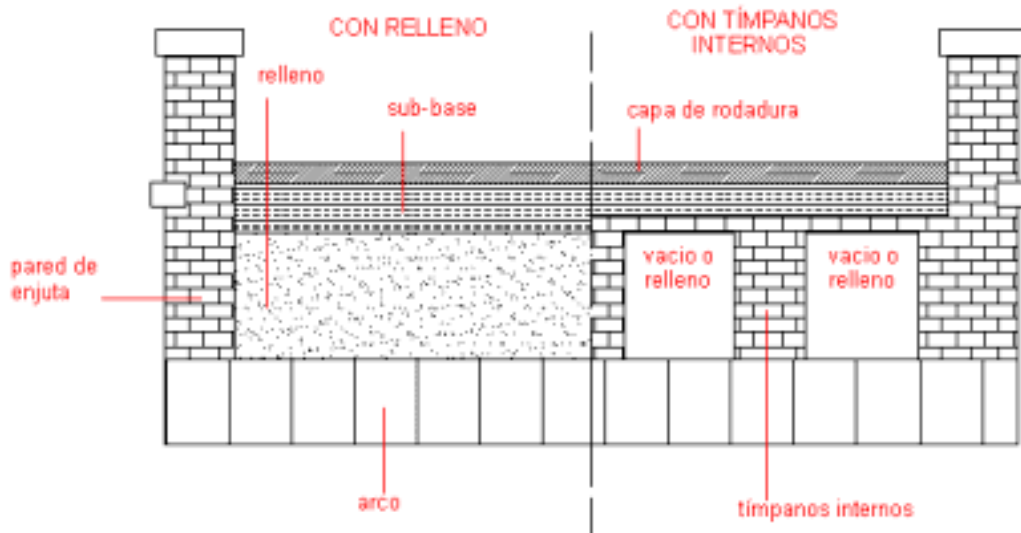


Figura 2-2. Sección transversal de un puente arco de fábrica. Posibles estructuras internas, con y sin tímpanos internos. Imagen obtenida de [5].

2.2.2. Elementos estructurales de un puente arco de fábrica

Como ya se ha comentado en el epígrafe anterior un puente en arco de fábrica está constituido por un gran número de elementos. Aunque en principio es difícil precisar cuales de esos elementos están trabajando, ya se ha indicado que existe una parte de ellos que desempeña una función estructural de manera más evidente.

En este apartado se describen las características, tipologías y funcionamiento de dichos elementos estructurales. Para facilitar la lectura de este apartado se evita en el grado posible la referencia otras obras; en cualquier caso, todo lo reflejado aquí puede hallarse descrito en mayor o menor grado en [1], [3], [4],[5], [6] y [10].

Hay que resaltar sin embargo que, aunque se tenga constancia de las funciones de los elementos que aquí se describen, en el modelo utilizado para realizar la hipótesis de esta tesina de especialidad solo se tienen en cuenta las tareas desarrolladas por el arco y el relleno cementado. También se incluye el efecto de los contornos (empuje del relleno del interior de las aletas) pero a modo de fuerzas puntuales, que representan la precompresión debida a los tirantes dispuestos en el modelo del laboratorio. Más detalles sobre este tema se pueden encontrar en los capítulos dedicados a la descripción del ensayo y al análisis de resultados.



2.2.2.1 El Arco o Bóveda

El arco o bóveda constituye el principal elemento resistente de los arcos de fábrica. Este elemento presenta dos propiedades generales dentro de la función resistente que desempeña: trabaja por forma y está constituido por materiales que, en su trabajo como conjunto (*obra de fábrica*), no son capaces de soportar tensiones de tracción.

La bóveda puede presentar una gran variedad de tipologías en función de los materiales con que se ha ejecutado y su forma.

Por lo que respecta a los materiales, tal y como ya se ha indicado anteriormente, los arcos pueden ser realizados mediante dovelas de piedra o bien mediante fábrica de ladrillos. Los primeros son arcos confeccionados con sillares de piedra con juntas generalmente de pequeño espesor o, incluso, con juntas a hueso (es decir, con juntas sin ningún tipo de ligante).

En el caso de las bóvedas de fábrica de ladrillo podemos distinguir una gran diversidad de piezas y ligantes: ladrillos macizos, perforados, bloques, morteros hidráulicos, morteros de cemento, etc. Como se puede ver en la figura 2-3, dentro de las fábricas de ladrillo se puede establecer una segunda clasificación en función del aparejo mediante el que se traban las piezas.

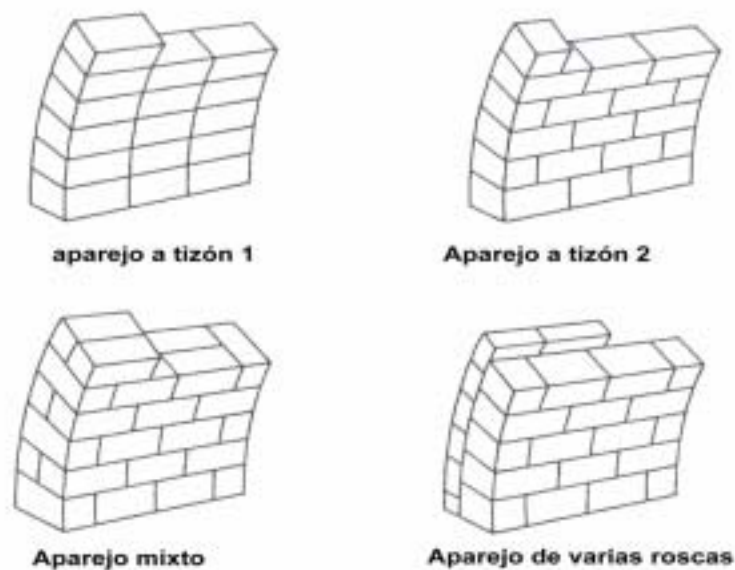


Figura 2-3. Posibles tipos de aparejo a utilizar en la fábrica de ladrillo. Imagen Tomada de [6].

Hay que destacar que existe una última tipología de bóvedas de fábrica atendiendo a una clasificación en función de los materiales utilizados; se trata de las bóvedas de hormigón en masa.

También se pueden clasificar las bóvedas atendiendo a criterios geométricos. Aquí podemos distinguir tres tipos de arco en función de su forma en planta: arcos rectos,



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

curvos o esviados. Este trabajo se centra en el estudio de una bóveda de directriz recta en planta, que, además de ser las más habituales, son las únicas que entran dentro del programa de experimentación que se está llevando a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC, por iniciativa del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la misma universidad.

Dentro de las bóvedas o arcos rectos se pueden distinguir tres parámetros fundamentales para la descripción de su geometría longitudinal en alzado: la luz libre entre paramento, la esbeltez de la bóveda y el peralte del arco. La luz libre entre paramentos ya se ha definido anteriormente; la esbeltez se define como la relación entre el canto de la bóveda en clave y la luz libre; y el peralte se define como la relación entre la flecha y la luz libre.

La luz es en las obras de fábrica, como en todas las obras de paso, el parámetro fundamental. Además de su evidente influencia sobre las magnitudes de la estructura, en el caso de las bóvedas es un parámetro definitorio del comportamiento resistente de la misma. Así, podemos distinguir entre las bóvedas de luz corta (las más habituales) en las que el peso propio y las cargas muertas son acciones condicionantes respecto a la sobrecarga de uso, y las de gran luz (más de 40 metros) en las que las cargas permanentes son de mucha mayor importancia respecto a las sobrecargas, llegando incluso a ser las acciones críticas en la mayoría de estos casos [6].

La luz junto con los diferentes valores del ratio que define el peralte de la bóveda dan lugar a una gran variedad de arcos según la directriz del intradós de éstos (parámetro importante ya que influye en nuestro análisis del arco ensayado en el laboratorio). De esta manera podemos encontrar los *arco de medio punto*, como lo son la mayoría de los arcos romanos, que son arcos semicirculares en los que la relación flecha/luz es de $\frac{1}{2}$. Siguiendo la misma directriz semicircular pero reduciendo la magnitud de la flecha, se obtienen arcos de directriz semicircular de peralte rebajado frente al de medio punto, que son los denominados *arcos rebajados* o *escarzanos*. Siguiendo con las directrices semicirculares también podemos encontrar *arcos apuntados* u *ojivales*; estos arcos están constituidos por dos directrices circunferenciales menores que $\frac{1}{4}$ de circunferencia simétricas respecto la clave, donde se encuentran de forma no tangente (apuntada). Este tipo de arcos es el típicamente utilizado en los puentes medievales.

Existen otras directrices usadas en el diseño de puentes arco de fábrica como son las *elípticas*, *parabólicas*, constituidas por diferentes segmentos de circunferencia o *policéntricas* (generalmente 3, 5 o 7 centros), y *semielípticas* o *directriz carpanel*. La aparición de diferentes tipos de directriz atiende a la intención de buscar formas de mejor respuesta estructural, facilidad para cimbrar, etc [10]. En la figura 2-4 se puede observar la directriz de una bóveda de 5 centros.

Al realizar el estudio de una bóveda es importante tener en cuenta que la forma real de la bóveda estructural a menudo no coincide con aquella visible exteriormente, dado que en muchos casos la presencia del relleno cementado en la zona de riñones actúa como parte estructural del arco.

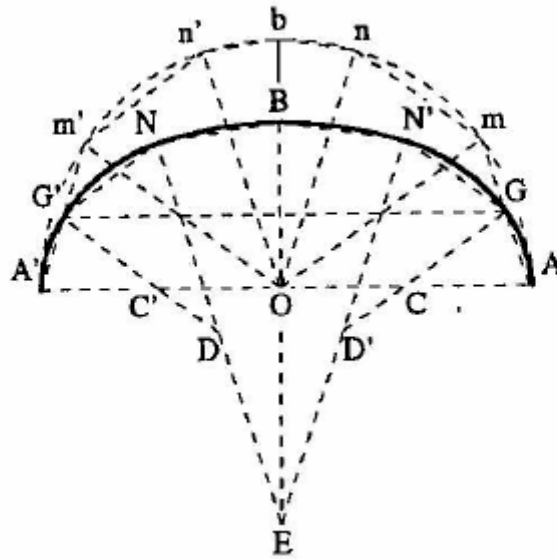


Figura 2-4. Directriz de una bóveda de 5 centros. Figura obtenida de [6].

Por último, es importante destacar que la respuesta estructural de la bóveda dependerá del deterioro o de los daños que la misma pueda haber sufrido. Los daños habituales en las bóvedas de fábrica tienen su origen en agentes externos culpables del deterioro de los materiales, en defectos o errores de proyecto o ejecución, la ocurrencia de acciones accidentales a lo largo de la prolongada vida de estas estructuras y, finalmente, un mal entendimiento y explotación de las mismas.

De entre todos los daños que puede sufrir una bóveda de fábrica, sin lugar a dudas, la mayor parte de los mismos están originados por un fallo asociado a la cimentación, bien por el fallo de los elementos de la cimentación (disolución de la cal, alteración química por aguas agresivas, pudrición de la madera de los pilotes o emparrillados de madera,...), bien por el fallo del terreno sobre el que apoyan (socavación general en momentos de crecida, socavación local cerca de los apoyos, erosión del lecho bajo los arcos, desprotección de los pilotes,...).

2.2.2.2 El Relleno

Con el término relleno, en el contexto de los puentes arco de obra de fábrica, se hace referencia a todo el material que se encuentra entre la bóveda de fábrica, tímpanos, estribos y superficie de rodadura. Éste puede estar constituido por cualesquiera materiales que se encontrasen a mano en el lugar y momento de su ejecución, como por ejemplo el terreno extraído durante la excavación de las cimentaciones. Consecuentemente, la constitución y la calidad de los materiales que constituyen el relleno oscila mucho. Sin embargo, es más que probable que en estructuras de considerable antigüedad el relleno presente una resistencia elevada como resultado del alto grado de compactación adquirido durante el paso del tiempo. Es habitual la colocación de una capa impermeable sobre el relleno, por debajo de la capa de rodadura, constituida por materiales de naturaleza arcillosa (*tar* o *puddled clay*).



Los tipos de relleno pueden clasificarse en dos grandes grupos, los rellenos cementados y los rellenos sueltos. El comportamiento de uno y otro difiere notablemente, siendo el de los rellenos cementados más cercano al de los materiales empleados en la bóveda. Incluso dentro de estos dos grandes subgrupos la variabilidad es grande, pudiendo llegar a estar ambos presentes en el mismo puente sin que entre ellos se pueda distinguir una clara separación; más bien, al contrario, la transición entre los mismos se realiza de forma gradual.

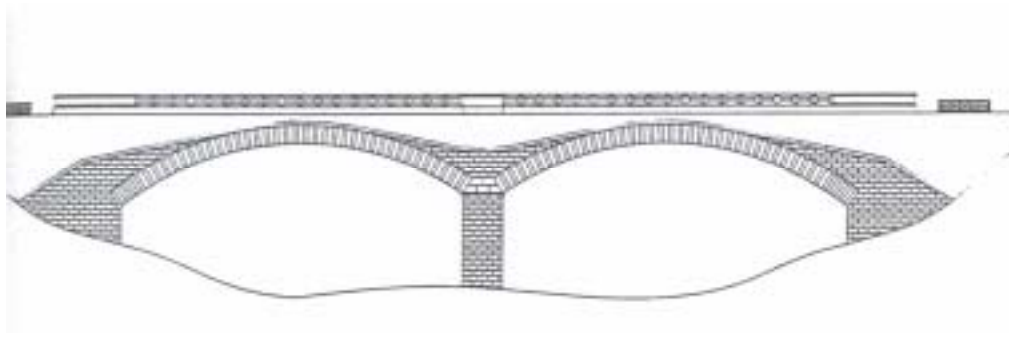


Figura 2-5. Disposición típica de los rellenos sueltos y cementado en puente arco de fábrica. Imagen tomada de [6].

Con el nombre de relleno suelto se hace referencia al relleno formado por terrenos más o menos granulares (arenas o arcillas), que normalmente son situados en las zonas cercanas a la clave del arco (ver figura 2-5). La evaluación de la acción estructural del relleno suelto requiere conocer, además del tipo de material que lo constituye, el estado del mismo y su relación con el resto de elementos estructurales (principalmente con la bóveda y los tímpanos).

En este sentido debe conocerse el grado de saturación del mismo. Este parámetro es un indicador de la presencia de agua en el interior del relleno. La presencia de agua en el interior del puente es un factor muy importante ya que ésta incrementará de manera considerable la carga gravitatoria aplicada sobre la bóveda, al igual que modificará los empujes que se traducen el trasdós de la bóveda cuando ésta se deforma. Además debe tenerse siempre presente que la presencia y circulación de agua es, de cara a la durabilidad, el peor enemigo de estas estructuras (lavado de juntas, favorable crecimiento de la vegetación,...).

De igual importancia es el conocimiento del grado de compactación del terreno que conforma el relleno suelto. El nivel de compactación del relleno influye de manera directa en el reparto de cargas a través del terreno y los empujes que éste movilice sobre el trasdós de la bóveda.

Por último, es también importante el grado de confinamiento del relleno. Para que el relleno pueda efectuar su papel repartiendo las cargas a través del terreno, llegue a movilizar los empujes activo y pasivos (por otro lado tan beneficiosos para la estabilidad de la bóveda), y proporcione una superficie de rodadura estable es necesario asegurar la restricción a la deformación transversal del mismo. Por supuesto, la función de contención frente a la deformación lateral del relleno deben realizarla los tímpanos, de tal manera que se asegure un confinamiento mínimo del relleno.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Una vez conocidos estos tres parámetros puede evaluarse la acción estructural de relleno que puede separarse en tres funciones, todas ellas de gran importancia para la resistencia del puente en su conjunto.

La primera función estructural del relleno es la de gravitar sobre la bóveda a modo de carga muerta. Dicha carga tiene la función de generar una precompresión centrada en el arco, de modo que, hasta cierto punto, se compensan las posibles tracciones inducidas por las sobrecargas concentradas, que tienden a alejar la forma de la bóveda de la antifunicularidad. Por otra parte, a medida que la luz del puente crece y la carga permanente gana dominancia frente a las sobrecargas esta función pierde relevancia, hasta el punto que en puentes de gran luz la precompresión que genera el relleno es excesiva y se descentra, de modo que se busca aligerar su carga introduciendo aligeramientos transversales en la zona de arranques y riñones del arco (figura 2-6), o bien, mediante el uso de los tímpanos internos descritos en el epígrafe anterior.



Figura 2-6. Puente de William Edward en Pontypridd. Se pueden apreciar los aligeramientos transversales en estribos en la parte superior derecha de la imagen. Fotografía tomada de [10].

Una segunda función, no menos importante, es la de transmitir y repartir las cargas, aplicadas en la superficie de rodadura, hasta el trasdós de la bóveda, atenuando el efecto local de las mismas.

Por último, la deformación y el movimiento del conjunto relleno-bóveda produce un estado tensional en la interfaz entre los mismos (tensiones normales y tangenciales) responsable de la movilización de empujes pasivos y activos en el trasdós de la bóveda que la estabilizan. Sin la presencia del relleno, o el buen acondicionamiento de éste, dicho estado tensional no se produciría, o, lo que es lo mismo, no se llegarían a desarrollar los empujes que estabilizan la estructura.

Un estudio más detallado sobre el reparto de cargas a través del relleno y su modelización, mediante un talud de ángulo definido o las aproximaciones de

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Boussinesq o Poulos, se puede encontrar en la Tesis Doctoral *Análisis Estructural de Puentes Arco de Fábrica. Criterios de Comprobación* [6], realizada por José Antonio Martín-Caro Alamo y dirigida por Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Javier León González.

Como ya se había comentado, el relleno cementado suele encontrarse en forma de revestimiento en la zona cercana a los arranques de la bóveda. En ocasiones, sin embargo, la presencia de este relleno cementado se extiende a lo largo y ancho de toda la estructura, como, por ejemplo en la mayoría de los puentes romanos. La constitución del mismo puede variar entre un hormigón romano (ejecutado con puzolana), un cal y canto (hormigón formado por mortero de cal grasa y grandes cantos rodados) o, incluso, una fábrica de menor calidad que la de la bóveda dispuesta con mayor o menor regularidad. En la figura 2-5 se puede observar la disposición típica de este tipo de relleno en la zona de arranques en estribos y pila.

El efecto estructural del relleno cementado difiere, como ya se ha dicho, en gran medida del que desarrolla el relleno suelto; la mayor rigidez que proporciona el relleno cementado (más cercana a la de la bóveda, estribos y pila, que a la de un relleno suelto) modifica el comportamiento global de la estructura. La parte de la bóveda rigidizada puede dejar de considerarse a efectos estructurales como parte del arco, pasando a ser un elemento portante que como tal se comprobará. El arco efectivo se considerará descontando dicha parte, lo que resulta muy beneficioso puesto que equivale a reducir la luz de cálculo del puente (figura 2-7).

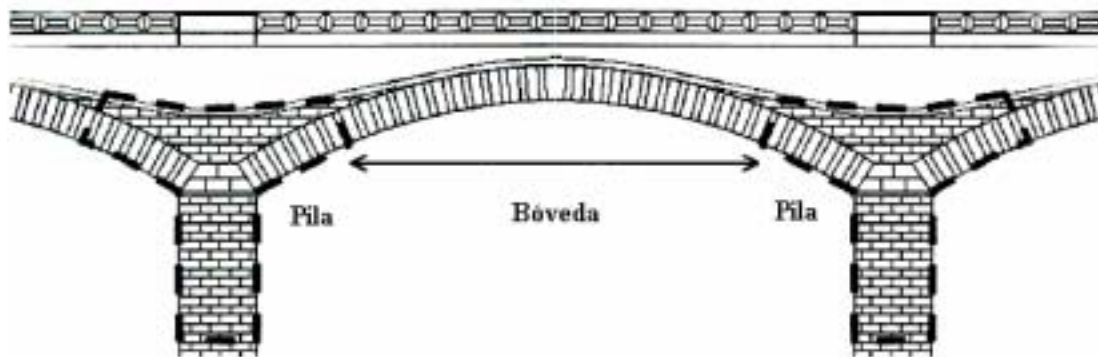


Figura 2-7. Presencia de relleno en la zona de arranque entre pila y bóveda. Reducción de la luz de la bóveda. Imagen obtenida de [3].

2.2.2.3 Los tímpanos o Muros de Enjuta

Los tímpanos son elementos verticales que se disponen lateralmente y que apoyan sobre las boquillas de 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.

Para desarrollar dicha función, la cara exterior de los tímpanos es plana y totalmente vertical, mientras que su cara interna puede presentar un ligero talud o estar escalonada,



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

de forma que el espesor de los mismos aumenta de arriba abajo. Esta geometría responde, sin lugar a dudas, a la ley de empujes del relleno.

En planta, la alineación puede ser totalmente recta a lo largo de la estructura, o bien, puede variar linealmente, presentando un espesor máximo en los arranques de la bóveda (zona de estribos y pilas) y mínimo en la clave de la misma (figura 2-8).

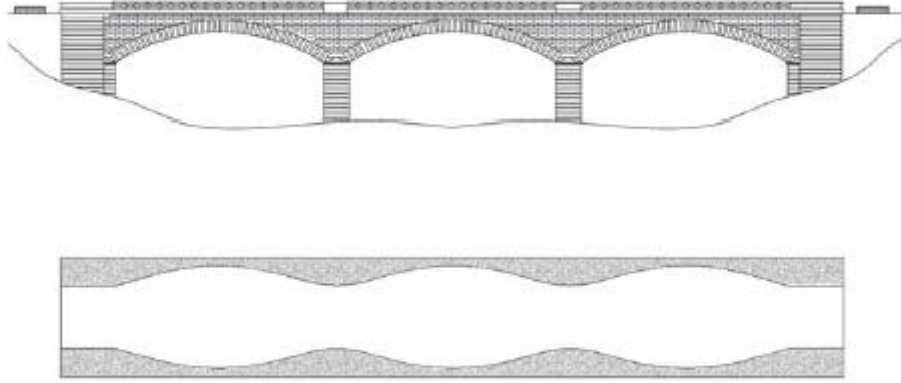


Figura 2-8. Alineación en planta de tímpanos de ancho variable. Imagen tomada de [6].

Como se acaba de comentar las paredes de enjuta suelen ser macizas. Sin embargo, no es ésa la única tipología en que se pueden presentar. Existen casos, generalmente cuando la luz del arco supera los 25 metros, en que los tímpanos son aligerados. Este aligeramiento se puede llevar a cabo de dos maneras diferentes.

Un primer caso de aligeramiento es el transversal. Con este tipo de aligeramiento, además de conseguir reducir la carga muerta que debe soportar la bóveda, se facilita una mayor capacidad de desagüe. En las zonas de aligeramientos transversales la función del tímpano ya no es la de contener lateralmente el relleno, sino más bien la de transmitir la carga desde la superficie de rodadura hasta la bóveda mediante tabiques, montantes o arcos.

La reducción de la carga muerta también se puede conseguir mediante aligeramientos longitudinales del relleno de la estructura. Este aligeramiento se puede conseguir mediante bovedillas que siguen longitudinalmente la estructura (figura 2-9), reduciendo en este caso la función de contención de tierras de los tímpanos. Otra manera de conseguir estos aligeramientos es mediante la disposición de, los ya nombrados anteriormente, tímpanos internos; en esta caso la supresión del relleno puede ser total, caso en que los tímpanos pierden totalmente su función de contención de tierras, para pasar únicamente a elementos de transmisión de cargas desde la superficie de rodadura hasta la bóveda (tarea que desarrollan tanto los tímpanos externos como los internos).

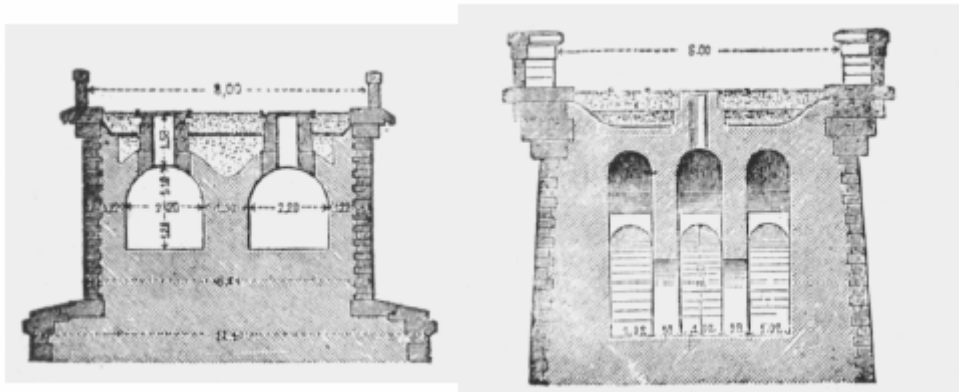


Figura 2-9. Sección transversal de un puente obra de fábrica: aligeramiento longitudinal en forma de bovedillas en el interior del relleno [6].

El hecho de que los tímpanos actúen a modo de estructuras de contención de tierras permite confinar lateralmente el relleno, lo que, a su vez, posibilita que el último pueda desarrollar su función estructural descrita en el apartado 2.2.2.2. En el caso en que los tímpanos no confinaren lateralmente el relleno, no se podría contar con la acción estabilizadora de los empujes desarrollados por el relleno en el trasdós de la bóveda.

A la misión fundamental de los tímpanos (contención y confinamiento lateral del relleno), la experiencia nos ha mostrado que éstos pueden desarrollar otra, quizá no prevista por los primeros proyectistas de este tipo de puentes, de rigidización longitudinal de la estructura. Aunque se acepta la hipótesis que la fábrica no es capaz de resistir tensiones de tracción, dependiendo de los materiales y el tipo de aparejo utilizados en la ejecución del tímpano, y de la unión entre éste y la bóveda, puede suponerse que el tímpano trabaja, además de como muro de contención de tierras, como una viga de gran canto, desarrollando una cierta resistencia a flexotracción.

De esta manera, los tímpanos aportan una rigidización adicional en el caso en que se pueda asegurar la conexión entre éstos y la bóveda de fábrica. Sin embargo esta unión es uno de los puntos débiles de este tipo de estructuras. La diferente rigidez de los tímpanos y el arco, los cambios en las condiciones de explotación con el tiempo, junto con lo delicado de la propia unión, hace que únicamente bajo cargas de servicio, y habiendo comprobado previamente el estado de dicha unión, se pueda contar la rigidización adicional. En los estadios cercanos al agotamiento de la estructura, tal como ha quedado demostrado en la mayoría de los ensayos realizados hasta la fecha, los tímpanos se separan claramente de la bóveda, pasando ambos a comportarse como elementos independientes.



2.2.2.4 Las Pilas

La función de las pilas dentro de un puente en arco de fábrica es la de transmitir hasta la cimentación las cargas que, transmitidas a través de relleno y bóveda, provienen de la superficie de rodadura. En añadidura, para poder desarrollar correctamente su función, también deben soportar otras acciones que, directa o indirectamente, inciden sobre ellas.

Las pilas constituyen los elementos estructurales de los puentes arco de fábrica que han estado sujetos a más cambios en sus dimensiones a lo largo de la historia de estas estructuras. Dichos cambios en la geometría de las pilas se deben a consideraciones constructivas e incluso estratégicas.

En los comienzos de la construcción de los puentes arco de fábrica (y aquí como comienzos podemos referirnos, en el mundo occidental, a la época romana y medieval) la desconfianza sobre las cimentaciones, por otra parte debida al desconocimiento del tema, llevó a los primeros constructores a adoptar unas dimensiones de pila enormes, en las que la anchura de la pila era de aproximadamente un tercio de la luz que salvaba la bóveda. Ya en la época medieval, periodo en el cual se perdió gran parte de la metodología ya utilizada por los romanos para la construcción de estas estructuras y también el trato de los materiales era peor que el de sus antecesores romanos, aún se incrementó más ese parámetro geométrico, llegando incluso a valores de ancho de pila de más de la mitad de la luz libre. Tales dimensiones de pila hacen que las mismas se comporten más como un estribo que como una pila tal y como la entendemos. Este comportamiento de las pilas no se trata únicamente de una consecuencia casual de sobredimensionar las pilas por desconfianza en los cimientos, sino que realmente también se buscaba que las pilas desempeñaran tal función atendiendo a criterios estratégicos; de esa manera, en determinadas situaciones críticas (guerras, revoluciones, etc.), era posible hacer desaparecer uno de los vanos de un puente multiarco para cortar el servicio, quedando el resto de la estructura en pie y disponible para un futura reconstrucción rápida (*pilas estribo*). Un claro ejemplo de esta situación lo podemos encontrar en el *Pont Trençat*, que une los municipios de Sant Celoni y Santa Maria de Palautordera, al que se le hizo desaparecer uno de sus ojos durante la Guerra del Francés (23 de Marzo de 1811), y que recientemente ha sido reconstruido atendiendo a un proyecto del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Xavier Font (figuras 2.10 a y b)[16].



Figura 2-10. a) reproducción del Pont Trençat en la que se puede apreciar la falta de uno de sus arcos. b) El Pont Trençat restaurado.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Ya en el siglo XVIII, coincidiendo con la aparición de los primeros análisis teóricos y experimentales sobre la línea de presiones y los posibles mecanismos de colapso (esto se explica más extensamente en epígrafes posteriores), los valores del ancho de pila se redujeron hasta prácticamente un décimo de la luz libre. Más tarde Ribera [11] propone predimensionar las pilas mediante una relación de (ancho pila)/(luz libre) de un décimo. Sejourné propone otro predimensionamiento diferente ya válido para puentes de ferrocarril.

El comportamiento estructural de las pilas, así como pasa con las bóvedas, se puede caracterizar a partir de unos pocos parámetros geométricos y del tipo de sección de la misma.

El primer parámetro geométrico definitorio del comportamiento de la pila es la altura total de la misma. En función de dicha altura las pilas se dotaban de taludes longitudinales (obedeciendo a la ley de momentos producida por el desequilibrio del empuje horizontal en la cabeza de la pila por la acción de la sobrecarga, con la intención de que la línea de presiones que transcurre por el interior de la pila no se salga del tercio central de la misma) y transversales (dependiendo la importancia que puedan cobrar los esfuerzos del viento). En el caso de pilas extremadamente altas, se disponían arcos entre pilas a modo de arriostramientos longitudinales; esta práctica es muy usual encontrarla en acueductos (figura 2-11).



Figura 2-11. Acueducto de los Milagros, Mérida. Dado la gran altura de las pilas se disponen arcos de arriostramiento longitudinal

Los dos últimos parámetros geométricos que se utilizan para caracterizar el comportamiento estructural de la bóveda son dos esbelteces, definidas una como la relación entre la anchura de la pila y la luz libre de la bóveda, y, la otra como la relación entre el ancho y la altura de la pila. El valor de estos parámetros caracteriza el comportamiento de un puente de varios ojos como un puente multiarco, en el que existe una interacción entre las diferentes bóvedas y pilas que conforman la estructura, o bien como puente monoarco, en el que la pila se comporta como las ya citadas *pilas estribo*.

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



En cuanto a la sección de las pilas pueden distinguir dos grandes grupos. Uno primero lo componen las pilas de sección maciza, en las que toda la sección está ejecutada en un mismo tipo de fábrica. El segundo grupo reúne las pilas de sección mixta, que están compuestas de una carcasa exterior de sillería bien labrada y pulimentada, más un relleno interior de peor calidad, que generalmente posee una rigidez longitudinal menor que la del material de la carcasa (hormigón ciclópeo, mampostería, cal y canto cementado,...).

2.2.2.5 La cimentación

Las cimentaciones constituyen los elementos que presentan un mayor grado de incertidumbre a la hora de evaluarlos. Esto se debe a que, además de tratarse de elementos ocultos y poco accesibles, existe muy poca documentación sobre su proyecto y construcción si se compara con otros elementos estructurales como, por ejemplo, las bóvedas o los estribos de los que se conocen reglas de proyecto.

Además, también se trata de los elementos más débiles, debido a que su proyecto se tenía que basar en el pequeño conocimiento de las propiedades geotécnicas del terreno sobre el que descansaba (o, al menos, así fue hasta que empezaron a desarrollarse teorías geotécnicas en el siglo XIX). Tal grado de desconocimiento sobre el posible comportamiento del suelo ha dado lugar, en innumerables ocasiones, a cimentaciones poco adecuadas que han terminado por provocar daños o, en el peor de los casos, la ruina de la estructura. En añadidura, la cimentación es además el elemento con mayor grado de exposición al peor enemigo de estas estructuras (cosa que ha quedado demostrada con el transcurso de los siglos), las grandes avenidas; dada la longevidad de estas estructuras, las avenidas han dejado huella en todas ellas, al menos una vez.

Los hechos de desconocer en gran medida como son realmente estos elementos y de que sean los más débiles hacen que su análisis sea uno de los puntos críticos, dentro de la evaluación global de un puente arco de fábrica.

Como en prácticamente todos los elementos que hemos visto hasta ahora, los materiales que históricamente se han utilizado para la ejecución de las cimentaciones son variados. Básicamente, que no únicamente, se pueden encontrar cimientos de madera y sillería o bien cimentaciones realizadas en hormigón.

Si se realiza una clasificación de las cimentaciones atendiendo a su tipología, se pueden encontrar dos grupos: las cimentaciones profundas y las superficiales.

La cimentación superficial transmite la carga directamente de la pila al estrato supuestamente competente a través de una zapata o una losa de cimentación. La elección de este tipo de cimentación (superficial) se hacía cuando el estrato inmediato era, en teoría, suficientemente adecuado, lo que, atendiendo a los conocimientos geotécnicos que se tenían cuando se construyeron gran parte de estas estructuras, se traducían en que el estrato fuera claramente competente, o, lo que es lo mismo, que fuera una roca. Dado que las tensiones admisibles por tales estratos (rocas) eran muy altas, el área de la zapata no se diseñaba mucho mayor que la de la pila. Esa geometría da lugar

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

a una cimentación de tipo rígido, cosa que, por otra parte, resultaba beneficioso, ya que la gran mayoría de estas zapatas se ejecutaban con obra de fábrica que, como bien claro se ha dejado ya, no puede trabajar a flexión.

La materialización de una cimentación superficial no siempre se ha hecho mediante una zapata; parece ser que en el siglo XVII se empezaron a realizar cimentaciones superficiales mediante losa de cimentación, para tratar de evitar el grave problema de la socavación.

Por su parte, las cimentaciones profundas presentan un abanico más amplio de tipologías. En primer lugar podemos encontrar cimentaciones profundas mediante pilotes de madera, coronados por un encepado compuesto de un emparrillado de madera con relleno de grava o áridos más o menos cementados. Este tipo de cimentación, donde los pilotes podían llegar a tener una longitud máxima de aproximadamente 10 metros, se protegía de la socavación mediante una escollera de protección alrededor de las pilas. Esta configuración, que ya era utilizada por los romanos, presenta una variante en la que, además del recinto exterior de pilotes más o menos largos, se disponía interiormente un número indeterminado de pilotes de menor longitud.

A partir del siglo XIX, el relleno cementado pasa a ser sustituido por hormigón (zampeado), que ya servía de protección en la configuración definitiva. En el mismo siglo se comienza a utilizar también la cimentación mediante cajones huecos, que eran construidos en la orilla y llevados hasta su lugar de emplazamiento donde eran hundidos, creando un recinto seco. Posteriormente se vertía una amplia cama de hormigón, para, tras un pequeño zócalo, acabar levantando la pila.

Más cerca de nuestros días, ya a finales del siglo XIX, cuando la ciencia estaba más avanzada, empezó a desarrollarse la técnica de cimentación profunda por medio de cajones de aire comprimido.

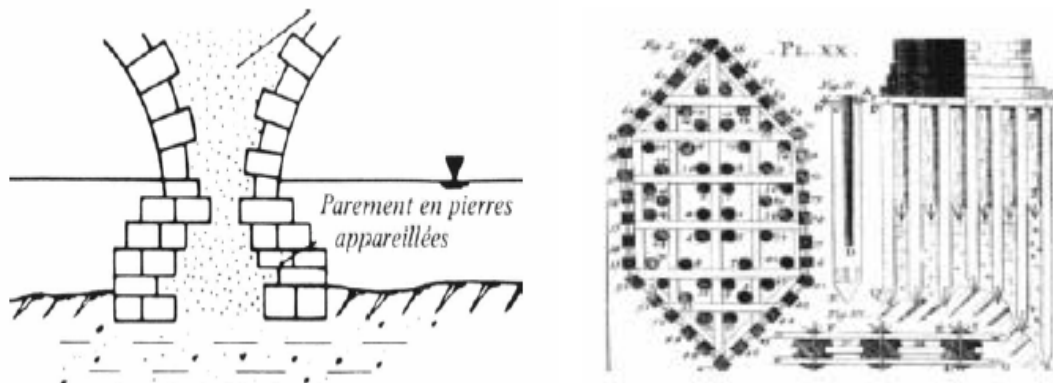


Figura 2-12. Algunas tipologías de cimentación: superficial por medio de sillería con relleno de mampuesto rígido (derecha) y profunda por medio de pilotes de madera. Imagen tomada de [6].



2.2.3. Comportamiento bajo carga de un puente en arco de fábrica

El funcionamiento resistente de un puente arco de obra de fábrica resulta, como el de la gran mayoría de estructuras abovedadas, conceptualmente bastante sencillo: las cargas sobre la superficie de rodadura se “recogen y conducen de alguna manera hasta los cimientos”. Pero es precisamente en el análisis de ese funcionamiento conceptual tan simple donde realmente nos damos cuenta de lo complejo del comportamiento estructural de estos puentes, posible únicamente gracias a la interacción de todos sus componentes estructurales, claramente diferenciados tanto en su modo de funcionamiento estructural como en la composición de sus materiales.

Antes de entrar en el análisis directo de cómo una carga aplicada sobre la superficie de rodadura llega hasta los cimientos, deben quedar claros algunos aspectos fundamentales de este tipo de obras.

En primer lugar debe tenerse presente que los puentes en obra de fábrica son estructuras masivas que trabajan fundamentalmente por forma. Como ya se ha comentado en el apartado anterior, el principal elemento resistente es la bóveda, la forma de la cual busca, en principio, que el esfuerzo desarrollado predominante sea el axil. Sin embargo, esta primacía del axil puede perderse en función de la importancia que adquiera la sobrecarga con respecto la carga permanente, y de lo adecuado de la directriz de la bóveda.

En segundo lugar, tal y como se puede apreciar en la descripción de los elementos de estas estructuras, los materiales que las constituyen se caracterizan por ser heterogéneos, anisótropos e incluso discontinuos. Es decir, están formados por *fábrica* que, en el comportamiento en conjunto de todos sus constituyentes, no es capaz de resistir tensiones de tracción.

Como ya se ha demostrado en el apartado anterior, otro aspecto fundamental en el comportamiento de los puentes de fábrica es que están formados por elementos estructurales de diferente naturaleza y cuya acción estructural es también diferente. Así, bóveda, relleno, paredes de enjuta, aletas, pilas y estribos todos contribuyen de forma conjunta, aunque en diferente grado, al fenómeno resistente. El modo en que el puente se comporte estará decisivamente influenciado por la interacción entre estos elementos y su diferente contribución relativa a la resistencia.

En la figura 2-13 se representa un puente en arco de obra de fábrica sometido a la acción de su peso propio y de la carga muerta concomitante con una sobrecarga puntual aplicada en la zona crítica, comprendida entre $1/3$ y $1/5$ de la luz [9]. Con esta figura se intenta facilitar la comprensión del mecanismo resistente desarrollado por estas estructuras para transmitir las cargas a las que se ven sometidas hasta los estribos y cimentaciones.

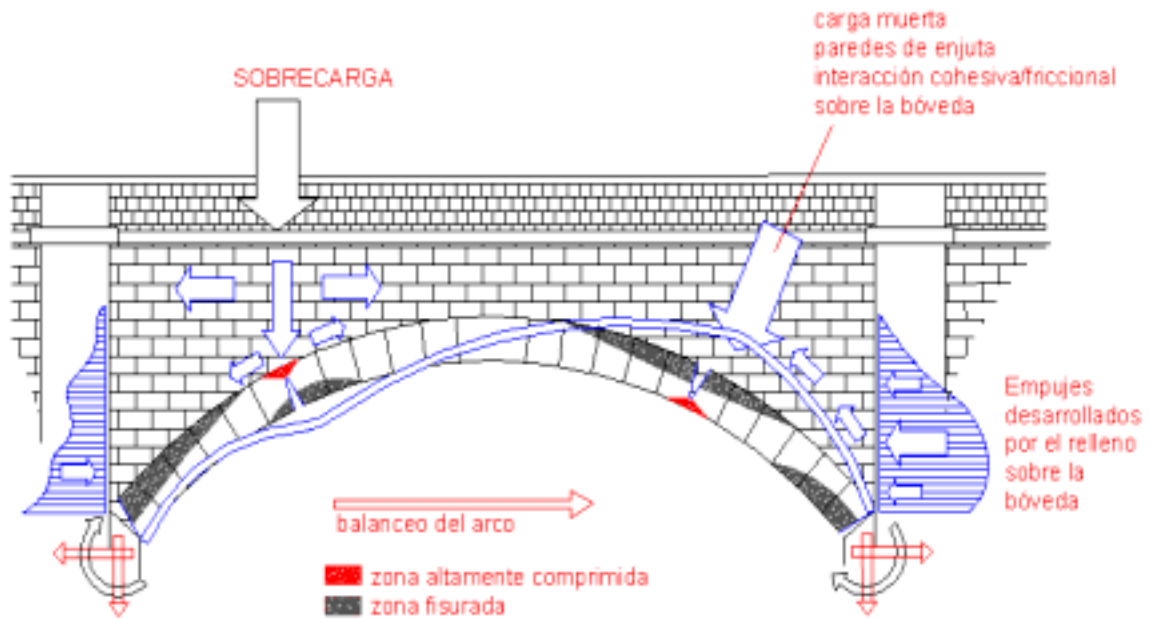


Figura 2-13.- Respuesta estructural de un puente arco de fábrica ante la acción de las cargas permanentes y una sobrecarga puntual a $1/4$ de luz. Sección longitudinal. Imagen obtenida de [10].

La carga permanente, compuesta por el peso propio y la carga muerta, gravita directamente sobre la bóveda, cuya forma se aproxima, en mayor o menor grado, a la curva antifunicular de estas acciones (es decir, la forma busca que solo se desarrollen compresiones en la bóveda). La sobrecarga puntual, responsable de descentrar la línea de presiones (de este tema se habla en apartados posteriores), se transmite desde la superficie de rodadura hasta la bóveda a través del relleno. Como se puede observar más claramente en la figura 2-14, el relleno amortigua el efecto de la sobrecarga puntual sobre la bóveda, actuando a modo de agente repartidor de la carga transformando las cargas de carácter puntual en cargas repartidas, transversal y longitudinalmente, sobre el trasdós de la bóveda.

La importancia de este “efecto de repartidor de carga” del relleno se pone de manifiesto si recordamos que los puentes en arco de fábrica trabajan por forma, buscando con su directriz, como ya se ha comentado unas líneas arriba, una antifunicularidad de la carga que aproxime todos los esfuerzos que se desarrollan en la bóveda a una compresión simple. Las cargas concentradas, y muy en especial las situadas en la zona crítica (entre un tercio y un quinto de la luz), tienden a descentrar la compresión, es decir, tienden a alejar la geometría de la bóveda de la antifunicularidad para la nueva configuración de acciones (carga permanente más la sobrecarga), cosa que provoca la aparición de esfuerzos de flexión, que a su vez da lugar a tracciones que la fábrica no puede recoger.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

El efecto de reparto de la carga que desarrolla el relleno reduce en gran medida la concentración de cargas sobre el trasdós de la bóveda; cuanto mayor sea la amplitud del cono de reparto, más se despenalizará el efecto que la carga puntual tiene en el comportamiento de una bóveda.

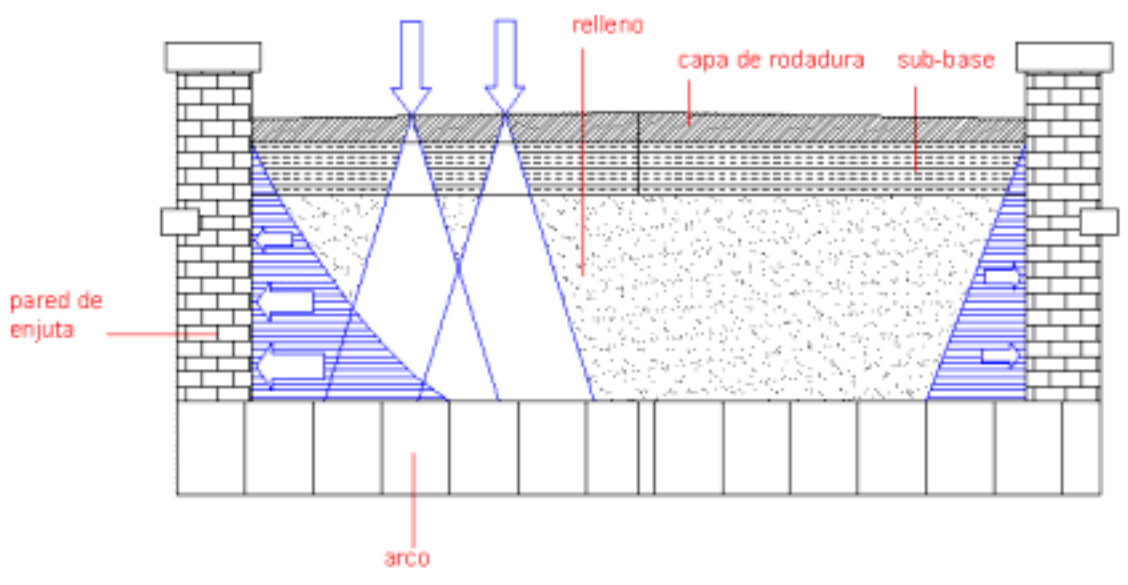


Figura 2-14.- Respuesta estructural de un puente arco de fábrica ante la acción de las cargas permanentes y una sobrecarga puntual a $1/4$ de luz. Sección transversal [5].

El efecto del relleno en el comportamiento general de la estructura no se reduce a la distribución de las cargas; como también se puede observar en la figura 2-14 éste ejerce un empuje horizontal sobre las paredes de enjuta. A su vez, también desarrollará empujes horizontales que, en general, son beneficiosos para la estabilidad de la bóveda. Estos dos efectos no son nada despreciables; el primero podría provocar el fallo de los tímpanos (rotura, desplazamiento respecto a la bóveda,...), lo que, a su vez, provocaría que el mismo relleno quedase en estado no confinado y, por tanto, no desarrollaría su acción beneficiosa para la estabilidad de la estructura o incluso la inutilización de la misma por pérdida de parte de la superficie de rodadura.

La magnitud del empuje horizontal del relleno sobre el trasdós de la bóveda depende de los movimientos relativos entre ambos elementos. Bajo situaciones normales de carga estos movimientos son pequeños, y el empuje desarrollado por el relleno puede estimarse a partir del empuje de las tierras al reposo. Sin embargo, en situaciones próximas al colapso (formación de un mecanismo de colapso) pueden darse grandes movimientos y deformaciones. Los empujes que se desarrollan en esta situación pueden aproximarse por el empuje pasivo en la zona en que los movimientos tiendan a acercar la bóveda al relleno (zona menos cargada), y activo en la zona en la que los movimientos sean de separación (esto es en la zona de aplicación de la sobrecarga).

Hay que recordar que la acción de los tímpanos o paredes de enjuta no queda limitada a la ya mencionada función de contención del relleno. Como ya se ha mencionado en



2.2.2.3 estos elementos laterales pueden desarrollar una gran rigidez trabajando como vigas laterales de gran canto. A pesar de la separación que entre estos dos elementos se puede dar en situaciones cercanas al colapso, y la recomendación de no tener en cuenta la función rigidizadora de los tímpanos, la interacción entre bóveda y paredes de enjuta puede ser significativa [10]; este es uno de los aspectos que se ha intentado esclarecer en las últimas campañas experimentales.

Una vez las cargas alcanzan el arco, este se encarga de recogerlas y llevarlas hasta la cimentación. Para ello la bóveda moviliza, gracias a su forma, la elevada resistencia a compresión de la fábrica. El análisis de este mecanismo se puede realizar desde dos perspectivas diferentes.

En primer lugar, y bajo ciertas limitaciones, el análisis resistente de la bóveda puede realizarse a partir de 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, o, lo que es lo mismo, se trata de hallar la línea de presiones. Este procedimiento resulta relativamente sencillo, ya que se trata simplemente de establecer el equilibrio de la resultante con las acciones externas sección a sección.

El problema radica, sin embargo, en que, salvo situaciones excepcionales que se citan más adelante, estas estructuras son hiperestáticas, y por lo tanto existen infinitas soluciones de dicha línea de presiones. Por lo tanto, para poder llegar a la solución única se deben realizar ciertas hipótesis adicionales o bien aplicar los teoremas de las cotas superior e inferior de la plasticidad para los posibles mecanismos de colapso (ver apartado 2.3.3.2 *Métodos Analíticos Plásticos*).

Este tipo de análisis tan sencillo no permite obtener información sobre los niveles tensionales, ni sobre los movimientos y deformaciones en la bóveda, ya que para ello sería preciso el uso de las ecuaciones constitutivas de los materiales y las de compatibilidad dentro de la estructura.

Una segunda opción para abordar el estudio del comportamiento resistente de un arco es a partir de la teoría clásica de estructuras, esto es haciendo uso de las ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad y constitutivas de los materiales. En este caso la solución obtenida sí es única; además permite obtener los esfuerzos actuantes, el régimen tensional y las deformaciones y desplazamientos de la bóveda. Es decir, con este segundo método se obtiene una solución más rigurosa y sin la necesidad de hipótesis o teoremas adicionales; por contrapartida, se trata de un método mucho más laborioso.

El trabajo realizado en esta tesina de especialidad parte de un análisis basado en el estudio de la línea de presiones y la utilización de los teoremas de análisis límite (teoremas plásticos).

La línea de presiones indica la posición de la resultante de las tensiones interiores de la bóveda en cada sección. En el caso ideal de que toda la carga estuviera perfectamente repartida de modo que la geometría de la bóveda coincidiera con la curva antifunicular de las acciones, la línea de presiones pasaría por el centro de gravedad de cada sección. Esto es lo mismo que decir que el arco trabajaría a compresión simple, ya que sin



excentricidad de paso de la resultante no se desarrollan momentos flectores en ninguna sección.

Sin embargo, en el caso de aparición de sobrecargas que alejan la configuración de acciones de la ideal recién descrita, la línea de presiones se aleja del centro del arco, o, lo que es lo mismo, aparece cierta excentricidad, dando lugar al desarrollo de momentos flectores en el interior de la bóveda (figura 2-15). A medida que la línea de presiones se va alejando del centro de gravedad de una sección (esto pasará a medida que se incrementa el valor de la sobrecarga), la parte de la sección más alejada de la resultante se irá descomprimiendo. En el momento en que la línea de presiones se sale del núcleo central (es decir, su distancia hasta intradós o el extradós es inferior a $h/3$) la zona descomprimida pasa a estar traccionada; como la fábrica no resiste tracciones la sección pierde rigidez efectiva y se produce una redistribución de tensiones.

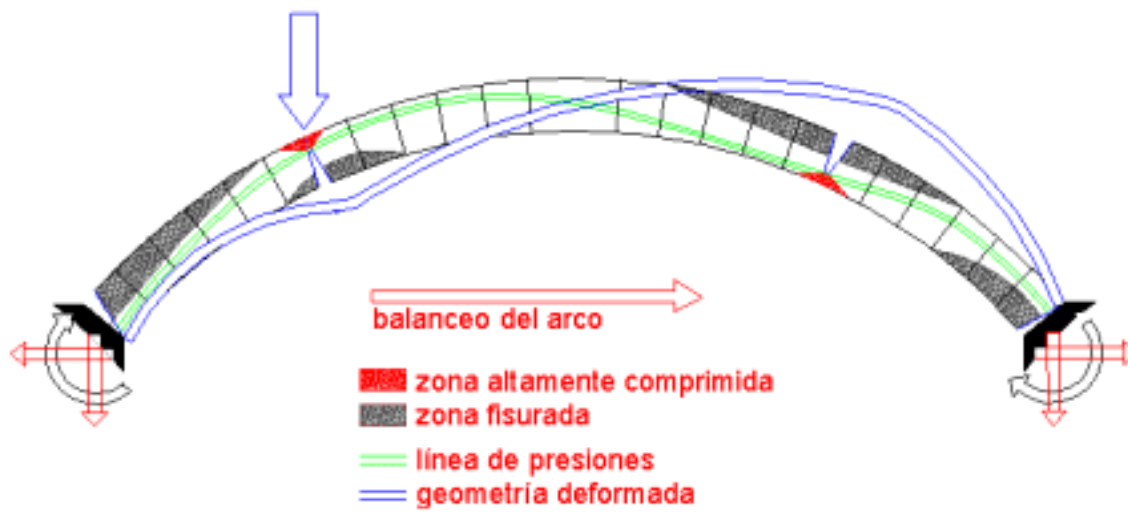


Figura 2-15. Línea de presiones de un arco bajo carga permanente y sobrecarga de uso [3].

En situaciones próximas al colapso, la línea de presiones se aproxima al intradós o al extradós del arco en determinadas secciones. En tales secciones la zona traccionada se extiende a prácticamente toda la sección, y la sección efectiva que debe soportar las compresiones se reduce de tal manera que la tensión resultante se acerca a la resistencia a compresión de la fábrica. Esas zonas son en las que se formarán las rótulas plásticas que llevarán a la estructura al colapso.

Para que la estructura colapse es necesario que se formen tantas rótulas como grado de hiperestatismo presente la estructura más uno. Es decir, se irán formando rótulas en primer lugar hasta que la estructura hiperestática se convierta en isostática y, posteriormente, se formará una nueva rótula que convierta la estructura en un mecanismo.

En la figura 2-16 se muestran los diagramas de tensiones y deformaciones de un material que, al igual que la fábrica, no puede resistir tracciones.

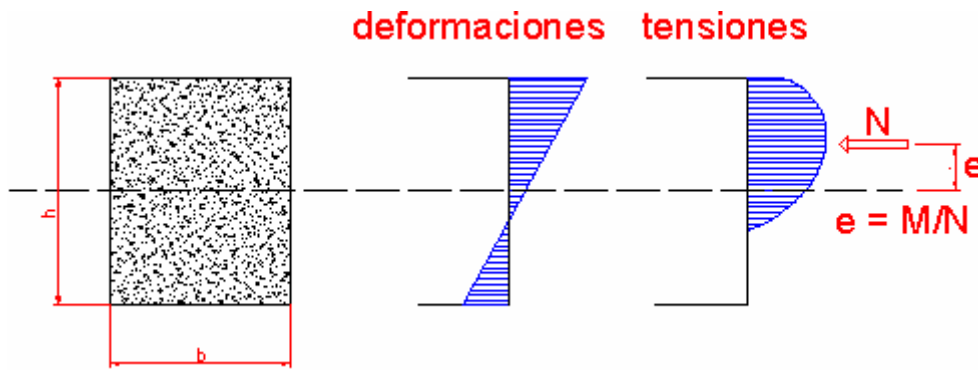


Figura 2-16. Diagrama de tensiones y deformaciones. Excentricidad resultante.

El desarrollo de la línea de presiones depende en gran medida de las condiciones de contorno del arco, tanto en lo referente a la definición geométrica del mismo como a sus condiciones de apoyo.

Al respecto de la definición geométrica del arco real ya se ha hecho referencia. Habíamos visto que la presencia de un relleno cementado en la zona de riñones podía modificar el arranque real del arco. En tal caso, el arco solo funcionará según el mecanismo descrito arriba hasta su arranque real, a partir del cual serán relleno cementado y arco los que, simultáneamente, transmitirán la carga hasta la cimentación.

Las condiciones de apoyo son también de gran influencia en el desarrollo de la función estructural del arco. El funcionamiento del arco antes descrito conlleva intrínsecamente la consideración de un arco biempotrado. En tales condiciones en el arranque real del mismo se desarrolla un terna de esfuerzos formada por una fuerza horizontal, una fuerza vertical y momento flector. Sin embargo el empotramiento perfecto del arco puede no estar presente; de hecho existen algunas condiciones que deberían llevarnos a no considerarlo (o al menos tener cierto recelo de su existencia), tales como son, la no presencia de un relleno cementado en la zona de riñones, configuraciones de arco biarticulado o triarticulado ya de buen principio (debido a descensos en clave provocados por un incorrecto descimbrado), fallos en las cimentaciones debidos a acciones accidentales que provocan la formación de rótulas en los arranques del arco,...

2.3. Introducción a los métodos analíticos de evaluación de puentes arco obra de fábrica.

La intención principal de este apartado es la describir superficialmente los más modernos métodos de evaluación de puentes en arco de fábrica. Nos referimos a los métodos desarrollados principalmente a partir de la segunda mitad del siglo XX, que, por supuesto, se pueden considerar “modernos” teniendo en cuenta la longevidad de la mayoría de las estructuras que analizan.

Sin embargo, para poder entender en mayor medida dichos métodos de evaluación, quizá sea recomendable un pequeño repaso a la historia de los puentes en arco de



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

fábrica. En efecto, los métodos que utilizamos en la actualidad se tratan de métodos de *evaluación*, que no de proyecto. El desarrollo de los mismos deriva de la evolución del entendimiento y conocimiento de estas estructuras.

Por ello, antes de pasar a la descripción de los métodos más actuales, se dará un pequeño repaso a la historia de estos puentes. En él se pasará por las *reglas de proyecto* de los primeros maestros constructores, basadas en la experiencia y la observación; seguidamente se mostrará la evolución de los primeros tratados de carácter científico recogidos por escrito en los siglos XVIII y XIX, en los que se recogen *métodos de análisis*, detalles constructivos, detalles de ejecución, etc.

2.3.1. Los primeros inicios: reglas de proyecto y construcción de puentes en arco de obra de fábrica.

2.3.1.1 Antecedentes

La construcción de pasarelas primero, y de puentes después, aparece como una de las más antiguas actividades del hombre. Hasta llegar a los puentes en arco de obra de fábrica, la evolución en la tipología y construcción de puentes fue muy extensa. Sin embargo son éstos, los puentes en arco de obra de fábrica, los que quizá constituyan las construcciones más antiguas que aún hoy conservan relevancia económica y social.

Como antecesores de las bóvedas de fábrica encontramos las *falsas bóvedas*, que, utilizadas para cubrir edificios o puertas de grandes dimensiones, eran ya una práctica habitual en monumentos precolombinos en Méjico y en otras civilizaciones como la egipcia y la griega. De hecho el uso de estas estructuras se extendió hasta la Edad Media europea, debido a lo sencillo de su construcción, que no necesita de cimbras.

A pesar de los parecidos geométricos entre las bóvedas y las *falsas bóvedas*, es esencial distinguirlas. La diferencia fundamental entre ellas reside en que en las primeras las juntas son sensiblemente perpendiculares al intradós y están precomprimidas por la carga permanente. Bajo estas condiciones, la aparición de sobrecargas lo que hace es descomprimir parte de la sección de fábrica, sin que (en condiciones de uso normales) se lleguen a desarrollar tracciones, que, como ya se ha comentado, estas estructuras no son capaces de soportar.

En cambio, las *falsas bóvedas*, se ejecutan mediante hiladas de piedra volando sucesivamente la una sobre la anterior. Mediante tal técnica constructiva las juntas no son perpendiculares al intradós, sino horizontales. Los bordes vistos de las sucesivas hiladas se tallan de modo que la superficie del intradós quede regular. El modo de trabajo de estas estructuras no es por forma como pasa en las bóvedas reales, sino a modo de pequeñas ménsulas superpuestas. Más información sobre estas y otros tipos de construcciones ancestrales se pueden encontrar en [13].



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Todo el trabajo desarrollado en esta tesina de especialidad es únicamente aplicable en algunas bóvedas de fábrica reales. Es de gran importancia, por tanto, distinguir el tipo de bóveda ante el que nos encontramos, *real o falsa*, ya que utilizar el tipo de análisis aquí propuesto en el estudio de una *falsa bóveda* llevaría a resultados completamente erróneos.

2.3.1.2 Bóvedas de fábrica. Desarrollo occidental y reglas de construcción.

Según los arqueólogos las primeras bóvedas y arcos de fábrica ya se utilizaban en civilizaciones tempranas de Mesopotamia, Nilo, Asia Central y Oriente Medio desde finales del tercer milenio antes de cristo [13]. De hecho, se cree que fue en China, hacia el 2900 a.J.C. [3], donde se utilizó por primera vez el arco como tipología estructural en la construcción de puentes con el objetivo de salvar pequeños riachuelos.

Sin embargo, parece ser que el empleo sistemático de la bóveda mediante dovelas con juntas orientadas perpendicularmente al intradós y trabajando a compresión, ya fuere para la construcción de puentes como para cubrir galerías, fue obra del pueblo etrusco.

Posteriormente los romanos, que precisaban de itinerarios seguros y utilizables todo el año para el transporte de tropas, material militar y mercaderías por todo su imperio, también hicieron un uso prolífico del arco de fábrica. Los primeros puentes romanos datan del siglo II a.J.C., aunque la bóveda de piedra ya había sido utilizada en otras construcciones como la Cloaca Máxima, colector principal del alcantarillado de Roma, construida en el 615 a.J.C. [3]. Entre estos primeros puentes de arco de fábrica se encuentra el puente de Alcántara, con seis arcos de hasta 30m., que Trajano mandó construir hacia el 105 a.J.C. y que probablemente sea el arco de piedra más antiguo fuera de China.

Durante esta época no existía ningún conocimiento basado en análisis teóricos que respaldara la construcción de los mismos. La construcción de los mismos se basaba en la experiencia acumulada. Seguramente la transmisión de esa experiencia desembocó en unas ciertas reglas de proyecto basadas en el análisis de proporciones y reglas geométricas. A pesar de la existencia de algún tratado escrito para la construcción de puentes de la época, no existen pruebas escritas de las reglas de proyecto utilizadas por los diseñadores y constructores romanos. Más bien, éstas se han deducido de la observación de parámetros que aparecen constantes en la mayoría de los puentes romanos.

En principio las bóvedas construidas por los romanos seguían una directriz circular y mantenían una rosca de canto constante. El desarrollo claramente más utilizado fue el que da lugar a una relación flecha/luz de $\frac{1}{2}$, es decir, el arco de medio punto. Sin embargo, existen diversos ejemplos de bóvedas con desarrollos que dan lugar a arcos peraltados y arcos rebajados [6]. La dimensión del canto de la rosca estaba limitada por el tamaño máximo de dovela que se podía transportar y colocar en la obra, así como por unas reglas geométricas en función de la relación (canto en clave)/(luz libre).

La tipología de pila utilizada solía ser de sección rectangular hueca de sillería de piedra rellena de hormigón. Las dimensiones de la misma venían dadas por una relación entre ***Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo***



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

su ancho y la luz del arco que oscilaba entre $1/3$ y $1/5$ [6],[13]. Debido a su comportamiento estas pilas, como ya se ha comentado con anterioridad, suelen recibir el nombre de pilas estribo. De hecho, los puentes multiarco romanos no trabajan como tales, sino como una sucesión de arcos independientes apoyados sobre las pilas de enorme robustez.

Estas pilas construidas tan enormes, seguramente por el desconocimiento estructural de la época, presentaban dos ventajas. La primera, ya citada, era la de poder cortar el paso por el puente en situaciones críticas como guerras, y, en segundo lugar la gran estabilidad que conferían dichas pilas permitían conseguir un gran ahorro en las cimbras, pudiendo construir el puente vano a vano y no cimbrándolo en su totalidad como pasa con los puentes multiarco *reales*.

Por contrapartida, las grandes dimensiones de las pilas suponían un gran obstáculo al avance del agua disminuyendo la capacidad de desagüe del puente, lo que provocaba problemas de socavación de las mismas. Para intentar salvar este problema, los remolinos que se formaban en la base de las pilas y la consecuente socavación, disponían tajamares aguas arriba y aguas abajo en la base de las pilas.

Después de la época romana el arte de la construcción de puentes cayó en el olvido. Durante un primer periodo de la Baja Edad Media (la Baja Edad Media es el periodo comprendido entre la caída del Imperio Romano y el surgimiento del Renacimiento), la actividad en este campo se limitó a la reparación de los ya existentes puentes romanos. En una segunda parte de la misma Baja Edad Media, coincidiendo con el Románico del siglo XII, se vuelve a impulsar la construcción de puentes bajo la tutela de las diferentes órdenes monásticas, para facilitar las numerosas peregrinaciones [6]. Los puentes que se construyen durante esta recuperación de la construcción están claramente influenciados por sus antecesores romanos y, en consecuencia, el dominio es el del arco de medio punto. Ejemplo de estos puentes puede ser el de Camprodón.

Ya entrado el siglo XIII, los maestros constructores se percataron de que los arcos se aplanaban en los procesos de cimbrado y descimbrado. Esto los llevó dar contraflechas iniciales ya en el proceso de cimbrado (técnica que todavía se utiliza hoy en la fabricación de vigas de gran luz), lo que desembocó en típico arco de esta época: el arco ojival. Ejemplo de estos puentes puede ser el de San Martín en Toledo.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que pese a la recuperación de la construcción de los puentes en arco, la pérdida de oficio (tanto en procesos de ejecución, como en el trato de materiales, e incluso en las mismas formas y proporciones) que se había sufrido resultó en construcciones mucho más imperfectas.

En el Renacimiento (a partir del siglo XV), aparecen diversos tratados de arquitectura, y con ellos se vuelve al diseño de puentes de esbelteces similares a las de los romanos. En añadidura, se amplía la gama de directrices usadas en las bóvedas, apareciendo directrices escarzanas y elípticas. Con ello se consigue una mayor variedad de alturas para una luz dada (mayor adaptabilidad a las condiciones de trazado) y, más importante aún, la forma del arco se asemeja más a la antifunicular de las cargas con lo que se pueden salvar mayores luces. Ejemplos de este empuje en la construcción de puentes



son el Pont Neuf, el London Bridge y el Ponte Vecchio (figura 2-17), entre muchos otros.



Figura 2-17. Vista del Ponte Vecchio, Florencia.

En esta época se vuelven a realizar cimentaciones profundas, ya utilizadas por los romanos y abandonadas en la Baja Edad Media; sin embargo, el desconocimiento geotécnico continuaba siendo uno de los mayores problemas en el diseño de las mismas.

2.3.2. Evolución de la ciencia: aparición de las primeras Teorías de Estabilidad.

A finales del siglo XVII y comienzos del siglo XVIII tiene lugar una gran proliferación de teorías matemáticas que supone una gran impulso para todas las ciencias.

Este impulso de la ciencia tuvo su repercusión en lo referente al estudio y diseño de los puentes en arco de obra de fábrica. Se realizaron tratados analíticos, así como se probaba con experimentos; fruto de todos estos esfuerzos fueron las teorías plástica y elástica.

Ya en 1675 Robert Hooke con su “*the true Mathematical and Mechanical form of all manner of Arches for Building*” supone el primer exponente del estudio científico sobre los puentes de obra de fábrica. Sus estudios se basaban en el polígono funicular de fuerzas; de hecho fue el primero en darse cuenta que la forma óptima del arco debía buscar generar esfuerzos de compresión simple en el interior del mismo. De esta manera escribió en su tratado “*Ut pendent continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum*” [9] (tal como cuelga una cadena flexible, pero invertido, se mantendrá estable el arco rígido).

El estudio de Robert Hooke sobre la forma de la “cadena flexible colgante” tuvo su continuidad en David Gregory, quien en 1697 publicó la derivación matemática de la catenaria. Según Gregory la catenaria era la forma legítima de un arco y si algún arco de cualquier otra forma se sostenía era porque contenía en su interior una catenaria. Esta idea de la catenaria era errónea; sin embargo, como se verá más tarde, era una primera aproximación al que se denomina hoy en día Teorema Plástico de la Cota Inferior, que difiere del enunciado de Gregory en que no es la catenaria sino la línea de empujes la



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

que debe estar contenida en el interior del arco (idea por otra parte comprendida un poco más tarde por Coulomb e incluida posteriormente en la teoría de Moseley).

Al mismo tiempo, estudiosos como La Hire (en su estudio de 1695, y posteriormente en 1712), Bélidor (1729) y Couplet (1729-30) desarrollan análisis teóricos y tests empíricos para determinar el estado del arco en situaciones de colapso (son los primeros en estudiar los mecanismos de colapso). De ellos es importante destacar el papel de Couplet, que fue, seguramente, el primero en establecer las hipótesis de que la fábrica no tiene resistencia a tracción y de que las dovelas no pueden deslizarse entre sí. De hecho, en su consideración sobre los posibles mecanismos de colapso de un arco descartó que se pudiera llegar al mismo por ruina del material debido a compresiones. En efecto, estas son las tres hipótesis en que se basarían los cálculos ya enunciados como plásticos.

Otros estudiosos de los mecanismos de colapso fueron Danyzy (1732) (en la figura 2-18 se pueden observar los resultados de los ensayos de Danizy, ilustrados por Frézier), Poleni (1748) y Coulomb (1773), que intentaron buscar cuáles eran los empujes que recibían los estribos de un arco a partir de la triangulación de fuerzas y desarrollar los métodos de obtención del polígono de fuerzas.

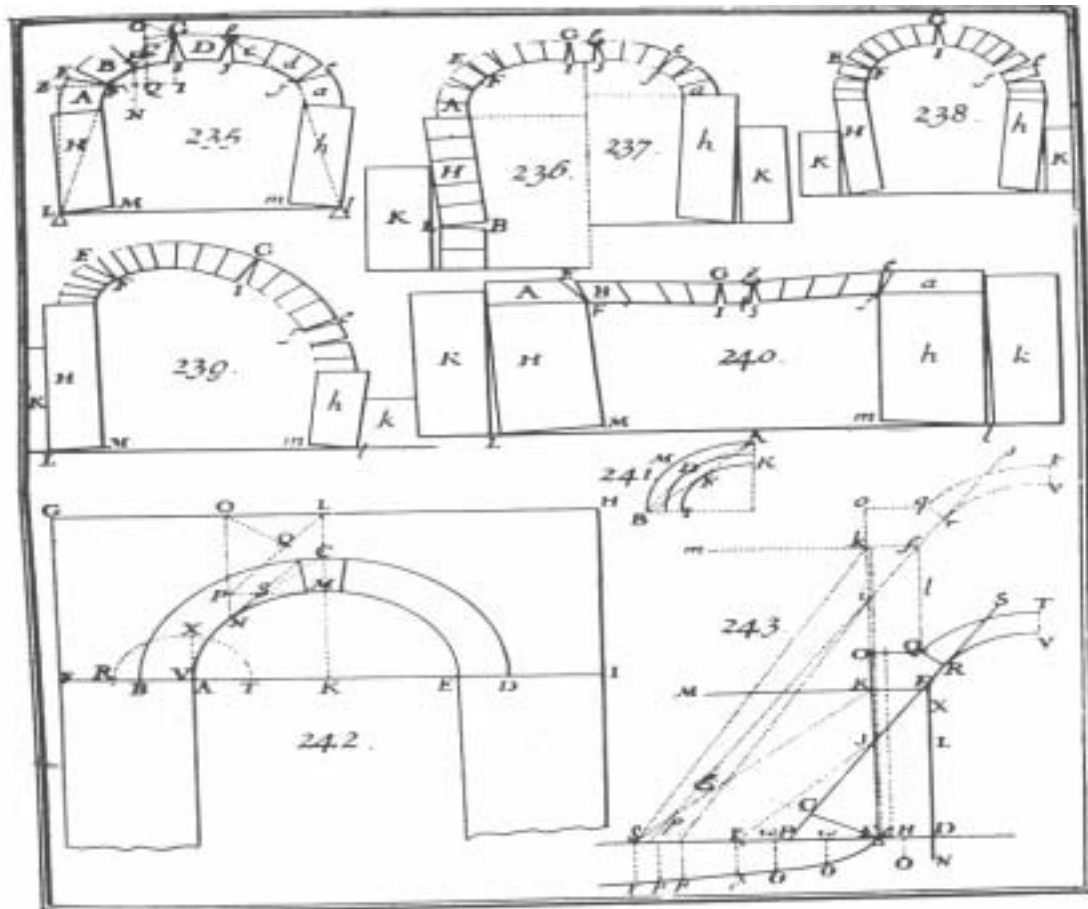


Figura 2-18. Mecanismos de colapso en arcos de fábrica [12].



Se podría decir que estos fueron los comienzos del tratamiento científico-técnico en el análisis de las estructuras en arco de fábrica, donde se mezclaban estudios teóricos, con ensayos y observaciones experimentales. Gracias a ellos se llegaron a desarrollar estudios de estabilidad tan importantes como el que realizó Poleni de la cúpula de la Catedral de San Pedro [9], o la innovación en la construcción de los puentes multiarco aportada por Perronet [5].

Éste último introdujo el cimbrado de toda la estructura a la vez, cosa que permitió reducir cualitativamente la anchura de las pilas y disminuir el peralte de los arcos; para ello demostró el equilibrio de los esfuerzos horizontales en bóvedas consecutivas, con lo que las pilas solo debían soportar esfuerzos verticales y por tanto se podía ganar en la esbeltez de las mismas. Esto no solo daba una mayor sensación de elegancia y sentido ingenieril, sino que además supuso que las obras fueran mucho más durables debido al menor obstáculo que suponían las pilas al paso del agua.

El impulso que había supuesto para la ciencia el desarrollo de tantas teorías continuó vigente el siglo XIX. Durante este siglo fueron apareciendo las ideas y teorías que sentarían las bases de la teoría elástica y, como no podía ser de otra manera, hubo una gran aplicación de tales conocimientos al estudio y diseño de los puentes en arco de fábrica.

De este modo Navier, Cauchy y Poisson sentaron las bases de la teoría de la elasticidad entre la segunda y la tercera décadas del siglo XIX. De hecho, fue Navier quien, en 1826, demostró que la línea de empujes debía estar contenida en el interior del tercio central en la totalidad de un arco para que, siguiendo los principios de la teoría elástica, no se lleguen a dar tracciones en el interior de la fábrica (considerado material elástico lineal sin capacidad de resistir tracciones).

En 1846 Barlow llevó a cabo un experimento mediante el que se podía visualizar el camino seguido por la línea de presiones. De hecho, con su experimento lo que demostró fue que en un arco hiperestático existen infinitos estados de equilibrio (más datos sobre este curioso experimento se pueden hallar en [9]).

Siguiendo en la línea de estudio de la línea de presiones Inglis y, más tarde, Yvon Villarceau, realizan sendos desarrollos matemáticos para hallar la directriz idónea de un arco soportando una calzada horizontal [2]. Tales estudios, a pesar de su gran valor teórico, son, sin embargo, de muy poco valor práctico, ya que en ellos no se hace referencia a temas como por ejemplo el espesor necesario del arco, o si la directriz adoptada es válida en el caso de sobrecargas actuantes.

En 1879 Castigliano supuso una revolución en el cálculo de arcos bajo la visión de la teoría elástica. Castigliano desarrolló los teoremas energéticos de la mínima energía y los aplicó al cálculo de la línea de presiones. Sus cálculos seguían respetando los principios de la teoría elástica, pero introduciendo la variante de la no linealidad. La no linealidad deriva de que sus cálculos se basaban en un método iterativo en el que, para cada posición calculada de la línea de presiones, de cada sección se descontaba la parte traccionada de la misma (cálculo no lineal), hasta llegar a una línea de empujes que estuviera totalmente contenida en el tercio central de todas las secciones modificadas [9], [10].



Ingenieros como Rankine, Winkler, Baker y Scheffer se basaron en algunos de los trabajos que se acababan de explicar para desarrollar sus propios métodos de diseño. Más información sobre las teorías de estos últimos ingenieros, entre otras, puede hallarse recopilada en [6].

La manera de trabajar por aquel entonces consistía en dos pasos:

1º Predimensionar bóveda (directriz y canto), cimentaciones y pilas y estribos.

2º Comprobar el diseño mediante alguna de las teorías expuestas anteriormente.

El problema de las fórmulas que hallamos para el predimensionamiento es que, en algunos casos, los resultados que de ellas se obtienen llegan a diferir en el 100%. Esta diferencia se debe a la gran simplicidad de dichas fórmulas de predimensionamiento y a que las mismas no se delimitaban a un ámbito de aplicación. En [6] podemos hallar una selección de tales reglas de predimensionamiento de diferentes ingenieros de los siglos XIX y XX, como *Gautier, Perronet, Lesgullier, Ribera, Croizette-Desnoyers, Sejourné, Djerdin* y un largo etcétera.

2.3.3. Segunda mitad del siglo XX: Métodos Analíticos Clásicos de Evaluación.

Por desgracia para el oficio de la construcción de los puentes en arco de obra de fábrica, a pesar de todo el avance de la ciencia descrito en el epígrafe anterior y del gran auge constructor de puentes en arco debido a la expansión de redes de transporte como la ferroviaria, surgieron nuevos materiales como el acero estructural y el hormigón armado (y posteriormente el pretensado) que desbancaron el uso de la fábrica en ciertos campos como los puentes.

Con el tiempo se llegó a una pérdida de praxis que concluyó con el olvido de estas estructuras. Sin embargo, el inmenso legado de las mismas (presente aún en nuestros días) dejado por maestros constructores e ingenieros a largo de siglos de construcción de puentes llevó a que, a partir de aproximadamente un poco antes de mediados del siglo XX, se retomara interés por estas estructuras.

Así, se han desarrollado los actuales métodos de evaluación de puentes en arco de fábrica. Hay que remarcar que se trata de métodos de *evaluación* y no de proyecto. La gran diferencia se centra en que no se trata de métodos o reglas para diseñar puentes de nuevo cuño, sino que son métodos con los que se intenta evaluar si la condición y respuesta que pueden dar los puentes construidos antiguamente son las adecuadas en nuestros días.

Actualmente, los métodos de análisis se pueden dividir en métodos plásticos (análisis límite) y métodos elásticos.

En este apartado se intenta dar una visión del desarrollo de los actuales métodos de análisis y de su aplicación mediante herramientas tan modernas (con respecto a la



antigüedad de las estructuras que analizan) como puede ser el Método de los Elementos Finitos (MEF).

2.3.3.1 Métodos Analíticos Elásticos

(a) EL MÉTODO DE PIPPARD

El análisis elástico moderno de puentes arco de obra de fábrica ha dado lugar a un amplio abanico de métodos de evaluación. Pippard fue el primero en realizar estudios analíticos contrastados con observaciones experimentales, recogiendo los resultados obtenidos en su libro *Civil engineer in war* (1948).

El trabajo de Pippard dio como resultado la tabulación de cargas máximas en clave que pueden soportar arcos parabólicos en función de su luz, espesor (d) y altura de relleno en clave (h).

Para ello Pippard calculó el empuje horizontal que se daba en estribos y el momento flector que desarrollaba en la clave de un arco parabólico, utilizando como método de cálculo el método energético de la mínima energía interna, desarrollado inicialmente por Castigliano. Las hipótesis de los cálculos de Pippard son las que se enumeran a continuación [9]:

1. Se parte de un arco biarticulado con rótulas en sus estribos. Esta primera hipótesis supone el primer fallo de Pippard, ya que partió de un arco biarticulado porque pensaba que esta era la configuración de un arco cuando sufría una pequeña separación en sus estribos, cuando la configuración real sería triarticulada, sumando a las rótulas en estribos una tercera en clave.
2. Superficie del relleno horizontal.
3. El arco es modelizado únicamente por su línea central.
4. Análisis elástico *relajado*. Pippard sustituyó la idea del tercio central por la de la mitad central, difiriendo de la teoría elástica tradicional al permitir que se desarrollen un cierto grado de tracciones en el interior de la fábrica.
5. Los arcos estudiados son únicamente parabólicos; es decir, los cálculos de Pippard sólo son válidos para arcos en que la relación entre la flecha a cuartos de luz respecto la flecha en centro luz es de $3/4$.
6. Carga puntual W en centro luz. Esto puede parecer un fallo. De hecho, Pippard ya sabía que la posición más desfavorable de una carga puntual para la bóveda era aproximadamente a cuartos de luz; sin embargo, considerando un ángulo de distribución de la carga a través del relleno de 90° , y que el arco tenga una anchura superior a dos veces la altura del relleno en clave ($2h$), Pippard dedujo que el efecto de la carga sería mucho peor en clave debido a su menor distribución hasta la bóveda que no en la zona de cuartos de luz (donde el relleno tiene un espesor mayor que en clave).
7. Arco de espesor variable, incrementándose éste desde clave hacia arranques. Esto en los cálculos se interpreta como una sección de inercia variable (Pippard



tomó la siguiente expresión de variación de la inercia $I = I_0 \frac{ds}{dx}$, donde x es la coordenada horizontal con origen en un estribo y s el parámetro arco según la directriz de la bóveda).

8. El relleno no aporta ninguna resistencia estructural, pero si aporta carga muerta con el mismo peso específico γ que la fábrica.

Después de calcular las contribuciones de la carga muerta (relleno + fábrica) y la sobrecarga puntual, llegó a las siguientes expresiones del empuje horizontal en estribos (muy poco sensible a las hipótesis propuestas) y del momento flector en clave (muy sensible a pequeñas variaciones de H) [9]:

$$H = \frac{l}{a} \left[\gamma h \left(\frac{a}{21} + \frac{h+d}{4} \right) + \frac{25}{128} W \right] \quad (1)$$

$$M_{cl} = \frac{1}{4} l \left(\frac{\gamma h a}{42} - \frac{7}{32} W \right) \quad (2)$$

donde l , h , a , γ y W son la luz del arco, la altura del relleno en clave, la flecha en centro luz, el peso específico del relleno y la fábrica y el valor de la sobrecarga puntual en clave respectivamente.

Para obtener el máximo valor de carga que puede soportar el arco Pippard impuso dos condiciones. En primer lugar impone que las tracciones que se desarrollen no sean muy elevadas, es decir, impone la teoría elástica relajada de la Mitad Central, de donde obtiene W_1 . En segundo lugar impone que las compresiones del interior de la fábrica sean inferiores a la resistencia a compresión de la misma, de donde obtiene W_2 .

Pippard observó que los valores de carga admisibles según W_2 eran superiores a los de W_1 . Sin embargo, a pesar de quedar del lado de la inseguridad desde el punto de vista analítico, observó que la restricción de compresión daba cargas límite más similares a las de sus observaciones experimentales que las que se obtenían mediante la restricción de la Mitad Central.

De esta manera, a pesar de realizar sus cálculos bajo la teoría elástica, Pippard obtuvo resultados más similares a los que se obtiene mediante un desarrollo plástico.

(b) EL MÉTODO MEXE

El siguiente paso en el desarrollo de los métodos elásticos lo llevó a cabo el Military Engineering Experimental Establishment (MEXE) tras la Segunda Guerra Mundial. El resultado de sus investigaciones fue el método conocido como MEXE o MOT (Ministry of Transport), que no es más que una ampliación de los resultados de los estudios de Pippard.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

El método MEXE utiliza los resultados de Pippard para, con ayuda de un nomograma, obtener de forma rápida y sencilla la carga máxima *provisional* que puede soportar un puente arco de fábrica de relación flecha/luz de 1/4, únicamente en función de su luz y el espesor en clave total (espesor de relleno más el espesor de las dovelas).

La carga máxima que se obtiene a partir de dicho nomograma se denomina provisional porque la misma debe ser afectada de unos factores para tener en cuenta ciertos aspectos ignorados en los resultados de Pippard. Con tales modificaciones se puede extender la aplicación del método a puentes de forma no parabólica (es decir, arcos en que la relación entre la flecha a cuartos de luz respecto la flecha en centro luz es diferente de 3/4), a puentes con relación flecha luz diferente de 1/4, y se pueden tener en cuenta el estado o calidad de la fábrica y el relleno, aspectos relacionados con las juntas de mortero (como su estado, anchura y su profundidad), y, por último, permite al ingeniero valorar la condición general del conjunto del puente mediante el denominado factor de condición.

El resultado de tener en cuenta el producto de todos estos factores puede diferir de forma muy sustancial el valor de la carga máxima provisional respecto del valor final.

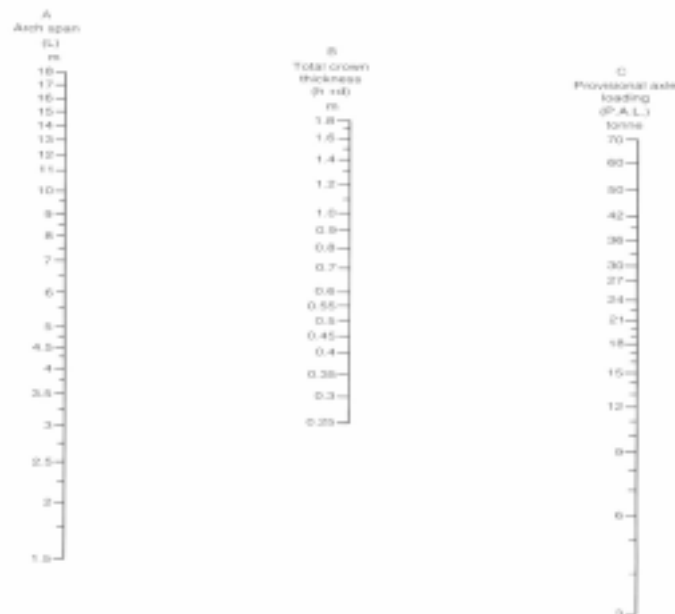


Figura 2-19. Nomograma del MEXE. La carga provisional se obtiene introduciendo la luz y el espesor total en clave [10].

Sin embargo, y a pesar de los buenos resultados que se obtienen con los métodos de Pippard y MEXE para la valoración de puentes de formas más o menos “usuales”, estos dos análisis son el resultado de una amalgama de experiencias visionadas bajo la teoría elástica, incapaz de explicar que pasa realmente en la fábrica.



2.3.3.2 Métodos Analíticos Plásticos

Los métodos elásticos que se acaban de explicar presentan ciertas dificultades. Dichos métodos precisan de la aplicación de tres tipos de ecuación para poder resolver el problema estructural al que nos enfrentamos: ecuaciones de equilibrio, ecuaciones constitutivas del material (o materiales), y ecuaciones de compatibilidad (en la gran mayoría de los casos difíciles de establecer, sino imposibles, por el desconocimiento de las condiciones de contorno reales de estos puentes). Como ventaja presentan la posibilidad de calcular los desplazamientos y deformaciones del arco, pero a su vez, como gran inconveniente, no pueden explicar si tales movimientos serán perjudiciales o no para la estructura.

En vista de las limitaciones de los análisis elásticos, algunos ingenieros optaron por buscar otro medio de estudio. Parece ser que fue Kooharian el primer ingeniero en aplicar los teoremas del análisis límite o plástico a las estructuras de fábrica. Este ingeniero (al parecer a instancias de Druker y Prger) demostró que tales teoremas se podían aplicar a las estructuras de fábrica bajo ciertas condiciones o hipótesis [2]:

- i. *La piedra no tiene resistencia a tracción.* Aunque la piedra sí tiene resistencia a tracción, no la tiene, en principio, la fábrica, ya que las fuerzas de tracción no se pueden transmitir de una dovela a otra a través de las juntas. Esta hipótesis es segura, ya que en ciertos casos, ya sea debido a una disposición aleatoria de la fábrica o a la trabazón de la misma, sí que se pueden transmitir esfuerzos de tracción.
- ii. *No se puede producir el deslizamiento de una piedra sobre otra.* Esto es lo mismo que considerar que la línea de empujes en cada junta es prácticamente ortogonal a la misma, de manera que los esfuerzos rasantes que se producen en la misma no son suficientemente grandes como para provocar el movimiento.
- iii. *La resistencia a compresión de la piedra es infinita.* Esta hipótesis va en contra de la seguridad puesto que la roca tiene una resistencia a compresión finita. Sin embargo el error introducido no es muy grande gracias a que las tensiones nominales de trabajo de la fábrica en un arco no suelen superar un 10% de la resistencia a compresión de la roca, salvo a nivel local en las zonas de formación de rótulas. El hecho de que el error en que se incurre con esta hipótesis es tan pequeño se puede observar en la figura 2-20.

Bajo las hipótesis recién enunciadas el fallo se produce cuando, en palabras textuales de Pippard y Baker, “se forma un número suficiente de articulaciones como para transformar la estructura en un mecanismo” [2].

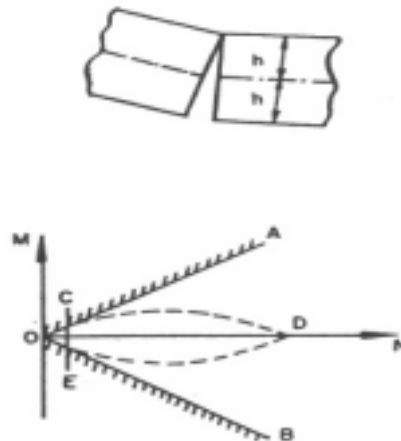


Figura 2-20. La zona de pares ($N, M=N \times$ excentricidad) considerando resistencia infinita de la fábrica es la comprendida entre las rectas OA y OB . Si se considera la resistencia real de la fábrica la región se reduce a la delimitada por la elipse $OCDEO$. Teniendo en cuenta el nivel tensional normal en el trabajo de bóvedas de fábrica ambas zonas prácticamente coinciden: triángulo OCE [2].

Como se acaba de decir bajo las condiciones citadas se pueden aplicar a la fábrica los teoremas de análisis límite desarrollados para el análisis del comportamiento plástico de las estructuras metálicas y tan utilizados, también, en el estudio de la geotecnia. Dichos teoremas son los Teorema de la Cota Superior, Teorema de la Cota Inferior y Teorema de la Unicidad. A pesar de que el Teorema de la Cota Superior, basado en igualar el trabajo de las fuerzas internas con el trabajo de las fuerzas externas, es utilizado por algunos ingenieros en el análisis de bóvedas de fábrica, aquí sólo se expondrán los de la Cota Inferior y de la Unicidad, que son los utilizados en el análisis previo al ensayo realizado en Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC y, a título personal, quizá los más sencillos y útiles.

- ✓ Teorema de la Cota Inferior o de la Seguridad: *Si es posible encontrar una línea de presiones en equilibrio con las cargas externas que se encuentre totalmente dentro de la fábrica la estructura es segura.*
- ✓ Teorema de la Unicidad: *Si es posible encontrar una línea de empujes, que represente un estado de equilibrio para la estructura sometida a la acción de determinadas cargas externas, que se encuentre completamente dentro de la fábrica, y que permita la formación de suficientes articulaciones para transformar la estructura en un mecanismo, la estructura está a punto de colapsar. Aún más si todas las cargas son proporcionales y las cargas han sido imaginariamente incrementadas desde sus valores de trabajo a los de colapso mediante un coeficiente de carga, el valor de ese coeficiente de carga en el colapso es único.*

Los métodos plásticos de análisis en general, y el utilizado para este trabajo en particular, se basan en hallar una línea de empujes que se encuentre en el interior de la fábrica y que, a su vez, sea tangente al arco, sin llegarse a salir del mismo, en cuatro



puntos (considerando que el arco analizado es biempotrado). Bajo tales condiciones el Teorema de la Seguridad nos permite afirmar que la estructura es estable, mientras que el Teorema de la Unicidad nos asegura que la línea de empujes hallada es única, y, por tanto, es la real.

Este tipo de análisis es muy potente ya que permite obtener la carga de colapso (sea cual sea su ubicación, aunque lo mejor es calcularla para la ya identificada zona crítica, es decir, para cuartos de luz) y la ubicación de las rótulas que formarían el mecanismo de colapso, únicamente por medio de la aplicación de ecuaciones estáticas (ecuaciones de equilibrio).

Otro hecho importante de este tipo de análisis es de poder implementar factores de seguridad. De esta manera, una vez calculada la carga de colapso y la configuración de rótulas en esa situación para un arco de dimensiones dadas, se decide el coeficiente de seguridad necesario frente a la formación del mecanismo, que equivale a incrementar el espesor del arco [2], [9]; por ejemplo, elegir un coeficiente de seguridad de tres sería lo mismo que imponer la teoría elástica, ya que estaríamos imponiendo que la línea de presiones pase por el tercio central de la bóveda.

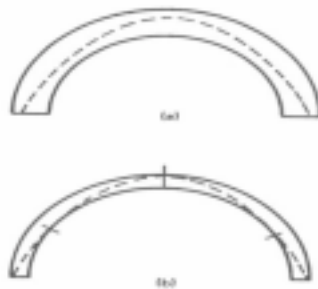


Figura 2-21.- En la figura (b) la línea de presiones da lugar a la formación de un mecanismo de colapso; en (a) la misma configuración de cargas no representa peligro alguno para la estabilidad de la estructura después de aplicar un coeficiente de seguridad (un incremento del espesor del arco) adecuado.

2.3.4. Métodos Analíticos Modernos de Evaluación.

Más avanzado el siglo XX la fuerte irrupción de las herramientas informáticas en todos los campos también ha influido en los métodos de análisis de estas estructuras, permitiendo el desarrollo de métodos más complejos y precisos.

Los párrafos siguientes describen algunas de las principales propuestas para el análisis mediante métodos computacionales de puentes arco de obra de fábrica; los trabajos que se describen están citados en [10], [7] y [6].

Bridle y Hughes, por ejemplo, plantearon en 1991 el método energético de Cardiff, basado en los teoremas plásticos de Castigliano, y que permite tener en cuenta la no



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

linealidad material y geométrica así como el efecto estructural del relleno mediante los coeficientes de empuje al reposo, activo y pasivo.

Una segunda opción es el análisis mediante Bloques Rígidos. Esta metodología de análisis, desarrollada en primera instancia por Crisfield y Packman, se basa en la división de la estructura en bloques rígidos indeformables (pueden sufrir movimientos pero no deformaciones) y en la aplicación del teorema de los trabajos virtuales.

Pero sin duda una de las herramientas más potentes y que ha sido objeto de estudio por un mayor número de investigadores ha sido el método de los elementos finitos. Este método permite obtener con gran precisión curvas carga-deformación hasta la carga última, así como información sobre la evolución de las fisuras durante el proceso de carga. Las primeras aplicaciones, que datan de principios de los ochenta y se deben a ingenieros como Towler y Saiko, tenían un ámbito de aplicación limitado al no poder tener en cuenta la interacción de la bóveda con el relleno.

Crisfield fue el primero en intentar simular este efecto incorporando muelles no lineales en su modelo de elementos finitos. Ya al final de los ochenta, Towler y después Rouf intentaron modelizar el relleno directamente, llegando a comprobar como el fallo del arco podía deberse al cortante o al aplastamiento del material, además de a la formación de un mecanismo. Loo y Yang, en 1991, fueron los primeros en usar elementos finitos bidimensionales. Choo en cambio optó por los elementos cuadráticos y Gong, en 1992, introdujo los elementos finitos de placa en el estudio de los puentes de fábrica, lo que permitió por primera vez simular su comportamiento tridimensional.

Los elementos finitos permiten tener en cuenta que los materiales del arco no tienen resistencia a tracción y, cuando las tensiones de compresión alcanzan la resistencia última del material y se forman zonas de agotamiento, este método permite que dichas secciones continúen aportando resistencia pero no rigidez, simulando así la formación de una rótula plástica. Es posible modelizar también la distribución de la carga a través del relleno.

Una información más detallada sobre las características de los elementos finitos utilizados en la modelización de la fábrica y el relleno, así como de las discretizaciones en 1-D, 2-D y 3-D, puede hallarse en [10] y [7] y [6] respectivamente.

Por último, un método que es foco actual de investigación por los buenos resultados que ha proporcionado es el basado en la formulación matricial generalizada no lineal, que se combina con modelos constitutivos simples adecuados para describir el comportamiento mecánico de la obra de fábrica. Esta vía de aproximación permite reproducir curvaturas importantes asociadas al daño y proporciona la localización del mismo (zonas de formación de las rótulas plásticas). La derivación detallada que conduce a las ecuaciones del problema estructural, juntamente con algunos detalles sobre su implementación numérica, se pueden consultar en [8].



2.3.4.1 Introducción a la modelización de la obra de fábrica

Como ya se ha dicho con anterioridad, el estudio del material fábrica y de las estructuras construidas con él resulta complejo. Esto se debe principalmente al carácter compuesto de este material, que resulta en la fábrica heterogénea, anisótropa y discontinua, cosa que dificulta la implementación de unas ecuaciones constitutivas que gobiernen su comportamiento, que en principio es aproximadamente elasto-frágil a compresión y frágil a tracción. En definitiva el comportamiento de este material está condicionado por la geometría y colocación (tipo de aparejo) de sus componentes, el comportamiento de cada componente individual y el comportamiento específico de la junta entre sillares, bloques o ladrillos y el mortero.

Pese a su complejidad, la investigación llevada a cabo las últimas décadas, tanto analítica como experimental, ha permitido un mayor entendimiento de este material. Como resultado del mismo existen actualmente dos tipos de aproximaciones numéricas que permiten abordar el problema de la modelización del material fábrica: la micromodelización y la macromodelización.

La micromodelización consiste en la modelización de cada elemento constituyente de la fábrica por separado y su posterior combinación. Este método conlleva, sin embargo, una gran laboriosidad y una necesidad de gran capacidad de cálculo. Esto ha hecho que el uso de esta metodología de trabajo haya sido muy limitada, aunque, a pesar de continuar significando una gran laboriosidad, el continuado incremento de la capacidad de los computadores hace que la micromodelización sea cada vez un método de modelización más factible.

En el otro lado tenemos la macromodelización, que es la metodología para modelizar la fábrica que ha prevalecido en el estudio de las diferentes obras de fábrica (no solo arcos) en la gran mayoría de ocasiones. La macromodelización simula el comportamiento del material fábrica como el de un material homogéneo y uniforme equivalente. Debido a las características tan especiales inherentes de este material y a la gran diversidad de disposiciones de los elementos unitarios que lo conforman, es preciso llevar a cabo un adecuado programa de ensayos para poder calibrar un modelo constitutivo para cada caso de estudio.

Otra vía de modelización es la que se consigue con el uso combinado de micro y macromodelos, que permite una simulación precisa de la respuesta de la obra de fábrica a partir de una cantidad limitada de datos experimentales.

2.4. Experimentación en puentes en arco de obra de fábrica

Hasta ahora se ha mostrado la evolución de las reglas de proyecto y teorías que sustentaban la construcción de los puentes en arco de obra de fábrica. Tal y como ya se ha dejado entrever, la evolución del conocimiento ha ido acompañada de experimentaciones y ensayos. Ya en el 1800 Boistard realizó una serie de veintidós ensayos sobre modelos de puentes de arcos de dovelas [2].



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Sin embargo, es a partir de la segunda mitad del siglo XX cuando se lleva a cabo una de las más ambiciosas campañas de ensayos sobre puentes en arco de obra de fábrica en el Reino Unido. La realización de estos ensayos constituyó un hito en el conocimiento de estas estructuras, pues mostró en gran medida cual es el funcionamiento estructural de esta tipología y se identificaron los diferentes elementos estructurales y los modos de colapso. En definitiva, marcaron el camino a seguir en el análisis de los puentes en arco de obra de fábrica.

La experimentación en el Reino Unido a continuado y, en tiempos recientes, se han sumado a este tipo de ensayos las administraciones española e italiana. No es de extrañar que estos tres países estén tan interesados en el conocimiento de estas estructuras ya que el número de estas obras presentes actualmente en sus vías de transportes es considerable. Este trabajo se enmarca dentro de la campaña experimental que lleva a cabo el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, bajo la tutela del catedrático y profesor de la misma universidad Pere Roca.

Los ensayos que se realizan con estas estructuras son ensayos llevados hasta rotura (análisis último) o bien ensayos en servicio. Dentro de los primeros se puede distinguir entre ensayos a escala real sobre estructuras reales de obra de fábrica y los modelos de laboratorio a escala. Dentro de los modelos a escala se puede distinguir entre los modelos a escala reducida y los modelos a escala real.

La predominancia de las fuerzas gravitatorias en el comportamiento resistente de esta tipología estructural hace que los resultados obtenidos de los modelos de laboratorio a escala reducida deban interpretarse de forma cualitativa y no cuantitativa. Sin embargo, en algunas ocasiones los modelos a escala reducida de laboratorio deben entenderse de otra manera, ya que son modelos de pequeñas estructuras reales; de manera que las dimensiones de los que llamaremos simplemente modelos y la estructura real difieren muy poco.

Los ensayos de modelos a escala real, uno de los cuales es objeto de estudio en esta tesina de especialidad, tienen la ventaja de simular adecuadamente el comportamiento de los puentes reales y además, al construirse en el laboratorio, los materiales y la geometría están bien caracterizados, siendo la toma de medidas mucho más simple y efectiva. Sobre los *pros* y los *contras* de este tipo de modelos de laboratorio se hablará más detalladamente en el apartado 2.4.3.

2.4.1. Ensayos sobre puentes reales hasta rotura

Hasta la fecha se han realizado 11 ensayos hasta rotura de puentes reales. Los tres primeros fueron llevados a cabo por Davey antes de la Segunda Guerra Mundial, y el resto fueron organizados y financiados por el entonces TRRL (actualmente TRL, *Transport Research Laboratory*), dentro de una campaña que empezó en 1985 y duró cinco años. De hecho la campaña del TRRL incluyó diez ensayos hasta rotura, de los cuales ocho fueron sobre estructuras reales en desuso y sin valor estético ni histórico, y los dos restantes fueron ensayos de modelos a escala real en laboratorio, de los que se habla en 2.4.3.



Figura 2-22. Puente de Prestwood (uno de los de la campaña del TRRL), poco antes del colapso. Es interesante observar la configuración de las cuatro rótulas. Foto tomada de [10].

El propósito perseguido por la campaña del TRRL era el de revisar el método existente en el Reino Unido (método MEXE, descrito en 2.3.3.1) para la evaluación de la capacidad portante de este tipo de estructuras. Se pretendió que el programa abarcara el mayor número de tipologías, cubriendo un gran número de variables. Por lo que respecta a los materiales, se intentaron cubrir diferentes tipos de fábricas (bloques de hormigón, fábricas de ladrillo,...) y aparejos. También se intentaron cubrir multitud de geometrías, ensayando diferentes directrices (bóvedas rebajadas, peraltadas, esbeltas,...), estructuras esviadas, mono o multiarco, y diferentes condiciones de estado de las estructuras. Sin embargo, con tan sólo 13 ensayos (los diez del TRRL y los tres de Davey) resulta complicado realizar un estudio paramétrico de tantas variables con suficiente precisión y fiabilidad; aún así se intentó que todas las variables quedaran registradas en al menos un ensayo de la campaña. El rango de variación de los principales parámetros geométricos se muestra en la tabla 2-1.

Ratio geométrico	Rango de valores
flecha / Luz	$0,16 < f/L < 0,50$
canto / Luz	$0,034 < c/L < 0,094$
sobrespesor en clave / canto	$0,28 < ho/c < 2,15$
longitud de carga	$0,3m < w < 0,75m$
esviaje	$0^\circ < \text{ángulo} < 29^\circ$

Tabla 2-1.- Rango de variación de los principales ratios geométricos en los ensayos de la campaña del TRRL. Datos obtenidos de [6]

En todos los ensayos la configuración de cargas fue estática. Se aplicaba una carga aproximadamente a 1/3 o 1/4 de la luz. La carga estaba repartida transversalmente a lo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

largo de toda la anchura de la bóveda. De esta manera se aplicaba la carga en la posición crítica (carga puntual en riñones) y se evitaba, al mismo tiempo, un fallo local en el terreno por punzonamiento bajo la carga aplicada. La utilización de un mismo patrón de carga, el crítico, en todos los ensayos facilitaba su comparación, pero limitó en cierta medida el alcance y ámbito de aplicación de las conclusiones.

Antes y después de realizar el ensayo se recababa la mayor información geométrica y mecánica acerca de la estructura (tabla 2-2 [6],[10]). Se trataba de conocer la composición interna de la estructura (geometría real, tipos de relleno y espesores, etc.) y de caracterizarla mecánicamente en la medida de lo posible. Este es, sin duda, uno de los aspectos en los que los ensayos en laboratorio resultan cualitativamente ventajosos sobre los ensayos de campo sobre estructuras reales.

La instrumentación utilizada en los ensayos era relativamente simple. Este hecho estaba justificado en el desconocimiento que se tenía de la respuesta de la estructura. Al llevar los ensayos hasta rotura con resultados poco predecibles, la mayor parte de la instrumentación podía perderse en el ensayo, aumentando terriblemente el coste de la experimentación, dado el elevado coste de los equipos de medida.

Por ello, gran parte de las medidas se tomaron de forma manual evitando así la pérdida del equipo en el colapso de la estructura. Para el replanteo de la deformada se usaron equipos topográficos y en alguna ocasión se recurrió a la técnica de la fotogrametría. También en este sentido resultan ventajosos los ensayos a escala real en laboratorio, en los que el control y predicción del ensayo, así como la capacidad de toma de medidas, aumentan tremendamente, apoyados en la infraestructura que proporciona el laboratorio.

En cualquier caso, y pese a que los datos tomados durante los ensayos fueron pocos (apenas el replanteo de sucesivas deformadas y la curva carga-desplazamiento) las conclusiones que se obtuvieron de esta serie fueron muchas y de gran valor. En primer lugar, se identificaron posibles modos de rotura en estas estructuras, de algunos de los cuales no se tenía constancia. Por ejemplo, se observó que en algunos de los puentes rebajados los modos de fallo seguían una curva elástica del tipo “*snap-through*” [5] (modo de colapso que se verá en apartado 2.4).

Por otra parte, se cuantificó la importancia relativa de los diferentes elementos estructurales según la tipología del puente. Por ejemplo, quedó probada la gran importancia de la acción estructural del relleno, sobretodo en el caso bóvedas poco rebajadas, y la influencia de los tímpanos en el modo de fallo de la estructura [10].

Gracias a las curvas carga-desplazamiento se constató lo alejado y diferente del comportamiento de estas estructuras en servicio y bajo estados avanzados de carga [6]. En la tabla 2-2 ([6],[10]) están recogidas las principales características geométricas, constitutivas y mecánicas de esta serie de ensayos, así como sus resultados más relevantes.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Datos de las estructuras ensayadas a rotura.

Puente	Referencia	Luz recta (m)	Luz esviada (m)	Esviaje (°)	Flecha (m)	Flecha cuartos luz (m)	Canto (mm)	Anchura total (m)	Directriz	Material	Construcción	Estado	Peso Esp. (t/m ³)
Bridgemill	Hendry (1985)	18,30	-	0	2,85	2,16	711	8,30	Parabólico	Arenisca	62 sillares	Bueno	2,10
Bargover	Hendry (1985)	10,00	10,36	16	5,18	4,49	558	8,68	Poligonal	Arenisca	63 sillares	Fisuras en ambas caras Buena	2,730
Preston	Page (1987)	4,95	5,18	17	1,64	1,37	360	5,70	Elíptica	Arenisca	21 sillares	-	-
Prestwood	Page (1987)	6,55	-	0	1,43	1,12	220	3,80	Poligonal	Ladrillo	Fábrica de ladrillo a tendeles	Mala. Pérfida de forma	-
Torkacy	Page (1988)	4,90	-	0	1,15	0,90	343	7,80	Poligonal	Ladrillo	Tres rosas de fábrica de ladrillo	Fisuración importante	-
Shinafoot	Page (1988)	6,16	-	0	1,18	0,91	390-770	7,03	Poligonal	Piedra	Mampuesto sin labrar	Fisuración cara E	-
Strathmashie	Page (1989)	9,42	-	0	2,99	2,34	600	5,81	Poligonal	Piedra	Mampuesto sin labrar	Mal juntas Fisuración S	2,60
Bariae	Page (1989)	8,53	9,86	29	1,69	1,31	450	9,80	Poligonal	Arenisca	42 sillares	Desconchado	2,16
Dundee (modelo lab.)	Harvey (1989)	4,00	-	0	2,00	1,73	250	6,00	Poligonal	Hormigón	40 bloques de hormigón	Bueno	2,45
Bolton (modelo lab.)	Melbourne (1989)	6,00	-	0	1,00	0,77	220	6,00	Poligonal	Hormigón	Dos rosas de fábrica de ladrillo	Bueno	2,26
Croft Breadsall	Davey (1953)	6,45	-	0	2,06	1,78	356	5,41	Elíptica	Ladrillo Arenisca	Sillares	-	-
Yardley Wood	Davey (1953)	6,50	-	0	1,97	1,59	343	4,48	Poligonal	Ladrillo	Tres rosas	-	-
Alcester Road	Davey (1953)	6,45	-	0	1,93	1,55	356	10,18	Poligonal	Ladrillo	-	-	-

Tabla 2-2.- Datos de los puentes ensayados hasta rotura



Datos de las estructuras ensayadas a rotura (continuación).

Puente	Resistencia (MPa)	E (MPa)	Mortero	Estribo	Superficie de rodadura	Espesor (mm)	Peso Esp. (t/m^3)	Relleno	Peso Esp. (t/m^3)	Contenido de humedad	Ángulo de roz. interno	Tipos	Espesor (mm)
Bridgemill	43,8	15000	Mortero de cal	Piedra	Mezcla bituminosa	150	2,48	Grava arena/arcilla	1,89	-	-	Arenisca	-
Bargover	33,3	14100	Mortero de cal	Piedra	Mezcla bituminosa	240/300	-	Grava	-	-	-	Arenisca	1400
Preston	-	-	Mortero de cal	Arenisca	Mezcla bituminosa	160	-	Arena	2,0	18	34	Ladrillo	600
Prestwood	7,7	2200	Mortero de cal	Ladrillo	Mezcla bituminosa	100/300	-	Arcilla	-	-	37	Arenisca	340
Torksey	-	-	Mortero de cal débil	Ladrillo	Mezcla bituminosa	80-90	-	Arena no cohesiva	-	-	-	Ladrillo	380
Shinafoot	-	-	Mortero de cal	Piedra	Mezcla bituminosa	120/150	-	Arena sucia	-	15	-	Fabrica sin labrar	365
Strathmashie	65,0	34700	Mortero de cal	Piedra	Macadam denso	100	2,37	Grava	-	-	37	Fabrica sin labrar	-
Barlue	41,7	41100	Mortero de cal	Piedra	Macadam denso	250	2,44	Cantos rodados	-	-	32	Fabrica sin labrar	400
Dundee (Modelo lab.)	21,9	9600	Mortero de cal	Piedra	Tarmacadan	50	2,54	Grava	-	-	-	Arenisca	400
Bolton (modelo lab.)	13,2	6220	Mortero de cal	Horningón	Macadam denso	100	2,30	Arena sucia	-	3,5	45	Horningón	330
Croit	30	-	1:1:6	Horningón	Mezcla bituminosa	100	1,98	Grava	-	1,9	54	Horningón	550
Breadhall	32	-	1:2:9	Horningón	Mezcla bituminosa	100	-	Caliza	-	-	-	Horningón	436
Yardley	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	658
Wood	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Alcester Road	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2-2.- Datos de los puentes ensayados hasta rotura (continuación)



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Puente	MEXE Factor de condición	Espesor de relleno en clave (mm)	Configuración de carga	Carga máxima (kN)	Modo de fallo
Bridgemill	0.9	203	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	3100	Formación de rótulas
Bargover	0.7	1200	Línea de 750 mm 1 / 3 Luz	5600	Microfisuración por compresión bajo el punto de aplicación de la carga
Preston	0.8	380	Línea de 750 mm 1 / 3 Luz	2110	Microfisuración por compresión bajo el punto de aplicación de la carga
Prestwood	0.5	165	Línea de 300 mm 1 / 4 Luz	228	Mecanismo de 4 rótulas
Torksey	0.7	246	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	1080	Snap-through 3 rótulas
Shinafoot	0.9	215	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	2524	Mecanismo de 4 rótulas Sin definir totalmente
Strathmashie	0.5	410	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	1325	Fallo en el material que comienza en una fisura longitudinal existente
Bariae	0.8	295	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	2900	Snap-through de una mitad (fisura longitudinal) 3 rótulas
Dundee (Modelo lab.)	1.0	200	Línea de 610 mm 1 / 3 Luz	1040	Formación de rótulas sin llegar a desarrollarse totalmente
(modeloborab Bolton (modelo lab.))	1.0	300	Línea de 750 mm 1 / 4 Luz	1170	Mecanismo de 4 rótulas
Croft Brēadsall	-	254	2 cargas puntuales a 2.18 m de clave sin	783	Se cambio la configuración de carga para alcanzar el colapso
Yardley Wood	-	305	2 cargas puntuales a 3/8 de la luz	1230	Fallo por compresión entre 5/8 y 3 / 4 de la luz
Alcester Road	-	305	2 cargas puntuales a 3/8 de la luz sin tímpanos y	568	Punzonamiento local entre los gatos de aplicación de la carga

Tabla 2-2.- Datos y resultados de los puentes ensayados hasta rotura (continuación)



2.4.2. Ensayos hasta rotura en laboratorio de modelos a escala reducida

Tal y como se ha comentado a principio de este apartado la modelización ha escala reducida presenta ciertos inconvenientes respecto a los ensayos de modelos a escala real. Existen algunos efectos, mayoritariamente relacionados con las fuerzas gravitatorias, que son sensibles al factor de escala. En sentido, el efecto del relleno, el estado real de la estructura o los modos de colapso diferentes de la formación de un mecanismo, por ejemplo, son efectos que no resultan bien modelizados en los modelos a escala reducida. Por esta razón los resultados que se desprenden de ensayos de modelos a escala reducida deben analizarse cualitativamente y no cuantitativamente, clasificando, además, los modelos según su luz y no según su escala.

Por otro lado, los modelos a escala reducida también presentan ventajas respecto los de escala real. Es obvia la gran economía de éstos, cosa que permite realizar un elevado número de ensayos. Además la construcción del modelo a ensayar posibilita el estudio preciso de algún aspecto del comportamiento en particular o la combinación de varios. Estos motivos han llevado a que el número de ensayos a día de hoy sea de prácticamente 80 modelos reducidos, de los cuales se han obtenido conclusiones muy importantes, a nivel cualitativo, del modo de trabajo de estas estructuras.

Así, fueron Pippard y Chitty los primeros que, en 1951, comenzaron a realizar ensayos sobre modelos a escala reducida para estudiar la posición pésima de una carga puntual, encontrando que ésta era a cuartos de luz. Otra conclusión importante de su serie de ensayos fue la de que en los puentes con juntas materializadas mediante ligantes con cierta resistencia a tracción la carga de colapso era superior que la de aquellos en que la junta se realizaba a hueso o con ligantes sin ningún tipo de resistencia a tracción [6].

Por su parte Melbourne y Gilbert llevaron acabo a principios de los noventa una campaña de ensayos sobre puentes de diferente luz, en al que estudiaron la importancia de la separación entre las roscas de una bóveda cuando está constituida por varios anillos concéntricos sin traba entre ellos; de los resultados se dedujo que la capacidad de la estructura se reducía en un 65% respecto de los casos en que tal separación no ocurría [3]. Más tarde Melbourne y Hodgson profundizaron en el comportamiento del efecto del esviaje de los puentes, obteniendo como conclusión que la rigidez incrementaba con el ángulo de esviaje, al vez que la resistencia de la estructura caía.

En 1993 Wagstaff y, de nuevo, Melbourne analizaron el comportamiento de los puentes multiarco mediante otra campaña de 3 modelos a escala reducida (figura 2-23). Entre las observaciones del comportamiento de este tipo de puentes dos son de especial relevancia: el modo de fallo mediante un mecanismo solo tiene lugar en dos vanos de la estructura, y la posición pésima de la carga puntual se sitúa en clave (a diferencia de los puentes monoarco que está en cuartos de luz) [10].

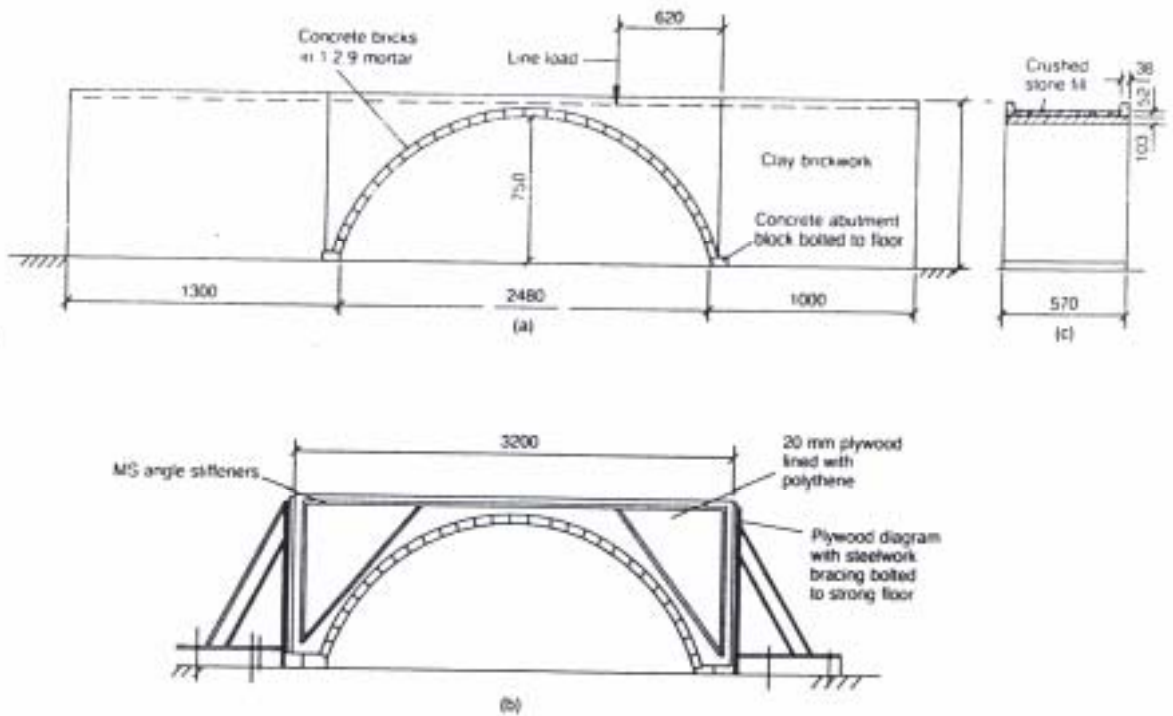


Figura 2-23. Uno de los modelos multiarco ensayados por Wagstaff y Melbourne [10].

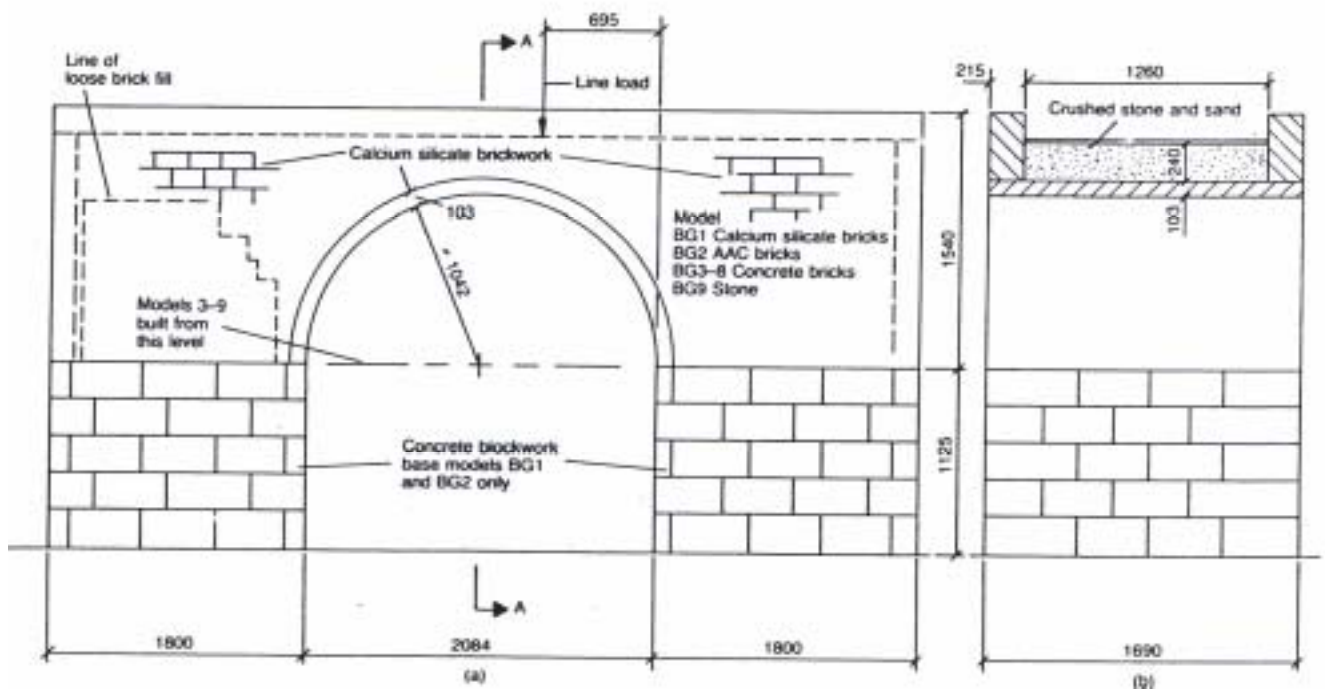
Pero, sin lugar a dudas, la campaña de este tipo de ensayos más prolífica y de mayor interés con respecto al conocimiento del comportamiento de los puentes en arco de obra de fábrica fue la llevada a cabo Royles y Hendry, a finales de los ochenta y principios de los noventa. Su objetivo era estudiar la importancia relativa de los diferentes elementos estructurales dentro del comportamiento general de un puente en arco de fábrica. En concreto se intentó determinar el efecto del relleno, los tímpanos y las aletas sobre la resistencia del puente. Para ello cuantificaron la capacidad portante de la bóveda exenta, de la bóveda más el relleno y, finalmente, del puente completo (bóveda+relleno+tímpanos+aletas), mediante el ensayo de 24 modelos reducidos (figura 2-24) [10].



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento



SERIE DE CARRON RIVER. (a) Modelos con tímpanos y aletas
(b) Modelos ensayados con relleno pero sin tímpanos (c) Sección transversal centro luz



SERIE DE BARGOVER. (a) Alzado (b) Sección transversal A-A

Figura 2-24. Esquema de dos de los modelos reducidos ensayados por Royles y Hendry [3]

En estos ensayos se utilizó fábrica de ladrillo para la bóveda y los tímpanos, así como arena y grava para la ejecución del relleno. Los modelos se encuadraban en tres grandes grupos que correspondían a las dimensiones a escala de tres puentes existentes

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

(Bridgemill, Bargover y Carron River), de los que los dos primeros ya habían sido ensayados (ver tabla 2-2).

El hecho de ensayar dos modelos a escala de puentes reales ya ensayados tenía la finalidad de buscar la equivalencia entre la carga de colapso obtenida del ensayo de la estructura real y la carga de colapso obtenida del ensayo del modelo. Sin embargo, en este sentido no se obtuvo ninguna conclusión definitiva, ya que, mientras que en el modelo de Bridgemill la equivalencia fue satisfactoria, en el modelo de Bargover no se pudo establecer ninguna relación debido a que colapsó de un modo diferente al de la estructura real (cosa que, por otro lado, pone de manifiesto los inconvenientes de la experimentación a escala).

Los ensayos clarificaron la mecánica de estas estructuras y mostraron la formación de sucesivas rótulas. Se comprobó cómo 4 rótulas dan lugar al mecanismo de rotura, observándose que las últimas tres aparecen casi simultáneamente cerca ya de la carga de colapso, y mucho después de que aparezca la primera, bajo el punto de carga.

Del análisis de las curvas carga desplazamiento de modelos ensayados se obtuvieron conclusiones de gran importancia. En las curvas de modelos ensayados con tímpanos o con tímpanos y aletas se observa claramente una primera respuesta lineal hasta aproximadamente $1/3$ de la carga de colapso, a partir de la cual se empieza a perder la linealidad. Las curvas de los modelos realizados sólo con bóveda muestran una tendencia parabólica desde un principio, aunque los desplazamientos también tienden a incrementar en gran medida a partir de un tercio de la carga última [6].

Al ensayar modelos idénticos realizados con fábrica de baja resistencia y obtener la misma carga de colapso que en los de fábrica de mayor calidad, se comprobó como la resistencia del material usado para la construcción del arco no es crítica. Esto no hace sino que respaldar la afirmación de que los niveles tensionales alcanzados en la fábrica de los arcos no es relevante respecto a la resistencia de la misma (aunque tal afirmación no se puede deducir únicamente a partir de los modelos reducidos, ya que las tensiones que se alcanzan en los mismos son muy inferiores a las que se desarrollan en puente real).

Pero, posiblemente, la conclusión principal llegó de la identificación del notorio aumento en la capacidad portante del puente debido a la acción del relleno, tímpanos y aletas, resultando el desplazamiento último muy similar en todos los casos. La presencia del relleno implica un aumento en la resistencia y la rigidez de la estructura; este efecto es más significativo en puentes menos rebajados, donde la cantidad de relleno es mucho mayor. Pero es sin duda la presencia de los tímpanos y de los tímpanos+aletas la que implica un mayor aumento de la carga de colapso.

Esto se explica a partir del impedimento para la libre deformación de la bóveda que los tímpanos y aletas suponen, siempre en las cercanías de la carga última. En esta etapa final, la parte descargada del arco tenderá a elevarse, alejándose del punto de carga. Para hacerlo, debe superar el peso de la fábrica de los tímpanos y sobre todo la resistencia de corte en la unión entre bóveda y paredes de enjuta. Como consecuencia, todo el tímpano en esa parte del puente intentara rotar sobre el estribo. Ante la presencia de las aletas dicha rotación está impedida, lo que provoca una fuerza de reacción



horizontal que actúa a una altura aproximadamente igual a la mitad de la flecha del arco. De ese modo, tímpanos y aleta tienen un efecto estabilizador sobre la bóveda [6].

En la figura 2-25 se puede observar la importancia relativa de estos elementos estructurales en función de la luz.

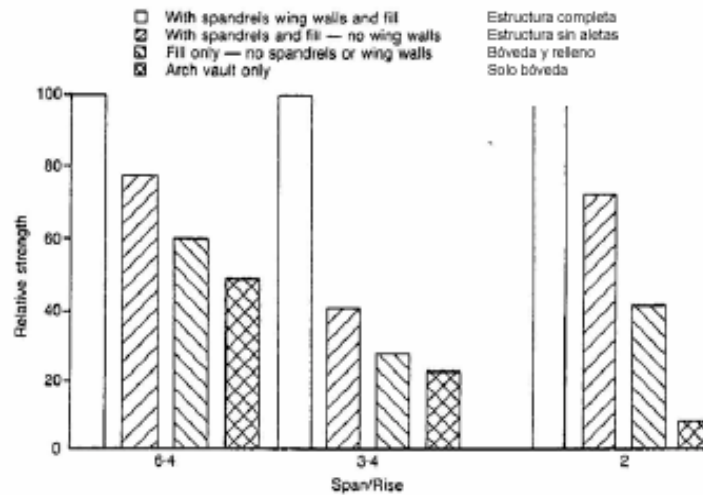


Figura 2-25. Efecto del relleno, tímpanos y aletas sobre la resistencia del puente [6].

Desafortunadamente, fuera de las conclusiones extraídas de los ensayos de Royles y Hendry, en los que la acción de los tímpanos aumentó de forma significativa la carga de rotura, por lo general, la contribución de las paredes de enjuta no puede tenerse en cuenta en el análisis de estas estructuras. Esta es una hipótesis necesaria ante la dificultad de asegurar la acción combinada de bóveda y tímpanos. En efecto, en muchas de las estructuras reales ensayadas sobre las que ya se ha hablado, los tímpanos se han desprendido en las primeras etapas de carga (cuando su beneficioso se desarrolla según los ensayos en etapas de deformaciones elevadas) o bien han permanecido intactos mientras la bóveda colapsaba entre ellos.

Dejando a un lado programas concretos de ensayos, una de las grandes ventajas de toda experimentación a pequeña escala es la precisa definición de las condiciones de contorno y la facilidad de repetición de los ensayos. Dado que gran parte del trabajo se realiza para contrastar métodos numéricos de análisis esto resulta una ventaja decisiva. El gran tamaño de las estructuras a escala real junto con la aplicación de grandes cargas han causado grandes problemas de reproducción de los ensayos, y han dado lugar a una pobre definición de las condiciones de contorno.

Sin embargo, como ya se ha explicado, la predominancia de la influencia de la gravedad, tanto en la estabilidad de las estructuras como en las tensiones que se desarrollan en el relleno y en la bóveda, hace que, en la práctica, pocos o ningún modelo reducido hayan identificado un colapso por agotamiento del material (*Crushing*), o hayan conseguido modelizar correctamente la interacción entre relleno y bóveda, que depende del estado tensional.



Ante esto, una alternativa que ha comenzado a aplicarse con bastante éxito es el uso de centrifugadoras en los ensayos a pequeña escala (*Accelerated Gravity Laboratory Testing*). Estos ensayos permiten “escalar” la gravedad y salvar por lo tanto el principal y decisivo inconveniente que presenta la experimentación a escala, conservando sus muchas ventajas ya mencionadas.

2.4.3. Ensayos hasta rotura en laboratorio de modelos a escala real

Es preciso dedicar un espacio particular a los ensayos realizados sobre puentes construidos en laboratorio y cuyas dimensiones se asemejan a las estructuras reales, puesto que son los más claros antecedentes del ensayo sobre cuya planificación, desarrollo e interpretación trata esta tesina de especialidad. En el punto 2.4.1 se menciona que la campaña llevada a cabo por el TRRL contó con dos ensayos de este tipo; muy recientemente, enmarcados en la misma campaña de ensayos sobre puentes arco de fábrica a la que pertenece este trabajo, se han realizado en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC dos ensayos más sobre modelos de laboratorio a escala real. Estos estudios son los que constituyen el más claro precedente de esta tesina de especialidad, y un profundo estudio de los mismos se realiza en este apartado. Pero antes es conveniente recordar las ventajas e inconvenientes de este tipo de ensayos frente a los de modelos reducidos y los llevados a cabo sobre estructuras reales.

Empezando por el segundo grupo citado, no es necesario destacar la gran ventaja que supone poder trabajar con estructuras reales a la hora de establecer el ámbito de validez de la simulación y la aplicabilidad de los resultados. Sin embargo, este tipo de ensayos, muy útiles a la hora de establecer márgenes de seguridad e identificar modos de colapso, plantean importantes inconvenientes, debido a que ante todo los ensayos se utilizan para contrastar métodos de análisis, fundamentalmente numéricos.

En primer lugar, su repetibilidad puede considerarse nula, dado que no existen dos estructuras iguales en cuanto a geometría, materiales, estado, etc., a lo que debe sumarse, además, el hecho de que el número de puentes reales de los que se pueda disponer en un ensayo hasta rotura es muy limitado. Este es un factor de gran importancia a la hora de contrastar cualquier tipo de métodos de análisis, ya que su validez no puede determinarse a partir de un único ensayo. En segundo lugar se debe destacar la reducida cantidad y calidad de las medidas tomadas en este tipo de ensayos. En el trabajo con estructuras reales es inevitable un cierto grado de desconocimiento de la respuesta de la estructura y, por tanto, un menor control del ensayo. Al llevar al ensayo hasta rotura con resultados poco predecibles la mayor parte de la instrumentación, por norma general formada por equipos de elevado coste, puede perderse con el consecuente incremento del coste de la experimentación. Por este motivo los equipos utilizados en estos ensayos han sido relativamente simples y una gran parte de las medidas se ha tomado de forma manual.

El último inconveniente, pero quizás el más decisivo, de los ensayos sobre puentes reales se debe a la inherente dificultad para la determinación de las condiciones de contorno. Muchos detalles constructivos son desconocidos al planificar, predecir y realizar el ensayo. Incluso tras el agotamiento de la estructura, tanto el anillo del arco como gran parte de los restantes elementos del puente resultan en general muy dañados,

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

de modo que los detalles del espesor exacto del anillo, el grosor de los tímpanos, la distribución y propiedades del relleno, y otras muchas características geométricas y mecánicas de los componentes y materiales del puente se pierden.

Además, en muchos de estos ensayos *in situ*, la naturaleza del material que componía el anillo del arco o rosca era variable. El grado de afectación o daño de dicho material también sufría importantes variaciones y resultaba difícil de precisar. Asimismo, la determinación de la capacidad resistente del mortero se antoja muy dificultosa cuando, como en estos casos, la obtención de una muestra de tamaño suficiente no es posible.

Por lo que respecta al coste de este tipo de ensayos, debe tenerse en cuenta que el máximo peso de éste viene determinado por el material de instrumentación y sistemas de carga. En este sentido ensayar estructuras reales aventaja a los ensayos de modelos de laboratorio, ya que el elemento a ensayar no debe construirse al tratarse de estructuras ya existentes simplemente en desuso o que deben ser derruidas para su sustitución (aunque eso siempre precise de la participación de la administración en el programa de ensayos).

Ante los inconvenientes citados, los investigadores han optado muy a menudo por la otra vía fundamental de experimentación, los ensayos a escala reducida de modelos construidos en laboratorio. En número de este tipo de ensayos se acerca a la centena. Ello se debe a las muchas ventajas que presentan; la primera y esencial ventaja es la libertad para escoger la geometría y materiales del puente, ajustándose siempre a alternativas de uso real, y la facilidad para caracterizarlos y definir así las condiciones de contorno. La segunda gran ventaja de los modelos reducidos es su economía y reproducibilidad. Esto, además de aumentar la muestra de resultados y por lo tanto su valor, permite a los investigadores jugar con las variables involucradas para su mejor comprensión, a la vez que posibilita analizar y reparar errores en los ensayos.

Por otro lado, los ensayos de modelos reducidos conllevan dos inconvenientes de especial importancia. El primero es que de manera inevitable conllevan una construcción bastante idealizada que puede alejarse de la realidad. En segundo lugar y más importante aún, aparece el ya mencionado inconveniente de la imposibilidad de escalar la gravedad, inconveniente de especial relevancia si tenemos en cuenta que se trata de modelizar estructuras en las que destaca la predominancia de las fuerzas gravitatorias.

Entre ambos grupos, la experimentación sobre estructuras reales y sobre modelos reducidos, se encuentra el ensayo que se estudia en este trabajo, pudiéndose englobar dentro del mucho menos numeroso grupo los ensayos sobre estructuras a escala real en laboratorio. Estos ensayos solventan, en mayor o menor medida, muchos de los inconvenientes de los otros dos grupos, conservando hasta cierto punto muchas de sus ventajas.

El construir un modelo en el laboratorio permite una perfecta definición de la geometría, las propiedades mecánicas y las condiciones de contorno, variables que por otro lado son muy difíciles de determinar en estructuras reales. De igual manera, el control del ensayo y la toma de medidas pueden realizarse de manera mucho más efectiva gracias a la infraestructura que proporciona el laboratorio. Por otro lado, como las dimensiones



de los modelos son del mismo orden que las de algunas de los pequeños puentes reales, se salva el principal inconveniente de los modelos de escala reducida, incapaces de reproducir los efectos de la gravedad.

Por supuesto, los ensayos de modelos a escala real en laboratorio también presentan ciertos inconvenientes. Por lo que respecta a la simulación de las condiciones en estribos y cimentaciones, ésta diferirá siempre de las condiciones que se encuentran en estructuras reales. Por otro lado, este tipo de experimentación supone un elevado coste y la necesidad de contar con instalaciones y equipos de considerable envergadura, lo que hace que la repetibilidad y cobertura de variables de estos ensayos sean muy limitados en comparación con los ensayos de modelos reducidos.

Hasta la fecha son cuatro los ensayos de este tipo que ya se han llevado a cabo. Los dos primeros están integrados dentro de la campaña de ensayos sobre puentes en arco de obra de fábrica financiada por el TRL. Se tratan de un primer puente de seis metros de luz ensayado en el *Bolton Institute of Higher Education* (ensayo dirigido por Melbourne en 1989), y un segundo puente de cuatro metros de luz ensayado en la *Universidad de Dundee* (a cargo de Harvey en el mismo año). Los dos segundos modelos de puentes a escala real son los englobados en la misma campaña en que se recoge este trabajo. De hecho, se trata del mismo puente rebajado de 3'2 metros de luz, ensayado por primera vez en Julio del 2001, y posteriormente reparado y vuelto a ensayar en el 2002. Sendos ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC, a cargo de J. Serna y H. Gutiérrez el primero de ellos y de G. De Marco el segundo; ambos bajo la tutela del profesor del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la misma universidad Pere Roca.

2.4.3.1 Campaña experimental del TRL

Para evitar la reiteración de la misma referencia en cada uno de los dos ensayos que se pasan a describir a continuación, se deja claro en este punto que toda la información aquí recogida sobre los ensayos de *Bolton Institute of Higher Education* y de la *Universidad de Dundee* procede de [14] y [15] respectivamente. La consulta de los mismos puede ser útil para quien quiera ampliar la información aquí detallada.

(a) ENSAYO EN EL BOLTON INSTITUTE OF HIGHER EDUCATION

En los años 80 se llevó a cabo un programa de ensayos en *Bolton Institute* dirigido por el profesor C. Melbourne, que a su vez formaba parte del más extenso program de ensayos del *Transport Research Laboratory*. Se realizaron varios ensayos, entre los que se incluyen, ya en los noventa, ensayos de puentes multiarco. En este apartado se recoge el ensayo de un puente monoarco de la misma tipología que los ensayados, con anterioridad a esta tesina de especialidad, en la Universidad Politécnica de Catalunya.

Se trata de un puente en arco de fábrica rebajado de 6 metros de luz y 1 metro de flecha. El arco, de 5 metros de radio, estaba formado por dos anillos de ladrillos que le conferían un espesor de rosca de 22cm., y tenía una anchura total de 6 metros. El puente



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

se construyó sobre una losa de carga, y los estribos se realizaron con hormigón armado. La carga se aplicó a cuartos de luz mediante el anclaje de tendones de pretensado en la losa de carga.

En la figura 2-26 se puede observar un esquema de la geometría del puente, y de la posición de la carga y el sistema utilizado para transmitirla.

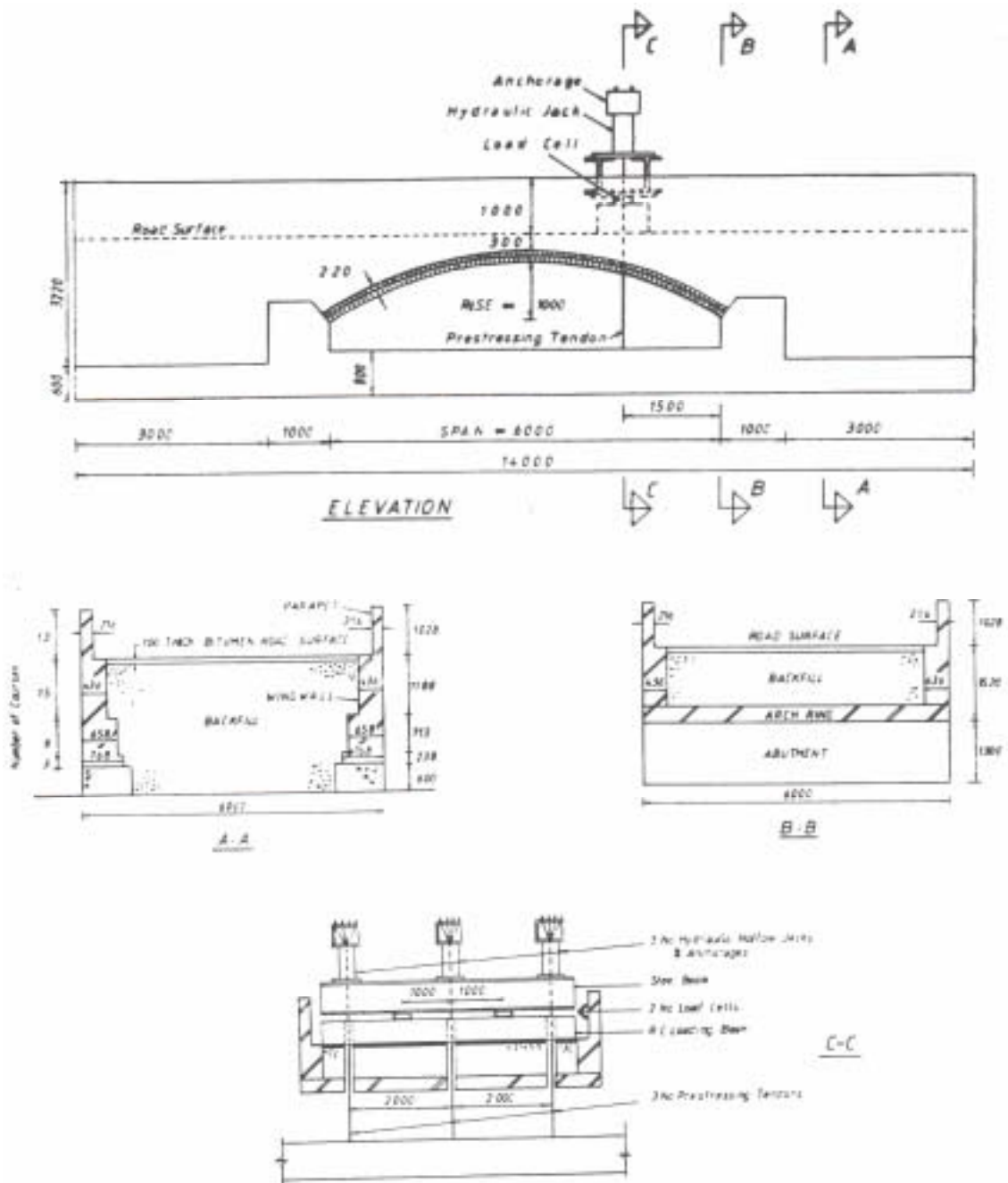


Figura 2-26. Detalles geométricos, constructivos y de carga del puente rebajado ensayado en el Bolton Institute. Sección longitudinal y secciones transversales [14].



La instrumentación utilizada durante el ensayo fue muy extensa. Se recogieron los movimientos que tenían lugar en el arco, los tímpanos, las aletas y la calzada, mediante la colocación de 56 transductores de desplazamiento. Las deformaciones internas en la fábrica de ladrillo se midieron usando galgas de deformación de resistencia eléctrica. Además 30 galgas de este tipo se embebieron entre los dos anillos y entre el extradós de la bóveda y las paredes de enjuta, para poder tener registrar el desarrollo de la separación entre anillos y entre éstos y los tímpanos. Asimismo, las presiones ejercidas por el relleno en las interfaces de éste con el extradós de la bóveda y con los tímpanos se midieron mediante 30 galgas BSP. También se contaba con células de carga para controlar la carga aplicada y equipos de receptores de datos para poder monitorizar toda la información deseada.

Las 25 células de carga fueron embebidas en mortero en el interior de unas cavidades que se habían dejado en la bóveda con esta finalidad. (figura 2-27)



Figura 2-27. Células de carga embebidas en mortero en el interior de la bóveda del puente ensayado en el Bolton Institute[14].

Antes de aplicar la carga hasta rotura, repartida transversalmente en todo el ancho del puente, se realizaron algunas cargas puntuales previas.

La carga que habría de llevar la estructura hasta el colapso se aplicó a cuartos de luz mediante una viga metálica sobre la que se apoyaban tres gatos hidráulicos(figura 2-26). La carga se aplicó a una velocidad de 180kN/hora y el ensayo superó las 6 horas de duración.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

Hay que destacar que durante el ensayo, a parte de todos los datos monitorizados, se recogió visualmente la sucesiva formación de fisuras en la fábrica. En la figura 2-28 se muestra el desarrollo progresivo de las mismas a ambos lados del puente.

La separación entre tímpanos y bóveda comenzó al alcanzarse los 360kN de carga y se extendió por toda la zona cargada del arco, desde el estribo hasta $\frac{3}{4}$ de luz. La separación se fue extendiendo a medida que aumentaba la carga, salvo en la zona del cuarto de luz más alejado de la carga, donde se registraron compresiones a medida que la bóveda en deformación empujaba contra las paredes de enjuta. Hacia los 400kN se observó la primera rótula en la bóveda, bajo la línea de carga. Cuando se alcanzaron los 640kN comenzó el desarrollo de fisuras verticales y de corte en las paredes de enjuta.

Se inició a su vez la separación entre los anillos del arco, desde la clave hacia el lado cargado del puente. Con una carga de 820kN se observó fisuración vertical entre tímpanos y pretilas, debida al levantamiento de la clave del arco en deformación.

El colapso se debió a la formación de un mecanismo de 4 rótulas bajo una carga total aplicada de 1173kN. Antes del fallo, la única rótula visiblemente desarrollada era la situada bajo la línea de aplicación de la carga. El colapso fue repentino. Ante la formación del mecanismo, se produjo un giro y levantamiento de los tímpanos, aletas y pretilas, como se muestra en la figura 2-29. Inmediatamente tras la generación del mecanismo de colapso, la carga se redujo. Tras una serie exhaustiva de lecturas se retiró la instrumentación, y se cargó lentamente el puente hasta el colapso total.

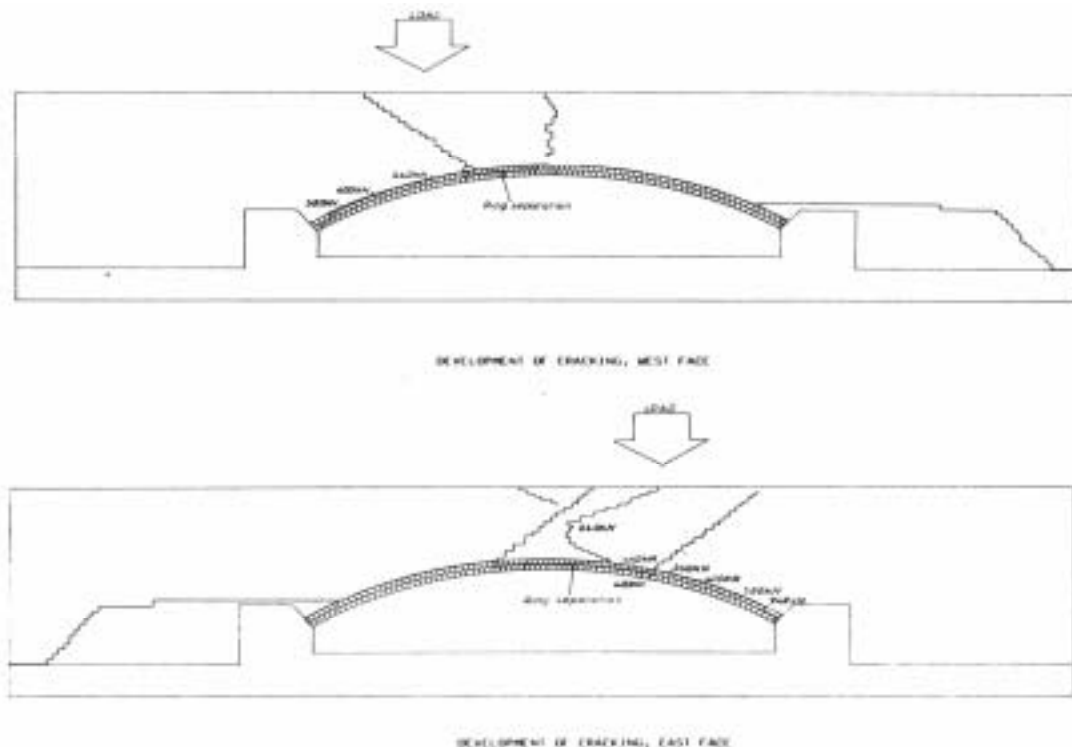


Figura 2-28. Desarrollo de las fisuras en el puente rebajado ensayado en el Bolton Insitute[14].

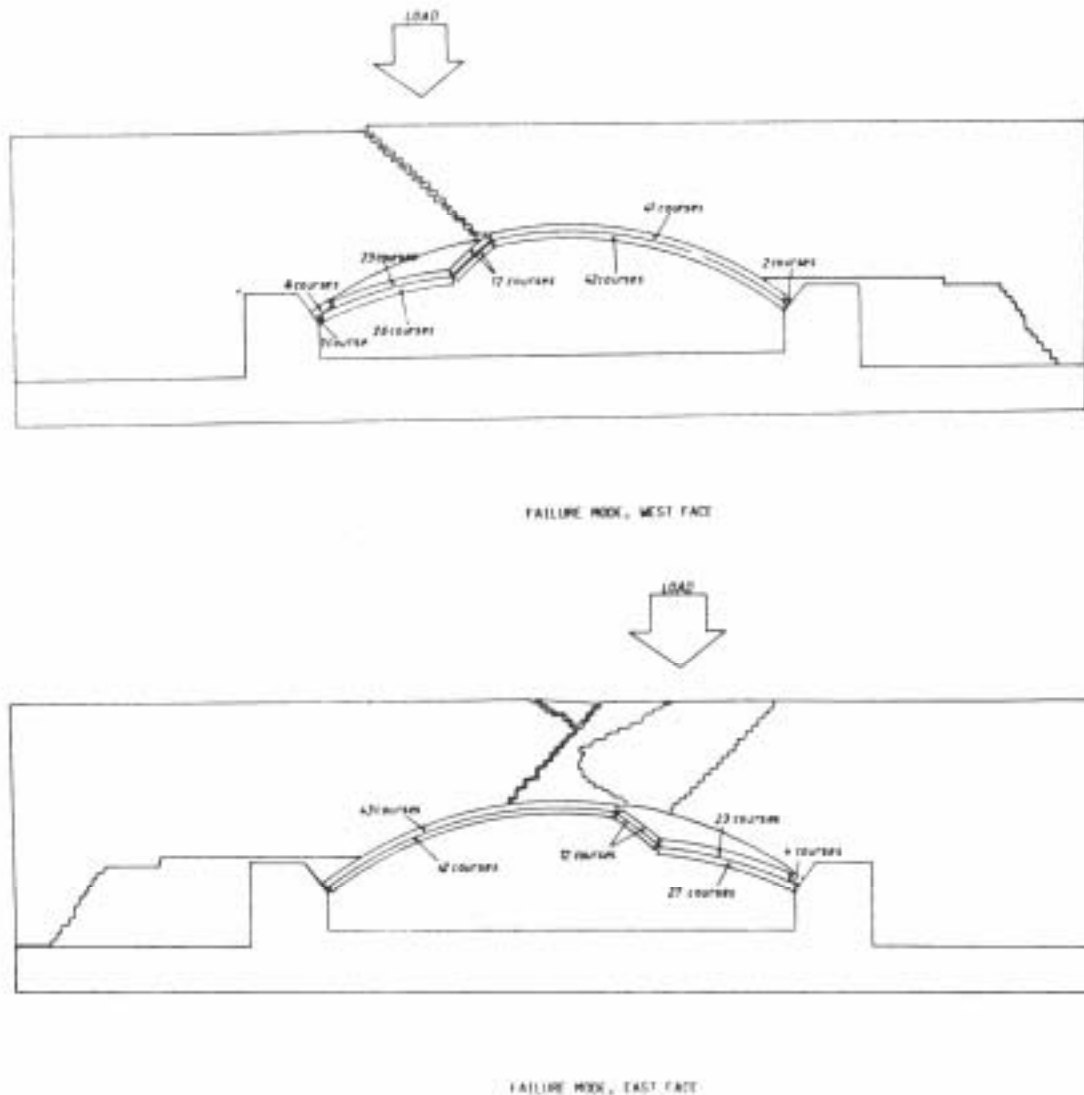


Figura 2-29. Modos de fallo. Puente rebajado ensayado en el Bolton Insitute[14].

Se midieron deformaciones en los arranques, cuartos de luz, y en la clave. A lo largo de la carga hasta rotura no se detectó movimiento alguno en ninguno de los estribos. Los desplazamientos bajo el punto de carga muestran una etapa inicial claramente elástica hasta la fisuración y formación de la rótula, hacia los 400kN de carga, a los que siguió un rápido aumento de la deformación. Esto vale tanto para el movimiento vertical como horizontal. A lo largo del proceso de carga el primero superó al segundo en una proporción de 2:1. Llegados a la carga última, el descenso vertical total bajo la carga fue de 8mm ($1/750 \times \text{luz}$).

Por lo que se refiere a los movimientos en la clave, también mostraron un comportamiento lineal en las primeras etapas de carga, de pendiente similar al de los puntos a cuartos de luz. La respuesta se mantuvo lineal hasta los 700kN, momento en que de nuevo se produjo un rápido aumento en los desplazamientos, que coincidió con



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

la separación entre los tímpanos y la bóveda, y el inicio de la fisuración vertical de los primeros. Al alcanzarse la carga de rotura el ascenso total en clave fue de 2.5mm (1/2400 x luz).

Por último, los movimientos a un cuarto de la luz en el lado descargado fueron mínimos hasta que se alcanzó una carga de 800kN. Sin embargo, una vez superada esta carga la deformación se disparó como consecuencia del alto grado de fisuración del arco y la subsiguiente formación de rótulas plásticas. La proporción entre el movimiento vertical y el horizontal fue de 2 a 1. El ascenso total fue de 4.5mm, es decir (1/1333) x luz. Los movimientos del arco se pueden observar en la figura 2-30.

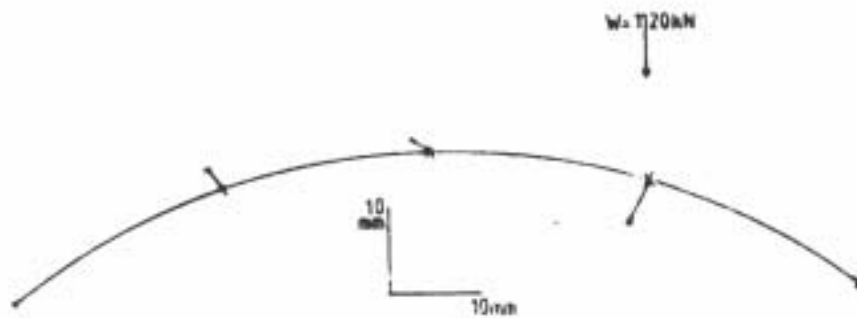


Figura 2-30. Movimientos en el arco para el penúltimo incremento de carga (hasta 1120kN). Puente rebajado ensayado en el Bolton Insitute[14].

Por encima de los 800kN las paredes de enjuta rotaron y se desplazaron longitudinal y transversalmente. El movimiento transversal de los tímpanos se debió a las tensiones desviadoras inducidas por el relleno, al recibir el empuje del arco en movimiento. Con la carga última las paredes de enjuta se desplazaron hacia fuera entre 1 y 2mm. La magnitud de esta deformación fue sensiblemente inferior en la zona no cargada (sólo 0.25mm de diferencia en situación previa al colapso).

La separación entre bóveda y paredes de enjuta es un hecho que quedado constatado en la mayoría de puentes existentes, a través de una fisura longitudinal en el extradós de la bóveda siguiendo la línea de los tímpanos. Gracias a las galgas embebidas en esta zona se observaron deformaciones en esta zona que indicaban como iban aumentando las presiones debidas al relleno que intentaban separar los tímpanos del arco. Bajo la carga la bóveda se deformaba como una viga de extremos fijos. Elevadas presiones horizontales en sentido transversal se ejercían también sobre los tímpanos a través del relleno.

El puente colapsó con una carga última de 1173kN. Los tímpanos proporcionaron una importante restricción al movimiento de la bóveda y el modo de fallo siguió la formación de un mecanismo de 4 rótulas plásticas. La curva carga/desplazamiento fue inicialmente lineal, hasta la aparición de las rótulas, a la que siguió un rápido aumento de la deformación que finalizó con el colapso del puente. A pesar de que el empuje pasivo no se midió, parece bastante claro que el relleno proporcionó una restricción importante al movimiento longitudinal del arco.



(b) ENSAYO EN LA UNIVERSIDAD DE DUNDEE

En la universidad de Dundee se ejecutó el ensayo de un puente de la misma tipología que el estudiado en este trabajo, un arco de medio punto.

Se trata de una bóveda de 4 metros de luz, a la que no se dotó de ningún revestimiento en la zona de riñones (*backing*). El relleno estaba compuesto por una mezcla de arena y grava, y fue compactado con ayuda de un pié de elefante. Por encima del relleno se dispuso una capa de rodadura bituminosa del tipo macadam, de 5cm. de espesor. Para soportar el arco en estribos se utilizaron 12 bloques de hormigón armado de un metro de ancho. Asimismo, para evitar el desplazamiento o vuelco de dichos bloques, los mismos fueron pretensados contra la losa del suelo con una fuerza de 180kN.

Para la contención lateral del relleno se diseñó un sistema de perfiles de acero y aluminio que soportaban una plancha de 19mm. de espesor sobre la que se apoyaba el terreno. Los tímpanos encargados de confinar el relleno que se dispusieron eran de espesor variable, imitando la ley de presiones ejercida por el relleno sobre las paredes de enjuta.

El sistema de carga se materializó mediante dos pórticos en A a cada lado del puente, cada uno sujetando en extremo de los dos perfiles que soportaban los gatos. Cuatro barras Dividag se usaron para anclar los pórticos de carga a la losa de carga del laboratorio, proporcionando una reacción máxima de 120t. Puesto que antes de cargar hasta rotura se pretendía hacer una serie de ensayos de carga puntual en servicio, el sistema debía ser autoportante y, hasta cierto punto, móvil, para que las cargas puntuales pudiesen aplicarse en toda la superficie. Para la carga hasta rotura se usó una viga de reparto que distribuyó la carga por todo el ancho del puente entre pretiles, a cuartos de luz. Detalles de la geometría y del sistema de carga se pueden observar en la figura 2-31.

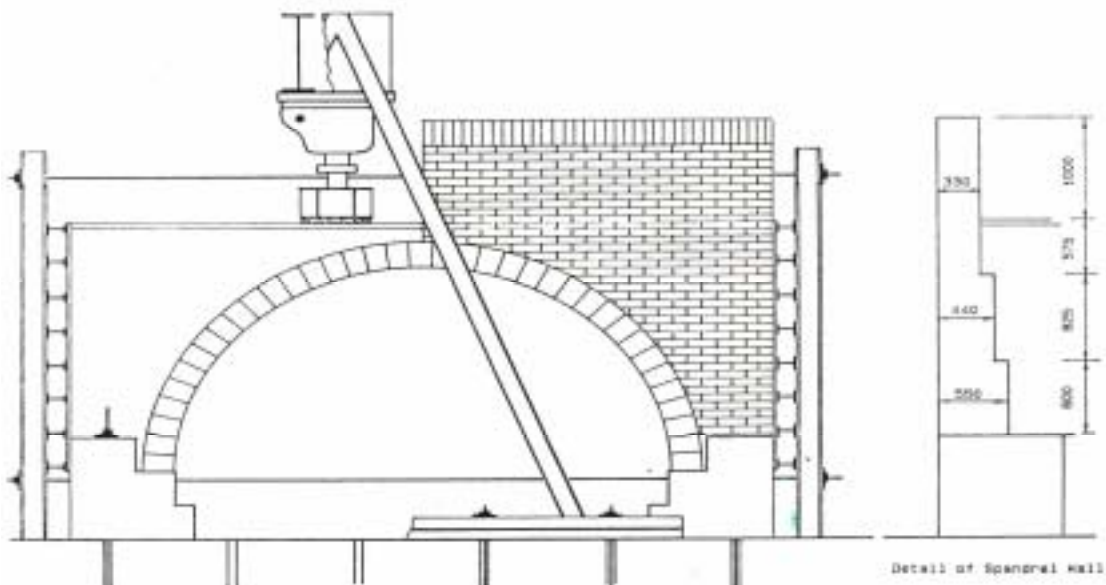


Figura 2-31. Alzado y detalle del tímpano del puente ensayado en la Universidad de Dundee [15].



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

De la misma manera que en el ensayo del *Bolton Institute*, la instrumentación fue extensa. Entre los gatos y la viga de reparto se dispusieron células de carga para medir la carga aplicada. Las tensiones entre el material de relleno y el anillo del arco se recogieron mediante 48 células de fabricación propia. La tensión en las barras que soportaban el sistema de contención del relleno en los estribos del puente también fue instrumentada.

La correcta medición de los movimientos en la estructura también fue una de las prioridades, y fueron varios los métodos usados con este propósito. Un gran número de potenciómetros de movimiento lineal fueron usados apoyados en distintos pequeños pórticos a ambos lados de la estructura. Además se apoyaron estas medidas con técnicas de fotogrametría, “surveying” e interferometría (*Moirè interferometry*) para el estudio de la propagación de las fisuras. Para facilitar la observación de la fisuración en el puente durante el ensayo, se cubrió el puente con una capa de pintura especial (*plaster wash*). Para cada incremento de carga se tomaba nota del progreso de la fisuración. La anotación de las fisuras en el lado Este del puente se muestran en la figura 2-32.

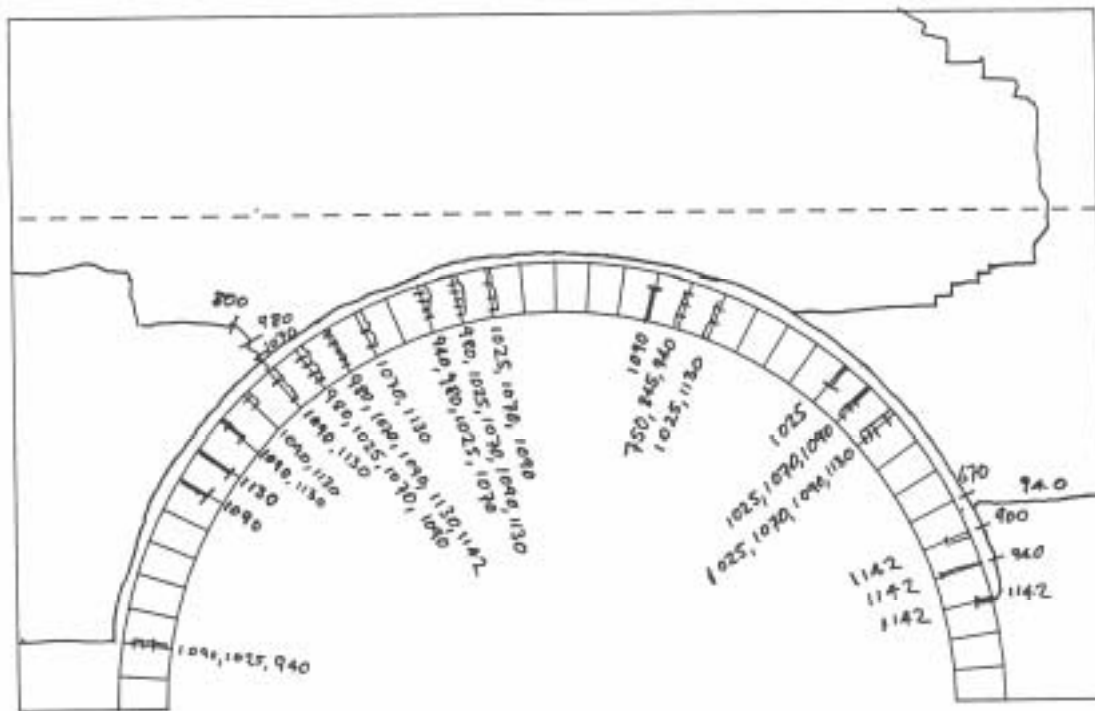


Figura 2-32. Localización y orden de aparición de las fisuras en el tímpano Este. Puente ensayado en la Universidad de Dundee [15].

En la figura 2-33 se muestran los resultados registrados por los transductores de movimiento. En ella se puede observar un claro descenso y movimiento hacia la zona descargada de la zona bajo aplicación de la carga, con un ascenso y un similar movimiento horizontal de la rótula adyacente en clave. También puede observarse el más pequeño pero significativo movimiento de las dos rótulas cercanas a los estribos.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

En cuanto a la respuesta de la estructura es interesante notar la mínima reducción de los desplazamientos en los bordes extremos del arco, bajo los tímpanos. Esto puede indicar que, o bien la bóveda era suficientemente rígida para ocultar el efecto de borde, o bien que fue poca la rigidez añadida por las paredes de enjuta. Años después de este ensayo, los investigadores no dudan en inclinarse por la primera opción.

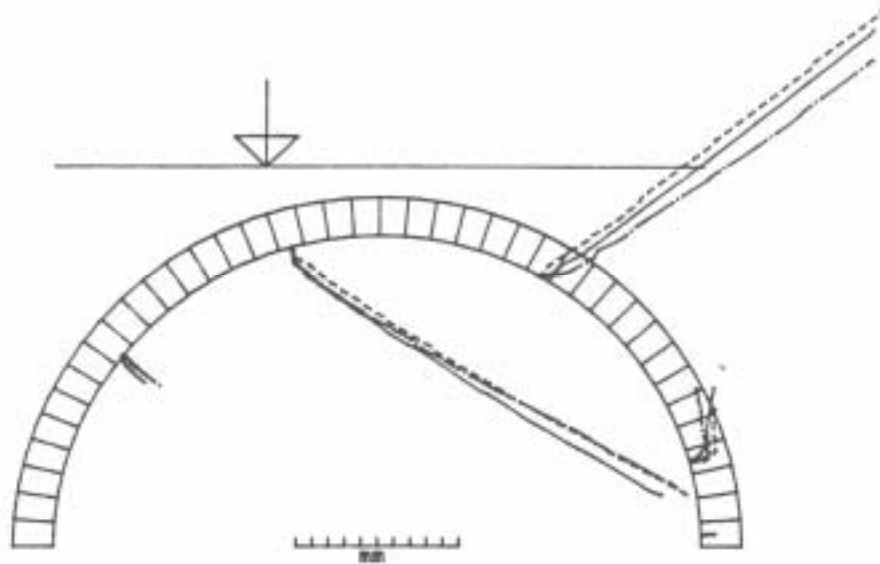


Figura 2-33. Desplazamientos registrados por los transductores de desplazamiento. Puente ensayado en la Universidad de Dundee [15].

El arco se comportó de manera próxima a la esperada, con la aparición de la primera fisura visible en el anillo bajo una carga de 750kN. Antes, con una carga de 510kN, se inició, en un lado del puente, una fisura separando el anillo de las paredes de enjuta. Esta fisura se extendió prácticamente por todo el arco a ambos lados de la bóveda. Como se aprecia en la figura 2-32 otras fisuras se formaron en los tímpanos al aumentar la carga, dividiendo las paredes en esencialmente tres partes fundamentales. Según la deformación del arco fue aumentando, estas áreas se vieron forzadas a rotar. Así, la parte inferior de la parte descargada fue empujada contra el sistema metálico de cierre en estribos.

Es destacable que un desplazamiento de sólo 2mm. se recogió bajo la carga, y que las fisuras de separación entre tímpanos y arco aparecieron mucho antes de que ninguna fisura en el anillo fuese apreciable. Esto indicaba que una importante deformación elástica del anillo había tenido lugar. La localización de las rotulas fue tal y como predecía el análisis por mecanismo de colapso. La formación de la rótula en clave y en el apoyo alejado de la carga pareció ser simultánea alcanzada una carga de 940kN. El colapso por formación de un mecanismo se asumió al llegar a una carga de entre 1020 y 1060kN.

El anillo del arco empleado en este ensayo exhibió una considerable habilidad para dispersar la carga aplicada sobre el la totalidad del anillo pese a su espesor comparativamente pequeño. La muy pequeña deformación medida bajo el punto de



aplicación de la carga fue asumida como consecuencia de este efecto. Esta habilidad del anillo del arco para distribuir la carga aplicada en una acción de membrana compensa la falta de reparto a través del anillo y puede resultar crítica en el comportamiento frente a cargas normales. Siendo las dovelas utilizadas en el anillo de hormigón prefabricado, este tipo de comportamiento podría generalizarse para los arcos de sillería.

2.4.3.2 Campaña experimental de la UPC

En el año 2000 empezó la campaña de ensayos de puentes en arco de obra de fábrica desarrollada en la Universidad Politécnica de Catalunya, bajo la dirección del profesor y catedrático de la misma universidad Pere Roca. Todos los ensayos de esta campaña han sido realizados en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras (LTE) de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de la misma universidad.

Dicha campaña cuenta con el ensayo de un puente de obra de fábrica rebajado en dos condiciones de estado diferentes. El primer ensayo, en condiciones normales, justo después de haber construido el puente, y el segundo, sobre el mismo puente después de su rehabilitación posterior al primer ensayo. A estos dos proyectos debe añadirse la actual tesina de especialidad en la que se ensaya un puente en arco de obra de fábrica de medio punto (relación flecha/luz de $\frac{1}{2}$); además, en un futuro no muy lejano se tiene intención de repetir un ensayo sobre otro puente de fábrica de medio punto, en parte debido a, como se verá en los capítulos 3 y 4, los fallos técnicos surgidos durante la ejecución del presente ensayo.

Antes de pasar a la descripción de los dos ensayos es preciso remarcar que toda la información recabada procede de [5] y [3] respectivamente.

(a) 1^{er} ENSAYO DEL PUENTE REBAJADO EN LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA

El desarrollo del primer contacto con la experimentación de modelos de puentes en arco de obra de fábrica a escala real en la UPC lo llevaron a cabo J. Serna [5] y H. Gutiérrez, bajo la tutela del ya nombrado Pere Roca. Este primer puente fue proyectado y construido durante el curso 2000-2001; el ensayo hasta rotura se realizó a principios de Julio del 2001.

El puente ensayado, dimensionado teniendo en cuenta las condiciones del LTE (tanto de espacio como de disponibilidad y capacidad de aparatos de ensayo), era un puente rebajado con una relación flecha/luz de $\frac{1}{5}$ (3'2m. de luz y 0'65m. de flecha en centro luz). La longitud total del mismo, teniendo en cuenta la prolongación de los tímpanos a partir del final del arco, era de 5'2m.; el hecho de prolongar los tímpanos intentaba simular el efecto del relleno el efecto en los estribos de un puente real. En los extremos del arco se dispusieron losas de hormigón armado (una en cada extremo) para recoger las reacciones que transmitiera el arco en los arranques. En la figura 2-34 puede observarse más detalladamente la geometría de este puente.



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

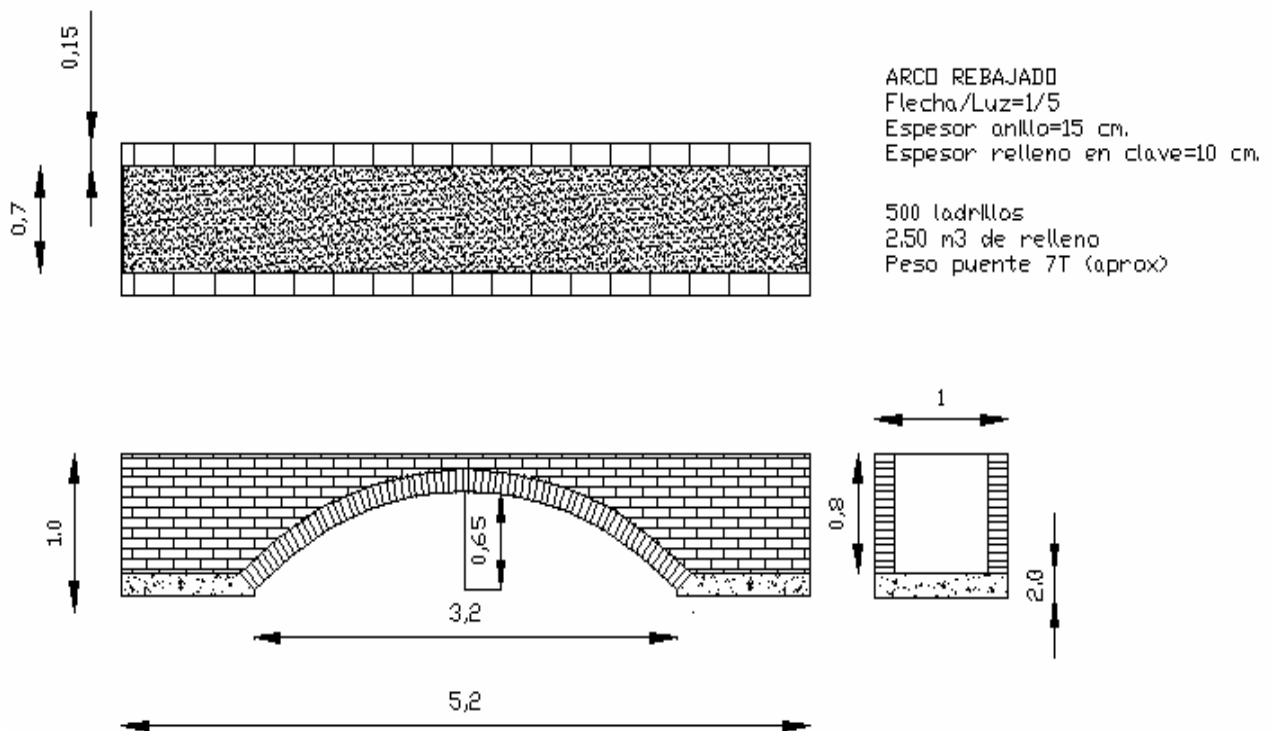


Figura 2-34. Geometría del puente rebajado ensayado por J. Serna y H. Gutiérrez. Imagen tomada de [5].

Para absorber las reacciones horizontales transmitidas por las losas de hormigón y el relleno durante el proceso de carga se dispuso una estructura metálica a cada lado del puente, ligadas entre sí mediante 8 barras $\phi 25$ roscadas y atirantadas. Además, estas estructuras metálicas actuaban como estructuras de contención del relleno durante la construcción del puente, y permitían el registro de las reacciones horizontales transmitidas en el ensayo a partir de la medición de las fuerzas en las barras atirantadas. Más información sobre estas estructuras puede encontrarse en el capítulo 3 y en [3] y [5].

El grado de instrumentación utilizado en este ensayo fue bastante bajo en comparación con los dos ensayos explicados en el punto anterior. Sin embargo, teniendo en cuenta que el mayor interés del ensayo se centraba en la determinación de la carga última y la observación del mecanismo de colapso puede considerarse que la instrumentación fue suficiente, o incluso excesiva.

Entre los instrumentos de medición se podían encontrar 4 células de carga huecas (figura 2-35) para la medición de las fuerzas horizontales en las barras tensadas $\phi 25$; todas las células se colocaron en las 4 barras de un mismo lado, lo que impidió el posterior contraste y comprobación de las mismas al no instrumentar las 4 barras del lado opuesto. También se utilizó una célula de carga cilíndrica bajo el gato hidráulico para la medición de la carga aplicada al puente. En el apartado referente a las deformaciones se utilizaron tres transductores de movimiento bajo el punto de aplicación de la carga (zona crítica), en centro luz y en el punto simétrico al de



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

aplicación de la carga respecto el centro del arco. También se utilizaron 4 galgas extensométricas embebidas en el relleno para medir los movimientos del mismo. Todos los datos captados por estos elementos fueron registrados mediante equipos informáticos.

En cuanto al sistema de aplicación de carga, se utilizó el mismo gato que en el ensayo que estudia esta tesina de especialidad y un mecanismo de transmisión de la carga desde el gato hasta el puente muy similar (figura 2-35).



Figura 2-35. Células de carga huecas utilizadas en el ensayo (derecha). Puente listo para ensayar; se puede observar el mecanismo de aplicación de la carga. Imágenes tomadas de [5].

El ensayo se ejecutó bajo una aplicación de carga de unas 0.25toneladas/minuto, suficientemente lento como para poder observar la evolución de las fisuras durante el mismo. La carga se aplicó en la zona crítica de esta tipología estructural, en cuartos de luz. Desde los primeros estadios de carga empezaron a distinguirse fisuras de separación entre paredes de enjuta y bóveda, antes de que se apreciara ninguna fisura en el anillo, cosa que indica la importante deformación elástica que había sufrido éste último. A partir de las 4toneladas la pendiente de la relación carga-flecha bajo carga disminuyó, es decir, se incremento el ritmo de deformación. Este instante coincidió con la aparición de fisuras importantes bajo el punto de carga y en la zona entre el punto simétrico al de carga y la clave. Todo ello se debió seguramente al inicio de la formación de las dos primeras rótulas plásticas (bajo el punto de aplicación de carga y un poco más allá de la clave en la zona no cargada). Superadas ya las 5'5toneladas empezaron a formarse fisuras en los arranques del arco, en lo que parecía predecir la inminente formación del mecanismo de colapso. Sin embargo, tal y como se explica en el apartado 3.1.4 de esta misma tesina, no era debido a la formación del mecanismo sino al levantamiento de una de las losas de hormigón (figura 2-36). Este levantamiento fue totalmente claro llegados



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

a las 6 toneladas. Cuando se alcanzaron las 7 toneladas el levantamiento, esta vez de las dos losas de hormigón, aumentó de forma brusca.



Figura 2-36. Levantamiento de la losa de hormigón en el lado no cargado. Imagen tomada de [5].

El arco agotó su resistencia a las 7'24 toneladas mediante un mecanismo en el que solo se habían formado dos rótulas plásticas; esto se debió a que el arco ensayado no estaba convenientemente arriostrado frente al giro en sus arranques; es decir, se ensayó un arco biarticulado y por eso sólo hizo falta la formación de dos rótulas plásticas para completar el mecanismo de colapso (figura 3-14).

Es importante destacar que en este ensayo se observó que el relleno se deforma en las zonas más bajas desde las primeras etapas de carga y siguiendo un ritmo bastante constante. Sin embargo, parece ser que la zona más superficial del relleno no se deforma (y por tanto no moviliza empujes sobre la rosca) hasta más avanzado en ensayo; más o menos hasta la formación de las primeras rótulas plásticas.

El comportamiento elástico del puente se extendió hasta aproximadamente las 3 toneladas, momento en que aparece la primera rótula plástica y los desplazamientos se disparan. Antes del colapso de la estructura los tres puntos de medición de desplazamientos reflejaron movimientos verticales muy similares (de unos 15mm.)

(b) ENSAYO DEL PUENTE REBAJADO REHABILITADO

El primer ensayo del puente rebajado del LTE se finalizó al llegar a la formación del mecanismo de colapso, sin que la estructura llegara a caer. Posteriormente se sometió a una rehabilitación para comparar la carga última después de su reparación. Este trabajo lo llevó a cabo G. de Marco [3] durante el curso académico 2001-2002, de nuevo bajo la tutela de Pere Roca. El ensayo del puente reparado se realizó el 12 de Septiembre del 2002.

La geometría del puente era exactamente la misma que la ensayada por J. Serna y H. Gutiérrez. Sólo se introdujeron, y no en la geometría propia del puente, para evitar que las losas de cimentación rotasen; es decir, se aseguró que el puente ensayado fuera biempotrado. El sistema de arriostramiento frente al giro diseñado por G. de Marco [3] ***Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo***



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

se explica con detalle en el capítulo 3.1.4, ya que se volvió a utilizar en el ensayo del puente de medio punto del LTE.

En cuanto a la instrumentación, se utilizó la misma que en el primer ensayo, descontando las células de carga huecas para las barras tensadas. Esta decisión se tomó porque de nuevo solo interesaban la carga última y la observación del mecanismo de colapso; en añadidura, se contaba con que la mayor parte del empuje horizontal sería absorbido por el nuevo sistema de arriostramiento. No obstante, como se explicará en las conclusiones de este trabajo, sí que es de interés conocer la tensión a que son sometidas las barras del sistema de contención del relleno a la hora de recalcular a *posteriori* la carga última del puente.

En esta ocasión en el ensayo el puente se sometió a dos ciclos de carga, aplicándose ésta de nuevo en cuartos de luz. El primer ciclo, de una duración de aproximadamente 12 minutos, se realizó a una velocidad de carga de 0'5 toneladas/minuto. El segundo, cargando a una velocidad de 0'1 toneladas/minuto, duró unos 32 minutos, al final de los cuales se produjo el colapso total de la estructura.

Durante los 8 primeros minutos del primer ciclo de carga no se apreció la aparición de fisuras significativas. Fue a partir de las 4 toneladas cuando empezó a observarse una clara fisura de separación entre tímpanos y arco bajo el punto de aplicación de carga y el arranque contrario. Segundos más tarde comenzaron a formarse las dos rótulas plásticas que se pudieron apreciar en anterior ensayo (bajo carga a $\frac{1}{4}$ de luz y a $\frac{3}{4}$ de luz). Una vez superadas las 5 toneladas de carga se formó la tercera rótula plástica, en la clave del arco, y se apreció un ascenso claro en la misma zona. El aumento de los movimientos en centro luz fue acompañado por un aumento progresivo de la fisuración en las zonas de las tres rótulas ya formadas y en la conexión entre bóveda y tímpanos. Una vez alcanzadas las 5'8 toneladas se dejó de aplicar la carga para dejar que el puente se relajara. Durante ese intervalo de tiempo los equipos de registro siguieron funcionando de manera que después del segundo ciclo se obtuvieron gráficas de carga-descarga-carga, en las que se observó que no hubo recuperación de la estructura; este hecho parecía reflejar que, aunque no se apreciara visualmente, la cuarta rótula plástica ya se había formado.

Durante el segundo ciclo no se apreciaron variaciones hasta que la carga alcanzó una tonelada y media, momento en que apareció una nueva fisura horizontal a media altura de las paredes de enjuta. Dicha fisura nacía en la desconexión entre bóveda y tímpanos a $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de la luz y se extendía, siguiendo las juntas de ladrillo, hacia los estribos correspondientes. Esta fisura refleja un comportamiento del puente similar al del primer ensayo; en este caso las zapatas estaban arriostradas, por lo que hubo una readaptación de los movimientos del puente, pero mostrando la misma tendencia en los dos ensayos. Instantes después comenzó la formación de la cuarta rótula plástica, en el arranque más alejado del punto de aplicación de carga. Al alcanzar las 2'8 toneladas las deformaciones se dispararon y las cuatro rótulas plásticas eran ya claramente visibles. El segundo ciclo de carga se paró a las 3'1 toneladas para poder retirar los transductores de movimiento antes de perderlos.

Es interesante destacar en este ensayo que la forma de colapso fue la formación de un mecanismo de cuatro rótulas plásticas. Sin embargo, en las rótulas bajo el punto de

Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo



Capítulo 2. Estado actual del conocimiento

aplicación de la carga y en centro luz se detectó un aplastamiento de la fábrica, debido a las excesivas compresiones localizadas en los ejes de rotación de dichas rótulas. Alcanzado este punto en que las rótulas pierden su capacidad plástica y posibilidad de giro, si se hubiera seguido cargando la estructura el puente habría caído de forma prematura por la ruina de la fracción de la fábrica comprendida entre esas dos rótulas. Esto no hace más que reafirmar la idea de que el aplastamiento de la fábrica es típico en puentes como el ensayado, de luces cortas y bóvedas esbeltas. No hay que pensar, sin embargo, que se hayan contradicho los principios de análisis límite (“*la fábrica tiene una resistencia a compresión infinita*”), debido a que se produjo cuando el mecanismo de cuatro rótulas plásticas ya totalmente desarrollado.

En las figuras 2-37 y 2-38 se muestran imágenes de las rótulas plásticas que formaron el mecanismo de colapso. Un esquema del mismo puede verse en la figura 2-39.



Figura 2-37. Rótula plástica bajo el punto de aplicación de carga. Vistas lados mar y montaña. Imágenes tomadas de [3].



Figura 2-38. Rótulas plásticas en $\frac{3}{4}$ de luz (izquierda) y en centro luz (derecha). Vistas lado montaña. Imágenes tomadas de [3].

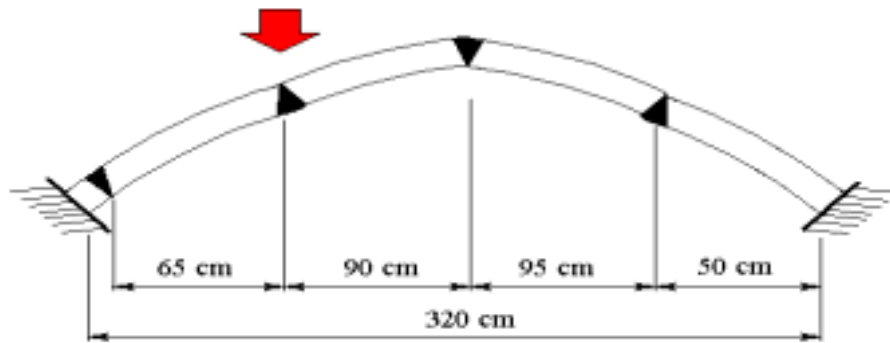


Figura 2-39. Mecanismo de colapso del puente ensayado. Imagen tomada [3].

2.4.4. Ensayos en servicio

En los puentes en arco de fábrica el comportamiento en rotura se encuentra muy alejado del de servicio. En estas estructuras el régimen postcrítico es mayor que en otras tipologías (figura 2-40). Conocer cuál es el comportamiento de estas estructuras en servicio es mucho más complejo que en agotamiento, pues es preciso conocer y evaluar el estado en que se encuentra el puente y una caracterización mecánica más precisa. En los últimos años se han realizado ensayos sobre estas estructuras en servicio, con el objetivo de caracterizar su comportamiento en esta situación y estimar la capacidad última del puente, por extrapolación a partir de los resultados obtenidos en los ensayos.

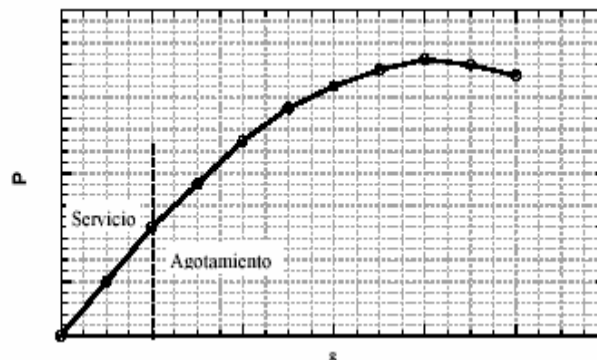


Figura 2-40. Esquema aproximado de la curva $P-\delta$ bajo el punto de aplicación de una carga puntual en n puente obra de fábrica [6].

Así pues, Davey (1953) y Chetoo y Henderson (1957) realizaron campañas de ensayos sobre estructuras en aparente buen estado, en las que se estudiaba la respuesta de estas estructuras ante el paso de un eje pesado [6].

Más recientemente, Boothby ha llevado a cabo una campaña de ensayos sobre puentes arcos de fábrica en servicio, en los que se medían las flechas en las secciones de arranques y en clave al paso de vehículos con ejes de diferente carga. Las curvas carga desplazamiento obtenidas en estos ensayos muestran un régimen lineal y elástico en estas estructuras bajo la configuración de carga ensayada. La curva obtenida en las



cinco estructuras ensayadas no mostraba plastificaciones que pudieran indicar la formación de una rótula plástica. Por otra parte, a partir de la comparación con otros ensayos llevados hasta rotura, Boothby extrapola la posible carga última de estas estructuras como, al menos, tres veces la carga aplicada. Esta afirmación es discutible, ya que la forma de la curva $P-\delta$ (figura 2-40) depende del modo de fallo de la estructura; la extrapolación de Boothby es, más o menos, válida en los casos en que el modo de fallo de estructura sea la formación de un mecanismo de colapso [5].

Hughes, Pritchard y Hogg han realizado mediciones *in situ* de las tensiones en una bóveda de un puente en arco de fábrica bajo cargas de servicio, mediante gatos planos. Las configuraciones de carga fueron las de carga permanente (peso propio + cargas muertas) y la de carga permanente + sobrecarga de uso (eje pesado). Las tensiones medidas bajo la carga permanente parecían reflejar una configuración estructural de arco biapoyado, suponiendo una distribución de esfuerzos lineal y un régimen también lineal para la distribución de tensiones en la sección. Al paso del eje pesado las tensiones eran lineales en la mayoría de las zonas, pero bajo el punto de aplicación de sobrecarga el exceso de flexión producido producía la aparición de las primeras plastificaciones. De esto se deduce que, en ciertos casos, bajo cargas de servicio, las bóvedas pueden suponerse como biapoyadas y que las tensiones existentes en la misma siguen una distribución lineal; sin embargo, esto solo es cierto en determinados casos, ya que ciertas tipologías presentan, bajo cargas de servicio, secciones fisuradas donde las fibras superiores han plastificado [6].

Por su parte Fairfield y Ponía realizaron un gran número de ensayos en los que se estudió la acción del relleno dentro del comportamiento global en servicio de estas estructuras. En lo referente al estudio en servicio de los efectos del relleno un apartado específico lo constituyen los ensayos de identificación dinámica, mediante la técnica de excitación por impulso, en los que se investiga la interacción entre el relleno y la estructura y, también, la influencia del tipo de carga aplicada en las propiedades dinámicas de la estructura; sin embargo, esta técnica de ensayo todavía arroja resultados suficientemente fiables, aunque parece ser muy prometedora.

2.5. Modos de fallo de puentes en arco de obra de fábrica

El modo de fallo o rotura en los puentes en arco de obra de fábrica indica la capacidad última y la ductilidad de la estructura. En definitiva, define el comportamiento en agotamiento de la misma y constituye el elemento de referencia a la hora de realizar las comprobaciones en estado límite último.

Los modos de fallo identificados hasta la fecha, bien en ensayos realizados hasta rotura o bien en la historia de colapsos de estas estructuras, se pueden agrupar en cuatro grandes grupos: fallo por formación de un mecanismo de colapso, fallo por rasante, rotura por aplastamiento de la fábrica a compresión (aplastamiento o *crushing*), y fallo por inestabilidad geométrica (*snap-through*).

La probabilidad de ocurrencia de los diferentes modos de fallo varía en función de la tipología del puente (bóvedas rebajadas, apuntadas, esbeltas, de medio punto, etc.).



2.5.1. Fallo por formación de un mecanismo de colapso

La formación de un mecanismo de colapso es el modo de fallo más habitual en este tipo de estructuras y está asociado a la formación del número de rótulas plásticas suficiente para transformar la estructura hiperestática en un mecanismo.

Así, para un arco simple biempotrado es necesaria la formación de cuatro rótulas plásticas para el completo desarrollo del mecanismo siempre que la carga no esté centrada (en condiciones de carga centrada o repartida simétricamente las rótulas que formarán el mecanismo serán cinco). Este tipo de mecanismo puede darse ante una acción directa (una sobrecarga puntual; la ubicación más propicia de ésta para la formación del mecanismo es, como ya se ha comentado anteriormente, en cuartos de luz), o bien una acción indirecta (generalmente un fallo en la cimentación). La figura 2-41 muestra un ejemplo de mecanismo de colapso.



Figura 2-41. Mecanismo de colapso en puentes monoarco. Es de interés comparar la configuración de rótulas con aquella del ensayo del Prestwood Bridge.

En el caso de un puente arco de más de un vano nunca se ha detectado un mecanismo de colapso que afecte a más de dos vanos (ver apartado 2.4.2). Así pues, son necesarias siete rótulas plásticas (figura 2-42) para que la estructura hiperestática de 6º orden (dos arcos) se transforme en un mecanismo. Este modo de fallo se produce en puentes multiarco en que la esbeltez de la pila es suficiente como para que el mecanismo englobe dos tramos de la estructura, y puede ser provocado, como en el caso de puentes monoarco, por una acción directa (en el caso de puentes multiarco la posición crítica de una carga puntual es en clave de uno de los dos arcos que formen el mecanismo) o por una acción indirecta.

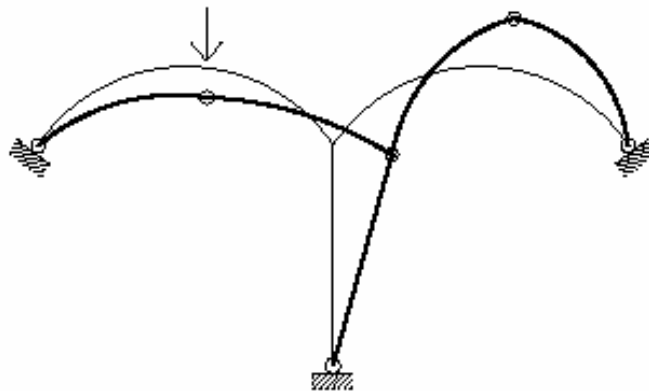


Figura 2-42. Mecanismo de colapso en puentes multiarco.

2.5.2. Fallo por rasante

Este tipo de fallo es bastante inusual, y cuando aparece suele hacerlo en combinación con la formación de rótulas debidas a la flexión en la bóveda. El fallo por rasante está directamente relacionado con el aparejo dispuesto para la fábrica en el arco y se asocia a la mala conservación del puente y a la consiguiente pérdida de mortero entre dovelas (en el caso de bóvedas de piedra) o entre roscas o hiladas de ladrillo (en el caso de arcos de varios anillos concéntricos de ladrillo) [6]. Tal pérdida de ligante hace que sea posible un fallo tangencial y por adherencia. Sin embargo, por norma general la relación axil/cortante suele ser muy elevada, cosa que dificulta el suceso de este tipo de fallo.

2.5.3. Fallo por aplastamiento de la fábrica a compresión (crushing)

A pesar de que generalmente el nivel tensional de trabajo en las bóvedas es bajo con respecto a la resistencia a compresión de la fábrica (ver apartado 2.3.3.2), bajo el paso de algún tren excepcional de carga se llega a los límites de la resistencia de la misma. El fallo se produce cuando, al descargarse el arco, una pérdida de material produce el colapso. Este modo de fallo se produce en puentes de luces cortas y bóvedas esbeltas y rebajadas con rosca maciza, en las que la línea de empujes tiende a formar caminos rectos hacia los apoyos [6].

El colapso se debe a un agotamiento del material del arco una vez alcanzada la resistencia última a compresión, por lo que es propio de arcos ejecutados con fábricas de baja resistencia en los que los tímpanos ejercen una gran rigidización de la estructura que retrasa la formación de un mecanismo. El hecho de que a menudo exista una práctica separación entre bóveda y paredes de enjuta reduce por lo tanto la frecuencia de este modo de rotura.



2.5.4. Fallo por inestabilidad geométrica de origen no lineal (snap-through)

El *snap-through* es un fallo debido a una posible inestabilidad geométrica por pérdida de forma. El comportamiento inicial del puente sigue el esquema de fallo por formación de un mecanismo, verificándose un principio de formación de rótulas plásticas. Sin embargo, en lugar de desarrollarse la última rótula, se produce un cambio brusco en la geometría del arco, sobretodo en la sección bajo carga, llevando a colapsar la estructura ante sollicitaciones menores a las necesarias para la formación completa del mecanismo.

Este tipo de fallo tan sólo se ha detectado en arcos muy rebajados, donde pueda ser factible que se produzcan movimientos horizontales en los estribos, en arcos de gran relación luz/canto (bóvedas esbeltas), y en arcos donde se desarrollen esfuerzos axiales de compresión muy elevados. Para darse este tipo de colapso es además necesario que la fábrica sea más resistente que rígida (es decir, relación f_u/E elevada) y que cuente con una elevada contribución resistente de los tímpanos y el relleno.

En [6] puede hallarse un modelo de análisis del fenómeno realizado por Harvey y Wang.

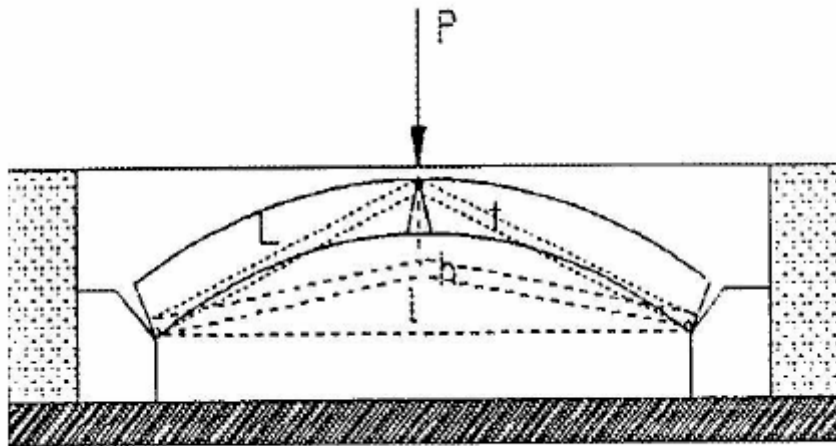


Figura 2-43. Modo de fallo por *sanp-through*.