

Simulação Numérica das Etapas Construtivas de uma Ponte Estaiada Usando o Sistema de Customização do ANSYS

*Paula Manica Lazzari¹
Américo Campos Filho²
Bruna Manica Lazzari³*

Resumo

O presente trabalho trata sobre a análise estrutural tridimensional não linear das etapas construtivas de uma ponte estaiada em concreto por meio do método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS, versão 14.5. Para a representação das equações constitutivas do concreto, implementou-se um novo modelo de material viscoelastoplástico com fissuração, com a ajuda da ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*), onde foram adicionadas novas subrotinas ao programa principal. Como o objetivo final era trabalhar com análise estrutural de uma ponte estaiada, envolvendo um número muito grande de elementos finitos, a implementação deste novo material no ANSYS (USERMAT) possibilitou a utilização de elementos tridimensionais quadráticos de 20 nós (SOLID186) com armadura incorporada (REINF264), tornando a solução do problema mais rápida e eficaz. Após a validação das subrotinas com a análise de vigas em concreto armado e protendido, foi modelada numericamente a Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro, de acordo com as etapas construtivas adotadas na sua construção. A partir dos dados de monitoramento desta ponte, durante a fase executiva, foi possível comparar os resultados obtidos no modelo numérico com as informações coletadas em campo, obtendo-se bons resultados.

Palavras-chave: pontes estaiadas; etapas construtivas; simulação numérica; ANSYS; sistema de customização UPF.

Introdução

A utilização de pontes estaiadas vem aumentando rapidamente nos últimos anos, sendo uma alternativa eficaz para transpor grandes vãos, possibilitando o uso de estruturas mais leves, esbeltas e econômicas. Por ser uma estrutura extremamente sensível à sequência construtiva, uma compreensão do comportamento estrutural deste sistema torna-se de fundamental importância.

A partir da simulação numérica das fases construtivas de pontes estaiadas, é possível realizar o acompanhamento da evolução de tensões e deslocamentos que ocorrem nos seus componentes estruturais, prevenindo os esforços adicionais na fase de elaboração do projeto. Dessa forma, tem-se o domínio total das solicitações que ocorrem na estrutura ao longo das etapas construtivas, evitando-se, assim, possíveis erros de dimensionamento na fase de execução da ponte.

O presente trabalho tem por objetivo principal apresentar a análise numérica das etapas construtivas de uma ponte estaiada pelo método dos elementos finitos. Para este estudo foi utilizado o *software* ANSYS, versão 14.5, como ferramenta para a modelagem de uma estrutura executada através do sistema de balanços sucessivos, cujas aduelas são lançadas de forma simultânea com o lançamento dos estais. Para a simulação de uma ponte real foi necessária a implementação de novos modelos constitutivos para o concreto e o aço, a fim de se otimizar a análise numérica, utilizando-se o sistema de armadura incorporada no ANSYS.

O modelo numérico, que representa o comportamento viscoelastoplástico do concreto e da armadura, foi desenvolvido por meio da ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) do ANSYS, onde foram adicionadas à rotina principal

1 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil. Email: p.manica.lazzari@gmail.com

2 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil. Email: americo@ufrgs.br

3 Universidade Federal do Rio Grande do Sul e Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil. Email: bruna.ml@gmail.com

(USERMAT – *User Material Routine*) as novas sub-rotinas em linguagem FORTRAN. Antes de aplicar esse novo modelo na análise de uma ponte real, validou-se as sub-rotinas implementadas com a simulação de 16 vigas experimentais em concreto armado (vigas de Leonhardt e Walther, 1962; de Bresler e Scordelis, 1963) e de uma viga experimental segmentada com perfil caixão protendida (viga de Aparício *et al.*, 2002). A validação deste novo modelo de material está detalhada na tese de Lazzari (2016). Além disso, esse modelo de material também foi validado para o estado plano de tensões, conforme apresenta o trabalho de Lazzari *et al.* (2017).

2 Modelos Constitutivos dos Materiais

A principal característica do comportamento do concreto é ser um material que tem baixa resistência à tração e alta resistência à compressão. Desta forma, foram utilizados dois modelos distintos para descrever o seu comportamento. Para o concreto comprimido foi empregado um modelo elastoplástico com endurecimento e, para o concreto tracionado, foi utilizado um comportamento elástico linear até a ruptura, a partir da qual foi considerada a contribuição do concreto entre fissuras na rigidez total da estrutura.

O modelo para o concreto comprimido é composto por um critério de ruptura, por um critério de plastificação e por uma regra de endurecimento. Para o critério de ruptura utilizou-se a superfície de ruptura de Ottosen, a qual é adotada pelo Código Modelo da *fib* 2010 (2012). Neste trabalho considera-se que o concreto comprimido tenha endurecimento isotrópico e que as superfícies de plastificação tenham a mesma forma da superfície de ruptura. A regra de endurecimento define como as superfícies de plastificação (superfícies de carregamento) se movimentam durante a deformação específica plástica. Ela é determinada pela relação tensão-deformação plástica efetiva, onde é possível extrapolar os resultados de um simples ensaio uniaxial para uma situação multiaxial. Neste trabalho usou-se, com este propósito, o diagrama tensão-deformação específicas para o concreto comprimido, proposto pelo Código Modelo da *fib* 2010 (2012), sob compressão uniaxial.

O concreto tracionado foi modelado como sendo um material elástico com amolecimento. Antes de fissurar o concreto comporta-se como um material elástico-linear, e após a fissuração, utiliza-se o modelo de fissuras distribuídas com um enrijecimento à tração (*tension stiffening*). O modelo de fissuração utilizado, que envolve critério de fissuração, uma regra para a

colaboração do concreto entre fissuras e um modelo para a transferência das tensões de corte, é baseado na formulação apresentada por Hinton (1988).

As barras de armadura passiva seguem dois comportamentos, dependendo do processo de fabricação do material. Para aços com patamar de escoamento bem definido adotou-se o modelo elastoplástico perfeito. Para os aços encruados a frio utilizou-se um comportamento elastoplástico com endurecimento linear a partir de 85% da tensão de escoamento, f_y . Para as armaduras ativas o comportamento foi considerado semelhante aos aços encruados a frio, sendo elástico linear até atingir 90% do valor da tensão de ruptura, f_{ptk} . Após atingido esse valor apresenta um comportamento com endurecimento linear.

Os efeitos dependentes do tempo, como a fluência e a retração no concreto e a relaxação no aço protendido, influenciam significativamente no comportamento do concreto estrutural, principalmente em estruturas que apresentam um longo tempo de construção, como é o caso das pontes, devendo, sempre que possível, ser considerados nas análises numéricas. Para o concreto as deformações específicas por fluência e retração possuem a mesma ordem de grandeza das deformações específicas imediatas, geradas por níveis usuais de tensão. Já para a armadura de protensão o efeito de relaxação gera uma perda de tensão significativa ao longo do tempo.

Para representar as deformações específicas imediatas juntamente com as deformações não-imediatas, é possível utilizar um modelo viscoelástico. As deformações específicas instantâneas provêm do modelo elástico, aparecendo de forma simultânea às tensões correspondentes, sem variar ao longo do tempo. Já as deformações específicas não-imediatas provêm do modelo viscoso, aparecendo com o passar do tempo, a medida em que o material é submetido a um certo carregamento.

Para representar o envelhecimento dos materiais utilizaram-se elementos do tipo Maxwell; que são compostos por dois elementos reológicos básicos: elementos elásticos (mola) em série com elementos viscosos (amortecedor). Como esse elemento é muito simples para representar o comportamento de um material tão complexo quanto o concreto, foi utilizado, no presente estudo o modelo das camadas superpostas, com um conjunto de elementos tipo Maxwell. No modelo das camadas superpostas define-se que o sólido analisado é composto por várias camadas, superpostas entre si, sendo que cada camada pode ter tanto espessuras quanto propriedades mecânicas diferentes. As camadas têm, juntas a mesma deformação específica total, sendo que cada uma contribui com uma parcela, conforme sua espessura. Para este estudo o modelo reológico

adotado para simular o comportamento viscoelástico dos materiais, foi uma cadeia de cinco elementos de Maxwell, associados em paralelo. A determinação dos parâmetros da função de fluência e de retração do concreto, bem como da relaxação das armaduras pretendidas foi realizada de acordo com as recomendações do Código Modelo *fib* 2010 (2012).

3 Modelagem Computacional

Para o estudo da simulação numérica das etapas construtivas de uma ponte estaiada optou-se por utilizar o método dos elementos finitos. A partir deste método foi possível considerar o comportamento não-linear dos materiais concreto e aço, incluindo-se os processos de fissuração do concreto e de plastificação do concreto e do aço. Para a criação do modelo numérico foi utilizado o programa ANSYS, versão 14.5.

Para a modelagem do concreto utilizou-se o elemento finito tridimensional SOLID186, que integra o conjunto de elementos presente na biblioteca do ANSYS. Trata-se de um elemento quadrático tridimensional, de 20 nós, com três graus de liberdade por nó, correspondentes às translações na direção dos eixos X, Y e Z. Nenhuma constante é necessária para esse elemento que foi escolhido por proporcionar bons resultados, sem a necessidade de uma discretização extremamente refinada, reduzindo de forma significativa o tempo de análise estrutural. Outro fator importante nessa escolha é devido a sua compatibilidade com o elemento REINF264, fundamental para a representação do concreto com armadura incorporada.

O elemento de armadura REINF264, por sua vez, pode ser utilizado juntamente com elementos de barra, de placa ou casca ou nos elementos sólidos. Esse elemento é adequado para a simulação de fibras de reforço com orientações arbitrárias. Cada fibra é modelada separadamente, como uma barra que tem ape-

nas rigidez axial. É possível especificar várias fibras de reforço REINF264 em um único elemento base. As coordenadas nodais, graus de liberdade, e conectividade do elemento REINF264 são idênticas às do elemento base, que, neste trabalho, é o SOLID186. Esse elemento de reforço foi utilizado para representar as barras de armadura aderente ao longo das vigas de concreto estrutural, de forma incorporada.

Na modelagem da armadura ativa, para o caso de protensão sem aderência, não é possível utilizar o elemento de reforço REINF264. Para simular a falta de aderência entre os materiais aço e concreto é utilizado, o elemento LINK180, que é um elemento unidimensional com três graus de liberdade em cada nó (translação segundo X, Y e Z). É importante lembrar que a utilização desse elemento muitas vezes implica em uma limitação da malha de elementos finitos de concreto, em função da distribuição da armadura. Isso ocorre porque a armadura lançada com o elemento LINK180 comporta-se de forma discreta, onde os nós do elemento LINK180 devem coincidir com os nós dos elementos SOLID186, nos pontos de ancoragem da barra de armadura ao elemento de concreto. Neste trabalho o elemento LINK180 foi utilizado, por exemplo, para representar os estais da ponte (Figura 1) e a armadura de protensão diagonal nas seções de reforço do tabuleiro.

Além de uma grande variedade de elementos finitos, o programa ANSYS disponibiliza alguns modelos constitutivos para a representação do comportamento de cada material. Para o concreto, por exemplo, existe o modelo elastoplástico com fissuração, baseado na superfície de *Willam e Warnke*. Essa superfície de ruptura tem cinco parâmetros. O ponto fraco desse modelo, é que o mesmo só pode ser utilizado com o elemento SOLID65, o qual não permite o uso de armadura incorporada, exigindo uma quantidade muito maior de elementos finitos para representar de forma fiel a estrutura, além de ser difícil de controlar a

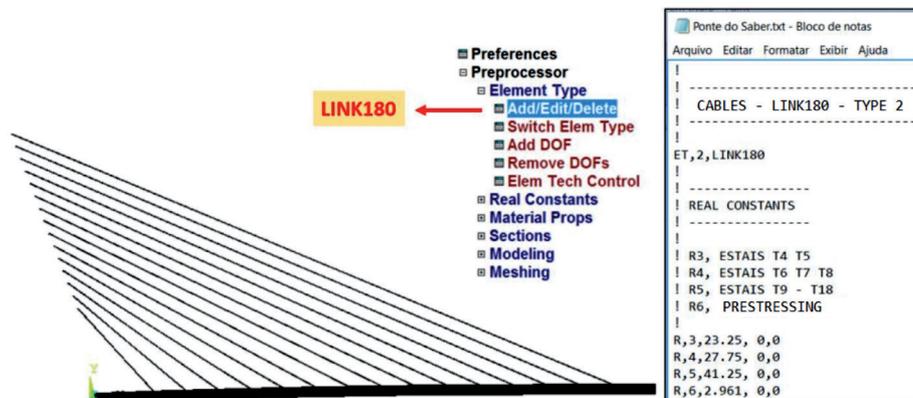


Figura 1 – Exemplo de utilização do elemento LINK180 – estais.

convergência. Assim, as simulações numéricas em concreto estrutural tornam-se extremamente lentas, exigindo máquinas com alta capacidade computacional.

Como o objetivo é trabalhar com análise estrutural das etapas construtivas de pontes estaiadas, envolvendo um número muito grande de elementos finitos, torna-se necessário o uso de armadura incorporada na modelagem das estruturas de concreto. Dessa forma a fim de utilizar os elementos SOLID186 e REINF264 houve a necessidade de estudar o sistema de customização UPF do ANSYS. Com ajuda dessa ferramenta foi possível a implementação numérica de um novo material viscoelastoplástico com fissuração para o concreto, baseado no critério de ruptura de Ottosen (1977), recomendado pelo Código Modelo da *fib* 2010 (2012). Esse novo modelo para o concreto foi implementado por meio da sub rotina USERMAT3D, disponibilizado pelo sistema de customização, a qual utiliza a linguagem de programação FORTRAN. Essa sub rotina é compatível com o elemento tridimensional utilizado para representar o concreto (SOLID186).

A rotina USERMAT é usada em qualquer análise do ANSYS que requer comportamento mecânico, sendo chamada para cada iteração de *Newton-Raphson*. No incremento de tempo inicial o programa ANSYS guarda as tensões, deslocamentos e as variáveis necessárias que serão atualizadas ao final do incremento de tempo. Os parâmetros de entrada, necessários para o funcionamento do novo modelo constitutivo, fornecidos pelo arquivo de entrada de dados, são definidos pelo comando TB, USER.

Cabe destacar que podem ser utilizados mais que um material USERMAT3D no *script* de entrada de dados. Para a análise da Ponte do Saber, por exemplo, foram utilizados 16 materiais USERMAT3D diferentes (um para cada aduela frontal). A única diferença entre estes 16 concretos é a data inicial. Ou seja, com a variável “data inicial” é possível indicar o tempo exato em que esse elemento deve ser considerado no cálculo. Se a data inicial for menor que a data atual (data da concretagem) considera-se uma rigidez muito baixa para estes elementos, simulando-se um elemento desativado. Se a data inicial for maior ou igual a data atual, então leva-se em conta a rigidez real do elemento, e o cálculo é realizado conforme as equações constitutivas implementadas na USERMAT3D (elemento ativado). A partir desse controle foi possível o cálculo das etapas construtivas da ponte, sem a necessidade de se utilizar os elementos de ativação e desativação (*birth/death*) disponíveis no *software*, deixando a análise não-linear mais estável.

Neste estudo utilizam-se dois modelos constitutivos diferentes para o aço. Nas armaduras passivas foi utilizado o modelo BISO (*Bilinear Isotropic Har-*

dening), disponível na biblioteca interna do ANSYS; e nas armaduras protendidas foi utilizado o modelo criado a partir do sistema UPF, usando a sub-rotina USERMAT1D. Com ajuda dessa ferramenta, foi possível a implementação numérica de um novo material com propriedades dependentes do tempo, considerando-se o efeito de relaxação do aço protendido conforme as recomendações do Código Modelo *fib* 2010 (2012).

Assim como a USERMAT3D, essa sub rotina pode ser utilizada para mais que um material. Na Ponte do Saber, por exemplo, foi necessário adicionar 15 materiais do tipo USERMAT1D para representar os 15 estais frontais, diferenciando-os, além da área da seção transversal, principalmente, pela data inicial de protensão. Esse dado é de fundamental importância para considerar de forma adequada os efeitos diferidos nas etapas construtivas da estrutura.

4 Simulação Numérica da Ponte do Saber

A escolha do estudo da Ponte do Saber se justifica pela publicação dos trabalhos de Gomes (2013) e Toledo (2014), que apresentam de forma detalhada os dados sobre a geometria e materiais utilizados nessa estrutura, e, ainda, explicam como foram executadas as etapas construtivas desta ponte estaiada. A Ponte do Saber foi inaugurada em 2012 no Rio de Janeiro e é uma das alternativas para atender a grande demanda de veículos na região da Cidade Universitária (UFRJ), dando acesso à Via Expressa Presidente João Goulart (Linha Vermelha).

A Ponte do Saber (Figura 2) é composta por um total de 21 estais. Entre esses, seis pertencem aos três pares de estais de retaguarda e 15 são estais frontais, espaçados a cada 10 m ao longo do tabuleiro e a cada 4 m ao longo da torre. Os estais de retaguarda foram dimensionados para contrabalançar o avanço das aduelas frontais, que tencionavam os estais frontais durante a fase construtiva, gerando inflexão no eixo geométrico do mastro. Os estais frontais são numerados de T04 a T18 e os pares dos estais de retaguarda de T01, T02 e T03. O estai frontal T04 é o mais próximo do pilone, ancorado a aproximadamente 21 m a partir da face da torre. Para o tabuleiro foi adotada uma seção transversal de perfil caixão em concreto armado, com protensão aderente diagonal, apresentando largura total de 11,3 m e altura total de 2,1 m. A resistência à compressão prevista em projeto para o concreto foi de 50 MPa. Porém, ensaios de compressão simples em laboratório registraram resistência média de 69 MPa. A distribuição dos estais localiza-se no ponto central do tabuleiro.

No caso da Ponte do Saber a execução do estaiamento teve ajuda de células de carga, instaladas em cada estai, que registraram a força aplicada na cordoalha de referência. O objetivo da implantação das células de carga era realizar o monitoramento das forças ao longo de todas as etapas construtivas e, também, por toda a vida útil da obra. Os dados registrados por esse monitoramento foram fundamentais para comparar os resultados obtidos em obra e os alcançados pela simulação numérica.

Pelo nível de tensões que os elementos da ponte estaiada estão submetidos, as deformações específicas diferidas têm a mesma ordem de grandeza das deformações específicas imediatas. Para levar em conta essas deformações específicas diferidas nas etapas construtivas, uma das técnicas utilizadas é estabelecer o greide em um nível acima da cota do projeto geométrico. A falta de precisão na avaliação dessas

deformações pode resultar em problemas de desníveis no momento de fechamento do vão central ou de extremidade.

Por questões de tamanho do problema a ser resolvido, foi realizada uma simplificação na modelagem numérica da Ponte do Saber, considerando-se apenas o tabuleiro frontal e os estais frontais. O pilone, estais de retaguarda e blocos de fundações não foram modelados. Ainda, para reduzir o número de elementos finitos foi aproveitada a simetria transversal da ponte, modelando-se apenas 50% do tabuleiro. Na Figura 3 observam-se os detalhes da modelagem do tabuleiro, armaduras, estais e o número de elementos finitos utilizados. Os elementos de concreto foram representados pelo SOLID186, os elementos de armadura passiva aderente foram representados pelo REINF264, e os elementos pertencentes aos estais e aos cabos de protensão diagonal foram representados pelo LINK180.

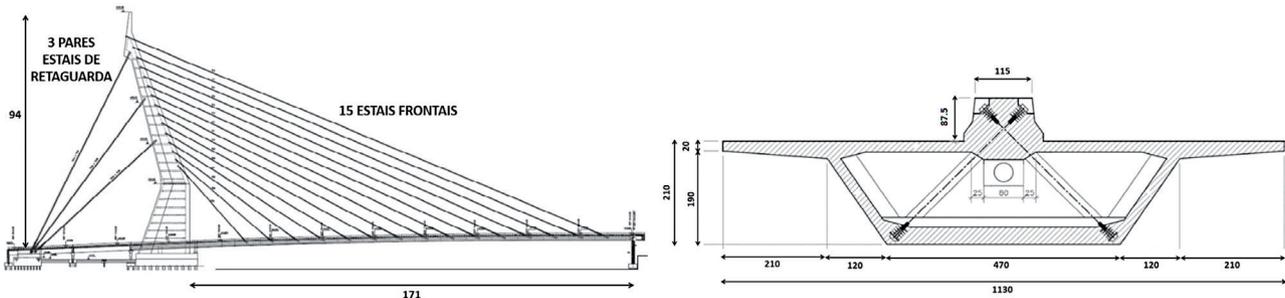


Figura 2 – Vista lateral e seção transversal da Ponte do Saber (GARAMBONE, 2012).

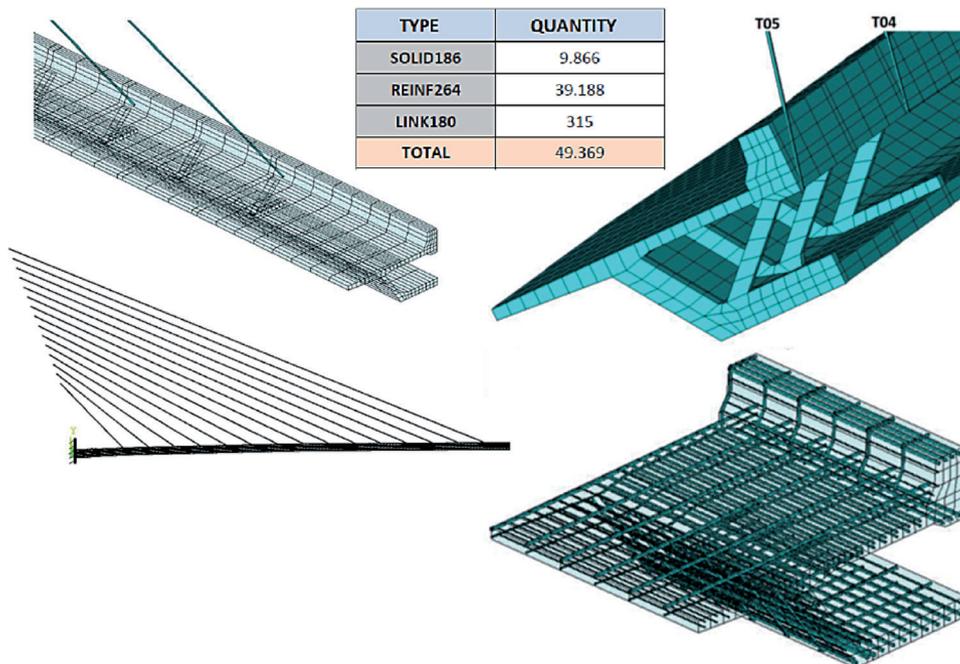


Figura 3 – Detalhes da modelagem.

Na Figura 4 estão indicados os gráficos de elevação do tabuleiro ao longo de quatro fases construtivas da Ponte do Saber, ou seja, os casos de carga onde se aplica o peso próprio da aduela e os casos de carga onde se aplica o estaiamento. O estaiamento foi simulado de maneira a respeitar que o tabuleiro retornasse à posição do greide, após a imposição de deslocamentos no nó superior do estai. A partir da análise desses resultados observa-se que a curva obtida pelo ANSYS fica levemente abaixo do greide, nos casos onde se aplica o peso próprio da aduela, e volta para a posição do greide ou fica levemente superior a este, quando é feito o estaiamento. A curva do monitoramento, nas etapas iniciais coincide com a curva do greide após a aplicação do peso próprio da aduela, e fica acima do greide logo após a etapa de estaiamento. A partir do caso de carga correspondente a aplicação do peso próprio da aduela 07 foi observado que a curva do monitoramento está acima do greide, tanto na fase de estaiamento quanto na fase de aplicação do peso próprio. Esse efeito é observado na Figura 4 durante a aplicação do peso próprio da aduela 13 e estaiamento de T17. A partir desses resultados é possível constatar a adequação do procedimento que, para compensar os

efeitos do tempo nas etapas construtivas, uma das soluções é prever o greide em um nível acima da cota do projeto geométrico.

Como essa análise gerou um volume muito grande de resultados, escolheram-se apenas alguns resultados pontuais relevantes a serem apresentados. Por exemplo, na Figura 5 foram indicadas as tensões no concreto da aduela 01, quando essa é submetida aos seguintes casos de carga: peso próprio aduela 01, estaiamento T05, peso próprio aduela 04, estaiamento T08, peso próprio aduela 08, estaiamento T12, peso próprio aduela 12 e estaiamento T16. Ao se observar esses diagramas, verifica-se que o concreto apresenta tensões de tração na face superior da seção transversal, quando se aplica o peso próprio da estrutura. E, ao se aplicar o estaiamento nota-se uma inversão de tensões, ocorrendo, assim, tensões de tração na face inferior da seção. Esse efeito constata-se claramente nos primeiros casos de carga. Depois, à medida que a ponte avança, as tensões vão estabilizando com compressão na face superior e tração na face inferior. Observa-se também que quanto maior a idade da aduela maior é a resistência do concreto em relação aos efeitos de tração e compressão.

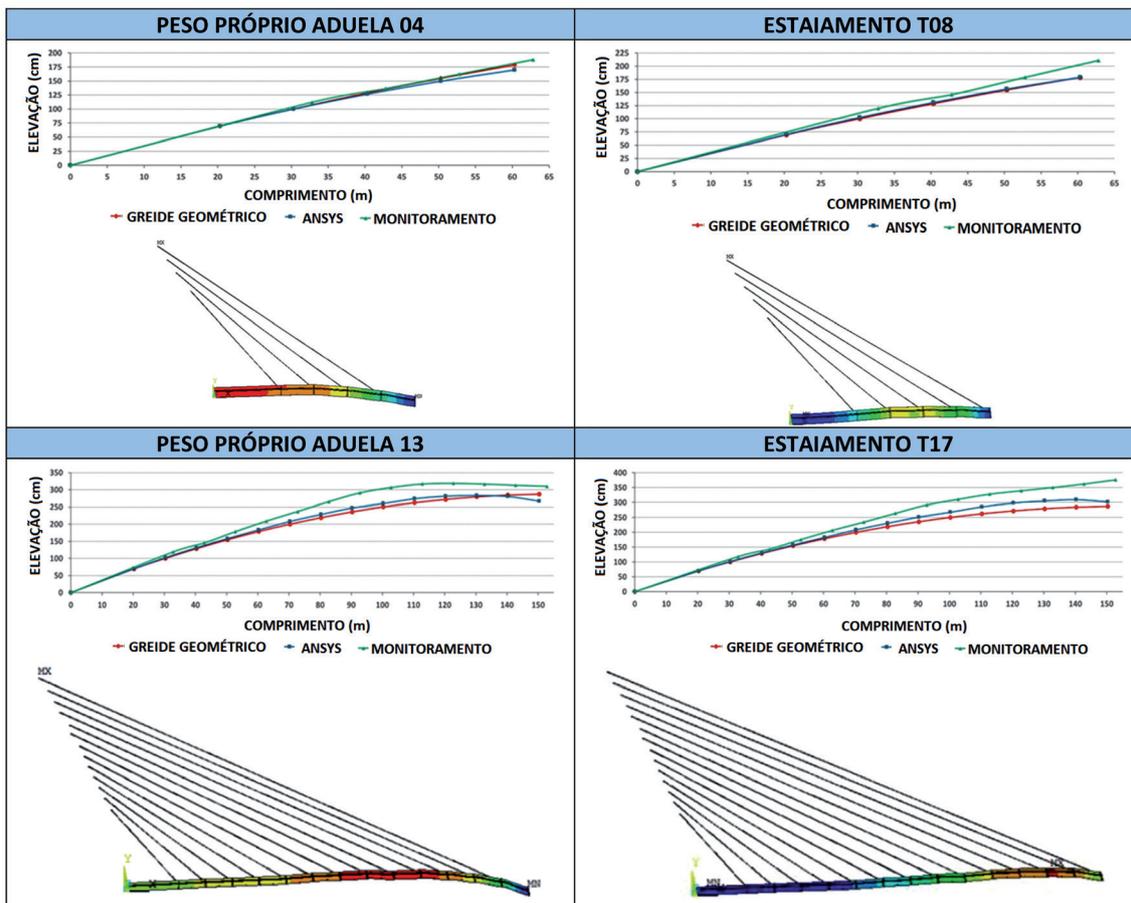


Figura 4 – Deformada e diagrama elevação x comprimento do tabuleiro.

Na Figura 6 é apresentada a evolução das tensões para os estais T04 e T08 da ponte. Essas curvas foram traçadas a partir dos resultados obtidos pela análise numérica no ANSYS e pelas informações das tensões estimadas em projeto e das tensões coletadas em campo por meio do monitoramento. A análise desses gráficos mostrou de forma geral que as tensões variaram mais nas etapas iniciais, estabilizando-se

com o avanço da construção. Nos casos de carga de aplicação do peso próprio das aduelas verificou-se um aumento da tensão no estai, se comprada com a etapa anterior de estaiamento. Nesses diagramas, as curvas de monitoramento e de tensão de projeto apresentaram boa aproximação com a curva obtida pelo modelo numérico.

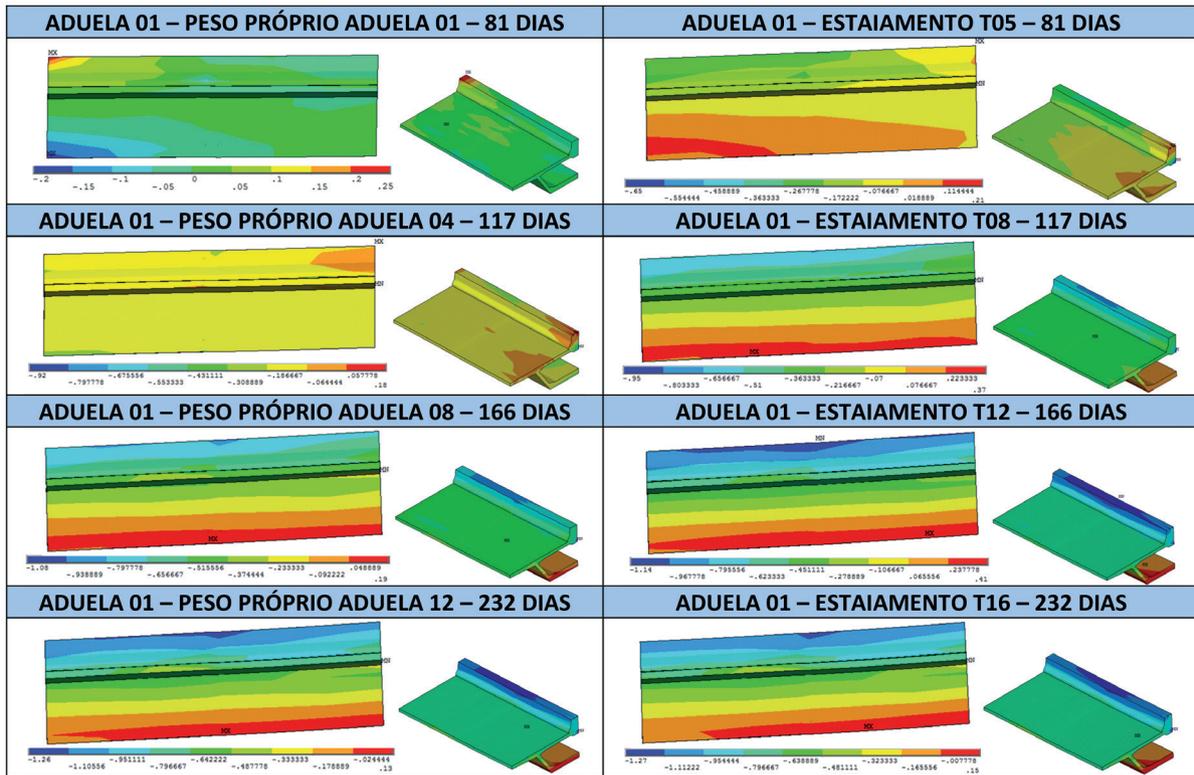


Figura 5 – Evolução da tensão no concreto na aduela 01 (kN/cm²).

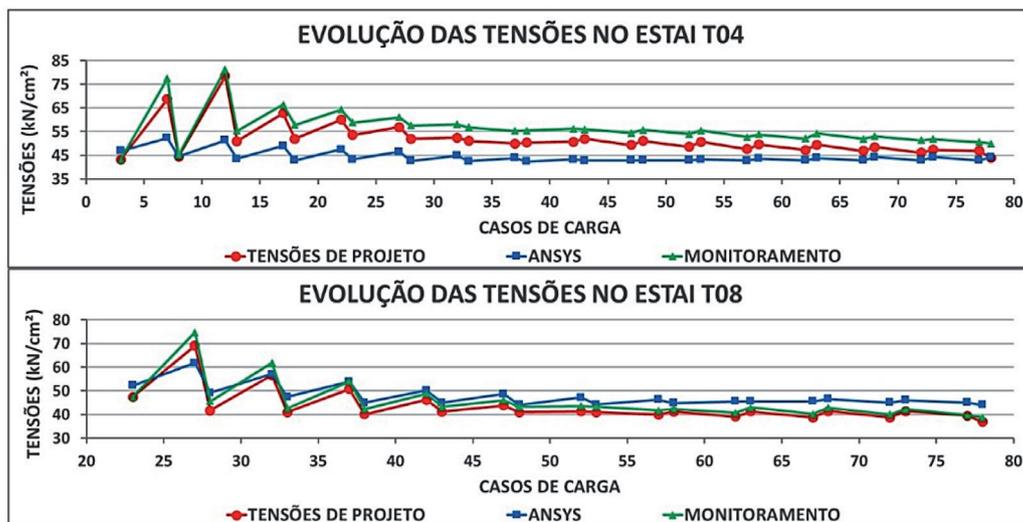


Figura 6 – Diagramas tensão x caso de carga – estais T04 e T08.

5 Conclusões

A partir dos dados de monitoramento dessa ponte, durante a fase executiva, foi possível comparar os valores obtidos no modelo numérico com as informações coletadas em campo, obtendo-se bons resultados. A análise dos resultados mostrou a importância do estudo das solicitações na fase de construção por balanços sucessivos desse tipo de estrutura, garantindo, desta forma, que a seção tenha rigidez suficiente para suportar as tensões de tração e de compressão que surgem durante a concretagem das aduelas e durante as fases de estaiamento. Além disso, os resultados indicaram uma diferença significativa entre o greide do monitoramento (executado em obra) e o greide geométrico de projeto. Essa diferença pode ser justificada devido a utilização de processos mais simplificados ao se considerar os efeitos do tempo (fluência do concreto e relaxação do aço) nos procedimentos usuais de projeto, prevendo um greide com alinhamento superior ao projetado, o que resultou em uma diferença considerável de cota, no momento de encontro do tabuleiro com o apoio final.

6 Referências

ANSYS. (2013). Inc. Theory reference (Version 14.5).
Chen, W. F. and Han, D. J. (1988). Plasticity for structural engineers. New York: Springer-Verlag. 606p.
Comité Euro-International du Béton (2012), CEB-FIP Model code 2010, Bulletin n° 65.

Garambone, V. F. (2012). Ponte do Saber. Trabalho apresentado durante o V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.

Gomes, R. R. S. (2013). “Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada”. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Hinton, E. (1988), “Numerical Methods and Software for Dynamic Analysis of Plates and Shells”, Pineridge Press Limited, Swansea, Wales, UK.

Lazzari, P. M. (2016) “Numerical Simulation of Construction Stages of Cable-stayed Bridges through the Finite Element Method”. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Lazzari, B. M., Campos Filho, A., Lazzari, P. M. and Pacheco, A. R. (2017), “Using Element-Embedded Rebar Model in ANSYS for the study of Reinforced and Prestressed Concrete Structures”, Computers and Concrete.

Ottosen, N. S. (1977), “A failure criterion for concrete”, Journal of Engineering Mechanics Division, 103(4), 527-535.

Toledo, R. L. S. (2014) “Dimensionamento de Vigas de Rigidez de Concreto de Pontes Estaiadas”. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.