



www.elsevierciencia.com/hya



Disponible en
ScienceDirect

www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2014; 65(273):221–231



www.e-ache.com

Acondicionamiento sísmico del pontón de la Ribeira dos Limos

Seismic retrofit of Ribeira dos Limos masonry arch bridge

Hugo Corres Peiretti^a, Javier León González^{a,*}, Santiago Pérez-Fadón^b,
José-Emilio Herrero^b, Francisco Prieto Aguilera^a y João Almeida^c

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores, S.A., Madrid, España

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos, FERROVIAL AGROMAN, Madrid, España

^cIngeniero Civil, JSJ Consultoria e Projecto de Engenharia, Lda., Lisboa, Portugal

Recibido el 11 de enero de 2012; aceptado el 4 de octubre de 2013

Resumen

En este artículo se describe la metodología de análisis empleada en el proyecto de adecuación sísmica del pontón de la Ribeira dos Limos. Se trata de un puente arco de fábrica situado en una región de alta sismicidad en el que se han realizado unas obras de refuerzo de la infraestructura empleando en el diseño, de forma novedosa en este tipo de elementos, la técnica del empuje incremental o “push-over”, para buscar una solución de equilibrio entre las curvas de demanda y de comportamiento de la estructura. El trabajo aporta la novedad de utilizar este planteamiento estructural en el caso de un puente de fábrica construido hace aproximadamente 110 años.

Palabras clave: Puente arco de fábrica; Acondicionamiento sísmico; Empuje incremental; Curva de demanda sísmica

Abstract

This paper describes the main features of the Ribeira dos Limos Bridge seismic retrofit project. The masonry arch bridge is located in a high seismic region. Seismic retrofit has been designed using a push-over analysis in order to determine an equilibrium point between the seismic demand and the expected structural behavior. This analysis, quite common in new projects, has been seldom used in a masonry structure retrofit project.

Keywords: Masonry arch bridge; Seismic retrofit; Push over; Seismic demand curve

1. Introducción

El Pontón de la Ribeira dos Limos es un puente arco de fábrica construido a finales del s. XIX en la isla de San Miguel, en el archipiélago de Azores, entre las poblaciones de Santa Iría y Barreiros. La necesidad de ensanchar la obra de paso ha motivado el análisis del comportamiento de la obra existente frente al sismo, y la definición y ejecución de unas actuaciones de acondicionamiento de sus pilas para mejorar su capacidad resistente frente a estas acciones. El proyecto y las obras se han realizado dentro del tramo 2.4 del SCUT¹ São Miguel, construido por FERROVIAL AGROMÁN.

El estudio de la respuesta frente al sismo de una estructura de estas características supone abordar un problema singular, más por el material y por la tipología estructural asociada que por el procedimiento a seguir en la evaluación del comportamiento resistente.

Los análisis simplificados realizados en la evaluación estructural del pontón frente a las acciones del sismo pusieron de manifiesto la necesidad de dotar a la estructura de un refuerzo para la acción sísmica en la dirección transversal.

La comprobación se efectuó considerando un coeficiente de mayoración de la acción sísmica igual a 1,50, de acuerdo con las prescripciones de la normativa de acciones portuguesa RSA [1] y del anejo nacional de Portugal al Eurocódigo 8 [2] y considerando un 30% de la componente vertical de la acción sísmica en sentido ascendente.

El refuerzo se planteó en primera instancia como un pretensado vertical que, concomitante con los esfuerzos de flexión derivados de la acción inercial sísmica horizontal, diera lugar a

1. SCUT (abreviatura de *Sem Custo para o Utilizador, Sin Coste para el Usuario*) término utilizado en Portugal para designar las autopistas en régimen de peaje en sombra.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jl@fhecor.es (J. León González).
<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2013.10.001>

0439-5689 © 2012 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

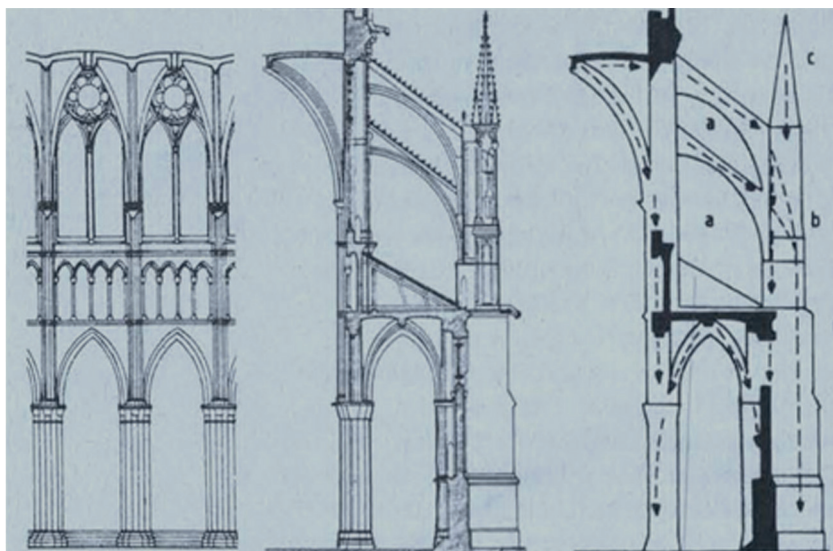


Figura 1. Pretensado vertical generado por pináculos y centrado de reacción horizontal en botarel (fig. tomada de [3]).

una solución segura para la pila. La idea de pretensar las pilas no es nueva. Los pináculos de las catedrales góticas, por poner un ejemplo (fig. 1), tienen la doble finalidad de aportar compresión para resistir la componente horizontal de los empujes de los arbotantes altos, componente que provocaría un deslizamiento a lo largo del tendel, y de “verticalizar” la resultante, en palabras de Carlos Fernández Casado.

Finalmente se optó por una solución armada, pues aunque la solución del pretensado resultaba atractiva e intuitiva, no dejaba de introducir un axil adicional, especialmente nocivo en la zona superior, de relleno suelto o no cementado. Tras una serie de estudios previos, se decidió emplear un refuerzo en pilas formado por 8 barras $\varnothing 75$ mm GEWI PLUS St 670/800, para dar lugar a una solución equilibrada dinámicamente, compatible con los vínculos y satisfactoria con el diagrama momento-curvatura.

2. Descripción y caracterización de la estructura

El pontón de la Ribeira dos Limos (fig. 2) es un puente arco de fábrica de longitud total 55,15 m, con cuatro vanos de 8,00 m de luz libre aproximadamente. La longitud de los estribos y sus muros de acompañamiento es de 5,56 m y 10,19 m en los lados correspondientes a Santa Iría y Barreiros respectivamente.

Las bóvedas son de medio punto, ejecutadas en una sillería de basalto de buena calidad, con un ancho de aproximadamente 6,90 m. El canto de las tres pilas ronda los 2,50 m, con valores comprendidos entre 2,42 y 2,58 m. Su altura máxima es de 12,76 m. La planta de la vía soportada por el puente es sensiblemente recta y horizontal a lo largo del puente.

La vía soportada por el pontón debía ser ensanchada dentro de las obras de construcción del SCUT citado, por lo que se



Figura 2. Detalle de la plataforma, tímpanos, pilas, boquilla y cañón de la bóveda, antes de la intervención.

planteó la posibilidad de realizar este ensanche sobre el puente existente, aprovechándolo, mediante la solución tradicional de disponer una serie de losas prefabricadas sobre el relleno situado sobre pilas y bóvedas y contenido lateralmente por los tímpanos.

El análisis estructural de este tipo de obras exige conocer [4] los siguientes parámetros geométricos:

- Canto, ancho y altura de pilas, y espesor de las hojas exteriores de sillería de las pilas.
- Luz, canto y flecha de las bóvedas.
- Altura de relleno rígido sobre bóveda, tanto en clave como sobre eje de pilas (sillas).
- Sobre-espesor en clave, o distancia entre cara superior de pavimento y trasdós de bóveda.
- Anchura y perfil (en sección transversal) de los tímpanos.

Estos parámetros geométricos fundamentales para el análisis estructural del pontón se han estimado mediante la realización de una serie de catas y sondeos desde la plataforma del



Figura 3. Cata y detalles de la calidad del aparejo, tamaño de bloques y espesores de juntas.

pontón (fig. 3). Estos reconocimientos han permitido definir, de forma suficientemente precisa, la altura de rellenos cementados y el espesor del relleno suelto en clave.

En la figura 4 se presenta un esquema de la composición interna de la estructura deducida a partir de los datos de los sondeos y de la calicata realizados y de la experiencia previa en trabajos similares [4].

Los reconocimientos realizados permitieron confirmar que el espesor de las bóvedas está dentro de los ratios habituales para este tipo de estructuras recomendados por los autores de finales del s. XIX [4].

Los datos recogidos en la tabla 1 muestran un resumen de los valores medidos *in situ* y de los considerados, de forma más conservadora, en las comprobaciones realizadas.

3. Análisis estructural del pontón frente a acciones estáticas

El comportamiento resistente de las estructuras abovedadas de fábrica presenta algunas particularidades a tener en consideración en la definición de las acciones de cálculo y en la forma de combinarlas, tanto en el comportamiento frente a cargas estáticas como de sismo.

Tabla 1 Dimensiones medidas de elementos y dimensiones consideradas en el análisis estructural

Elemento	Dimensiones medidas	Dimensiones usadas
Luz libre recta (L)	7,93-8,07 m	8,00 m
Canto de bóveda clave (c_b)	0,68-0,90 m	0,50 m
Ancho de bóveda (b)	6,90-6,97 m	6,90 m
Flecha (f)	3,97-4,04 m	4,00 m
Sobreespesor en clave (h_0)	1,35-1,50 m	1,40 m
Altura relleno cementado (h_c)	3,78-3,28 m	3,50 m
Canto de pila (b_p)	2,58-2,42-2,52 m	2,42 m
Altura de pila (h_p)	9,06-11,76-12,76	9,06-11,76-12,76
Altura de estribo (h_e)	1,24-2,28 m	1,24-2,28 m

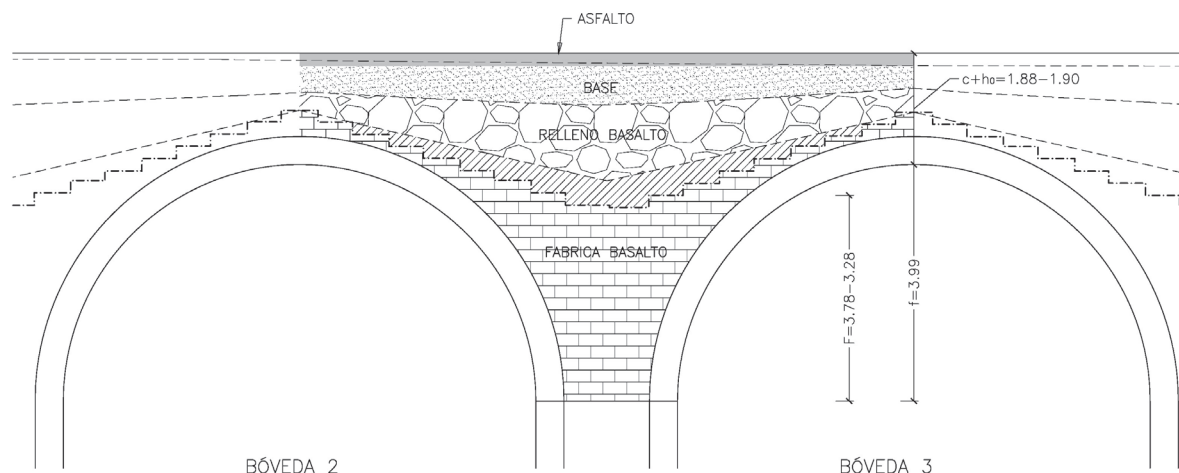


Figura 4. Composición de rellenos deducida de los sondeos y catas realizados en la plataforma.

Desde el punto de vista del análisis estructural se debe considerar que, en estas tipologías capaces de resistir compresiones pero no tracciones, pueden convivir unas zonas predominantes en compresión, y otras zonas traccionadas y, por tanto, no colaborantes, siempre que se satisfagan las condiciones de equilibrio y que no se agote la capacidad resistente de los materiales. Este planteamiento obliga a adoptar planteamientos no lineales o enfoques como los del análisis límite, basado fundamentalmente en la búsqueda de una configuración segura de equilibrio, o el de bloques rígidos, basado en el principio energético de los trabajos virtuales.

Hay que tener en cuenta en primer lugar que, para todas las combinaciones posibles de acciones, sea factible encontrar una línea de presiones contenida en la fábrica resistente, que incluye al relleno cementado [5], sin que se desarrolle un mecanismo cinemático de colapso por formación de un número suficiente de rótulas. En segundo lugar, estas posibles líneas de presiones serán válidas en la medida en que no produzcan el agotamiento de la fábrica.

En este trabajo se ha utilizado, para la comprobación frente acciones predominantemente estáticas, una metodología basada en un cálculo llamado de “segundo nivel” [6]. Esta metodología plantea las ecuaciones de equilibrio y las relaciones constitutivas del material, obteniendo líneas de empuje sobre modelos que reproducen una o dos bóvedas, para mecanismos de colapso monoarco o mecanismos generales de colapso respectivamente, tomándose luego como carga de rotura la menor de las dos.

Desde el punto de vista del formato de seguridad, los puentes de bóvedas de fábrica (piedra, ladrillo u hormigón en masa) presentan también singularidades que exigen del ingeniero la identificación de estados límite como la formación de mecanismos, o la muy diferente respuesta de la estructura frente a acciones uniformes (peso propio y cargas muertas), por una parte, o a cargas puntuales, por otra, propiciando distintos mecanismos de colapso, por lo que deben utilizarse coeficientes de ponderación de acciones algo diferentes a los convencionales. En otras palabras, estas estructuras de fábrica deben estudiarse de acuerdo con la normativa en vigor, pero con precisiones específicas, en particular en lo relativo al coeficiente de mayoración de cargas puntuales, para el que

se adopta un valor $\gamma_Q = 3,50$, y al coeficiente de minoración de la resistencia de la fábrica, para el que se toma un valor de $\gamma = 2,50$.

En realidad, la bibliografía [7] señala un valor del coeficiente de seguridad global de 3,50 para situaciones en las que el modelo utilizado da por supuesta una resistencia infinita para las fábricas, es decir cuando se emplea el análisis límite. Cuando, además, se realiza una comprobación seccional, la bibliografía recoge dos coeficientes, de valores 1,90 para la mayoración de las sobrecargas puntuales y 2,50 para la minoración de la resistencia de la fábrica. En este análisis se ha decidido mantener el coeficiente de mayoración de 3,50, aunque en las comprobaciones seccionales de pilas se ha tomado el valor 2,50 para la minoración de la resistencia de la fábrica.

En consecuencia, la comprobación se limita a comparar las cargas de colapso deducidas del análisis en agotamiento con las combinaciones de acciones solicitantes, determinando el margen de seguridad obtenido.

Los resultados del análisis, realizado con el software RING [8] (fig. 5), muestran que, en la estimación de la carga última en el análisis del mecanismo multiarco, la resistencia de la fábrica es relativamente poco importante en el valor del “coeficiente de seguridad” FS. Este valor no varía de forma significativa entre considerar una resistencia infinita de la fábrica y su valor estimado afectado por el correspondiente coeficiente de minoración.

El análisis del mecanismo monoarco indica que, al igual que en el caso del mecanismo multiarco, la condición de agotamiento del material está lejos de ser crítica, y que, como es habitual en estructuras de este tipo, el modo de fallo más probable es la formación de un mecanismo de colapso multiarco (tabla 2).

Tabla 2

Resumen de resultados del análisis estructural frente a acciones estáticas para el mecanismo multiarco

Canto (m)	H_0 (m)	H_1 (m)	Cargas	f	P_{ult} (kN)	FS
0,50	1,40	3,50	P+P+P ($3 \times 0,33$ kN)	∞	2.548	4,24
0,50	1,40	3,50	P+P+P ($3 \times 0,33$ kN)	$f / 2,50$	2.370	3,95

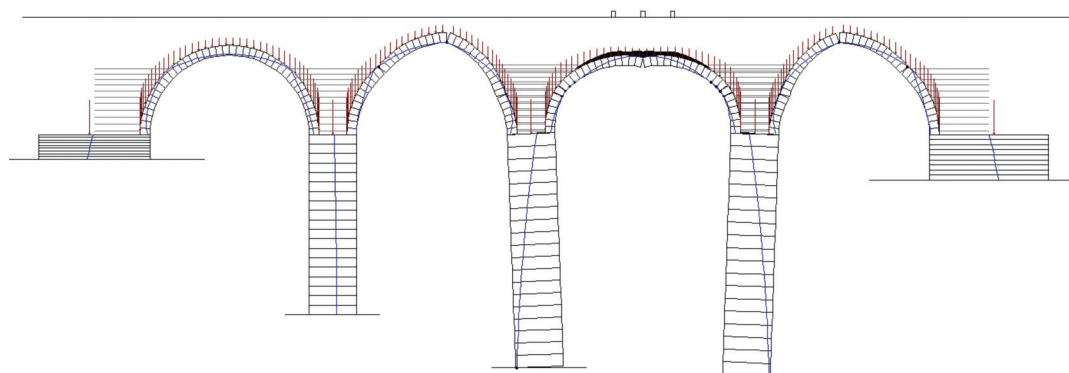


Figura 5. Análisis del mecanismo de colapso multiarco y líneas de presiones en bóvedas y pilas.

4. Análisis dinámico simplificado del pontón

Tanto la normativa de acciones portuguesa RSA [1] como el anexo nacional del EC8 [2] consideran la posibilidad de ocurrencia de dos tipos de sismo. Se tiene, por un lado, un sismo de magnitud moderada a pequeña distancia focal, y, por otro, un sismo de mayor magnitud a una mayor distancia focal (fig. 6). En el archipiélago de Azores tan solo es de aplicación el sismo tipo I, que sería el crítico para estructuras con un periodo fundamental bajo como en este caso.

Se ha considerado para la estructura de fábrica un coeficiente de amortiguamiento $\zeta = 2,0\%$.

En primer lugar, se realizó un análisis muy simplificado, suponiendo un comportamiento de la pila aislada como un oscilador simple de un grado de libertad, con la masa correspondiente de las bóvedas que soporta. Esta hipótesis se amparó asimismo en un cálculo previo simplificado de modelo global de la estructura con la ayuda de un modelo de elementos finitos, elástico y lineal, en el que se analizó de forma básica el aspecto de la deformada (fig. 7).

De acuerdo con RSA, la comprobación se efectuó mayorando la acción sísmica por 1,50, y descontando al axil de la carga permanente el correspondiente al sismo vertical. El periodo fundamental así estimado, de 0,14 s, llevó a considerar en esta fase la aceleración de la meseta del espectro de cálculo.

La comprobación para el sismo transversal (fig. 8) se realizó sobre la sección completa ($6,90 \times 2,42$ m) con un material homogéneo, en vista de los resultados de los sondeos, caracterizado mediante una resistencia a compresión dada por $f_d = 45,78$ MPa / $2,50 = 18,31$ MPa.

Los esfuerzos solicitantes en la base de la pila se representaron en el diagrama de interacción de la sección de fábrica, poniendo de manifiesto la necesidad de dotar a la estructura de un refuerzo para la acción sísmica (fig. 9).

5. Alternativas de refuerzo. Descripción de la solución desarrollada

Establecida la necesidad de dotar a la estructura de un refuerzo, se planteó en primer lugar la posibilidad de introducir un fuerte pretensado vertical que, concomitante con los esfuerzos de flexión asociados a la acción inercial sísmica horizontal, diera lugar a una solución segura para la pila [9] (fig. 8).

Las cuantías de pretensado a disponer con estas hipótesis comportaban la necesidad de vaciar, por bataches, el relleno, y sustituirlo por un hormigón ligero, de peso específico final equivalente al del relleno actual. Además, esta alternativa implicaba la realización de cortes de tráfico para actuar sobre la plataforma actual. Por otro lado, aunque la solución del pretensado resultaba atractiva e intuitiva, no dejaba de introducir un axil adicional, especialmente nocivo en la zona superior, sobre las bóvedas con relleno suelto o no cementado.

Estas consideraciones motivaron, en una segunda etapa, el predimensionamiento de soluciones parcialmente pretensadas, en las que se preveía disponer una cuantía y grado de pretensado adecuados hasta configurar una suerte de

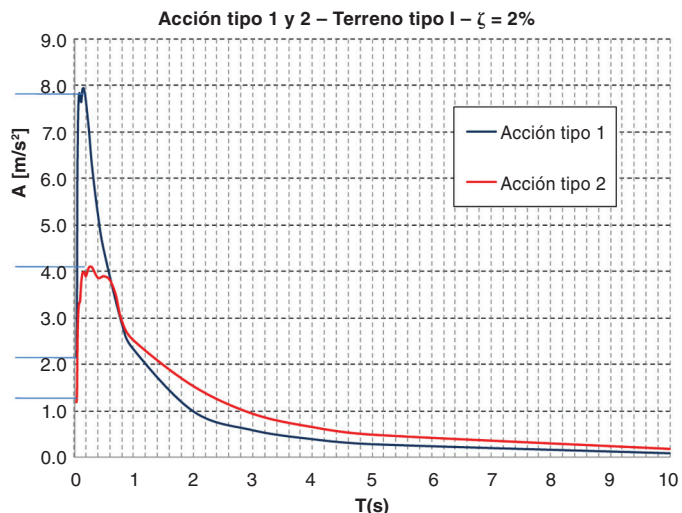


Figura 6. Espectros del anexo nacional del EC8. La curva más alta inicialmente es la acción tipo 1, que luego, a la derecha, cae por debajo de la acción tipo 2.

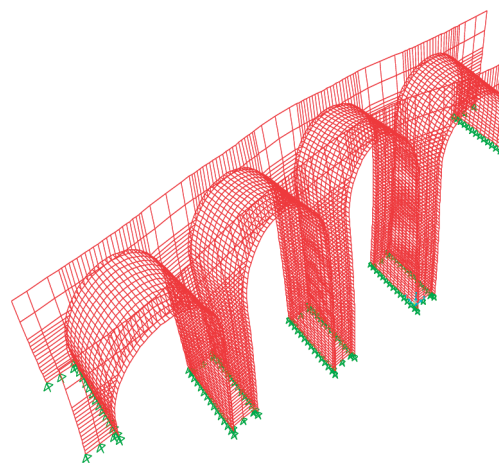


Figura 7. Deformada del primer modo de vibración MEF, del modelo general del puente.

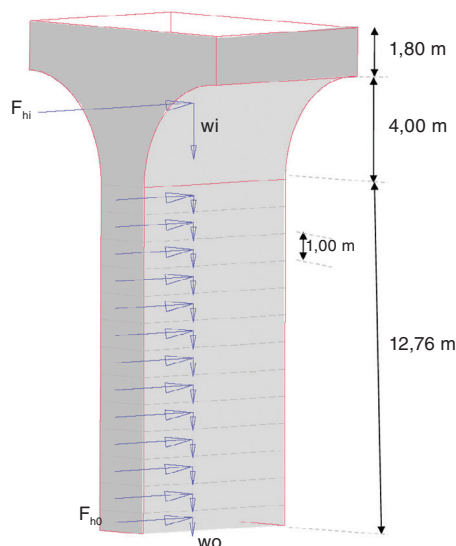


Figura 8. Esquema de distribución de fuerzas horizontales y verticales para el análisis simplificado.

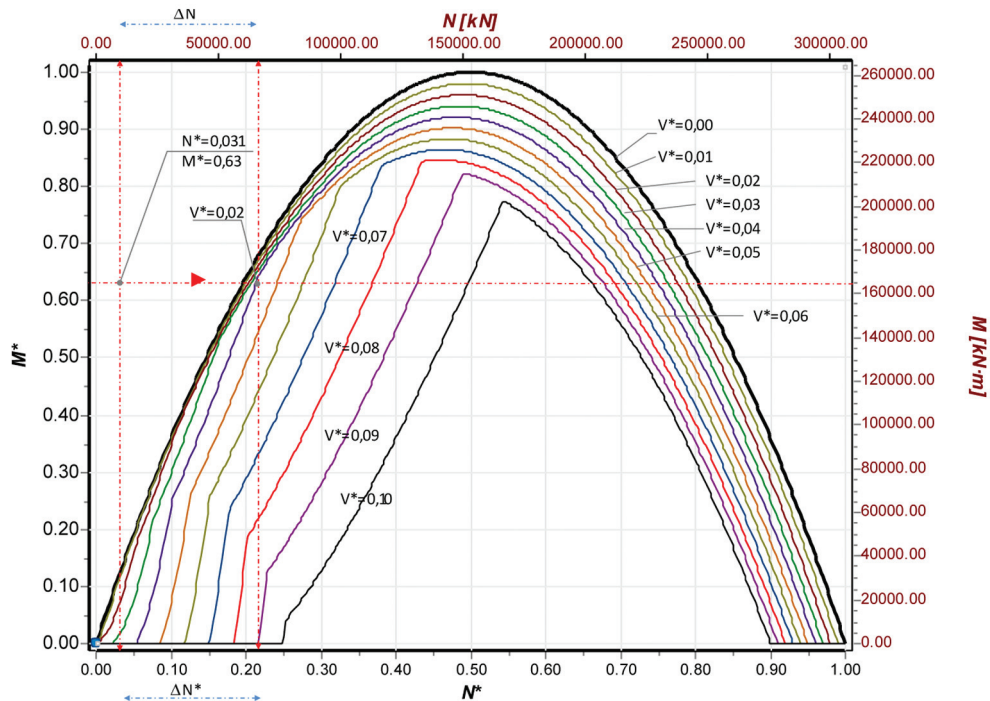


Figura 9. Esfuerzos adimensionales en la pila para el sismo transversal y determinación del incremento necesario de esfuerzo axial. El dimensionamiento sigue los criterios de la referencia [6], en la que se explica la interacción que existe entre los pares (N,M) solicitantes y que producen tensiones normales con el cortante V que produce tensiones tangenciales según los tendeles de la pila.

fábrica armada parcialmente pretensada, que asegurase un compromiso entre las exigencias de la acción estática de dimensionamiento equivalente a la sollicitación sísmica, y las correspondientes a los desplazamientos aceptables bajo la acción sísmica.

Estos análisis consistieron en el estudio de los diagramas momento – curvatura de la sección de la pila para diferentes valores de fuerza de pretensado (fig. 10), y la estimación de la acción sísmica en cada caso considerando en la estimación del periodo de vibración la rigidez secante, es decir la correspon-

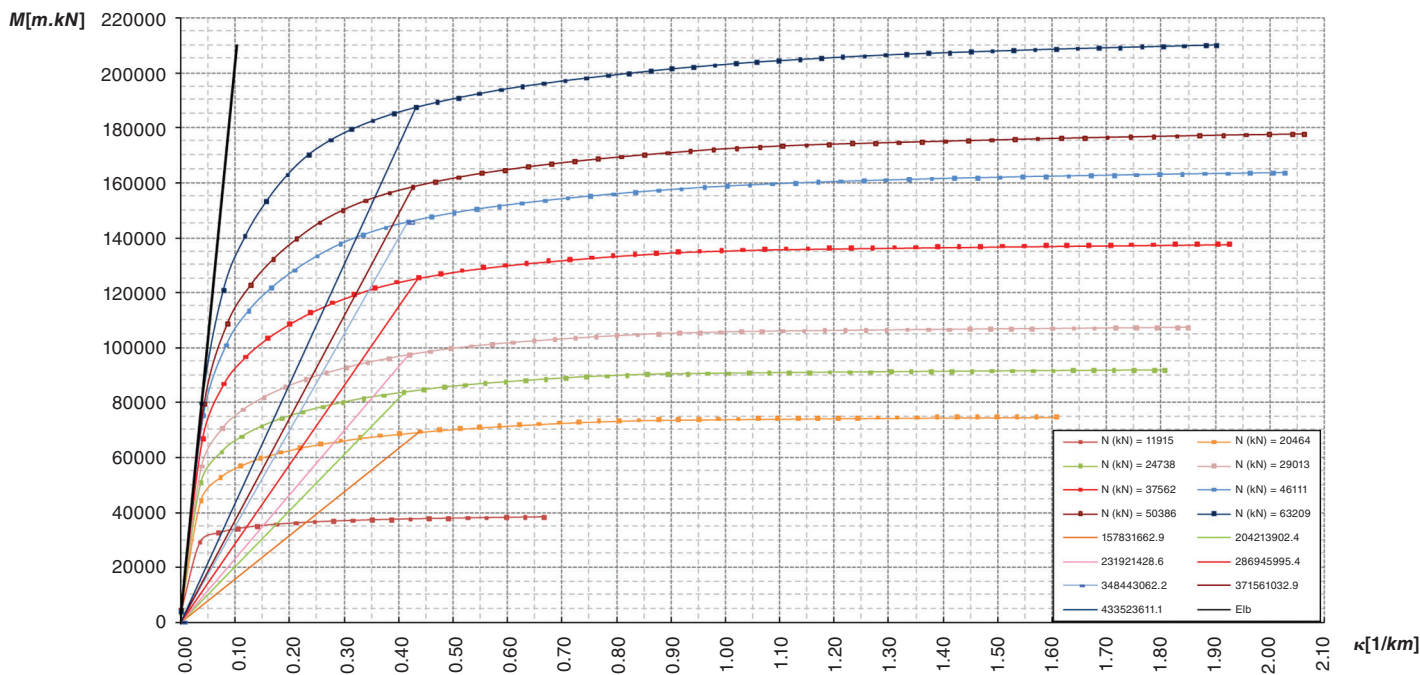


Figura 10. Diagrama M- κ con diferentes niveles de axial exterior y cuantía de armadura activa, incluyendo la línea correspondiente a la rigidez secante, correspondiente al momento con el que se consigue la plastificación de la primera armadura en cada diagrama.

diente al momento que plastifica la primera armadura. Hay que tener en cuenta que, para el acero de pretensado, se considera un diagrama no lineal de su diagrama tensión-deformación, y que la plastificación de esta armadura se produce para una deformación remanente de esta del 0,2 por mil. Esta consideración de diferentes rigideces en cada caso suponía una reducción del valor de la acción sísmica tanto mayor cuanto más flexible era la solución encajada, pero con desplazamientos también mayores.

Como en tantos ámbitos de la ingeniería estructural, el problema admitía varias soluciones, por lo que finalmente se planteó una solución tratando de conciliar diferentes aspectos:

- Capacidad resistente y deformabilidad limitada.
- Facilidad y economía de construcción.
- Mínima incidencia sobre el tráfico.
- Durabilidad de la solución y minimización de la afección a la estética.

Los condicionantes anteriores, y las consideraciones asociadas a la estimación de la acción sísmica en función de la rigidez de los elementos involucrados, llevaron al desarrollo de una solución armada, más ajustada, elegida de manera que diera lugar a un diagrama momento-curvatura lo más parecido posible a la solución parcialmente pretensada estudiada. Tras una serie de estudios previos, se optó por usar 4+4 barras GEWI PLUS St 670/800

Ø75 mm, con un recubrimiento mecánico de 0,35 m, instaladas en taladros verticales previamente ejecutados hasta la cimentación.

6. Metodología de comprobación seguida en proyecto

La solución finalmente proyectada y construida, constituida como se ha dicho por un refuerzo de las pilas mediante armadura pasiva con barras de alto límite elástico, se ha justificado mediante un cálculo estático no lineal mediante el método del empuje incremental. Este procedimiento [10] consiste en efectuar un cálculo estático de la estructura sometida a unas fuerzas horizontales progresivamente crecientes, que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica. Se plantea una sucesión de cálculos estáticos equivalentes correspondientes a sucesivos incrementos de las acciones, teniendo en cuenta la correspondiente pérdida de rigidez en cada caso.

La curva de demanda de movimientos (fig. 11) se obtiene a partir de la respuesta estructural frente a la acción sísmica impuesta correspondiente al espectro de respuesta. Cada punto de la curva de demanda se corresponde con una configuración supuesta de rigidez de la estructura.

La solución en equilibrio dinámico, compatible y satisfactoria de las ecuaciones constitutivas, es la correspondiente a la intersección de las dos curvas.

Las etapas seguidas en el proceso han sido:

6.1. Determinación de los diagramas momento – curvatura

Se han construido los diagramas para las secciones en que se ha discretizado la pila, asociadas a valores diferentes de axil de carga permanente, considerando un diagrama tensión-deformación parábola-rectángulo para la fábrica, que está sometida a un comportamiento uniaxial y con una interacción con el cortante concomitante pequeña. Para el acero se han considerado dos diagramas, al ser un acero especial, que no responde exactamente al modelo clásico bilineal, sino lineal seguido de un tramo curvo. Se ha comprobado que la diferencia entre ambos no tiene gran influencia en la respuesta seccional. En ambos casos (fig. 12) se han considerado las resistencias medias de los materiales.

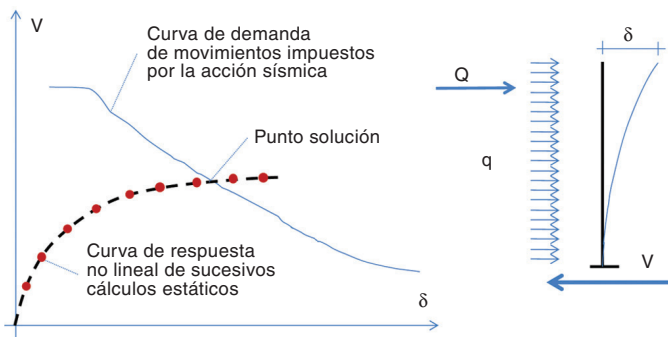


Figura 11. Curva de demanda de movimientos y solicitante según un proceso incremental no lineal de acción estática equivalente.

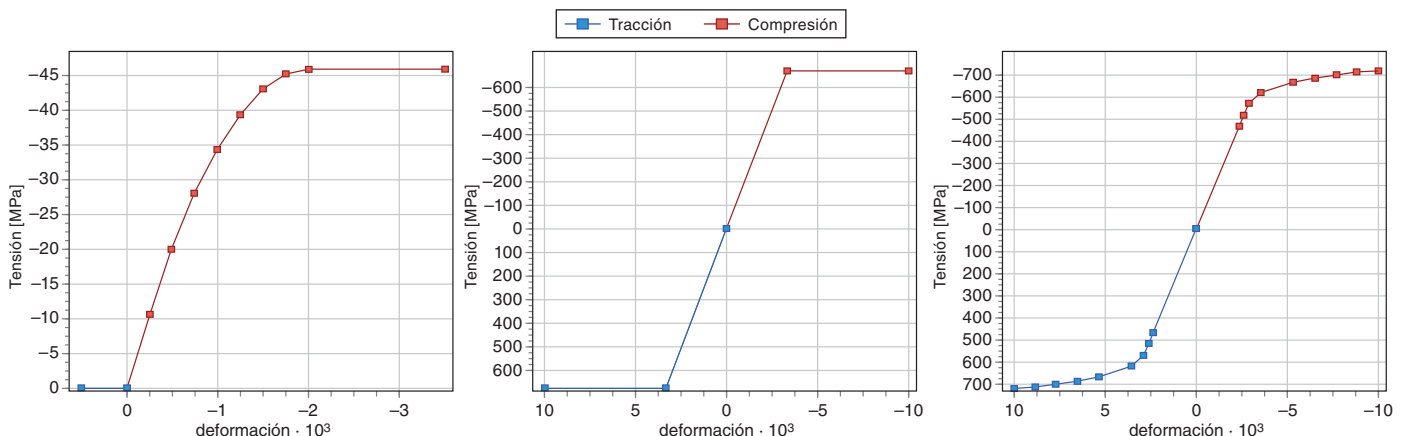


Figura 12. Diagramas tensión deformación considerados para fábrica y acero (dos diagramas).

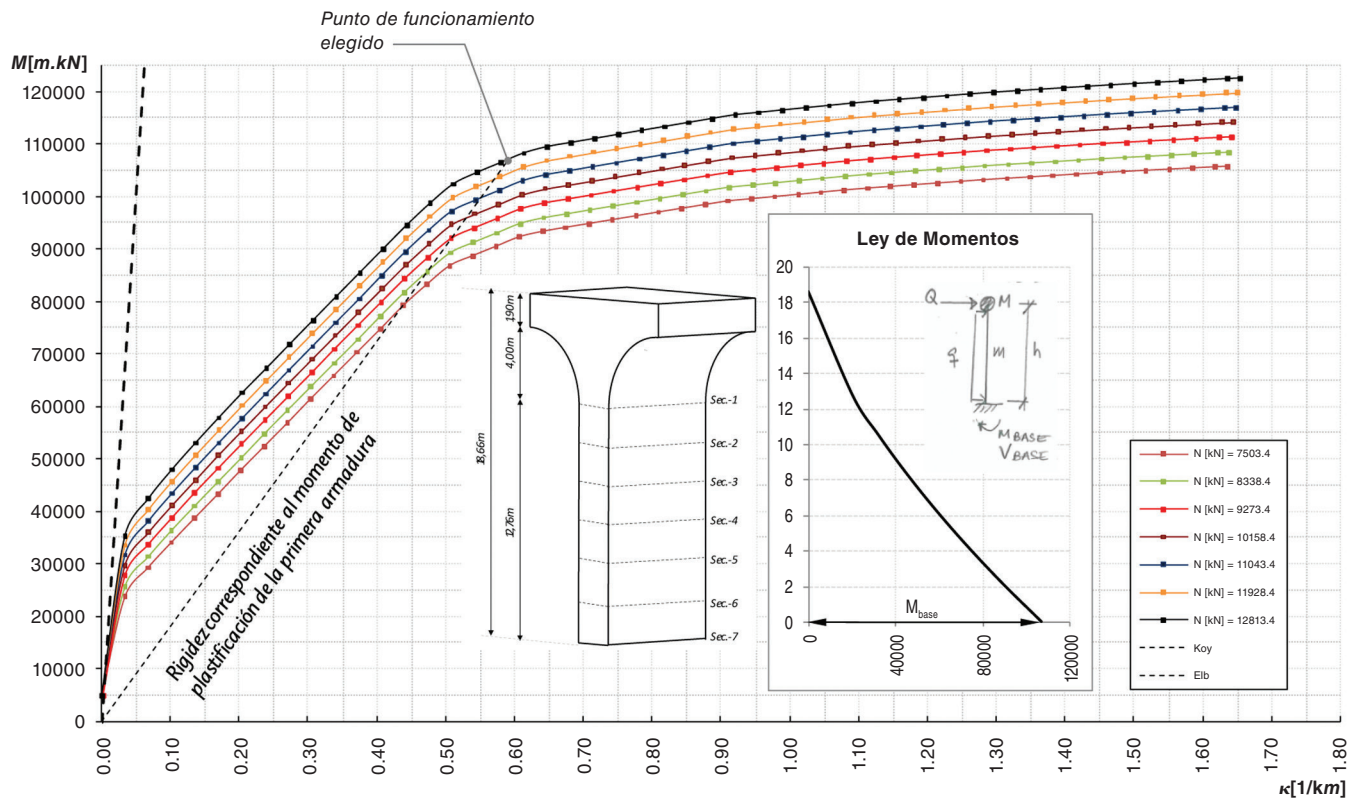


Figura 13. Diagramas momento-curvatura finales para las diferentes secciones.

La figura 13 muestra el conjunto de diagramas momento-curvatura para las distintas secciones consideradas. El diagrama más alto corresponde a la sección inferior de la pila, sometida al axil de peso propio total de la pila y todas las cargas muertas. El diagrama más bajo es el correspondiente a la sección más alta, con el nivel de axil más reducido.

6.2. Elección de un punto de partida

Escogido un punto de partida del diagrama $M-\chi$ de la sección, punto que se ha fijado como el correspondiente al comien-

zo de la plastificación de la armadura, a dicho valor de momento en la base le corresponde un cierto valor de esfuerzo cortante que es el que resulta para una cierta hipótesis de distribución de las masas que se aceleran, suponiendo proporcionalidad entre la distribución de masas y de fuerzas inerciales (fig. 14).

6.3. Construcción del diagrama de demanda de movimientos

Obtenido este valor del cortante del punto anterior, es posible representar un punto del diagrama de demanda de desplazamientos que representa, en abscisas, el movimien-

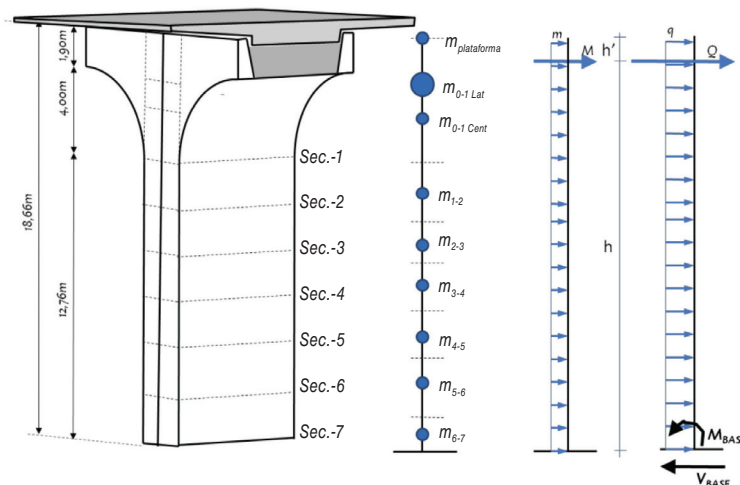


Figura 14. Discretización y distribución de masas adoptadas, y acciones inerciales supuestas tales que M_{base} sea el valor elegido.

to en cabeza experimentado por el modelo en estudio y, en ordenadas, el cortante en la base. La curva de demanda se obtiene mediante diferentes puntos correspondientes a configuraciones de rigideces coherentes con el modelo estructural (fig. 15).

Como puede verse, inicialmente las rigideces iniciales son mayores en la parte inferior que en la superior, por la presencia de axiles mayores. En las verificaciones realizadas, la rigidez de la base es la más reducida de todas, creciendo luego hasta

recuperar los valores iniciales a medida que disminuye el momento flector.

Cada punto de la curva de demanda, asociado a una determinada distribución de rigideces, se ha obtenido con la ayuda de un modelo de cálculo de barras de la pila aislada, asignando a las barras las masas correspondientes e introduciendo como solicitación el espectro de respuesta mayorado.

El resultado de cada cálculo es un cortante en la base y un desplazamiento en cabeza.

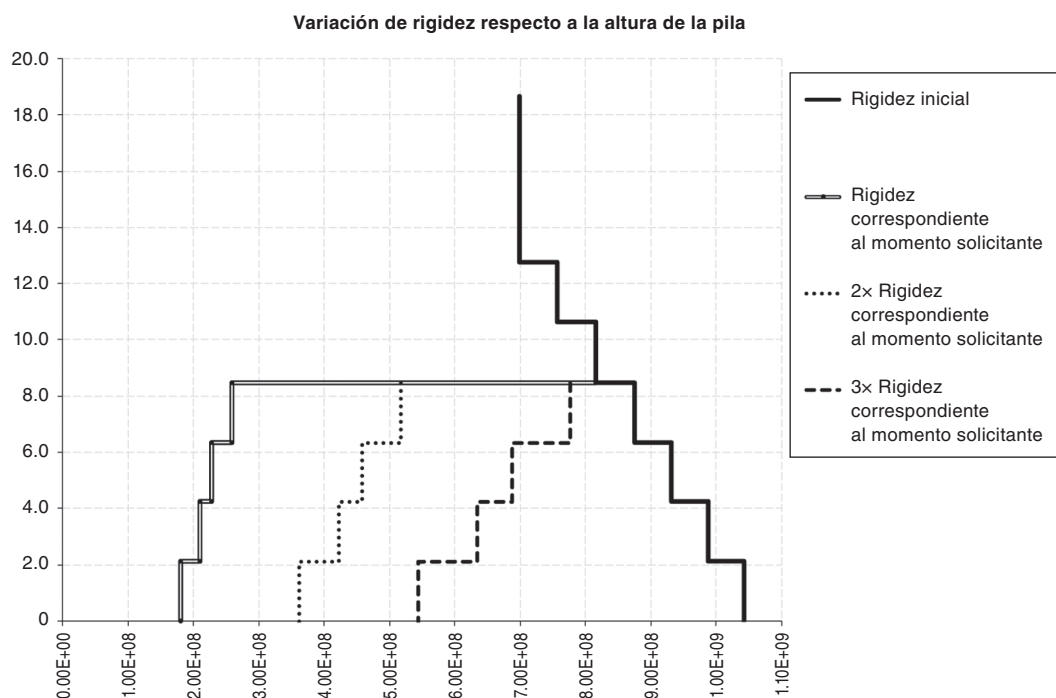
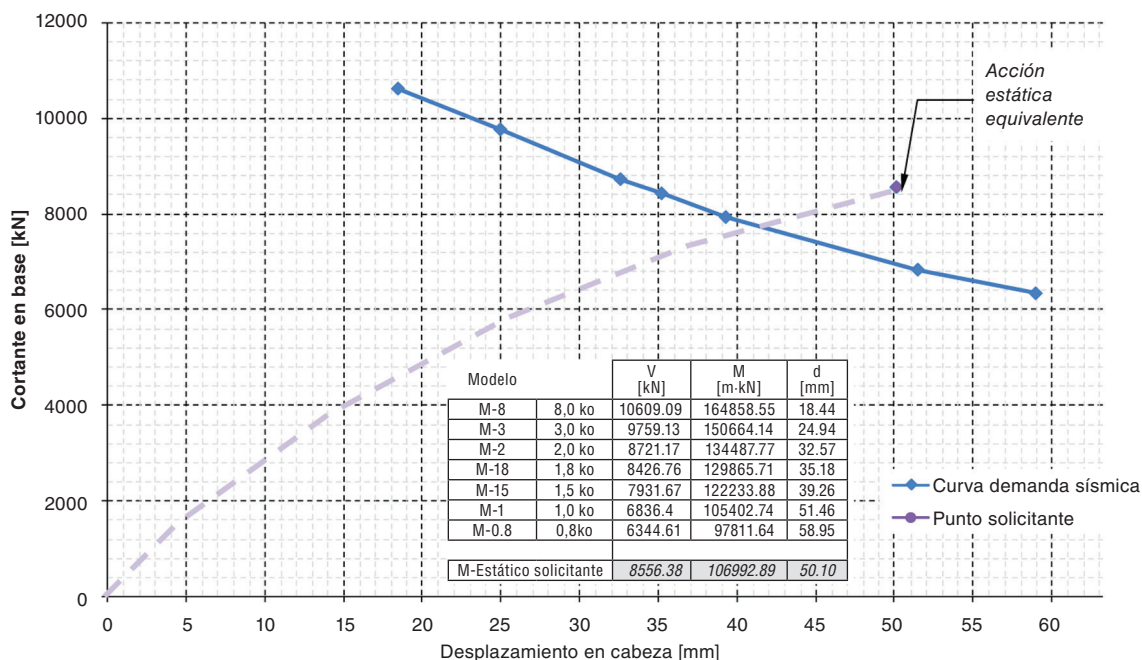


Figura 15. Diagrama de demanda sísmica de pila analizada y distribuciones de rigidez.

6.4. Ubicación del punto solicitante en el diagrama de demanda sísmica

Representando en el diagrama el punto correspondiente al cortante en base obtenido (fig. 15), y el desplazamiento deducido según el cálculo estático para las acciones inerciales correspondientes a la distribución de masas supuesta y para la distribución de rigideces deducida, se tiene que si el punto solicitante se sitúa por encima de la curva de demanda, el punto es seguro, pues se habrá alcanzado antes el equilibrio dinámico.

El punto de intersección obtenido corresponde con un desplazamiento en cabeza de 1/450 de la altura de la pila aproximadamente, valor que se juzga adecuado, máxime teniendo en cuenta que se ha considerado un espectro mayorado, como exige la normativa portuguesa.

Se ha verificado, por otro lado, que en este caso el efecto P- δ es despreciable.

6.5. Comprobación del cortante

Así como el planteamiento de la fábrica armada resulta completamente equivalente al del hormigón estructural, no puede afirmarse lo mismo con relación al esfuerzo cortante, dado el comportamiento anisótropo de la fábrica por la existencia de tendeles y llagas, y el acoplamiento entre el mecanismo resistente a flexión y a cortante.

Los resultados obtenidos se han representado en el diagrama de interacción axial (abscisas) y cortante (ordenadas) para diferentes valores del momento solicitante, dibujado en términos adimensionales (fig. 16).

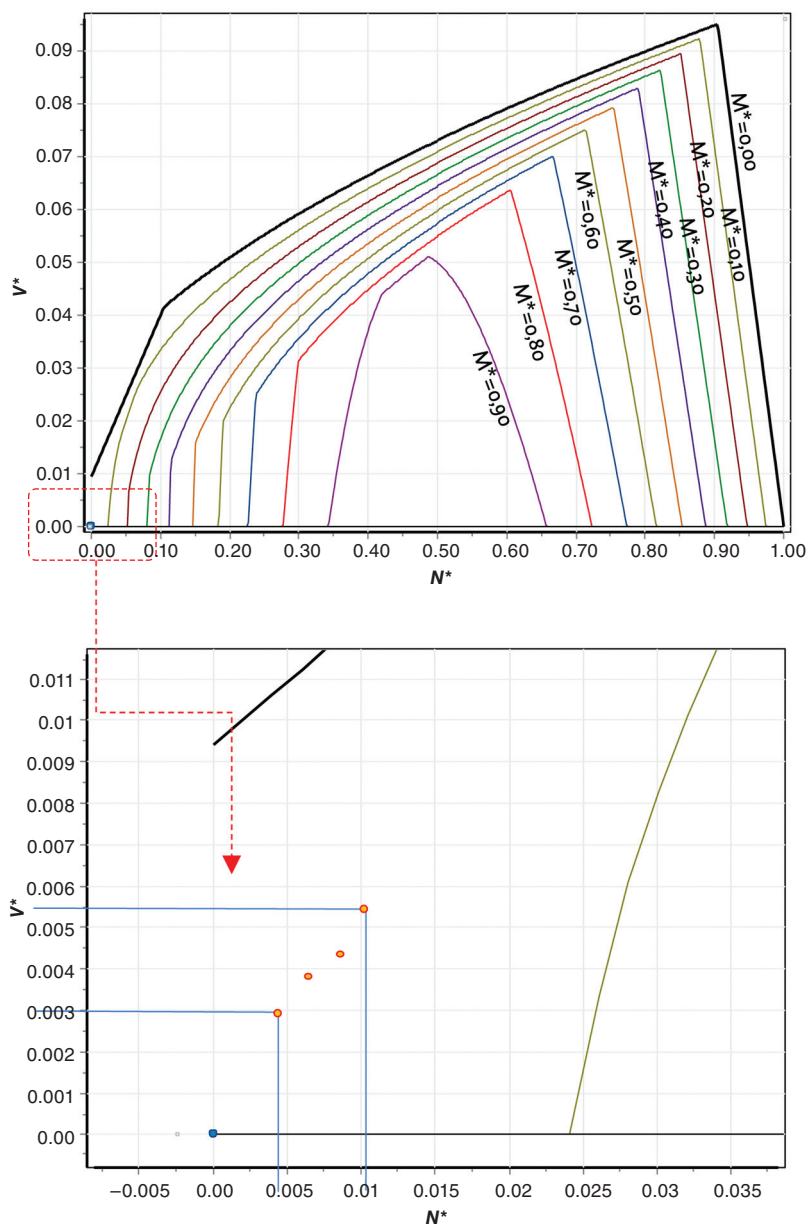


Figura 16. Comprobación del cortante. Resultados interiores al diagrama de interacción.

7. Conclusiones

Se ha presentado el *modus operandi* seguido en el proyecto de adecuación sísmica del pontón de la Ribeira dos Limos, obra de fábrica, lo que representa una situación poco frecuente y que puede servir de ayuda a casos semejantes. Se trata del conocido procedimiento del “push-over”, ampliamente utilizado para estructuras de materiales como el hormigón estructural.

Esta obra, con una holgada capacidad resistente frente a las acciones de tipo estático, no disponía de un nivel de seguridad suficiente frente a las acciones dinámicas recogidas en la normativa.

La adecuación resistente de la obra frente a la acción del sismo ha requerido la instalación de unas barras que configuran una fábrica armada en las pilas, ancladas al macizo basáltico inferior.

La solución que se ha desarrollado y ejecutado (fig. 17), asegura el equilibrio dinámico de la estructura cuando se ve sometida al sismo proporcionado como dato, manteniéndose los desplazamientos estimados dentro de valores aceptables.

La solución de ensanche impuesta para mantener el uso del pontón es, en estas condiciones, convencional, sin perjuicio del afeamiento que supone sobre la obra original, pero tiene la cualidad de ser reversible.

Se ha previsto disponer unos elementos nuevos, adosados a los estribos, que permitan acopiar los pretiles originales del puente, de modo que quede documentada su historia y posibilite a generaciones futuras devolver al puente la configuración que tuvo.



Figura 17. Vista parcial de la estructura terminada.

Bibliografía

- [1] Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes. Ministerio de Habitação, Obras Públicas e Transportes. Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio.
- [2] 1998-1. EUROCODE 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings. Anexo Nacional Portugal EN1998-1 NA_Draft Fev_08.
- [3] Heinrich B. Brücken: vom Balken zum Bogen. Deutsches Museum München. Rowohlt; 1983.
- [4] Martín-Caro JA. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación. Tesis doctoral dirigida por J. León y presentada en la E.T.S.I.C.C.P de la UPM, 2001.
- [5] León J, Espejo S. Load test to collapse on the masonry arch bridge at Urnieta. Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal, 2007, pp. 969-76.
- [6] Martínez JL. Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas. Tesis doctoral presentada en la E.T.S.I.C.C.P de la UPM, 2003.
- [7] UNE-ENV 1996-1-1. Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1. Reglas generales para edificios. Reglas para fábrica y fábrica armada. AENOR. 1997.
- [8] Limit State LTD. Limit State: RING Manual Version 3.0. Sheffield (United Kingdom); 2011.
- [9] Appellon J. Reforço sísmico de estruturas de betão. BE2008 Encontro Nacional Betão Estrutural 2008. Guimarães – 5, 6, 7 de Novembro de 2008.
- [10] SÉTRA (Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements). Ponts en zone sismique. Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8. Guide Méthodologique. Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer. Version provisoire (internet), Février, 2012.