

El H.A.P. en el Arco de los Tilos

H.P.C. in Tilos' Arch

Santiago Pérez Fadón

Ing. de Caminos. Director Técnico de Ferrovial Agromán)



José Emilio Herrero

Ingeniero de Caminos. Ferrovial Agroman



Pablo González Torijano

Ingeniero Técnico de O.P. Ferrovial Agroman



Juan José Sánchez

Ingeniero de Caminos Ferrovial Agroman

RESUMEN

El arco de los Tilos se ha diseñado con un hormigón de alta resistencia con el objetivo de disminuir el peso de la estructura durante el avance en voladizo. Las características de los áridos disponibles por su heterogeneidad, baja resistencia, y gran absorción han sido las principales dificultades encontradas. Para controlar la homogeneidad un geólogo seleccionaba permanentemente lo que entraba en la planta de machaqueo.

Debido a que la sección a hormigonar tenía tan solo 20 cm de espesor se debía conseguir un hormigón muy fluido lo que ha llevado a la utilización de superfluidificantes a base de policarboxilatos, readitivando a pie de tajo en el caso de tiempo caluroso.

Debido a los materiales empleados ha resultado un hormigón heterodoxo en el cumplimiento de una serie de parámetros pero que alcanza ampliamente los requerimientos de resistencia y trabajabilidad. Finalmente se dan las conclusiones del estudio diferido multipaso y la incidencia en los resultados de la menor fluencia que suelen tener estos hormigones.

SUMMARY

HPC has been used in the design of Tilos' Arch in order to reduce the weight of the structure during the free cantilever construction. The main difficulties found were related to the heterogeneity, low strength and high absorption of the availa-

ble aggregates. To ensure homogeneity a permanent control of them, a geologist was established on site.

Due to the reduced thickness of the arch wall, in some cases only 20 cm, it was necessary to achieve very fluid concrete. Consequently, the addition of polycarboxylated-based superfluidifiers was adopted, including a new mixing on site in case of high temperatures. Despite the heterogeneity of selected materials that resulted in an unconventional concrete in meeting certain parameters, fulfillment of strength and workability requirements was clearly achieved. Finally, conclusions of the differed multi-step analysis and its influence on this type of concrete are presented.

1. RAZONES PARA LA UTILIZACIÓN DEL HAP

1.1. Descripción de la estructura

Esta estructura se sitúa en el nordeste de la Isla de la Palma (Islas Canarias). Su ubicación ha condicionado el diseño del hormigón debido a la limitada disponibilidad de materiales con la que se ha podido contar.

Este arco con sus 255 metros de luz salva el accidentado valle del que recibe su nombre. La altura desde la rasante hasta el fondo del valle es de 150 metros y se apoya en laderas casi verticales. El arco, junto con las pilas, son de hormigón HA-75 mientras que el tablero durante el proceso constructivo es metálico y finalmente es mixto.



Figura 1.

El proceso constructivo ha sido el de avance en voladizo con diagonales temporales, los materiales elegidos han estado condicionados por este proceso.



Figura 2.

1.2. Proceso constructivo

Durante el avance en voladizo la carga vertical predominante es la de peso propio. Bajo esa acción el arco y las pilas son sometidos a compresiones mientras que las diagonales y el tablero son sometidos a tracción. El tablero traslada la tracción del cordón superior hasta el estribo donde se fija mediante anclajes al terreno. Por tanto reducir el peso tiene importantes implicaciones en toda la estructura. Hay dos vías para conseguirlo, una es utilizar hormigones ligeros, y otra utilizar hormigones de alta resistencia disminuyendo los espesores. En el caso del Arco de Los Tilos se ha elegido la segunda, de forma que en los elementos comprimidos se ha sustituido área por resistencia.

La sección del arco se ha dimensionado con 6 m de ancho y 3 m de canto. Los espesores se fijaron en función del mínimo que garantizaba un correcto hormigonado, lo cual ha sido un fuerte condicionante para el diseño del hormigón. Así se decidió fijar estos espesores en 20 cm para las losas superior e inferior del cajón y 25 cm para las almas. En el primer recuadro, donde las solicitaciones de flexión son mayores, estos espesores se aumentan hasta 30 cm y 40 cm respectivamente.

2. ESTUDIO DE LA FÓRMULA DE TRABAJO

2.1. Condiciones de los materiales disponibles

2.1.1. Áridos

Es bien conocida la dificultad de fabricar hormigones en las Islas Canarias. Los áridos disponibles responden a la heterogeneidad geológica de las islas. Aunque se pueden encontrar basaltos, en muchas ocasiones son vacuolares, es decir con multitud de pequeñas burbujas que disminuyen drásticamente su resistencia, aumentan su capacidad de absorción de agua, y lo que es peor, resulta un producto muy heterogéneo. Además, al encontrarse el puente en una isla pequeña no existían grandes alternativas de elección.

Para disminuir estos riesgos se realizó una campaña de reconocimiento de las canteras y graveras existentes en toda la isla considerando cualquier alternativa de suministro posible incluida la de abrir una nueva explotación que mejorase la calidad del árido existente. Por otra parte las instalaciones de explotación de áridos de la isla no reunían las condiciones adecuadas, para el hormigón requerido.

Finalmente la arena utilizada fue la procedente de la grava de Riachuelo en El Paso. La arena es extraída de una zahorra natural con intercalaciones limosas, clasificada y lavada

en una instalación que no fue posible mejorar. Se intentó corregir mediante arena del desierto para mejorar los valores de equivalente de arena, sin embargo una vez analizada se vio que tenía demasiado contenido de cloruros, por lo que finalmente no se utilizó.

El tamaño máximo de árido debía ser tan solo de 12 mm., debido a las condiciones exigidas de trabajabilidad y al pequeño espesor de las paredes a hormigonar. Se eligió para ello un garbancillo 6/12 mm. procedente de la cantera de Lopesán en Fuencaliente. El garbancillo está sacado del machaqueo de bolos mezclados con escorias extraídos mediante retroexcavadora y martillo picador en ocasiones.

Los áridos son de origen volcánico, basaltos muy heterogéneos en función de las zonas de explotación. Estos presentan alternancias imprevisibles entre basaltos compactos en zonas donde las coladas volcánicas han tenido enfriamientos lentos, porosos y absorbentes en zonas donde la lava sufrió un rápido enfriamiento, y piroclastos o escorias en zonas de depósitos por erupciones aéreas. Para garantizar en lo posible la homogeneidad del árido se decidió que un geólogo eligiese el frente de explotación y seleccionara uno a uno los bolos a machacar. El resultado de todo ello ha sido un hormigón un tanto heterodoxo, ya que a pesar de no cumplir o de quedarse al borde del cumplimiento de una serie de ratios estándar, cumple ampliamente los objetivos de resistencia y trabajabilidad.

En el cuadro adjunto pueden verse las fuertes variaciones de los parámetros.

Absorción	2.52-5.5 %
Desgaste de Los Angeles	18 - 30
Resistencia a Compresión	490 – 1091 Kg/cm ²
Equivalente arena	75 a 84 %
%Finos inferior a 0.063 mm.	1.6 a 3.4 %

Respecto a la resistencia del árido era necesario que la pasta de cemento compensase su falta de resistencia y heterogeneidad.

Finalmente, los dos áridos utilizados se ensayaron para comprobar su comportamiento con relación al potencial desarrollado de la reacción sílice-álcali y silicato-álcali, según la norma ASTM C-227, no resultando reactivos.

2.1.2. Cementos

Se realizaron ensayos de laboratorio con diferentes tipos de cementos, CEM I - 52,5 de Pórtland Olazagutia, CEM I - 42,5 y 52,5 de Valenciana, y CEM II / A-P 42,5 de Cementos Especiales de La Islas.

Este último fue el seleccionado, debido a razones de suministro ya que era el único que se podía contar en la isla en silos. Las características más significativas de este cemento

procedente de Arguineguín, son : Contenido de clínker 89%, Contenido de puzolana 11 %, Aluminato tricálcico AC3 7 / 8,5%, Contenido en álcalis 1,68 %. Aunque en principio no es recomendable el contenido de puzolanas ya que compiten en la fijación de la cal libre con el humo de sílice, no se detectaron problemas.

2.1.3. Adición

El humo de sílice (microsílice) es una adición imprescindible cuando se quieren asegurar resistencias muy altas. Las características que debía tener la pasta de cemento para compensar la poca resistencia del árido, hizo que desde el primer momento se contase con esta adición.



Figura 3. Diferentes coloraciones.

Sin embargo se quería evitar la presencia de manchas negras en la superficie que en ocasiones produce esta adición. Se pudo averiguar que se comercializaba humo de sílice de diferentes tonos de gris llegando hasta el blanco.

Hay que recordar que la sílice es blanca y que solo el carbón que la acompaña le da el color negro (ver Figura 3), por lo que sometida a un proceso de depuración termina obteniéndose cualquier tono.

Finalmente se utilizó el procedente de ELKEM por su tonalidad más clara. El material se suministra en sacos grandes (big-bags) y se almacena en un silo que alimenta automáticamente a la planta. El contenido de óxido de silicio es superior al 90%.

2.1.4. Aditivos

Debido a las condiciones de colocación y a la baja relación agua cemento (finalmente se ha utilizado una relación a/c de 0.28), los superfluidificantes convencionales se descartaron inicialmente, por lo que se estudió la utilización de superfluidificantes de última generación basados en policarboxilatos, con resultados positivos.

Aunque estos aditivos han mejorado en el tiempo de actuación respecto a la generación anterior, este sigue siendo un aspecto crítico cuando suben las temperaturas ambientales,

por lo que es necesario readitivar en el caso de que el hormigón pierda fluidez durante la operación de hormigonado.

Sin embargo no se decidió aumentar la dosificación de aditivo en planta ya que se corría el riesgo de producir segregación. Con el readitivado durante el hormigonado se aleja ese riesgo y se mantiene la trabajabilidad.

Debido a la gran cantidad de cemento utilizada en las dosificaciones, se estudió la utilización de un controlador de retracción (curador interno). Posteriormente, teniendo en cuenta la ausencia de problemas de retracción, se decidió no utilizar estos productos.

2.2. Dosificación

2.2.1. Metodología

Los métodos utilizados tradicionalmente para determinar la dosificación más idónea no son de aplicación en los casos de los H.A.P., debido principalmente al mayor contenido de pasta que obliga a una estructura granular con menor cantidad de arena.

Inicialmente los métodos aplicados en este caso fueron mediante el ensayo de energía ultrasónica .

2.2.2. Ensayos previos

Los ensayos previos están destinados a definir la fórmula de trabajo más idónea.

Se realizaron en tres fases. En la 1ª fase se seleccionaron los materiales más adecuados, realizándose múltiples combinaciones.



Figura 4.

En la 2ª fase se realizaron ensayos en la planta de la obra. En esta campaña se realizaron 35 amasadas para determinar la desviación típica, el coeficiente de variación y la clase de planta, según el Artículo 88.4 de la EHE.

En esta fase se realizaron probetas cilíndricas de 15x30 y 10x20, y cúbicas de 10 cm para determinar su correlación. De los valores obtenidos en sus roturas se pudo comprobar la dificultad de un correcto refrentado de caras en probetas cilíndricas

lo que suponía roturas no simétricas cerca del 20% y por tanto de nula representatividad de las características del hormigón (ver figura 4). Por este motivo, se decidió la utilización de la probeta cúbica de 10 cm, para todos los ensayos de control. En la última fase de los ensayos previos se realizó una

campaña de 37 amasadas con la dosificación fijada en la fase anterior pero sin controlador de retracción ni arena de corrección.

En esta fase se estudiaron aspectos importantes como:

- Determinación de su fluidez y su correlación con el asiento del cono y con la lectura del amperímetro de la planta. El correcto control de amperímetro de la amasadora resulta esencial para garantizar la fluidez, ya que la medida del cono es una prueba a posteriori.
- Curva de crecimiento de resistencias desde 1 a 28 días. En caso de que por la variación de los materiales hubiera una bajada de resistencia, siempre es mejor saberlo cuanto antes. Por este motivo se vigila la evolución de resistencias en las primeras semanas.
- Determinación de la desviación típica y coeficiente de variación. Este era un elemento importante a controlar debido a la heterogeneidad de los áridos. En vez de utilizar para la determinación de la resistencia característica unas dispersiones estándar se calculan con las desviaciones determinadas para esa planta.
- Clasificación de la planta de hormigón en función de su coeficiente de variación.
- Contenido óptimo de aditivo superfluidificante. Un exceso de este aditivo podría producir algo de segregación mientras que su falta impediría una buena colocación.

Los ensayos previos se realizaron según el Artículo 86 de la Instrucción EHE, mediante 4 amasadas diferentes con la misma dosificación y cuyos resultados de las roturas en probetas cilíndricas dieron como resistencia media: $f_{cm} = 991 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.3. Ensayos característicos

Están destinados a validar la dosificación estudiada y los medios de fabricación utilizados. Los resultados obtenidos fueron de 904 kg/cm^2 para la probeta cúbica de 10 cm, correspondiente a 795 kg/cm^2 , para probeta cilíndrica, considerando un coeficiente de conversión de 0.88, resultado superior a los 750 kg/cm^2 exigidos.

Por lo tanto, la dosificación ensayada **se aceptó** como válida para su utilización en la obra.

2.2.4. Otros ensayos

Con esta dosificación se realizaron otros ensayos y pruebas como son :

- Ensayo de fluidez con una placa metálica y un cono de Abrams, midiendo el tiempo que tarda en alcanzar la torta de hormigón del cono el diámetro de 50 cm (T50) y seguir hasta ver en que diámetro se estabiliza el hormigón (ver figura 5).

- Pruebas para comprobar la pérdida de consistencia con el tiempo y su mantenimiento añadiendo más aditivo a pie de tajo en el camión hormigonera

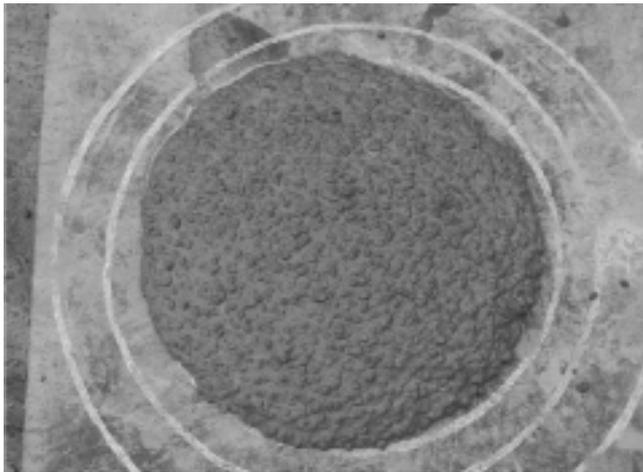


Figura 5.

- Ensayos de rotura a flexo-tracción sobre probeta prismática de 15x15x60 cm.
- Ensayos de tracción indirecta (brasileño) sobre probetas cilíndricas.
- Módulo de deformación en probeta cilíndrica de 15x30 cm. a 7, 40 y 90 días en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Politécnica de Cataluña.
- Ensayos de penetración de agua bajo presión.
- Ensayos de determinación de aire ocluido en el hormigón fresco.

2.2.5. Dosificación final

Con los resultados satisfactorios de los ensayos realizados se adopta como dosificación final :

- | | | |
|--|------------------------------|-------------------------|
| • Cemento tipo CEM II / A-P 42,5 | | 500 kg/m ³ |
| • Arena 0/4 mm. Riachuelo | 37 % | 670 kg/m ³ |
| • Garbancillo 512 mm. Lopesán | 63% | 1.140 kg/m ³ |
| • Agua | | 148 l/ m ³ |
| • Relación agua / conglomerante | | 0,28 |
| • Aditivo superf. Viscocrete 7-900 al 1,7% | | 9.35 kg/m ³ |
| • Adición humo de sílice al 10 % spc | | 50 kg/m ³ |
| • Consistencia líquida | Fluidez T50 entre 4 y 8 seg. | |

(En la cantidad de agua se ha descontado los 6 litros que aporta el aditivo.)

3. FABRICACIÓN Y PUESTA EN OBRA

3.1. Central de hormigonado

El hormigón se fabrica en una planta automática con amasadora de 1.25 m³, con dos ejes horizontales, corrector de

humedad y amperímetro para el control de la regularidad de la consistencia del hormigón dentro de la amasadora (ver figuras 6 y 7). Este tipo de planta es la que mayor homogeneidad y control puede ofrecer. Las amasadas que se realizan son de 0.75 m³ de hormigón.



Figura. 6



Figura. 7

Esta planta está clasificada, en función de los coeficientes de variación obtenidos con el hormigón por ella fabricado, como de **CLASE A**.

Durante el proceso de fabricación se realizan las operaciones siguientes:

- Regado de la fracción 5/12 mm. para su saturación, en los periodos secos. La fórmula de trabajo se obtuvo con áridos saturados con superficie seca. Este punto es muy importante debido a la gran absorción que tienen estos áridos y a la baja relación agua/cemento.
- Determinación de las humedades de los áridos y la posterior corrección de agua, esta operación complementa la anterior.
- Control de la lectura del amperímetro. Da una idea previa de la fluidez del hormigón dentro de la amasadora y evita sorpresas.
- Amasado prolongado del hormigón, con un mínimo de 3.5 minutos.
- Control de la consistencia y/o fluidez en la descarga.
- Calibración periódica de las básculas.

3.2. Transporte

La planta se encuentra junto al estribo sur por lo que el tiempo de transporte a esta ladera es muy bajo. Sin embargo para llegar a la ladera norte las cubas tardan unos 10 min. lo que influye en días calurosos en su fluidez.

El transporte se realiza en camión hormigonera con cuba de 6 m³ de capacidad y carga de 2 a 3 amasadas de 0.75 m³ cada una (1.5 a 2.25 m³ de hormigón) por lo que las cubas van al 40% de su carga, lo cual es esencial para una buena homogeneidad.

El camión carga con la cuba en velocidad de agitación que mantendrá durante el transporte, antes de la descarga del hormigón, girará a velocidad de amasado durante al menos 2 minutos.

3.3. Colocación y compactación

La colocación se realiza con grúa y cazo, descargando el hormigón en unos 8/10 minutos aproximadamente en cada ciclo. Este sistema podría parecer lento si no fuera porque debido al bajo espesor de las paredes cada dovela tiene solo unos 25 m³. El cazo descarga en una canaleta metálica que introduce el hormigón en la dovela a través de una ventanilla existentes en la parte superior del encofrado (ver figura 8 y 9).

Hay que tener en cuenta el carácter cohesivo de este hormigón y por tanto una mayor necesidad de energía para su compactación.



Figura 8.

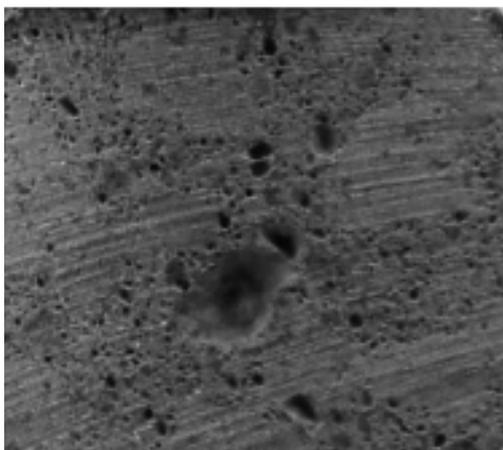


Figura 9.

El hormigón se compacta mediante vibración interna, facilitando la salida del aire atrapado en su masa. Debido a la gran fluidez del hormigón es necesario la utilización de contraencofrados en la mayor parte del arco. Parte de ese aire se queda atrapado en este, quedando la superficie de la cara superior con burbujas.

Sin embargo en el resto de superficies queda totalmente liso debido a la gran cantidad de finos. El aire atrapado en la cara superior nada tiene que ver con el aire ocluido en la pasta de cemento que introduce el superfluidificante, y que puede apreciarse en la rotura de probetas como burbujas menores de 0,5 mm de diámetro (ver figura). Estas no producen efectos desfavorables en el hormigón sino al contrario, ya que siempre que la cantidad no sea excesiva, ayudan a mejorar sus condiciones de trabajabilidad y durabilidad.

Se han hecho ensayos de penetración de agua bajo presión con resultados inferiores a los 10 mm de penetración máxima, comprobándose así sus adecuadas condiciones de cara a la durabilidad.

3.4. Curado

El curado de este tipo de hormigón en los primeros días es muy importante debido a la cantidad de cemento que tiene. Sin embargo la humedad de la isla facilita la operación.

Se realiza mediante riego con agua desde el momento de desencofrar la parte superior de la dovela y se prolonga hasta 4 ó 5 días como mínimo, manteniendo la superficie húmeda.

4. CONTROL ENSAYOS Y RESULTADOS

4.1. Lotificación

Los ensayos de Control del hormigón se han realizado según el anejo de la EHE sobre hormigones de altas prestaciones. Los lotes son cada 50 m³ o fracción (correspondiente a elementos comprimidos) y el número de tomas o series de 6 por lote (N = 6). De cada toma se elaboran 3 probetas cúbicas de 10 cm, con un total de 18 probetas, de las cuales se rompen 2 de cada serie a 28 días, y de las 6 restantes, 2 a 3 y 7 días, dejando las dos sobrantes de reserva.

4.2. Resultados de rotura de probetas

Los resultados obtenidos en las roturas de las probetas cúbicas de Control se pueden resumir en el cuadro siguiente. Las resistencias características estimadas obtenidas en probeta cúbica a 28 días en las dovelas, oscilan entre 889 kg/cm² y 955 kg/cm² correspondientes a 782 y 840 kg/cm² en probeta cilíndrica.

4.3. Coeficiente de variación

En la 3ª fase de ensayos previos el coeficiente de variación fue del 6,3%

En los ensayos de Control en el hormigón de las pilas el coeficiente de variación fue 4% y en el hormigón de dovelas del 3,67% lo que indica un buen control del proceso

4.4. Resistencias características estimadas

Los resultados de las resistencias características estimadas de los lotes en probeta cúbica, siguiendo los criterios del Artículo 88.4 de la EHE, y considerando el $KN = 0.96$, fueron :

Elemento	f_{ck} estimada
Dovela 0 SUR	942
Dovela 1 SUR	955
Dovela 2 SUR	942
Dovela 3 SUR	907
Dovela 0 NORTE	889

- La resistencia característica exigida es de 750 kg/cm^2 para probeta cilíndrica y de 852 kg/cm^2 para probeta cúbica
El factor de conversión adoptado es por tanto $0,88$.

5. COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HAP

5.1. Consideraciones generales

En la bibliografía y en las normas existen pocos estudios que den indicaciones precisas sobre algunos parámetros de este tipo de hormigones, como son el módulo de elasticidad y sobre todo la retracción a corto y largo plazo, la fluencia. Esta última tiene dos consecuencias en esta estructura, por un lado influye en el cambio de esquema estático desde tiempo inicial hasta tiempo infinito, y por otro lado influye en las deformaciones diferidas a largo plazo, e incluso las producidas durante el propio proceso constructivo. En el proceso de cálculo de la estructura se ha estudiado el proceso constructivo con un modelo lineal sin tener en cuenta los fenómenos reológicos durante la construcción. Con este modelo se han calculado las regulaciones de diagonales que minimizan las flexiones durante el proceso. El cambio de esquema estático se tuvo en cuenta mediante un cálculo simplificado ajustando la apertura en clave de forma que se minimicen las flexiones globales del arco a tiempo infinito. Con los mismos valores de las regulaciones y apertura en clave se repitió el cálculo teniendo en cuenta los efectos reológicos durante la construcción, para lo que se realizó un cálculo multipaso teniendo en cuenta además el envejecimiento del módulo de elasticidad en función de la edad de cada elemento.

5.2. Módulo de elasticidad

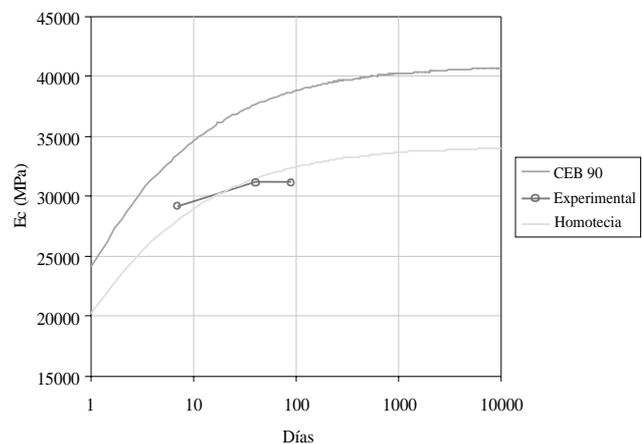
El módulo de elasticidad del hormigón a edad $t \neq 28$ días puede estimarse mediante la formulación propuesta por el CEB-90, que para cementos de endurecimiento rápido y con el valor de la resistencia característica de $f_{ck} = 75 \text{ Mpa}$ tiene la siguiente formulación para la evolución del módulo elasticidad:

$$E_c = 0.85 \cdot 2.15 \cdot 10^4 \cdot \sqrt[3]{\frac{75+8}{10}} = 37001.28 \text{ MPa}$$

$$E_c(t) = 37001.28 \cdot \sqrt{e^{0.20(1-\sqrt{28/t})}}$$

En el cuadro siguiente se recogen los valores del modulo de deformación a 7, 40 y 90 días obtenidos de los ensayos realizados para determinar el modulo de deformación longitudinal.

Edad	E_{exp} (GPa)		E_{CM90}	E_{exp}/E_{CM90}
	Valores Ens	Valor med		
7 días	29.2	29.17	33.48	0.872
	29.4			
	28.9			
40 días	30.5	31.17	37.61	0.830
	31.6			
	31.4			
90 días	30.1	31.17	38.67	0.807
	30.1			
	33.3			
				0.836



Comparando estos valores con los obtenidos al aplicar la fórmula anterior, para esas mismas edades, se obtiene el coeficiente de homotecia de la nueva curva como el cociente de E_{exp} / E_{CM90} . Dicho coeficiente resulta $K = 0.836$ y así la nueva formulación del modulo de elasticidad para este hormigón, E' pasa a ser la siguiente:

$$E'_c(t) = (0.836 \cdot 37001.28) \sqrt{e^{0.20(1-\sqrt{28/t})}} =$$

$$= 30933 \cdot \sqrt{e^{0.20(1-\sqrt{28/t})}}$$

5.3. Deformaciones diferidas

5.3.1. Método Simplificado

Dado que la estructura se construye por fases, las cargas se van introduciendo sobre esquemas resistentes evolutivos. Debido a esto, las deformaciones diferidas del hormigón producen esfuerzos variables en el tiempo cuyo valor se determina en este apartado y que denominaremos esfuerzos evolutivos de fluencia.

Si denominamos S_0 a los esfuerzos que se producen cuando cada acción se introduce en el esquema resistente correspondiente a su instante de construcción, y se denomina S_c a los esfuerzos teóricos que se producen si todas las acciones actuaran sobre la estructura completa final, se puede obtener de una forma suficientemente precisa el estado de esfuerzos S_t en el instante t mediante la siguiente expresión:

$$s_t = s_0 + (s_c - s_0) \cdot \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_c, t_0)}{1 + \chi \cdot \phi(t, t_c)}$$

De acuerdo con los resultados de los ensayos efectuados hasta la fecha, se observa que la fluencia es menor en los hormigones de alta resistencia que en los convencionales.

El SINTEF FCB estableció una reducción del coeficiente de fluencia de una HAR (80 Mpa) de, aproximadamente, un 25% del correspondiente a un hormigón convencional, en un experimento baja carga mantenida con valores de tensión comprendidos entre el 30% y el 50% de la rotura.

Según el articulado de BAEL/BPEL para hormigones entre 60 y 80 Mpa de resistencia característica, y con humo de sílice en su composición el coeficiente de fluencia toma valores alrededor de $\varphi = 0.8$.

Para hormigones de altas prestaciones con humo de sílice en su fórmula de trabajo se puede considerar un valor del coeficiente de fluencia próximo a 0.7, por tanto los esfuerzos y deformaciones a tiempo infinito se obtendrán de la expresión:

$$s_\infty = s_0 \cdot e^{-\varphi} + s_c \cdot (1 - e^{-\varphi}) = s_0 \cdot 0.5 + s_c \cdot 0.5$$

5.3.2. Método Multipaso

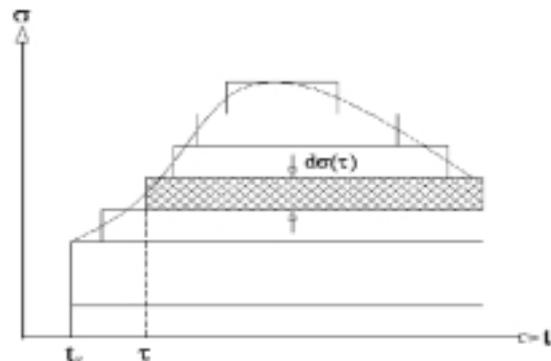
El análisis del efecto global de la fluencia en esta estructura, en términos de esfuerzos seccionales y deformaciones, debe llevarse a cabo admitiendo la linealidad, así como la consecuente validez del principio de superposición, para niveles de tensión en servicio de $|\sigma_c| < 0.4 \cdot f_{cm}(t_0)$. El método de superposición, que se basa en la visco-elasticidad lineal, consiste en admitir la aditividad de las deformaciones de fluencia como respuesta de las fuerzas aplicadas. Cuando las tensiones son crecientes en el tiempo, la experiencia ha demostrado que las previsiones de este método están bien contrastadas. Por el contrario, en caso de disminución de la

tensión, la recuperación de fluencia prevista es superior al que se mide. Si la disminución de la tensión es pequeña en valor absoluto o relativo, o si va seguida de una recarga significativa, se puede omitir ese fenómeno y utilizar el método descrito en el CEB-90.

Por otra parte la aplicación estricta del método de superposición no es posible salvo si se supone que la higrometría exterior permanece constante (condición que se cumple bastante bien en la isla de La Palma) mientras dure la carga del hormigón.

En base a este principio, la deformación total provocada por una historia de tensiones $\sigma_c(t)$, se obtiene descomponiendo la historia de tensiones en pequeños incrementos de tensión $d\sigma(\tau)$ aplicados a los instantes τ . Se ignora por tanto la variación de tensión en el intervalo y la tensión es siempre igual al valor final. Utilizando la función de fluencia de Bazant-Panula, se define como módulo efectivo la inversa de la función de fluencia.

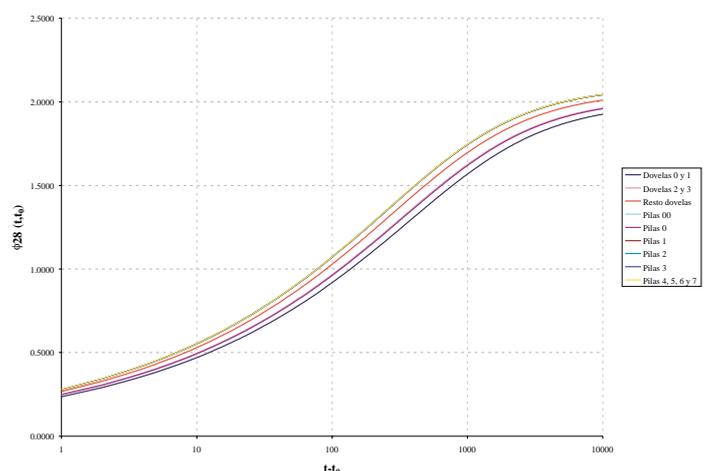
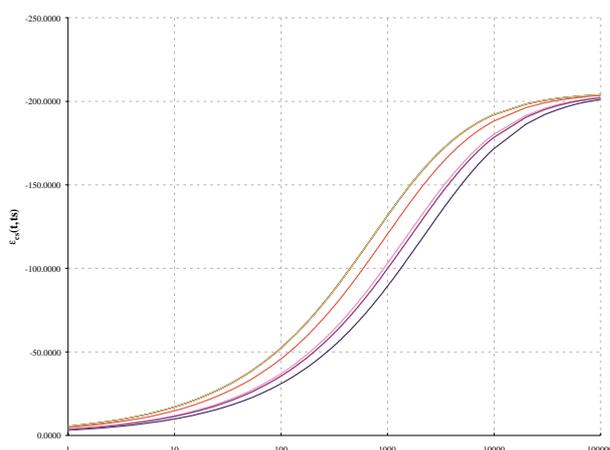
Este método sobrestima la fluencia cuando la tensión es creciente y la subestima cuando es decreciente.



5.3.3. Funciones de Retracción y Fluencia

Se pueden adoptar las funciones de fluencia y retracción del hormigón definidas en el Código Modelo CEB-FIP (1990) siempre que se verifique:

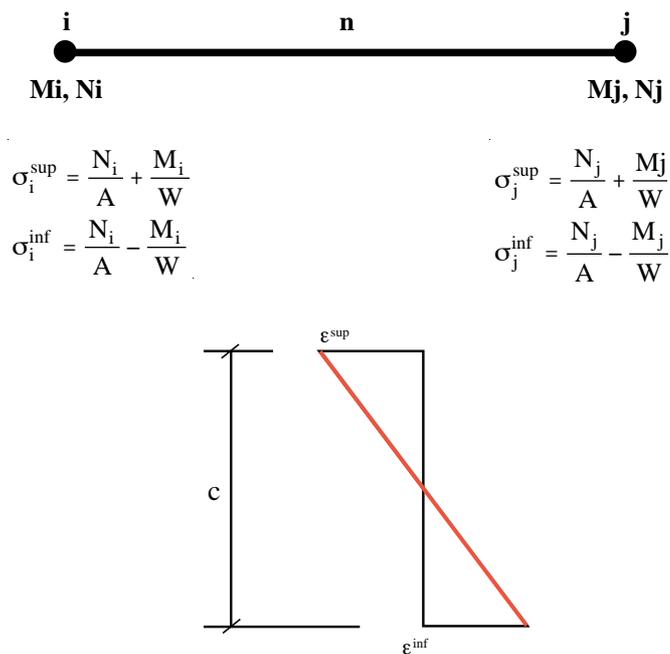
- Hormigón estructural tal que: $12 \text{ Mpa} < f_{ck} < 80 \text{ Mpa}$
- Sometido a tensiones de compresión: $|\sigma_c| < 0.4 \cdot f_c$ a una edad de t_0 .
- Expuesto a una humedad relativa del ambiente del 40% al 100%
- Rango de temperaturas de 5° a 30°C .



Dado que todas ellas se cumplen se ha empleado dicha formulación, obteniéndose las consiguientes curvas de retracción y fluencia en función del tiempo para cada elemento.

5.3.4. Deformaciones por retracción y fluencia

Dados los esfuerzos en los extremos de una barra “n” se obtienen las tensiones en las fibras superior e inferior de las secciones de ambos extremos de la barra. Teniendo como datos las tensiones del fase a fase se ha realizado un cálculo multipaso, con objeto de evaluar las deformaciones diferidas por efecto de la retracción y la fluencia, para que sumando dichas flechas a las del fase a fase y las propias del carro de hormigonado, poder obtener las contraflechas de construcción.



Y por lo tanto una vez obtenidas las deformaciones debidas a la retracción y la fluencia en cada fibra de cada sección a partir de la formulación del CEB-90 se pueden obtener la deformación y curvatura a aplicar a cada una de las barras operando de la siguiente manera:

$$\epsilon_i = \frac{\epsilon_i^{sup} + \epsilon_i^{inf}}{2} ; \chi_i = \frac{\epsilon_i^{sup} - \epsilon_i^{inf}}{c}$$

$$\epsilon_j = \frac{\epsilon_j^{sup} + \epsilon_j^{inf}}{2} ; \chi_j = \frac{\epsilon_j^{sup} - \epsilon_j^{inf}}{c}$$

$$\epsilon_n = \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon_i^{sup} + \epsilon_i^{inf}}{2} + \frac{\epsilon_j^{sup} + \epsilon_j^{inf}}{2} \right) = \frac{(\epsilon_i^{sup} + \epsilon_i^{inf}) + (\epsilon_j^{sup} + \epsilon_j^{inf})}{4} ;$$

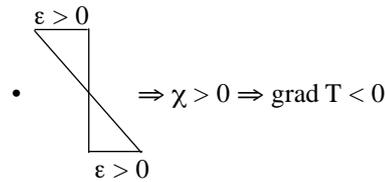
$$\Delta T_n = \frac{(\epsilon_i^{sup} + \epsilon_i^{inf}) + (\epsilon_j^{sup} + \epsilon_j^{inf})}{4\alpha}$$

$$\chi_n = \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon_i^{sup} - \epsilon_i^{inf}}{c} + \frac{\epsilon_j^{sup} - \epsilon_j^{inf}}{c} \right) = \frac{(\epsilon_i^{sup} - \epsilon_i^{inf}) + (\epsilon_j^{sup} - \epsilon_j^{inf})}{2c} ;$$

$$\text{grad } T_n = \frac{(\epsilon_i^{sup} - \epsilon_i^{inf}) + (\epsilon_j^{sup} - \epsilon_j^{inf})}{2c \cdot \alpha}$$

Donde “c” es el canto de la sección y “α” el coeficiente de dilatación térmica del hormigón y con el siguiente criterio de signos.

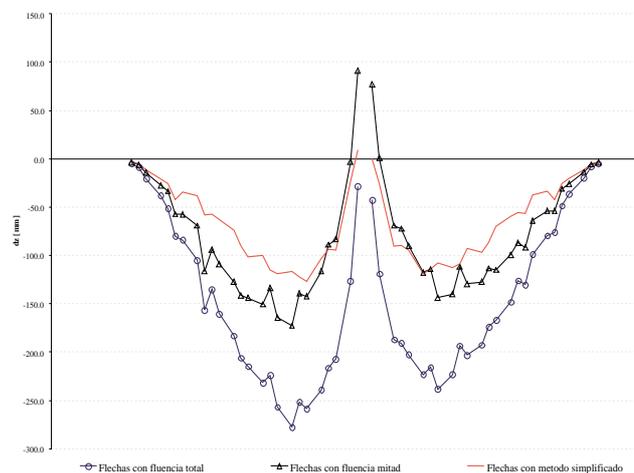
- $\epsilon > 0 \Rightarrow$ compresiones \Rightarrow Acortamientos $\Rightarrow \Delta T < 0$



5.3.5 Conclusiones

Durante el proceso constructivo se analizaron mas de 120 escalones de carga y en cada uno de ellos se acumulaban las tensiones en la fibra superior e inferior de cada sección debidas al fase a fase y a la propia reología, se calculaba el desplazamiento del plano de deformaciones debido a la retracción que depende únicamente de la edad de ese hormigón y del tiempo transcurrido desde la fase anterior. A esto se le sumaba la traslación y giro del plano de deformaciones debido a la fluencia durante el plazo entre fases. Una vez finalizada la construcción y colocada el resto de cargas permanentes se introdujeron otros 20 escalones de tiempo hasta $t=10000$ días, comprobándose que con un numero menor de escalones de tiempo, esto es, para intervalos de tiempo muy grandes, se producía cierta inestabilidad en el proceso de calculo. En el gráfico adjunto se puede apreciar al evolución de la flecha por efectos reológicos en el extremo de una de las dovelas del arco desde su hormigonado hasta 10000 días.

Los cálculos se han realizado con un coeficiente de fluencia de ϕ , y se han repetido con $\phi/2$ que es la fluencia para este tipo de hormigones según el anejo 11 de la EHE, siendo los resultados en deformaciones los que se indican en el gráfico. Si se compara las flechas elásticas más diferidas a tiempo infinito obtenidas por el método simplificado con las flechas obtenidas mediante un cálculo multipaso con $\phi/2$ y con ϕ se puede observar la buena coincidencia del método simplificado con el cálculo multipaso con $\phi/2$



Del análisis de la instrumentación que se está llevando a cabo en estos momentos se sacarán conclusiones acerca de la fiabilidad del modelo reológico empleado, que al ser altamente dependiente de los parámetros ambientales dificulta su posible ensayo en laboratorio en condiciones de humedad y temperatura similares a las de la obra.

El hecho de tener en cuenta los fenómenos reológicos durante la construcción tiene influencia en deformaciones pero influye mucho menos en tensiones. Otro cálculo paralelo a éste ha sido realizado por la asistencia técnica [Manuel Julia (AEPO)] con conclusiones semejantes.

El Arco de los Tilos en la Isla de La Palma (Canarias)

Los Tilos Arch on La Palma Island (Canary Islands)



Santiago Pérez-Fadón

ICCP. Director Técnico de Ferrovial-Agromán



José Emilio Herrero Benítez

ICCP. Jefe de Área de Puentes de Ferrovial-Agromán



Juan José Sánchez

ICCP. Ingeniero de Puentes de Ferrovial-Agromán



Marcos Sánchez

ICCP. Ingeniero de Puentes de Ferrovial-Agromán

RESUMEN

Este artículo es una puesta al día de la comunicación presentada en el Segundo Congreso de ACHE celebrado en Madrid en Noviembre de 2002. Por entonces el proyecto de construcción estaba terminado y la obra estaba iniciada. Ahora la obra se ha terminado y el puente se ha inaugurado con presencia de las autoridades locales y estatales el día 18 de Diciembre de 2004. Así, en este artículo, se ha revisado el conjunto de aquella comunicación, se han suprimido los antecedentes administrativos, se han concentrado en una ficha técnica las personas que han participado, se han suprimido referencias a otros arcos (Waxian y Martín Gil), se ha mejorado la explicación de las fórmulas para obtener los valores de la apertura del arco: $N0$ y $M0$, se han separado claramente los capítulos de proyecto 3 y 4 de los de construcción 5 y 6, se han añadido las mejores fotos de la construcción y se ha incluido un capítulo entero nuevo sobre los problemas habidos durante la ejecución.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera comarcal C-830 de la isla de La Palma en Canarias bordea la isla

por el Este. La carretera ha sido objeto de obras de acondicionamiento a las exigencias del tráfico actual, estas obras incluyen un gran viaducto en el tramo Tenagüa-Los Sauces. Este viaducto es un arco que salva el barranco de Los Tilos que se sitúa al final de un gran parque natural. En lo que sigue, al viaducto le denominaremos arco de "Los Tilos", tomando para él el mismo nombre del barranco que atraviesa. (Figura 1.)

ABSTRACT

This article updates the paper presented during the Second ACHE Conference held in Madrid in November 2002. At that time, the construction project was already finished and the construction works had started, at the present time the construction works have been completed and the bridge was officially opened with the presence of local and state authorities



Figura 1. Vista general del arco de Los Tilos.
Figure 1. General view of the Los Tilos arch.

on 18 December 2004. Hence, this article reviews that paper as a whole, removing the administrative background and referencing the persons involved in the technical specifications; references to other arches (Waxian and Martin Gil) have been removed and improved the description of the formulas to obtain the crown jack opening figures: N_0 and M_0 ; project chapters as well as 3 and 4 have been clearly separated from the construction chapter 5 and 6; better photos of the construction have been added and included a completely new chapter on the problems encountered during the execution.

1. INTRODUCTION

The C-830 regional road on the island of La Palma in the Canaries goes around the island from the East. The road has been subject to conditioning works in order to support the current traffic; these works include a large viaduct in the section between Tenagüa – Los Sauces. This viaduct is an arch that overcomes the Los Tilos gully located at the end of a natural park. In the following text, the viaduct has been called the “Los Tilos” arch, assuming the same name as the gully it crosses. (Figure 1.)

The Los Tilos gully is very deep and its slopes very steeply. In particular the South slope is almost vertical and

around 150 m deep. The North side is not as vertical, but its slope is also very steep. The gully has a volcanic origin, just like the entire island; with basalt rock of average quality alternated at random with ash areas. The distance between the two sides of the gully is about 105 m at the bottom and increases to 290 m at the top. The distance at the height of the arch foundations is about 250 m. Therefore the arch has a span of 255 m.

This last figure is highly significant. It is an arch with a span of 255 m and this means we are talking about one of the largest arches in the world.

2. THE LARGEST CONCRETE ARCHES IN THE WORLD

The Fourth International Conference on Arch Bridges was held in Barcelona in November 2004: Arch'04. Some of the papers presented there describe a series of arches under execution in China that will soon change the ranking of arches with longest spans in the world. We have tried to establish this ranking at the end of 2004 based on information available on the Internet and have produced a list of the 20 longest concrete arches in the world. Table 1.

The Los Tilos arch with its 255 m span is ranked 13th in this table of the

El barranco de los Tilos es muy profundo y sus laderas muy escarpadas. En particular la ladera Sur es un acantilado casi vertical de unos 150 m de profundidad. La ladera Norte no es tan vertical, pero su pendiente es también muy grande. El barranco, como toda la isla, es de origen volcánico; pero los Basaltos no son de muy buena calidad y alternan desordenadamente con zonas de cenizas. La distancia entre las dos laderas es de unos 105 m en el fondo y, al ir subiendo, aumenta hasta unos 290 m en coronación. En el nivel donde sitúan las zapatas del arco es de unos 250 m. Así la luz del arco resulta de 255 m.

Este dato es muy significativo. Se trata de un arco de 255 m de luz y ello hace que estemos hablando de uno de los arcos más grandes del mundo.

2. LOS ARCOS DE HORMIGÓN MÁS GRANDES DEL MUNDO

En Noviembre de 2004 se celebró en Barcelona la Cuarta Conferencia Internacional sobre Puentes en Arco: Arch'04. En sus diferentes comunicaciones se incluyen una serie de arcos en ejecución en China que próximamente harán variar sensiblemente el ranking de arcos de mayor luz del mundo. Hemos tratado de establecer este ranking a finales del 2004 basándonos en la infor-

Tabla 1. Ranking de arcos de hormigón más grandes del mundo a finales del 2004
Table 1. Ranking of longest concrete arches in the world at the end of 2004

Ranking	Nombre Name	Luz (m) Span (m)	País Country	Año Year	Ranking	Nombre Name	Luz (m) Span (m)	País Country	Año Year
1	Wanxian	420	China	1997	11	Chateaubriand	261	France	1991
2	Krk-1 (east Span)	390	Croatia Croacia	1980	12	Takamatu	260	Japan	2000
3	Jianghiehe	330	China	1995	13	Los Tilos	255	Spain	2004
4	Yongjiang	312	China	1998	14	Wilde Gera	252	Germany	2000
5	Gladesville	305	Australia	1964	15	Shibenik	246	Croatia	1966
6	Amizade	290	Brasil Brazil	1964	16	Barelang	245	Sumatra	1998
7	Bloukrans	272	Suráfrica South Africa	1983	17	Tuanku Tambusai	245	China	1998
8	Arrabida	270	Portugal	1963	18	Krk-2 (west Span)	244	Croatia	1980
9	Sanan	270	China	1998	19	Xiaonanmen	240	China	1990
10	Sandö	264	Suecia Sweden	1943	20	Beppu-Myouban	235	Japan	1989

mación existente en Internet y hemos obtenido la tabla con la lista de los 20 arcos de hormigón más grandes del mundo. Tabla nº 1.

En esta tabla de los arcos más grandes del mundo, se puede ver que el arco de Los Tilos, con sus 255 m de luz, se situaría en decimotercera posición de esta tabla. Así pues esta comunicación trata de uno de los arcos más grandes del mundo como se decía en la introducción.

3. EL PROYECTO. DESCRIPCIÓN DEL ARCO DE LOS TILOS

En este apartado se describe el proyecto de construcción del arco de los tilos. Aunque este apartado trate del proyecto, es necesario explicar cuál fue el proceso de construcción contemplado para hacer el proyecto, existiendo después otro apartado que explica cómo se realizó efectivamente la construcción y los problemas que se tuvieron durante la misma.

3.1. Descripción General

En lo que sigue se describen las principales características del arco de Los Tilos (Figura 2). La estructura completa consta del arco propiamente dicho y sendos viaductos de acceso en cada ladera. La longitud total resulta de 319 m. Los viaductos de acceso tienen 32 m de longitud con

dos vanos cada uno de 15 y 17 m respectivamente. Sobre el arco hay otros 15 vanos de 17 m de luz. El arco tiene una luz de 255 m y su flecha es de 46.20 m, así la relación luz flecha es de 5.52. Es decir el arco tiene una forma clásica, bastante peraltado, lo cual, desde el punto de vista estético, es menos comprometido y, desde el punto de vista estático, determina que los esfuerzos axiales sean menores que con un arco más rebajado. El puente es casi simétrico, tiene igual número de vanos de igual luz a derecha e izquierda, pero la rampa longitudinal en el sentido del kilometraje junto con la diferencia de cota del terreno en ambas laderas, hace que las pilas y el estribo Norte sean inevitablemente más altas que las del Sur. Esto, aparte de su repercusión en el efecto estético, produce durante la construcción una estructura más flexible en el semi-arco Sur que en el Norte, lo cual tiene algunas consecuencias en el comportamiento estructural como luego se verá. En cualquier caso se ha realizado un diseño tan simétrico como ha sido posible y para ello ha sido necesario hacer un estribo muy alto para el viaducto de acceso en el lado Norte.

3.2. La sección transversal del arco, sus materiales

La sección transversal y disposición de materiales de la estructura responde al proceso de construcción. Este procedimiento (Figura 3) consiste, a grandes rasgos, en ir avanzando en voladizo

largest arches in the world. Therefore this paper discusses one of the biggest arches in the world, as stated in the introduction.

3. THE DESIGN PROJECT. DESCRIPTION OF THE LOS TILOS ARCH

This section describes the design project for construction of the Los Tilos arch. Although this section discusses the design project, we should explain the construction process initially designed to execute the bridge; another section afterward will cover the real construction process and the problems encountered during execution.

3.1. General description

The following is a description of the main characteristics of the Los Tilos arch (figure 2). The complete structure includes the arch itself and two access viaducts on either side. The complete bridge length is 319 m. The access viaducts are 32 m long at both sides of the main span, with two spans each of 15 and 17 m. Over the arch, the deck is connected with the arch in another 15 spans of 17 m in length. The arch has a span of 255 m and its rise is of 46.20 m; therefore the span rise ratio is 5.52. Hence the arch has a classic form, fairly deep, which from the aesthetic point of view, is less compromising and, from the static point of view means that axial loads are lower than with a lower arch. The bridge is almost symmetrical; it has the same number of spans of equal length on both the right and left. However the longitudinal gradeline plus the difference in height on either side means the piers and abutment of the North side are unavoidably higher than the South side. In addition to its influence of this dissimetry to the aesthetic side, it produces a more flexible structure during construction at the South semi-arch than the North, which has certain consequences to the structural behaviour, as we shall see further below. In any case, the design was performed as symmetrical as possible, avoiding to introduce a different number of spans for the access viaducts, which required a very high abutment on the North side.

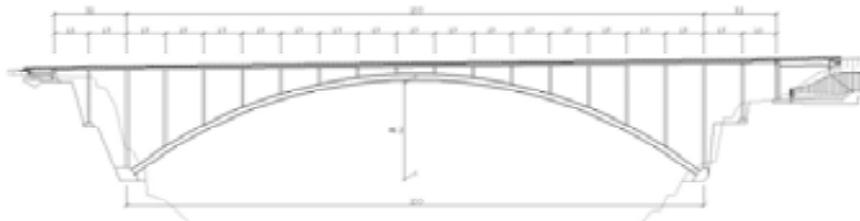


Figura 2. Alzado General del Arco de Los Tilos.
Figure 2. General drawing of the Los Tilos arch.



Figura 3. Proceso de construcción de avance por voladizos con diagonales temporales.
Figure 3. Construction process in cantilever with temporary diagonals.

3.2. The arch cross section, its materials

The cross section and layout of structural materials follows the construction process. In general terms, this procedure (Figure 3) involves progressing in cantilever from both sides. The arch frames are executed in sequence from the abutments as follows for each frame: a) Execution of the corresponding arch section consisting of four segments of varying lengths less than 6 m. b) Placing of a temporary diagonal consisting of steel cables. c) Execution of the end of frame column using climbing formwork. d) Placing of the corresponding steel deck section.

When the two cantilevers reach the centre of the span, the arch is closed with a crown segment that is executed "on site" and after "opening" the two semi-arches with jacks of sufficient strength.

During the cantilever stage, the columns and arches work mainly under compression and therefore have been designed in concrete, the diagonals and deck mainly work on tension and therefore have been designed in steel. Both concrete and steel materials are used in the way that best suits their features. Deepening a little further in the structural behaviour during construction, it is clear that the predominant vertical load is self weight; therefore reducing that load has double financial importance. There are two ways to reduce the weight of concrete:

a) Lightweight concrete.

High strength concrete and reduce thickness beyond the density increase.

In the case of the Los Tilos arch, we have chosen the second option because we personally prefer this kind of concrete for major structures like this one. After selecting steel as the material for the deck, it is also possible to minimize weight during construction. Because the deck consists of two steel beams and a concrete slab on top of them, only the steel part was used during construction, in other words, two longitudinal beams.

Regarding the general dimensions of the cross section (Figure 4), it is impor-

tant to consider that an arch built using this procedure during construction has a very different behaviour to an exempt arch. In fact, we already stated that in the case of loads on their plane act as a truss of great depth and jointly with columns and deck in the case of transversal wind loads. Hence the inertia to be considered on the transversal plane is that of the structure as a whole. For example, the width of the deck is very important, which in this case is 12 m for the finished bridge. During construction, the deck consisted of two steel beams only; therefore the rigidity of the cross bracing between them was fundamental so that the inertia was of the whole and not the sum of individual inertias of the two beams. Furthermore, high strength concrete is more rigid, which resulted in a highly slender structure that represents a record in the bibliography analyzed (see papers of the 2nd ACHE Conference). In order to determine these dimensions second order analysis was performed, obtaining both SLS and ULS scenarios as well as deflections due to

desde ambas laderas. Para ello se realizan sucesivamente los recuadros del arco desde los estribos del mismo con la siguiente secuencia para cada recuadro: a) Realización del tramo de arco correspondiente formado por cuatro dovelas de diferentes longitudes menores de 6 m. b) Colocación de una diagonal temporal constituida por cables de acero. c) Ejecución de la pila del final del recuadro mediante encofrados trepantes. d) Colocación del tramo de tablero metálico correspondiente.

Cuando los dos voladizos alcanzan el centro de la luz se procede a cerrar el arco con la dovela de clave que se ejecuta "in situ" y previa "apertura" de los dos semiarcos mediante gatos de suficiente fuerza.

Durante el voladizo, las pilas y el arco trabajan principalmente a compresión por lo que se han diseñado de hormigón, las diagonales y el tablero trabajan principalmente a tracción por lo que se han diseñado de acero. Así los materia-

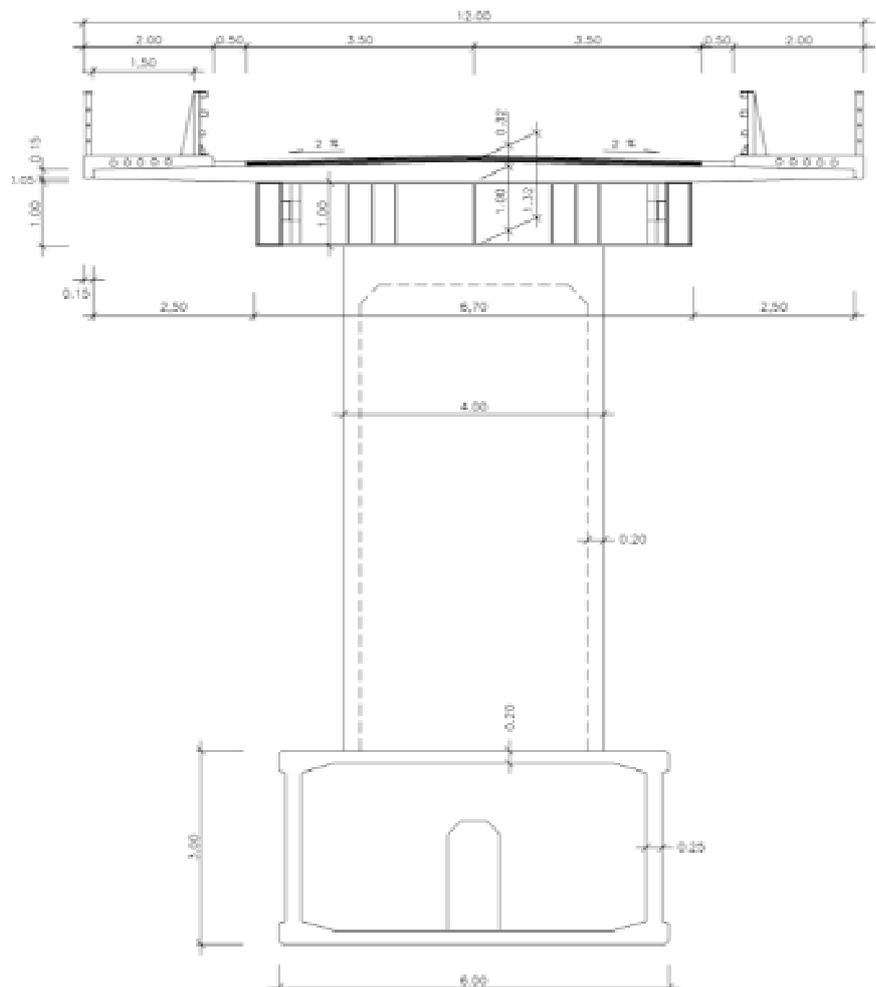


Figura 4. Sección Transversal por pila.
Figure 4. Cross section by column.

les Hormigón y Acero trabajan cada uno al modo para el que están mejor dotados. Si se entra un poco más a fondo en el trabajo estructural durante la construcción, se puede ver que la carga vertical predominante que actúa es la de peso propio, por lo tanto reducir esa carga tiene doble importancia económica. Hay dos vías para reducir el peso del hormigón:

- a) Utilizar hormigones ligeros
- b) Utilizar hormigones de alta resistencia y disminuir los espesores más de lo que aumente la densidad.

En el caso del arco de Los Tilos se ha elegido la segunda porque personalmente preferimos este tipo de hormigones para grandes estructuras como ésta. En el tablero, una vez elegido el acero como material, también se puede economizar peso durante la construcción. Como el tablero se compone de sendas vigas metálicas y un forjado de hormigón encima de ellas, durante la construcción se utilizará solamente la parte metálica, es decir las dos vigas longitudinales.

Referente a las dimensiones generales de la sección transversal (Figura 4), hay que tener en cuenta que un arco construido por este procedimiento tiene durante la construcción un comportamiento muy diferente a un arco exento. En efecto para las cargas en su plano ya se ha dicho que trabaja como una celosía de gran canto y para las cargas de viento perpendiculares a su plano trabaja solidariamente con las pilas y el tablero. Así la inercia que hay que considerar en el plano transversal es la de la estructura en su conjunto. Por ejemplo es muy importante el ancho del tablero que en este caso es de 12 m para el puente acabado. En construcción el tablero está formado sólo por las dos vigas metálicas por lo que es fundamental la rigidez del arriostramiento horizontal entre ellas a fin de que la inercia sea la del conjunto y no la suma de las inercias individuales de las dos vigas. Si además se tiene en cuenta que el hormigón de alta resistencia es más rígido, se ha llegado a una esbeltez para la estructura que constituye un récord dentro de la bibliografía analizada (ver comunicaciones del II Congreso de ACHE). Para fijar estas dimensiones se han hecho cálculos que tienen en cuenta los esfuer-

zos de segundo orden y determinan las situaciones de E.L.S. y E.L.U. así como las flechas que se producen por la carga de viento en construcción y para el puente acabado. Los cálculos se han repetido para diferentes anchos y con diferentes cantos y al final de este estudio se ha llegado a una sección de 6 m de ancho y 3 m de canto. Esto significa una relación luz canto de 85 que está cerca de 100 que es la referencia habitual.

Al mismo tiempo que se hacían los cálculos preliminares para determinar las principales magnitudes de la sección transversal, se puso en marcha con la asesoría de especialistas el estudio de la fórmula de trabajo para un hormigón de alta resistencia.

Inicialmente se había pensado en fabricar un hormigón de resistencia característica a los 28 días de 100 MPa. Se pensaba utilizar los áridos basálticos de la zona, cementos de buena calidad, humo de sílice y superplastificantes de última generación. Sin embargo, por las razones que luego se dirán, no se pudo pasar de 75 MPa. Si bien en obra se consiguieron siempre resistencias por encima de este valor y próximas a 80 MPa.

Al mismo tiempo que se hacían los cálculos preliminares y el estudio de la fórmula de trabajo, se fijaron los espesores de las paredes del cajón. En este caso los espesores mínimos no dependen de los requerimientos estructurales; si no de la posibilidad de puesta en obra del hormigón. Y, si tenemos en cuenta las resistencias tan altas de los hormigones que se pueden fabricar hoy en día, podemos incluso afirmar que la limitación viene de la colocación en obra. Por eso se consultó la opinión de Encargados expertos en colocación de hormigón estructural. Finalmente, como un compromiso entre todos los agentes que intervinieron en el proyecto, se decidió fijar estos espesores en 20 cm para las losas superior e inferior del cajón y 25 cm para las almas que, en principio, tendrían mayor dificultad de colocación. En el primer recuadro, donde las sollicitaciones de flexión son mayores, estos espesores se aumentaron hasta 30 cm y 40 cm respectivamente. De esta manera, después de algunos meses de trabajo, la sección transversal de la estructura quedó fijada como se indica en la figura 4.

wind during construction and after the bridge completion. The calculations were repeated with different widths and varying depths and finally settled on a section that is 6 m wide and 3 m deep. This represents a span depth ratio of 85, which is close to the traditional 100.

At the same time as the preliminary calculations were being performed to determine the main figures of the cross section, a survey was initiated with specialist consultants to determine the components amount of high strength concrete.

Initially it had been planned to make concrete with a characteristic strength of 100 MPa after 28 days. The idea was to use the basalt aggregates in the area, good quality cement, silica fume and last generation superplastifiers. However, for reasons described below, it was not possible to exceed 75 MPa. Although in the construction, the strength obtained was always greater than this value and closer to 80 MPa.

The thickness of the box walls was defined while producing the preliminary calculations and analysis of the concrete components. The minimum thicknesses not only depend on structural requirements, but also on the possibility of laying concrete. And, considering the high resistances of concrete available today, we can also say that the limitation depends on the placing on site. Therefore, we asked for the opinion of workmen experienced in placing structural concrete. Finally, as a compromise of all the agents involved in the project, it was agreed to set these thicknesses at 20 cm for the upper and lower slabs of the box and 25 cm for the web, which initially would be harder to place. These thicknesses increased to 30 and 40 cm respectively in the first frame, where the bending forces are greater. This way, the cross section of the structure was set as specified in figure 4 after a few months.

3.3. Column section

The arch columns (Figure 5) represent an important part of the structure's weight, therefore the same reasons stated for the arch in order to reduce its dimensions and thickness of walls. On the bridge plane, the columns width was designed as varying depending on their

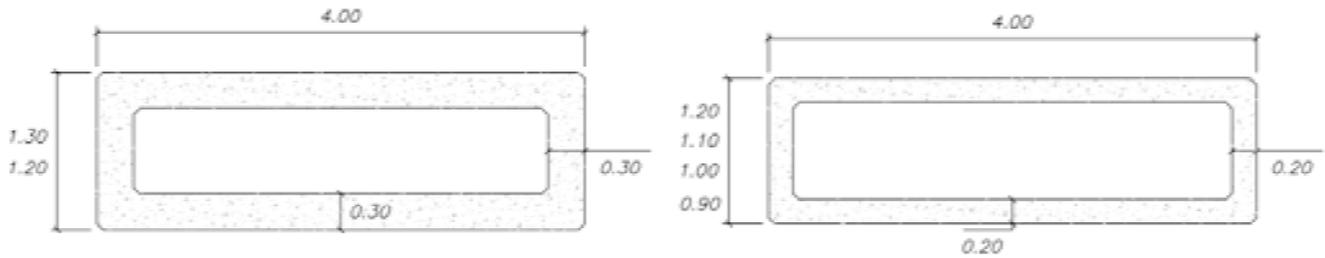


Figura 5. Pilas vanos de acceso y sobre el arco.
Figure 5. Column access spans and over the arch.

height, and on the transversal plane of equal width. Therefore, the columns have varying widths ranging from 4×1.30 m, for the column over the arch abutment (which is the highest), to 4×0.90 m for the ones in the centre of the arch. The columns of the access viaducts have been designed with thicknesses of 30 cm and ordinary concrete and the ones over the arch with thicknesses of 20 cm and high strength concrete (Figures 11 and 12). All these dimensions were considered in the above mentioned calculations in order to analyze the dimensions of the arch and check its sufficiency.

3.4. The deck cross section

The cross section of the steel beams was also subject to several analyses during design (Figure 4). It is obvious that the main mission of these beams is to transmit tension force to the abutment, as they constitute the upper member of the Pratt truss of great depth during the cantilever. This value is com-

pounded on the one hand by transversal wind forces that notably increase tension to one of the two beams. The maximum tension value due exclusively to self weight is about 20 MN and is increased up to 30 MN due to horizontal flexion caused by wind. Furthermore, the construction elements rolling over these beams, specifically the crane, produce local efforts that, in some cases, are simultaneous and therefore must be considered when sizing these beams. Finally, the beams were left with S 355 steel section of 500 MPa of failure stress, 1000 x 400 mm in size and variable steel plate thicknesses ranging from 40 mm to 15 mm depending on section to abutment distances.

In terms of horizontal bracing for wind loads (Figure 6), the combined stiffness of the two beams was analyzed using different web trusses joined horizontally. One of the struts of this truss is mandatory to connect with the piers with a cross beam.

3.3. La sección de las pilas

Las pilas del arco (Figura 5) representan una fracción importante del peso propio de la estructura por lo que había las mismas razones dichas para el arco para disminuir sus dimensiones y el espesor de sus paredes. En primer lugar se decidió que, en el plano del puente, fueran de ancho diferente unas de otras según su altura, y por otra parte que, en el plano transversal, fueran todas de igual ancho. Así las pilas varían sus dimensiones en planta desde 4×1.30 m, para la pila situada sobre el estribo del arco que es la más alta, hasta 4×0.90 m para las que están en el centro del arco. En cuanto a espesores se han diseñado con 30 cm y hormigón ordinario las que están fuera del arco y con 20 cm y hormigón de alta resistencia las que gravitan sobre el arco (Figuras 11 y 12). Todas estas dimensiones se introdujeron en los cálculos citados anteriormente para estudiar las dimensiones del arco y se comprobó su suficiencia.

3.4 La sección transversal del tablero

La sección transversal de las vigas metálicas también fue objeto de estudios varios para su dimensionamiento (Figura 4). Es evidente que la principal misión de estas vigas durante la construcción es transmitir hasta el estribo el tiro de tracción, ya que constituyen el cordón superior de la celosía Pratt de gran canto durante el voladizo. A este valor se añade la acción del viento transversal que incrementa muy notablemente la tracción en una de las dos vigas. El valor de la tracción máxima debida exclusivamente al peso propio es de unas 20 MN y se ve incrementada hasta 30 MN por la flexión horizontal debida al viento. Además los elementos de construcción que ruedan sobre estas vigas, muy particularmente la grúa, pro-

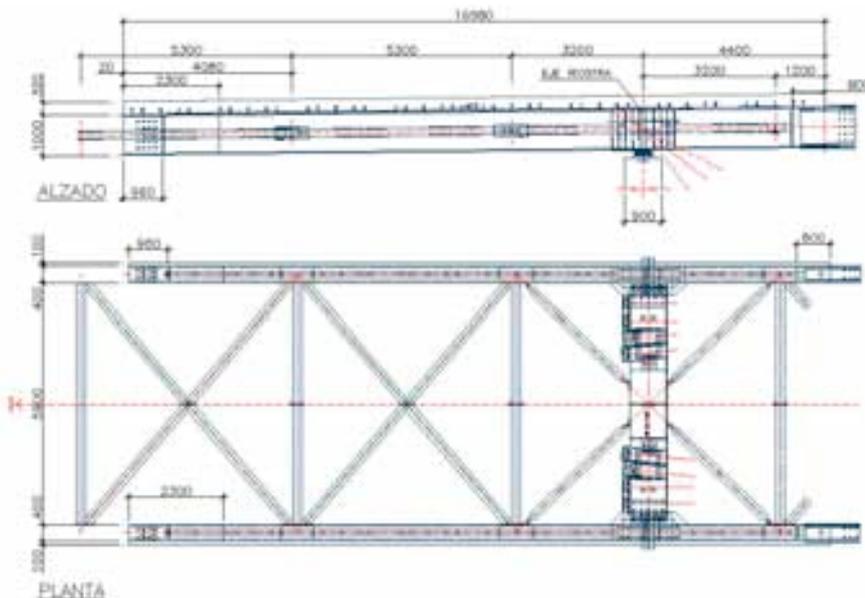


Figura 6. Planta del tablero metálico.
Figure 6. Steel deck.

ducen unos esfuerzos locales que, en según que casos, son concomitantes y por tanto hay que tenerlos en cuenta al dimensionar estas vigas. Finalmente las vigas quedaron con una sección de acero S 355, de 50 MPa de tensión de rotura, de dimensiones 1000 x 400 mm con espesores de chapa variables desde 40 mm hasta 15 mm según las distancias de las secciones al estribo.

En cuanto al arriostramiento contra el viento (Figura 6), se realizaron estudios de rigidez del conjunto de las dos vigas con diferentes almas de celosías uniéndolas en un plano horizontal. Hay que tener en cuenta que uno de los montantes de esta celosía es obligado por tratarse de la traviesa de pila.

En efecto, la pila es más estrecha que la separación de las vigas principales por lo que se ha dispuesto una viga traviesa embrochada a las vigas principales para apoyar sobre la pila. A fin de que la colocación fuera más sencilla y para poder atornillar la viga traviesa a las vigas longitudinales, se dispuso una llave de cortante que, juntamente con cremalleras de taladros ovoides, permitiría absorber las holguras de construcción en lo que se refiere a la posición longitudinal a la que se llegue en la cabeza de las pilas (Ver figuras 13 y 15). Y efectivamente estas holguras pudieron absorberse sin problemas, otra cosa es la rigidez que tiene esta unión en el ajuste vertical entre vigas longitudinales y traviesas como luego se verá.

El resto de montantes y diagonales se tantearon con diversos perfiles, si bien finalmente se eligió como perfil el HEB de 200 mm para todas ellas. La rigidez del conjunto vigas más arriostramiento, con estos perfiles, frente a la flexión horizontal producida por el viento, es del orden del 60% de la que tendría una viga de alma llena. Para este cálculo se ha tenido en cuenta la deformación por cortante de la celosía.

Por otra parte, durante el proyecto, preocupaba la calidad de la soldadura que habría de ejecutarse a 150 m de altura sobre el terreno y en una zona expuesta directamente a los vientos provenientes del Océano Atlántico. Por ello se diseñaron las uniones de los tramos de las vigas principales como uniones pretensadas por medio de tornillos de alta resistencia (Figura 7). Después se extendió la idea a toda la estructura

metálica. Se pensaba durante el proyecto que esto daría una mayor seguridad y que además proporcionaría un montaje mucho más rápido. Como se verá más adelante las cosas no sucedieron exactamente así. En cualquier caso en las condiciones de proyecto se establecieron algunas precauciones para garantizar que se ha introducido la fuerza especificada en cada unión. En suma estas precauciones fueron:

- a) Calibrar frecuentemente las pistolas de apriete.
- b) Estudiar las superficies de rozamiento entre los tornillos y las chapas.
- c) Medir el número de vueltas de apriete de los tornillos.
- d) Con objeto de asegurar un correcto ensamblaje en la obra, realizar en taller un montaje en blanco de 3 tableros consecutivos, incluidas las riostras de pila y el arriostramiento transversal (Figura 16.)

En cuanto al tablero de los viaductos de acceso, se discutió inicialmente si debían ser con tablero de hormigón o mixto como el resto del tablero que está sobre el arco. Se impuso por sí misma la idea de que fueran mixtos, ya que durante la construcción tenían que llevar el tiro horizontal hasta los estribos y, de éstos, al terreno.

In order to simplify the placing and to screw the beams braced to longitudinal beams, a shear key was provided that, together with ovoidal hole sets, could absorb construction looseness in terms of the longitudinal position at the head of the columns (see figure 13 and 15). And in fact the looseness was absorbed without any problems; quite different is the rigidity of this joint in the vertical adjustment between longitudinal and cross beams, as will be seen later.

The rest of struts and cross beams were tested with different profiles, finally choosing 200 mm HEB as the profile for all. With these profiles, the rigidity of the beams plus horizontal bracing for wind loads, considering the shear distortion of the truss, is around 60% of what would be provided by a solid web beam.

On the other hand, during the project, the quality of the welds to be executed at 150 m above the surface was a concern, especially in an area directly exposed to winds from the Atlantic Ocean. Unions were designed for the main beam sections as high strength prestressed bolt joints (Figure 7). Then the idea was extended to the entire steel structure. During the project it was thought this would provide greater rigidity and furthermore, provide for a much faster assembly. As explained further below, things did not happen as expected. In

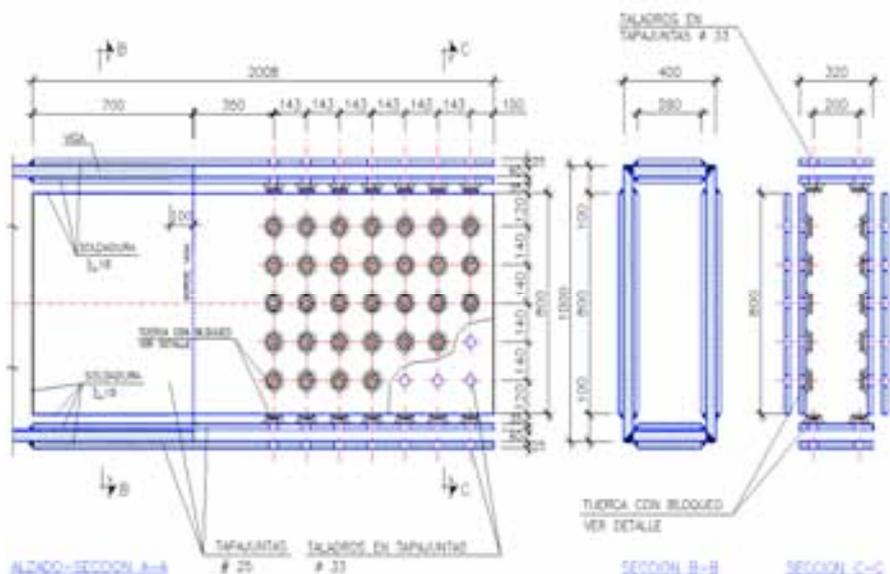


Figura 7. Uniones vigas principales.
 Figure 7. Main beam unions.

any case and considering the project conditions, certain precautions were established in order to guarantee the strength specified in each joint. In summary, these precautions were:

- Frequently recalibrate automatic tensioning wrenches.
- Review the friction area between bolts and steel plates.
- Measure the number of turns for tensioning the bolts.
- In order to ensure proper assembly at the site, an undeformed test assembly of 3 consecutive segments was performed including horizontal truss beams (Figure 16).

Regarding the deck on the access viaducts, there were some initial discussions considering whether they should be made with concrete slabs or composite like the rest of the deck over the arch. The idea of composite was finally selected, as the construction required conveying the horizontal force to the abutment and from these to the ground.

3.5. Abutments and anchorage to the ground

The abutment on the South side is relatively low. It has less than 6 m in height from the lower face of the foundation to the road surface; however it is proportionally very long because it needs space for anchorages that will provide the reaction to balance the deck force during construction.

The North abutment (Figure 8) is much higher because the road gradient slopes up at 1.14% from the South abutment and that the land is about 10 m lower. Hence this abutment has one of 20 m in height and must support the horizontal reaction of the cantilever at that height during construction. At this height it seems necessary to avoid the land pushing. The normal thing would be to build an open abutment with a front berm that could balance the push; however in this case, there was not enough space in front of the abutment and the goal was to precompress the abutment with back stays to balance the horizontal reaction of the deck, as had been done at the South abutment, and therefore has been designed as a hollow abutment.

A hollow abutment is basically a box (even with roof) that is missing the back wall where the fill would be retained; because this wall is missing, the fill lays inside the box with its natural slope and forms a cone on the outside. There are no earth pressure if the abutment is long enough that the fill does not reach the front wall. Furthermore, this box has sufficient capacity to anchor the cables on its upper longitudinal edges and pre-stress them to the ground.

Inside the concrete walls, the abutment establishes a nodal zone between various compression struts; in order to analyze the balance of this nodal zone, the external forces that work on the abutment are checked:

- The deck, which is the upper member in tension of the Pratt truss, pulls

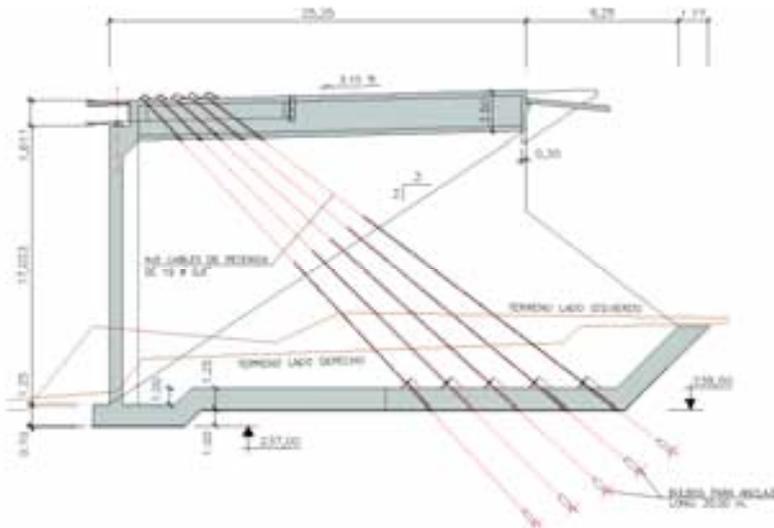


Figura 8. Alzado estribo norte.
Figure 8. North abutment drawing.

3.5. Los estribos y el anclaje al terreno

El estribo del lado Sur es relativamente bajo. Tiene menos de 6 m de altura desde la cara inferior de la zapata hasta la rasante de la carretera; sin embargo es proporcionalmente muy largo debido a que se necesita espacio para los anclajes que van a proporcionar la reacción para equilibrar el tiro del tablero durante la construcción.

El estribo Norte (Figura 8) es mucho más alto debido a que la rasante de la carretera sube con el 1,14% desde el Estribo Sur y a que el terreno está unos 10 m más bajo. Así este estribo tiene uno 20 m de altura y tiene que soportar a esa altura la reacción horizontal del voladizo durante la construcción. Con esta altura parece necesario evitar el empuje de las tierras. Lo habitual sería hacer un estribo abierto con una berma delantera que equilibrará dicho empuje; sin embargo en este caso no se disponía de espacio delante del estribo y además se deseaba pre-comprimir el estribo con los cables de retenida para equilibrar la reacción horizontal del tablero al igual que se ha hecho en el estribo Sur, por lo que se ha diseñado como estribo hueco.

Un estribo hueco es un cajón (incluso con techo) al que le falta la pared dorsal contra la que empujarían las tierras, al no existir esta pared las tierras penetran en talud al interior del cajón y forman un cono por el exterior. Si el estribo es suficientemente largo para que las tierras no alcancen la pared frontal no se producen empujes. Por otra parte este cajón tiene la suficiente capacidad para poder anclar en sus aristas longitudinales superiores los cables y pretensar el conjunto contra el terreno.

En el hormigón del estribo se establece un nudo entre varias bielas de compresión, para analizar el equilibrio de este nudo se analizan las fuerzas exteriores que actúan sobre el estribo:

- El tablero, que es el cordón superior en tracción de la celosía Pratt, tira del estribo casi horizontalmente. El tablero se ancla al estribo introduciéndose en él una cierta longitud de anclaje por detrás del nudo. Para anclarlo se disponen conectadores en una cierta longitud y como seguridad adicional

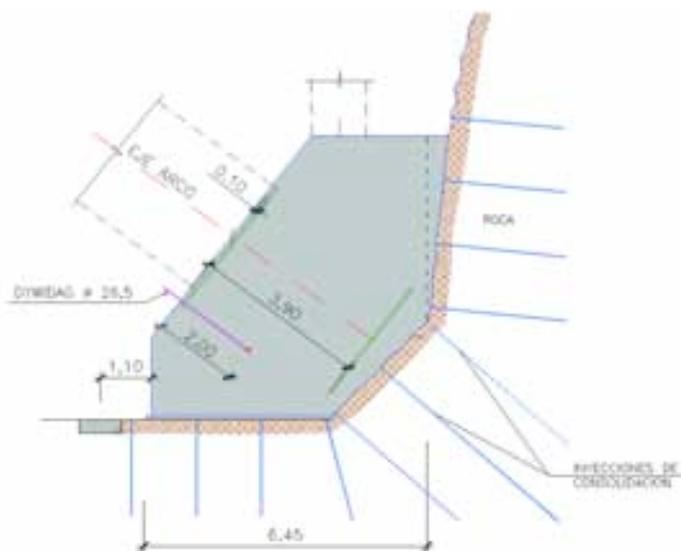


Figura 9. Inyecciones de consolidación.
Figure 9. Consolidation injections.

una placa al final del mismo. El tablero al tirar produce una biela de compresión en el hormigón del estribo que le rodea.

b) Los anclajes superiores de los cables situados en la parte superior de las paredes del estribo por encima de las vigas del tablero, producen unas bielas de compresión en el hormigón del estribo que hay debajo de ellos.

c) La reacción del terreno contra la zapata del estribo produce unas bielas de compresión en el hormigón de dicha zapata del estribo. Así, estas tres bielas de compresión se equilibran en el hormigón del estribo. Precisamente en esa zona donde se equilibran las bielas el hormigón del estribo se ha proyectado de alta resistencia. Por otra parte, analizando las fuerzas exteriores que actúan sobre los cables, se tiene una reacción del estribo que “tira” de los anclajes de los cables hacia arriba y una reacción en el bulbo inyectado en la roca que “tira” de los cables hacia abajo, con lo cual se cierra el equilibrio.

Hay un total de 4 grupos de cables. Cada grupo es de 5 tendones y cada tendón es de 19 cordones de 0.6” de diámetro (Figura 8). La fuerza de tesado es del 60% de su fuerza característica de rotura es decir 30 MN. Como los cables están inclinados entre 40° y 50° proporcionan una componente horizontal de 42 MN que son los que equilibran el tiro del tablero.

3.6. Las cimentaciones

Las laderas del barranco, como el resto de la isla son de origen volcánico. Están formadas por una alternancia de basalto vacuolar y escorias o piroclastos. Esta alternancia es desordenada y no se configura en forma de capas continuas más o menos horizontales de uno y otro material. Además hay abundancia de fracturas o chimeneas volcánicas con o sin relleno piroclástico. En la etapa del proyecto de construcción se han realizado trece sondeos para estudiar las cimentaciones de estribos y pilas; sin embargo la distribución de los materiales es tan aleatoria y la presencia de cuevas tan abundante que ha habido que recurrir a estudiar las cimentaciones “in situ” una vez abiertas las excavaciones. Así en los casos que ello ha sido posible se ha profundizado la excavación para encontrar un nivel de basalto y desde allí recrecer con hormigón pobre.

En el caso de las zapatas del estribo del arco (Figura 9), un cálculo como sólido rígido daría tensiones muy altas, del orden de 1,2 MPa, sin embargo el cálculo se ha hecho con un programa de diferencias finitas en tres dimensiones FLAC 3D que permite tener en cuenta la redistribución tensional bajo la zapata, producida al asignar al suelo un modelo constitutivo rígido plástico con criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb, lo que se traduce en menores tensiones de pico, y en esas condiciones que la plastificación del terreno sea no significativa.

the abutment almost horizontally. The deck is anchored to the abutment introducing a certain length of anchorage behind the nodal zone. Shear connectors of certain length are provided to anchor it, including a plate at the end for additional safety. As the deck pulls it produces a compression strut in the concrete of the abutment that surrounds it.

The upper anchorages of stays located in the upper part of the abutment walls over the deck beams produce compression struts in the concrete of the abutment below them.

The reaction of the land against the abutment foundation produces compression struts in the concrete of the abutment foundation. Hence these three compression struts are balanced in the abutment concrete. Precisely in this zone where the concrete struts are balanced, the abutment was designed of high resistance. On the other hand, analyzing the external forces that work on the stays: the abutment “pulls” the stay anchorages upwards and the box injected into the rock “pulls” the cables down, which balances the forces.

There is a total of 4 groups of cables. Each group consists of 5 strands and each strand is of 19 members of 0.6” diameter (Figure 8). The stress strength is 60% of its characteristic failure load, i.e.: 30 MN. As the cables are sloped between 40° and 50° they provide a horizontal component of 42 MN, which balance the deck pull.

3.6. Foundations

As it was described in the introduction, the slopes of the gully - like the rest of the island - are of volcanic origin. They are formed by alternating vacuolar basalt and slag or pyroclasts in a disorganized manner; the layers between one material and the other are not laid horizontally. Furthermore, there is an abundance of fractures or volcanic chimneys, with and without pyroclastic filling. Thirteen tests were performed during the modified design stage to review the foundations of abutments and columns; however the distribution of the materials is highly random and caves are highly abundant that it was decided to analyze the foundation

"in situ" after opening the excavations. Hence, in the cases where it was possible, the excavation went deeper in order to find a basalt layer and from there lay poor concrete.

In the case of the arch abutment foundations (Figure 9), a rigid solid calculation would provide very high tension values, around 1,2 MPa; however the calculation was done with design concept of finite variations in three dimensions FLAC 3D, which considers the tensional redistribution under the foundation, produced by assigning a rigid-plastic constitution model with Mohr-Coulomb type failure criteria; this results in less peak tensions, and in these conditions, the plastification of the ground is minimized.

In any case, and in order to guarantee that the actual terrain and the model matched, we designed: on one hand a concrete filling for the greater caves that appeared on the slope below the arch abutment; and on the other, a campaign of systematic 1.50 x 1.50 m grid injections below and behind the arch foundation (Figure 9).

4. CALCULATION CRITERIA

This section describes some of the criteria used in the arch calculation from a conceptual point of view. The various papers on this matter published during the 2nd AHE Conference held in Madrid, November 2002 provide greater detail on this matter.

4.1. The arch anti-funicular, creep and crown jack opening

The basic idea about the structural behaviour of an arch is to resist compression. Or said in less modern terms: the wandering thrust line must not exceed the section kernel. The thrust line is the line formed by the points of all arch transversal section where the compression forces plus the bending moments are reduced to a compressed force as the only result. In fact, these terms are less current because modern materials provide resistance to tensions caused by flexion. The layout of reinforcements, bond strength, resistance of concrete to compression, prestressing,

etc. are factors that make designers not increase their concern about the thrust line coming out of the arch kernel. The tensions generated will be absorbed by the reinforcement and the arch will work in perfect flexion. And so it is; but minimizing financial cost is obtained by making the thrust line separate as little as possible from the kernel. Another specific paper would be required at the Conference to discuss the binomial Engineering vs. Cost of construction; suffice it to say that in my opinion, this is a subject that does not worry our engineers as much as it should.

Returning the Los Tilos arch, the idea that governed this design was to achieve the most accurate load antifunicular. The first thing is to specify the load of the antifunicular. And the answer seems easy: for the permanent load. However it is not as simple because the arch has time dependent shrinkage and creep movements, as well as an average arch temperature depending on the day of the year. So a choice had to be made, and this is what was decided in this case: that the antifunicular should be for permanent loads after finishing the shrinkage and creep process (most will have occurred within a ten year period approximately) and for the day when the arch has a temperature equal to the average annual temperature. It seems logical to select the antifunicular for after the shrinkage and creep, because it will spend approximately 90 of its expected life of 100 years in that situation; and only ten in transitory situations with decreasing creep.

How can the antifunicular be made for after the creep? The answer is not simple as the arch goes through construction phases that result in self weight efforts at the end that have no comparison if the same arch had been built entirely over arched falsework. Hereinafter the stage by stage efforts are called M_{pp}^I ; and the efforts caused by self weight on the finished arch are called M_{pp}^{II} . Creep induces changes as if part of the applied loads in the initial static scheme work on the final static scheme and drive forces diagrams to an intermediate situation between them. Notice that in reality the arch only has the stage by stage efforts diagram for a moment and never has the finish arch efforts diagram. The intermediate situation is traditionally expressed (in an

En cualquier caso para garantizar que el terreno real y el del modelo se correspondían se ha proyectado: por un lado un relleno de hormigón de las cuevas mayores que afloraban a la ladera por debajo del estribo del arco; y por otro lado una campaña de inyecciones sistemáticas en cuadrícula de 1.50 x 1.50 m por debajo y por detrás de la zapata del arco (Figura 9).

4. CRITERIOS DE CÁLCULO

En este apartado se describen desde un punto de vista conceptual algunos criterios empleados en el cálculo del arco. Para un mayor detalle en esta materia se pueden consultar las diversas comunicaciones sobre este tema en el II Congreso de AHE que se celebró en Madrid en Noviembre del año 2002.

4.1. El antifunicular del arco, la fluencia y la apertura en clave

En cada sección transversal del arco hay un punto en el que el sistema vectorial que componen los esfuerzos sobre esa sección se reduce a una resultante única. Se denomina línea de presiones a la línea formada por esos puntos de todas las secciones transversales del arco. La idea básica para el trabajo estructural de un arco es que resista a compresión simple o compuesta. O dicho en términos que han perdido actualidad: que la línea de presiones no se salga del núcleo central de la sección. Y en efecto estos términos han perdido actualidad porque los materiales modernos permiten resistir las tracciones producidas por la flexión. La disposición de armaduras, la adherencia, la resistencia del hormigón a compresión, el pretensado, etc. son factores que hacen que los proyectistas no se preocupen mayormente de que la línea de presiones se salga del núcleo central del arco. Las tracciones a las que dé lugar se absorberán con la armadura y el arco funcionará en flexión perfectamente. Y así es; pero el coste económico mínimo se obtiene haciendo que la línea de presiones se separe lo menos posible del núcleo central. Sería necesaria en esta revista otro artículo específico para hablar sobre el binomio Ingeniería versus Coste de la obra, baste decir aquí que, en opinión de quien suscribe, es un

tema que no preocupa como debiera a nuestros proyectistas.

Volviendo al arco de Los Tilos, la idea que ha presidido este proyecto ha sido conseguir el antifunicular de cargas más exacto posible. Lo primero que hay que hacer es especificar la carga del antifunicular. Y la respuesta parece fácil: para la carga permanente. Sin embargo no es tan sencillo, porque el arco tiene movimientos reológicos de retracción y fluencia, así como una temperatura media del arco según el día del año en que se encuentre. Pues bien hay que realizar una elección y la que se ha tomado en este caso ha sido: que el antifunicular sea para las cargas permanentes después de haber terminado el proceso de retracción y fluencia (la mayor parte se habrá producido en unos diez años aproximadamente) y para el día en que el arco tenga como temperatura media la media del año. Parece lógico elegir el antifunicular para después de la retracción y fluencia, pues si la vida útil del arco son 100 años, va a estar aproximadamente 90 años en esa situación; en tanto que sólo 10 en situaciones transitorias con fluencia decreciente.

¿Cómo se puede hacer que el antifunicular lo sea para después de la fluencia? La respuesta no es sencilla ya que el arco pasa por unas fases de construcción que dejan al final de la misma unos esfuerzos de peso propio que nada tienen que ver con los que tendría el mismo arco construido completo sobre una cimbra. A los esfuerzos de fase a fase se les denomina en lo que sigue M_{ppI} ; y a los esfuerzos producidos por todo el peso propio actuando sobre el arco terminado M_{ppII} . La fluencia va a producir un cambio de esquema estático cuyo resultado es como si parte de las cargas aplicadas en el esquema estático inicial actuasen en el esquema estático final y llevaran las leyes de esfuerzos a una situación intermedia entre uno y otro. Obsérvese que en realidad el arco sólo tiene por un instante la ley de esfuerzos de fase a fase y que nunca tiene la ley de esfuerzos de arco terminado. La situación intermedia habitualmente se expresa (de un modo sólo aproximado) mediante la ecuación :

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II}$$

en la que c es un coeficiente que depende de la fluencia y que en el caso de los hormigones de alta resistencia con

humo de sílice es del orden de $c = 0.5$. Así pues, parece que si elegimos el antifunicular para después de la fluencia se debería ajustar a una ley de esfuerzos que es suma de esta ley más la del resto de cargas permanentes que actúa sobre el esquema estático de arco terminado: M_{rcp}^{II} . En una forma práctica esto se ha hecho del siguiente modo:

a) Se ha dado al arco la geometría del antifunicular que pasa por clave y estribos (se ha fijado pues la relación Luz Flecha) y se ha obtenido la poligonal que responde al antifunicular de las cargas de peso propio (no sólo del arco sino también pilas y tablero cada una actuando en su posición) más el resto de la carga permanente (la cual es lineal sobre el tablero). Este funicular respondería bien a dos de las tres leyes de esfuerzos que se citaban antes. Pero no se ajusta a la parte de la ley que proviene del esquema estático fase a fase.

b) Para ajustar esta ley se utiliza una ley que se puede introducir en el arco (se trata estrictamente hablando de un pretensado) con la operación de apertura en clave. En esta apertura introducimos un esfuerzo axial N_0 y un momento flector M_0 en la clave del arco.

Para determinar estos valores se hacen las dos igualdades siguientes:

b.1.) En la **sección de los estribos** se establece el siguiente equilibrio de los momentos que actúan en ella (se actúa con la media de los dos estribos por la pequeña asimetría del arco):

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

b.2.) En la **sección de clave** se exige la misma condición:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

De estas dos ecuaciones se obtiene N_0 y M_0 que en este caso han sido: 15 MN y 0 m MN. Es interesante resaltar que dado que la ley de flectores M_{pp}^I da momento nulo en clave y que la ley M_{pp}^{II} da momento nulo en clave, queda solo la ley M_{rcp}^{II} que da momento casi nulo en clave, por ello el resultado previsible es que M_0 sea prácticamente

approximate fashion) by the following equation:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II}$$

where c is a coefficient that depends on fluency and in the case of high resistance concrete such as silica fume is around $c = 0.5$. Therefore, it would seem that if we select the antifunicular for after the creep, it should be adjusted to an efforts law that is the sum of this diagram plus the rest of permanent loads that work on the static scheme of the finish arch: M_{rcp}^{II} . In practical terms, this was done as follows:

a) Given the geometry of the antifunicular that goes through crown and abutment of the arch (the span length rise ratio established) we obtained the polygonal that responds to the antifunicular of self weight loads (not only of the arch but also of the columns and deck, each one working in its position) plus the rest of permanent load (which is linear on the deck). This funicular would respond well to two of the three forces diagrams mentioned above; but it does not match the part that comes from the stage by stage static scheme.

b) To adjust this diagram, another diagram that can be added to the arch is used (strictly speaking we are talking about prestress) with the crown jack opening operation. We introduce an axial effort N_0 to this opening and a flexion moment M_0 in the crown.

In order to determine these values, the following two equalities are calculated:

b.1.) In the **abutment section** the following equilibrium is established when working on it (working the average of the two abutments due to the small asymmetry of the arch):

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

b.2.) The same condition is required from the **crown section**:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

The result of these two equations is N_0 and M_0 which in this case are: 15 MN

and 0 m MN. It is interesting to highlight that given the flections diagram M_{pp}^I is null at the crown and that the diagram M_{pp}^{II} is null at the crown, leaving only M_{rcp}^{II} which is almost null at the crown, therefore for expectable result is that M_0 will also be null and therefore we can draw N_0 directly from the equation b.1.). This means the axial introduced at the crown should absorb the moment of fitting at the abutment section of the stage by stage diagram by creep coefficient: $c \cdot M_{pp}^I$.

This would only leave to explain the fourth term of these equations and establish the value of $N_0(t)$ in order to achieve the efforts for $M_{NO,MO}^{II}$. Values before or after the creep and shrinkage?

Firstly we shall explain how the fourth term of the formula was calculated. Suppose first that the values $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ are not time dependent and considering the efforts diagram M_{pp}^I did not include the opening effect $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ on the static scheme I, before concreting the crown segment. Therefore, a new value was required that considered this effect, which is $M_{NO,MO}^I$ multiplied by the creep coefficient. Hence the value $c \cdot M_{NO,MO}^I$ would include the effect of the remainder over an infinite time in the opening introduced to the initial static scheme. Next we added the part that is transferred to the final static scheme, which is $(1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II}$. If we accept that the opening efforts difference between both static is minimal (both are fully constrained and the crown moment is very short) we can say that the sum of both terms is equal to:

$$\begin{aligned} c \cdot M_{NO,MO}^I + (1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II} &= \\ = c \cdot M_{NO,MO}^{II} + (1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II} &= \\ = M_{NO,MO}^{II} & \end{aligned}$$

I.e. the formula $c \cdot M_{pp}^I$ does not include the effect of the initial static support conditions of $N_0(t=0)$ and $M_0(t=0)$ because it is included in the term $M_{NO,MO}^{II}$

Finally, we need to determine the values of $N_0(t)$ and $M_0(t)$ to work with. If $t = 0$, our axial would be greater than if $t = \infty$. We could produce a step by step calculation or use an intermediate value. But given this axial is pre-

stressed, it is best to exceed than to fall short from the precise value, in our opinion. As long as this excess prestress does not cause cracking tensions in any fibre of any section in the combination of must unfavourable loads. Hence, we worked with: $N_0(t=0)$ and $M_0(t=0)$ or N_0 and M_0 in short.

4.2. The pier-arch connection

The connection between the arch and deck at the crown, can be configured in two different ways:

- The arch is tangent to the deck at the crown and the connection is strengthened in a specific length on both sides of the tangent point.
- The arch and deck are clearly separated at the crown and short columns are provided to support the deck.

From the aesthetic point of view, the first has the advantage of visually integrating both members; whereas the second has the virtue of highlighting the form of the complete arch, by shifting the crown away from the deck. From the static point of view, we have to consider there is considerable horizontal shear force between the arch and the deck due to braking, heat, shrinkage and creep actions. In the first case, this horizontal shear force is transmitted without problems through the solid part. In the second case, this shear force cannot be absorbed under normal conditions by the centre columns, which are the stiffest and therefore receive most of it (imposed deformation).

In this case, what was done was to provide the central columns over the arch with neoprene-Teflon bearings between them and the deck; this way the horizontal force is distributed among them and the rest of columns and abutments without a fixed point. This means they are distributed from the elastic centre so that each action is established depending on the combined rigidities of columns and their supports. It could be said that the deck has been "released" from the arch, allowing horizontal forces to spread throughout the structure.

4.3. Diagonal stays tensioning

The execution in each frame during the cantilevered construction increases

nulo y por tanto podremos obtener directamente N_0 de la ecuación b.1.) Es decir el axil introducido en clave debe anular el momento de empotramiento en la sección de estribos de la ley de fase a fase por el coeficiente de fluencia: $c \cdot M_{pp}^I$.

Quedaría únicamente explicar mejor el cuarto término de estas ecuaciones y establecer con que valor de $N_0(t)$ se deben obtener los esfuerzos de $M_{NO,MO}^{II}$. ¿Valores de antes o después de la fluencia y la retracción?

En primer lugar vamos a explicar cómo se ha deducido el cuarto término de la fórmula. Supongamos primero que los valores $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ no dependen del tiempo y que dentro de la ley de esfuerzos M_{pp}^I no estuviese incluido el efecto de la apertura $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ sobre el esquema estático I, antes del hormigonado de la dovela de clave. Por tanto habría que añadir un término que recogiese ese efecto es decir $M_{NO,MO}^I$ multiplicado por el coeficiente de fluencia. Así el término $c \cdot M_{NO,MO}^I$ recogería el efecto de lo que queda a tiempo infinito de la apertura introducida sobre el esquema estático inicial. Por tanto queda por recoger la parte que se traslada al esquema estático final es decir $(1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II}$. Si admitimos que la diferencia entre ambos esquemas estáticos es mínima (en ambos hay un empotramiento y en ambos el momento en clave es muy pequeño) podemos decir que la suma de ambos términos se puede igualar a:

$$\begin{aligned} c \cdot M_{NO,MO}^I + (1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II} &= \\ = c \cdot M_{NO,MO}^{II} + (1-c) \cdot M_{NO,MO}^{II} &= \\ = M_{NO,MO}^{II} & \end{aligned}$$

es decir en la fórmula $c \cdot M_{pp}^I$ no incluye el efecto sobre el esquema estático inicial de $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ porque está recogido en el término $M_{NO,MO}^{II}$

Queda por determinar con qué valores de $N_0(t)$ y $M_0(t)$ debemos trabajar. Si utilizamos el valor $t = 0$, usaremos un Axil mayor que si utilizamos $t = \infty$. Se podría realizar un cálculo paso a paso o utilizar un valor intermedio. Pero dado que este axil es un pretensado, en nuestra opinión, es mejor pasarse del valor exacto que quedarse corto. Siempre que este exceso de pretensado no produzca tensiones de fisuración en ninguna fibra

de ninguna sección en la combinación de cargas más desfavorable. Así pues trabajaremos con: $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ o abreviadamente N_0 y M_0 .

4.2. La vinculación del arco a las pilas

La vinculación entre el arco y el tablero en los arcos de tablero superior, puede configurarse en dos formas diferentes:

a) El arco es tangente al tablero en clave y se maciza la conexión en una determinada longitud a ambos lados del punto de tangencia.

b) El arco y el tablero están claramente separados en la clave y se disponen pilas cortas en esa zona para soportar el tablero.

Desde el punto de vista estético la primera tiene la ventaja de integrar visualmente ambos elementos; en tanto que la segunda tiene la virtud de destacar la forma del arco completo, al alejarse en clave del tablero. Desde el punto de vista estático hay que tener en cuenta que hay un esfuerzo rasante horizontal importante entre el arco y el tablero debido a las acciones de frenado, térmicas, de retracción y de fluencia. En el primer caso, este esfuerzo rasante horizontal se transmite sin ningún problema a través de la zona macizada. En el segundo caso este esfuerzo rasante no puede ser absorbido en condiciones normales por las pilas del centro que son las más rígidas y por tanto las que mayor proporción de esta sollicitación (deformación impuesta) se llevan.

Lo que se ha hecho en este caso es dotar a las pilas del centro del arco de apoyos de neopreno teflón entre ellas y el tablero, de este modo la fuerza horizontal se reparte entre ellas y el resto de las pilas y estribos sin tener ningún punto fijo. Es decir, se reparten a partir del centro elástico que para cada acción se establece en función de las rigideces combinadas de las pilas y sus apoyos. Se podría decir que se ha "soltado" el tablero del centro del arco, dejando que las fuerzas horizontales se repartan en el conjunto de la estructura.

4.3. El retesado de las diagonales

La ejecución de cada recuadro durante la construcción en voladizo va añadiendo peso que tiene que ser resistido por la parte de estructura ya construida. En particular el esfuerzo cortante que transmiten las diagonales va en aumento. Dado que estas diagonales son cables de alto límite elástico y por tanto de pequeña área resultan muy flexibles. El aumento de la fuerza que las solicita produce alargamientos mucho mayores que la deformación del resto de las piezas (tablero pilas y arcos). Si no se hiciera nada, es decir con diagonales pasivas, estas deformaciones harían que el voladizo no trabajara como una celosía tipo Pratt, sino como una viga Vierendeel con flexiones inaceptables. Por ello resulta necesario construir con diagonales activas. Es decir ir recogiendo estas deformaciones de las diagonales en sucesivas regulaciones de pretensado, dos en cada recuadro. El criterio de estas regulaciones consiste en que la diagonal funcione como si tuviera área infinita. Es decir que no varíe su longitud entre los nudos que une, cuando aumenten las cargas. Como esto no es posible, lo que se hace es regular por pequeños incrementos de tal modo que: antes del nuevo incremento de carga sean más cortas que su valor teórico y después del incremento de carga sean un poco más largas. De esta manera se va oscilando de un lado y otro de la longitud teórica y como estas variaciones son suficientemente pequeñas el comportamiento equivale en la práctica al de área infinita. Con las diagonales activas se tienen unas diagonales cuasi totalmente rígidas, un arco muy rígido y unas pilas bastantes rígidas. Resulta pues, que el tablero es ahora el elemento más flexible. Y de hecho la mayor parte de la flecha que se produce al final del voladizo se debe a la elongabilidad del tablero. Se podrían haber adoptado varias medidas para aumentar la rigidez del tablero (aumentar el área de acero, pretensar por fases el acero, etc.) pero la flecha es lo suficientemente pequeña y no merecía la pena encarecer el puente. Sobre todo teniendo en cuenta que la operación de apertura de la clave va a recoger esta flecha.

the weight, which must be supported by the part of the structure that has been built. In particular the shear effort transmitted by the diagonal increases. Given that these diagonals are stays of high yield steel and therefore with a small diameter, they are highly flexible. The increase in force demanded produces much greater lengthening than the displacements of the rest of members (deck, columns and arches). If nothing were done (using passive diagonals) these elongations would not let the cantilever work as a Pratt truss, but as a Vierendeel beam with unacceptable bendings. Therefore it is necessary to build with active diagonals. This involves collecting these elongations from the diagonals in successive prestress adjustments, two for each frame. The criteria of these adjustments involves that the diagonal works as if it had an infinite area. I.e. its length between nodes should not vary when the loads increase. As this is not possible, what we do is to pre-adjust for small increases so that new load increases are shorter than their theoretical value before and a little longer after. This way, the theoretical length oscillates from one side to the other and as these variations are sufficiently small, the behaviour is equal in practice to the infinite area. Active diagonals provide almost totally rigid diagonals, a highly rigid arch and considerably rigid columns. Therefore, the deck is now a more flexible element. And in fact most of the deflexion that occurs at the end of the cantilever is due to the longitudinal deformation of the deck. Several measures could be adopted to increase rigidity of the deck (increase the steel area, prestress the steel in phases, etc.) but the deflexion is sufficiently small and was not worth increasing the cost of the bridge. Especially considering that the crown opening operation will absorb this deflexion.

5. LA CONSTRUCCIÓN

5.1. El hormigón del arco de los Tilos

Aunque el estudio de la fórmula de trabajo se empezó al mismo tiempo que el proyecto de construcción se ha prefe-

5. THE CONSTRUCTION

5.1. The Los Tilos arch concrete

Although the analysis of the concrete components started at the same time as the construction project, we preferred to include this subject as part of the construction, because the final decision on the concrete was made with the concrete factory on site, using aggregates, cement and addi-

tives that would be used in the construction. The main problem when starting to analyze the components amounts was the poor quality of the aggregates of the island. On one hand, the unconfined compression strength of basalts from the area was much lower than expected. Basalt from the quarries on the island is of the so called vacuolar basalt type, which means it includes an amount of ash or slag in its mass, which due to its small size are included in gravel supplied by the quarries and cannot be removed. Hence the first structural formulas tests with high percentages of superfluidifiers and silica fume resulted in less than 100 MPa that had been initially proposed. The working methods were readjusted and finally saw that 100 MPa would not be achievable with those aggregates.

On the other hand, regarding the availability of fine aggregate on the island, there was no river sand and it is well known that crashing sand produces less docile concrete. As docility was a characteristic as important or more than strength, it was decided to bring sand on boat from Las Palmas where a company sold desert sand. On receiving the first samples of that sand, a simple visual analysis showed it contained small shells, i.e. it was sea sand. This was confirmed later during laboratory tests that showed a high chloride content. Therefore we had to make do with crash sand and hope the superplasticisers would make the concrete workable.

One of the problems of 4th generation superplasticisers is their open window, i.e. the time in which they can be laid after leaving the plant. In our case, we performed preliminary tests to determine this open window and found that under the best temperature conditions it did not exceed 2 hours, this time would be reduced to half approximately with more unfavourable temperatures (heat). If tried to be laid after this time, there were severe docility problems that resulted in concrete cavities and gravel nests.

Finally the characteristic strength of the concrete to be used was set to 75 MPa after 28 days in a cylindrical test and established the following work formula:

– Cement	500 Kg/m ³
– Thick aggregate (5/10 mm)	1140 Kg/m ³
– Fine aggregate (0/4 mm)	670 Kg/m ³
– Water Cement ratio	0.28
– Silica fume	10%
– Viscocrete superplastifier (5-900)	1.7%

There were no problems during construction with this value; the strength was so high that they had to be controlled in cubic test specimen and were above specifications.

5.2. Cantilever progress

This section describes the part of the construction that is specific to this procedure excluding more common processes, such as the excavation of foundations, their concreting, the execution of abutments, columns, etc.

The construction of the bridge started in June 2001 by the deck abutments, execution of anchorage to the ground, excavations on the slopes, injections under the arch abutments and construction of the access viaducts. In April 2002, the travellers were assembled and the cantilever construction method with temporary diagonals was started as such (Figure 10). The process was started with the scaffolding formwork and

rido incluir este tema como parte de la Construcción, porque la determinación final del hormigón se hizo con la planta de hormigón instalada en obra, usando los áridos, cemento y aditivos que se iban a emplear en la construcción. El problema principal que se encontró cuando se comenzó a estudiar la fórmula de trabajo, fue la mala calidad de los áridos de la isla. Por una parte, la resistencia a compresión simple de los basaltos de la zona era mucho menor de lo esperado. El basalto de las canteras que funcionan en la isla es el denominado basalto vacuolar, lo cual quiere decir que incorpora en su masa infinidad de partículas de ceniza o escoria que por su pequeño tamaño están incluidas en las gravas y gravillas suministradas por estas canteras y no se pueden eliminar. Así los primeros ensayos de fórmulas de trabajo con porcentajes altos de superfluidificante y humo de sílice dieron por debajo de los 100 MPa que se habían planteado en principio. Se reajustaron las fórmulas de trabajo y finalmente se vio que, con aquellos áridos, no se podía llegar a 100 MPa.

Por otra parte, respecto a la disponibilidad en la isla del árido fino, no existía arena de río y es sabido que la de machaqueo da hormigones menos dóciles. Como la docilidad era una característica tan importante o más que la resistencia, se decidió traer arena en barco desde Las Palmas donde había una empresa que comercializaba arena del desierto. Al recibir las primeras muestras de aquella arena, un simple análisis



Figura 10. Avance en voladizo con diagonales temporales.
Figure 10. Progress in cantilever with temporary diagonals.

visual determinó que contenía pequeñas conchas, es decir se trataba de arena de mar. Esto fue confirmado después por ensayos de laboratorio que pusieron de manifiesto alto contenido en cloruros. De modo que hubo que conformarse con arena de machaqueo y confiar la trabajabilidad al efecto de los superfluidificantes.

Uno de los problemas que siguen teniendo los superfluidificantes de 4ª generación es el tiempo abierto de los mismos, es decir el tiempo en el que pueden ser colocados en obra a partir del momento que salen de la planta. En nuestro caso se hicieron ensayos previos para determinar este tiempo abierto y se encontró que en las mejores condiciones de temperatura no pasaba de 2 horas, este tiempo se reducía aproximadamente a la mitad con las temperaturas más desfavorables (calor). Si se intentaba colocar pasado este tiempo, se tenían graves problemas de docilidad que daban lugar a coqueas y nidos de gravas.

Finalmente la resistencia del hormigón a emplear quedó fijado en 75 MPa de resistencia característica a 28 días en probeta cilíndrica y para ello se estableció la siguiente fórmula de trabajo:

– Cemento	500 Kg/m ³
– Árido grueso (5/10 mm)	1140 Kg/m ³
– Árido fino (0/4 mm)	670 Kg/m ³
– Relación Agua Cemento	0,28
– Humo de sílice	10%
– Superfluidificante Viscocrete (5-900)	1.7%

Con este valor no se tuvo ningún problema durante la construcción. En general las resistencias estuvieron por encima de la especificada y fueron tan altas que las prensas tuvieron dificultades con las probetas cilíndricas por lo que hubo que utilizar la probeta cúbica.

5.2. El avance en voladizos

En este apartado se describe aquella parte de la construcción que es específica de este procedimiento dejando los procesos más comunes, como pueden ser la excavación de las cimentaciones, el hormigonado de las mismas, la realización de alzados de estribos y pilas etc.

En Junio del año 2001 se inició la construcción del puente empezando por los estribos del tablero, ejecución de los anclajes al terreno, excavaciones de las laderas, inyecciones bajo los estribos del arco y construcción de los viaductos de acceso. En el mes de Abril del año 2002, se montaron los carros y empezó el proceso constructivo de avance en voladizo con diagonales temporales propiamente dicho (Figura 10). El proceso se inicia con el cimbrado, encofrado y hormigonado de la primera dovela de cada semiarco. Esta dovela no puede emplear el carro de voladizos en su totalidad pues para su montaje completo le estorba el estribo del arco. Así que se utilizan los encofrados interior y exterior; pero montados sobre una cimbra provisional que se apoya en la propia excavación del estribo. Sobre esta dovela se monta el carro completo y se procede a hormigonar la dovela n que es una dovela corta (para ajustar longitudes), después se avanza el carro y se atiranta el extremo de la dovela n con tirantes auxiliares, que son aquellos que no permanecen todo el proceso de construcción sino sólo unas fases. En la figura 11 se pueden observar estos tirantes auxiliares que aún no se han quitado en el último recuadro.

Después se hormigona la dovela n+1 que es de longitud normal o sea 6 m aproximadamente, nuevamente se coloca un tirante auxiliar (Figura 11) y se destesa el de la dovela n, posteriormente se hormigona la dovela n+2 que es

concreting of the first segment of each semi-arch. This segment cannot use the cantilever travellers to its full length for full assembly because the arch abutment is in the way. Therefore, interior and exterior formworks were used; but assembled on a temporary arched falsework that is supported by the abutment excavation itself. The complete traveller is mounted on this segment and segment n is concreted (which is a short segment, to adjust lengths); next the traveller is moved forward and the end of the segment n is tied with auxiliary stays, which are not kept during the entire process (only a few phases). Figure 11 shows these auxiliary stays, which have not been removed from the last frame. Then segment n+1 is concreted (which is of normal length, i.e.: 6 m approximately), then an auxiliary stay is placed (Figure 11) and the stay of segment n is unstressed; later, segment n+2 is concreted (which is the column segment and therefore end of the frame); temporary diagonals (stays that will be used during the entire cantilever process) are placed on these column segments. Initially, we had designed two stays for each temporary diagonal, but later it was decided that a loss of oil caused by a broken connector of a jack, a slip of a wedge, or any other operational accident during stressing could break one of the two cables that make each diagonal. That would leave only 50% of the capacity if the other supported the additional stress, which would not always occur because there



Figura 11. Diagonales auxiliares.
Figure 11. Auxiliary diagonals.



Figura 12. Trepado para hormigonar las pilas.
Figure 12. Climbing process to concrete columns.

are times when the diagonals are only at 60% of their failure load. It was then decided to distribute the same number of strands into four stays instead of two. Hence, the diagonals consist of four stays and the failure of one represents a loss of 25% and not 50% as before taking this decision. From the geometric point of view, we should highlight that during concreting of these segments, the camber of the arch and the traveller were considered.

Next the column is raised (Figure 12) by climbing formwork with two column segment pouring of 2 metres each in order to facility the entry of concrete in slim walls of 20 cm. First the climbing formwork panel is placed with a 2 m tall formwork; after filling these two metres, another 2 m formwork is placed without moving the falsework console in order to achieve a length of 4 m.

The execution of the columns is done surveying them, considering the position of the arch at that time; i.e. not necessarily verticals but with angle α it must form with the tangent to the arch at that point. Despite all the deflexions and camber calculations, the accuracy of the column head coordinates is what it is, and therefore the system included considerable gaps to place the deck over them. Basically, this gap references the situation of the column cross beam with respect to lon-

gitudinal beams. The column cross beam has a fixed position with regard to the head of the column, therefore it was provided a gap in its union to the longitudinal beams (Figure 15).

The following operation is to place a section of the deck over the column. The first part installed is the column cross beam, which is connected to the head of the column in different ways depending on the support of each column. (Figure 13). The placing of the cross beam and remaining parts of the deck is done



Figura 13. Colocación de traviesa
Figure 13. Placing of sleeper.

dovela de pila y por tanto final de recuadro, en estas dovelas de pila se colocan las diagonales temporales (tirantes que van a durar todo el proceso de voladizos). Al principio se habían diseñado dos cables para cada diagonal temporal; Pero luego se pensó que una pérdida de aceite por rotura de un manguito en un gato, un deslizamiento de cuña, u otro accidente de operación durante el tesa-do podría romper uno de los dos cables que componen cada diagonal. Quedaría entonces solamente el 50% de la capacidad si el otro aguantaba la sobretensión, cosa que no ocurriría en todos los casos pues hay momentos en que las diagonales están al 60% de su carga de rotura. Se decidió entonces repartir el mismo número de cordones en cuatro cables en lugar de dos. Así las diagonales están formadas por cuatro cables y la rotura de uno significa una pérdida del 25% y no del 50% como era antes de tomar esta decisión. Desde el punto de vista geométrico hay que señalar que durante el hormigonado de todas estas dovelas, para el replanteo del carro, se han tenido en cuenta las contraflechas del arco y las propias del carro.

A continuación se trepa la pila (Figura 12) mediante un encofrado trepante que tiene dos puestas de 2 metros cada una para facilitar la entrada del hormigón en paredes delgadas de 20 cm. Esto es, primero se coloca la consola de trepa con un encofrado de dos metros de altura, cuando se ha terminado de rellenar estos dos primeros



Figura 14. Montaje viga longitudinal.
Figure 14. Longitudinal beam assembly.

metros, se coloca otro encofrado de otros 2 m sin mover la consola hasta completar una tongada de 4 m.

La ejecución de las pilas se hace replanteándolas teniendo en cuenta la posición del arco en ese momento, es decir, no necesariamente verticales sino con el ángulo α que deben formar con la tangente al arco en ese punto. A pesar de todos los cálculos de deformaciones y contraflechas realizados la exactitud de las coordenadas de la cabeza de las pilas es la que es, y por ello se ha dotado al sistema de una holgura importante para la colocación del tablero sobre ellas.

Básicamente esta holgura hace referencia a la situación de la traviesa de

pila respecto de las vigas longitudinales. La traviesa de pila tiene una posición fija respecto de la cabeza de la pila por lo que hay que dotarla de holgura en su unión a las vigas longitudinales (Figura 15).

La siguiente operación es colocar un tramo de tablero sobre la pila. La primera pieza que se coloca es la traviesa que se une a la cabeza de la pila de diferentes maneras según sea el apoyo de cada una de ellas (Figura 13). La colocación de la traviesa, y resto de piezas del tablero, se hace por medio de una grúa que rueda sobre las vigas longitudinales de la parte del tablero ya construido. Estas grúas tienen unos límites de capacidad y brazo por lo que ha habido que dividir cada tramo de tablero en 4 piezas: traviesa, vigas longitudinales y arriostamiento (Figuras 13, 14 y 16). Las vigas longitudinales se empalman con una unión machiembreada atornillada con tornillos de pretensar con las vigas longitudinales anteriores y se apoyan en la traviesa anteriormente colocada mediante un diente de cortante. Dado que todas las uniones van atornilladas con tornillos de alta resistencia el montaje es muy rápido.

Durante la colocación de las diferentes piezas de un recuadro se intercalan dos operaciones de regulación de diagonales, como se ha dicho en un apartado anterior. El anclaje activo superior regulable consta de un anclaje especial regulable mediante tuerca y con movimiento mediante manguito roscado, el anclaje lleva un dispositivo de retenida de cuñas con muelles incorporados, que evita que

using a crane that rolls over the longitudinal beams of the part of the deck already built. These cranes have limited capacity and scope, and therefore each deck section was divided into 4 members: cross beam, longitudinal beams and bracing truss (Figures 13, 14 and 16). The longitudinal beams are connected using a male-female bolted joint using prestressed bolts to the previous longitudinal beams and supported on the previously placed cross beam using a cutting tooth. Given that all unions are screwed with high resistance bolts, the assembly process is very fast.

During the placing of the various members of a frame, there are two operations for adjusting diagonals as stated in a section above. Adjustable upper active anchorage require a special adjustable anchorage using nuts and movement by grooved connector; anchorage includes a withholding device involving wedges with incorporated springs that prevents the wedges with low tension values in the strand from slipping out.

Once the deck is complete, the traveller is moved forward and another frame is started following the same cycle.

5.3. Crown close

On 10 June 2004, when the two semi-arches reached the centre of the arch, the crown jack opening operation was started. Four 8 MN jacks were placed between the two semi-arches on the four corners of the cross section. The crown jack opening is performed monitoring strength and elongations. In particular and due to the greater flexibility of the North side semi-arch, it will try to push up higher than the South side, therefore the North arch was supported below the South side, in order for both to rise equally and not risk overturning any of the jacks. Immediately after the crown jack opening operation, the part of the crown segment that does not interfere with the position of the jacks is concreted. Later the profiles made for this purpose are cut to release them and after recovery, the rest of the segment is concreted with controlled expansivity concrete.

As soon as the segment has sufficient strength, the deck is released from the



Figura 15. Riostra de pila.
Figure 15. Column bracing.



Figura 16. Arriostramiento horizontal.
Figure 16. Cross bracing.

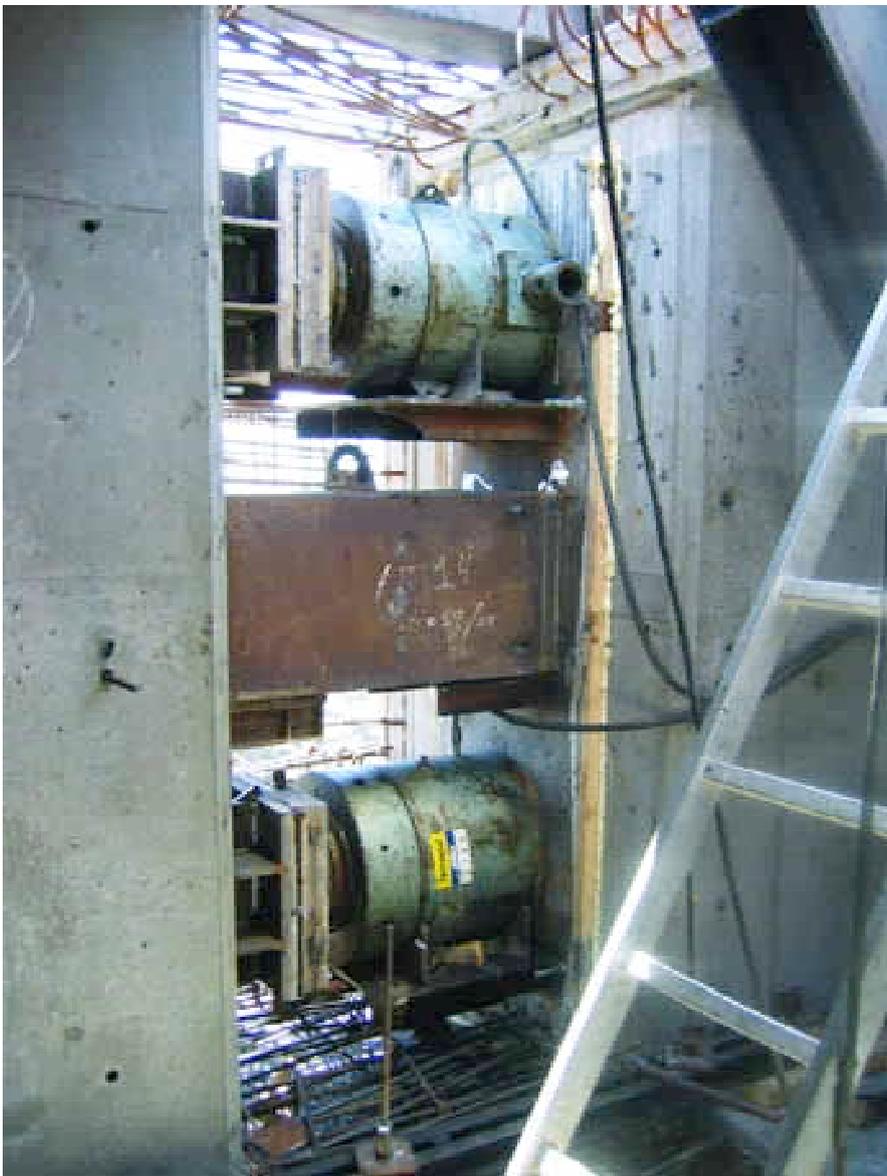


Figura 17. Gatos colocados para apertura en clave.
Figure 17. Jacks placed for crown jack opening.

se escapen las cuñas con tensiones bajas en el cordón

Una vez terminado el tablero se procede a avanzar el carro y se empieza otro recuadro repitiendo el ciclo nuevamente.

5.3. El cierre en clave

El 10 de Junio de 2004 cuando los dos semiarcos alcanzaron el centro del arco se procedió a la operación de la apertura en clave. Para ello se interpusieron cuatro gatos de 800 Tn de capacidad en las cuatro esquinas de la sección transversal, entre los dos semiarcos. La apertura en clave se da controlando fuerzas y deformaciones. En particular debido a la mayor flexibilidad del semiarco lado Norte, éste intentara subir más que el del lado Sur por lo que se ha dispuesto el arco Norte apoyando bajo el lado Sur, a fin de que los dos se eleven por igual y no haya peligro de vuelco de ninguno de los gatos. Inmediatamente después de la operación de apertura en clave se hormigona la parte de la dovela de cierre que no interfiere en posición con los gatos. Después se cortan los perfiles dispuestos a tal fin para liberar a los gatos y una vez recuperados se hormigona el resto de la dovela con hormigón de expansividad controlada.

Cuando la dovela tenga resistencia suficiente, hay que soltar el tablero del estribo y terminar de desmontar las diagonales. Así el arco, por fin, está trabajando como tal y el resto de las operaciones no reúnen mayor dificultad.

6. INCIDENTES CON LOS CABLES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En este apartado se relatan algunos problemas que se tuvieron durante la construcción con los cables que formaban las diagonales.

6.1. Escape de un cordón de un cable

Como ya se ha explicado en la descripción del proceso constructivo, era necesario realizar varias regulaciones de las diagonales temporales a lo largo

del mismo para compensar las cargas que se iban colocando. Dichas diagonales estaban constituidas por cordones de pretensado monoprottegidos y disponían de un anclaje activo regulable mediante tuerca. En el transcurso de un proceso de regulación de la diagonal temporal del primer recuadro se soltó del anclaje pasivo uno de los cordones.

Tras parar el tesado e inspeccionar el anclaje pasivo se observó que algunas cuñas no se encontraban bien clavadas y, en algún caso, los sectores de las cuñas estaban uno desplazado respecto del otro. Además las cuñas estaban bastante oxidadas. Se decidió entonces reemplazar tanto cordones como cuñas de las diagonales colocadas hasta ese momento. Para todos los tendones que se colocasen desde ese momento las cuñas se clavarían tirando con el gato unifilar hasta el 75% de la rotura, y bajando a continuación la carga hasta la prevista en la operación de puesta en carga del tirante. Esto equivale a un clavado hidráulico de las cuñas que debería exigirse siempre como medida de buena práctica. Además se decidió proteger los anclajes dando grasa y colocar “capots” que a su vez se llenaban con grasa.

La causa principal de que se escapase el cordón fue con toda seguridad un mal clavado de la cuña que, unido a que el cable tan solo se encontraba tesado al 35% de la rotura, llevó a que la cuña no se clavara totalmente. Además, es posible que el estado de oxidación de la cuña (Figura 18) ayudase al deslizamiento del cordón a través de la cuña pero, en contra de lo que defendía la casa de pretensado, no fue la causa principal ya que con una cuña mal clavada se podría haber producido el escape incluso sin oxidación.



Figura 18. Cuña oxidada.
Figure 18. Rusted wedge.

6.2. Roturas de alambres

Otro incidente aconteció durante un movimiento rutinario de la grúa que se traslada sobre el tablero, momento en que se produjo la rotura de un cordón de la diagonal temporal 6 Sur. Dicha diagonal está formada por 4 tendones de $12\phi 0.6''$, y en ese preciso momento el tirante se encontraba a una tensión del 62% de la rotura, lo cual no hacía previsible ningún tipo de problema. Ante la incertidumbre de que algún otro cordón más estuviese dañado se decidió sustituir todos los cordones de dicha diagonal. En dicha sustitución se sacó un cordón, que si bien no se llegó a romper, presentaba dos de los 7 alambres partidos a la altura de la cuña de anclaje (Figura 19). En la sección de rotura de dichos alambres presentaba una clara marca de oxidación que podría apuntar a una rotura por corrosión bajo tensión.

6.3. Conclusiones respecto a los cables

a) Cuando se empleen cables de pretensado como cables para las diagonales temporales es preferible utilizar anclajes de cuñas largas homologados. Y, en cualquier caso, utilizar algún sistema hidráulico de clavado de cuñas o tesar primero a tensión superior a la tensión de trabajo máxima para después bajar a la tensión especificada como tensión de anclaje.

b) Referente al problema de la corrosión bajo tensión, la conclusión es que hay que emplear cables formados por cordones monoprottegidos y cuidar especialmente la zona en que los cordones se “pelan”. Es decir las zonas de anclaje y próximas. En estas zonas hay que inyectar con cera petrolífera y



Figura 19. Alambres seccionados.
Figure 19. Split wire strands.

abutment and the diagonals are dismantled. Then the arch is finally working as such and the remaining operations are straight forward.

6. INCIDENTS WITH CABLES DURING CONSTRUCTION

This section describes some of the problems encountered during the construction with the stays that made the diagonals.

6.1. Escape of a strand

As explained during the construction process description, the temporary diagonals needed to be readjusted several times during the construction in order to offset loads as they were being placed. These diagonals consisted of monoprotected strands and provided active anchorage that was adjustable via a big nut. During the course of adjusting a temporary diagonal of the first frame, one of the strands of the passive anchorage got loose.

After stopping the stress and inspecting the passive anchorage, we noted that some wedges were not properly hammered and in some cases the wedge sections had moved one from the other. It was then decided to replace both strands and wedges of the diagonals placed so far, and protect the passive anchorage with grease and a “cover”, which was also filled with grease; in addition, a good practice measure was implemented whereby in the strands placed subsequently, the wedges would be hammered pulling with the single-thread jack up to 75% of failure, and then lowering the load the levels estimated during the operation of putting load on the stay.

The main reason the strand got loose was a poorly hammered wedge, and the cable was only stressed to 35% of failure, led the wedge to not progress fully. Furthermore, it is possible that the degree of oxidation of the wedge (Figure 18) would help the strand to slide through the wedge but, contrary to what the prestressing company stated, that was not the main reason because the release could have occurred anyway with a poorly hammered wedge, even without oxidation.

6.2. Single wires strands broken

Another incident occurred during a routine movement of the crane rolling over the deck, when a strand on the South 6 temporary diagonal broke. That diagonal consisted of 4 tendons of 12 ϕ 0.6", and at that precise moment, the stay stress was at 62% of failure, which did not lead us to expect any kind of problems. Due to the uncertainty that any other strand may be damaged, it was decided to replace all the strands of that diagonal. During the substitution, one of the strands (although it had not broken) showed two of the 7 single wires had broken at the anchorage wedge (Figure 19). The failure section of the single wire showed clear signs of oxidation, which could point to a failure due to corrosion under stress.

6.3. Conclusions regarding cables

a) When using prestress cables as stays for temporary diagonals, it is preferable to anchor them to certified long wedges. And in any case, use some hydraulic wedging system or first stress them to tension greater than maximum work stress to then reduce the stress to the anchorage tension level.

b) Regarding the corrosion under tension problem, the conclusion is that one should use cables consisting of individually protected strands and carefully protect the area where the strands split. I.e.: anchorage points and surround-

ings. Petroleum wax must be injected to these areas and cover the anchorages with covers, which in turn must be injected with the same wax.

7. PROBLEMS WITH PRESTRESSED BOLTED UNIONS

This section describes the problems with the pre-stressed bolted unions on the deck. It describes the incidents occurred, includes the tests made to diagnose the reasons for the incidents and provides the conclusions that were reached.

7.1. Description of problems encountered

7.1.1. Tightening of bolts

Figure 20 shows the female part of the longitudinal union of the main beams of the deck. These unions predominantly work on tension and their design criteria was to meet the Ultimate Limit State resisting to bolt shear, and added the condition that no sliding would occur at Serviceability Limit State in order to avoid excess deflexions. This was all done in compliance with the criteria established in current codes (RPM-95). The formulas to establish the prestress torque ratio of a bolt are only approximate due to the unknown friction value. Therefore, after placing the first decks it

cubrir los anclajes con tapas que a su vez deben inyectarse con la misma cera.

7. PROBLEMAS CON LAS UNIONES ATORNILLADAS PRETENSADAS

En este apartado se describen los problemas que se tuvieron con las uniones atornilladas pretensadas del tablero. Se describen los incidentes habidos, se recogen los ensayos realizados para diagnosticar las razones de los incidentes y se recogen las conclusiones a las que se llegaron

7.1. Descripción de los problemas habidos

7.1.1. Apriete de los tornillos

En la figura 20 se muestra la parte hembra de una unión longitudinal de las vigas principales del tablero. Estas uniones trabajan predominantemente a tracción y su criterio de dimensionamiento ha sido cumplir el Estado Límite Último resistiendo a cizalla de los vástagos, y además se ha añadido la condición de que en Estado Límite de Servicio no se produzca deslizamiento para evitar deformaciones excesivas. Todo lo cual se ha hecho con los criterios establecidos por los códigos vigentes (RPM-95). Las fórmulas para establecer la relación par-fuerza de pretensado en un tornillo, son sólo aproxima-



Figura 20. Unión machi-hembra.
Figure 20. Box and pin.



Figura 21. Ensayos preliminares
Figure 21. Preliminary tests.

das por la incertidumbre en el valor del rozamiento. Por ello, después de colocados los primeros tableros se decidió comprobar si con el par dado, que se obtuvo de las formulas de la RPM-95, la fuerza de pretensado del tornillo era la esperada. Para ello se fabricó una célula de carga específica para tornillos de métrica 30 y se realizaron una serie de ensayos aflojando y reapretando tornillos ya colocados (Figura 21). El resultado de aquellos ensayos preliminares dio como resultado una fuerza de pretensado mucho menor de la esperada, alrededor del 60% de la fuerza teórica y, por otra parte, algún tornillo pasado de rosca. De la bibliografía consultada se llegó a la conclusión que en tornillos galvanizados, con tuerca no galvanizada, de métrica grande era imprescindible lubricar con grasa solidificable tipo molikote. Naturalmente de este modo se obtendrían fuerzas mayores con el mismo par de apriete. A raíz de dichas pruebas se tomó la decisión de realizar una campaña de ensayos a mayor escala. Dado que las tuercas del puente no eran accesibles y alguna podría resultar dañada era necesario realizar la nueva campaña fuera del puente en una "unión de prueba". El protocolo del ensayo y el resultado del mismo se explican a continuación en el apartado 7.2.

7.1.2. Primer deslizamiento

Durante la realización de la operación de sacar engrasar y reapretar los tornillos se detectó que varios tornillos de la

unión E-00 lado mar se encontraban dañados en su tuerca por el primer apriete y durante el reapriete ésta se pasó de rosca antes de llegar al par requerido. En concreto se trataba de los tornillos de las almas de las dos primeras uniones los que estaban dañados mientras que los de todas las alas y el resto de almas los tornillos pudieron apretarse y llegar al par especificado después de aplicar Molikote, con alguna excepción no significativa. Hay que subrayar para evitar malas interpretaciones que los daños a las tuercas se habían producido con el primer apriete y por tanto no se deben achacar a la utilización de grasa.

Durante estas operaciones se detectó, a partir de unas marcas situadas en la vigas, que había ocurrido un deslizamiento de unos 8 mm (Figura 22) de la unión atornillada del tablero 00 con el tablero 0 de la viga izquierda, es decir la primera unión después del estribo. Se detectó además un deslizamiento similar en la misma unión de la viga derecha. Así mismo se detectaron movimientos del orden del milímetro en la siguiente unión en ambas vigas. Debido a estos problemas, se procedió a soldar los cubrejuntas exteriores (los interiores no eran accesibles) de las dos primeras uniones, como primera medida, y después a inspeccionar la situación de todos los tornillos de estas uniones y de las demás. Para la realización de la soldadura se elaboró un protocolo específico a fin de no calentar mucho las placas ni los tornillos. La soldadura se hizo en

was decided to check if, with the torque obtained using the RPM-95 formulas, the screw prestress force was as expected. Hence, we built a load cell specific for bolts of rod size 30 and performed a series of tests loosening and tightening already placed bolts (Figure 21). The results of those preliminary tests gave a prestress force much lower than expected, around 60% of theoretical force and, on the other hand, some screws with yielded groove nut. Of the bibliography reviewed we reached the conclusion that galvanized screws, with non galvanized nut and large rod size had to be lubricated with Molikote type solidifiable grease. Naturally this way, greater force would be achieved with the same tension torque. Based on these tests, we decided to perform a series of tests at a greater scale. Given that the bridge nuts were not accessible and some could be damaged, it was necessary to perform the new tests away from the bridge using a "test union". The test protocol and the results are explained below in section 7.2.

7.1.2. First sliding

During the execution of the operation to remove grease and re-tighten the bolts, we noticed that several bolts in union E-00 sea side had been damaged by the bolt during the first tightening, and yielded the groove during re-tightening before reaching the desired torque. Specifically, these were the bolts of web of the first two unions that were damaged, while the bolts of all the other flanges and webs could be tightened and reach the specified torque before applying Molikote, with some non significant exceptions. We should highlight, in order to avoid misinterpretations, that the damage to the nuts had been produced during the first tightening and therefore cannot be attributed to the use of grease.

During these operations, we detected, from some markings located on beams, that the bolted union between deck 00 and deck 0 of the left beam had moved approximately 8 mm (Figure 22), i.e. the first union after the abutment. A similar movement was detected on the same union of the right beam. Furthermore, we detected 1 mm movements on the next union on both beams. Due to these problems, it was decided to weld the



Figura 22. Primer deslizamiento de la unión.
Figure 22. Union first sliding.

exterior plates (the interior ones were not accessible) of the first two unions, as a first measure, and later inspect the situation of all bolts on those unions as well as the rest. A specific protocol was written for the welding in order to not overheat the plates or bolts. The welding was performed in short and chess superposed strands. Temperatures were taken during execution and found that the difference in temperature between bolt and plate never exceeded 50 °C and that the steel plates near the welding never exceeded 200 °C. Initially, in light of the defects found during the first sample of web bolts, it was suggested to perform a hybrid joint (together with the help of interior plates tightened by bolts that were still useful); however, once the exterior side plates had been welded, we noticed while checking the bolts that we could not use the web bolts because practically all had yielded their groove; therefore it was decided to provide reinforcements based on welded profiles, not counting with the cooperation of any web bolts or flanges in the first two unions.

7.1.3. Second sliding

After removing, greasing and retightening all bolts, there was a second slide of about 8 mm, this time on the North cantilever. After inspecting the union, we verified that the bolts of that union had not been removed, greased and retightened because a scaffolding posi-

tioned precisely at their height had temporarily prevented operations. Therefore, the external plates were welded and retightened the bolts with grease.

7.1.4. Third sliding

With the project in an advanced state, while concreting the diaphragm corresponding to column 7 South cantilever, union 2-3 suffered a sliding. This sliding occurred with a noise when it reached the rod at the end of the oval holes, which raised concern among personnel that were concreting and fled from the bridge. Later, we took measurements of the slide, and found that South union 2-3 had moved 35 mm (Figure 23) on the sea side and 27 mm on the land side.

This movement was caused by uneven plate settlement of the union, probably due to the angle that resulted from the assembly on site of the two beams that meet there. Hence, part of the bolt axial had been used to bend the plate before contact, instead of generating compression between plates from the first moment. The union slid until a sufficient number of bolt rod reached the end of the oval hole and stopped the movement due to their rod shear capacity. From the safety perspective until failure (E.L.U), 30 rod to shear (of the 84 of this union) would be sufficient to resist the pull (acting simultaneously for maximum action with wind); therefore the

cordones superpuestos cortos y en ajedrez. Durante la ejecución se tomaron temperaturas y se vio que en ningún caso se llegaba a diferencias de temperatura tornillo chapa de más de 50 °C y que las chapas en la proximidad de las soldaduras no pasaba de 200 °C. En un primer momento, ante los defectos encontrados en la primera muestra de los tornillos de las almas, se planteó hacer una unión híbrida (contando con la colaboración de los cubrejuntas interiores apretados por los tornillos que quedaran útiles); Sin embargo, una vez soldados los cubrejuntas laterales exteriores, al chequear los tornillos, se comprobó que no se podía contar con los tornillos del alma dado que prácticamente todos estaban pasados de rosca por lo que se decidió realizar un refuerzo mediante perfiles, sin contar con la colaboración de ningún tornillo del alma ni de las alas en las dos primeras uniones.

7.1.3. Segundo deslizamiento

Después de sacar, engrasar y reapretar todos los tornillos, se produjo un segundo deslizamiento de unos 8 mm esta vez en el voladizo Norte. Una vez inspeccionada la unión se comprobó que los tornillos de esa unión no habían sido sacados, engrasados y reapretados debido a que un andamio situado precisamente a su altura había impedido temporalmente las operaciones. Así que se procedió a soldar los cubrejuntas externos y a reapretar los tornillos con grasa.

7.1.4. Tercer deslizamiento

Con la obra muy adelantada, durante el hormigonado del diafragma correspondiente a la pila 7 del voladizo Sur se produjo un deslizamiento en la unión 2-3. Este deslizamiento se produjo con un ruido al llegar los vástagos al final del taladro oval que causó la natural alarma en el personal que estaba hormigonando que salió corriendo del puente. Después se tomaron medidas del deslizamiento, encontrándose que la unión 2-3 Sur había deslizado 35 mm (Figura 23) en el lado mar y 27 mm en el lado tierra.

Este deslizamiento se produjo por un mal asiento de los tapajuntas de la unión, debido probablemente al ángulo que resultó en el montaje en obra de las dos vigas que se unen en ella. Por ese



Figura 23. Deslizamiento de unión 2-3.
Figure 23. Sliding of union 2-3-

motivo parte del axil del tornillo se había empleado en flectar el tapajuntas antes de entrar las chapas en contacto, en vez de producir compresión entre chapas desde el primer momento. La unión deslizó hasta que un número suficiente de los vástagos de los tornillos llegó al tope del taladro ovalado y detuvieron el movimiento por su capacidad a cortante o lo que es lo mismo cizalla de vástago. Desde el punto de vista de seguridad hasta la rotura (E.L.U.) la capacidad de tan sólo 30 vástagos a cortante (de los 84 que tenía esta unión) serían suficientes para resistir la sollicitación (actuando de forma simultánea para la acción máxima con viento), por lo que el coeficiente de seguridad adicional a norma para esta rotura es mayor 2,04. Incluyendo a parte el coeficiente que tiene en cuenta la diferencia de holguras en taladros ovalados, como son los de la chapa intermedia de la unión 2-3 (coeficiente 1.4 según la instrucción).

Se decidió soldar los cuatro tapajuntas exteriores (alas y almas) para la unión 2-3 Sur en ambas vigas longitudinales, con el mismo protocolo de soldadura citado anteriormente.

La situación en que quedó la unión fue: en su mayor parte (del orden del 90%) trabajo a rozamiento y el resto a cizalla. Para evitar que progresase el trabajo a cizalla de los tornillos se procedió a la soldadura indicada.

7.2. Ensayos realizados

A fin de diagnosticar las razones de los problemas habidos con las uniones atornilladas en lo que al E.L.S. se refiere se realizaron tres tipos de ensayos: En primer lugar se realizaron una serie de ensayos con objeto de establecer la relación par-fuerza en los tornillos. En segundo lugar se realizaron ensayos fuerza-deformación en los tornillos con

sus tuercas con el fin de comprobar las características mecánicas del conjunto tornillo-tuerca. Y finalmente se realizaron una extensa serie de medidas (cientos de tornillo fueron inspeccionados de una u otra forma) “in situ” sobre los tornillos realmente colocados para saber si estaban apretados correctamente y para establecer si estaban en régimen elástico o plástico.

7.2.1. Ensayos realizados para determinar la relación Par-Fuerza

La unión entre las vigas longitudinales principales del tablero se proyectó mediante tornillos pretensados de métrica 30 y calidad 10,9, y de acuerdo con la normativa vigente se determinó la tracción que debían alcanzar dichos tornillos. Para lograr esta tensión en el vástago se calculó el par de apriete en base a fórmulas empíricas obteniendo un par de 2,5 m KN.

Los diferentes rozamientos entre tuerca, tornillo y arandela contribuyen a disminuir la tensión transmitida al tornillo para un par de apriete dado. Con el objeto de eliminar las incertidumbres, que para la fuerza de tesado de los tornillos son los coeficientes de rozamiento, el espesor de galvanizado y el par proporcionado por la llave dinamométrica, se ha realizado una campaña significativa de ensayos con célula de carga, para así poder correlacionar el momento de apriete proporcionado por la llave dinamométrica con la tracción real del tornillo. El objeto de estos ensayos fue pues obtener el par de apriete necesario para los tornillos de alta resistencia empleados en dichas uniones.

Los ensayos se realizaron sobre una muestra de 60 tornillos galvanizados, realizando diferentes ensayos en función del tipo de tuercas y el estado en que podían encontrarse en la obra (Figura 24). Con objeto de realizar el

safety coefficient in addition to the standard for this failure is 2.04 greater. Including in addition the coefficient that considers the difference in size of oval holes, such as intermediate steel plates in union 2-3 (coefficient 1.4 according to instruction).

It was decided to weld the four exterior plates (flanges and web) for South union 2-3 on both longitudinal beams, using the same welding protocol mentioned above.

The result at the union was: in most cases (around 90%) friction work and the rest on shear. In order to prevent additional bolt shear work, we proceeded to perform the welding.

7.2. Tests performed

In order to diagnose the reasons of the problems with the bolted unions, as far as SLS was concerned, three types of tests were performed: First a series of tests were performed in order to establish the torque-strength ratio of bolts. Secondly, force-elongation tests were performed on the bolts with their nuts in order to verify the mechanical properties of the bolt-nut combination. And finally, a broad series of measures were performed (hundreds of bolts were inspected in one way or another) on site with the bolts actually placed in order to confirm they were suitably tightened and to establish if they were in elastic or plastic regime.

7.2.1. Tests performed to determine the torque-strength ratio

The union between the main longitudinal beams of the deck was projected with prestressed rod size 30 and quality 10,9, and in accordance with current standards determined the tension these



Figura 24. Tornillos y tuercas usados en el ensayo.
Figure 24. Bolts and nuts used in test.

bolts would reach. In order to achieve this tension at the socket, the tension torque was calculated using empirical formulas, which resulted in a torque of 2,50 m KN.

The various chases between nut, bolt and ring contribute to reduce the tension transmitted to the bolt for a given tension torque. In order to eliminate uncertainties, which for the tension strength of the bolts are friction coefficients, the galvanized thickness and torque provided by the dynamometric wrench, a significant number of tests were performed with a load cell, in order to correlate the tightening moment provided with the dynamometric wrench and the actual tension of the bolt. The purpose of these tests was to obtain the tension torque required for the high resistance bolts used in these unions.

The tests were performed over a sample of 60 galvanized bolts, performing different tests depending on the type of bolt and the status they could be in on site (Figure 24). In order to perform the tightening test with the load cell a significant number of times, and give that the bolt may be damaged during the test if the torque were too high, we built a test union with the same steel plate thicknesses and paint finish as the steel plates on the bridge, which accurately represented any of the unions of the longitudinal deck beams.

In order to provide the necessary torque, a dynamometric wrench was used capable of providing tension torque between 0,02 and 0,20 m KN. Given that the maximum torque possible with the wrench was 0,20 m KN and we had to test with torque ranges from 0,50 to 5,0 m KN, we required a greater torque multiplier and therefore purchased a factor 25 torque multiplier. The torque transmitted by the dynamometric wrench was verified with a cali-

brator, which for a theoretical torque of the wrench provides the actual torque transmitted, obtaining therefore a corrector coefficient greater than one. In the case of the wrench we used, the correction coefficient resulted to be $k_c = 1$ for any given torque.

In order to determine the prestress force of the bolt, the company Kinesia manufactured two load cells specific for bolts with rod size 30 and 500 KN of maximum load (Figure 25). Physically, they have the form of a hollow cylinder, and the bolt to be measured runs through the inside. The cell is placed between the head of the bolt and the first plate. Part of the design criteria not only focused on the size of the cell at the plant, but also its height (as if it were extended, it would require using bolts with much longer rod) and includes a connector that transmits the readings to the data collector.



Figura 25. Célula y colector.
Figure 25. Cell and collector.

We have tested different types of lubricants (Figure 26): a) Petroleum wax, b) Petroleum grease with graphite to provide liquid consistency, c) Molybdenum bi-sulphur lubricant, d) Molybdenum bi-sulphur paste. Of all these, the most suitable for this case was Molybdenum bi-sulphur paste, as it dries quickly, remaining adhered to the impregnated surface preventing the lubricant from migrating to the union steel plate interface.

ensayo de apriete con célula de carga un número representativo de veces, y dado que en el ensayo es posible que la tuerca pueda resultar dañada si el par ejercido fuese demasiado alto, se fabricó una unión de prueba que con los mismos espesores de chapa y acabado de pintura que las chapas del puente, representaba exactamente cualquiera de las uniones de los largueros longitudinales del tablero.

Para poder dar el par necesario se disponía de una llave dinamométrica capaz de dar pares de apriete de 0,02 a 0,2 m KN. Dado que con la llave el par máximo que se podía dar era de 0,2 m KN y se tenían que ensayar pares desde 0,5 hasta 5,0 m KN era necesario un multiplicador de par mayor, a tal efecto se compró un multiplicador de par de factor 25. El par transmitido por la llave dinamométrica se verificó con un calibrador, que para un par teórico de la llave da el par real transmitido, obteniendo así un coeficiente corrector que es mayor que uno. En el caso de la llave empleada el coeficiente corrector resultó ser de $k_c = 1$ para cualquier par.

Para determinar la fuerza de pretensado del tornillo la empresa Kinesia fabricó sendas células de carga específicas para tornillos de métrica 30, de 500 KN de carga máxima (Figura 25). Físicamente, tienen forma de cilindro hueco, por el interior del cual pasa el tornillo cuya fuerza se controla. La célula se coloca entre la cabeza del tornillo y la primera chapa. Como criterio de diseño no solamente se limitaba el tamaño de la célula en planta, sino también su altura (ya que de prolongarse ésta hubiera requerido el uso de tornillos de mucha longitud de vástago) y dispone de un conector que transmite la lectura al colector de datos.

Se han ensayado diferentes tipos de lubricante (Figura 26): a) Cera petrolífera, b) Grasa petrolífera con adición



Figura 26. Diferentes grasas y lubricantes ensayados.
Figure 26. Different greases and lubricants tested.



Figura 27. Ensayo con célula de carga.
 Figure 27. Test with load cell.

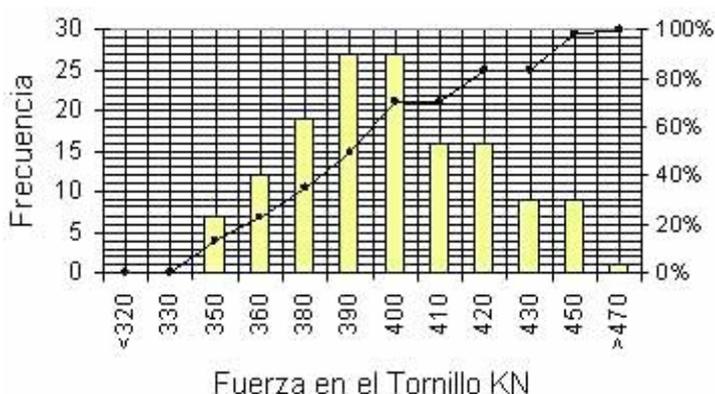


Figura 28. Función de densidad de la fuerza de pretensado para tornillos lubricados y $M = 1,50$ KN m.
 Figure 28. Lubricated bolts. Function for calculating the density-function of prestress force for $M = 1,50$ KN m.

de grafito de consistencia líquida, c) Lubricante de bisulfuro de molibdeno, d) Pasta de bisulfuro de molibdeno. De todos ellos el que se ha revelado como el más adecuado para este caso es la pasta de bisulfuro de molibdeno, ya que seca rápidamente, quedando adherido a la superficie impregnada, evitando así que el lubricante pudiese migrar a la interface de las chapas de la unión.

Para realizar el ensayo (Figura 27) se coloca la célula de carga delante de alguno de los agujeros de la unión de prueba. Se introduce uno de los tornillos y su tuerca correspondiente por la parte inferior. Se aprieta el tornillo con la llave dinamométrica dando el primer apriete hasta que salte la llave dinamométrica y tomando a continuación la lectura de la célula dinamométrica para obtener la fuerza de pretensado correspondiente. Se repite el último paso aumentando el par en la llave tantas veces como escalones de carga se han previsto

Como resultado del tratamiento estadístico de los ensayos realizados se extrajeron las siguientes conclusiones:

Con el par dado inicialmente en obra de $2,5$ KN m, y sin lubricar los tornillos, se obtiene una fuerza en el vástago del tornillo de $235,5$ KN de valor medio lo cual supone un 60% de la fuerza con la que se calculó la unión. El óxido en las tuercas actúa como un lubricante, ya que para un par dado se obtienen tensiones en los tornillos mayores que sin él, aunque con una mayor dispersión. Para obtener una fuerza de pretensado media en el tornillo de 393 KN, que es el valor

teórico de la misma, sería necesario ejercer un par de unos $4,22$ KN m, lo cual resulta inadmisibles porque antes de llegar a dicho par se produciría la rotura de la cabeza del tornillo por torsión.

En el caso de las series realizadas lubricando con molikote tanto la rosca del vástago como la arandela en la cara de contacto con la cabeza del tornillo, interpolando en las rectas de regresión del par en función de la fuerza en el tornillo el valor de la fuerza teórica de pretensado del tornillo de 393 KN m, se obtiene un valor medio del par de apriete de $M_m = 1,488$ KN m. Así, para un momento de apriete de $1,50$ KN m se obtiene la función de densidad de la Figura 28 y la de distribución de la 29, con los valores de los cuantiles indicados en la misma.

In order to perform the test (Figure 27) the load cell is placed in front of one of the union holes to be tested. The bolt and nut are introduced below. The bolt is tightened with the dynamometer wrench giving the first tension until the dynamometric wrench releases and then taking the reading from the dynamometric cell in order to obtain the corresponding prestress force. The last step is repeated increasing torque on the wrench as many times as load steps are required.

As a result of the statistical treatment of the tests performed, the following conclusions were drawn:

With the torque given initially on site of $2,5$ m KN, and without lubricating the bolts produces an average rod ten-

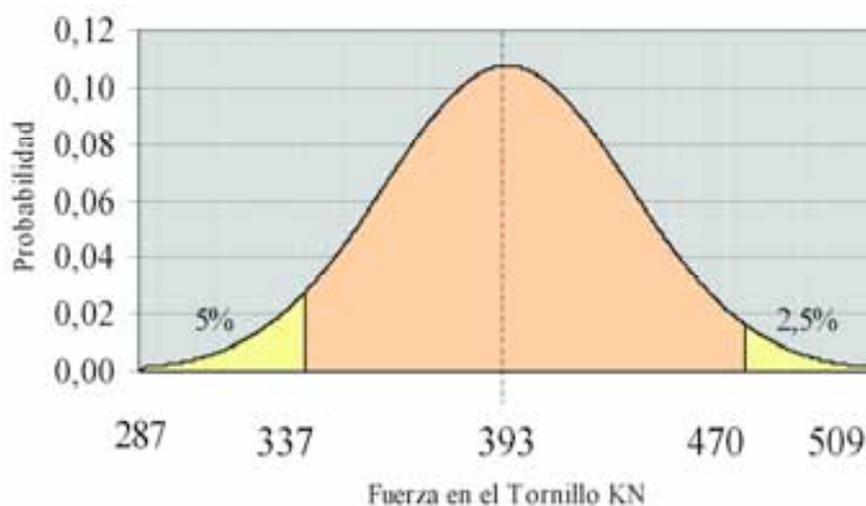


Figura 29. Función de distribución de la fuerza de pretensado para tornillos lubricados y $M = 1,50$ KN m.
 Figure 29. Lubricated bolts. Function for calculating the distribution-function of prestress force $M = 1,50$ KN m.

sion of 235,5 KN, which is 60% of the strength used to calculate the union. The rust on the nuts works as a lubricant, as the tension values on the bolts for a given torque are greater than without rust, although with greater dispersion. In order to obtain an average prestress force at the 393 KN bolt, which is the theoretical value, we would need to exert 4,22 m KN of torque, which is unacceptable because the head of the bolt would break before reaching this level through torsion.

In the case of series performed lubricating both the rod groove and the ring plate in contact with the bolt head with Molikote, and interpolating the torque in regression lines depending on the force of the bolt, with a theoretical prestress force value of the bolt of 393 KN, the average tension torque value was $M_m = 1,489 \text{ m KN}$. Hence for a torque of 1,50 m KN, we obtained the density function displayed in Figure 28 and distribution function of 29 with the values specified.

Characteristic lower value and upper limit. In order to determine the tension torque, we considered there must be double limits (lower and upper) in order to limit the minimum characteristic tension on the bolt and to avoid yielding the groove. The characteristic value 95 is the quantile of the distribution that leaves a fraction of population to the left equal to 5% for a normal distribution. In order to determine the upper quantile, we considered the tests performed with lubricated bolts after 470 KN and noticed some of the thread grooves had started to move, unequivocal sign of a start of plastification of said areas caused by groove flexion. Of the distribution obtained, the result was that for this value of 470 KN, that given a torque of 1,50 m KN, the probability of greater bolt tension was only 2.6%.



Figura 30. Elementos del ensayo.
Figure 30. Test items.

7.2.2. Bolt-nut failure test

In order to determine if the bolt, ring and nut worked properly, a series of tension tests were performed leading the unit to failure (Figure 30).

The first series of tests involved stressing the bolt, pulling from one side of the head and on the other from the nut, until it broke. The second series of tests included a wedge that mimics an inclination of 6° in order to reflect an unsuitable tightening due the bolt entering at an angle or forced by shear strength.

The conclusions of these tests were as follows (Figure 31):

All cases, the break form was always by plastification of the threaded area of the nut.

With straight tension there was no dispersion and failure occurred at 580 KN, while nominal strength for these bolts is 560 KN.

With oblique tension, the average failure tension in tests was around 530 KN, although with some dispersion in the results, which represents a reduction in ultimate load of the bolt by 10% approximately.

It can therefore be said that given that the tightening strength of the bolts on the deck was around 390 KN, said bolts would be in the straight part of the curves and far from failure of the bolt-nut combination. Therefore the explanation of the problems is not related to the characteristics of the bolts or nuts.

7.2.3. Tension torque

– spin verification tests

Based on the problems detected in the bolts of longitudinal unions, and espe-

Valor característico inferior y límite superior. Para determinar el par de apriete se ha tenido en cuenta que debe haber límites dobles, uno inferior y otro superior, con objeto de limitar por abajo la tensión característica mínima en el tornillo, y por arriba para que no se pasen de rosca. El valor característico 95 es el cuantil de la distribución que deja a su izquierda una fracción de la población igual al 5% para una distribución normal. Para determinar el cuantil superior se ha tenido en cuenta que en los ensayos realizados con los tornillos lubricados a partir de las 470 KN se observaba que algún filete de las roscas de la tuerca se había comenzado a desplazar, señal inequívoca de un comienzo de plastificación en dichas zonas por flexión en el filete. De la distribución obtenida se obtiene que para este valor de 470 KN la probabilidad de que, dando un par de 1,50 KN m, la tracción en el tornillo sea mayor es sólo del 2.5%.

7.2.2. Ensayo de rotura de tornillo-tuerca

Con objeto de poder determinar si era correcto el funcionamiento del conjunto tornillo, arandela y tuerca se realizaron una serie de ensayos de tracción llevando el conjunto hasta la rotura (Figura 30).

La primera serie de ensayos consistió en traccionar el tornillo tirando por un lado de la cabeza del mismo, y por el otro de la tuerca, hasta la rotura. En una segunda serie de ensayos se interpuso una cuña que materializa un plano inclinado 6° , con el objetivo de poder reflejar un apriete inadecuado debido a que el tornillo hubiera podido entrar esviado o estuviese forzado por trabajo a cizalla.

Las conclusiones de dichos ensayos fueron pues las siguientes (Figura 31):

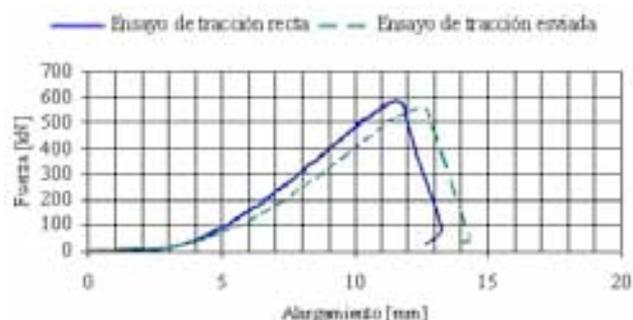


Figura 31. Curvas fuerza de pretensado-alargamiento.
Figure 31. Prestress-lengthening force curves.

En todos los casos la forma de rotura ha sido siempre por plastificación de la zona roscada de la tuerca.

Con tracción recta no existe dispersión y la rotura se produce a unas 580 KN, mientras que la fuerza nominal para estos tornillos es de 560 KN.

Con tracción oblicua se obtiene una fuerza media de rotura de los ensayos de unas 530 KN, aunque con algo de dispersión en el resultado, lo cual supone una rebaja de la carga última del tornillo del 10% aproximadamente.

Se puede decir pues, que dado que la fuerza de apriete de los tornillos colocados en el tablero ronda las 390 KN, dichos tornillos se encontrarían en la parte recta de las curvas y lejos de la rotura del conjunto tornillo-tuerca. Por tanto la explicación de los problemas habidos no se relaciona con las características de los tornillos ni de sus tuercas

7.2.3. Ensayos de comprobación de par de apriete - giro

A partir de los problemas detectados en los tornillos de las uniones longitudinales, y especialmente a partir del primer deslizamiento de la unión en el voladizo sur, se propuso la inspección "in situ" de todas las uniones longitudinales del puente.

La inspección tenía por objeto comprobar, por un lado, que los tornillos tuviesen el par de apriete adecuado y, por otro, que no se hubiesen producido plastificaciones ni en la tuerca ni en el vástago. Los pares de apriete modificados para tornillos engrasados que se habían recomendado, indicados en el apartado anterior, eran de 1,50 KN m. Como no se paró la obra, durante la inspección se fueron colocando tableros cuyo montaje fue directamente supervisado por lo que hay que distinguirlos de los que se inspeccionaron cuando ya estaban montados.

Con el fin determinar el par de apriete con el que se encontraban los tornillos que ya estaban montados, se intentaban mover apretando con la llave dinamométrica. Para ello se comienza con un par de apriete bajo, de 0,50 KN m, y se va subiendo con escalones de 0,25 KN m, hasta que el tornillo giraba o hasta que se alcanzaba el par con el

que fueron apretados (2,50 KN m). En ese momento se tomaba la medida del escalón anterior. Posteriormente el tornillo se sacaba para inspeccionarlo visualmente (tornillo y arandela), anotando cualquier dato relevante, cizalladura, plastificación, mordedura, etc. Posteriormente engrasaba con Molikote y se apretaba siguiendo uno de los siguientes procedimientos:

a) Procedimiento 1

Se va subiendo el par por escalones, desde 0,50 hasta 1,50 KN m, y se van registrando los giros que se producen en cada escalón. Para medir los giros se utilizó una plantilla graduada de grado en grado que se superponía sobre el tornillo en cada escalón (Figura 32). El cero de la escala venía determinado por la posición del tornillo al final del primer escalón. El porcentaje de tornillos de la unión al que se ha aplicado este procedimiento ha sido de un 15% a un 20% de los inspeccionados.



Figura 32. Plantilla porta-ángulos.
Figure 32. Angle template.

b) Procedimiento 2

Es similar al anteriormente descrito, con la salvedad que sólo se aplican dos escalones de carga, el primero y el último, por lo que sólo se mide el giro final del tornillo. El porcentaje de tornillos de cada unión a los que se ha aplicado este procedimiento oscila entre 80% y el 85% de los inspeccionados.

– Determinación de curvas par-giro:

Con los datos obtenidos según los apartados anteriores, se determina la relación entre el par y el giro dado al tornillo mediante un gráfico. En abscisas se representa el giro en grados sexagesimales, y en ordenadas el par de apriete en KN m. Si el resultado es una recta, el tornillo trabaja en régimen

cially after the first sliding of the South cantilever union, it was proposed to inspect all longitudinal unions of the bridge on site.

The purpose of the inspection was to verify on one hand that the bolts had suitable tension torque, and on the other there were no plastifications to the thread or the rod. The modified tension torques for greased bolts that had been recommended, indicated in the previous section, were 1,50 m KN. As the construction did not stop, deck segments were assembled during the inspection which were directly supervised and had to be differentiated from the ones inspected that were already assembled.

In order to determine the tension torque of the bolts that were already assembled, we tried to move them tightening with the dynamometric wrench. Started with a low tension torque, around 0,50 m KN, and increases in 0,25 m KN steps, until the bolt turned or until reaching the torque to which they had been tightened (2,50 m KN). Then we took measurements from the previous term. Subsequently, the bolt was removed to inspect it visually (bolt and ring), recording any relevant information, shearing, plastification, biting, etc. Next they were greased with Molikote and tightened in accordance with one of the following procedures:

a) Procedure 1

Torque is increased in steps, from 0,50 to 1,50 m KN, and the turns in each step are registered. In order to measure the turns, we used a template graduated in degrees, which were placed over the bolt in each step (Figure 32). Zero on the scale was determined by the position of the bolt at the end of the first step. This procedure was applied to 15% to 20% of union bolts inspected.

b) Procedure 2

It is similar to the previous one, except that only two load steps are applied, the first and last; therefore only measuring the final turn of the bolt. This procedure was applied to 80% to 85% of union bolts inspected.

– Determination of torque-spin curves.

The data obtained from the previous sections was used to determine the torque and spin ration given to a bolt through a chart. The "x" coordinate

represents the spin, and the “y” coordinate represents the tension torque. If the result is a straight line, the bolt works in elastic regime. But if the line curves or cracks at higher loads or another curve at a lower inclination, in this case the bolt has started to plastify. Figure 33 includes one of the hundred of curves obtained as an example. In this case, we have included four bolts from a lower flange plate. The curves of these bolts reach up to 398 KN (which is equal to 1,50 m KN), while plastification occurred at 331,7 KN, which is only 60% of the ultimate force 560 KN.

Furthermore, we must highlight that in all cases, the complete spin of the bolts was much higher than theoretical spins that can be established considering: the thread step, elastic shortening of steel plates, elastic extensions of bolts and deducting the branch corresponding to the “presentation” of the bolt on steel plates or looseness measurements. As of today, we have no rigorous explanation for this excess spinning; the explanation that part of the spin would wear until overcoming the flexion of steel plates before coming in contact, would have evidenced a more flexible branch, which was not generally appreciated during the tests.

The decision on the bolts inspected with procedure 1 was based on the kind of torque-spin curves (straight lines). A bolt has yielded its nut thread when the tightening process reduces its rigidity considerably.

In the case of bolts inspected using procedure 2, we established some limits for spins after which we indicated the tests as excess spin. These limits were: Bolts where the difference in spin between the first load step and the last was greater than 50° or when the final spin was greater than 100°. We should indicate that these values were taken by comparison with what the bolts turned in procedure 1, and using elastic regime displacement torque curves, because as we already said, it was not possible to compare with the theoretical torque spin ratio.

The figures obtained were used to establish the “what was the situation” of all unions and performed SLS calculation verifications regarding the

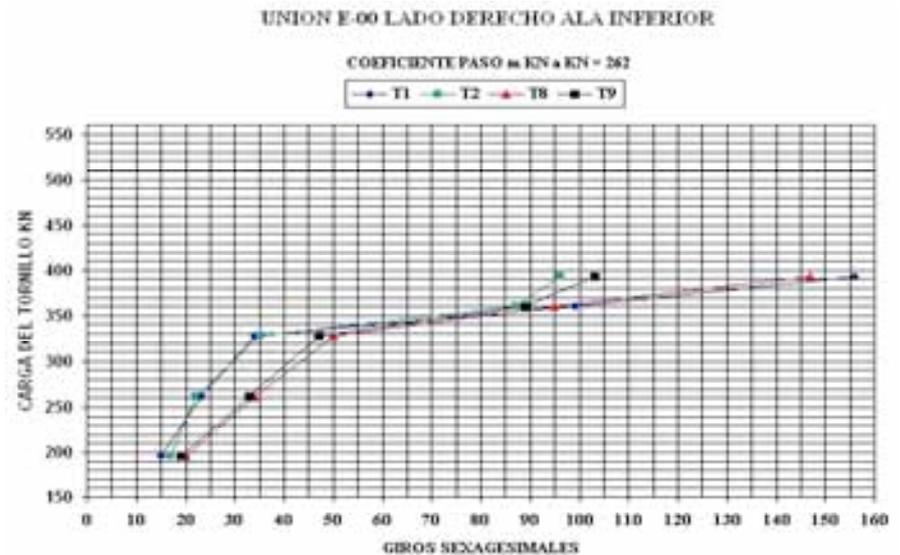


Figura 33. Relación par-giro.
Figure 33. Torque - spin ratio.

safety against sliding in each and every one of the most unfavourable action hypothesis. The criteria used to establish the situation of the unions were:

– Not including the collaboration of the bolts that had not been re-tightened with Molikote, or the bolts lost or yielded groove.

– In the case of bolts retightened with Molikote and without changes in the torque spin curve inclination, we used the strength corresponding to the applied torque.

– In the case of bolts retightened with Molikote and with changes in the torque spin curve inclination, we used the strength corresponding to the point of change of direction of the curve.

– As we did not inspect 100% of the bolts of each union, we extrapolated the results of the bolts analyzed to the ones not inspected.

7.2.4. Conclusions

1. The bolted unions of the arch deck steel beams at Los Tilos have worked very poorly.
2. There is no definite knowledge of the ultimate reasons that caused this poor operation, which finally obliged to weld all unions, but some reasons can be excluded:

elástico. Pero si el gráfico se curva o tiene un quiebro apareciendo a cargas más altas otra recta de menor pendiente, en este caso el tornillo ha comenzado su plastificación. En la figura 33 se recoge a, modo de ejemplo, una de las cientos de curvas que se obtuvieron. En este caso se recogen cuatro tornillos de una platabanda de ala inferior. Las curvas de estos tornillos, que se ponen como ejemplo, llegan hasta las 398 KN o lo que es igual 1,50 KN m, y resulta que la plastificación se ha producido a 331,7 KN que es sólo el 60% de la fuerza de rotura 560 KN.

Además hay que señalar que en todos los casos el giro total de los tornillos estuvo muy por encima de los giros teóricos que se pueden establecer tomando en cuenta: el paso de las roscas, los acortamientos elásticos de las chapas, los alargamientos elásticos de los tornillos y descontando la rama correspondiente a la “presentación” del tornillo sobre las chapas o toma de holguras. Al día de hoy no tenemos una explicación rigurosa para este exceso de giros, la explicación de que parte del giro se gastara en vencer la flexión de las chapas antes de entrar en contacto hubiera puesto de manifiesto una primera rama más flexible, que no se apreciaba en general en los ensayos.

El juicio sobre los tornillos inspeccionados con el procedimiento 1 se basó en la forma de la curva (rectas) Par-Giro. Un tornillo está pasado de rosca cuando en el proceso de apriete su rigidez cambia para disminuir notablemente.

Para los tornillos inspeccionados por el procedimiento 2 se establecieron unos límites a los giros por encima de los cuales se indica en los registros de ensayo como giro excesivo. Estos límites fueron: Aquellos tornillos en los que la diferencia de giros entre el primer escalón de carga y el último, fue mayor de 50° o aquellos cuyo giro final está por encima de 100°. Hay que indicar que estos valores se tomaron por comparación con lo que giraban los tornillos del procedimiento 1 con curvas par deformación en régimen elástico, pues ya se ha dicho que no se pudo contrastar con la relación teórica par giro.

Con todos los datos recogidos se estableció “cuál era la situación” de todas las uniones y se realizaron comprobaciones de cálculo en E.L.S. sobre la seguridad al deslizamiento de cada una de ellas en la hipótesis de acciones más desfavorables. Los criterios que se siguieron para establecer la situación de las uniones fueron:

– No se cuenta con la colaboración de los tornillos que no se han reapretado con Molikote, ni con los tornillos perdidos o pasados de rosca.

– En los tornillos reapretados con Molikote, y sin cambio de pendiente en la curva par-giro, se cuenta con la fuerza correspondiente al par aplicado.

– En los tornillos reapretados con Molikote, y con cambio de pendiente en la curva par-giro, se cuenta con la fuerza correspondiente al par ejercido en el punto de inflexión de la curva.

– Como en general no se han inspeccionado el 100% de los tornillos de cada union, se han extrapolado los resultados de los tornillos analizados a los no inspeccionados.

7.2.4. Conclusiones

1. Las uniones atornilladas de las vigas metálicas del tablero del arco de los Tilos han funcionado muy mal.
2. No se tiene un conocimiento definitivo de las razones últimas que han producido este mal funcionamiento que finalmente obligó a soldar todas las uniones; pero se pueden descartar algunas causas:

- a. Los tornillos y las tuercas tenían las curvas tensión deformación y la capacidad resistente a rotura correctas.
 - b. El Par de apriete de los tornillos engrasados era el correcto y su relación con la tracción del tornillo bien conocida.
 - c. Los taladros eran geométricamente correctos.
3. Y establecer algunas hipótesis:
- a. El diseño de las uniones fue muy malo, en el sentido de que la tuerca no era accesible y en el sentido de que la rigidez de la unión hacía difícil que todas las chapas entraran en contacto bajo la presión de los tornillos.
 - b. Las holguras en la ejecución de las obras y las imperfecciones geométricas no detectadas en los montajes en blanco en taller, obligaron a montar con ángulos importantes en las uniones que estaban previstas como rectas. Esto pudo inducir nuevas resistencias a que las chapas entraran en contacto además de esfuerzos de cortadura en algunos tornillos.
 - c. Las vibraciones producidas por el paso de las grúas pudo así mismo influir en el apriete de los tornillos.
 - d. Finalmente el descenso de apoyo del cambio a neopreno en la Pilas 0 de ambos voladizos también pudo inducir esfuerzos de cortadura en los tornillos.

Como conclusión, se establece que el diseño de las uniones atornilladas pretensadas debe ser sencillo y flexible para que no se gaste parte de la fuerza del tornillo en flexionar las chapas antes de que éstas entren en contacto. Además las uniones atornilladas pretensadas se deben diseñar con las tuercas y las cabezas de los tornillos accesibles para poder cambiarlos si se pasan de rosca. Se recomienda finalmente que, para evitar deslizamientos con cargas de servicio, se dimensione la unión con un coeficiente de seguridad al deslizamiento mayor de 1,0.

- a. *The bolts and nuts had correct displacement tension curves and failure resistance capacity.*
- b. *The tension torque of greased bolts was correct and their relation with bolt tension was well known.*
- c. *The drillings were geometrically correct.*

3. *And establish some hypothesis:*

- a. *The design of the unions was very poor, in the sense that the nuts was not accessible and in the sense that the rigidity of the union made it difficult for all plates to come into contact under pressure from the bolts.*
- b. *The looseness in the execution of the works and the geometric imperfections that were not detected during assembly at the workshop, forced assemblies with important angles at the unions that had been planned as straight lines.*
- c. *The vibrations caused by the passing of cranes could also influence the tightening of bolts.*
- d. *Finally the bearing settlement in the change to neoprene in Columns 0 on both cantilevers could also have induced shear forces on bolts.*

In summary, the design of the prestressed bolted unions should be simple and flexible in order not to waste part of the bolt's force in flexioning steel plates before coming into contact. In addition, the prestressed bolted unions should be designed with nuts and bolt heads accessible in order to change them if they yield their groove. Finally, it is recommended that in order to avoid sliding with serviceability loads, to size the union with a sliding safety coefficient greater than 1.

FICHA TÉCNICA

• **NOMBRE DE LA OBRA:**

Arco de Los Tilos. Acondicionamiento de la C-830 de Santa Cruz de La Palma a Puntagorda por el Norte. Tramo Tenagua-Los Sauces.

• **PROPIEDAD:**

Consejería de Infraestructuras, Transportes y Vivienda del Gobierno de Canarias.

D. Antonio Castro Cordobés - Consejero de Infraestructuras, Transportes y Vivienda

D. Julio Molo Zabaleta - Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Área de Carreteras.

• **INGENIERO DE CAMINOS, DIRECTOR DE LA OBRA:**

Martín Piñar Rodríguez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

• **EMPRESAS CONSTRUCTORAS:**

FERROVIAL-AGROMAN, S.A. en U.T.E. con VÍAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.

• **INGENIERO JEFE DE OBRA:**

Óscar Heras Gala. Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

• **INGENIEROS DE CAMINOS, AUTORES DEL PROYECTO MODIFICADO DE CONSTRUCCIÓN**

Santiago Pérez-Fadón Martínez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

José Emilio Herrero Benítez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Juan José Sánchez Ramírez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Marcos Sánchez Sánchez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

• **INGENIERO DE CAMINOS, AUTOR DEL PROYECTO ORIGINAL ADJUDICADO:**

Manuel Juliá Vilardell. Ingeniero de Caminos, C. y P.

• **ASISTENCIA TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN DE OBRA:**

AEPO-TRAZAS

• **PRESUPUESTO OBRA COMPLETA:**

20.400.000 € (3.400 millones de ptas.)

• **PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE:**

Luz del arco:..... 255 m

Flecha del arco: 45 m

Sección del arco: cajón de 6 m de ancho
y 3 de canto

Espesores del cajón:..... 20 - 25 cm

Excavación en cimientos:..... 20.000 m³

Inyecciones de consolidación:..... 1.170 tn

Hormigón de altas prestaciones (H-75):..... 2.600 m³

Hormigón convencional:..... 4.200 m³

Acero de armar:..... 1.200.000 kg

Acero en tirantes y retenidas:..... 89.000 kg

Acero estructural: 850.000 kg

REFERENCIAS

El Arco de Los Tilos en la Isla de La Palma. Pérez-Fadón Martínez, S., Herrero Benítez, J. E., Sánchez Ramírez, J. J. y Sánchez Sánchez, Marcos. Ferrovial Agromán, Dirección Técnica. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

El Control del proyecto del arco de Los Tilos. Julia Villardel, M., Ortega Vidal, D. Universidad Politécnica de Madrid. AEPO, S.A., II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

Arco de Los Tilos. Aspectos de cálculo. Pérez-Fadón Martínez, S., Herrero Benítez, J. E., Sánchez Ramírez, J. J. y Sánchez Sánchez, M. Ferrovial-Agromán, Dirección Técnica. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

Efectos estructurales no lineales en el puente de Arco de Los Tilos. Marí Bernat, A., Pérez-Fadón, S., Julia Villardel, M., Lorea Arnal, A., Sánchez Ramírez, J. J. Universidad Politécnica de Cataluña. Ferrovial-Agromán. Universidad Politécnica de Madrid. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

El Arco de Los Tilos en La Palma, Canarias. Uniones atornilladas del tablero. CEA 2004 Congreso de la Estructura de Acero. ARTÉCNium. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de La Coruña. Campus de Elvira, 16071, A Coruña.

hernandez@udc.es

CONGRESO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

SEGUNDO CONGRESO DE ACHE

Tema: Realizaciones

Subtema: Puentes



EL ARCO DE LOS TILOS EN LA ISLA DE LA PALMA (CANARIAS)

Autores:

Santiago Pérez-Fadón

José Emilio Herrero

Marcos Sánchez

Juan José Sánchez

Dirección Técnica Ferroviaria-Agromán

EL ARCO DE LOS TILOS EN LA ISLA DE LA PALMA (CANARIAS)

1.- INTRODUCCIÓN

La carretera comarcal C-830 de la isla de la Palma en Canarias bordea la isla por el Este. La carretera está siendo acondicionada a las exigencias del tráfico actual y en el tramo Tenagüa-Los Sauces las obras de acondicionamiento incluyen un gran viaducto para salvar el barranco denominado de Los Tilos que se sitúa al final de un gran parque natural. Este viaducto es un arco que en lo que sigue denominaremos arco de Los Tilos, tomando para él el mismo nombre del barranco que atraviesa.

El barranco de los Tilos es muy profundo y sus laderas muy escarpadas. En particular la ladera Sur es un acantilado casi vertical de unos 150 m de profundidad. La ladera Norte no es tan vertical, pero su pendiente es también muy grande. El barranco, como toda la isla, es de origen volcánico; pero los Basaltos no son de muy buena calidad y alternan desordenadamente con zonas de cenizas. La distancia entre las dos laderas es de unos 105 m en el fondo y, al ir subiendo, aumenta hasta unos 290 m en coronación. En el nivel donde sitúan las zapatas del arco es de unos 250 m. Así la luz del arco resulta de 255 m (Figura 1. Fotomontaje Arco de los Tilos).



Figura 1. Fotomontaje Arco de los Tilos

Este dato es muy significativo. Se trata de un arco de 255 m de luz y ello hace que estemos hablando de uno de los arcos más grandes del mundo.

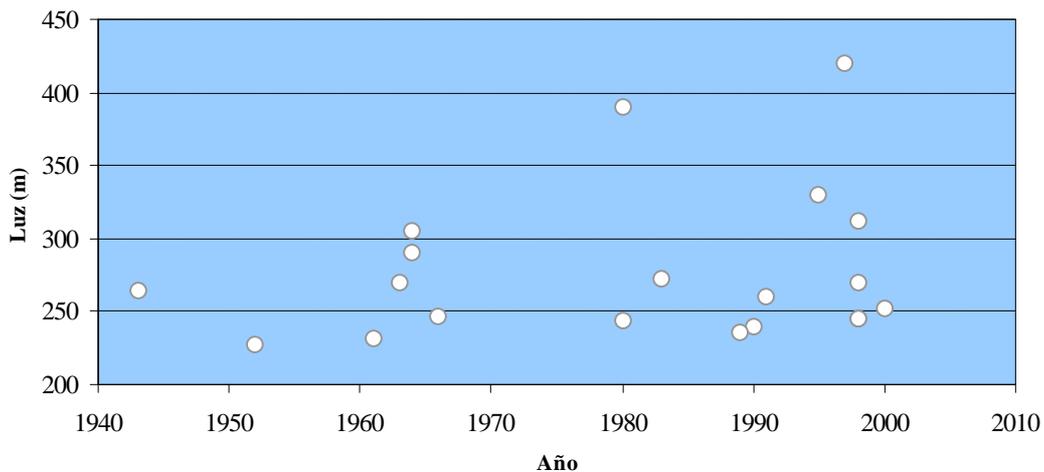
2.- LOS ARCOS DE HORMIGÓN MÁS GRANDES

Hace un año se celebró en París la Tercera Conferencia Internacional sobre Puentes en Arco. En una de sus comunicaciones (“Le dernier cri en ce qui concerne les ponts en arc à longue travée” de E.H. Power y W. Podolny, Jr.) se incluye una tabla con la lista de ocho de los arcos de hormigón más grandes del mundo. En la figura 2 se puede ver una tabla actualizada con los veinte arcos más grandes construidos hasta el año 2000.

Ranking	Nombre	Luz (m)	País	Año	Ranking	Nombre	Luz (m)	País	Año
1	Wanxian	420	China	1997	11	Chateaubriand	260	Francia	1991
2	Krk-1 (east Span)	390	Croacia	1980	12	Wilde Gera	252	Alemania	2000
3	Jianghiehe	330	China	1995	13	Sibenik	246	Croacia	1966
4	Yongjiang	312	China	1998	14	Barelang	245	Sumatra	1998
5	Gladesville	305	Australia	1964	15	Tuanku Tambusai	245	China	1998
6	Amizade	290	Brasil	1964	16	Krk-2 (west Span)	244	Croacia	1980
7	Bloukrans	272	Surafica	1983	17	Xiaonanmen	240	China	1990
8	Arrabida	270	Portugal	1963	18	Beppu-Myouban	235	Japon	1989
9	Sanan	270	China	1998	19	Fiumarella	231	Italia	1961
10	Sandö	264	Suecia	1943	20	Zaporoze	228	Ucrania	1952

Tabla 1. Ranking de arcos de hormigón más grandes del mundo

Figura 2. Ranking de arcos de hormigón construidos hasta el año 2000



El arco de hormigón que ostenta en estos momentos el récord de luz es el arco de Wanxian sobre el río Yangtse en China (figura 3. Arco Wanxian). Aunque esta comunicación trata del arco de Los Tilos, no se puede dejar de hacer algunos comentarios sobre este arco relacionados

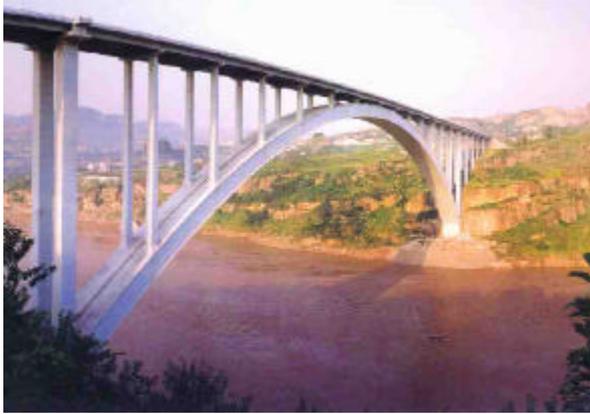


Figura 3. Arco de Wanxian

con la historia de la ingeniería española en puentes arcos. Este arco tiene 420 m de luz y su construcción se hizo por el método de autocimbra concluyó en 1997. La autocimbra está formada por una serie de cuchillos de celosía. Las barras de estas celosías son tubos de acero rellenos de hormigón de 600 kg/cm² de resistencia característica.

La construcción se llevo a cabo del siguiente modo (figura 4. Construcción del arco Wanxian):

- a) Se montó un blondín sobre sendas torres temporales montadas en la vertical de los estribos del arco por encima del tablero.
- b) Se utilizó este blondín para colocar 36 dovelas de celosía de la autocimbra.
- c) Para estabilizar estas dovelas durante el montaje en voladizo se atirantaban al extremo de las torres. Una vez cerrado el arco que formaba la autocimbra de celosía, se procede a quitar los tirantes temporales y a hormigonar el arco por roscas. La autocimbra se deja perdida como es habitual en este procedimiento.

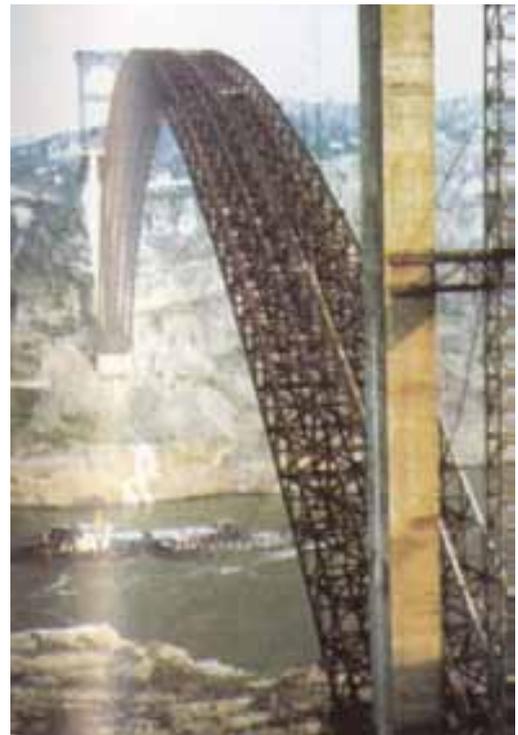


Figura 4. Construcción del arco Wanxian

Los ingenieros chinos que presentaron este arco en París, dijeron que: “este procedimiento ha revivido la forma tradicional de construir arcos con técnica modernas”, lo que ellos denominan el esqueleto rígido del arco de CFST (Concrete-Filled Steel Tubes, o sea Tubos de acero



Figura 5. El arco de Martín Gil

rellenos de hormigón). La verdad es que detrás de esta frase se esconde un parecido extraordinario de esta obra con un arco bien conocido de los proyectistas de puentes españoles (figura 5. El arco de Martín Gil): el Arco de Martín Gil en Zamora que con sus 200 m de luz para ferrocarril fue récord de luz en su día. Este arco, cuyo proyectista le da nombre, finalmente fue construido, hacia 1950,

por Eduardo Torroja. La forma de construcción fue (figura 6 Construcción arco M.Gil) precisamente utilizar una autocimbra formada por varios cuchillos de celosía metálica.

Para colocar la autocimbra se montó un blondín de estribo a estribo y el hormigón del arco se colocó por roscas sucesivas dejando la autocimbra perdida. Así pues el parecido en la construcción es evidente. Además el aspecto del puente terminado también lo es. Así por ejemplo la relación luz flecha es similar y algunos detalles como los resaltos en el alma que subrayan el trasdós y el intradós del arco también lo son.



Figura 6. Construcción arco Martín Gil

Volviendo a la tabla de arcos más grandes del mundo vemos que el arco de Los Tilos con sus 255 m de luz se situaría en duodécima posición en esta tabla. Así pues esta comunicación trata de uno de los arcos más grandes del mundo como se decía en la introducción.

3 ANTECEDENTES

El Proyecto original del arco de Los Tilos es de fecha diciembre de 1995. Este proyecto lo realizó la ingeniería AEPO, y el autor fue el Ingeniero D. Manuel Juliá Vilardell. El proyecto se hizo considerando como método de construcción el avance del arco en voladizo atirantado a torres situadas a la altura de los estribos (Figura 7).

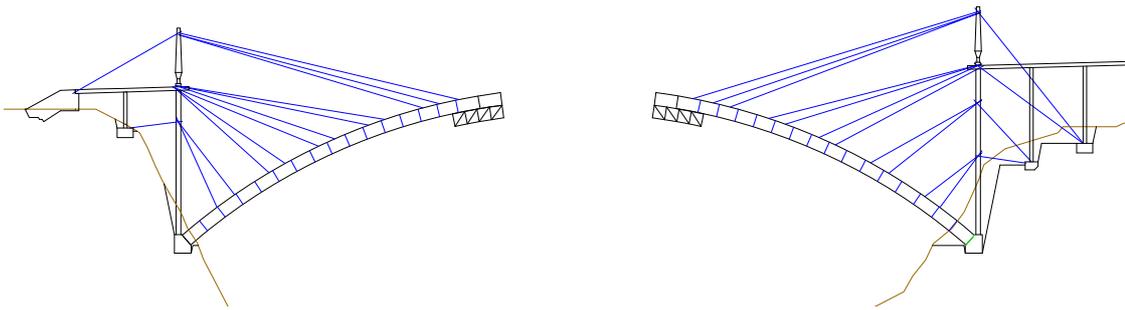


Figura 7. Esquema de construcción con mástil y tirantes

En fecha de 20 de abril de 1999 la Consejería de Obras Públicas Vivienda y Agua del Gobierno de Canarias convocó un concurso de obra sobre dicho proyecto. El concurso fue adjudicado a la empresa constructora Agroman, S.A., el 7 de Junio del mismo año.

La empresa Ferrovial-Agromán (resultado de la fusión de ambas) presentó al Servicio de Carreteras de la Dirección General de Obras Públicas de la Consejería, una petición para redactar un Proyecto Modificado que acomodara el proceso constructivo a la experiencia de esta empresa en construcción de arcos de gran luz. La Dirección de Obra entendió esta propuesta desde el primer momento, por lo que desde aquí hay que agradecer a D. Antonio Castro Cordobez, (Consejero de Obras Publicas del Gobierno Canario) a D. Domingo Berriel (Director General de carreteras) a D. Julio A. Molo Zabaleta (Jefe del Servicio de Carreteras) y a D. Martín Piñar Rodríguez (Director de Obra) el buen entendimiento que han tenido en todo momento.

El Proyecto Modificado fue redactado por la Dirección Técnica de Ferrovial Agromán y sus autores son los mismos que los de esta comunicación. En este Proyecto Modificado se ha cambiado el método de construcción y se ha utilizado el de avance en voladizos del conjunto: arco pila y tablero con diagonales temporales. A grandes rasgos este procedimiento consiste en ir realizando simultáneamente arco pila y tablero por recuadros (figura 8. Esquema de construcción con diagonales temporales).



figura 8. Esquema de construcción con diagonales temporales

Así el proceso para la construcción de un recuadro es la siguiente:

- a) Se empieza por realizar el tramo de arco con ayuda de un carro de voladizos que hormigona el tramo en tres o cuatro dovelas, cada una de las cuales se atiranta con un tirante auxiliar durante el tiempo que son extremo de tramo.
- b) Cuando se termina el tramo de arco se atiranta el extremo con una diagonal temporal que va hasta la cabeza de la pila anterior. Las diagonales, en este caso, son cables de alto límite elástico.
- c) Se construye la pila mediante un encofrado de trepa.
- d) Se coloca un tramo de tablero entre la pila anterior y la que se acaba de construir.
- e) Se inicia un nuevo recuadro, un nuevo ciclo. Así se va avanzando en voladizo desde el estribo de cada semi-arco hasta la clave.
- f) Cuando se llega al centro desde ambos voladizos, se realiza “la apertura” del arco y luego se hormigona la clave.

Durante el voladizo el arco se comporta como una viga de celosía Pratt de gran canto, cuyo empotramiento se logra anclando el cordón de tracción (el tablero) al terreno.

En los grandes puentes el proceso de construcción es casi siempre determinante para el cálculo pues los diferentes estados de construcción son los que rigen en el dimensionamiento de la estructura. Por eso, al cambiar el método de construcción del arco de los tilos, se han cambiado igualmente: las dimensiones de las secciones, los materiales y las armaduras.

Sin embargo, dado que el puente era apreciado por las autoridades locales y habitantes de la zona; y como muestra de respeto a los trabajos anteriores al Proyecto Modificado, se han respetado las dimensiones generales: Relación luz flecha, distancia entre pilas, etc. y algunos detalles del diseño como la distancia del tablero al arco en la clave. Esto último, además de tener un sentido estético, tiene repercusiones importantes en el comportamiento estructural.

Por otra parte hay que destacar la colaboración que durante todo el proceso de modificación se ha tenido con el autor del proyecto original que en esta fase ha actuado como supervisor dinámico del Modificado. Esta colaboración no solo ha evitado errores, sino que ha permitido llegar antes a soluciones más equilibradas entre puntos de vistas diferentes. En otra comunicación de este mismo Congreso se presentan, por su autor, los trabajos de esta supervisión dinámica.

Además y para los cálculos de segundo orden realizados para el proyecto modificado se ha contado con la colaboración de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona de la U.P.C. El profesor D. Antonio Marí Bernat ha sido el responsable de estos cálculos. Hay que señalar la buena coincidencia de los mismos con los realizados con otro programa propio por la supervisión dinámica. En otra comunicación de este mismo Congreso se presentan, por su autor, los trabajos realizados por el equipo de la E.T.S.I.C.C.y P. de la U.P.C.

En la actualidad se lleva a cabo la construcción según el Proyecto Modificado aprobado por la Administración. La construcción esta muy adelantada y avanza a buen ritmo, de manera que se espera que pronto esta obra singular pueda entrar en servicio.

4. DESCRIPCIÓN DEL ARCO DE LOS TILOS

4.1. Descripción General

En lo que sigue se describen las principales características del arco de Los Tilos (figura 9. Alzado general). La estructura completa consta del arco propiamente dicho y sendos viaductos de acceso en cada ladera. La longitud total resulta de 319 m. Los viaductos de acceso tienen 32 m de longitud con dos vanos cada uno de 15 y 17 m respectivamente. Sobre el arco hay otros 15 vanos de 17 m de luz. El arco tiene una luz de 255 m y su flecha es de 46.20 m, así la relación luz flecha es de 5.52. Es decir el arco tiene una forma clásica, bastante peraltado, lo cual desde el punto de vista estético siempre es más fácil de acertar y desde el punto de vista estático determina que los esfuerzos axiales no sean especialmente grandes. El puente es casi simétrico, tiene igual número de vanos de igual luz a derecha e izquierda; pero la rampa longitudinal en el sentido del kilometraje, junto con la diferencia de cota del terreno en ambas laderas hace que, inevitablemente, las pilas y el estribo del semi-arco Norte sean más altas que las del Sur. Esto, aparte de su repercusión en el efecto estético, produce una estructura más flexible en el semi-arco Norte que en el Sur, lo cual tiene algunas consecuencias en el comportamiento estructural como luego se verá. En cualquier caso se ha realizado un diseño tan simétrico como ha sido posible y para ello ha sido necesario hacer un estribo del viaducto de acceso muy alto en el lado Norte.

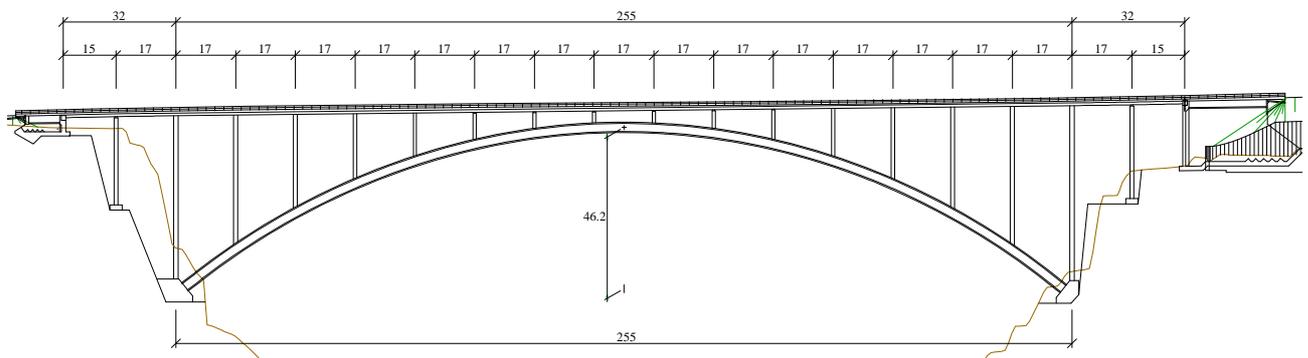


Figura 9. Alzado General

4.2. La sección transversal del arco, sus materiales

La sección transversal de la estructura responde al proceso de construcción descrito más arriba. Durante el voladizo, las pilas y el arco trabajan principalmente a compresión por lo que se ha diseñado de hormigón, las diagonales y el tablero trabajan principalmente a tracción por lo que se han diseñado de acero. Así los materiales Hormigón y Acero trabajan cada uno al modo para el que están mejor dotados. Si se entra un poco más a fondo en el trabajo estructural durante la construcción, se puede ver que la carga vertical predominante que actúa es la de peso propio, por lo tanto reducir esa carga tiene doble importancia económica. Hay dos vías para reducir el peso del hormigón:

- a) Utilizar hormigones ligeros.
- b) Utilizar hormigones de alta resistencia y disminuir los espesores más de lo que aumente la densidad.

En el caso del arco de Los Tilos se ha elegido la segunda por que preferimos este tipo de hormigones en estas grandes estructuras. En el tablero, una vez elegido el acero como material, también se puede economizar peso durante la construcción. Como el tablero se compone de sendas vigas metálicas y un forjado de hormigón encima de ellas, durante la construcción se utilizará solamente la parte metálica es decir, las dos vigas.

Referente a las dimensiones generales de la sección transversal hay que tener en cuenta que un arco construido por este procedimiento, tiene durante la construcción un comportamiento muy diferente a un arco exento como es el caso de la construcción atirantada a un mástil. En efecto para las cargas en su plano ya se ha dicho que trabaja como una celosía de gran canto y para las cargas de viento perpendiculares a su plano trabaja solidariamente con las pilas y el tablero. Así la inercia que hay que considerar en el plano transversal es la de la estructura en su conjunto. Por ejemplo es muy importante el ancho del tablero que en este caso es de 12 m para el puente acabado. En construcción el tablero esta formado solo por las dos vigas metálicas por lo que es fundamental la rigidez del arriostramiento horizontal entre ellas, a fin de que la inercia sea la del conjunto y no la suma de las inercias individuales de las dos vigas. Si además se tiene en cuenta que el hormigón de alta resistencia es mas rígido se puede llegar a una esbeltez para el arco realmente récord como se indica en otra de las comunicaciones citada. Para fijar las dimensiones se hicieron cálculos que tenían en cuenta el segundo orden

y determinaban las situaciones de E.L.S. y E.L.U. así como las flechas que se producen por la carga de viento en construcción y para el puente acabado. Los cálculos se repitieron para diferentes anchos y con diferentes cantos y al final de este estudio se llegó a una sección de 6 m de ancho y 3 m de canto. Esto significa un relación luz canto de 85 que esta cerca del 100 que se puede usar como referencia.

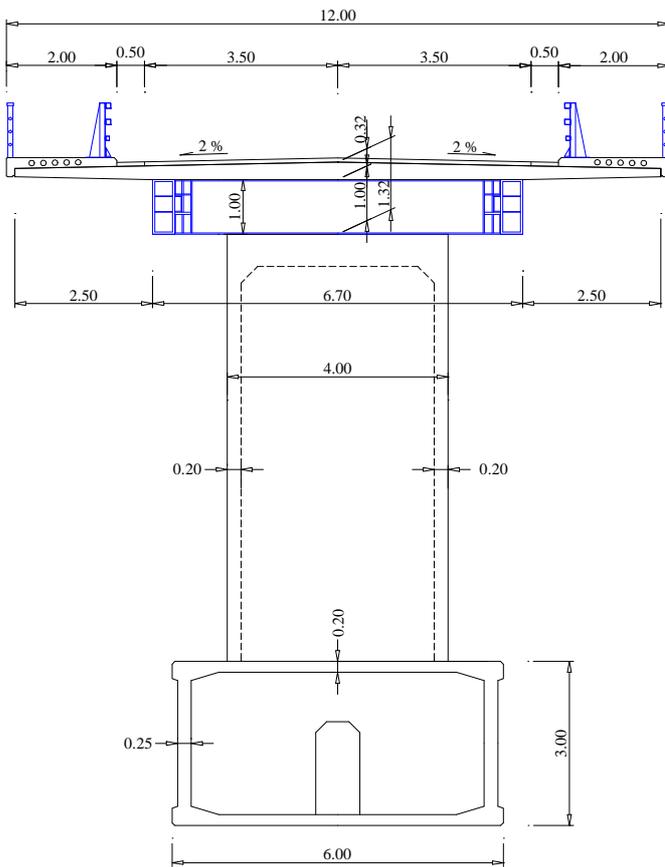


Figura 10. Sección Transversal por pila.

recuadro, donde las solicitaciones de flexión son mayores, estos espesores se aumentan hasta 30 cm y 40 cm respectivamente. De esta manera la sección transversal de la estructura quedo fijada como se indica en la figura 10. Sección Transversal por pila de la estructura.

Al mismo tiempo se fijaron los espesores de las paredes del cajón. Los espesores mínimos no dependen solo de los requerimientos estructurales; sino de la posibilidad de puesta en obra del hormigón. Con resistencias tan altas como las de los hormigones que se pueden fabricar hoy en día, realmente la limitación viene de la colocación en obra. Así, como un compromiso entre todos los agentes que intervinieron, se decidió fijar estos espesores en 20 cm para las losas superior e inferior del cajón y 25 cm para las almas que, en principio, tenían mayor dificultad de colocación. En el primer

4.2.1. El hormigón del arco de los Tilos

Cuando se inicio el proyecto modificado, se había pensado en fabricar un hormigón de resistencia característica a los 28 días de 1.000 Kg/cm². Se pensaba utilizar los áridos basálticos de la zona, cementos de buena calidad, humo de sílice y superplastificantes de última generación (la cuarta según parece). Dada la abundante bibliografía existente sobre la materia, en lo que sigue sólo se relata lo ocurrido en la práctica y como se resolvió la cuestión.

La pega principal que se encontró fue la resistencia a compresión simple de los basaltos de la zona que era mucho menor de lo esperado. El basalto de las canteras que funcionan en la isla es el denominado basalto vacuolar, lo cual quiere decir que incorpora en su masa infinidad de partículas de ceniza o escoria que por su pequeño tamaño están incluidas en las gravas y gravillas suministradas por estas canteras y no se pueden eliminar. Así los primeros ensayos de formulas de trabajo con porcentajes altos de superfluidificante y humo de sílice demostraron que era imposible llegar a los 1.000 Kg / cm². que se habían planteado en principio. Se reajustaron las fórmulas de trabajo y finalmente se dejó en 750 Kg / cm².

Otro de los problemas de los áridos disponibles en la isla fue el árido fino, la arena. No existía arena de río en la isla y la de machaqueo es sabido que da hormigones menos dóciles. Como la docilidad era una característica tan importante o más que la resistencia se decidió traer arena en barco desde Las Palmas donde había una empresa que comercializaba arena del desierto. Al recibir las primeras muestras un simple análisis visual determinó que aquella arena se trataba de arena de mar (lo cual fue confirmado después por ensayos de laboratorio) de modo que hubo que conformarse con arena de machaqueo y confiar la durabilidad al efecto de los superfluidificantes.

Uno de los problemas que siguen teniendo los superfluidificantes de 4^a generación es el tiempo abierto de los mismos, es decir el tiempo en el que pueden ser colocados en obra a partir del momento que salen de la planta. En nuestro caso este tiempo es menor a 2 horas. Si se intenta colocar pasado este tiempo se han tenido graves problemas de docilidad que dan lugar a coqueras y nidos de gravas.

Finalmente el hormigón empleado tiene $750 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ de resistencia característica a 28 y se consigue con la siguiente formula de trabajo:

- Cemento $500 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Arido grueso (5/10 mm) $1140 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Arido fino (0/4 mm) $670 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Relación Agua Cemento 0.28
- Humo de sílice 10 %
- Superfluidificante Viscocrete (5-900) 1.7 %

4.3. La sección de las pilas

Las pilas del arco representan una fracción importante del peso propio de la estructura por lo que había las mismas razones dichas para el arco para disminuir sus dimensiones y el espesor de sus paredes. En primer su lugar se decidió que, en el plano del puente, fueran de ancho diferente unas de otras según su altura, y por otra parte que, en el plano transversal, fueran todas de igual ancho. Así las pilas varían sus dimensiones en planta desde $4 \times 1.30 \text{ m}$, para la pila situada sobre el estribo del arco que es la más alta, hasta $4 \times 0.90 \text{ m}$ para las que están en el centro del arco. En cuanto a espesores se han diseñado con 30 cm y hormigón ordinario las que están fuera del arco y con 20 cm y hormigón de alta resistencia las que gravitan sobre el arco (Figuras 11 y 12). Todas estas dimensiones se introdujeron en los cálculos citados anteriormente para estudiar las dimensiones del arco y se comprobó su suficiencia.

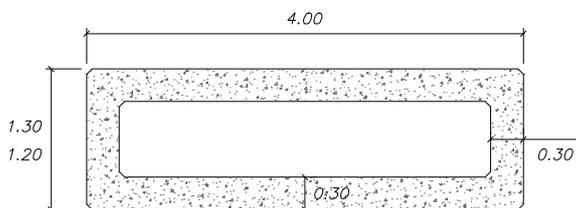


Figura 11. Pilas vanos de acceso

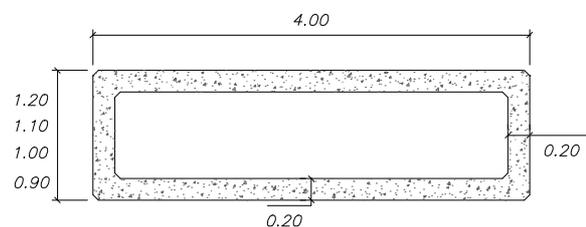


Figura 12. Pilas sobre el arco

4.4. Las sección transversal del tablero

La sección transversal de las vigas metálicas también fue objeto de estudios varios para su dimensionamiento. Es evidente que la principal misión de estas vigas es transmitir hasta el estribo el tiro de tracción, ya que constituyen el cordón superior de la celosía Pratt de gran canto durante el voladizo. A este valor se añade por una parte la acción del viento transversal que incrementa muy notablemente la tracción en una de las dos vigas. El valor de la tracción máxima debida exclusivamente al peso propio es de unas 2.000 tn y se ve incrementada hasta



Figura 13. Detalle llave de cortante en riostra.

3.000 tn por la flexión horizontal debida al viento. Además los elementos de construcción que ruedan sobre estas vigas, muy particularmente la grúa, producen unos esfuerzos locales que, en según que casos, son concomitantes y por tanto hay que tenerlos en cuenta al dimensionar estas vigas. Finalmente las vigas quedaron con una sección de acero S 355, de 5.100 kg/cm² de tensión de rotura, de dimensiones 1000 x

400 mm con espesores de chapa variables desde 40 mm hasta 15 mm según las distancias de las secciones al estribo.

En cuanto al arriostramiento contra el viento, se realizaron estudios de rigidez del conjunto de las dos vigas con diferentes almas de celosías uniéndolas en un plano horizontal. Hay que tener en cuenta que uno de los montantes de esta celosía es obligado por tratarse de la traviesa de pila. En efecto, la pila es mas estrecha que la separación de las vigas principales por lo que se ha dispuesto una viga traviesa embrochalada a las vigas principales para apoyar sobre la pila. A fin de que la colocación sea más sencilla y para poder atornillar la viga traviesa a las vigas longitudinales, se ha dispuesto una llave de cortante que, juntamente con cremalleras de taladros ovoides, permite absorber las holguras de construcción en la posición longitudinal a la que se llegue en la cabeza de las pilas (Ver figura 13. Detalle llave de cortante en riostra).

El resto de montantes y diagonales se tantearon con diversos perfiles, si bien finalmente se eligió como perfil el HEB de 200 mm para todas ellas. Con estos perfiles la rigidez del conjunto vigas más arriostamiento frente a la flexión horizontal producida por el viento, teniendo en cuenta la deformación por cortante de la celosía, es del orden del 60% de la que tendría una viga de alma llena.



Figura 14. Montaje en blanco del tablero en el taller

Por otra parte era preocupante la calidad de la soldadura que habría de ejecutarse a 150 m de altura sobre el terreno y en una zona expuesta directamente a los vientos provenientes del Océano Atlántico. Por ello desde el principio se pensó en realizar las uniones de los tramos de estas vigas por medio de tornillos de alta resistencia. Después se extendió la idea hasta el punto de que la estructura está toda ella atornillada. Esto, además de dar una mayor seguridad, redundará en un montaje mucho mas rápido. Las únicas precauciones que hay que tomar para estar seguro de que se ha introducido la fuerza especificada son:

- a) Calibrar a diario las pistolas de apriete.
- b) Vigilar las superficies de roce entre los tornillos y las chapas
- c) Medir el número de vueltas de apriete de los tornillos.

En cuanto a los vanos del viaducto de acceso se discutió inicialmente si debían ser con tablero de hormigón o mixto como el resto del tablero. Se impuso por si misma la idea de que fueran mixtos, ya que durante la construcción tenían que llevar el tiro horizontal hasta los estribos y de estos al terreno.

Con objeto de asegurar un correcto ensamblaje en la obra se realiza en taller un montaje en blanco de hasta 3 tableros consecutivos, incluidas las riostras de pila y el arriostramiento transversal (Figura 14. Montaje en blanco del tablero en el taller)

4.5. Los estribos y el anclaje al terreno

El estribo del lado Sur es relativamente bajo. Tiene menos de 6 m de altura desde la cara inferior de la zapata hasta la rasante de la carretera; sin embargo es proporcionalmente muy largo debido a que se necesita espacio para los anclajes que van a proporcionar la reacción para equilibrar el tiro del tablero durante la construcción.

El estribo Norte es mucho más alto debido a que la rasante de la carretera sube con el 1,14% desde el Estribo Sur y a que el terreno está unos 10 m más bajo. Así este estribo tiene unos 20 m de altura (Figura 15a. Estribo Norte) y tiene que soportar a esa altura la reacción horizontal del voladizo durante la construcción. Con esta altura parece necesario evitar el empuje de las tierras. Lo habitual sería hacer un estribo abierto con una berma delantera que equilibrará dicho empuje; sin embargo en este caso se deseaba pre-comprimir el estribo con los cables de retenida para equilibrar la reacción horizontal del tablero al igual que se ha hecho en el estribo Sur, por lo que se ha diseñado como estribo hueco.



Figura 15a. Estribo Norte

Un estribo hueco es un cajón al que le falta la pared dorsal contra la que empujarían las tierras, al no existir esta pared las tierras penetran en talud al interior del cajón y forman un cono por el exterior. Si el estribo es suficientemente largo para que las tierras no alcancen la pared frontal no se producen empujes. Por otra parte este cajón tiene la suficiente capacidad para poder anclar en sus aristas longitudinales superiores los cables y pretensar el conjunto contra el terreno (figura 15b. Alzado Estribo Norte)

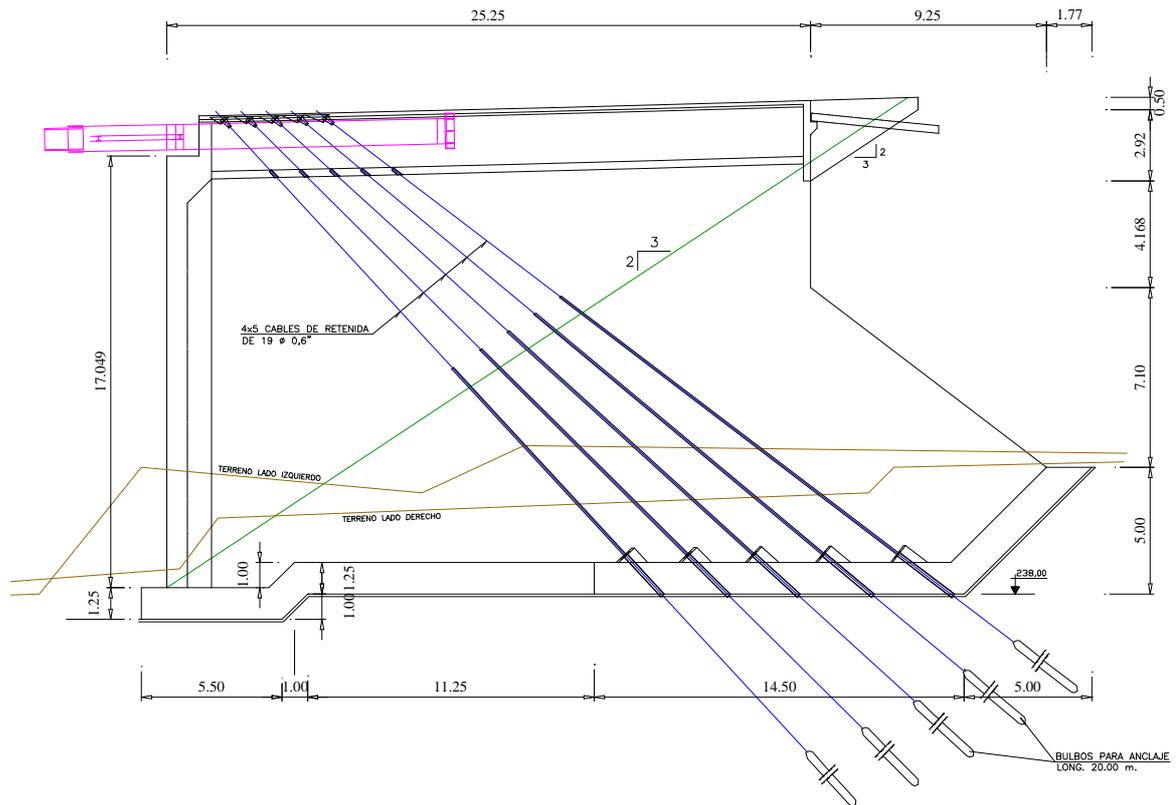


Figura 15b. Alzado Estribo Norte

En el hormigón del estribo se establece un nudo, para analizar el equilibrio de este nudo se analizan las fuerzas exteriores que actúan sobre el estribo:

- a) El tablero, que es el cordón superior en tracción de la celosía Pratt, tira del estribo cuasi horizontalmente. El tablero se ancla al estribo introduciéndose en él una cierta longitud de anclaje por detrás del nudo. Para anclarlo se disponen conectadores en una cierta longitud y como seguridad adicional una placa al final del mismo. El tablero al tirar produce una biela de compresión en el hormigón del estribo que le rodea.
- b) Los anclajes superiores de los cables situados en la parte superior de las paredes del estribo por encima de las vigas del tablero, producen unas bielas de compresión en el hormigón del estribo que hay debajo de ellos.
- c) La reacción del terreno contra la zapata del estribo produce unas bielas de compresión en el hormigón de dicha zapata del estribo. Así estas tres bielas de compresión se equilibran en el hormigón del estribo. Precisamente en esa zona donde se equilibran las bielas el hormigón del estribo se ha proyectado de alta resistencia. Por otra parte analizando las fuerzas exteriores que actúan sobre los cables: se tiene una reacción del estribo que “tira” de los anclajes de los cables hacia arriba y una reacción en el bulbo inyectado en la roca que “tira de los cables hacia abajo, con lo cual se cierra el equilibrio.



Figura 16. Retenidas estribo norte

Hay un total de 4 grupos de cables. Cada grupo es de 5 tendones y cada tendón es de 19 cordones de 0.6” de diámetro (Figura 16. Retenidas estribo norte).

La fuerza de tesado es del 60 % de su fuerza característica de rotura es decir 300 tn. Como los cables están inclinados entre 40° y 50° proporcionan una componente horizontal de 4200 tn que son las que equilibran el tiro del tablero.

4.6. Las cimentaciones

Las laderas del barranco, como el resto de la isla son de origen volcánico. Están formadas por una alternancia de basalto vacuolar y escorias o piroclastos, esta alternancia es desordenada y no se configura en forma de capas continuas más o menos horizontales de uno y otro material. Además hay abundancia de fracturas o chimeneas volcánicas con o sin relleno piroclástico. En la etapa del proyecto modificado se han realizado trece sondeos para estudiar las cimentaciones de estribos y pilas; sin embargo la distribución de los materiales es tan aleatoria y la presencia de cuevas tan abundante que ha habido que recurrir a estudiar las cimentaciones “in situ” una vez abiertas las excavaciones. Así en los casos que ello ha sido posible se ha profundizado la excavación para encontrar un nivel de basalto y desde allí recrecer con hormigón pobre.

En el caso de las zapatas del estribo del arco, un calculo como sólido rígido daría tensiones muy altas, del orden de 12 Kg/cm^2 , sin embargo el cálculo se ha hecho con un programa de diferencias finitas en tres dimensiones FLAC 3D que permite tener en cuenta la redistribución tensional bajo la zapata, producida al asignar al suelo un modelo constitutivo rígido plástico con criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb, lo que se traduce en menores tensiones de pico, y en esas condiciones que la plastificación del terreno sea no significativa.



Figura 17. Inyecciones de consolidación

En cualquier caso para garantizar que el terreno real y el del modelo se correspondían se ha hecho por un lado un relleno de las cuevas mayores que afloraban a la ladera por debajo del estribo del arco; y por otro lado una campaña de inyecciones sistemáticas en cuadrícula de $1.50 \times 1.50 \text{ m}$ por debajo y por detrás de la zapata del arco (Figura 17. Inyecciones de consolidación).

Durante la realización de los taladros para esas inyecciones se detectaron numerosas cuevas menores que fueron convenientemente inyectadas.

5. CRITERIOS DE DISEÑO

En este apartado se describen desde un punto de vista conceptual algunos criterios empleados en el diseño del arco, otra comunicación de este mismo Congreso entrará a mayor detalle en los aspectos propios del cálculo.

5.1. El antifunicular del arco, la fluencia y la apertura en clave

La idea básica para el trabajo estructural de un arco es que resista a compresión. O dicho en términos que han perdido actualidad: que la línea de presiones no se salga del núcleo central de la sección. Se denomina línea de presiones la línea formada por los puntos de todas las secciones transversales del arco donde el axil de compresión más los momentos flectores se reduce a una fuerza de compresión como resultante única. Y en efecto estos términos han perdido actualidad por que los materiales modernos permiten resistir fácilmente las tracciones producidas por la flexión. La disposición de armaduras cada vez más fiables, la adherencia, la resistencia del hormigón a compresión, el pretensado, etc. son factores que hacen que los proyectistas no se preocupen mayormente de que la línea de presiones se salga del núcleo central del arco, las tracciones a las que de lugar se absorberán con la armadura y el arco funcionara en flexión perfectamente. Y así es; pero el coste económico mínimo se obtiene haciendo que la línea de presiones se separe lo menos posible del núcleo central. Sería necesaria en este Congreso otra comunicación específica para hablar sobre el binomio Ingeniería versus Coste de la obra, baste decir aquí que, en opinión de quién suscribe, es un tema que no preocupa como debería a nuestros proyectistas.

Volviendo al arco de Los Tilos, la idea que ha presidido este proyecto ha sido conseguir el antifunicular de cargas mas exacto posible. Lo primero que hay que especificar es para que carga es el antifunicular. Y parece fácil la respuesta: para la carga permanente, sin embargo no es tan sencillo por que el arco tiene movimientos reológicos de retracción y fluencia así como una temperatura media del arco según el día del año en que se encuentre. Pues bien hay que realizar una elección y la que se ha tomado en este caso ha sido: que el antifunicular sea para las cargas permanentes después de haber terminado el proceso de retracción y fluencia (la mayor parte se ha producido en unos diez años aproximadamente) y para el día en que el arco tenga como temperatura media la media del año. Parece lógico elegir el antifunicular para

después de la retracción y fluencia, pues si la vida útil del arco son 100 años, va a estar aproximadamente 90 años en esa situación; en tanto que sólo 10 en situaciones transitorias con fluencia decreciente.

¿Como se puede hacer que el antifunicular lo sea para después de la fluencia.?. La respuesta no es sencilla ya que el arco pasa por unas fases de construcción que dejan al final de la misma unos esfuerzos de peso propio que nada tienen que ver con los que tendría el mismo arco construido completo sobre una cimbra. Se llamará a los primeros esfuerzos de fase a fase M_{pp}^I y a los segundos esfuerzos de arco terminado M_{pp}^{II} . La fluencia va a producir un cambio de esquema estático cuyo resultado es como si parte de las cargas actuasen en el esquema estático final y llevaran las leyes de esfuerzos a una situación intermedia entre uno y otro. Obsérvese que en realidad el arco sólo tiene por un instante la ley de esfuerzos de fase a fase y que nunca tiene la ley de esfuerzos de arco terminado. La situación intermedia habitualmente se expresa (de un modo sólo aproximado) con la ecuación :

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II}$$

en la que c es un coeficiente que depende de la fluencia y que en el caso de los hormigones de alta resistencia con humo de sílice es del orden de $c = 0.5$. Así pues, parece que si elegimos el antifunicular para después de la fluencia se debería ajustar a una ley de esfuerzos que es suma de esta ley más la del resto de cargas permanentes que actúa sobre el esquema estático de arco terminado: M_{rcp}^{II} . En una forma practica esto se ha hecho del siguiente modo:

a) Se ha dado al arco la geometría del antifunicular que pasa por clave y estribos (se ha fijado pues la relación Luz Flecha) y se ha obtenido la poligonal que responde al antifunicular de las cargas de peso propio (no solo del arco sino también pilas y tablero cada una actuando en su posición) mas el resto de la carga permanente (la cual es lineal). Este funicular respondería bien a dos de las tres leyes de esfuerzos que se citaban antes; pero no a la parte de la ley que proviene del fase a fase.

b) Para ajustar esta ley se utiliza la ley que se puede introducir en el arco (se trata estrictamente hablando de un pretensado) con la operación de apertura en clave. En esta apertura introducimos un esfuerzo axil N_0 y un momento flector en la clave del arco.

Para determinar estos valores se hacen las dos igualdades siguientes:

b.1.) En la **sección de los estribos** se establece el siguiente equilibrio de los momentos que actúan en ella (se actúa con la media de los dos estribos por la pequeña asimetría del arco):

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

b.2.) En la **sección de clave** se exige la misma condición:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

De estas dos ecuaciones se obtiene N_0 y M_0 que en este caso han sido: 1500 Tn y 0 m·tn. Es interesante resaltar que dado que la ley de flectores M_{pp}^I da momento nulo en clave y que la ley M_{pp}^{II} da momento nulo en clave, queda solo la ley M_{rcp}^{II} que da momento casi nulo en clave, por ello el resultado previsible es que M_0 sea prácticamente nulo y por tanto podremos obtener directamente N_0 de la ecuación b.1.). Es decir el axil introducido en clave debe anular el momento de empotramiento en la sección de estribos de la ley de fase a fase por el coeficiente de fluencia: $c \cdot M_{pp}^I$.

5.2. La vinculación del arco a las pilas

La vinculación entre el arco y el tablero en los arcos de tablero superior, puede configurarse en dos formas diferentes:

- a) El arco es tangente al tablero en clave y se maciza la conexión en una determinada longitud a ambos lados del punto de tangencia.
- b) El arco y el tablero están claramente separados en la clave y se disponen pilas cortas en esa zona para soportar el tablero.

Desde el punto de vista estético la primera tiene la ventaja de integrar visualmente ambos elementos; en tanto que la segunda tiene la virtud de destacar la forma del arco completo, al alejarse en clave del tablero. Desde el punto de vista estructural hay que tener en cuenta que hay un esfuerzo rasante horizontal importante entre el arco y el tablero debido a las acciones de frenado, térmicas, de retracción y de fluencia. En el primer caso, este esfuerzo rasante horizontal se transmite sin ningún problema a través de la zona macizada. En el segundo caso este esfuerzo rasante no puede ser absorbido en condiciones normales por las pilas del centro que son las más rígidas y por tanto las que mayor proporción de esta sollicitación se llevan.

Lo que se ha hecho en este caso es dotar a las pilas del centro del arco de apoyos de neopreno teflón entre ellas y el tablero, de este modo la fuerza horizontal se reparte entre ellas y el resto de las pilas y estribos sin tener ningún punto fijo. Es decir, se reparten a partir del centro elástico que para cada acción se establece en función de las rigideces combinadas de las pilas y sus apoyos. Se podría decir que se ha soltado el tablero del centro del arco, dejando que las fuerzas horizontales se repartan en el conjunto de la estructura.

5.3. El retesado de las diagonales

La ejecución de cada recuadro durante la construcción en voladizo va añadiendo peso que tiene que ser resistido por la parte de estructura ya construida. En particular el esfuerzo cortante que transmiten las diagonales va en aumento. Dado que estas diagonales son cables de alto límite elástico y por tanto de pequeña área resultan muy flexibles. El aumento de la fuerza que las solicita produce alargamientos mucho mayores que la deformación del resto de las piezas (tablero pilas y arcos). Si no se hiciera nada, es decir con diagonales pasivas, estas deformaciones harían que el voladizo no trabajara como una celosía tipo Pratt, sino como una viga Vierendeel con flexiones inaceptables. Por ello resulta necesario construir con diagonales activas. Es decir ir recogiendo estas deformaciones de las diagonales en sucesivas regulaciones de pretensado, dos en cada tramo. El criterio de estas regulaciones consiste en que la diagonal funcione como si tuviera área infinita. Es decir que no varíe su longitud entre los nudos que une, cuando aumenten las cargas. Como esto no es posible, lo que se hace es preregular por pequeños incrementos de tal modo que antes del nuevo incremento de carga sean más cortas que su valor teórico y después de las cargas un poco más largas. De esta manera se va oscilando de un lado y otro de la longitud teórica y como estas variaciones son suficientemente pequeñas el comportamiento equivale al en la práctica a área infinita. Con las diagonales activas se tienen unas diagonales cuasi totalmente rígidas, un arco muy rígido y unas pilas bastantes rígidas. Resulta pues, que el tablero es ahora el elemento más flexible. Y de hecho la mayor parte de la flecha que se produce al final del voladizo se debe a la elongabilidad del tablero. Se podrían haber adoptado varias medidas para aumentar la rigidez del tablero (aumentar el área de acero, pretensar el acero, etc.) pero la flecha es lo suficientemente pequeña y no merecía la pena encarecer el puente. Sobre todo teniendo en cuenta que la operación de apertura de la clave va a recoger esta flecha.

6. LA CONSTRUCCIÓN

En este apartado se describe aquella parte de la construcción que es específica de este procedimiento dejando los procesos más comunes, como pueden ser la excavación de las cimentaciones, el hormigonado de las mismas, la realización de alzados de estribos y pilas etc.

En el momento de escribir esta comunicación las obras han comenzado y se han ejecutado estribos, pilas e inicio del arco. Cuando se celebre el congreso la construcción estará mucho más avanzada y por lo tanto la información gráfica será mucho más abundante.

El proceso se inicia con el cimbrado encofrado y hormigonado de la primera dovela de cada semiarco. Esta dovela no puede emplear el carro de voladizos en su totalidad pues para su montaje completo le estorba el estribo del arco. Así se utilizan los encofrados interior y exterior pero montados sobre una cimbra provisional que se apoya en la propia excavación del estribo (Figura 18. Cimbrado provisional Dovela 0 Sur)



Figura 18 Cimbrado provisional Dovela 0 Sur

Sobre esta dovela se monta el carro completo y se procede a hormigonar la dovela 1 que es una dovela corta, después se avanza el carro y se atiranta el extremo de la dovela 1 con tirantes auxiliares , que son aquellos que no permanecen todo el proceso de construcción sino sólo unas fases. (Figura 19. Tirantes auxiliares Dovela 1 Sur)



Figura 19. Tirantes auxiliares Dovela 1 Sur

Después se hormigona la dovela 2 que es de longitud normal o sea 6 m aproximadamente, nuevamente se coloca un tirante auxiliar (Figura 20. Cables Auxiliares dovela 2) y se retira el de la dovela 1, posteriormente se hormigona la dovela 3 que es dovela de pila y por tanto final de recuadro, en estas dovelas se colocan las diagonales temporales (tirantes que van a durar todo el proceso de voladizos). Durante el hormigonado de todas estas dovelas, para el replanteo del carro, se han tenido en cuenta las contraflechas del arco y las propias del carro.



Figura 20. Cables Auxiliares dovela 2.

A continuación se trepa la pila 1 mediante un encofrado trepante que tiene dos puestas de 2 metros cada una para facilitar la entrada del hormigón en paredes delgadas de 20 cm. Esto es primero se coloca la consola de trepa con un encofrado de dos metros de altura, cuando se ha terminado de rellenar estos dos primeros metros se coloca otro encofrado de otros 2 m sin mover la consola hasta completar una tongada de 4 m (Figura 21 y Figura 22).



Figura 21. Hormigonado Pila 0 Sur



Figura 22. Hormigonado Pila 0 Norte

La ejecución de las pilas se hace replanteándolas teniendo en cuenta la posición del arco en ese momento, es decir, no necesariamente verticales sino con el ángulo α que deben formar con la tangente al arco en ese punto. A pesar de todos los cálculos de deformaciones y contraflechas realizados la exactitud de las coordenadas de la cabeza de las pilas es la que es, y por ello se ha dotado al sistema de una holgura importante para la colocación del tablero sobre ellas.

Básicamente esta holgura hace referencia a la situación de la traviesa de pila respecto de las vigas longitudinales. La traviesa de pila tiene una posición fija respecto de la cabeza de la pila por lo que hay que dotarla de holgura en su unión a las vigas longitudinales.

La siguiente operación es colocar un tramo de tablero sobre la pila. La primera pieza que se coloca es la traviesa de pila que se une a la cabeza de la pila de diferentes maneras según el sea el apoyo de cada pila. (Figura 23. Colocación de traviesa). La colocación de la traviesa, y resto de piezas del tablero, se hace por medio de una grúa que rueda sobre las vigas longitudinales del tablero ya construido (Figura 24. Grúa sobre tablero).



Figura 23. Colocación de traviesa



Figura 24. Grúa sobre tablero

Estas grúas tienen unos límites de capacidad y brazo por lo que ha habido que dividir cada tramo de tablero en 4 piezas: traviesa, vigas longitudinales y arriostramiento (Figura 25. Montaje viga longitudinal). Dado que todas las uniones van atornilladas con tornillos de alta resistencia el montaje es muy rápido.



Figura 25. Montaje viga longitudinal

Durante la colocación de las diferentes piezas de un recuadro se intercalan dos operaciones de regulación de diagonales, como se ha dicho en un apartado anterior. El anclaje activo superior regulable consta de un anclaje especial regulable mediante tuerca y con movimiento mediante manguito roscado, el anclaje lleva un dispositivo de retenida de cuñas con muelles incorporados (Figura 26. Anclaje regulable), que evita que se escapen las cuñas con tensiones bajas en el cordón



Figura 26. Anclaje regulable

Una vez terminado el tablero se procede a avanzar el carro y se empieza otro recuadro repitiendo el ciclo nuevamente.

Cuando los dos semiarcos alcanzan el centro del arco se procede a la operación de la apertura en clave. Para ello se interponen cuatro gatos de 800 Tn de capacidad cada uno de ellos en las esquinas entre los dos semiarcos. La apertura en clave se da controlando fuerzas y deformaciones. En particular debido a la mayor flexibilidad del semiarco lado Norte, éste intentara subir mas que el del lado Sur por lo que se ha dispuesto el arco Norte apoyando bajo el lado Sur, a fin de que los dos se eleven por igual y no haya peligro de vuelco de ninguno de los gatos. Inmediatamente después de la operación de apertura en clave se hormigona la parte de la dovela de cierre que no interfiere en posición con los gatos. Después se abren las cajas de arena para liberar a los mismos y una vez recuperados se hormigona el resto de la dovela con hormigón de expansividad controlada.

Cuando la dovela tenga resistencia suficiente, hay que soltar el tablero del estribo y terminar de desmontar las diagonales. Así el arco, por fin, esta trabajando como tal y el resto de las operaciones no reúnen mayor dificultad.

7. LOS ESCENARIOS DE RIESGO

Más allá de los coeficientes de seguridad que imponen las normas se ha realizado en este proyecto un análisis de riesgos. Este análisis consiste en imaginar escenarios en los que se podría producir alguna circunstancia no prevista que pudiera dar lugar a algún tipo de incidente o accidente y tomar las medidas para que ello no pueda ocurrir. Los siguientes escenarios y decisiones han sido consecuencia de ese análisis de riesgos:

- a) La soldadura de las vigas principales del tablero en condiciones de altura, exposición y lejanía por aislamiento, podrían dar lugar a defectos graves que no se detectaran. Sólo se pueden hacer ultrasonidos “in situ” puesto que no se puede hacer control radiográfico por tratarse de secciones cerradas de pequeñas dimensiones. En consecuencia se decidió hacer toda la estructura del tablero atornillada con tornillos de alta resistencia.
- b) La pistola dinamométrica para los tornillos de alta resistencia está mal calibrada y el apriete es menor que el especificado. Tener en obra un test de calibrado y calibrar a diario.
- c) Las máquinas que ruedan sobre carriles instalados sobre las vigas principales podrían descarrilar y caerse. Se decidió instalar contra rodaduras antivuelco en dichas máquinas así como finales de carrera.
- d) Una pérdida de aceite por rotura de un manguito en un gato u otro accidente de operación durante el tesado podría romper uno de los dos cables que componen cada diagonal. Se decidió desdoblar cada cable en dos. Así las diagonales están formadas por cuatro cables y la rotura de uno significa una pérdida del 25 % y no del 50 % como era antes de tomar esta decisión.
- e) Si los encofrados ceden frente al empuje del hormigón fresco, pueden aumentar los espesores y por tanto el peso de las dovelas. Se decidió aumentar el número de latiguillos, colocar barras de control en las losas sin contraencofrado y hacer taladros para medir espesores después de hormigonar.
- f) Los anclajes superiores de la retenidas, a diferencia de los de las diagonales, no eran regulables por que las retenidas se tesaban desde el primer momento a la fuerza máxima necesaria. Si por fenómenos de fluencia del terreno estas retenidas pierden fuerza el estribo podría llegar a moverse frente al tiro del tablero. Se decidió colocar anclajes regulables también en los anclajes sobre los estribos de los cables de retenida.

II CONGRESO DE ACHE, PUENTES Y ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN

TEMA: Realizaciones

SUBTEMA: Puentes

**EL CONTROL DEL PROYECTO DEL
ARCO DE LOS TILOS**

Autores : Manuel Juliá Vilardell (Universidad Politécnica de Madrid)

David Ortega Vidal (AEPO. SA)

EL CONTROL DEL PROYECTO DEL ARCO DE LOS TILOS

1.-Antecedentes

1.1.-En la isla canaria de La Palma se está realizando por FERROVIAL el acondicionamiento de la carretera C-830, con un proyecto base adjudicado por la Administración a la empresa de Ingeniería AEPO.SA., que ha sido modificado posteriormente en importantes aspectos, como se describirá a continuación.

La accidentada topografía de la isla, y en particular de la carretera en cuestión, exige la construcción de muros, túneles y puentes. En el tramo entre el túnel de la Galga y la población de Los Sauces es necesario cruzar el Barranco de los Tilos. Este es un importante accidente orográfico cuyo fondo está a unos 150 metros de la rasante de la carretera y cuya coronación abre una brecha de unos 300 m de distancia horizontal entre sus abruptas laderas.

En la redacción del proyecto base se tuvo en cuenta, para toda la obra, la exigencia de reducir al máximo el impacto ambiental, puesto que la traza discurre por un bello paisaje típicamente canario, con abundante vegetación y cultivos de plátanos. El cruce del Barranco de los Tilos es uno de los puntos más conflictivos de la obra al precisar una importante estructura, que podría afectar mucho a las laderas. Por ello se desecharon las soluciones con pilas verticales y dinteles rectos, incluso de gran luz, porque las dimensiones necesarias para un adecuado comportamiento estructural obligaban a cimentar a media ladera, lo que exigía realizar grandes movimientos de tierra tanto para acceder a su base, como para realizar sus zapatas.

El colocar los cimientos de la estructura a una profundidad razonable, conducía a una luz principal del orden de los 250 metros. Como las propiedades geotécnicas de las coladas basálticas que forman las laderas garantizaban la capacidad de resistir grandes empujes horizontales, la solución en arco se abrió paso como la más adecuada.

Dentro de esa tipología y por razones estéticas, se decidió que la bóveda fuera una curva continua, sin quiebros en los puntos de arranque de las pilas, y que el tablero estuviera separado de ella de forma apreciable, para destacar la función de elemento resistente básico de aquella.

1.2.-De este modo, el arco definido por el Proyecto Base (**Figuras 1 y 2**) era de hormigón armado en su totalidad, con una luz de 245 m. entre arranques, y una flecha de 46.2 m. La sección transversal de la bóveda se resolvía con un cajón monocelular, de 4.0 m



Figura 1 : El Arco de los tilos

de canto y 7.5 m de ancho, con un espesor de losa y almas de 40 cm, constante en todo su desarrollo. El tablero se modulaba con luces de 16.67 m., y un canto de 1.1 m, sobre pilas tabique huecas, prolongándose en cada ladera, más allá del barranco, con seis vanos en el lado Los Sauces y dos en el opuesto. El hormigón de la bóveda era de 400 k/cm².

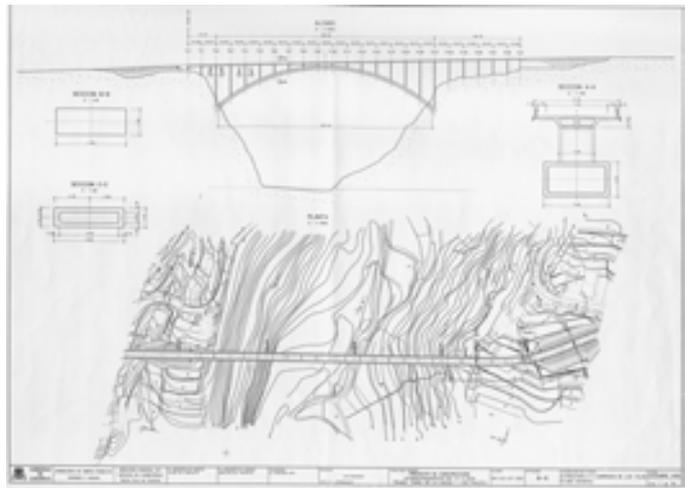


Figura 2 : El Proyecto Base

Estas dimensiones le convertían en el de mayor luz de su tipología existente en España, superando los 210 m., del Viaducto de Martín Gil, sobre el río Esla, cuyo proyecto de construcción realizó y supervisó D.Eduardo Torroja entre 1939 y 1941. (Figura 3)

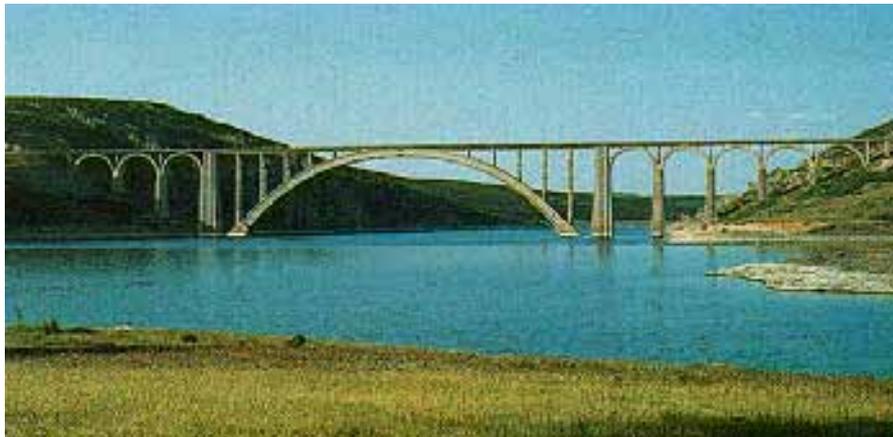


Figura 3 : El Viaducto del Esla

Para la construcción del Arco de los Tilos se había previsto realizar un avance en voladizo de la bóveda, atirantando los frentes de dovela a las pilas y a unos mástiles metálicos provisionales. (Figuras 4 y 5) Con ello el peso a sostener durante el avance era tan solo el de la bóveda, y el resto de la estructura se podía construir sobre el arco cerrado, a la manera tradicional.

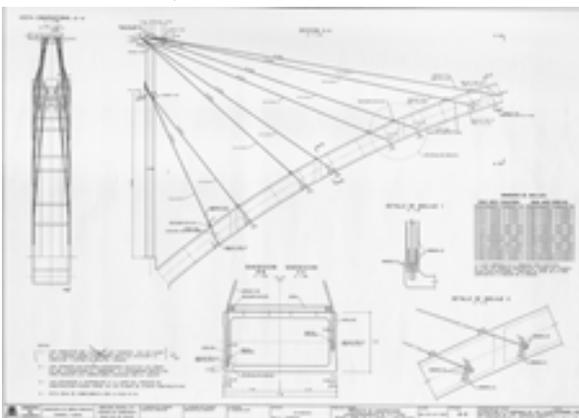


Figura 4: Atirantamiento a la pila

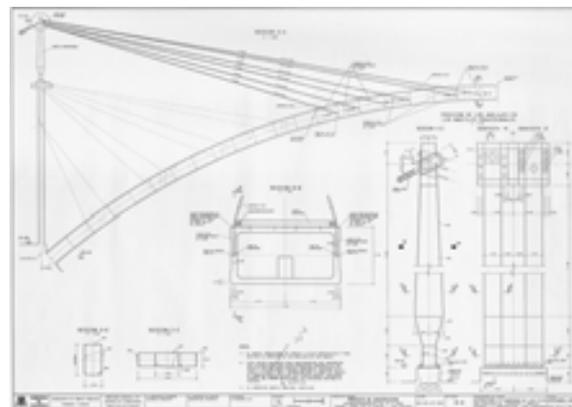


Figura 5 : Atirantamiento a mástil provisional

2.-La Solución Variante

2.1.-La licitación para la construcción del Proyecto Base fue ganada por la empresa constructora FERROVIAL. Por otra parte, la ingeniería AEPO recibió la adjudicación de la Asesoría Técnica a la Administración para el Control de las Obras.

La empresa constructora, con gran experiencia en la ejecución de arcos por avance en voladizo, presentó una variante al proceso constructivo base cambiado el sistema de avance de la bóveda exenta atirantada a mástiles provisionales, por el de su avance simultáneo con pilas y tablero, con una triangulación provisional de los recuadros resultantes, por medio de cables diagonales. Con este procedimiento ha realizado los arcos de Ricobayo (164 m de luz) y de la Regenta (194 m.).

Era pues razonable admitir un cambio de proceso constructivo, si bien la Administración exigió que se mantuviera el aspecto formal y la apariencia externa de la estructura definida por el proyecto base.

Aunque desde un punto de vista general ambos procedimientos son igualmente posibles, y cada uno puede apuntarse ciertas ventajas sobre el otro, en la práctica están íntimamente ligados a la tipología de la estructura a realizar. La viabilidad no solo económica, sino técnica, del avance con diagonales depende de que el peso del conjunto bóveda, pilas y tablero se mantenga dentro de unos límites que posibiliten el empleo de cables y anclajes cuyo tamaño sea realmente posible colocar, y de la utilización del tablero como elemento traccionado del voladizo

La tipología de hormigón armado del tablero y las dimensiones de la bóveda de la solución base no permitían el cambio inmediato del proceso constructivo sin realizar modificaciones en la estructura.

2.2.-Por ello Ferrovial propuso las siguientes transformaciones del arco :

- a.-Reducción de las dimensiones de la Bóveda
- b.-Transformación del Tablero de hormigón armado a metálico-mixto

Con el cambio del tablero se consiguen dos finalidades: es posible utilizar la parte de sección metálica durante la construcción como tirante a tracción del sistema estructural en voladizo, y se puede eliminar el peso del hormigón de la losa de compresión. Los paramentos externos de la parte metálica debidamente pintados pueden adquirir la misma expresión estética que los de hormigón.

Para reducir las dimensiones de la bóveda, dentro de la morfología de hormigón armado se propuso el cambio a hormigón de Altas Prestaciones. De la calidad H-40 prevista, se pasó a H-80. Con ello la estructura, que ya era importante, adquirió una singularidad extraordinaria, dado que como se verá existen escasos precedentes en la utilización hormigón de esas características, y ninguno con las dimensiones que nos ocupan.

La ingeniería Aepo como Asesora Técnica de la Administración, a petición de ésta, asumió la función de controlar el desarrollo del proyecto variante. Como

metodología más eficiente, de común acuerdo con la Oficina Técnica de Ferrovial, se estableció un sistema de supervisión dinámica, en el que la Asesoría y la Oficina Técnica establecían en principio un rango de dimensiones para comprobar después, por separado, la validez de las mismas.

3.-Dimensionado previo

3.1.-El peso de la bóveda del proyecto base era de 21.8 t/m. La reducción que el contratista consideraba adecuada para aplicar el nuevo proceso constructivo era del orden del 50 al 60 %, es decir el peso debía estar comprendido entre 8.5 y 10.5 t/m. Se conseguía disminuyendo el canto, ancho y espesores (**Figura 6**)

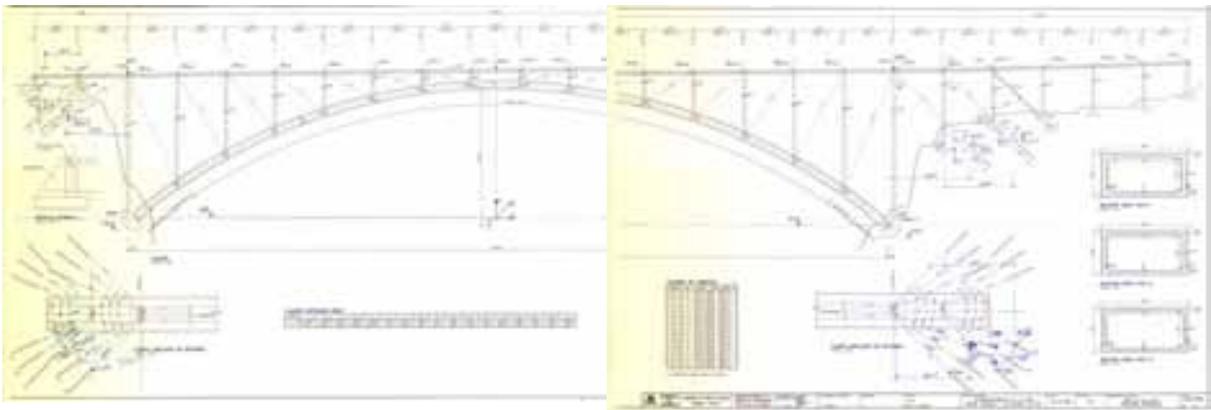


Figura 6 : La primera Variante

Como es bien conocido, el módulo de deformación longitudinal de un hormigón de Alta Resistencia, aumenta en mucha menor proporción que lo hace su resistencia a rotura por compresión, y la capacidad de deformación última en agotamiento disminuye. Por lo tanto puede ocurrir que con dos secciones, una de hormigón convencional y otra con HR, se pueda obtener la misma capacidad de agotamiento a nivel seccional, pero la segunda reduzca la rigidez de la estructura, y aumente su fragilidad. La disminución de rigidez puede hacer que los fenómenos ligados con los desplazamientos, es decir las inestabilidades geométricas, adquieran una relevancia mucho mayor que en los casos habituales. La pérdida de deformabilidad última puede potenciar los problemas de rotura brusca.

Con el fin de situar el alcance de las reducciones propuestas dentro del contexto de obras reales, se llevaron a cabo las siguientes actuaciones:

a.-Comparación del valor de un parámetro de rigidez: $k = E.I / L^2$ (que controla la carga crítica de inestabilidad geométrica) entre la solución en HR y algunos de los arcos recientes más importantes. (Tabla 1)

b.-Análisis de realizaciones españolas y extranjeras de puentes con HR (Tabla 2)

Tabla 1 : Parámetros de Rigidez

Puente	Construcción	Luz	Canto	Ancho	Peralte	KI	kt
Treillins	Mástil	134	2.5	5.2	1 / 5.6	0.80	2.77
Wertachtal	Diagonales	156	2.8 *	8.5	1 / 4.3	1.27	4.56
Burguillo	Mástil	165	2.4 *	4.0	1 / 7.5	0.52	1.41
Mülhe	Mástil	170	2.5	9.0	1 / 3.4	0.72	2.90
Regenta	Diagonales	194	3.3 *	10.0	1 / 3.9	1.54	4.52
Tilos Base	Mástil	245	4.0	7.5	1 / 5.4	1.0	2.75
Rance	Mástil	261	4.2	7.5 *	1 / 7.5	1.18	3.02
Bloukans	Mástil	272	4.6 *	12.0	1 / 4.4	1.90	4.28
Tilos HR	Diagonales	250	3.0	6.0	1 / 5.4	0.34	1.14

(Los valores marcados con * corresponden al valor medio en caso de dimensiones variables)

Tabla 2 : Algunas Realizaciones de puentes en HR

Puente	Luces	Hormigón	Pais
Pasarela Cap Pont	25 + 56 +56 +25	H-80 /99	España
Rio Guadalete	26.5 (vigas)	H – 80	“”
Pilas Rio Miño	Diámetro 1.2 m	H – 65	“”
Mástiles Rio Pisuerga		H – 65	“”
Riera de Rajadell	40 + 51 + 40	H – 60	“”
Puente de Oresund	(prefabricado)	H – 60	“”
Huntington	274 (atirantado)	H – 55	EE.UU.
Annancis	465 (“”)	H – 55	EE.UU
Boknasundet	190 (“”)	H – 60	Noruega
Rance	261 (arco)	H - 60	Francia
Pertuiset	110 (“”)	H – 65	Francia
Hegelandsbrua	425 (“”)	H – 65	Noruega
Ootabane	24 (vigas)	H – 79	Japón
Akkagawa	46 (“”)	H – 79	Japón
Los Tilos	250 (arco)	H – 80	España

Los espesores mínimos de las losas se establecieron en 20 cm y los de las almas en 25 cm. Estos valores corresponden a límites prácticos para que el hormigonado “ in situ” de elementos con las dimensiones exteriores de la bóveda no presente problemas .

3.2.-Los resultados, que se agrupan en las Tablas 1 y 2, ponen en evidencia la singularidad sin precedentes de la estructura variante. La pregunta inmediata era si sería viable una estructura así.

Por lo general la intuición estructural adjudica a la bóveda del arco la función resistente primaria, de tal modo que las pilas y el tablero aparecen como elementos de relleno necesarios tan solo para solucionar el problema funcional de la curvatura de aquella. Sin embargo ya en 1925 Robert Maillart realizó una atrevida solución en arco, el puente de Valtschiebach, (**Figura 7**) donde el dintel tiene una función resistente

frente a las cargas verticales del mismo orden de importancia que la bóveda, el llamado arco con tablero de rigidez .

La solución del Barranco de los Tilos del proyecto base correspondía a la primera concepción de arco con bóveda autosuficiente, en tanto que la variante, con su tablero metálico convenientemente dimensionado, podía situarse en una posición intermedia entre ésta y la de Maillart.

Pues si bien frente a las acciones verticales en servicio sería la bóveda el elemento resistente primordial, durante el montaje y frente al viento transversal en servicio el tablero podría tener una función resistente equiparable.

Ello justificaría que la reducción de la rigidez de la bóveda a los niveles indicados en la tabla I no sería algo utópico, sino una consecuencia lógica tanto del empleo del hormigón HR-80, como a la concepción del sistema bóveda – tablero como un todo inseparable.

Por esta razón la Asesoría Técnica planteó la necesidad de llevar a cabo, desde las primeras etapas del desarrollo del proyecto, un estudio a nivel global de toda la estructura, con niveles de complejidad poco habituales que incluyera una precisa modelización de todos los elementos aparentemente “secundarios”, la consideración de la no linealidad geométrica y no linealidad del material, y la representación con detalle los elementos de enlace, apoyos y anclajes.

4.-La Primera etapa del proyecto

4.1.-El Modelo de primer orden

Las primeras comprobaciones se realizaron sobre modelos lineales planos de elementos barra, tanto para las acciones en el plano como para las normales. Para representar la rigidez a flexión del tablero en su plano se utilizaron unas barras ficticias con la misma deformabilidad que la estructura triangulada real. Es de destacar que en este caso, donde la longitud del tablero es mucho mayor que la dimensión de sus recuadros rigidizados, esta equivalencia conduce a que las barras ficticias tienen una insercia equivalente casi igual a la calculada para los dos perfiles respecto del centro de gravedad común, lo que puede no ser cierto si los recuadros son muy grandes en comparación con la longitud total.

A las barras representativas de las diagonales provisionales se les asoció una sección equivalente que proporcionaba la misma rigidez axial con las longitudes deducidas del modelo, que la rigidez del cable real entre puntos de anclaje. Su sección



Fig. 8-1. Valtzschbach bridge near Donath by Maillart, 1925

Figura 7 : Valtzschbach

fue estimada en un primer tanteo y corregida después a medida que avanzaba el proyecto, con los criterios que se indicarán más adelante.

Para la estabilidad durante el avance en voladizo se proyectaron cables de retenida que anclaban al terreno los puntos de apoyo del tablero sobre la última pila y la contigua fuera del arco.

Como directriz de la bóveda se adoptó una curva formada por esplines polinómicos de tercer grado que recorren los vértices del polígono antifunicular de las cargas permanentes supuestamente aplicadas de forma simultánea.

4.2.-Las acciones

De entre las acciones prescritas por la I.A.P. y la E.H.E nada habría que destacar, salvo las que se refieren al viento y a la fluencia.

Como los primeros tanteos ya llamaron la atención sobre la importancia del efecto del viento transversal como acción dominante, se realizó una minuciosa evaluación de la misma, en función de la altura de los elementos y de su forma geométrica, y de la probabilidad de ocurrencia de la misma, es decir durante el montaje o en servicio. Esta importancia se vió confirmada en los cálculos de segundo orden, en donde el viento transversal delimita la seguridad de las fases finales del montaje

Se sabe que en hormigones de HR la fluencia es menor que en los convencionales. Para evaluar sus efectos en esta primera fase se adoptaron los valores indicados para este tipo de material en la Instrucción Francesa BAEL / BPEL. Sus efectos sobre la estructura se evaluaron de forma simple utilizando el método del coeficiente de envejecimiento (Artículo 25 de EHE), resultando la siguiente expresión de los esfuerzos a tiempo infinito:

$$S_{\infty} = 0.5 S_0 + 0.5 S_I$$

En donde S_0 serían los esfuerzos al final del proceso real de montaje, y S_I los esfuerzos resultantes de aplicar las acciones permanentes de forma simultánea sobre la estructura cerrada, lo que ocurriría de construirse cimbrada.

Este resultado permite una buena estimación de los efectos diferidos de la fluencia una vez cerrada la estructura y, de hecho, expresiones análogas se aplican habitualmente en los proyectos de puentes por voladizo; pero nada dice sobre su influencia durante el montaje. Para cuantificar esto último, como se indicará, es preciso realizar un cálculo paso a paso del proceso de montaje.

4.3.-Criterios adicionales de Proyecto

Dada la singularidad de la estructura se acordó establecer ciertos límites a los esfuerzos más allá de lo prescrito por la normativa.

Uno de ellos fue la limitación de las tensiones de tracción sobre la bóveda, durante las etapas de montaje y bajo las acciones sin ponderar, de forma que no se sobrepasara la característica media. (definida en el artículo 39 EHE) Este valor, aplicando la expresión de la instrucción es de 3.7 N/mm^2 . (Posteriormente los ensayos sobre probetas del hormigón que se va a colocar en obra se han obtenido cifras superiores a los 5.0 N/mm^2 .) Este criterio, que ya se estableció en el proyecto base, tiene la finalidad de garantizar que durante el montaje no se producirá una degradación de las rigideces de los elementos, de difícil evaluación, que altere los desplazamientos previstos y plantee problemas de decisión sobre la idoneidad de las situaciones del montaje.

También se limitaron los valores de las tensiones de los cables diagonales, al 60% de la de rotura. Esta cifra es superior a la permitida en situaciones permanentes de servicio, pero dada la provisionalidad de los elementos y a las pocas veces que se alcanza durante el montaje, no son de temer problemas de fatiga.

4.4.-El modelo de 2º Orden

4.4.1.-El análisis de los efectos no lineales tenía por objeto comprobar la estabilidad de la estructura en situaciones de servicio y de montaje, y además obtener coeficientes que representaran la influencia de esos fenómenos, con respecto a las hipótesis de linealidad. Se estudiaron en un modelo plano, con cargas en su plano y normales a él (**Figura 8**)

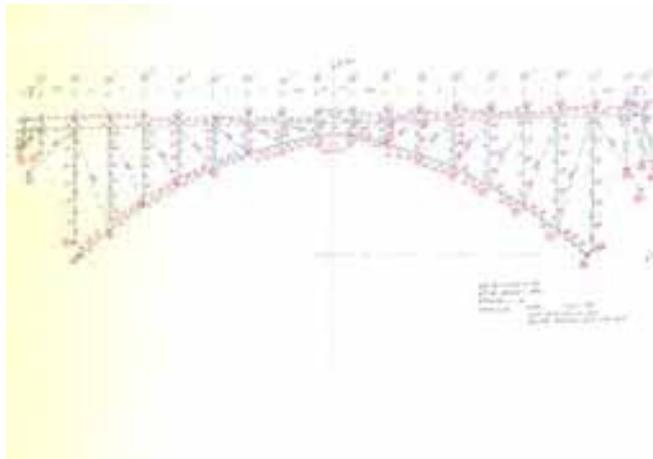


Figura 8 : Modelo Plano

Se utilizaron dos métodos diferentes. Uno bajo el control de la Oficina Técnica de Ferroviario, y otro de la Asesoría Técnica. Del algoritmo utilizado por la empresa constructora se hablará en otra comunicación. El empleado para el cálculo de control ha sido descrito con detalle en los números 205 y 206 de la revista Hormigón y Acero.

Baste con decir aquí que su fundamento es que para una terna de esfuerzos exteriores que se suponen actuando sobre una sección de hormigón armado o pretensado (N_x, M_y, M_z), se obtiene la diferencia entre las deformaciones longitudinales y curvaturas correspondientes a tales esfuerzos para la composición real de la sección, y las deducidas del cálculo sobre un modelo elástico con rigideces arbitrarias, aplicándose sobre tal modelo la diferencia de deformaciones a través de un conjunto de

cargas equivalentes, de forma iterativa, hasta que se reduce tal diferencia a valores admisibles. Por otra parte también se introducen en cada barra las acciones equivalentes al desequilibrio de esfuerzos que se genera al considerar, sobre el elemento desplazado, la actuación de los esfuerzos que estaban en equilibrio en la geometría inicial.

En este primer estadio se consideró suficiente calcular la estabilidad de los sistemas bajo las cargas aplicadas de forma simultánea, en varias situaciones significativas de servicio, o en la situación pésima de montaje, bajo la óptica de primer orden, que era el final con el voladizo sin cerrar en clave.

4.4.2.- Los pasos seguidos para el estudio de una determinada situación consistían en:

a.-Calcular con las acciones nominales y las rigideces correspondientes a las secciones brutas, en el modelo de primer orden. (Modelo plano, pero con cargas en su plano y normales a él)

b.-Calcular con las acciones nominales y las propiedades de los materiales sin minorar, teniendo en cuenta las no linealidades ($\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1$, $\gamma_f = 1$)

c.-Calcular con las propiedades de los materiales minoradas ($\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$) , las cargas permanentes nominales ($\gamma_{cp} = 1$) , y las sobrecargas dominantes con factores de ponderación crecientes ($\gamma_f = 1.25$, $\gamma_f = 1.35$. $\gamma_f = 1.45$. etc) junto con acciones variables concomitantes (retracción, efectos térmicos y soleamiento)

d.-Calcular con las propiedades de los materiales minoradas ($\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$) , las cargas permanentes mayoradas ($\gamma_{cp} = 1.35$) , y las sobrecargas dominantes con factores de ponderación crecientes , junto con acciones variables concomitantes.

El paso “ b “ corresponde al comportamiento real de la estructura en estado límite de servicio, mientras que los “c” y “d” corresponden a estados límites últimos

En la figuras 9 y 10 se representa un resultado típico de esta etapa primera etapa de cálculo, en la sección de arranques de la bóveda en servicio, bajo viento transversal como sobrecarga dominante, con unas primeras armaduras y sección de tablero metálico. Los dos primeros puntos de la figura 9 corresponden a los pasos “a” y “b”

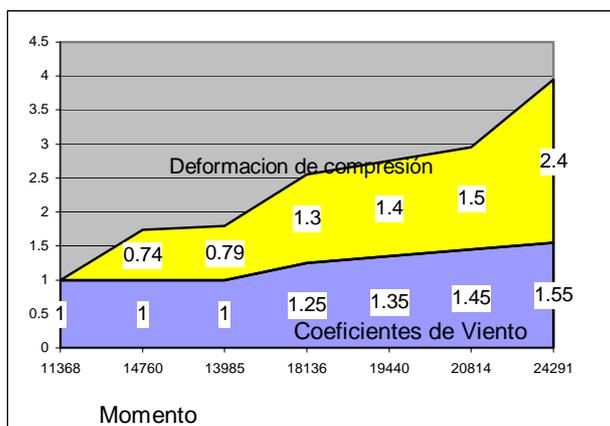


Figura 9 : Arranque del arco $\gamma_{cp} = 1$

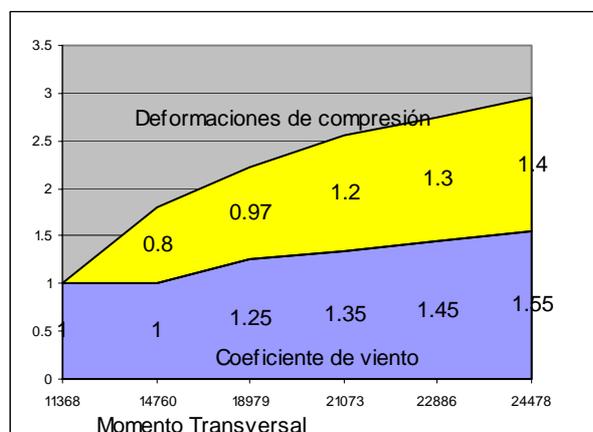


Figura 10 : Arranque del arco $\gamma_{cp} = 1.35$

Del la figura 9 se extrae como primera conclusión que la relación de rigideces transversales entre bóveda y tablero bajo el sistema de esfuerzos debidos a las acciones permanentes nominales, es superior a la que se obtiene con la secciones brutas consideradas en el cálculo de primer orden. Debido a ello la bóveda acepta mayor flexión (14760 mt frente a 11368 mt) en el primer supuesto, descargando al tablero .

Se puede observar también como la mayoración de las cargas permanentes incrementa la rigidez de la sección, al crear mayor esfuerzo axial, y como consecuencia la bóveda más rígida recibe un poco más de flexión transversal para el mismo coeficiente de ponderación del viento. Por otra parte la mayoración de las acciones permanentes reduce la zona de fisuración de la sección, de modo que puede conseguirse el mismo momento de respuesta interna con una deformación máxima menor.

El efecto de incrementar las acciones permanentes es pues beneficioso y, en este caso, es una hipótesis del lado de la inseguridad.

Quizá el aspecto más importante de la figura 9 es el abrupto salto de la deformación máxima de compresión, en el último escalón de carga, desde $1.5 \cdot 10^{-3}$ hasta $2.4 \cdot 10^{-3}$ que es una deformación de agotamiento para el hormigón HR utilizado. Este es el temido efecto del comportamiento no lineal en el que un aumento relativamente modesto de las acciones, desde una posición aparentemente segura, puede desencadenar el agotamiento de la sección. No obstante, en esta situación de servicio, al ser la estructura hiperestática, el agotamiento de una sección no significa la ruina global del conjunto. De hecho con las dimensiones del tablero y la armadura de las pilas correspondientes a los resultados de las figuras 9 y 10, ya se habían agotado los arranques de dos pilas del interior del arco antes del arranque de la bóveda.

En las figuras 11 y 12 se analiza el comportamiento del desplazamiento transversal de la clave, con la variación de los mismos parámetros.

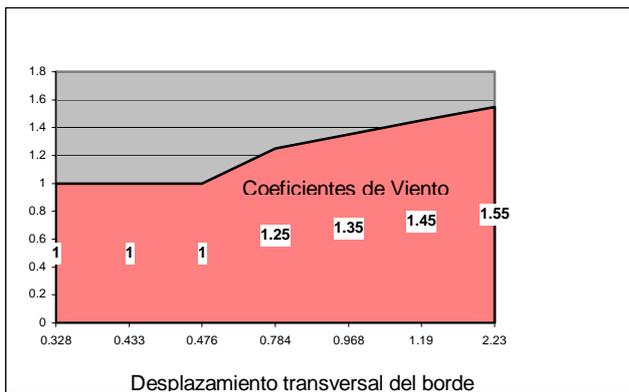


Figura 11 : Carga permanente nominal

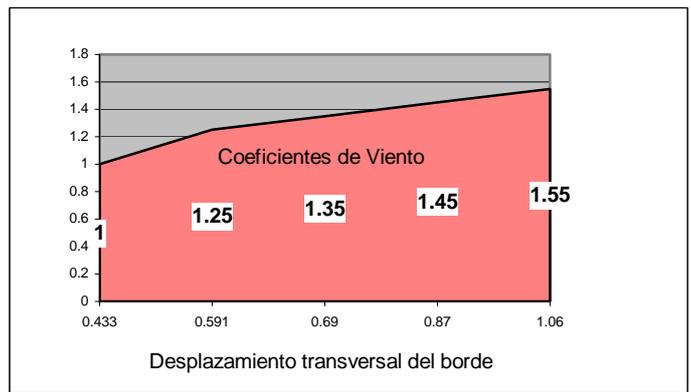


Figura 12: Carga permanente mayorada

El desplazamiento máximo con las acciones permanentes nominales es 2.1 veces superior al que resulta de mayorar por 1.35 dichas cargas.

Por lo tanto no es de extrañar que los cálculos de las situaciones de servicio en las que se considera las sobrecargas de uso como dominante, permiten alcanzar mayores niveles de seguridad.

Por el contrario, al final del montaje con el voladizo en su máximo desarrollo, antes del cierre de la clave y con el viento transversal como acción dominante se está en la configuración más comprometida, de tal modo que las dimensiones y armaduras de la zona de arranques del arco, así como la sección de acero del tablero deben definirse para resistir esta situación. Nuevamente el mayorar las acciones permanentes está del lado de la inseguridad. Las figuras 13 y 14 presentan los resultados obtenidos en una etapa posterior, con mayores armaduras y más sección del tablero metálico, en la situación de voladizo con la carga permanente nominal.

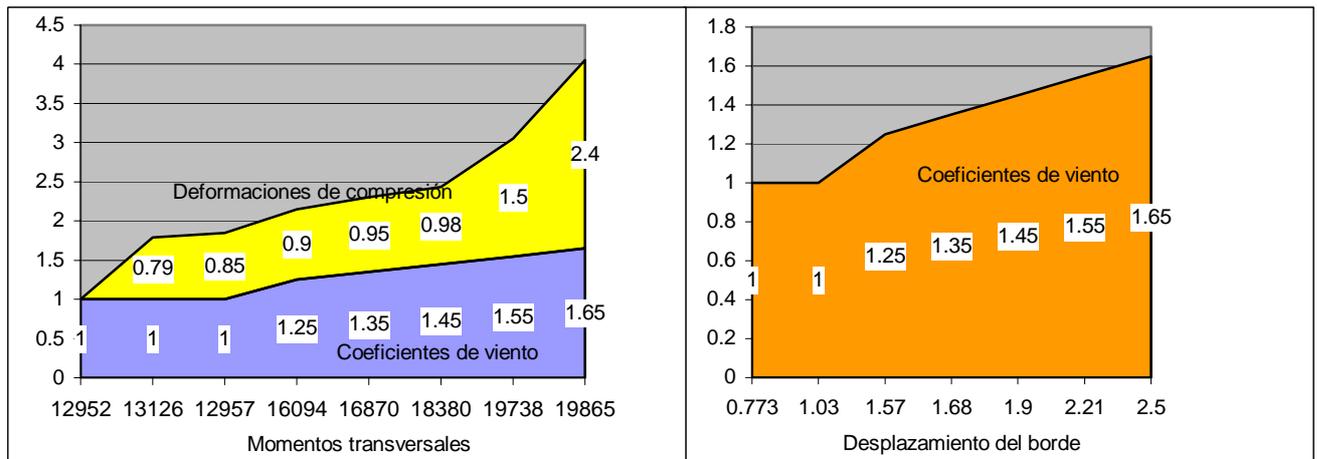


Figura 13 : Arranque de la bóveda

Figura 14 : Extremo del voladizo

En esta situación de voladizo el agotamiento de una sección de la bóveda o del tablero conduce a la ruina del conjunto, ya que el sistema estructural es casi isostático y carece de reservas para redistribuir las solicitaciones.

4.4.3.-Las consecuencias de este primer análisis no lineal fueron:

a.-Dado que el reparto de acciones entre arco y tablero depende de su rigidez, y de la de sus enlaces y elementos estabilizadores es preciso analizar todo el sistema de forma integral

b.- La colaboración de la parte metálica del tablero mixto, durante el montaje, frente a solicitaciones normales es fundamental. Su sección viene determinada por esa función.

c.-Las pilas sobre el arco transmiten acciones entre bóveda y tablero por lo que, con enlaces rígidos pueden estar muy solicitadas. Es necesario llegar a un compromiso entre los esfuerzos que pueden absorber y resistir.

d.- Las dimensiones de la bóveda que se necesitan para la reducción del peso son posibles si el resto de los elementos de la estructura se dimensionan más allá de lo necesario para su función primaria.

e.-Los esfuerzos producidos por el comportamiento no lineal geométrico (que generan el equilibrio sobre la deformada) no son muy importantes. (del orden del 15% sobre los de primer orden). Por el contrario si es importante la redistribución debida a la no linealidad del material, en estados límites últimos, para factores de mayoración de las acciones elevados. Esto último es muy sensible al armado de las secciones y a las dimensiones del tablero metálico.

f.-Tienen gran influencia las rigideces de las pilas y cables de retenida que estabilizan transversalmente el sistema durante el avance en voladizo. De ellas depende la rigidez transversal del tablero, y por tanto el reparto de acciones entre éste y la bóveda.

g.-Las situaciones pésimas corresponden a las etapas de montaje bajo viento transversal, siguiendo en importancia las de servicio bajo viento dominante, y por último las de sobrecargas de uso

5.-El proyecto final

Las primeras etapas del proyecto se repitieron varias veces con distintas configuraciones: Parte del tablero en hormigón y parte metálico; tablero todo metálico; cables de retenida con mayor o menor área o inclinación transversal. etc.. Además de servir para aumentar las dimensiones del tablero metálico y las armaduras de pilas y arranques de arco, llevaron a conclusiones que afectaban a la concepción estructural del conjunto.

5.1.-En primer lugar se observó la conveniencia de reducir el número de tramos fuera de la bóveda, del lado de Los Sauces, a dos, al igual que en el extremo opuesto. Con ello se aumentaba la rigidez en el plano de ese semi - tablero al acortarlo y vincular su extremo al punto fijo del estribo. Por lo tanto, a partir de un determinado momento se trabajó con una estructura casi simétrica, con dos vanos de prolongación a cada lado del arco.

5.2.-La tipología de los enlaces entre pilas y tablero metálico se reveló como muy importante para limitar los esfuerzos sobre aquellas. Los mayores esfuerzos aparecen fundamentalmente de dos situaciones: Durante la transmisión del viento transversal y al generarse los movimientos en el plano de la estructura en la maniobra de apertura en clave y retirada de las diagonales provisionales.

En estas últimas operaciones la variación de longitud del tablero metálico (**Figura 15**) es mucho mayor que la de la bóveda, por lo que las pilas reciben unos esfuerzos importantes que, si se tratan de resistir aumentando la sección de aquellas, aumentan todavía más

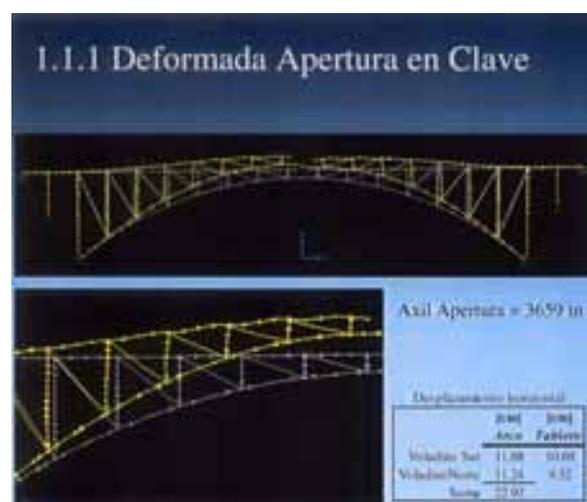


Figura 15

al ser proporcionales a la tercera potencia del canto. Para solucionar este problema, se realizó un exhaustivo estudio del efecto de los desplazamientos diferenciales sobre las pilas con distintas vinculaciones al tablero, combinando aparatos de neopreno zunchado, neoprenos guiados, apoyos de teflón libres, empotramientos y cambios de las vinculaciones en un mismo punto antes y después del cierre. Como consecuencia se liberaron los empotramientos de las ocho pilas centrales, substituyéndolos por apoyos de neopreno zunchado, y manteniendo el resto empotradas, renunciando a los cambios de condiciones en un mismo punto.

5.3.- Finalmente se observó que era preciso reconsiderar todo el sistema de cables y enlaces que suministran el equilibrio de la parte en voladizo durante la construcción .

Se partía de la idea de que era bueno realizar un empotramiento elástico, en el plano horizontal, del tramo del tablero entre la primera pila contigua a la bóveda y el estribo pues a igualdad de dimensiones de la sección aumentaba la rigidez su el plano. Ello reducía los desplazamientos transversales en montaje y, como se ha indicado, ayudaba a la bóveda frente al viento.

Sin embargo el par de fuerzas que se generaba entre el estribo y la primera pila al actuar el viento transversal nominal era de tal magnitud, que esta última tenía que aceptar una acción horizontal del orden de las 900 toneladas, a pesar de la ayuda que suponía la colaboración de los cables de retenida fuera del plano de la estructura. (Figura 16).

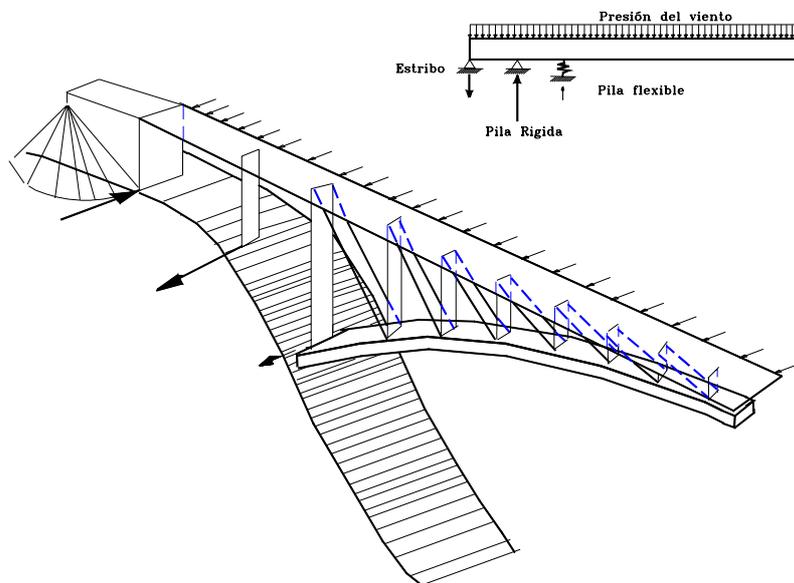


Figura 16 : Acciones del viento sobre la cimentación

La transmisión de esa enorme fuerza horizontal al terreno era un problema de difícil solución. No era posible por rozamiento, pues la carga vertical necesaria para ello implicaba un macizo descomunal. La solución alternativa de anclajes sub-horizontales era cuestionable dada la proximidad de la cimentación al borde del barranco.

Finalmente se desechó la solución del par de empotramiento en pila y estribo, a costa de incrementar la sección de los últimos tramos del tablero metálico para aumentar la rigidez del mismo, realizando un empotramiento completo de su extremo en el estribo durante la construcción. Ello permitió prescindir de los cables de retenida y reducir la coacción horizontal en coronación de la pila, a través de un apoyo de neopreno.

De esta forma los estribos aumentan su colaboración durante el montaje, y asumen además el papel de puntos de anclaje para el esfuerzo de tracción transmitido por el tablero. Pasan a ser elementos fundamentales para el equilibrio del sistema, tanto en el plano vertical como en el horizontal, y se anclan al terreno para conseguirlo.

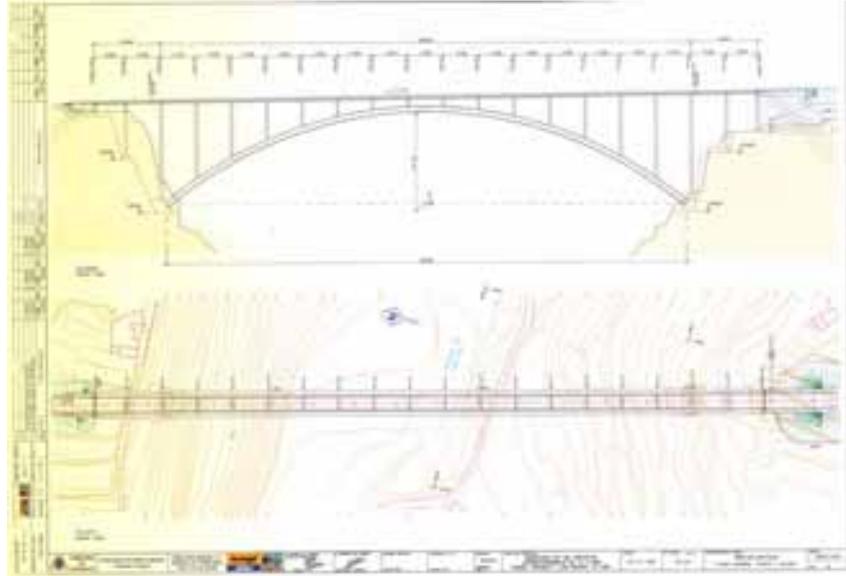


Figura 17 : La estructura final

La configuración definitiva de la estructura queda descrita en la **Figura 17**

5.4.-Todas las modificaciones indicadas se introdujeron en los modelos planos, repitiendo el análisis no lineal que, además de confirmar la estabilidad del conjunto en las situaciones pésimas, sirvió para definir unos coeficientes de mayoración de los esfuerzos debidos a la no linealidad geométrica, para distintas sollicitaciones, de los que se eligieron los máximos. También se realizó en teoría de 2º orden una comprobación de la estabilidad a lo largo de un proceso de montaje simplificado, considerando las coordenadas de sus nudos alteradas por unas imperfecciones geométricas.

Además se desarrolló un modelo espacial (**Figura 18**) para realizar el análisis de las fases reales de montaje y los cálculos en servicio con numerosas combinaciones de acciones, comprobando que las secciones resisten los esfuerzos ponderados por los coeficientes que representan el efecto de la no linealidad geométrica obtenidos del modelo plano.

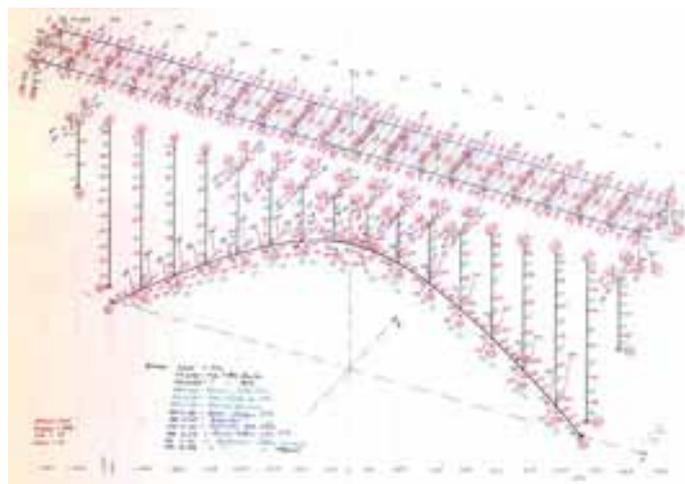


Figura 18 : Modelo Espacial

6.-Estudio de las fases de Construcción

6.1.-Criterios generales

Para analizar la estructura durante su proceso constructivo se han definido más de 200 etapas diferentes, en cada una de las cuales se realiza una operación que resulta en

un cambio del esquema estático de la estructura, o en el estado tensional de la misma. De entre ellas cabe destacar las etapas de regulación de las diagonales provisionales que triangulan los recuadros definidos por los vanos del tablero y de la bóveda entre cada dos pilas. Su número es de 14 contando con la correspondiente a su retirada.

En éstas se modifican los esfuerzos en dichos elementos de forma que la distancia entre los puntos que unen, uno del tablero y otro de la bóveda, resulte igual a la existente en la geometría del modelo sin esfuerzos. Con ello se reducen las flexiones de los elementos que definen cada recuadro, y los desplazamientos de sus nudos. Lo primero permite que no se superen las tensiones de fisuración sobre la bóveda, y reduce la importancia de los incrementos de desplazamiento producidos por la fluencia que son así básicamente consecuencia tan solo del acortamiento axil de las secciones y no de sus giros. La reducción de los desplazamientos de los nudos facilita las operaciones de nivelación previa de los encofrados, y disminuye la importancia de las posibles diferencias entre los valores teóricos de las contraflechas y los introducidos en la obra.

Las demás etapas corresponden al hormigonado de las dovelas de la bóveda, fustes de pilas, colocación de tableros metálicos, y movimientos de carros y grúas. Durante el avance de las dovelas de la bóveda de un recuadro es necesario ayudar a dichos elementos atirantándolos provisionalmente al tablero. Estas diagonales “auxiliares”, de menor importancia que las de triangulación del recuadro, se eliminan al final de cada una de las etapas de regulación de diagonales principales, por lo que no influyen en el posterior avance.

Los enlaces entre las nuevas barras que se van colocando y la parte ya construida, no cambian de configuración a lo largo de la obra, excepto en algunas que corresponden al tablero metálico. Estos tramos se montan apoyándolos sobre el extremo ya construido; después de una etapa de regulación de las diagonales se elimina la articulación y pasan a tener continuidad total con el resto del tablero.

(**Figura 19**)

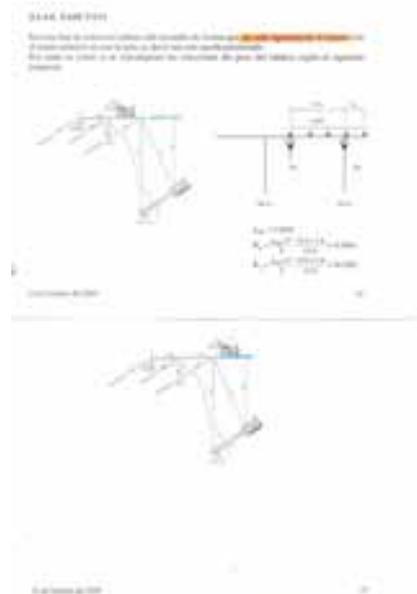


Figura 19

6.2.-Procedimientos de análisis

Al igual que con el estudio de los efectos no lineales, tanto la Oficina Técnica de Ferrovial como la Ingeniería AEPO optaron por utilizar dos procedimientos diferentes. No obstante, en ambos existen puntos de coincidencia de los conceptos que intervienen en el proceso de análisis.

6.2.1.- Matriz alargamientos unitarios o de influencia térmica equivalente

El método de la Oficina Técnica de Ferrovial es un proceso de montaje, paso a paso, en el que se generan sucesivamente las estructuras correspondientes a cada etapa, y sobre las que se calculan los efectos de las nuevas acciones, que son acumulados a los precedentes. Las etapas singulares de regularización de diagonales son las que caracterizan el procedimiento

Este último consiste en resolver, para cada una de las etapas singulares en las que se realiza una regulación de diagonales, con los elementos presentes en ella y con las vinculaciones existentes entre barras (articulaciones o continuidad) un conjunto de cálculos en los que actúa sucesivamente solamente una acción : Un acortamiento impuesto de un cable diagonal (i), representado por un decremento térmico de 1000° .

$$\Delta L_i^0 = -1000 \cdot 10^{-5} \cdot L_i$$

El resultado de este cálculo es un vector de esfuerzos en los elementos de la estructura { E_i } y otro de desplazamientos { d_i }

Con los desplazamientos de los nudos que subtienden cada tirante (j) se calcula un vector { $\Delta l_{j,i}$ } igual a la variación de la distancia de las diagonales entre nudos de la estructura debido al decremento térmico de -1000° , en el (i ,)

$$\Delta l_{j,i} = \Delta u_j \cdot \cos(\alpha_j) + \Delta v_j \cdot \sin(\alpha_j)$$

El conjunto de todos los vectores de variación de distancias define una matriz de influencia:

$$\underline{\Delta L} = \{ \{ \Delta l_1 \}, \{ \Delta l_2 \}, \{ \Delta l_3 \} \dots \{ \Delta l_n \} \}$$

que permitiría determinar la variación de longitud total de la diagonal de cada recuadro, para un estado térmico en cada tirante igual a ΔT_i

$$\{ \Delta L \} = \underline{\Delta L} \cdot \{ \Delta T / 1000 \}$$

Si se conocen las variaciones de las distancias teóricas entre nudos de las diagonales en una etapa E_0 , justo antes de aquella en que se van a regular las diagonales, debido a una acumulación de estados de carga, de efectos reológicos o cambios de tipología estructural precedentes, expresadas por un vector { ΔL^E }, puede obtenerse el estado térmico de cada cable para anular dichas variaciones sin más que efectuar el producto:

$$\{ \Delta T / 1000 \} = - \underline{\Delta L}^{-1} \cdot \{ \Delta L^E \}$$

El estado final después de retesar todas las diagonales se compone del estado de partida (Etapa E_0) más la suma de la contribución de cada diagonal, al recibir su decremento térmico

$$\{ E_t \} = \{ E_0 \} + \sum_n \{ E_i \} * \Delta T_i / 1000$$

Para saber el esfuerzo con que debe ser tesado cada tirante es preciso establecer un orden de actuación, 1,2,3,...s, e ir superponiendo, partir del estado inicial $\{E_0\}$, el efecto de cada tirante sobre el que se a actuado

$$\{E_s\} = \{E_0\} + \sum_s \{E_i\} * \Delta T_i / 1000$$

El axil del ultimo tirante (s), que entra en la serie corresponderá a su esfuerzo de retesado, que irá variando por efecto de las modificaciones de los tirantes posteriores, hasta alcanzar el valor prescrito para el final de la regulación.

6.2.2.-Método de las Geometrías Neutras

6.2.2.1.-Descripción

El procedimiento empleado por la Asistencia Técnica es una generalización del método de las “Longitudes Neutras” utilizado para el montaje de tableros atirantados, en el que se determina las longitudes que deben tener de los tirantes sin tensión a una temperatura de referencia (o longitudes de corte) para que al ser introducidas físicamente en la estructura, simultáneamente con otras acciones (peso propio, estado térmico, reología, cargas accidentales, o temperatura de los propios tirantes), se produzca un conjunto de esfuerzos axiles en los extremos de los tirantes que sean iguales a determinados valores preestablecidos. (**Figura 20**)

La generalización del método consiste en extender el concepto de Longitud Neutra o de corte de una barra sin rigidez a flexión (tirante) a una barra cualquiera con rigidez tanto axial como a flexión en dos planos. Se establece el concepto de “Geometría Neutra” de una barra como aquella geometría que debe tener sin esfuerzos a una temperatura de referencia, (definida por una longitud, unos desplazamientos transversales y unos giros relativos de un extremo a otro), para que al ser introducida en la estructura estableciendo la continuidad con el resto de ella, junto con las acciones presentes en ese momento y otras barras con geometrías neutras, se generen en sus extremos unos valores preestablecidos de esfuerzos axiles, cortantes y flectores. O lo que es lo mismo, que las acciones que deben actuar en sus bordes, para

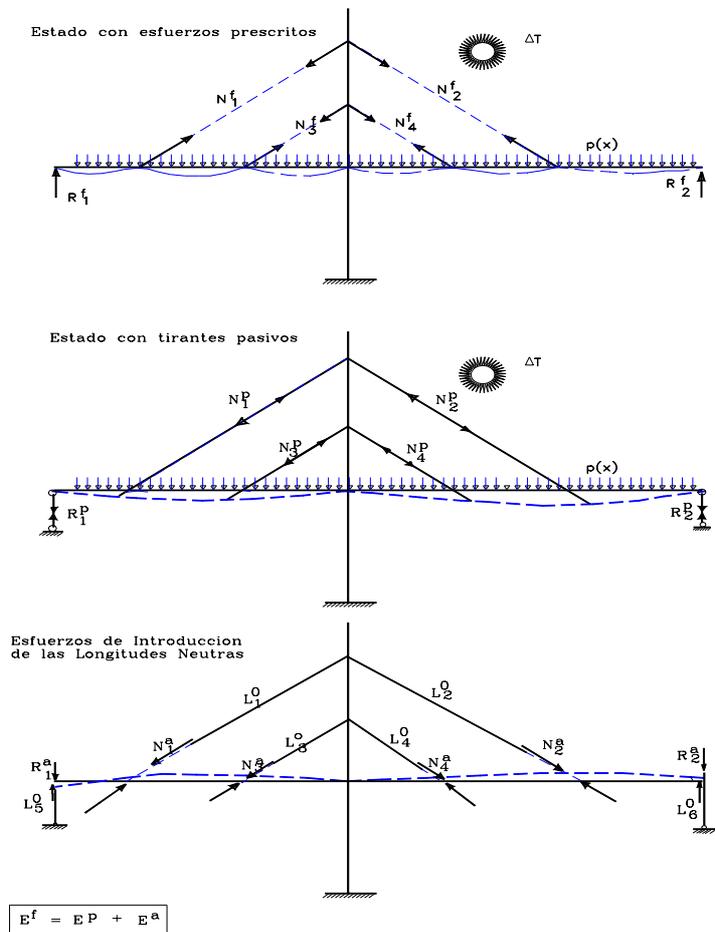


Figura 20

conseguir una deformada continua de la estructura, bajo un estado de solicitaciones dado, correspondan a valores de esfuerzos prescritos de antemano

La geometría neutra es una propiedad intrínseca de la barra o tirante, independiente de las cargas o barras que en un momento dado coexistan con ella en la estructura. De tal modo que cuando se introduce por primera vez, con un sistema de acciones y barras diferente del que ha servido para determinar su geometría neutra, los esfuerzos que aparecen en sus bordes corresponden a las acciones de colocación que deberían generarse mediante gatos o tensores actuando en los bordes libres, antes de solidarizar con la estructura. Estos primeros esfuerzos irán evolucionando hasta los prescritos, cuando se llegue a la situación que se ha utilizado para definir la geometría neutra, y cambiarán nuevamente al sobrepasarse esa situación al proseguir el montaje, o al aparecer acciones adicionales o accidentales.

Si se trata de un tirante, los esfuerzos de primera colocación son los de su tesado inicial, y dependerán de la presencia de acciones o estados térmicos espúreos, diferentes de los supuestos al obtener su longitud neutra. Las correcciones al tesado inicial son inmediatamente calculables sin más que introducir la longitud neutra con las acciones presentes en la estructura en ese instante. Lo mismo ocurre con cualquier otro tipo de barras, por ejemplo las que simulan apoyos o dovelas de cierre de clave. En estos casos el cálculo proporcionará los esfuerzos corregidos, de acuerdo con el estado de la estructura, que deben introducirse en sus bordes.

Desde el punto de vista del cálculo la colocación en la estructura de un elemento con una geometría neutra determinada, se realiza asignando a los extremos de la barra recta, con la dimensión del modelo teórico de la estructura, unas cargas puntuales según la dirección longitudinal, normal y unos momentos que definen un sistema autoequilibrado.

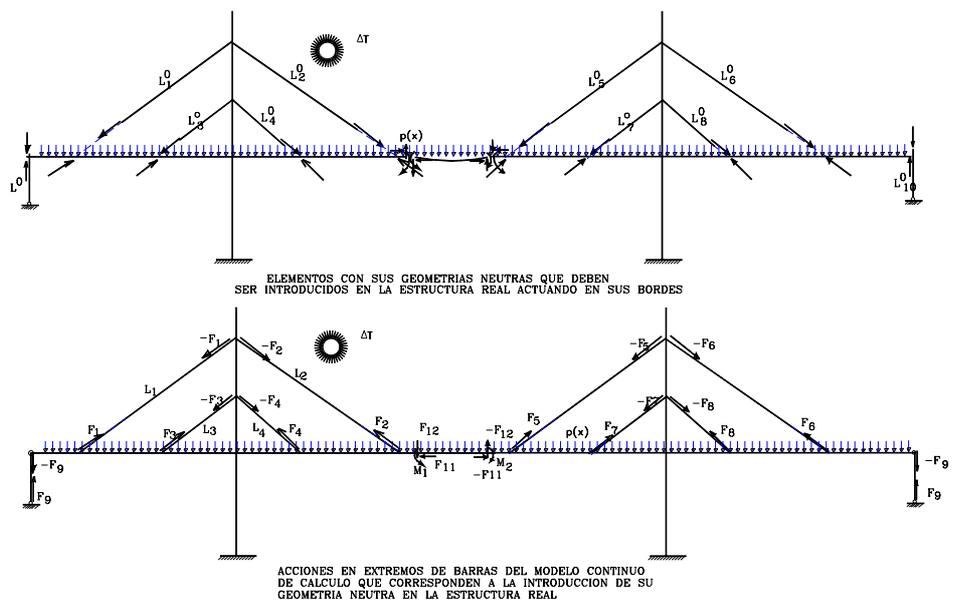


Figura 21 : Acciones Equivalentes

Estas cargas acompañan a la barra en cualquier situación de la estructura en que esté presente dicha barra, mientras no se modifiquen al imponer otros esfuerzos prescritos en una configuración posterior de la estructura. Su aplicación, junto con las cargas reales, proporciona el estado de esfuerzos y desplazamientos existentes. Con estos últimos se puede deducir la posición de los carros de para el hormigonado de las siguientes dovelas (Figura 24)

6.2.2.2.-Esfuerzos prescritos

Los esfuerzos que se quiere que tengan ciertas secciones en una etapa determinada se establecen a partir de criterios que limitan el estado tensional o los desplazamientos de la estructura. Es típico establecer en un puente atirantado que el tablero, al final de la construcción antes del cierre y después bajo las cargas permanentes, tenga la configuración de viga continua sobre apoyos fijos en los nudos de anclaje. Ello permite obtener dos conjuntos de longitudes neutras y definir un retesado de corrección. El primer conjunto debe calcularse con la estructura abierta, sin las barras de clave, y el segundo con la estructura final cerrada y completa

Con el concepto de Geometría Neutra generalizado se puede imponer que las barras de cierre, con continuidad en la estructura completa, antes de colocar la carga muerta, tengan en sus extremos los esfuerzos de una barra simplemente apoyada en los bordes de los voladizos, (es decir un axil y momento nulo, y el cortante correspondiente al reparto isostático) y, simultáneamente, que el esfuerzo de los tirantes sea el correspondiente a las reacciones de viga continua. Con las geometrías neutras así deducidas se puede calcular cualquier estado posterior o anterior. Basta con introducir las barras existentes y las acciones actuantes, que en las barras con esfuerzos prescritos serán además de las gravitatorias, térmicas, reológicas etc.. las equivalentes a la introducción de su geometría neutra.

En el Arco de los Tilos los esfuerzos prescritos corresponden a la hipótesis de indeformabilidad de las diagonales en las etapas de regulación, por lo que se obtienen asignando a esos elementos una sección muy elevada y una inercia nula. Es preciso obtener tantos conjuntos como etapas de regularización. En cada etapa se considera la configuración de la estructura, con articulaciones de tablero si las hubiera y las acciones previsibles, incluidas la introducción de geometrías neutra de barras del tablero anteriores.

6.2.2.3 Proceso de cálculo

Se calcula la primera de estas etapas, con las acciones exteriores existentes, una vez con las diagonales infinitamente rígidas y otra con las mismas acciones pero con las diagonales con su sección real. En este caso el tablero es continuo en la realidad, por lo que Ambos cálculos se realizan en la misma estructura. (**Figura 22**)

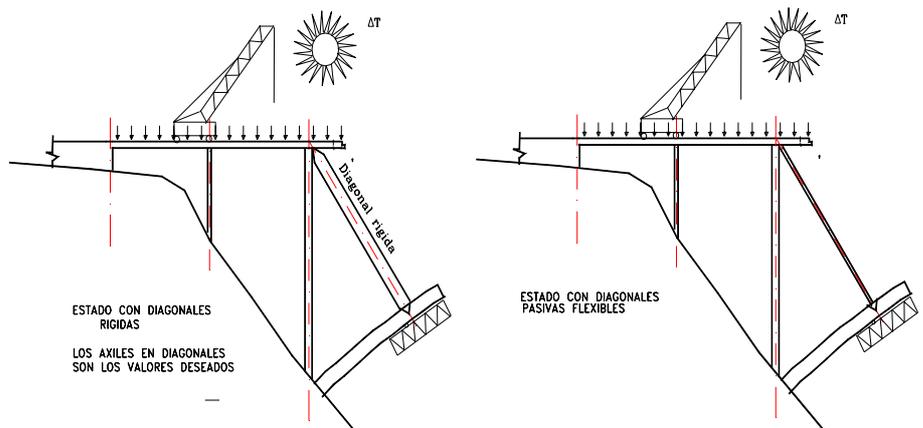


Figura 22 : 1ª Etapa de regulación

La diferencia de esfuerzos entre los dos estados, uno con diagonales rígidas y articulaciones (valores deseados) y el otro con cables flexibles y sin articulaciones, debe ser introducida a través de deformaciones impuestas de las diagonales. Esto permite calcular las dimensiones neutras de esos elementos y las acciones equivalentes a su introducción.

Con estas acciones equivalentes puede obtenerse cualquier estado antes o después de la etapa de regularización, que no exija un cambio de dimensiones neutras. No es preciso realizar cálculos intermedios ni acumulaciones de estados para ir de uno a otro, bastando con definir las barras e introducir las acciones que realmente existan (previstas o imprevistas) y las equivalentes a la predeformación neutra. Si se introduce por primera vez la diagonal, el esfuerzo de su extremo es el de tesado.

A continuación se calcula la segunda etapa de regularización, con las acciones exteriores existentes, primero con las diagonales rígidas y después flexibles. En el primer caso se considera la articulación en el tablero ya que se desea obtener un momento nulo en ese punto, pero no en el segundo. Se forma la diferencia de estados, y se calculan las dimensiones neutras para aquellos elementos que se introduzcan de nuevo, en este caso la barra del tablero que contiene a la articulación, o las correspondientes a las diagonales existentes cuyos esfuerzos se prescriben de nuevo. **(Figura 23)**

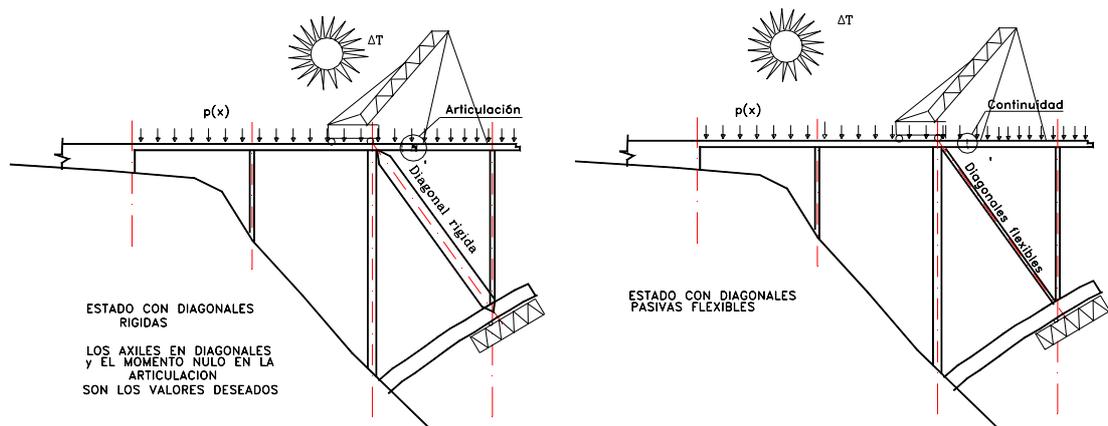


Figura 23 : 2ª Etapa de regulación

En una etapa de regulación genérica se realiza siempre un doble cálculo. El primero con diagonales rígidas y la configuración del tablero real en el momento de la regularización, es decir con las articulaciones eliminadas, excepto la última, si existe. El segundo con diagonales flexibles y tablero sin ninguna articulación. Se consideran en ambos tanto las acciones exteriores (gravitatorias, térmicas) como las equivalentes a la introducción de las Geometrías Neutras de las barras del tablero que las tengan. La diferencia de ambos estados se utiliza para generar las nuevas geometrías neutras **(Figura 24)**

Y así de forma progresiva se recorren todos los estados de regulación.

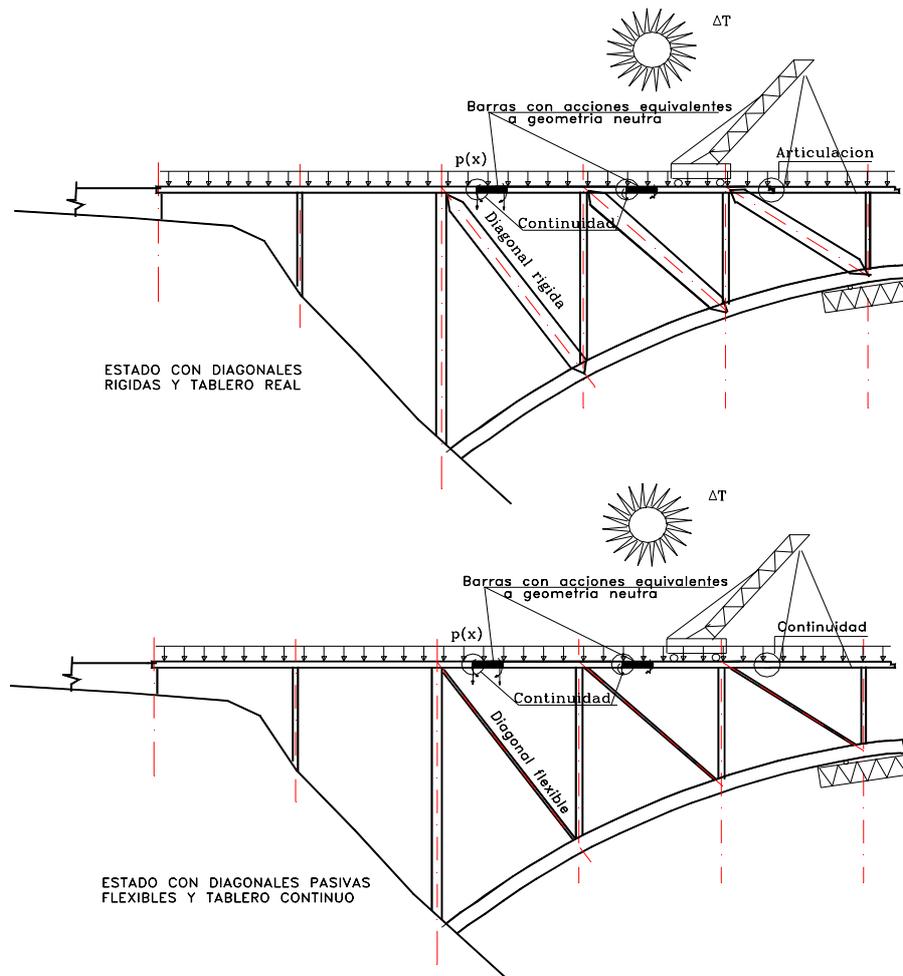


Figura 24 : Doble cálculo en una etapa de regulación

Para obtener los esfuerzos de retesado de una determinada fase de regulación, y la posición geométrica de los nudos a que se debe llegar, basta con establecer un orden de actuación sobre las diagonales, y calcular una serie de estados comenzando por asignar a la primera diagonal las acciones equivalentes a la su nueva geometría neutra, y a las restantes la antigua; después se asignan a las dos primeras diagonales la geometría neutra y al resto las antiguas etc. etc. El esfuerzo de la ultima diagonal con nueva geometría es el de su tesado. Si en un momento dado se detectan acciones espúreas basta con introducirlas, junto con las anteriores, repitiendo el cálculo para obtener el esfuerzo de tesado y los desplazamientos corregidos.

La última etapa de regulación corresponde a la apertura de la clave. En esta se prescribe el axil, el momento y el cortante de los bordes de las dos barras con un extremo coincidente en la clave. Se realiza el cálculo de la estructura con continuidad, con todas las acciones previsibles y las equivalentes a todos los elementos con geometrías neutras establecidas anteriormente. La diferencia entre los esfuerzos prescritos en clave y los obtenidos del cálculo continuo permite definir la geometrías neutras de esas barras de clave y sus acciones equivalentes que, al ser introducidas generarán los esfuerzos buscados en esa situación y, junto con las cargas posteriores, todos lo que correspondan a situaciones futuras . (**Figura 25**).

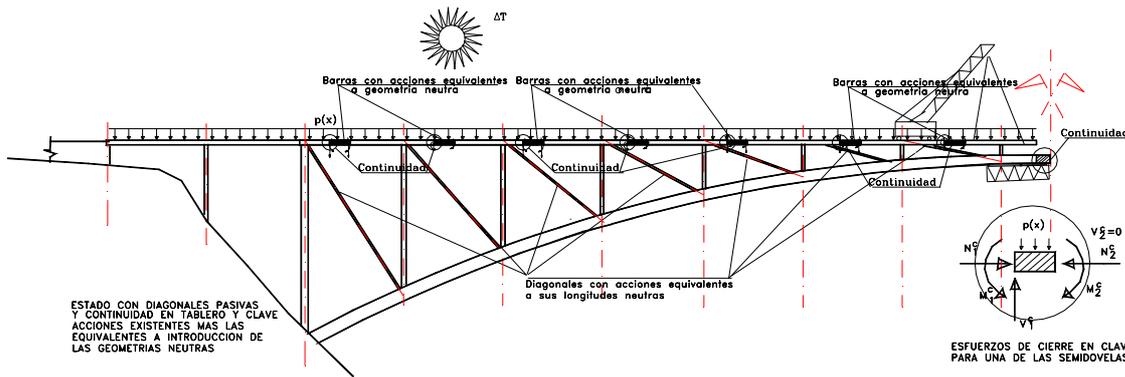


Figura 25 : Geometría Neutra de las dovelas de Cierre

Por lo tanto el proceso de destesado consiste en establecer un orden de eliminación de cables e ir calculando estados en que, de forma sucesiva, se elimine la rigidez de cada barra diagonal, y sus acciones equivalentes. Se mantienen las de las barras del tablero que reproducen el proceso de introducción como elemento apoyado y las de las barras de clave. El esfuerzo de destesado es el correspondiente a la diagonal que se vaya a anular.

Al final resulta el estado de cierre en clave sin tirantes. Cualquier situación posterior de la estructura puede obtenerse calculando con todas las acciones presentes, permanentes, térmicas, reológicas y de sobrecarga, junto con las equivalentes a la geometría neutra de las barras que las tengan

6.2.3.-Efectos reológicos

Tanto en el método de la Matriz de Alargamientos como en el de las Geometrías Neutras, la influencia de la retracción se tiene en cuenta incluyendo las deformaciones impuestas sobre las barras en cada etapa, calculadas a partir del calendario de montaje

Para evaluar la acción de la fluencia y del endurecimiento del hormigón (variación del módulo de deformación longitudinal) es preciso realizar un proceso de montaje, a partir del estado inicial, y obtener en cada fase de regulación la suma de las deformaciones debidas a los esfuerzos aparecidos en cada etapa anterior, (afectados por diferentes coeficientes de fluencia) que se consideran como deformaciones impuestas.

En general para ambos métodos es preciso efectuar un cálculo iterativo ya que en la etapa de regulación no se conocen los valores exactos de los parámetros de cálculo: Ya sean los alargamientos a anular en el método de la Matriz , o las deformaciones impuestas en las barras, para el procedimiento de las Geometrías Neutras, pues sus valores dependen de los incrementos de esfuerzos que hayan aparecido en fases anteriores, los cuales solo podrán saberse después de obtener las Geometrías Neutras o los Estados Térmicos. Por lo tanto es necesario realizar un proceso iterativo, a partir de deformaciones de fluencia previamente supuestas, desde de la regulación anterior.

Sin embargo, si la duración del intervalo de colocación o retesado de los cables es muy corto pueden evitarse la iteraciones con el método de la Matriz, ya que estas se reducen a las deformaciones generadas por la colocación o retesado sucesivo de los

cables. En el método de las Geometrías Neutras, es necesario siempre realizar un proceso iterativo entre cada dos etapas de regulación que comprenda el conjunto de todos los pasos, ya que las deformaciones a considerar como coexistentes con el resto de las acciones no solo dependen de los esfuerzos aparecidos en los pasos intermedios en los que se retesan las diagonales, sino también de los de aplicación de las demás cargas sobre las estructuras parciales evolutivas.

En este caso se parte del supuesto de que no se ha producido incremento de fluencia desde la regulación anterior y se calcula una primera aproximación de los esfuerzos deseados (sobre las diagonales rígidas) y sus correspondientes Geometrías Neutras. A continuación se efectúa un proceso de montaje desde la regulación anterior, y se obtienen para cada barra los esfuerzos y sus deformaciones por fluencia realizadas en la duración de cada fase, hasta llegar a la de regulación con unas deformaciones de fluencia en cada barra procedentes de la suma del efecto de cada etapa anterior.

Se repite el doble cálculo (con diagonales rígidas y flexibles) y con las mismas acciones salvo las nuevas deformaciones impuestas por la fluencia. Resultan unos nuevos esfuerzos en diagonales y Geometrías. Se repite con ellas el proceso de montaje. Las iteraciones se terminan cuando la diferencia entre los valores de los esfuerzos de las diagonales rígidas y los obtenidos al final de ese montaje parcial es menor que la tolerancia. Suele converger rápidamente en dos o tres pasos

Las situaciones más allá de las etapas de cierre se calculan considerando incrementos de tiempo, y evaluando las deformaciones de fluencia en cada final de intervalo, que se aplican en el siguiente, junto con las acciones permanentes, térmicas sobrecargas y cargas equivalentes a geometría neutra en aquellas barras que las posean.

Dada la incertidumbre que rodea casi siempre a los valores de los parámetros que definen la fluencia, es recomendable realizar el cálculo con dos rangos extremos, para determinar la sensibilidad del sistema frente a este fenómeno reológico. Este proceso iterativo conviene realizarlo una vez determinados con suficiente precisión los valores de los módulos de deformación del hormigón a diferentes edades, y los parámetros de fluencia.

La hipótesis de invariabilidad del módulo de deformación a lo largo del montaje (considerando un valor medio) y de inexistencia de fluencia agiliza extraordinariamente el cálculo, al no ser necesario el proceso iterativo, y proporciona unos resultados suficientemente aproximados para la evaluación de los esfuerzos. Sin embargo cuando se trata de definir las geometrías previsibles durante la construcción, y las contraflechas y contragiros de los elementos a colocar en obra, es necesaria la realización de aquel.