

Puente arco sobre el río Butrón en Gatika (Bizkaia)

Arch bridge over the River Butrón in Gatika (Bizkaia)

José Manuel Baraibar^a

^a *Dr. ingeniero de caminos, canales y puertos. Viuda de Sainz, S.A.*

Recibido el 30 de enero de 2019; aceptado el 23 de mayo de 2019

RESUMEN

El castillo medieval de Butrón se sitúa en el municipio de Gatika, en el territorio histórico de Bizkaia, dentro de uno de los últimos meandros del río Butrón, antes del estuario de Plentzia. El antiguo puente de fábrica que conectaba el castillo con la margen opuesta, además de constituir un obstáculo hidráulico significativo que favorecía las inundaciones en el entorno durante las crecidas, presentaba un serio riesgo de colapso. La administración municipal decide entonces sustituir la antigua estructura con un nuevo puente arco de hormigón armado y un solo vano, de 23 m de luz y una relación flecha/luz de 1/6.57. Esta tipología estructural se selecciona por su capacidad de asegurar sección hidráulica, pero también como reminiscencia del puente original. La estructura, que además presenta un perfil atenuado en lomo de asno, es un ejemplo en nuestros días de empleo del arco en el rango de las luces muy cortas.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Puente arco; obra en río; luz corta; hormigón armado; cimbra.

ABSTRACT

The unique medieval castle of Butrón is located in the municipality of Gatika, in the historical territory of Biscay, within one of the last meanders of the Butrón River, before the estuary of Plentzia. The ancient masonry bridge connecting the castle and the opposite bank of the river, apart from being a hydraulic obstacle favouring the flooding of the alluvial plain in the area, presented a high risk of collapse. The municipal administration decides to replace the ancient bridge, building a reinforced concrete arch bridge, with a single 23-m span and a rise-to-span ratio of 1/1.67. This structural typology was chosen because of its ability for ensuring hydraulic section, and as a reminiscence of the ancient bridge. This humpback profiled structure is an example of an arch solving, in our days, a clearance in the range of very short spans.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Arch bridge; river engineering; short span; reinforced concrete; falsework.

1. INTRODUCCIÓN

El castillo de Butrón se sitúa en el término municipal de Gatika, en el territorio histórico de Bizkaia. Si bien sus orígenes se remontan al Medioevo [1], su aspecto actual es consecuencia de una remodelación arquitectónica profunda que data de mediados del siglo XIX, bajo la dirección de Francisco de Cubas y González-Montes, marqués de Cubas [2]. Esta edificación singular, de propiedad privada, se localiza en el interior de uno de los últimos meandros del río Butrón, antes de su desembocadura en el estuario de Plentzia (figura 1).

En los terrenos que circundan al castillo se desarrollan múltiples actividades relacionadas con el esparcimiento del municipio, destacándose las colonias infantiles en época estival. Además, en su margen contraria se localiza un aparcamiento de vehículos que resulta un punto de encuentro habitual para los piragüistas, montañeros y paseantes de la zona.

El puente que conectaba ambas márgenes, de titularidad municipal, presentaba, a pesar de la ejecución de diversas actuaciones de refuerzo parcial, un evidente riesgo de colapso, además de constituir en sí mismo un obstáculo hidráulico notable que favorecía la inundación de la llanura aluvial en el entorno. Es

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: jmbaraibar@viudadesainz.com (José Manuel Baraibar).



Figura 4. Detalle de grieta en estribo derecho.

lición de la misma, proponiendo la construcción de un nuevo puente en la ubicación del anterior.

La nueva estructura, además de posibilitar el cruce ocasional de vehículos entre ambas márgenes, debe satisfacer ante todo el condicionante de garantizar la capacidad hidráulica del cauce en ese punto, pero también se imponen otras condiciones de borde: constituir un punto singular en un entorno de alto valor ecológico y armonizar en un entorno arquitectónico inigualable polarizado por el propio castillo de Butrón.

3. SOLUCIONES ESTUDIADAS

3.1. Proyecto Constructivo inicial

El proyecto constructivo proponía la ejecución de un puente pórtico de hormigón armado empotrado en los estribos, de un

único vano de 23.00 m de luz, con perfil en lomo de asno (figura 5), característica típica de los puentes de la época medieval [7]. La sección transversal, de tipología cajón y canto variable entre 3.30 y 0.70 m, pretendía asemejarse a un dintel abovedado, como reminiscencia del puente que ocupó su lugar. De hecho, el diseño busca “mantener la idea del puente de piedra que permitía el acceso al castillo de Butrón” [8].

La anchura de la sección es de 6.00 m. Se compone de un carril de 3.00 m de anchura y dos aceras laterales, de 2.25 m y 0.75 m, habilitadas para el paso de servicios (alumbrado y comunicaciones) (figura 6). Todos los elementos vistos del puente se han de recubrir mediante un aplacado de piedra que ofrezca un acabado coherente con el entorno y el castillo.

Los estribos del puente son cerrados con muros en vuelta (aligerados interiormente) y cimentados de forma profunda mediante 9 pilotes de 0.65 m de diámetro empotrados en roca. El plano de cimentación se sitúa a la cota +0.00, es decir, 2.50 m por debajo de la cota habitual del río en época de estiaje.

El perfil geotécnico representativo del entorno se compone de una capa de rellenos heterogéneos de 1.50 m de espesor; una capa de arcillas limosas procedentes de la alteración del sustrato rocoso, de 4.00 m de espesor; una capa de roca (lutitas negras a grises) muy fracturada, con grado de alteración III-IV, de 1.50 m de espesor, y finalmente la capa de roca sana (lutitas negras a grises con grado de alteración I-II), a partir de una profundidad de 7.00 m.

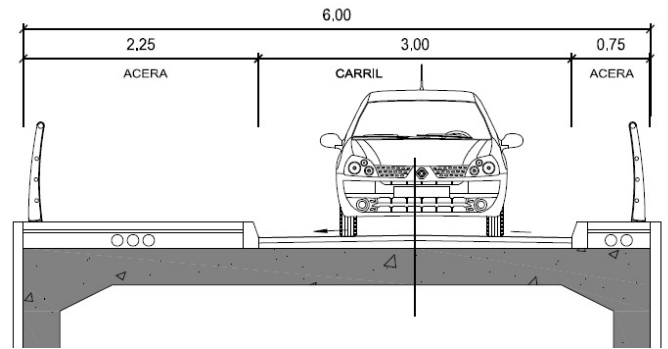


Figura 6. Sección transversal proyectada.

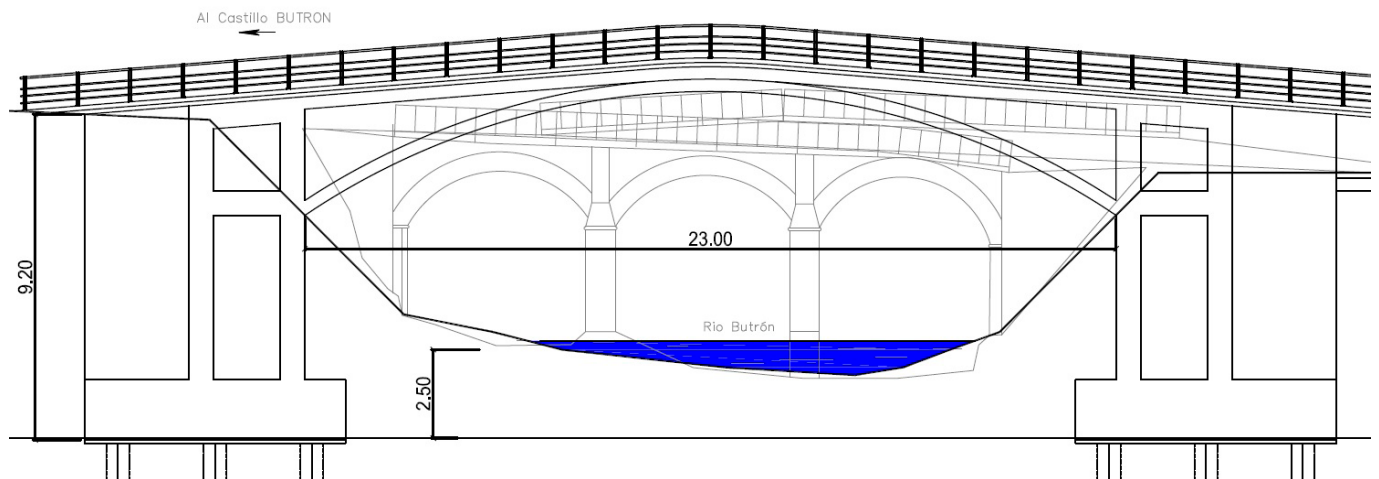


Figura 5. Alzado del proyecto constructivo inicial y superposición con puente original (trama gris).

3.2. Proyecto Modificado

Tras la adjudicación de los trabajos, se efectúa una cata en cada estribo que constata la dificultad de excavación por medios mecánicos cuando se encuentra la capa de lutitas con grado de alteración II.

La búsqueda del plano de cimentación propuesto, a 2.50 m por debajo del nivel freático, presenta una dificultad añadida: la necesidad de generar grandes recintos de cimentación en las cercanías del lecho del río, que probablemente requiriesen de grandes medios auxiliares de bombeo o incluso planteasen la necesidad de generar recintos estancos al abrigo de algún sistema de pantallas o tablestacas no previsto en el proyecto inicial.

Por otra parte, el río Butrón presenta una rica y diversa comunidad faunística, destacando por su grado de singularidad el visón europeo (*Mustela lutreola*) (figura 7), especie catalogada en peligro de extinción en el País Vasco y a nivel estatal, y que cuenta con un plan de gestión aprobado en Bizkaia, mediante decreto foral 118/2006, de 19 de junio [9]. En dicho plan, el río Butrón está catalogado como área de interés especial para su conservación, y su artículo 10 proscribía los trabajos en los márgenes de ribera entre el 15 de marzo y el 31 de julio, período crítico para su reproducción.



Figura 7. Visón europeo [10].

No obstante, cualquier actuación significativa en sus márgenes, como la generación de los recintos de cimentación tan profundos, constituye un riesgo potencial de afección al hábitat del visón europeo que en la medida de lo posible es preciso evitar.

Por tanto, analizados los condicionantes antedichos, de conformidad con los técnicos de la dirección facultativa, se decide elevar la cota de cimentación de los estribos hasta 5.35 m. respecto a la solución contemplada en el proyecto inicial, manteniendo los criterios de este proyecto en cuanto a las formas del dintel superior (figura 8).

La elevación de la cota de cimentación del puente lleva aparejada una transformación profunda de su tipología estructural ya que el puente pórtico original pasa a ser un puente arco de tablero superior. En los apartados siguientes se describe de forma pormenorizada la estructura construida, la manera en que se ha comprobado su seguridad estructural y finalmente se detalla su proceso constructivo.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Desde la aparición del pretensado y del puente atirantado, el puente arco de hormigón experimentó un parón prolongado en el tiempo, ya que la necesidad de grandes cimbras constituía una dificultad insoslayable en este tipo de puentes, ubicados normalmente en zonas abruptas, amplios valles o cursos de agua importantes. La puesta a punto del método de construcción por avance en voladizo volvió a impulsar la presencia de este tipo de puentes, cuyo ámbito de aplicación óptimo se encuentra en el rango de luces entre 100 m y 500 m [11].

El proyecto y construcción de un puente arco de hormigón armado de solo 23 m de luz, como es este puente sobre el río Butrón, no deja de ser un evento inusual en la vida del ingeniero, ya que esta forma de resolver el puente, en los tiempos que corren, presenta una inadecuación apriorística en este rango de luces tan bajo. Sin embargo, las demás condiciones de contorno que conducen al proyecto de este puente arco provocan una oportunidad única para experimentar las particularidades de esta tipología.

El puente sobre el río Butrón es un puente arco con tablero superior, de hormigón armado y biempotrado en sus arranques. El arco es un elemento estructural que funciona por forma, por lo que su directriz óptima debería aproximarse a la curva antifunicular de las cargas que permanentemente actúan sobre la estructura, de modo que bajo esta sollicitación se anularan

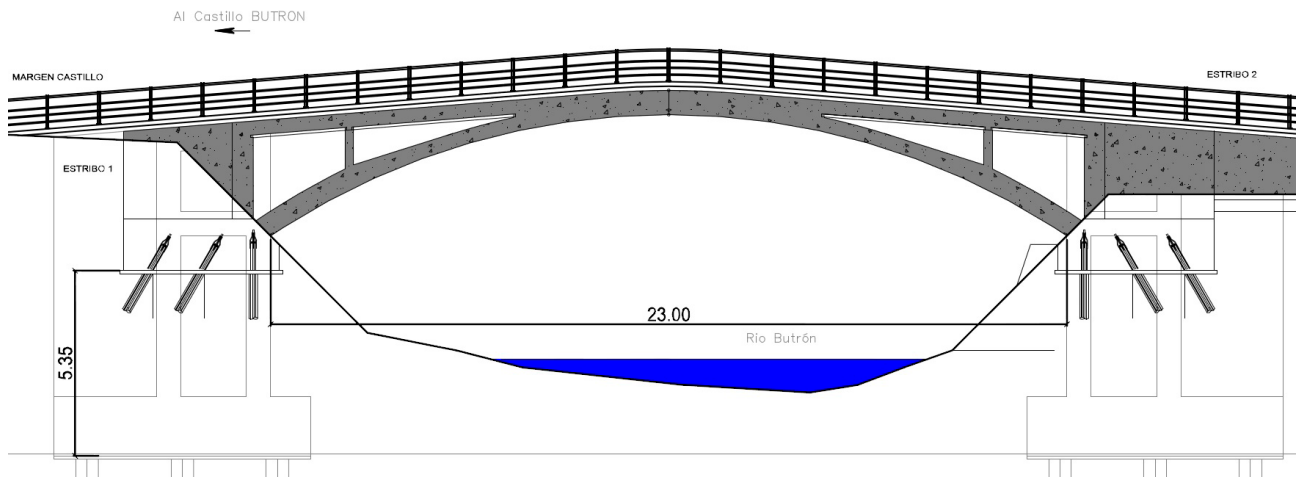


Figura 8. Superposición de alzados de puente arco y puente pórtico (trama gris).

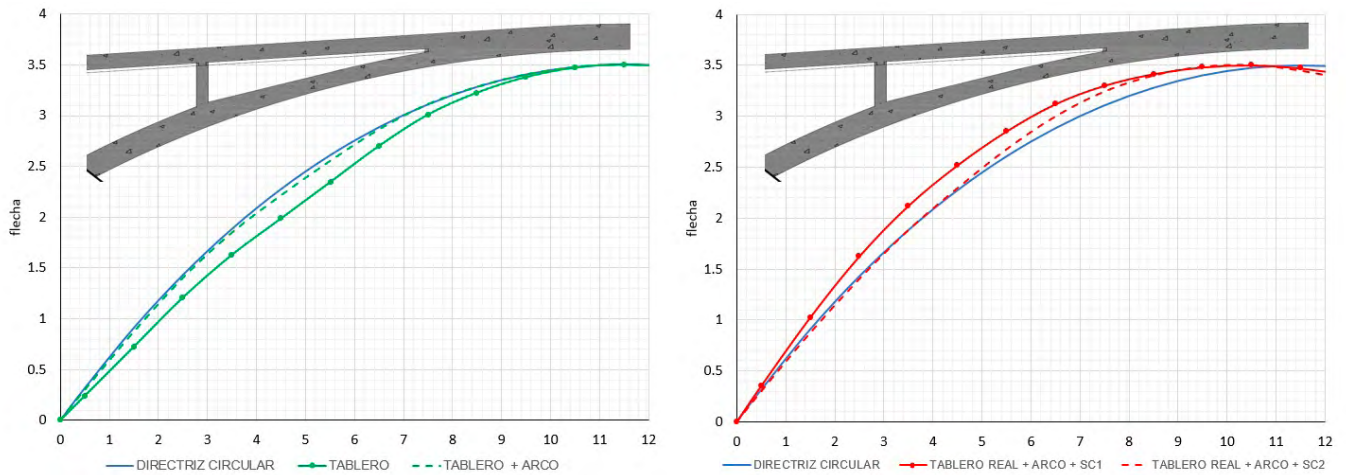


Figura 9. Directriz circular y curvas antifuniculares para cargas permanentes (i). Directriz circular y curvas antifuniculares para cargas permanentes y sobrecarga de uso (d).

las flexiones en el arco. En estructuras de poca luz la carga permanente no es predominante, ya que la contribución de las sobrecargas variables a los esfuerzos que soporta la estructura es proporcionalmente muy significativa (en el caso que nos ocupa, el axil de compresión en el arco originado por la sobrecarga de uso es del orden del 44% del axil originado por el peso propio de la estructura), por lo que resulta evidente que siempre se producirán flexiones importantes en el arco ante cargas disimétricas. Por su luz relativamente contenida, el puente arco de Butrón se encuentra en la frontera tipológica de los puentes pórtico de pilas inclinadas, cuya geometría es también bastante funicular [12].

En general, ya que en los puentes la ley de cargas permanentes se asemeja a una constante por unidad de abscisa, la curva antifunicular puede aproximarse a cualquier parábola de 2º grado [13]. Teóricamente, la flecha debiera ser la mayor posible, para minimizar los esfuerzos sobre el hormigón y las cargas horizontales sobre los cimientos, además de controlar los efectos producidos por las deformaciones impuestas y eventuales movimientos de los apoyos.

La directriz del puente sobre el río Butrón es circular, de radio 20.60 m. El desarrollo visto de su circunferencia es, en

el intradós del arco, de 24.40 m. Tiene una flecha de 3.50 m y una relación flecha luz, o peralte, de 1/6.57. Esta relación se encuentra entre los valores habituales en este tipo de arcos entre 1/4 y 1/8 [14].

En la figura 9 (i) se compara la directriz circular del puente y las curvas antifuniculares, adaptadas para una flecha de 3.50 m, para los siguientes grupos de cargas: a) carga permanente proveniente del tablero y b) carga permanente proveniente de tablero y arco. Si únicamente se consideran las cargas del tablero, las distancias entre su curva antifunicular y la directriz circular son de hasta 30 cm en los hombros del arco. Si se consideran las cargas procedentes del tablero y las del arco, la curva antifunicular se asemeja mucho a la directriz circular, con diferencias máximas inferiores a 5 cm en el entorno de los hombros. En la figura 9 (i) también puede apreciarse el cambio brusco de curvatura que presenta la directriz de la curva antifunicular de las cargas provenientes del tablero, en el entorno de la pilastra de apoyo y del punto de empotramiento entre el tablero y el arco.

En la figura 9 (d) se compara la directriz circular de la estructura con un haz de antifuniculares que integran las sobrecargas no simétricas sobre la estructura. Las diferencias geométricas se

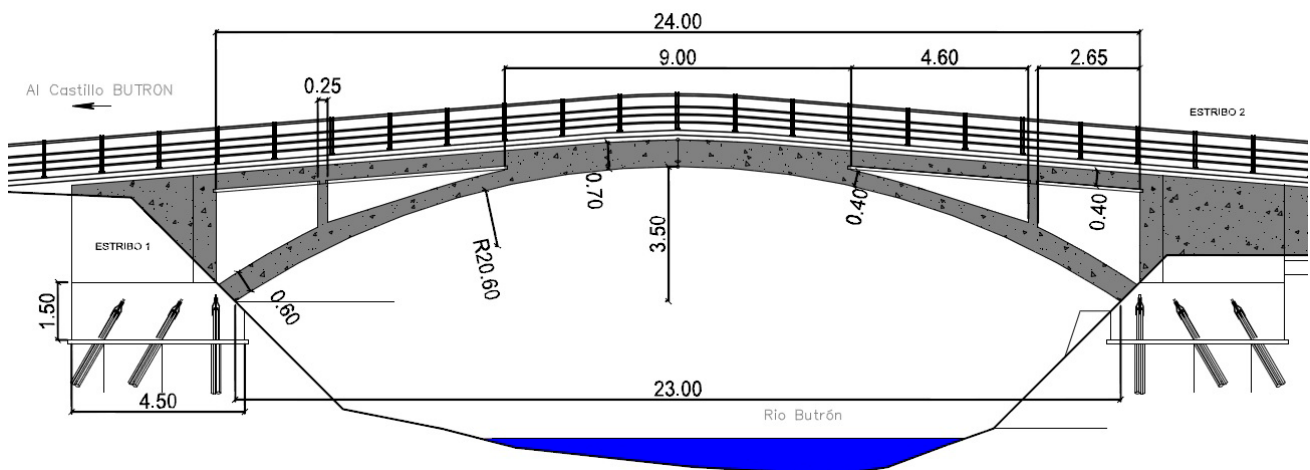


Figura 10. Dimensiones del puente arco sobre el río Butrón.

sitúan en el entorno de 30 cm, tanto por encima de la directriz circular en el semieje en que actúa la sobrecarga de uso, como por debajo de la directriz circular en el semieje opuesto.

Tanto la sección del arco como la sección del tablero son losas rectangulares macizas. El espesor del arco en arranque es de 60 cm, y se reduce a 40 cm al llegar a la zona de clave. El espesor del tablero es de 40 cm, por lo que las rigideces del tablero y de la mayor parte del arco, excepto sus arranques, son del mismo orden. El arco y el tablero se empotran entre sí en clave, durante una longitud de 9.00 m, igualándose la deformabilidad del conjunto. El eje del arco coincide en este entorno con la parte inferior del dintel. Cuando nos alejamos del entorno de la clave, el resto del tablero se apoya sobre el arco mediante dos pilastras simétricas de espesor 25 cm, empotrados tanto en el arco como en el tablero. Estas pilastras dejan dos vanos continuos en cada semieje de tablero, de luces 4.60 m y 2.65 m (figura 10). El hormigón del arco y del tablero es HA-30.

Las cimentaciones del puente se resuelven mediante encepados de 12 micropilotes. Tienen unas dimensiones de 7 metros en la dirección perpendicular al eje del puente y 4.50 metros en la dirección paralela al eje del puente. El canto del encepado es de 1.50 m (figura 11). Los micropilotes se perforan con un diámetro de 250 mm. El diámetro exterior de su armadura tubular es de 139.70 mm, y su espesor de 10 mm. Se refuerzan con una barra interior de acero B500S de diámetro 40 mm.

La sección funcional del puente es análoga a la contemplada en el proyecto inicial. Si bien el comportamiento estructu-

ral es propio de un puente arco, el aspecto visual final es de arco tímpano, ya que el arco y el tablero se unen con paramentos verticales no estructurales, que se recubren de un chapado de mampostería.

En la tabla siguiente (Tabla 1) se resumen las principales dimensiones de la estructura.

TABLA 1
Dimensiones principales del puente

Luz (L)	23 m
Flecha (f)	3.50 m
Espesor en Clave (EC)	0.70 m
Espesor en Arranques (EA)	0.60 m
Relación f/L (peralte)	1/6,57
Relación EC/L	1/32,85
Relación EA/L	1/38,33
Forma de construcción	Cimbrado

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1. Análisis del arco

El análisis de la respuesta estructural general del puente se lleva a cabo mediante un modelo sencillo de elementos finitos unidimensionales tipo barra (figura 12). Como la proporción entre la anchura del puente y su luz principal, que presenta una relación de 0.26, no es suficiente para cumplir con el límite comúnmente aceptado en este tipo de modelos (0.10) [11] [15], los resultados del modelo se ajustan a través de ciertos coeficientes de excentricidad.

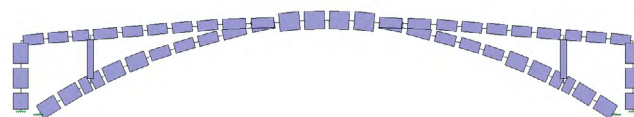


Figura 12. Modelo de elementos finitos tipo barra.

Estos coeficientes de excentricidad representan el ratio entre el esfuerzo máximo por metro lineal en la distribución del esfuerzo longitudinal en la sección del tablero y el esfuerzo medio en toda la sección. Se consideran dos coeficientes diferentes, uno para los momentos flectores longitudinales (1.20) y otro para los esfuerzos cortantes longitudinales (1.24).

Para obtener los coeficientes de excentricidad se construye un modelo de elementos finitos tipo placa (figura 13) que se somete a la acción del vehículo pesado correspondiente a la sobrecarga de uso en posición excéntrica. El modelo de placas se emplea también para diseñar la armadura transversal del puente.

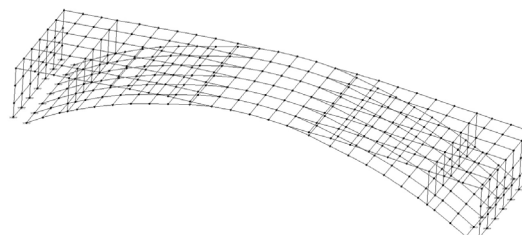


Figura 13. Modelo de elementos finitos tipo placa.

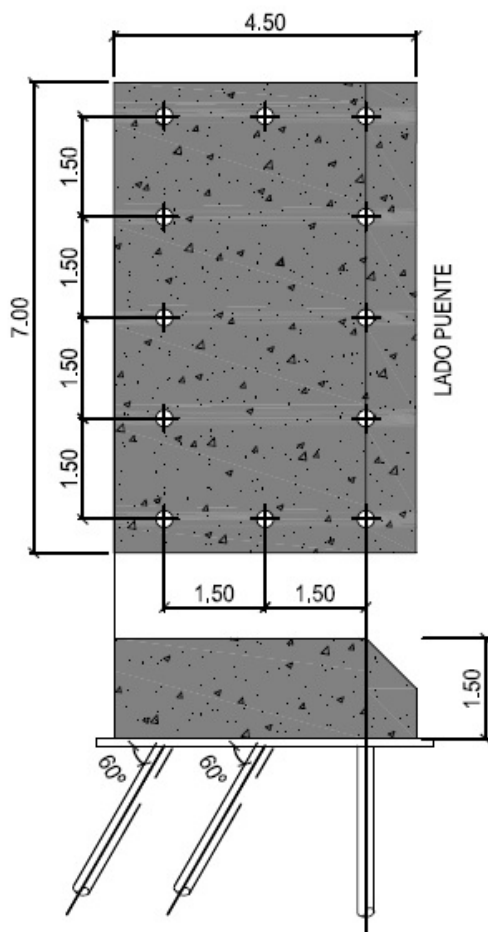


Figura 11. Alzado y planta de encepado.

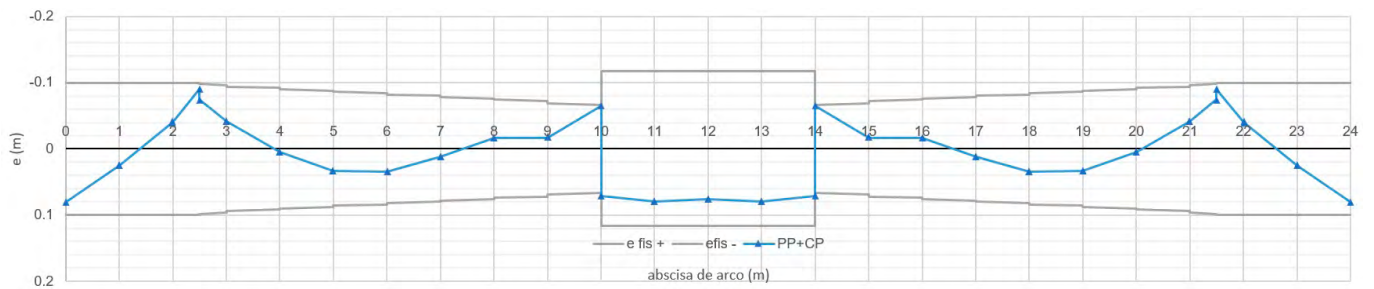


Figura 14. Línea de presiones en el arco cuando actúa el peso propio y la carga permanente.

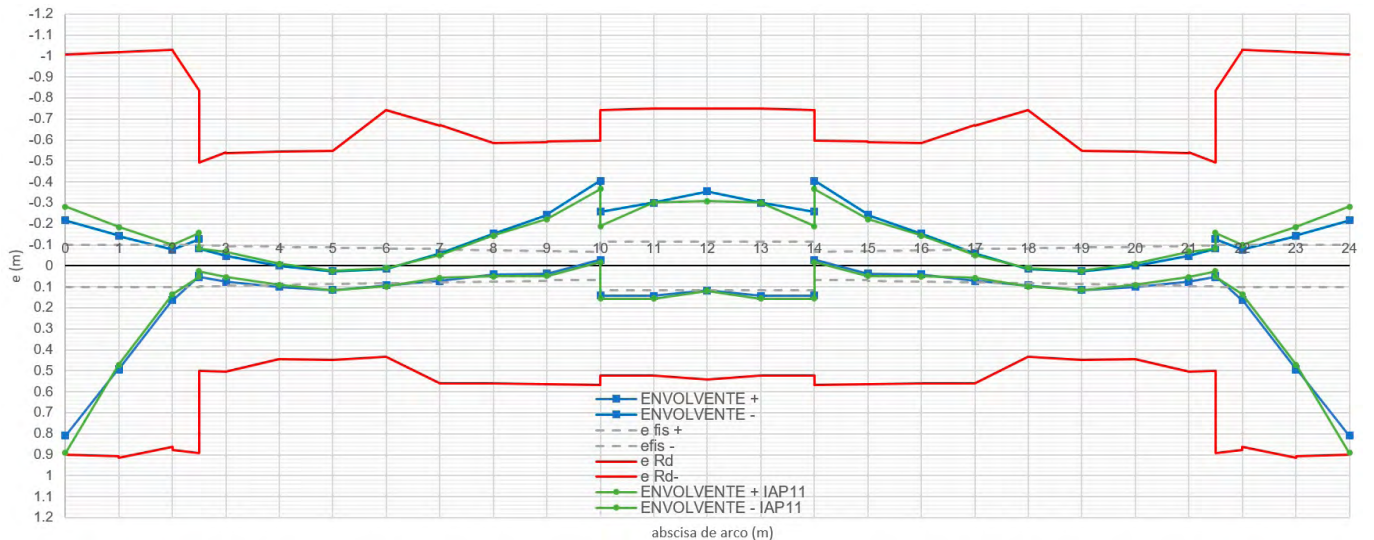


Figura 15. Envoltura de líneas de presión máximas.

Una vez obtenidos los coeficientes de excentricidad, se comprueba la seguridad estructural del conjunto arco-tablero empleando el modelo de barras corregido, efectuando un análisis lineal. Este tipo de modelos presenta una gran economía de cálculo y una gran adaptación al concepto de sección y a las comprobaciones que imponen las reglamentaciones de referencia, que siguen asociadas al concepto de viga.

En la figura 14 se muestra la línea de presiones del arco, considerando como cargas actuantes su peso propio y la carga permanente. Además se representan los límites del núcleo central de la sección. Puede observarse que en situación de servicio, bajo las cargas consideradas, la totalidad del arco se encuentra comprimido.

La figura 15 representa la envolvente de líneas de presiones máximas, que se construye en cada sección asignándose la excentricidad correspondiente al par de esfuerzos compuesto por el momento flector más desfavorable en estado límite último, M_{Ed} , y su axil concomitante N_{Ed} . En esta figura también se incluyen las líneas de presiones extremas, con las excentricidades correspondientes al par de esfuerzos compuesto por el momento último M_{Rd} , y el axil concomitante al momento flector más desfavorable, N_{Ed} . Por su interés se calculan las envolventes de líneas de presiones con las cargas contempladas tanto en la IAP98 [16], normativa de acciones considerada en las etapas iniciales del proyecto, como en la IAP11 [17], que ya constituía la normativa vigente en la fase de construcción. La diferencia fundamental tiene su origen en el valor de la carga repartida correspondiente a la sobrecarga de uso, que presenta un valor de 4 kN/m² en la IAP98, y un valor de 9 kN/m² en la vigente IAP11.

En esta figura puede observarse cómo las líneas de presiones se escapan del núcleo central de la sección en dos zonas destacadas: los arranques del arco y el entorno de su clave. Estas secciones se encuentran traccionadas de forma parcial, desarrollando mecanismos de flexión compuesta cuando se sobrepasan los niveles de carga permanente sobre la estructura.

El punto de mayor esfuerzo en el arco se sitúa en su arranque. El momento flector dimensionante proviene un 9.10% de la carga de peso propio, un 25.30% del eventual corrimiento horizontal del apoyo (se consideran 10 mm), un 0.10% de la carga permanente, un 32.60% de los esfuerzos de origen reológico y térmico sobre la estructura, un 6.10% de la carga repartida de la sobrecarga de uso y un 26.80% del vehículo pesado de la sobrecarga de uso.

La figura 16 muestra la armadura principal de la estructura del puente, que se diseña bajo criterios de simplicidad constructiva y aprovechamiento máximo de la longitud de las barras. En las cercanías de la pilastra transversal destaca la presencia de ramas de diámetro 12 mm, que se disponen al objeto de recoger la concentración de esfuerzos cortantes que se produce en ese entorno. La cuantía obtenida es de 142 kg/m³ en el arco y 115 kg/m³ en el tablero.

5.2. Cimentaciones

Los elementos de cimentación son particularmente importantes en el caso de los arcos, ya que no solo transmiten las cargas verticales al terreno, sino que también se encargan de transmi-

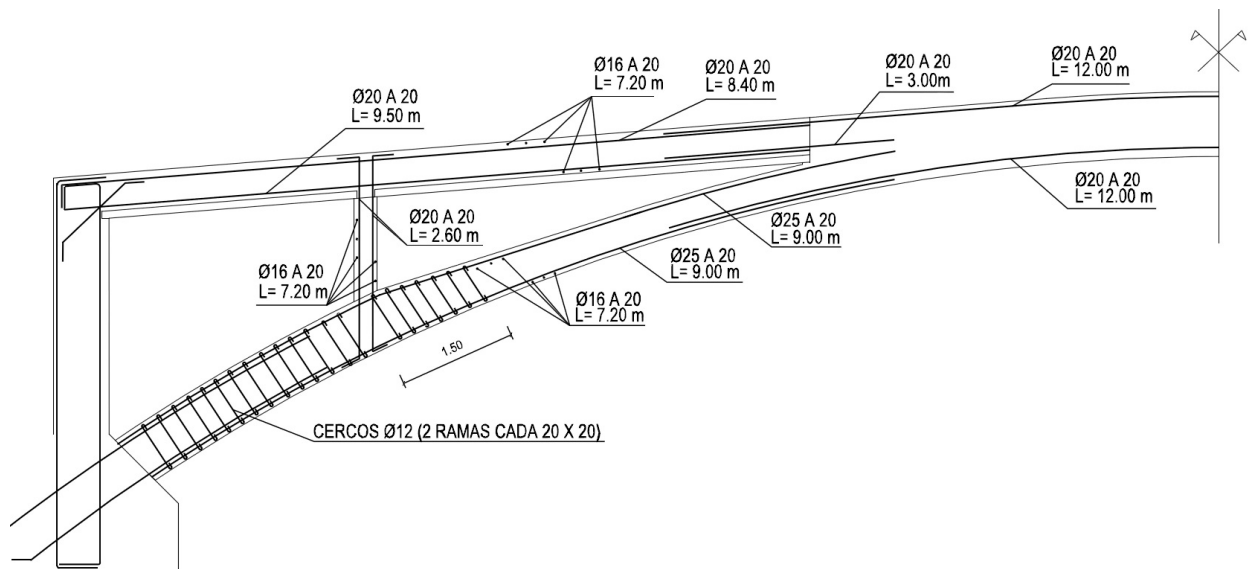


Figura 16. Armadura principal del puente.

tir la componente horizontal de su esfuerzo axial, su empuje.

En el puente arco de Butrón, las cimentaciones se resuelven con encepados de micropilotes de dimensiones 7.00 x 4.50 m y un canto de 1.50 m, que se suponen rígidos y sobre los que se efectúa un reparto lineal. Cada encepado consta de 12 micropilotes, de capacidad última 1350 kN. En cada encepado, 7 de ellos se inclinan 30° respecto a la vertical, en un plano longitudinal al eje del puente. La inclinación de 30° reduce únicamente un 14% la capacidad del micropilote frente a cargas verticales, sin dificultar sobremanera su ejecución. Por otra parte, con esta inclinación se consigue asegurar una capacidad resistente frente a cargas horizontales del 50% de la capacidad resistente del micropilote. La componente horizontal del agotamiento de todos los micropilotes inclinados en cada encepado es capaz de resistir por sí sola el esfuerzo horizontal no compensado que el arco transmite a cada encepado en la hipótesis de carga más desfavorable. El esquema general de la armadura en los encepados se ilustra en la figura 17. La cuantía obtenida es de 155 kg/m³.

5.3. Estabilidad del arco

La seguridad estructural frente al pandeo del arco se comprueba empleando dos metodologías diferentes. Una primera aproximación se efectúa empleando la formulación aproximada propuesta por Pi *et al.* [18], citada por [19], que es muy similar a la propuesta por la AASHTO [20]. Para evaluar la

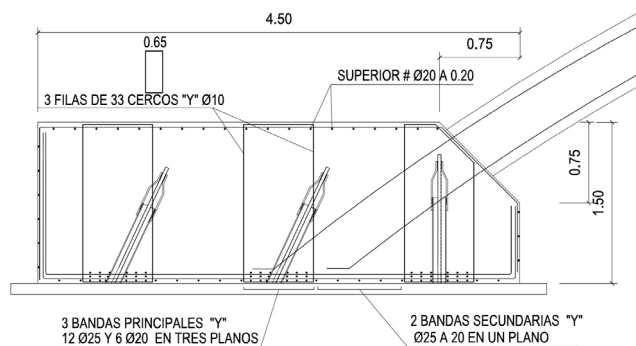


Figura 17. Armadura principal en encepado.

carga crítica del arco se emplea la fórmula representada en la Eq.1. Esta aproximación generalmente conduce a infravalorar la carga crítica, ya que en general la realidad integra más imperfecciones que los modelos matemáticos que empleamos para analizar estructuras [21] [22].

$$N_{crit} = \frac{K\pi^2 EI}{(\beta S)^2} \quad (\text{Eq. 1})$$

Además, empleando el modelo de elementos finitos construido para evaluar la respuesta estructural del puente, se obtiene la carga crítica de pandeo efectuando un análisis de carga incremental, considerando no linealidades geométricas, hasta la no convergencia del modelo. Los resultados se comparan en la tabla 2. En todo caso los valores de la compresión máxima del arco están muy alejados de su carga crítica.

TABLA 2
Comparativa de resultados para carga crítica

	Análisis formulación aproximada [18]	Análisis P-δ de carga incremental
N_{crit}	128 MN	115MN
$F_{sb}=(N_{ED}/N_{crit})$	< 5%	< 5%

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el siguiente epígrafe se describen las etapas constructivas del puente sobre el río Butrón en Gatika.

6.1. Demolición de la estructura preexistente

Antes de proceder a la demolición de la estructura preexistente es preciso desviar la tubería de abastecimiento que atravesaba la estructura original para suministrar agua potable al castillo de Butrón. Para ello se construye una celosía tubular con elementos de andamiaje que sirve como elemento portante para que la tubería de abastecimiento atraviese ambas

márgenes mientras dura la construcción del nuevo puente (figura 18).



Figura 18. Detalle celosía tubular para el paso de tubería de abastecimiento.

Tras la ejecución del desvío de este servicio, comienza la demolición de la losa de compresión del puente preexistente, constituida por una serie de refuerzos sucesivos sin criterio ingenieril constituidos a base de recrecidos de losas de hormigón armado (figura 19).



Figura 19. Demolición de refuerzos existentes sobre puente original.

Es entonces cuando puede iniciarse la secuencia constructiva general del puente (figura 20), comenzando por la demolición de la estructura (figura 21), que se ejecuta desde ambas márgenes, con retroexcavadoras de 20 t equipadas con martillo rompedor. Parte del material de demolición se acopia temporalmente para generar las peanas provisionales sobre las que se apoyará temporalmente, a la cota +4.60, parte de la cimbra circular que servirá para construir el arco. El resto del material se evacúa a vertedero autorizado.



Figura 21. Estado de demolición parcial del puente de Butrón original.

6.2. Cimentaciones

Cuando se alcanza la cota inferior del plano de cimentación de los encepados, comienzan a perforarse los micropilotes. Esta actividad se solapa con la terminación de las plataformas de apoyo provisional de la cimbra (figura 22).

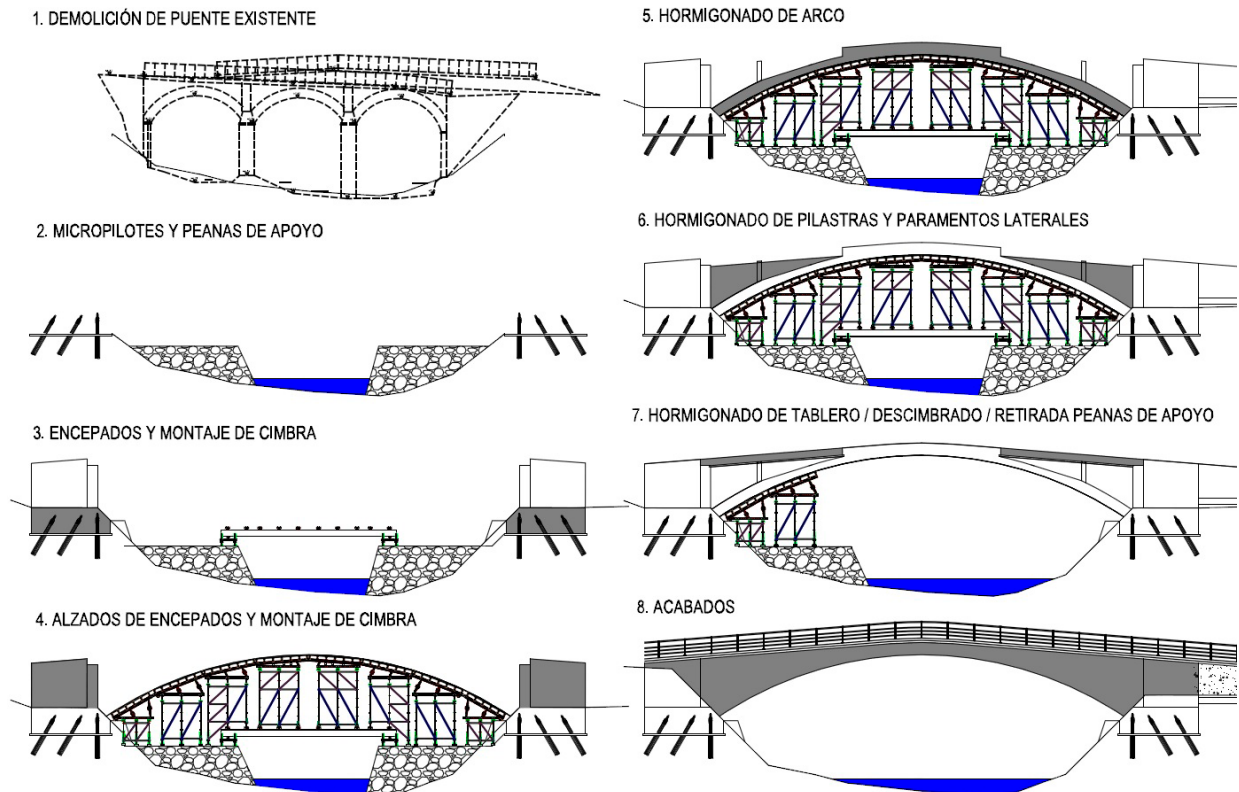


Figura 20. Proceso constructivo del puente sobre el río Butrón.



Figura 22. Micropilotes y plataformas de apoyo de cimbra.

Antes de que esta comience a construirse, se emplean como espacio de acopio provisional de ferralla, para las labores de armado de los encepados en ambas márgenes (figura 23).



Figura 23. Vista de estribo 1.

Tras el ferrallado de ambos estribos, prosiguen las operaciones de encofrado lateral y hormigonado. En la figura 24 se aprecia el detalle de armado del estribo 2, desde donde nacen los arranques empotrados del arco, a partir de un paramento a 45° respecto a la cara interior del estribo.



Figura 24. Detalle de arranque de arco.

6.3. Ejecución de la cimbra

Después de estas actividades, y mientras se encofran los alzados de los estribos, comienza a instalarse la cimbra. Esta estructura auxiliar se conforma mediante perfilería tubular, que descansa bien sobre las plataformas provisionales mencionadas anteriormente, bien sobre 4 vigas provisionales que permiten el paso del río Butrón en una sección hidráulica de 8 m de anchura (figura 25).



Figura 25. Instalación de vigas centrales de cimbra.

Sobre la cimbra cuajada se sitúan 8 mesas de apoyo que constituyen cuerdas, de 3 m de longitud, de la circunferencia objetivo, de 20.60 m de radio. La geometría final se aproxima con ayuda de la perfilería de madera secundaria, que se coloca en la dirección longitudinal al eje del puente y del panel fenólico que estará en contacto con el hormigón. La cimbra (figura 26) se construye con el apoyo de una grúa de 100 t, que se sitúa en el estribo 2.



Figura 26. Detalle de cimbra terminada.

Durante la fase de construcción tuvo lugar un episodio de crecida del río Butrón, cuya lámina de agua alcanzó la cota +5.00, sobrepasando por tanto la cota de cimentación de la cimbra. No se detectaron movimientos apreciables en la estructura auxiliar y la construcción pudo seguir normalmente (figura 27).



Figura 27. Episodio de crecida en el río Butrón.

6.4. Ejecución de arco y tablero

Dispuesta la cimbra, comienzan las labores para disponer la armadura de refuerzo del arco. En las zonas próximas a las pilastras de apoyo del tablero, la armadura longitudinal se complementa con ramas de diámetro 12 mm situados cada 20 cm, para aumentar la resistencia frente a esfuerzos cortantes en ese entorno (figura 28).



Figura 28. Detalle de ferrallado en arranque de arco.

Posteriormente, se hormigona el arco en una única fase, con apoyo de una bomba de hormigón que se sitúa en las cercanías del estribo 2.

Tras el comienzo del curado del hormigón del arco, se encofran y hormigonan las pilastras de apoyo del tablero, y, tras estas, los cierres laterales no estructurales, de hormigón en masa. Para evitar que estos elementos impidan deformaciones independientes entre arco y tablero, se apoyan sobre el arco y se hormigonan contra las pilastras y el paramento frontal de los estribos, dejando juntas verticales de poliestireno expandido. Además, entre la cara superior de estos cierres y la cara inferior del tablero, se deja una holgura de 60 mm, suficiente para permitir el paso de los elementos de encofrado perdido sin que se toquen ambos elementos (figura 29).

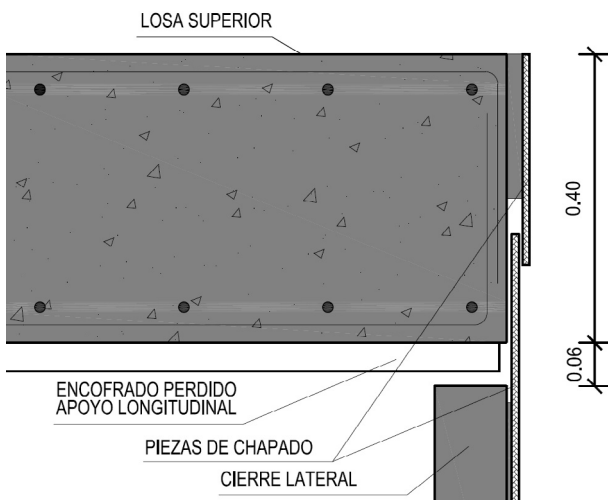


Figura 29. Detalle de junta entre tablero y cierre lateral.

Tres días más tarde pueden instalarse los tableros de encofrado perdido sobre los que se dispone la armadura del tablero (figura 30). Posteriormente se hormigona el tablero de forma análoga al hormigonado del arco.



Figura 30. Armadura de tablero.

Alcanzada la resistencia característica de arco y tablero, comienza la operación de descimbrado. No se efectúa un control geométrico exhaustivo de la operación, ya que el acortamiento elástico que se produce en el arco genera descensos verticales máximos en su eje inferiores a 1 mm. Tras el descimbrado comienzan a retirarse definitivamente las plataformas laterales de apoyo de la cimbra.

6.5. Acabados

Con la estructura portante finalizada, se completan los trabajos con las operaciones de aplacado de piedra en los paramentos exteriores (figura 31), y la formalización de la sección funcional. El color del aplacado se selecciona buscando la consonancia con el color del castillo, ya que también el color contribuye a conformar el efecto estético global [14]. En primer lugar se repone la tubería de abastecimiento, que se sitúa bajo las acera más estrecha. Más adelante se colocan los bordillos de granito y se hormigonan y embaldosan las aceras peatonales. Finalmente se extienden dos capas de mezcla bituminosa en caliente y se instalan las barandillas definitivas.



Figura 31. Aplacado de piedra en los paramentos exteriores.

En la figura 32 se muestra una perspectiva global del arco, desde aguas abajo del cauce. En la figura 33 se muestra una perspectiva de la obra terminada, y en el fondo de la imagen, el castillo de Butrón.

7. CONCLUSIONES

A pesar de la poca luz, 23 m, que se requiere para atravesar el cauce del río Butrón en las cercanías del castillo del mismo



Figura 32. Puente sobre el río Butrón desde aguas abajo.



Figura 33. Perspectiva del puente y el castillo de Butrón.

nombre, no se renuncia a la forma clásica del arco, por el hecho de serlo, para resolver la estructura [23]. Su proyecto ha estado condicionado no solo por condiciones funcionales, sino por una sensibilidad inusual hacia la protección de los valores paisajísticos y simbólicos del entorno, que incluso determinaron dotar al tablero de la estructura de un suave perfil en lomo de asno para evocar la reminiscencia, incluso como señal de respeto, hacia la iconicidad del puente de fábrica original, que no pudo recuperarse.

Principales intervinientes y datos de la obra

- *Propiedad:* Ayuntamiento de Gatika
- *Autor del proyecto:* Lordan, estudios y proyectos
- *Director de obra:* Arsenio Mariñán
- *Empresa constructora:* Viuda de Sainz
- *Jefe de obra:* Ildefonso Buela

- *Encargado:* Agustín Carracedo
- *Suministro de hormigón:* Ogerco
- *Suministro de acero B500S:* Hierros Abra
- *Cimbra:* Alsina
- *Ejecución de micropilotes:* Tecimasa
- *Presupuesto de la obra:* 490.810,44 €
(Cofinanciado por la Diputación Foral de Bizkaia y la Agencia Vasca del Agua)
- *Plazo de ejecución:* 5 meses
- *Entrada en servicio:* 2013

Referencias

- [1] Iturriza, J.R. Historia general de Vizcaya, Bilbao, 1885.
- [2] Preckler, A.M. Historia del Arte Universal de los siglos XIX y XX. Editorial Complutense, Madrid, 2003.
- [3] Atienza, I. (24 de septiembre de 2014). Butrón y otros castillos de Bizkaia. El Correo.
- [4] URA. Ur agentzia. Agencia Vasca del Agua. Memoria resumen de los mapas de peligrosidad y riesgo de inundación, 2013.
- [5] Duran, M. Los puentes arco de la época romana. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 7-18.
- [6] Arenas, J.J. Caminos en el aire. Los Puentes. Colección ciencias, humanidades, ingeniería. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2002.
- [7] Martín, J.A. La segunda juventud de los puentes arco de fábrica. S. XVII, XVIII y XIX. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 19-32.
- [8] Mariñán, A. Proyecto de puente sobre el río Butrón en Gatika-Bizkaia: Ayuntamiento de Gatika, 2012, 922 p.
- [9] DF 118/2006. Plan de Gestión del Visón Europeo, Mustela lutreola (Linnaeus, 1761), en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. 6 de julio de 2006. BOB núm. 129.
- [10] Sevillano, El. El visón europeo y el urogallo, en peligro de extinción (24 de julio de 2017). Fotografía Getty Images-Istockphoto. El País.
- [11] Manterola, J. Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006.
- [12] Manterola, J. Los primeros arcos de hormigón. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 65-88.
- [13] Torres, J. Arcos. Funicularidad. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Navarra, Pamplona, 1989.
- [14] Bernard-Gély, A., Calgaro, J-A. Conception des Ponts. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.
- [15] Monleón, S. Ingeniería de Puentes. Análisis estructural. Editorial Universitat Politècnica de València, Valencia, 2015.
- [16] IAP98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, 1998.
- [17] IAP11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, 2011.
- [18] Pi, Y., Bradford, M.A., Uy, B. In-plane stability of arches. International Journal of Solids and Structures. 39 (2002) 105-125.
- [19] Medina, F., Cifuentes, H. Procedimiento para la obtención de cargas últimas de arcos de perfiles conformados en frío. Informes de la construcción. 67(539) (2015). doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.117>.
- [20] AASHTO LRFG Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.
- [21] Karnovsky, I. Theory of Arched Structures. Strength, Stability, Vibration. Springer, New York, 2012.
- [22] Schanack, F. Puentes en arco tipo network. Departamento de ingeniería estructural y mecánica. Universidad de Cantabria, Santander, 2008.
- [23] Arenas, J.J. Puentes arco. Evolución y comprensión. Revista de Obras Públicas. 3562 (2015) 9-22.