

# Capilla de San Juan Bautista. Restauración de una vicisitud estructural e histórica.

## Iglesia de “El Salvador” (Valladolid)

**Eduardo Miguel González Fraile**, Dpto. de Teoría de la Arquitectura y Proyectos Arquitectónicos.  
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valladolid. ALPRM

La Fundación del Patrimonio Histórico de Castilla y León va a realizar la restauración de la Capilla de San Juan Bautista de la Iglesia de El Salvador de Valladolid, saneando las humedades de los muros, resolviendo los problemas estructurales, reparando la cubierta y procediendo a la limpieza de los paramentos.

La Capilla de San Juan Bautista está situada en el lado de la epístola junto al presbiterio de la Iglesia del Salvador de Valladolid. De factura gótica, está en construcción en 1487 y se acaba en 1492. Alberga el famoso retablo políptico de San Juan Bautista, asentado en 1504 y realizado por el maestro de Amberes, Quentin Metsys. Fue declarada B.I.C. el 26 de septiembre de 1941.

Es de planta rectangular, con sólo un chaflán en el lado de la epístola. La longitud interior es de 9,65 m y su anchura 5,82 m. Se sitúa paralela a la nave de la iglesia junto al lado derecho del presbiterio. El nivel más bajo del pavimento de la capilla se encuentra aproximadamente 1,00 m por debajo de las rasantes del terreno, lo que origina humedad capilar en los muros.

La capilla, construida en piedra caliza, se divide en dos tramos por un arco fajón apoyado sobre pilastras. El tramo de cabecera se encuentra sobreelevado 0,54 m sobre el posterior. Bajo el primero se sitúan dos criptas que han servido de enterramiento a las familias titulares de la capilla a lo largo de su historia. Tres escalones que abarcan todo el ancho de la capilla salvan el desnivel.

La cabecera se encuentra cubierta por una bóveda de crucería estrellada de terceletes cuyas nervaduras descansan sobre ménsulas. En las claves de la estrella de siete puntas hay pinjantes decorativos con el escudo del fundador González de Illescas y los atributos de la pasión. El acceso desde la nave de la iglesia se produce por el tramo de los pies de la capilla, mediante arco carpanel abocinado. La altura de la bóveda en el tramo de cabecera es de 11,47 m (a los que habría que añadir los 54 cm del desnivel), y la del tramo de los pies 11,95 m. El exterior se caracteriza por la desornamentación y pureza de los volúmenes, puesto que carece de contrafuertes. Una imposta recorre el interior y divide los paños exteriores en dos cuerpos.

La intervención a realizar abarca también la bajocubierta de la cabecera de la iglesia, que rigidiza su perímetro con una estructura metálica. Los problemas estructurales del presbiterio se traducen en empujes sobre la capilla. Estos empujes producen importantes desplomes en los muros y han originado aparatosas grietas en los mismos, amenazando la estabilidad del conjunto.

La construcción inicial de la iglesia se remonta a una ermita-humilladero bajo la advocación de Santa Elena, existente en la primera mitad del s. XIII (hay noticias desde el año 1245), situada en los caminos de salida de la ciudad. En el año 1336 se erige en parroquia y cambia la advocación por la de El Divino Salvador. La ciudad crece y el templo se queda incorporado al núcleo urbano.

A finales del siglo XV, D. Gonzalo González de Illescas, Oidor de la Real Chancillería y miembro del Consejo de los Reyes Católicos, funda esta capilla para albergar sus restos y los enterramientos de sus descendientes. La capilla fue consagrada en el año 1487 y se finalizó en el año 1492, según reza la imposta perimetral, a la altura del arranque de las bóvedas.

La fachada renacentista de la Iglesia de El Salvador fue realizada por el maestro arquitecto Juan Sanz de Escalante, entre los años 1541 y 1559. Posteriormente, ya en el año 1606, se construye la torre en la que participa Bartolomé de la Calzada. En 1727 se sustituye la media naranja que le servía de remate por el actual chapitel de pizarra. En 1709 se construye una capillita y un camarín para el culto de San Pedro Regalado, que se reforma en 1720 para darle la configuración actual. La sacristía se edifica en el año 1722 y la capilla de la Virgen de la Valvanera se construye en 1788. Del siglo XVIII son también las yeserías de las bóvedas.

Los estudios realizados inducen un modelo de hipótesis sobre su historia constructiva:

1. Construcción inicial de una ermita-humilladero.
2. Construcción en el siglo XV de la actual iglesia y quizá capilla de planta similar a la de San Juan Bautista, sita en el mismo lugar con chaflanes en el ábside, según la costumbre al uso de la época.
3. El hipotético derrumbe o destrucción parcial del ábside y del muro lateral del lado del evangelio determina la reconstrucción. Ésta se hace de forma casi simultánea junto con la nueva iglesia –a modo de capilla adosada en el mismo lugar– para lo que se aprovecharán parte de sus muros todavía en pie (pies, lateral derecho y parte del ábside). Se puede observar:
  - a. La significativa discontinuidad de las hiladas de la fábrica interior en el chaflán del ábside y parte del rincón entre el anterior y el lado frontal del ábside. Da la impresión de que se ha reiniciado la colocación de las hiladas de piedra aún disponiendo de material ya replanteado con dimensiones acordes.
  - b. El aparejo de esta fábrica continúa, en otra supuesta fase de construcción, hasta el contrafuerte del ábside de la iglesia, al cual se adosa.
  - c. Los pies (excepto la parte interna de muro que linda con la nave y el lateral derecho de la capilla) tienen la fábrica exterior e interior más o menos continua, aunque hay hiladas donde la nivelación se pierde y tienen que ser rectificadas con frecuencia. Además la cornisa de coronación de la capilla se introduce en la bajocubierta de la nave central, indicando la existencia de una cubierta más baja en la iglesia (sobre los arcos diafragma).
  - d. La cabecera de la iglesia es un sólo cuerpo, como lo demuestra la continuidad de la imposta que recibe el empuje de las bóvedas.
  - e. La unidad de la fábrica de la iglesia viene también atestiguada por el tipo de sillares, labra y marcas de cantería (en particular la de forma de +).
  - f. Aún más, la acometida desfasada de plano entre el contrafuerte de la iglesia y el ábside de la capilla en la bajocubierta certifica los hechos mencionados, etc.

Por tanto, gran parte del ábside de la capilla puede constituir una fase de reconstrucción, cuya fábrica, en la cabecera, simplemente se adosa al contrafuerte, cambiándose la traza del posible chaflán izquierdo existente y dejando en prolongación el lado frontal de esta cabecera. Se observa perfectamente en el exterior de la fábrica cómo el contrafuerte no traba con la cabecera de la capilla, tiene su propia envolvente, con tratamiento de trinchante de dirección oblicua y acabado normal de fachada idéntico al resto. Tal modificación espacial (cabecera recta sin chaflán izquierdo) conviene a la forma exterior para no dejar en la calle un rincón perdido. Y resulta muy importante para la percepción espacial del retablo de Quentin Metsys, pues si no se hace así, el lado izquierdo del políptico se percibiría muy mal desde la entrada a la capilla.

4. En esos momentos se estaría construyendo la iglesia: de una sola nave con arcos-diafragma y cubrición a dos aguas. Quizá armando la cubierta con viguería de madera que apoya sobre la coronación de los arcos transversales (existen restos de cabezas de rollizos embutidos en el muro transversal que se sitúa sobre la embocadura del coro). O quizá cubriendo con algún tipo de bóveda y realizando un relleno para conformar las pendientes (en el arco-diafragma que separa la nave del coro y la nave del presbiterio se encuentran huellas de las trazas de pendientes y arcos).

Por otra parte, este arco de triunfo constituye el único muro-piñón del edificio, excepción hecha de la fachada; todos los demás se muestran como desmochados o inacabados, cuasi embutidos en las bóvedas. Aunque también pudo haber existido una primera cubierta de pares apoyados y cuchillos separados a distancias discretas (algunos mechinales que se aprecian en la bajo cubierta pueden ser agujadas para andamios pero también apoyos de durmientes).

5. En pleno proceso de construcción de la iglesia, hay indicios de incremento en altura en el hueco de la portada de acceso desde la nave a la capilla. Tales son:

a. El cambio de sección y de tratamiento de la jamba derecha a una altura de 2,50 m. Da la sensación de que no cabía el nuevo dintel, quizá recuperado de la propia capilla anterior.

b. La escasísima penetración del dintel en la fábrica muraria superior, lógica desde la razón de la economía y desafortunada desde la composición tectónica de las juntas.

c. El gran costurón vertical que afecta a la parte superior de la jamba derecha, imposible de enmascarar con acuerdo alguno de las fábricas, ya que allí se encuentra la pilastra.

El objeto de esta pequeña obra es dar mayor amplitud hacia la iglesia y visualizar la zona intermedia de la nave, donde se sitúa actualmente el púlpito. Esta reforma puntual inicia una cadena de episodios que traerán consecuencias para la estabilidad estructural de la capilla: se debilita el muro común a iglesia y capilla y se acrecientan las sollicitaciones en la pilastra de ese muro. En un futuro se incrementarán los problemas debido al aumento de cargas y consiguientes empujes laterales que ejercerá la fábrica construida sobre el arco diafragma de separación de la cabecera con la nave de la iglesia. Esta fábrica consigue mayor altura para el presbiterio y ábside en relación con el conjunto de la nave y se construirá como un muro macizo de 80 cm de espesor.

6. El mencionado muro gravita sobre el arco diafragma que divide presbiterio y nave, siendo tal arco el único que no tiene contrafuerte al estar allí ubicada la parte central de la capilla. Es difícil contrarrestar los empujes de las cubiertas y bóvedas de la iglesia con una masa mucho menor, como la que puede poner en juego la edificación de la propia capilla. Para equilibrar el conjunto, se refuerza el arco fajón de la capilla colocando dos pilastras adosadas a los muros, pilastras que no llegan a rematarse con el detalle correspondiente a un acabado final.

7. Poco tiempo después se abre una nueva puerta con arco de medio punto para visualizar desde la capilla el altar mayor. Quizá este hueco también se realizó para tener mejor presencia e iluminación del retablo que, sin la apertura en arcada, resultaría muy oscuro y escondido. En este sentido, es preciso indicar que la puerta se sitúa lamiendo la pared del ábside de la capilla, lo cual es significativo porque indica la voluntad de visualizar y conseguir luz.

8. Pero la modificación más importante consiste en la sustitución de la cubrición (de madera, de relleno o de pares y cuchillos) por bóvedas de ladrillo. Ello obliga también a elevar las cubiertas, remontando sobre paredes de ladrillo (con huecos en la nave y ciegos en el ábside) el apoyo de las mismas, que se realiza con armaduras mixtas de disposición latina (palladiana) y cuchillo español.

Como consecuencia de la aportación de materiales, de una nueva tectónica (bóvedas) y de la solución constructiva, aumenta el peso, los empujes son mayores y se agrava el problema estructural de

iglesia y capilla. A mayores, las cubiertas del ábside y presbiterio descansan sobre armaduras paralelas que apoyan en el muro sobrelevado del arco diafragma, conflictivo para la iglesia y para la capilla. Aún sin poder fechar esta intervención, sin duda la de mayor magnitud y consecuencias, podemos apreciar que, por la forma de construir y por los indicios de acomodo y entrega de los elementos fracturados, puede pertenecer a la segunda mitad del siglo XVI.

El mejor indicador es el arco diafragma mencionado, responsable de la mayor parte del peso junto con las bóvedas, que tiene fisuraciones en forma de ojivas sucesivas (elevan la clave para adaptarse al menor empuje) y grietas para conformar pináculos que se desgajan de la fábrica general (aumentan la carga vertical para optimizar la inclinación de la resultante).

Pues bien, si el empuje del lateral derecho se confía a la Capilla de San Juan Bautista, el del lateral izquierdo se encomienda al cuerpo de la torre, construyendo la misma con un muro que prolonga el contrafuerte. Podemos ver las grietas y fisuraciones del arco diafragma en el lateral izquierdo porque existieron desde antes de la construcción de la torre. La torre misma fue trazada en la posición lógica y geometría adecuada para contrarrestar los arcos diafragmas de mayor inestabilidad. Aún a costa de realizar un recorrido absurdo hasta la futura sacristía, cuya ubicación queda fuera de programa, ya que tampoco se hubiera podido colocar en el lado de la capilla.

Los problemas de estabilidad de la capilla han sido originados por los defectos estructurales de la iglesia, concatenados entre sí en la misma época de construcción del conjunto y, desde luego, son problemas históricos, producidos y conocidos antes de 1618, fecha de construcción de la torre.

9. En lo que respecta a la iglesia, en época barroca, como en otros muchos edificios, se producen modificaciones y añadidos de capillas. Se forran las columnas adosadas de los arcos diafragma, con poderosos y monumentales órdenes arquitectónicos de cornisa muy avanzada y superabundante, contrapuesta a una barandilla de coronación -a modo de triforio- de 60 cm de altura. El cambio de escala que resulta es espectacular.

Pero también la filosofía de la ocultación va a potenciar el ascenso murario de las humedades de capilaridad, con consecuencias importantes. La altura media a que llegan las humedades es de 2 m y en algunas zonas como la fachada o el muro de los pies de la capilla de San Juan Bautista hasta 3,50 m. Los muros son de dos hojas y relleno.

10. En el momento actual se observa un desplome de toda la capilla hacia el exterior del conjunto, particularmente importante en la pilastra común al arranque de las trazas de las dos cabeceras. En esta misma pilastra se han producido fisuraciones cuasiverticales que parecen proceder de una excesiva compresión, así como de desplomes debidos al empuje histórico del ábside sobre la capilla, que obliga a la misma a responder en su conjunto con fisuraciones propias de tal patología. Las humedades de los zócalos se estiman producidas por capilaridad y relleno exterior de la rasante histórica. Sin embargo, tales humedades no parecen determinantes en los desplomes.

Son muchas las reparaciones e intervenciones que ha sufrido la capilla y pocas las documentadas. El año de 1875 aparece inscrito en el muro de los pies de la capilla. Puede corresponderse con alguna obra realizada. Otra reforma importante fue la que cambió la configuración de la capilla descrita por Agapito y Revilla. Tan sólo están documentadas las intervenciones más recientes. En 1981 se restauró la portada, habiéndose realizado una intervención general en el año 1995. La cubierta fue restaurada en el año 1992.

El entorno de la iglesia, como han demostrado las catas arqueológicas, es un auténtico campo santo de gran riqueza en el que se encuentran varios niveles de enterramientos que corresponden a diferentes épocas históricas. La existencia de dos criptas bajo la Capilla de San Juan Bautista, que a su vez se encuentran excavadas para realizar enterramientos, comprometen la estabilidad del edificio,

puesto que descubren terrenos sometidos a la presión y al peso de los muros muy por debajo de la cota de cimentación. Deben confinarse esas excavaciones.

Las grietas de la capilla, según las inspecciones visuales realizadas hasta el momento, serían debidas al empuje que, sobre la pilastra y el muro de separación, común a iglesia y capilla, producen las bóvedas de la iglesia y el pesado muro de piedra que se encuentra sobre el arco diafragma de separación entre las cabeceras de iglesia y capilla con el resto de la edificación. Dicho empuje no ha podido ser contrarrestado históricamente por la bóveda de la capilla, que se ha adaptado a las solicitaciones con deformaciones y fisuras. Se han elaborado varios cálculos para contrastar la hipótesis mecánica estructural con la realidad física existente:

**Peso del muro de piedra del arco diafragma** (0,80 m esp., 7 m largo, 6 m altura)

Se simplifica el cálculo tomando una carga rectangular con lo que obtenemos:

$$0,8 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = \mathbf{84,00 \text{ T}}$$

En realidad se pondera una carga rectangular de 6,5 m. de longitud y 4 de altura sobre una carga triangular de 6,5 de longitud y 3,5 de altura, para obtener el centro de gravedad de aplicación de la fuerza. En esta segunda hipótesis el peso será:

$$0,8 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 + (6,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m})/2 \times 0,8 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = \mathbf{74,75 \text{ T}}$$

Se ha tomado el peso mayorado de la primera hipótesis (cargan también parte de las cubiertas del presbiterio) y se calcula el punto de aplicación de la fuerza con la segunda. Como es la geometría de rectángulo bajo cuadrado con lado común desde el que se toman distancias tendremos la siguiente ecuación para obtener el punto de aplicación:

$$4 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} \times 3,25 \text{ m} + (6,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m})/2 \times 2,2 \text{ m} = (4 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} + (6,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m})/2) \times \mathbf{pa},$$

suponiendo a 2,2 m de distancia el centro de gravedad del triángulo, lo cual arroja un punto de aplicación situado a 2,93 m del plomo de la pilastra fisurada que nos preocupa. Es decir el peso del muro de piedra del arco diafragma será:

$$0,8 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = \mathbf{84,00 \text{ T}}$$
 Punto de aplicación a **2,93 m** del pilar

**Peso de las bóvedas de la nave central y presbiterio y de las bóvedas de la capilla**

- Peso de la bóveda nave central (0,25 m esp., 6 m ancho, 6 m long.)

$$0,25 \text{ m} \times 36 \text{ m}^2 \times 1,35 \times 2,5 \text{ T/m}^3 = \mathbf{30,37 \text{ T}}$$
 Punto aplicación a **2,00 m** del pilar.

Al ser bóveda de ladrillo, se toma 25 cm. de espesor y un coeficiente de mayoración de 1,35 a la medición en planta. También se considera carga triangular.

**Peso de la bóveda de la capilla** (0,25 m esp., 6 m ancho, 3,05 m long.)

$$0,25 \text{ m} \times 18,4 \text{ m}^2 \times 1,35 \times 2,5 \text{ T/m}^3 = \mathbf{15,54 \text{ T.}}$$
 Punto aplicación a **1,50 m** del pilar.

Aunque una es de piedra y la otra es de ladrillo, se pueden asimilar las hipótesis.

**Resultante de las anteriores y punto de aplicación.** Haciendo equilibrio de momentos obtenemos la resultante vertical (debida a bóvedas y arco diafragma) y su punto de aplicación:

$$\mathbf{R = FV = 84,00 + 30,37 + 15,54 = 129,91 \text{ T}}$$

Buscamos ahora el equilibrio de momentos de sollicitación de las fuerzas operantes con la resultante:

$$84,00 \times 2,93 + 30,37 \times 2,00 - 15,54 \times 1,50 = (84,00 + 30,37 + 15,54) \times \mathbf{d}$$

$$\mathbf{d = (246,12 + 60,74 - 23,31) / 129,91 = 283,55 / 129,91 = 2,18 \text{ m,}}$$

distancia a la que la resultante **129,91 Tn** tiene su **punto de aplicación**.

**Cálculo del empuje.** La altura de las bóvedas sobre su arranque se considera: 4,00 m. Haciendo el equilibrio de momentos de bóvedas y muro del arco diafragma en la coronación de la pilastra: la resultante anterior produce un momento sobre la coronación de la pilastra que tiene que ser compensado por el empuje sobre la misma según la ecuación:  $R \times 2,18 = E \times 4$

$$\mathbf{E = FH = 129,91 \text{ m} \times 2,18 \text{ m} / 4 \text{ m} = 70,80 \text{ T}}$$
 (El brazo del par del empuje puede subir a 7 m)

Se ha tomado 4 m como distancia del punto de aplicación del empuje al punto inferior de la clave del arco diafragma, en el supuesto de que éste no pudiera sufrir ninguna deformación. La realidad es que ya está deformado y el punto de aplicación de la componente horizontal que hace par con el empuje sube tres o más metros al producirse fisuras en el muro que dibujan en el mismo un nuevo arco gótico mucho más apuntado. Ello explica la estabilidad presente por acomodación física a un equilibrio deudor de fisuras y deformaciones. No obstante, seguiremos en la hipótesis de la situación inicial para comprobar el grado de fiabilidad de ésta.

Solicitaciones verticales centradas sobre la pilastra. Para calcular los esfuerzos sobre la pilastra debemos sumar la resultante vertical de las bóvedas, el peso de las cubiertas, el peso del muro lateral y el peso propio de la pilastra:

**Peso de las cubiertas (capilla e iglesia)** (10,00 m ambas anchuras, 5,30 m long.)

$$10,00 \text{ m} \times 5,30 \text{ m} \times 0,4 \text{ T/m}^3 = \mathbf{21,20 \text{ T}}$$

**Peso del muro lateral** (1 esp., 5,30 m largo, 6,50 m altura)

1 m x 5,30 m x 6,50 m x 2,5 T/m<sup>3</sup> = **86,12 T**

**Peso propio de la pilastra** (2,1 m ancho, 0,8 m long, 8,5 m alt.)

2,10 m x 0,80 m x 8,5 m x 2,5 T/m<sup>3</sup> = **35,70 T**

**Total cargas verticales pilastra** 21,20 + 86,12+35,70 = **143,02 T**

Se han tomado 400 kp por metro cuadrado de peso entre armaduras y cubierta. Estrictamente no son cargas centradas, aunque parece una aproximación suficiente. El peso del muro lateral produce empujes que se contrarrestan sin llegar a anularse: la diferencia no es significativa y operan en el plano del muro lateral, afirmado por la nave en un extremo y por el ábside en el otro. Las cubiertas correspondientes al ábside deberían, en puridad, asignarse al muro del arco diafragma, ya que las armaduras apoyan en él. Por eso se ha mayorado en el comienzo del cálculo de cargas.

#### **Solicitud vertical total en pilastra**

Cargas Verticales. 129,91+21,20+86,12+35,70 = **272,93 T**

Haciendo de nuevo equilibrio de momentos veremos que el momento flector producido por el empuje lateral es ligeramente mayor que el originado por el peso. La estructura está en el límite de la estabilidad.

**Equilibrio momentos en pilastra. PV** = 129,91+21,20+86,12+35,70 = **272,93 T.**

Tomamos la pilastra con una altura de 8,5 m y una anchura de sólido resistente en el sentido transversal de 2,1 m. No se han considerado las fisuraciones verticales existentes, que serían, evidentemente, desfavorables para el cálculo. Suponiendo que las acciones verticales operan a un extremo de la pilastra y su reacción en el suelo al otro, tendremos un brazo de palanca máximo de 2,10 m, el ancho de la pilastra. Es una hipótesis aproximativa:

272,93 T x 2,10 m = 70,80 T x 8,5 m (pilastra 2,10 m de ancho y 8,50 m de altura)

**573,15 mT <<<< 601,80 mT**

según lo cual la pilastra debería haber volcado. Si no lo ha hecho es porque todo el conjunto ha buscado a través de deformaciones y fracturas un comportamiento mecánico más favorable que el del diseño inicial. Otro tanto sucede con la tensión en la zona baja de la pilastra. Se está cerca del límite de rotura de la piedra:

**Tensión zona baja pilastra** T = 272.930 kp /16.800 cm<sup>2</sup> = **16,24 kp/cm<sup>2</sup>.**

habida cuenta que la piedra caliza tiene una resistencia de 15 a 25 kg/cm<sup>2</sup>. Sin perjuicio de esta estimación además hay que pensar que, al inclinarse la pilastra por los empujes, la base sustentante de la misma se ha reducido fácilmente en un 40%, llegando a ser las compresiones casi el doble de lo que resulta. Quiere decirse que lo que se ha ganado en la acomodación de los empujes está penalizando la pilastra con sobrecompresión. Así se explican las fisuraciones verticales y los desplomes correspondientes.

#### **Estudios Previos. 1ª Hipótesis**

La tensión admisible por una piedra caliza puede cifrarse entre 15 y 25 kp/cm<sup>2</sup>. Como la pilastra está desplomada, no parece lógico que trabaje más de la mitad de la sección supuestamente útil, lo que indicaría que la tensión real podría llegar a 32,48 kp/cm<sup>2</sup> frente a una media de 20 kp/cm<sup>2</sup>. Tal cuestión explica las fisuraciones de la pilastra. En cuanto a los desplomes, es necesario evitar el empuje del muro del arco diafragma sobre la capilla y convertir a ésta en un cuerpo monolítico que absorba los empujes, sin pretender rectificar los desplomes.

Aunque se puede decir que el tanteo realizado es demasiado grueso, el edificio se está comportando como una arquitectura gótica que busca la verticalidad y las articulaciones por mor de la estabilidad. Si las bóvedas de la iglesia están construidas en el s. XVI, estamos ante una tradición de oficio mudéjar en el manejo del ladrillo, que resulta anticipadora respecto a las épocas posteriores. Pero, a la vez, coherente en la utilización de los arcos diafragma, que por cierto, son también de ladrillo, con dos hojas y relleno.

#### **Rectificación. 2ª Hipótesis. Fuerzas verticales en su punto de aplicación**

##### **Equilibrio de momentos en pilastra**

Tomamos la pilastra con una altura de 8,5 m y una anchura de sólido resistente en el sentido transversal de 2,10 m. Aplicamos cada fuerza con su correspondiente punto de aplicación. La que procede de las bóvedas y arco diafragma está a 2,18 m del eje de la pilastra y la de las cargas verticales en el propio eje. No se han considerado, al igual que en el caso anterior, las fisuraciones verticales existentes, que serían, evidentemente, desfavorables para el cálculo (pilastra 2,10 m ancho y 8,50 m altura)

129,91 T x (2,18 + 1,10 m) + 143,02 T x 1,10 m = 70,80 T x 8,5 m

**583,42 mT < 601,80 mT**

según lo cual la pilastra debería haber volcado. La hipótesis de este modelo más real mejora muy poco el comportamiento, ya que coincide prácticamente con la aproximación hecha anteriormente.

El punto de aplicación de la fuerza resultante estaría ahora en una vertical, cuya distancia al extremo de la pilastra, límite de la estabilidad se cifra en:

583,42 mT = (129,91 + 143,02) x s = 272,93 x s **s = 2,13 m**

##### **Rectificación segunda. 3ª Hipótesis. Corrección sección de apoyo**

Vamos a partir de una hipótesis de reparto de cargas aún más aproximada, en función de la sección de la pilastra. En la zona baja de la pilastra tendríamos una tensión razonable suponiendo que la carga vertical del muro lateral y cubiertas se reparte sobre la totalidad del

machón de la pilastra, correspondiendo únicamente a la superficie sobre la que apoya el muro diafragma  $1/3$  de la misma (sección de apoyo del muro diafragma  $0,8 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} = 16.800 \text{ cm}^2$ )

#### Tensión zona baja pilastra

$$T = (129.910 \text{ kp} + 1/3 \times (21.200 + 86.120) + 35.700 \text{ kp.}) / 16.800 \text{ cm}^2 = \mathbf{11,99 \text{ kp/cm}^2}.$$

Como la piedra caliza tiene una resistencia entre 15 y 25  $\text{kp/cm}^2$ . no habría problemas si no hubiera empujes laterales. Pero esta suposición agravaría el equilibrio de momentos:

El empuje horizontal es igual aquí que en el supuesto inmediatamente mencionado, ya que nada ha cambiado en la posición de fuerzas de bóvedas y arco diafragma.

$$129,91 \text{ T} \times (2,18 + 1,10 \text{ m}) + (1/3 (21,20+86,12) + 35,7) \text{ T} \times 1,10 \text{ m} = 70,80 \text{ T} \times 8,5 \text{ m}$$

$$504,65 \text{ mT} < 601,80 \text{ mT}$$

Como se podía estimar, las fuerzas verticales y sus reacciones no contrarrestan el momento de las fuerzas del empuje; al revés, al prescindir de parte de la carga vertical, estamos más lejos de la anulación real de los empujes. Es evidente que se debe intervenir en el sentido de eliminar de raíz las fuerzas que producen las deformaciones existentes. Sin perjuicio de esta estimación además hay que pensar que, al inclinarse la pilastra por los empujes, la base sustentante de la misma se ha reducido fácilmente en un 40%, llegando a ser las compresiones casi el doble de lo que resulta. Quiere decirse que lo que se ha ganado en la acomodación de los empujes está penalizando la pilastra con sobrecompresión. Así se explican las fisuraciones verticales y los desplomes correspondientes. La tensión admisible de una piedra caliza puede cifrarse entre 15 y 25  $\text{kp/cm}^2$ . Como la pilastra está desplomada no parece lógico que trabaje más de la mitad de la sección supuestamente útil lo que indicaría que la tensión real podría llegar a 32,48  $\text{kp/cm}^2$  frente a una media de 20,00  $\text{kp/cm}^2$ . Tal cuestión explica las fisuraciones de la pilastra. En cuanto a los desplomes, es necesario evitar el empuje del muro del arco diafragma sobre la capilla y convertir a esta en un cuerpo monolítico, sin pretender rectificar los desplomes, que parecen históricos.

Si se proyecta una estructura metálica a modo de gran brida que zuncha y rigidice todo el muro del arco diafragma y elimine los empujes del mismo tal y como se propone en el gráfico 54.2, el cálculo modificaría los siguientes aspectos. El equilibrio de momentos de las fuerzas operantes procedentes de las bóvedas y muro arco diafragma con la resultante sería:

$$84,00 \times 0,00 + 30,37 \times 2,00 - 15,54 \times 1,50 = (84,00 + 30,37 + 15,54) \times d$$

$$d = (0,00 + 60,74 - 23,31) / 129,91 = 37,43 / 129,91 = \mathbf{0,29 \text{ m}},$$

distancia a la que la resultante **129,91 Tn** tiene su **punto de aplicación**.

**Cálculo del empuje.** Se estima la altura de las bóvedas sobre su arranque: 4,00 m.

$$R \times 2,18 = E \times 4$$

$$\mathbf{E = FH = 129,91 \text{ m} \times 0,29 \text{ m} / 4 \text{ m} = \mathbf{9,42 \text{ T}}}$$

#### Equilibrio momentos en base pilastra

$$129,91 \text{ T} \times (0,29 + 1,10 \text{ m}) + (1/3 (21,20+86,12) + 35,7) \text{ T} \times 1,10 \text{ m} = 9,42 \text{ T} \times 8,5 \text{ m}$$

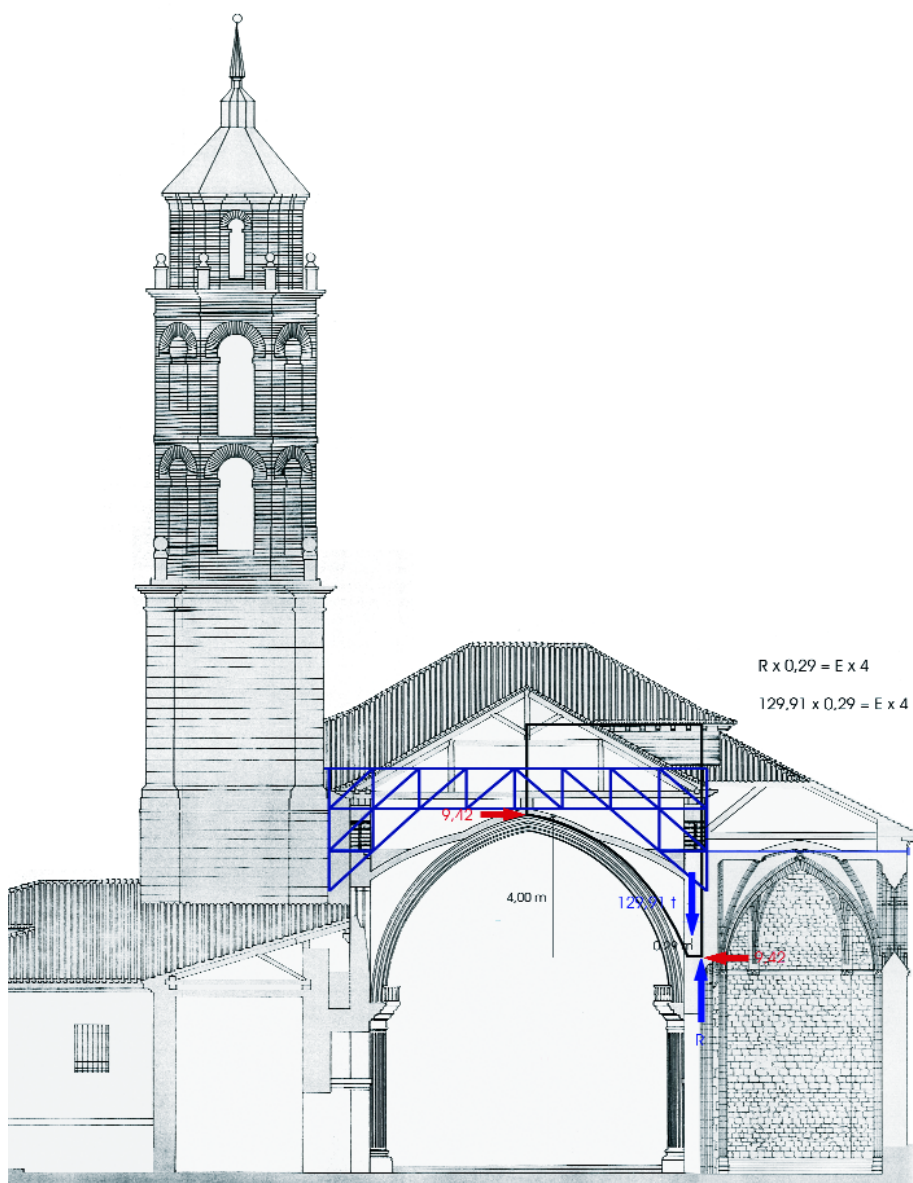
$$129,91 \text{ T} \times 1,39 \text{ m} + (7,066 + 28,706 + 35,70) \times 1,10 \text{ m} = 80,07 \text{ mT}$$

$$\mathbf{259,19 \text{ mT} >>> 80,07 \text{ mT}}$$

Lo cual quiere decir que la pilastra es estable con un altísimo coeficiente de seguridad (mayoración que resultaría al multiplicar por tres en los momentos y por dos en las cargas). El sumatorio de fuerzas es  $129,91 + 7,066 + 28,706 + 35,70 = \mathbf{201,38 \text{ T}}$  como se había visto. La resultante vertical general es ahora **201,38 T**. La compresión en la base de la pilastra es de:  $201,38 \text{ T} / 16.800 \text{ cm}^2 = 11,99 \text{ kp/cm}^2$ , aproximadamente la mitad de lo que resiste una piedra caliza relativamente inferior. El par que contrarresta el empuje es de:  $259,19 \text{ mT} = 201,38 \times \mathbf{sa}$

luego **sa = 11,28 m** siendo **sa** la distancia entre las dos fuerzas verticales que forman el par.

El tanteo realizado ya no es tan grueso, y queda un gran margen de seguridad importante. El muro del arco diafragma no empuja ahora sobre la coronación de la pilastra. Sólo interviene con componente vertical.

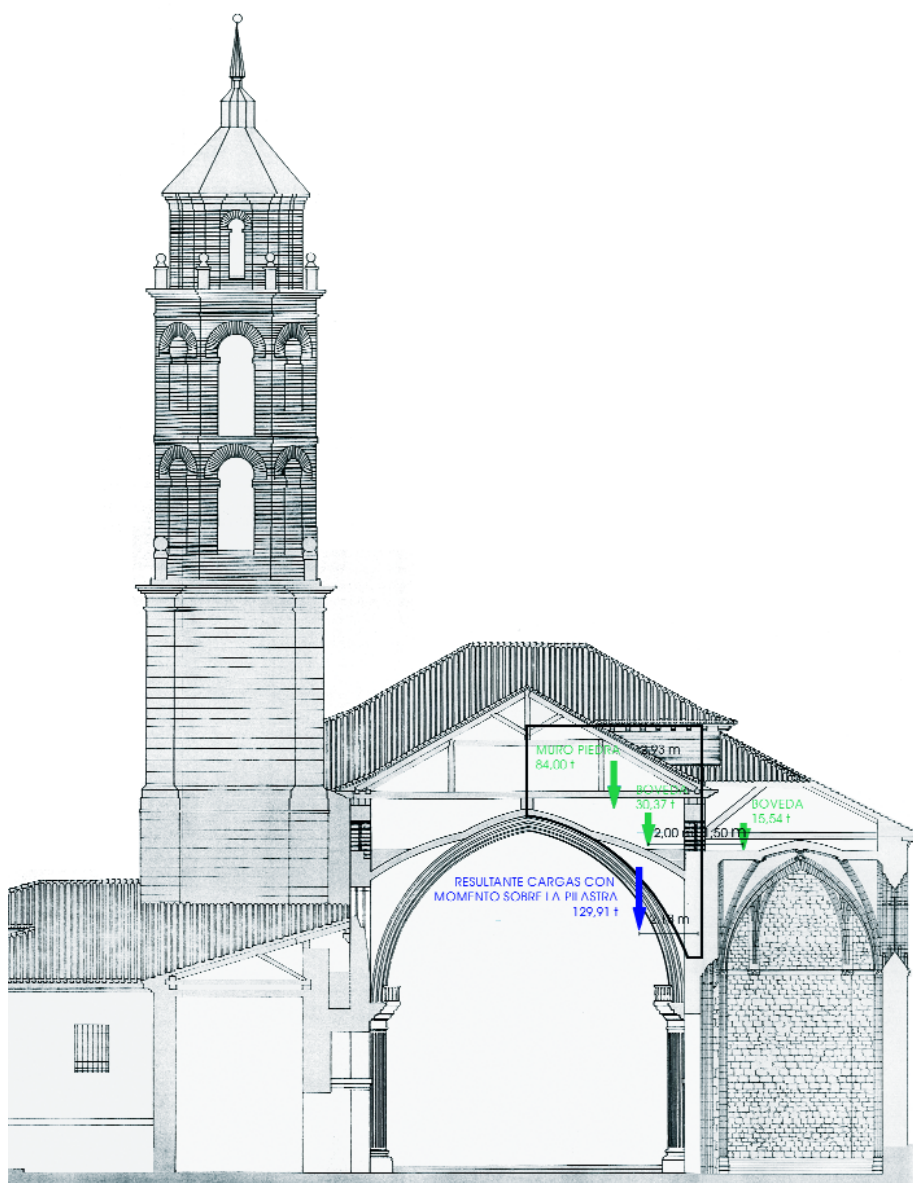


SECCIÓN A-A. 1/200  
 Iglesia del Salvador  
 E2.- EQUILIBRIO DE MOMENTOS Y EMPUJES

55-2

Empuje horizontal debido exclusivamente a las bóvedas (arco de triunfo confinado por estructura metálica). Dibujo: Eduardo Miguel González Fraile

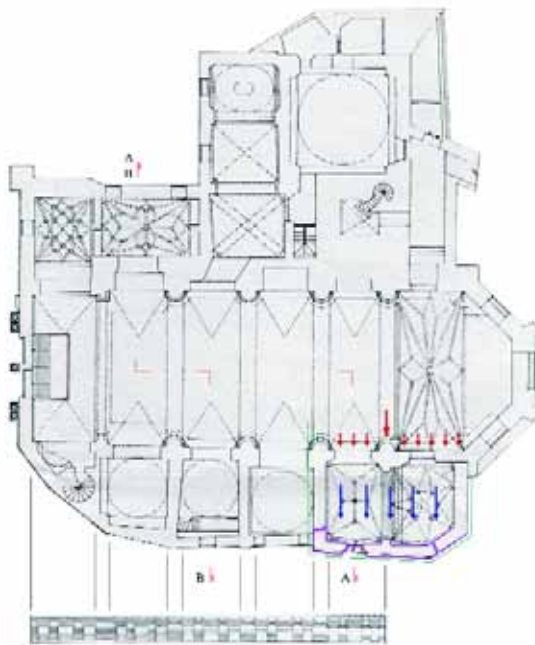




SECCIÓN A-A. 1/200  
Iglesia del Salvador  
E1.- CARGAS CON MOMENTO SOBRE LA PILASTRA



Arco-diafragma del interior de la iglesia de 13 m de luz libre. Foto: Eduardo Miguel González Fraile



EN. Elevación nave. Fábrica de ladrillo y serie de bucos (ver sección B-B)

- Empuje
- Tracción empuje bóvedas
- Fissuras y desplazamientos
- Cimentación Capilla San Juan Bautista

PLANTA GENERAL, 1/300  
Iglesia del Salvador  
ES. EMPUJES Y DESPLAZAMIENTOS

Esquema de empujes y deformaciones en la Capilla de San Juan Bautista. Dibujo: Eduardo Miguel González Fraile