

Diseño estructural optimizado de tableros isostáticos de puentes losa postensados

Optimized Structural design of isostatics post-tensioned slab bridge decks

Fernando González Vidosa^a, Julián Alcalá González^b

^a Ph.D. Imperial College London, ICITECH, Universitat Politècnica de Valencia

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICITECH. Universitat Politècnica de Valencia

RESUMEN

Este artículo trata del diseño estructural de tableros isostáticos aligerados de puentes losa, optimizados mediante una técnica basada en el *simulated annealing* (SA). La evaluación de soluciones sigue las prescripciones de la norma española EHE-08 de hormigón estructural. Se aplican las cargas de diseño de la Instrucción española IAP-11. El algoritmo se aplica a un tablero de 30 m de luz y 11.00 m de anchura. El mejor resultado se corresponde con un tablero de 192.80 euros/m², un canto de 1.50 m y un pretensado de 8x19T0.6” ASTM. Se concluye que la metodología es apta y fiable para el diseño de tableros de puentes losa postensados.

ABSTRACT

This article deals with the structural design of voided isostatic decks of slab bridges, optimized using a technique based on *simulated annealing* (SA). Requirements of the Spanish standard EHE-08 for structural concrete has been used. Design loads are taken from the Spanish Instruction IAP-11. The algorithm is applied to a 30 m span and 11.00 m width deck. The best result corresponds to a 192.80 euros/m² deck, 1.50 m depth and a prestress of 8x19T0.6” ASTM. It is concluded that the methodology is suitable and reliable for the design of post-tensioned slab bridge panels.

PALABRAS CLAVE: tableros postensados, optimización heurística, *simulated annealing*.

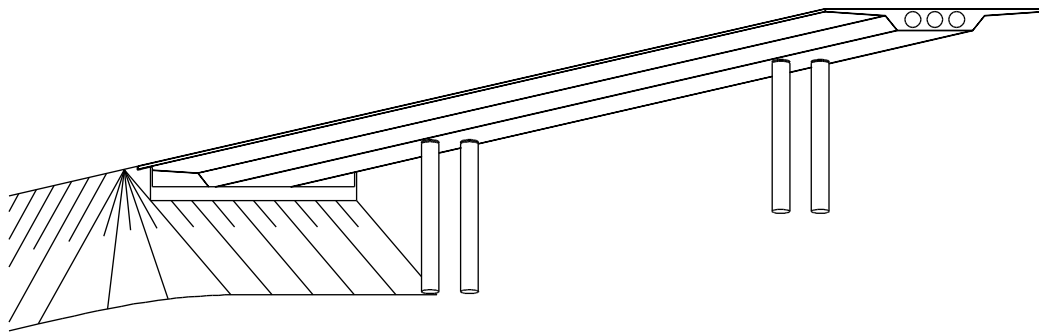
KEYWORDS: post-tensioned decks, heuristic optimization, *simulated annealing*.

1. Introducción

El diseño tradicional de puentes de hormigón pretensado está basado en la experiencia de los ingenieros estructurales. En una primera etapa hay que encajar las luces de los vanos del puente. En esta etapa se tienen en cuenta los obstáculos a salvar: calzadas de carreteras, ferrocarriles, cauces hidráulicos, etc. Esta es la etapa más crucial del diseño en la que

se deciden las principales características del puente. Otra etapa de definición del tablero es la correspondiente a la anchura del tablero. Esta anchura debe incluir espacios para los carriles, aceras, defensas, etc. Fijadas las luces y la anchura del tablero quedan definidos lo que se consideran los parámetros del puente. Conocidas las luces y el perfil del terreno quedan definidas las alturas los alzados: pilas y estribos. Como norma general a menores luces principales, menores serán los costes del puente.

Sin embargo, esto no siempre es así, dado el coste de los alzados. Se suele aceptar la regla económica de que las luces hay que fijarlas entre dos y tres veces la altura de las pilas. Todo este proceso de encajar las luces y la altura de los alzados es la parte fundamental de la concepción



En una segunda etapa se elige la sección transversal y el pretensado del tablero. La práctica habitual es que los tableros de hasta 40 m de luz principal de carretera se diseñen con tableros losa (ver Fig. 1). A partir de 50 m de luz los tableros losa dejan de ser económicos y se emplean secciones en cajón. Siguiendo con la práctica habitual los tableros losa de carretera se diseñan con relaciones canto/luz de 1/20 para tableros de uno y dos vanos y con relaciones canto luz de 1/25 para tableros hiperestáticos de tres o más vanos. Los puentes en cajón pretensados de carretera se suelen diseñar con relaciones canto/luz en torno a 1/20. Seguidamente se eligen el resto de las dimensiones de la sección transversal y los tipos de materiales siguiendo reglas sancionadas por la práctica. El pretensado se suele fijar por cuantías tipo para puentes similares. Una vez que la estructura está definida según la experiencia del ingeniero, se analizan los esfuerzos y se calculan las armaduras pasivas para satisfacer los estados límite prescritos por la normativa de hormigón estructural. La estructura inicial así definida

de los puentes. No existe actualmente ningún software que reemplace al ingeniero en este encaje general de luces y alturas de pilas. Todo este encaje está basado en la experiencia y la intuición del ingeniero estructural.

puede resultar insuficiente o excesiva, por lo que la estructura se suele redefinir siguiendo un proceso de prueba y error. Este procedimiento lleva a diseños seguros, pero el coste de la estructura es altamente dependiente de la experiencia del ingeniero estructural. Además, estos diseños no son objetivos, en el sentido de que diferentes ingenieros dan resultados distintos a pesar de ceñirse a los mismos códigos estructurales.

Los métodos de optimización estructural son claras alternativas a los diseños basados en la experiencia. Estos métodos se dividen en los métodos exactos y los métodos heurísticos. Los métodos exactos son los procedimientos tradicionales. Están basados en el cálculo de las soluciones óptimas siguiendo reglas iterativas basadas en la programación lineal [1,2], Estos métodos son muy eficientes cuando el número de variables de diseño es reducido, pero los costes computacionales son prohibitivos cuando el número de variables es elevado. El segundo grupo de métodos son los métodos heurísticos, cuyo desarrollo reciente está ligado a la

evolución de los métodos basados en la inteligencia artificial. Esta categoría incluye un gran número de algoritmos de búsqueda heurísticos [3-6], tales como los algoritmos genéticos, el *simulated annealing*, el *threshold accepting*, la búsqueda tabú, las colonias de hormigas, etc. Estos métodos se han probado con éxito en áreas muy distintas de la ingeniería estructural [7]. Estos métodos hacen uso de algoritmos sencillos, aunque requieren un gran esfuerzo computacional, dado que requieren numerosas iteraciones en las que la función objetivo es evaluada junto con la comprobación de las restricciones estructurales. Entre las primeras aplicaciones estructurales de la optimización heurísticas, son dignas de mencionar las contribuciones de 1992 de Jenkins [8] y Rajeev and Krishnamoorthy [9]. Estos autores aplicaron los algoritmos genéticos a la optimización del peso de estructuras metálicas. En lo que respecta al estudio de estructuras de hormigón armado, las primeras aplicaciones de 1997 incluyen el trabajo de Coello et al [10], que optimizaron vigas mediante algoritmos genéticos. Más recientemente, son de destacar otros trabajos que optimizan pórticos de edificación mediante algoritmos genéticos [11-12]. En la última década nuestro grupo de investigación ha aplicado los métodos heurísticos al diseño óptimo de muros, marcos, pórticos de edificación, pilas de puente y tableros de vigas artesa prefabricados [13-17]. El método seguido en este trabajo ha consistido primero en el desarrollo de un módulo de evaluación estructural de tableros losa isostáticos, donde las dimensiones, materiales y acero activo y pasivo han sido tomados como variables de diseño. Este módulo computa el coste de la estructura y evalúa todas las restricciones estructurales. El algoritmo del *simulated annealing* se empleó a continuación para estudiar las soluciones óptimas de tableros de puente losa isostáticos.

2. Planteamiento del problema

El problema de optimización de hormigón estructural que se plantea consiste en una optimización económica. Se trata de minimizar la función objetivo F en la expresión (1), satisfaciendo además las restricciones estructurales de la expresión (2).

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{i=1, r} p_i m_i(x_1 \dots x_n) \quad (1)$$

$$g_j(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \quad (2)$$

Nótese que la función objetivo F considerada es el coste del tablero, donde p_i son los costes unitarios y m_i son las mediciones de las 6 unidades en las que la construcción del tablero es dividida. La función coste suma el valor del coste de los materiales (hormigón y acero) y todas las entradas requeridas para evaluar el coste completo del tablero (cimbra, encofrado y aligeramientos). Los costes unitarios se dan en la Tabla 1. Estos precios fueron proporcionados por contratistas nacionales. Las restricciones en la expresión (2) son todos los estados límite de servicio (ELS) y de rotura (ELU) que el tablero debe satisfacer. Dadas las variables de diseño, la medición de la estructura y la evaluación del coste requieren poco coste computacional. El mayor esfuerzo computacional se va en la evaluación de las restricciones estructurales. Es importante señalar que muchos estudios transforman los problemas con restricciones en problemas sin restricciones mediante el uso de funciones de penalización. Estas penalizaciones son pequeñas para pequeños incumplimientos y se disparan para incumplimientos graves. Este estudio se limita al uso de soluciones factibles y, por tanto, no se usan funciones de penalización.

Tabla 1. Precios unitarios.

Unidad de obra	Coste (euros)
M ³ cimbra	6.01
M ² encofrado	30.65
M ³ aligeramiento de poliestireno expandido	53.90
M ³ hormigón HP-35	53.90
M ³ hormigón HP-40	59.00
M ³ hormigón HP-45	63.80
M ³ hormigón HP-50	68.61
kg acero Y-1860 S7	2.40
Kg acero B-500S	0.58

Las variables de diseño consideradas en este trabajo se muestran en la Tabla 2. Las cinco primeras variables son geométricas, y con ellas queda definido el contorno exterior de una sección transversal tipo ala de gaviota (Figura 2). Se trata del canto (c), la anchura de la base (b), el vuelo de los voladizos laterales (v) y los espesores en arranque y extremo del voladizo (e_1 y e_2 respectivamente).

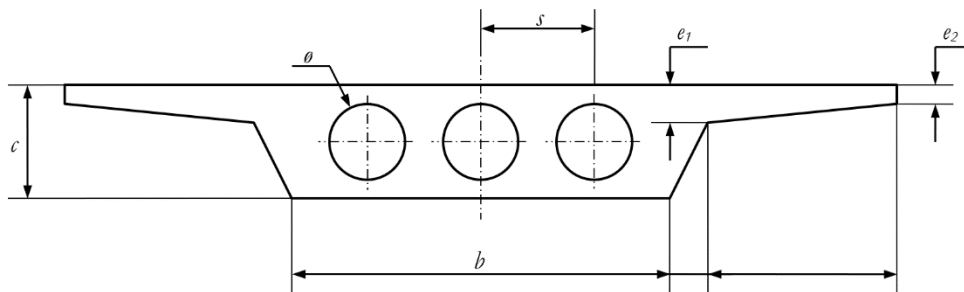


Figura 2. Variables geométricas sección transversal.

En el caso de que un tablero sea aligerado sucede que la armadura de cortante y los cables de pretensado deben ceñirse a las almas. Para alcanzar la cuantía necesaria de pretensado puede ser necesario recurrir a más de un cable por alma, evitando así unidades de mucha potencia. En tableros macizos se tiene más libertad para distribuir el pretensado por la sección, y se recurre a una sola familia de cables en paralelo. La armadura de cortante debe ceñirse ahora a la disposición del pretensado. Las diferencias entre ambos esquemas de armado y pretensado son tales que ninguno de los dos casos puede ser considerado como un caso particular del otro, por lo que a efectos de programación se han distinguido los tableros macizos de los aligerados, y cada caso se ha resuelto siempre para ambos.

Si no hay aligeramientos, a la variable del canto (c) se le ha permitido tomar valores entre

0.5 m y 3.5 m en intervalos de 5 cm. En el caso de tableros aligerados, se le permite variar entre 1.0 m y 3.5 m, también cada 5 cm. El ancho de la base (b) podrá tomar cualquier valor múltiplo de 5 cm, que esté comprendido entre el 40% y el 60% de la anchura total del tablero. Para 11 m de anchura esto supone un mínimo de 4.40 m y un máximo de 6.60 m. Los vuelos máximos que podría alcanzar el voladizo (v) dependen del valor de la anchura de base (b). Esto genera una dependencia entre variables (v y b) que puede ser un inconveniente, pues determinados vuelos pueden llegar a ser geoméricamente incompatibles con algunos valores de la anchura de la base (la suma de anchuras debidas a voladizos y base no puede exceder de la total del tablero). Para evitar esta dependencia de las variables entre sí se ha sustituido la variable v por otra d , que representa el desplome de los paramentos laterales de las almas. Este cambio

simplifica notablemente la programación, aunque en la presentación de resultados se mantendrá la variable v por ser más representativa de la geometría del tablero. A este desplome de almas se le permite variar desde 0 hasta 0.55 m (equivale a un 5% de la anchura total), en incrementos de 2.5 cm. Fijado el ancho de la base y el desplome, el vuelo v se obtiene de forma inmediata a partir de la anchura total del tablero.

En cuanto a los espesores de voladizo permitidos, en el arranque (e_1) varían entre 0.25 m y 0.45 m, en incrementos de 2.5 cm. En el extremo (e_2) puede ser de 0.15, 0.20 ó 0.25 m únicamente. En el caso de tablero aligerado, los aligeramientos se han considerado siempre circulares, y su disposición en la sección transversal se ha hecho de forma que dependa unívocamente de su geometría. Ello explica que en la Tabla 2 no haya variables relacionadas con el aligeramiento. Para ello se procede del siguiente modo. Se fija en primer lugar el diámetro (ϕ) en función del canto de la sección. Se fija igualmente un ancho mínimo de alma entre aligeramientos, o lo que es lo mismo, una separación mínima entre sus centros. A partir de estos datos se disponen tantos aligeramientos como quepan en el núcleo de la sección. Finalmente, la separación entre ellos (s) se determina para que las almas laterales, medidas en ortogonal al paramento lateral del núcleo, midan lo mismo que las almas centrales (Figura 3).

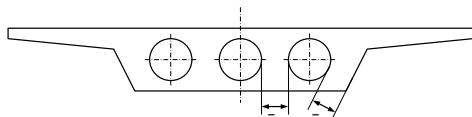


Figura 3. Criterio de separación entre aligeramientos.

El diámetro se fija en 0.60 m para cantos de 1 m, y en 1.40 m para cantos iguales o superiores a 2 m. La separación mínima entre aligeramientos es de 0.3 m para cantos de 1 m, y de 0.5 m para cantos iguales o superiores a 2 m. Para cantos intermedios, el diámetro y la anchura mínima de alma se interpolan linealmente.

Tabla 2. Variables del tablero isostático pretensado.

Denominación	Variable
Relacionadas con el hormigón	
Canto tablero	c
Anchura fondo tablero	b
Longitud del voladizo	v
Espesor arranque voladizo	e_1
Espesor extremo voladizo	e_2
Tipo de hormigón	H
Relacionadas con el acero en armaduras activas	
Nº total de torones	N_T
Relacionadas con el acero en armaduras pasivas longitudinales	
Armadura base longitudinal inferior	Al_1
Armadura base longitudinal superior en núcleo	Al_2
Armadura longitudinal superior en los voladizos	Al_3
Armadura longitudinal inferior en los voladizos	Al_4
Armadura base longitudinal en el lateral del alma	Al_5
Refuerzo armadura longitudinal inferior en vano	Al_{li}
Refuerzo armadura longit. superior en núcleo en estribos	Al_{2i}
Refuerzo armadura longit. lateral del alma en estribos	Al_{5i}
...	
Relacionadas con el acero en armaduras pasivas transversales	
Modulación de la armadura transversal	mod
Armadura perimetral de núcleo en zona j	At_{1j}
Armadura transversal superior en zona j	At_{2j}
Armadura transversal inf. voladizo en zona j	At_{3j}
Armadura transversal de cortante en zona j	At_{4j}

La siguiente variable es el tipo de hormigón H . Siguiendo la denominación tradicional, adopta los valores correspondientes a la resistencia a compresión simple a 28 días de edad (35, 40, 45, 50 MPa). No se ha permitido el hormigón de 30 MPa de resistencia, pues resulta poco rígido para las potencias de pretensado que suelen emplearse.

En cuanto al pretensado es constante a lo largo de todo el tablero. La única variable de diseño es el número total de torones (N_T). Todos los torones son del tipo Y-1860 S7 de siete alambres, y 15.7 mm de diámetro. Se admite que la fuerza de tesado es la correspondiente al 75% de la carga de rotura del torón, siendo esta de $f_{pu}=260.7$ kN. Para establecer límites en el número mínimo y máximo de torones se ha empleado un criterio de cuantía neta, de forma que el número de torones N_T está comprendido entre los que supongan cuantías entre 5 kg y 50 kg de armadura activa por metro cuadrado de estructura (obsérvese que la cuantía típica está entre 10 y 20 kg/m²). Para un peso por torón de 1.102 kg/m, el número de torones estará comprendido entre 49 y 449 para el tablero de 11 m de anchura. La distribución del número de torones por la sección transversal requiere algún ajuste. El pretensado se aplica mediante tendones de igual composición en todos ellos, lo que supone que el número de torones debe ser proporcional al número de tendones. En el caso particular de tableros aligerados, el número de tendones debe ser proporcional al número de almas, lo que vuelve a provocar una fuerte dependencia de las variables entre sí, pues el número de almas depende de la forma de la sección transversal, como se ha descrito anteriormente. Para resolver esta dependencia se emplean en el algoritmo dos variables en lugar de una. La primera N_{T0} es el número de torones determinado exclusivamente para cumplir los límites anteriores, y N_{Treal} es el número de torones adaptado a la geometría del tablero, obtenido a partir del anterior. El primero se empleará a efectos de programación de las técnicas de optimización, mientras el segundo se emplea para el cálculo del tablero y para evaluar la función objetivo. En el caso de tableros aligerados, N_{Treal} se obtiene a partir del valor de N_{T0} del siguiente modo. Se obtiene el número de torones que debe llevar cada tendón, suponiendo que el número de éstos es igual al de almas. Si el número de torones por tendón

excede de 31, se incrementa en uno el número de tendones por alma tantas veces como sea necesario para mantener unidades no superiores a 31 torones, pero cada incremento se admite sólo si las placas de anclaje caben en el canto del tablero. En caso de no caber, se mantiene el número de tendones por alma alcanzado, y se establece una composición de 31 torones para todos ellos. En el caso de tableros macizos, el pretensado se dispone en una sola familia de tendones paralelos entre sí. El número inicial de tendones es el necesario para mantener separaciones del orden del canto del tablero, pero si no son suficientes (composiciones superiores a 31 torones/tendón), se añaden tendones de uno en uno tantas veces como sea necesario, pero en cada caso se comprueba que en el ancho del núcleo caben las placas de anclaje, de forma similar a como se hacía en los tableros aligerados con el canto.

Fijada la composición de cada tendón, se establece el diámetro de la vaina. Este diámetro y el tamaño de la placa de anclaje se han tomado de sistemas comerciales de pretensado, y se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Diámetros de vaina y tamaño de placas de anclaje.

torones por tendón	ø vaina mm	Tamaño placa mm2
3	42	140 x 140
4	51	180 x 180
5-6	63	180 x 180
7	63	200 x 200
8	81	200 x 200
9	81	240 x 240
10-11	90	240 x 240
12-14	90	270 x 270
15	90	300 x 300
16-18	100	300 x 300
19	100	340 x 340
20-23	110	340 x 340
24-27	110	380 x 380
28-30	120	380 x 380
31	120	430 x 430

El resto de variables que define cada tablero se refiere a las armaduras pasivas, que se suponen siempre de acero tipo B-500S. El acero B-400S no se utiliza en tableros de puentes debido a su

menor límite elástico, que no se compensa con la diferencia de coste (muchas veces inexistente). Se distingue entre armadura longitudinal y transversal. La primera se dispone en forma de un armado base corrido a todo el tablero y un sistema de refuerzos a torsión y cortante en los extremos. El esquema de armado que se ha seguido está formado por cinco armaduras, como se muestra en la Figura 4, que consisten en la armadura inferior en núcleo (Al_1), superior en núcleo (Al_2), superior en voladizos (Al_3), inferior en voladizos (Al_4) y lateral en las almas (Al_5).

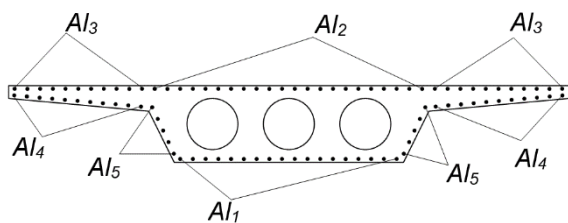


Figura 4. Notación de la armadura longitudinal.

Las armaduras se definen por su diámetro y el número de barras por metro lineal. El límite inferior es una armadura de cuatro redondos de 6 mm de diámetro por metro lineal (separación de veinticinco centímetros), y el máximo de diez redondos de 32 mm de diámetro (separación de diez centímetros). Entre estos límites se permite cualquier relación número de redondos por metro/diámetro de barra.

La armadura transversal se ha tratado de otro modo. Las variables consideradas son las que se muestran en la Figura 5, consistente en una armadura perimetral de núcleo (At_1), transversal superior (At_2), transversal inferior de voladizo (At_3) y cercos de cortante distribuidos por el núcleo de la sección (At_4). Se han considerado dos zonas de armado: el 60% central y el 20% de los extremos. Cada una de estas armaduras en cada zona viene dada por su diámetro (de 6 a 32 mm, excluyendo el diámetro de 14 mm), y una separación que solamente puede ser de 10 cm, 12.5 cm o 15 cm, o el doble de estas cantidades. Para que en todo el puente se emplee una modulación uniforme, se ha definido una variable auxiliar (*mod*) que define cuál de las tres modulaciones se empleará. El número de cercos

de cortante es igual al número de almas en tableros aligerados, o al número de tendones en tableros macizos.

Todas las variables referentes a la armadura definen medio tablero, pues el armado es simétrico, tanto longitudinal como transversalmente. Además, no se ha considerado en la formulación del problema las armaduras de las riostras transversales de las líneas de apoyos, ni los refuerzos en anclajes de pretensado o apoyos, pues su influencia es escasa en el coste de la estructura.

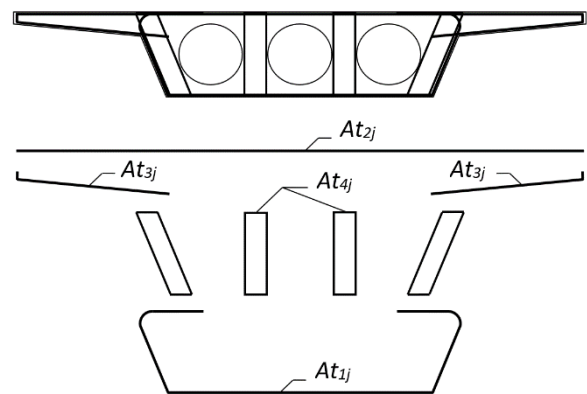


Figura 5. Notación de la armadura transversal.

3. Método de resolución

El método de optimización utilizado en esta investigación es el *simulated annealing* (SA en adelante). Este método es considerado una metaheurística, ya que es capaz de resolver problemas difíciles de optimización combinatoria y se ha probado aplicable a problemas de diferente naturaleza. Este método de búsqueda fue originalmente propuesto por Kirkpatrick et al. [18] para el diseño de circuitos eléctricos. Es importante señalar que la elección de la mejor metaheurística para este problema estructural está fuera del alcance de este artículo. El algoritmo del SA está basado en la analogía de la formación de cristales a partir de masas fundidas a altas temperaturas y luego enfriadas lentamente. La masa fundida pasa sucesivamente de una configuración cristalina a otra a medida que la masa se enfría. A temperaturas elevadas se pueden formar configuraciones transitorias de

mayor energía que las de partida. Sin embargo, a medida que la masa se enfría, decrece la probabilidad de que se formen configuraciones de mayor energía. El proceso se rige por la expresión de Boltzmann $e^{-\frac{\Delta E}{k_b T}}$, donde ΔE es el incremento de energía de la nueva configuración; T es la temperatura y k_b es la constante de Boltzmann. El algoritmo comienza con una solución factible aleatoria generada al azar y una elevada temperatura. La solución inicial es modificada mediante un pequeño movimiento al azar de las variables de diseño. La nueva solución de trabajo es evaluada en términos de coste. Sólo se aceptan soluciones que sean factibles, es decir, que cumplan las restricciones estructurales. Las soluciones de mayor coste son aceptadas cuando un número aleatorio entre 0 y 1 es menor que la expresión $e^{-\Delta E/T}$, donde ΔE es el incremento de coste y T la temperatura actual. La solución actual se comprueba frente a las restricciones estructurales y, si es factible, se acepta como la nueva solución de trabajo. La temperatura inicial se reduce geométricamente ($T=kT$) mediante un coeficiente k de enfriamiento. Se realiza un número de iteraciones llamado cadena de Markov en cada escalón de temperatura.

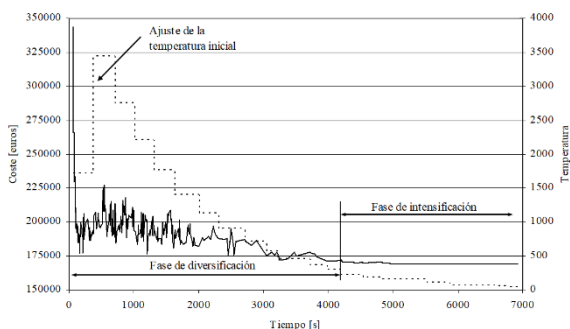


Figura 6. Ejemplo de trayectoria con el algoritmo SA.

El algoritmo se detiene cuando la temperatura es un pequeño porcentaje de la temperatura inicial (típicamente un 1%). El algoritmo SA es capaz de sobrepasar óptimos locales a temperaturas altas-medias y gradualmente converge a medida que la temperatura decae a cero. El algoritmo SA requiere de la calibración de la temperatura

inicial, la longitud de las cadenas de Markov y del coeficiente de enfriamiento.

La Figura 6 muestra una típica evolución del coste desde la solución inicial hasta los resultados óptimos. En los primeros pasos del desarrollo del algoritmo se intentó generar soluciones iniciales completamente aleatorias. Sin embargo, el número de soluciones aleatorias factibles es tan bajo en porcentaje que los tiempos de ejecución resultaban inasumibles. Se procedió en consecuencia a desarrollar un algoritmo inteligente que reparaba el pretensado de las soluciones aleatorias generadas. Este algoritmo será el objeto de futuras publicaciones. El algoritmo inteligente se repite reparando hasta que se alcanza una solución inicial factible. La solución inicial factible se modifica sucesivamente mediante pequeños movimientos de las variables de diseño, que se realizan mediante variación aleatoria de hasta 7 variables de diseño. Se probaron movimientos de menos o más de hasta 7 variables, pero los resultados fueron menos efectivos. Es importante señalar que la versión más simple consistiría en modificar sólo una de las variables de diseño por iteración. Sin embargo, está comprobado que es más efectivo modificar varias de las variables de diseño en cada iteración, aunque la obtención del número óptimo requiere de calibración previa y varía de un caso a otro. Las variables son discretas y se modifican en un valor en más o en menos de los de su tabla de posibles valores. La temperatura inicial se ajustó siguiendo el método propuesto por Medina [19], que consiste en seleccionar un valor inicial y determinar si el porcentaje de soluciones aceptadas de mayor energía está entre el 20 y el 40%. Si el valor es mayor del 40%, entonces la temperatura inicial se reduce a la mitad. Y si el número de aceptaciones es menor del 20%, entonces la temperatura inicial se duplica. El proceso se repite hasta que las aceptaciones están entre el 20 y el 40%. La primera temperatura inicial se ajustó a 1/200 del coste de la solución inicial. Se probaron coeficientes de enfriamiento de 0.80,

0.85 y 0.90. Finalmente se adoptó un coeficiente de 0.80. También se probaron varias longitudes de las cadenas de Markov, adoptándose finalmente un valor de 20,000. El algoritmo se detiene cuando la temperatura es menor de 0.02% el valor de la temperatura inicial sin que haya habido ninguna mejora en dos cadenas de Markov. El algoritmo se ejecutó 7 veces para obtener valor mínimo, máximo y desviación estándar de los resultados. Este número de 7 iteraciones se consideró suficiente para dar una precisión del 1% respecto a resultados de 99 ejecuciones.

4. Ejemplo numérico

El presente modelo numérico se ha aplicado a un tablero de 30 m de luz de cálculo y una anchura de 11.00 m. La normativa considerada para comprobar el tablero es la vigente norma de hormigón estructural EHE-08. Las cargas consideradas son las correspondientes a la vigente normativa de acciones en puentes de carretera IAP-11. Las cargas muertas consideradas son de 44 kN/m. El ambiente

considerado es el IIb. Los principales resultados de las 7 ejecuciones realizadas se presentan en la Tabla 4, donde se detalla el caso, el coste en euros del tablero, el canto, el número de torones de pretensado, los aligeramientos, la anchura del fondo del tablero, el vuelo de los voladizos y los espesores en arranque y extremo de los voladizos. El hormigón es en todos los casos HP-35. El mejor resultado es el correspondiente al caso 6. Este resultado tiene un coste de 192.80 euros/m². El canto es de 1500 mm, lo que da una relación canto/luz de 1/20. El pretensado resultante es de 8 unidades de 19T0.6”, lo que da una cuantía de 15.26 kg/m². La medición de pasiva es de 14877 kg (43.35 kg/m²). Las cuantías de armadura pasiva son de 20.97 kg/m² para la armadura longitudinal y de 22.38 kg/kg/m² para la armadura transversal. El fondo del tablero es de 4400 mm con vuelos de 2925 mm. El espesor en arranques y extremo de los voladizos es de 275 y 150 mm, respectivamente. Nótese que el peor de los resultados (caso 1) tiene un coste de 66548 euros, lo que se desvía un 0.57% del mejor de los resultados (caso 6), que tiene un coste 66189 euros. Se observa, por tanto, que los resultados están muy agrupados.

Tabla 4. Resultados ejemplo numérico L=30 m ancho 11.00 m.

Caso	Coste (euros)	c (mm)	Pretensado (torones)	Aligeram. (mm)	b(mm)	v(mm)	e1 (mm)	e2 (mm)
1	66548	1400	12x15	3x920	4400	3000	325	150
2	66464	1550	8x19	3x1040	4450	2975	300	150
3	66466	1400	12x15	3x920	4400	2975	300	150
4	66356	1500	12x13	3x1000	4400	2950	400	150
5	66374	1550	8x18	3x1040	4400	2900	275	150
6	66169	1500	8x19	3x1000	4400	2925	275	150
7	66344	1500	12x13	3x1000	4400	2875	275	150

Los tiempos de ejecución son de unos 1100 segundos para cada caso (unos 18 minutos) con un procesador Intel Core TM i5 – 7400 CPU 3.6 GHz.

5. Conclusiones

Se ha presentado un modelo de diseño y optimización de tableros de puentes losa

isostáticos postensados. El modelo incluye 25 variables de diseño que cubren el tipo de hormigón, la geometría de la sección transversal, el pretensado del tablero y las armaduras longitudinales y transversales. El algoritmo empleado para la optimización es el *simulated annealing*. Los tableros se comprueban frente a las vigentes normativas EHE-08 de hormigón estructural y las acciones de la normativa IAP-11

El modelo se ha aplicado a un ejemplo con una luz de 30 m y una anchura de 11 m con 44kN/m de cargas muertas y ambiente IIb. Los resultados indican una relación canto luz de 1/20. Las cuantías de pretensado y pasivas son de 15.26 kg/m² y 43.35 kg/m². Estos resultados están en concordancia con la experiencia de los autores en diseño de tableros

Referencias

- [1] Hernandez S. and Fontan A. Practical applications of design optimization, Southampton, UK: WIT Press, 2002.
- [2] Fletcher R. Practical methods of optimization. Chichester: Wiley, 2001.
- [3] Jones .T. Artificial intelligence application programming. Hingham (Massachusetts): Charles River Media, 2003.
- [4] Holland J.H. Adaptation in natural and artificial systems. Ann Arbor: University of Michigan Press, 1975.
- [5] Goldberg D.E. Genetic algorithms in search, optimization and machine learning. Addison-Wesley, 1989.
- [6] Glover F. and Laguna M. Tabu search. Boston: Kluwer Academic Publishers, 1997.
- [7] Yepes V. and Medina J.R. Economic heuristic optimization for heterogeneous fleet VRPHESTW. ASCE Journal of Transportation Engineering 2006, 132(4): 303-311.
- [8] Jenkins W.M. Plane frame optimum design environment based on genetic algorithm. ASCE Journal of Structural Engineering 1992; 118(11): 3103-3112.
- [9] Rajeev S. and Krisnamoorthy C.S. Discrete optimization of structures using genetic algorithms. ASCE Journal of Structural Engineering 1992; 118(5): 1233-1250.
- [10] Coello C.A., Christiansen A.D. and Santos F. A simple genetic algorithm for the design of reinforced concrete beams, Engineering with Computers 1997; 13: 185-196.
- [11] Lee C. and Ahn J. Flexural design reinforced concrete frames by genetic algorithm. ASCE Journal of Structural Engineering 2003; 129(6): 762-774.
- [12] Camp C.V., Pezeshk S. and Hansson H. Flexural design reinforced concrete frames using a genetic algorithm. ASCE Journal of Structural Engineering 2003; 129(1): 105-115.
- [13] Yepes V, Alcalá J, Perea C y González-Vidosa F. A parametric study of optimum earth retaining walls by simulated annealing, Engineering Structures 2008, 30(3): 821-830.
- [14] Perea C, Alcalá J, Yepes V, González-Vidosa F y Hospitaler A, Design of reinforced concrete bridge frames by heuristic optimization, Advances in Engineering Software 2008, 39(8): .676-688.
- [15] Payá-Zaforteza I, Yepes V, González-Vidosa F, Hospitaler A, Multiobjective optimization of reinforced concrete building frames by simulated annealing, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 2008, 23(8): .575-589.
- [16] Martínez FJ, González-Vidosa F, Hospitaler A y Yepes V, “Heuristic optimization of RC bridge piers with rectangular hollow sections”, Computers and Structures 2010, 88(5-6): 375-386.
- [17] Martí JV, González-Vidosa F, Yepes V, Alcalá J, Design of prestressed concrete precast road bridges with hybrid simulated annealing, Engineering Structures 2013, 48: 342-352,
- [18] Kirkpatrick S., Gelatt C.D. and Vecchi M.P. Optimization by simulated annealing. Science 1983, 220(4598): 671-680.
- [19] Medina J.R.. Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing, ASCE J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering 2001; 127(4): 213-221