

Optimização de Pontes de Tirantes com Tabuleiros em Caixa*

Optimization of Cable-Stayed Bridges with Box-Girder Decks

João H. J. O. Negrão**

Luís M. C. Simões***

RESUMO

Os tabuleiros em caixa são soluções muito eficazes para pontes de tirantes com grandes vãos, devido à sua grande rigidez à torção, que lhe confere um bom comportamento aerodinâmico. Será apresentado nesta comunicação um estudo sobre a optimização deste sistema estrutural. O tabuleiro será modelado através do agrupamento de planos de elementos de placa-membrana formulados segundo a teoria de Reissner-Mindlin. Utiliza-se a técnica de optimização multicritério com constrangimentos nos valores máximos de tensões nas várias secções, tensões mínimas nos tirantes e deformação na estrutura quando submetida ao peso próprio. São apresentados dois exemplos ilustrativos do método descrito.

ABSTRACT

Box-girder decks are very effective solutions for long-span cable-stayed bridges, due to its high torsional stiffness, which provides for good aerodynamic behaviour. Some issues concerning the optimization of such structural system will be discussed in this paper. The deck will be modelled through the assembly of planes of plate-membrane elements formulated according to the theory of Reissner-Mindlin. Multicriteria optimization is undertaken with goals in maximum stresses throughout the structure, minimum stresses in stays and structural deformation under dead load condition. The method is illustrated with two sample examples.

1 - INTRODUÇÃO

Pontes de tirantes são estruturas sofisticadas e de grande porte que podem beneficiar do uso das técnicas de optimização estrutural para melhorar o projecto inicial. As "packages" genéricas de optimização não são apropriadas para este fim dadas as características especiais deste sistema estrutural e os condicionalismos rigorosos de natureza estética e construtiva.

Por esse motivo foi desenvolvida pelos autores uma aplicação específica onde cada adaptação requerida foi implementada directamente no código. O programa foi designado CIAO (Cable-stayed bridges Integrated Analysis and Optimization).

Este programa foi testado na investigação de alguns aspectos relevantes que afectam o projecto das pontes de tirantes. Começou por utilizar-se um modelo de elementos finitos 2D para a análise (Simões e Negrão, 1992). O problema foi generalizado para um modelo tridimensional considerando as tensões emergentes na fase construtiva (Negrão e Simões, 1994, 1997). Dado ser indispensável a consideração da acção sísmica no projecto de estruturas situadas em regiões de risco sísmico, foi igualmente considerado este tipo de carregamento. Foi descrita noutros artigos (Simões e Negrão, 1995) a optimização utilizando a análise de sensibilidades analítica baseada na associação do método de sobreposição modal com o da Combinação Quadrática Completa (CQC) (Wilson *et al.*, 1981). Contudo, em situações em que se verificam comportamentos

fortemente não-lineares ou quando ocorrem situações de coalescência, o algoritmo pode não ser válido ou conduzir a erro no decorrer do programa. A alternativa é utilizar a optimização cuja análise de estrutura e das sensibilidades é baseada na integração no tempo. Embora seja dispendiosa do ponto de vista computacional, já foi também implementada esta metodologia. Artigos mais recentes (Negrão e Simões, 1996), (Simões e Negrão, 1996) discutem aspectos específicos de implementação e os méritos relativos de ambos os métodos.

2 - MODELO DE ANÁLISE

2.1 - Tabuleiro

Na maior parte dos trabalhos anteriores foi adoptada uma solução em grelha para o tabuleiro, com longarinas laterais suportando as carlingas transversais. Contudo, os tabuleiros com secção em caixa permitem uma maior resistência à torção e melhor desempenho aerodinâmico do que os perfis abertos, condições decisivas no dimensionamento de pontes de tirantes de grandes vãos. Por outro lado, quando se opta por um plano único de cabos, a utilização da secção em caixa torna-se mesmo inevitável.

É pois objectivo deste trabalho descrever a optimização de pontes com secção em caixa. Antes de implementar o código foi necessário escolher o modelo numérico adaptado para descrever a estrutura, de entre as três possibilidades a seguir mencionadas: *i)* utilizar a discretização "espinha" na qual o tabuleiro é representado através de uma viga fictícia com uma rigidez global semelhante à secção em caixa; *ii)* utilizar um elemento finito específico para secções em caixa; *iii)* agrupar elementos planos de placa-membrana.

* Comunicação apresentada no V Encontro Nacional de Mecânica Computacional.

** Professor Auxiliar, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

*** Professor Catedrático, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

A primeira dessas possibilidades foi explorada pelos autores (Simões e Negrão, 1992), ainda que a análise bidimensional empreendida nesse estudo não permitisse considerar os efeitos na direcção transversal da estrutura. Contudo, apesar de ser eficiente do ponto de vista computacional, este modelo requer o desenvolvimento de ferramentas de pré e pós-processamento que, a partir da geometria das secções reais, determinem as dimensões fictícias das vigas e considerem efeitos específicos das secções em caixão (empenamento e *shear-lag*). Por outro lado, é necessário que o algoritmo de optimização funcione em duas fases. Em primeiro lugar consideram-se áreas das secções e inércias com variáveis de decisão intermédias, obtendo-se depois os valores optimizados das variáveis de decisão primária — espessura das placas e dimensão das células.

Com o intuito de conciliar a eficácia computacional e a precisão de análise, foram desenvolvidos elementos finitos específicos para secções em caixão. Nukulchai e Hong (Nukulchai e Hong, 1993) formularam um dos elementos deste tipo. O elemento contém dois tipos de nós a que correspondem números diferentes de graus de liberdade, o que pode obrigar a modificações no código de análise. Por outro lado, elementos deste tipo não estão geralmente disponíveis na maior parte dos programas de Elementos Finitos, pelo que é necessária a sua implementação de raiz.

Por esse motivo foi escolhida a terceira possibilidade neste desenvolvimento. Dada a sua adaptabilidade a problemas com placas finas ou espessas foi escolhida a formulação de Reissner-Mindlin e desenvolveram-se elementos lagrangianos de placa-membrana isoparamétricos de 4 e 9 nós. Utilizou-se uma quadratura selectiva para agrupar a matriz de rigidez com uma regra 2×2 para os termos à flexão e um ponto único para as submatrizes de membrana e corte. Foi adicionado aos nós complanares uma rigidez rotacional no próprio plano para evitar a ocorrência de singularidades. Quando se utiliza a quadratura selectiva podem originar-se modos de energia nula. Contudo, no tipo de estrutura estudada verificou-se que estes modos não se propagavam pela malha em virtude de intersecção dos planos do caixão e das condições de fronteira nas secções de extremidades.

2.2 – Cabos

A maior parte das pontes de tirantes revela uma não-linearidade moderada para o que contribuem principalmente três factores: efeito de catenária dos cabos, ocorrência de grandes deslocamentos e interacção P- Δ . Por esse motivo, uma análise rigorosa requereria a utilização de um modelo geometricamente não-linear. Contudo, ainda que os dois últimos aspectos sejam importantes em situações decorrentes de carregamentos alternados em grandes vãos e/ou fases construtivas, a maior parte dos autores está em consonância quanto ao papel preponderante do efeito de catenária na ocorrência de desvios não-lineares. Por outro lado, será de esperar um custo computacional elevado e dificuldades numéricas consideráveis ao implementar a análise de sensibilidades para uma formulação geometricamente não-linear pura.

Por estes motivos foi adoptado o método do módulo equivalente de Ernst, o qual reproduz de forma aproximada

o comportamento não-linear dos cabos, permitindo simultaneamente o uso de um modelo de análise pseudo-linear. O maior problema associado a este método é o de que é necessário associar a cada cabo e condição de carregamento um módulo equivalente diferente, consistente com o seu estado de tensão. Este requisito obrigaria a reiniciar a resolução do sistema de equações de equilíbrio para cada condição de carregamento, procedimento dispendioso para análise simples da estrutura e muito mais quando se tem em vista a sua optimização. No entanto, dado que é prática corrente a aplicação de pré-tensões de montagem nos cabos, verificam-se variações moderadas do módulo equivalente destes quando sujeitos à máxima amplitude de tensões correspondente às diversas condições de carregamento. De facto, é necessário garantir níveis adequados de tensão nos cabos para que estes adquiram a rigidez necessária ao cumprimento da sua função de suspensão. Este tipo de condicionalismo pode ser acrescentado como restrição na formulação do problema de optimização para garantir um nível mínimo de tensão.

Face a estas considerações, foi utilizado um módulo de Ernst médio em cada cabo em todas as condições de carregamento. Quando se consideram as fases construtivas a amplitude de tensão de um estágio para o outro pode ser significativa e a tensão média é normalmente inferior à tensão média que actua no cabo de estrutura final. Como neste caso a hipótese anteriormente formulada já não é válida, utiliza-se em alternativa o módulo de Ernst equivalente secante cujo valor é obtido a partir da tensão no estágio actual e no seguinte.

3 – VARIÁVEIS DE DECISÃO

O pré-dimensionamento de uma ponte de tirantes envolve a especificação de valores para um grande número de parâmetros intervenientes, de cariz geométrico (secções e dimensões globais) e mecânico (pré-esforços nos cabos). Dado o comportamento complexo deste tipo estrutural e a interacção entre parâmetros, não é fácil determinar o modo de combinar estes valores de forma a obter um projecto eficiente e que cumpra os condicionamentos impostos. Por isso, do ponto de vista de optimização é desejável dispor de um grande número de variáveis de decisão potenciais, o que alarga o domínio das soluções possíveis. Este aspecto foi contemplado neste trabalho através da introdução de uma biblioteca de variáveis de decisão. Esta consiste basicamente num conjunto de procedimentos e instruções sobre como calcular os objectivos e sensibilidades para um conjunto de parâmetros pré-definidos. Estes parâmetros têm a ver com a descrição geométrica de tipos de secções transversais utilizáveis no tabuleiro e pilares, com a geometria global da ponte e com os pré-esforços nos tirantes. As Figs. 1-3 ilustram os tipos de variáveis de decisão relevantes para o problema estudado neste artigo. Outras estão disponíveis para tabuleiros vigados.

Para os vários painéis de secção em caixão podem ser atribuídas espessuras diferentes. Variáveis de decisão que definem a forma, tais como a altura ou a largura do caixão, e que irão desempenhar um papel importante em investigação futura relativa a problemas sísmicos e aerodinâmicos, estão presentemente em desenvolvimento.

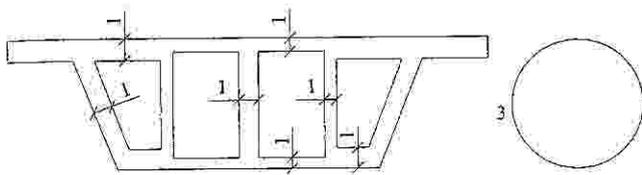


Fig. 1 - Variáveis de decisão de dimensionamento

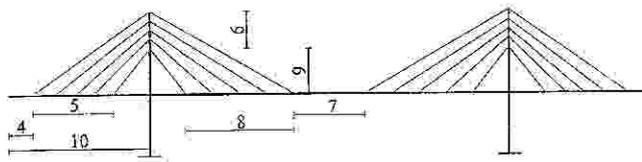


Fig. 2 - Variáveis de decisão geométricas

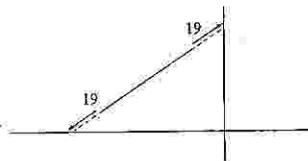


Fig. 3 - Variáveis de decisão mecânicas

A maior redução de custo é obtida nas formulações em que se conjugam os três tipos de variáveis. As variáveis de dimensionamento têm uma relação directa com o custo/volume estrutural. O efeito das variáveis geométricas e de pré-esforço faz-se sentir de forma indirecta porque, embora produzam variações insignificantes ou mesmo nulas de custo, permitem obter distribuições mais favoráveis de tensões e um melhor aproveitamento do material, resultando em reduções acrescidas das variáveis de dimensionamento. Para resolver o problema de ajustamento óptimo correctivo das forças nos tirantes, durante as fases construtivas, consideram-se apenas variáveis de decisão do último tipo.

Vários pré-dimensionamentos podem ser testados seleccionando ou removendo tipos de variáveis de decisão e/ou as suas atribuições a elementos ou subdomínios estruturais. O manuseamento deste processo intensivo de processamento de dados é efectuado automaticamente pelo programa desenvolvido. Este dispõe também de rotinas de pré e pós-processamento para a geração inicial da malha de elementos finitos e para a atribuição das variáveis de decisão por subdomínios ou regiões estruturais. Quando se resolvem problemas de optimização de forma, é gerado um novo modelo no termo de cada ciclo de análise-optimização. A regeneração da malha e a sua ligação com as variáveis de decisão, segundo os novos parâmetros geométricos, são também automaticamente realizadas pelo programa. Um aspecto que importa prevenir e que ganha especial acuidade no modelo de tabuleiro em caixão, dadas as consequências nefastas da desproporção geométrica de elementos de placa-membrana, é o de a regeneração produzir elementos demasiadamente estreitos na direcção transversal, degradando a solução numérica. Isto pode acontecer porque a discretização longitudinal atende simultaneamente à posição das ancoragens dos tirantes no tabuleiro, que podem variar continuamente, e ao espaçamento dos diafragmas, que se presume ser um parâmetro prescrito. Uma via possível de obstar a este problema é a de utilizar uma discretização refinada em ambas as direcções, mas a contrapartida do custo computacional pode ser elevada.

4 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADES

4.1 - Genérico

Uma vez que existe acesso ao código-fonte e dada a natureza discreta das estruturas de pontes de tirantes e o grande número de constrangimentos (tensões e deslocamentos) a serem controlados, utilizou-se o método discreto directo para análise de sensibilidades. Este método decorre da diferenciação do sistema de equações de equilíbrio de Elementos Finitos

$$\mathbf{K} \frac{d\mathbf{u}}{dx_i} = - \frac{d\mathbf{P}}{dx_i} - \frac{d\mathbf{K}}{dx_i} \mathbf{u} = \mathbf{Q}_{pi} \quad (1)$$

onde \mathbf{Q}_p é o pseudocarregamento virtual correspondente à variável de decisão x_i .

4.2 - Análise de sensibilidades do elemento de placa-membrana

Os coeficientes do sistema de equações de Elementos Finitos resultam do agrupamento das contribuições elementares. Deste modo, o conceito em que se baseia (1) necessita que seja efectuada a análise de sensibilidades ao nível do elemento.

Os elementos de placa-membrana do tabuleiro possuem uma dependência explícita em relação às variáveis de decisão dos tipos 1, 4, 5, 7, 8 e 10 das Figs. 1 e 2. A variável do tipo 1 é de dimensionamento, estando as restantes relacionadas com a geometria da ponte. A análise de sensibilidades é basicamente diferente para cada um dos grupos, sendo seguidamente apresentada uma breve descrição das respectivas formulações.

Para elementos de placa-membrana de Reissner-Mindlin, a formulação de Elementos Finitos conduz a coeficientes da matriz de rigidez elementar de uma das formas

$$\int_{\Omega} F(h) N_i(x, y) N_j(x, y) dx dy \quad (2a)$$

$$\int_{\Omega} F(h) \frac{dN_i(x, y)}{ds} N_j(x, y) dx dy, \quad s = x \text{ ou } y \quad (2b)$$

$$\int_{\Omega} F(h) \frac{dN_i(x, y)}{ds} \frac{dN_j(x, y)}{dr} dx dy, \quad s = x \text{ ou } y, r = x \text{ ou } y \quad (2c)$$

expressões nas quais h é a espessura da placa, (x, y) são as coordenadas locais cartesianas associadas ao elemento e N_j representa as suas funções de forma.

Tendo em vista uma aplicação sistemática, as equações (2) são normalmente expressas em termos de coordenadas intrínsecas, o que conduz a

$$\iint F(h) N_i(\xi, \eta) N_j(\xi, \eta) d\xi d\eta \quad (3a)$$

$$\iint F(h) f^s(\xi, \eta, \mathbf{x}_e) N_j(\xi, \eta) d\xi d\eta, \quad s = x \text{ ou } y \quad (3b)$$

$$\iint_{s=x \text{ ou } y} F(h) f^s(\xi, \eta, \underline{x}_e) f^r(\xi, \eta, \underline{x}_e) \frac{1}{|\mathbf{J}|} d\xi d\eta \quad (3c)$$

$s = x \text{ ou } y \quad r = x \text{ ou } y$

onde \mathbf{J} é a matriz Jacobiana e

$$f_k^x(\xi, \eta, \underline{x}_e) = \left(\frac{\partial y}{\partial \eta} \frac{\partial N_k}{\partial \xi} - \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial N_k}{\partial \eta} \right) \quad (4a)$$

para diferenciação em ordem a x

$$f_k^y(\xi, \eta, \underline{x}_e) = \left(-\frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial N_k}{\partial \xi} + \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial N_k}{\partial \eta} \right) \quad (4b)$$

para diferenciação em ordem a y

As derivadas das coordenadas locais cartesianas são obtidas a partir das relações isoparamétricas respeitantes às coordenadas dos N nós do elemento:

$$x = \sum_{j=1}^N N_j(\xi, \eta) x_j \quad y = \sum_{j=1}^N N_j(\xi, \eta) y_j \quad (5)$$

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\xi} x_j \quad \frac{\partial y}{\partial \xi} = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\xi} y_j \quad (6)$$

$$\frac{\partial x}{\partial \eta} = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\eta} x_j \quad \frac{\partial y}{\partial \eta} = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\eta} y_j$$

Por diferenciação das equações (3) em ordem à variável de decisão x_i podem calcular-se as sensibilidades dos coeficientes de rigidez.

Para os casos em que se considera a variável de dimensionamento (espessura da placa) só a função $F(h)$, que estabelece a variação de extensão segundo a espessura da placa, conduz a uma derivada não nula, sendo facilmente obtida a sensibilidade pretendida.

Quando se estuda o comportamento decorrente de modificações das variáveis de forma, todos os restantes termos da equação (3) dependem das variáveis e as expressões para as sensibilidades têm uma maior complexidade:

$$\iint F(h) N_i(\xi, \eta) N_j(\xi, \eta) \frac{d|\mathbf{J}|}{dx_i} d\xi d\eta \quad (7a)$$

$$\iint F(h) \frac{df^s(\xi, \eta, \underline{x}_e)}{dx_i} N_j(\xi, \eta) d\xi d\eta \quad (7b)$$

$$\iint F(h) \left[\frac{df^s(\xi, \eta, \underline{x}_e)}{dx_i} f^r(\xi, \eta, \underline{x}_e) + f^s(\xi, \eta, \underline{x}_e) \frac{df^r(\xi, \eta, \underline{x}_e)}{dx_i} - f^r(\xi, \eta, \underline{x}_e) f^s(\xi, \eta, \underline{x}_e) \frac{1}{|\mathbf{J}|} \frac{d|\mathbf{J}|}{dx_i} \right] \frac{1}{|\mathbf{J}|} d\xi d\eta \quad (7c)$$

Para a sensibilidade do determinante do Jacobiano tem-se:

$$\frac{d|\mathbf{J}|}{dx_i} = \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \right) \frac{\partial y}{\partial \eta} + \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \eta} \right) - \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} \right) \frac{\partial y}{\partial \xi} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right) \quad (8)$$

Diferenciando as expressões para as funções de f em (4):

$$\frac{df_k^x}{dx_i} = \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \eta} \right) \frac{\partial N_k}{\partial \xi} - \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right) \frac{\partial N_k}{\partial \eta} \quad (9)$$

$$\frac{df_k^y}{dx_i} = -\frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} \right) \frac{\partial N_k}{\partial \xi} + \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \right) \frac{\partial N_k}{\partial \eta}$$

As derivadas das coordenadas locais cartesianas nas equações (8)-(9) são finalmente determinadas a partir da diferenciação de (6), resultando em:

$$\frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \right) = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\xi} \frac{dx_j}{dx_i} \quad \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right) = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\xi} \frac{dy_j}{dx_i} \quad (10)$$

$$\frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial y}{\partial \eta} \right) = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\eta} \frac{dy_j}{dx_i} \quad \frac{d}{dx_i} \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} \right) = \sum_{j=1}^N \frac{dN_j}{d\eta} \frac{dx_j}{dx_i}$$

As derivadas das coordenadas nodais em ordem às variáveis de decisão de forma são assim fundamentais para a determinação das sensibilidades pretendidas. A forma particular do domínio, no qual todos os elementos de placa que constituem o caixão são limitados por lados paralelos ou ortogonais à direcção longitudinal, permite obter estes valores sem dificuldade.

5 - OPTIMIZAÇÃO

5.1 - Algoritmo

Os algoritmos de programação não-linear demonstram geralmente dificuldades em resolver problemas onde é necessário controlar centenas ou até milhares de constrangimentos.

Uma vez que é natural desejar-se uma redução de todos os objectivos (custo, tensões e deslocamentos), na optimização de pontes de tirantes pode adoptar-se uma solução minimax. Contudo, como o problema formulado deste modo é descontínuo e não diferenciável e portanto difícil de resolver, utiliza-se uma aproximação envolvente e convexa dos objectivos sendo obtida uma solução óptima através da minimização da função escalar sem constrangimentos:

$$F(\underline{x}) = \frac{1}{\rho} \ln \sum_{i=1}^M e^{\rho f_i(\underline{x})} \quad (11)$$

Para tratamento numérico, esta expressão pode substituir-se pela forma explícita

$$F(\mathbf{x}) = \frac{1}{\rho} \ln \sum_{i=1}^M e^{\rho \left(g_i(\mathbf{x}_0) + \sum_{j=1}^N \frac{\partial g_i(\mathbf{x}_0)}{\partial x_j} \Delta x_j \right)} = \frac{1}{\rho} \ln \sum_{i=1}^M e^{\rho \left(g_i(\mathbf{x}_0) + \nabla g_i^T(\mathbf{x}_0) \Delta \mathbf{x} \right)} \quad (12)$$

N é o número de variáveis de decisão, M o número de objectivos, $\nabla g(\mathbf{x})$ refere-se ao gradiente dos objectivos e $\Delta \mathbf{x}$ é o vector de perturbações determinado pelo programa de optimização; ρ é um parâmetro de controle definido pelo utilizador que deverá ser gradualmente aumentado durante o processo iterativo.

5.2 - Constrangimentos

Para evitar erros de condicionamento numérico, os objectivos são convertidos numa forma normalizada utilizando valores de referência, que são:

- Volume/custo do dimensionamento inicial;
- Tensão admissível dos materiais;
- Tolerância dos deslocamentos utilizados para controlar a geometria.

Assim sendo, formulam-se os seguintes objectivos:

$$g_0(\mathbf{x}) = V/V_0 - 1 \leq 0 \quad \text{Objectivo de redução de custo} \quad (13)$$

$$g_i(\mathbf{x}) = \sigma_i / \sigma_A - 1 \leq 0 \quad \text{Máxima tensão admissível} \quad (14)$$

$$g_i(\mathbf{x}) = \alpha - \sigma_i / \sigma_A \leq 0, \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{Mínima tensão de tracção requerida nos cabos para a realização de rigidez adequada destes} \quad (15)$$

$$g_j(\mathbf{x}) = \delta_j / \delta_0 - 1 \leq 0 \quad \text{Deslocamentos sujeitos a controle} \quad (16)$$

6 - EXEMPLOS

Apresentam-se seguidamente dois exemplos que diferem na consideração ou não dos constrangimentos (16) de controle da geometria definida para o peso próprio.

Considera-se a geometria de solução inicial representada na Fig. 4. Utiliza-se um vão relativamente longo de modo a surgirem tensões significativas no tabuleiro, uma vez que o limite inferior de 15 mm imposto para a espessura equivalente das placas metálicas resulta numa área de secção transversal elevada. Considera-se uma secção em caixão monocelular. Os diafragmas são espaçados de 10 m de modo a coincidirem com as posições das ancoragens dos tirantes nos vãos laterais e central. Especificam-se tensões mínimas nos tirantes de 20% das tensões admissíveis. Para controlar a geometria na situação de peso próprio do problema 2, é considerada uma tolerância de 5 cm para os deslocamentos verticais das ancoragens no tabuleiro. Para além do

carregamento permanente, considerado isoladamente no problema de controle de geometria da ponte, consideraram-se outras quatro condições de carregamento: sobrecarga nos vãos laterais e/ou central (3) e vento lateral (1). O valor da carga permanente distribuída considerado foi de 2,0 kN/m², para além do peso da estrutura. Para a sobrecarga utilizou-se o valor de 4,0 kN/m² e, quanto ao vento, admitiu-se a actuação de uma pressão lateral de 1,5 kN/m², não tendo sido consideradas forças de sustentação.

Como tensões admissíveis consideraram-se 200 MPa para as torres, 140 MPa para as placas dos tabuleiros e 500 MPa para os tirantes. Foram utilizadas 47 variáveis de decisão com os seguintes significados e sequência:

- 1, 2, 3 - Espessuras equivalentes (mm) das placas das faces superior, inferior e laterais, respectivamente, para os 160 m exteriores dos vãos laterais;
- 4, 5, 6 - *Idem*, para os 30 m de tabuleiro adjacentes aos pilares, de cada lado destes;
- 7, 8, 9 - *Idem*, para a parte remanescente do vão central;
- 10-13 - Comprimento, largura e espessuras das secções dos pilares sob o tab. (m, m, mm);
- 14-17 - *Idem*, para os troços de pilares acima do nível do tabuleiro;
- 18-31 - Áreas de secção dos tirantes, começando pelos de retenção (cm²);
- 32-45 - Pré-esforços de fixação correspondentes (MN)
- 46 - Comprimento da zona de ancoragens de cabos nos pilares (m);
- 47 - Altura da ancoragem inferior nos pilares em relação à cota do tabuleiro (m).

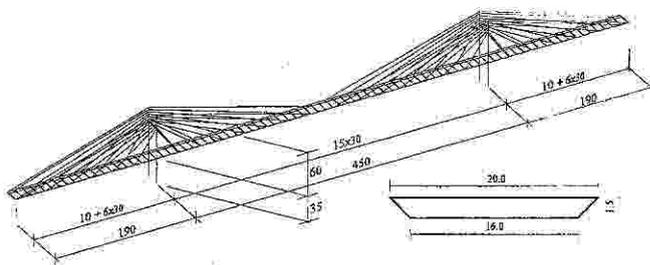


Fig. 4 - Geometria do modelo dos exemplos 1 e 2

A Fig. 5 representa a redução de custo para ambas as soluções. A solução inicial apresenta uma violação de constrangimentos relativos à tensão mínima nos tirantes adjacentes aos pilares, quando a estrutura está sujeita a sobrecarga somente nos vãos laterais. O processo de optimização tenta obter em primeiro lugar uma solução que cumpra os constrangimentos, o que resulta num aumento inicial de volume de material que é recuperado posteriormente.

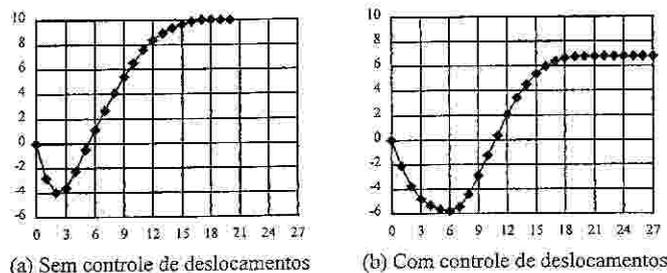
Quando se introduz o controlo de deslocamentos esta recuperação de custos é mais lenta, invertendo-se a tendência inicial somente após um maior número de iterações de optimização. Este comportamento resulta da existência de um conjunto de constrangimentos violados, relacionados com o excessivo deslocamento vertical dos nós controlados, para além da tensão mínima já referida. Deste modo, a redução de custo final não ultrapassa 6,5% do custo inicial em lugar dos 10% obtidos no exemplo em que não havia controlo dos deslocamentos.

TABELA 1

Valores iniciais e finais das variáveis de decisão dos exemplos 1 e 2

DV	St.	Ex1	Ex2	DV	St.	Ex1	Ex2
1	20,0	15,0	15,0	17	40,0	24,0	24,6
2	20,0	15,0	15,0	18	350	390	326
3	20,0	15,0	17,1	19	250	231	339
4	20,0	15,0	15,0	20	150	75	78
5	20,0	15,0	15,6	21	150	151	140
6	20,0	15,0	15,0	22	150	108	121
7	20,0	21,2	25,4	23	100	81	83
8	20,0	16,3	15,0	24	100	68	72
9	20,0	40,0	40,0	25	100	60	67
10	3,50	5,00	5,00	26	100	106	129
11	3,50	5,00	5,00	27	175	136	33
12	40,0	15,0	15,0	28	175	126	208
13	40,0	29,9	30,2	29	175	141	201
14	3,50	5,00	5,00	30	200	45	44
15	3,50	4,86	4,94	31	200	344	288
16	40,0	15,0	15,0	32	10,0	15,0	12,6

DV	St.	Ex1	Ex2
33	8,0	7,0	10,8
34	3,0	2,3	3,1
35	3,0	4,7	5,8
36	3,0	4,0	5,7
37	3,0	3,6	3,6
38	3,0	3,2	3,8
39	3,0	3,2	3,1
40	3,0	4,7	4,4
41	3,0	2,8	0,7
42	3,0	0,0	5,3
43	2,0	0,0	4,4
44	2,0	0,0	0,4
45	3,0	9,8	8,4
46	18,0	12,0	12,0
47	42,0	60,0	60,0



(a) Sem controle de deslocamentos

(b) Com controle de deslocamentos

(a) Sem controle de deslocamentos

(b) Com controle de deslocamentos

Fig. 5 - Redução de custo (%) versus número de iterações

A Fig. 6 ilustra a distribuição inicial de tensões nas torres e tirantes para o primeiro exemplo, sendo obtidos resultados semelhantes para o exemplo 2. Contudo, verifica-se na Fig. 7 que é bastante diferente o comportamento cinemático das duas soluções otimizadas. A deformação da solução óptima do 2º exemplo poderia ainda ser melhorada se fosse utilizada uma tolerância menor para os deslocamentos controlados.

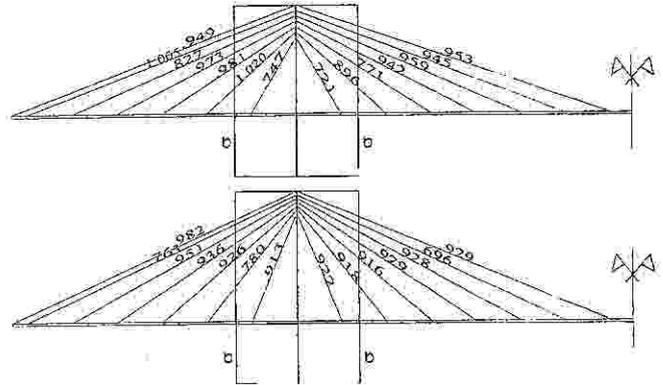


Fig. 6 - Máximas tensões iniciais e finais (normalizadas) nos tirantes e pilares

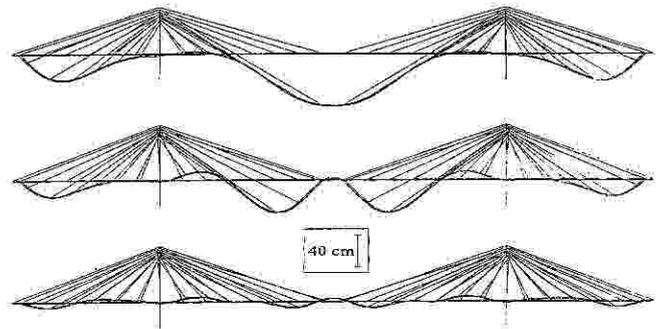


Fig. 7 - Deformadas para carregamento permanente na configuração inicial, solução 1 (sem controle de deformações) e 2 (com controle de deformações)

A deformação dos vãos entre tirantes consecutivos depende apenas do comportamento local à flexão e deve ser minimizada pela execução de contraflechas.

O arranjo final dos tirantes aproxima-se da configuração em leque para ambas as soluções otimizadas, convergindo o comprimento da zona de ancoragens para o respectivo limite inferior prescrito. Por outro lado, a distância do tabuleiro ao limite inferior da zona de ancoragens na torre atinge o limite superior, o que aumenta a inclinação dos tirantes e, em consequência, melhora a sua rigidez e eficiência de suspensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- KANOK-NUKULCHAI, W.; HONG, G. — Nonlinear Modelling of Cable-Stayed Bridges, *Constructional Steel Research*, 26, pp. 249-266, 1993.
- NEGRÃO, J. H.; SIMÕES, L. M. C. — Three dimensional nonlinear optimization of cable-stayed bridges, in CST/94-Adv. in Struct. Optimization (ed. B. Topping, M. Papadrakakis), pp. 203-213, *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Computational Structures Technology*, Athens, Greece, Civil-Comp, Edinburgh, 1994.

- NEGRÃO, J. H.; SIMÕES, L. M. C. — Effectiveness of modal/spectral versus time-history methods in optimization of cable-stayed bridges under seismic action, in 19th ICTAM (ed. IUTAM), pp. 268, *19th International Congress on Theoretical and Applied Mechanics*, Kyoto, Japan, 1996.
- NEGRÃO, J. H.; SIMÕES, L. M. C. — Optimization of cable-stayed bridges with three-dimensional modelling, *Computers and Structures* (aguarda publicação).
- NEGRÃO, J. H.; SIMÕES, L. M. C. — Cable Stretching Force Optimization in Cable-Stayed Bridges, in WCSMO2 (ed. Z. Mroz), *Proc. of the 2nd World Congress of Structural and Multidisciplinary Optimization*, Zakopane, Poland, 1997.
- SIMÕES, L. M. C. — Information Entropy Applications in Structural Optimization, in OPTI 91 (ed. S. Hernandez and C. A. Brebbia), pp.15-26, *Optimization of Structural Systems and Industrial Applications*, Cambridge, MA, U.S.A., Elsevier, 1991.
- SIMÕES, L. M. C.; NEGRÃO, J. H. — Sizing and geometry optimization of cable-stayed bridges, *Computers and Structures*, **52**, pp. 309-321, 1994.
- SIMÕES, L. M. C.; NEGRÃO, J. H. — Optimization of Cable-Stayed Bridges Subjected to Dynamic Loading, in WCSMO1 (ed. N. Olhoff, G. Rozvany) pp. 797-802, *Proc. 1st World Cong. of Struc. and Multidiscip. Optim.*, Goslar, Germany, Pergamon, Oxford, 1995.
- SIMÕES, L. M. C.; NEGRÃO, J. H. — Comparison between modal and step-by-step approaches in the optimization of cable-stayed bridges subjected to seismic loads, in 11WCEE (ed. Soc. Mex. Ing. Sismica), paper 1881/CD-ROM, *Proc. of the 11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Pergamon, UK, 1996.
- TEMPLEMAN, A. B. — Entropy-based optimization methods for engineering design, *Advanced Techniques in the Optimum Design of Structures, Topics in Engineering*, ed. S. Hernandez, V.12, pp.109-139, Computational Mechanics Publications, U.K., 1993.
- WILSON, E. L.; KIUREGHIAN, A.; BAYO, E. P. — A replacement for the SRSS method in seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **9**, pp.187-192, 1981.