

# Comparação de Montagem de Pontes Estaiadas Com e Sem Consideração dos Efeitos Reológicos

*André Esteves Ferreira de Almeida<sup>1</sup>*

## Resumo

---

A análise das etapas construtivas é um ponto crucial no projeto de pontes estaiadas. É nessa fase do projeto onde são determinadas as forças que devem ser aplicadas aos estais durante a construção da estrutura. Esse conjunto de forças é determinante na distribuição de esforços tanto no tabuleiro quanto nos pilones. O presente estudo tem como objetivo avaliar a importância dos efeitos reológicos na determinação das forças nos estais bem como avaliar a importância desses efeitos na distribuição de esforços na estrutura. Para tanto, um modelo computacional é desenvolvido. As técnicas utilizadas para a implementação dos efeitos reológicos no método dos elementos finitos são abordadas e por fim, um exemplo de montagem de ponte estaiada é apresentado comparando os resultados de forças normais, momentos fletores e esforços cortantes na estrutura para a situação com consideração dos efeitos reológicos e sem a consideração dos mesmos.

**Palavras-chave:** Ponte Estaiada; Análise estrutural; Etapas Construtivas; Balanços Sucessivos; Reologia.

---

## Introdução

Um ponto fundamental que deve ser considerado durante a etapa de projeto de pontes estaiadas é a influência dos efeitos reológicos (fluência, retração, relaxação do aço e variação do módulo de elasticidade do concreto) durante a fase de montagem da estrutura e, consequentemente, na distribuição de esforços.

Nos últimos anos uma série de técnicas e procedimentos foram desenvolvidos para possibilitar a modelagem desse tipo de estrutura. É importante ressaltar que, no caso de pontes estaiadas, a simulação das fases construtivas apresenta um papel central na fase de projeto. É nessa etapa onde são determinadas as forças a serem aplicadas nos estais que são determinantes na distribuição de esforços e na geometria final da estrutura.

A simulação das etapas construtivas pode ser efetuada com auxílio dos programas de análise modernos, inclusive com a consideração efeitos reológicos que não apenas provocam redistribuição de esforços na estrutura como também influenciam decididamente a geometria final da obra. A consideração dos efeitos reológicos é possível nesse tipo de análise desde que as datas de execução de cada procedimento sejam fornecidas.

Esse trabalho tem como objetivo avaliar a influência dos efeitos reológicos no processo de

montagem de uma ponte estaiada, bem como expor as técnicas utilizadas para consideração desses efeitos nos programas comerciais de análise.

Essas técnicas serão aplicadas ao projeto da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales como um exemplo de aplicação dos conceitos apresentados. O projeto é da firma italiana “Studio de Miranda Associati - Ingegneria Strutturale”. Serão tomadas como base as forças finais nos estais fornecidas pelo projetista e serão aplicadas forças iniciais nos estais cujo cálculo foi apresentado em ALMEIDA (2017) e que foge ao escopo desse trabalho.

Será avaliada, no presente artigo, a influência dos efeitos dependentes do tempo no concreto (fluência, retração, variação do módulo de elasticidade) na distribuição de esforços na estrutura por meio da comparação dos resultados obtidos no modelo com consideração dos efeitos reológicos com aqueles esforços obtidos na análise sem consideração desses efeitos.

## Metodologia para análise de pontes estaiadas com consideração do sistema construtivo

Conforme citado anteriormente, o projeto de pontes estaiadas deve contar com uma detalhada análise das etapas construtivas da obra. A modelagem dessas

---

<sup>1</sup> Arte Pontes Consultoria e Projetos / andre.esteves@artepontes.com.br

etapas é feita por meio de modelos parciais que sejam capazes de reproduzir cada estágio de construção. É importante destacar que esse tipo de estrutura costuma apresentar altos índices de esbeltez. Essa característica conduz, quase sempre, a um comportamento de característica não linear da estrutura. Portanto, nesses modelos deve-se considerar não apenas a não linearidade intrínseca dos cabos como também a não linearidade geométrica da estrutura e, em alguns casos, a não linearidade física dos materiais.

Com isso, devido à grande complexidade das estruturas de pontes estaiadas, da relevância de muitos comportamentos não-lineares e do elevado número de etapas de análise, o modelo deve ser o mais simples possível para poupar capacidade de processamento. Para avaliação das etapas construtivas, esforços transversais à seção e pontos de concentração de tensões não costumam ser relevantes. Segundo WALTER *et al* (1999), “os pilones e o tabuleiro geralmente podem ser representados por elementos de barra, especialmente se o tabuleiro se comportar como viga (seções celulares) e, em todos os casos, durante as fases de pré-dimensionamento (estudos para diferentes layouts) e na consideração das etapas construtivas (avaliação de vários sistemas parciais)”.

Existem dois procedimentos largamente utilizados para análise dos esforços nas etapas construtivas. O primeiro, e mais largamente citado na literatura técnica, é o processo de desmontagem (*backward analysis*) onde parte-se da estrutura pronta, com os estais carregados com suas forças de serviço, e vão sendo analisados modelos na ordem inversa daquela adotada durante a construção. A vantagem desse método é a obtenção direta das forças a serem aplicadas nos estais durante a montagem, bem como das contra-flechas. Porém, esse método não possibilita a consideração dos efeitos reológicos e também se torna extremamente problemático na resolução de imprecisões de construção.

No método de montagem (*forward analysis*) a análise das etapas construtivas é procedida no sentido correto de construção da estrutura, permitindo assim a consideração dos efeitos reológicos. No entanto, as forças que devem ser aplicadas nos estais no momento da instalação devem ser determinadas pelo processo de desmontagem.

## Efeitos dependentes do tempo nos materiais

Além das deformações imediatas, apresentadas pelos materiais quando submetidos a esforços, também pode-se observar deformações que se desenvolvem ao longo do tempo. Esse tipo de comportamento também

é classificado como não linear e a análise é designada de reológica. Mais especificamente no concreto, a deformação total apresentada pelo material, em um determinado tempo  $t$  após a concretagem, é dada pela soma de quatro parcelas: a deformação imediata ou elástica ocasionada pela aplicação do carregamento; a deformação devida à fluência; a deformação devida à retração e a deformação por variação de temperatura. Conforme apresentado no código modelo CEB-FIP (1990) a deformação no concreto pode ser definida segundo a expressão (1):

$$\varepsilon_f(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{ct}(t) \quad (1)$$

onde,

$\varepsilon_{ci}(t_0)$  é a deformação inicial elástica;

$\varepsilon_{cc}(t)$  é a deformação por fluência para um tempo  $t > t_0$ ;

$\varepsilon_{cs}(t)$  é a deformação por retração;

$\varepsilon_{ct}(t)$  é a deformação por variação de temperatura.

GILBERT e RANZI (2011) afirmam que “a magnitude da deformação final é aproximadamente cinco vezes a magnitude da deformação elástica instantânea. Deve ser enfatizado que a magnitude da fluência e da retração consideradas aqui são típicas e não extremas. Portanto, quando se calcula a deformação de estruturas de concreto, os efeitos do tempo devem ser incluídos de forma racional e sistemática. Análises elásticas que ignoram os efeitos da fluência e da retração podem grosseiramente subestimar as deformações finais e, em verificações para estados de serviço, possuem pouco valor”.

O estudo dessas deformações ao longo do tempo é muito importante em pontes estaiadas para o controle da geometria final desejada ao término do processo de montagem. Especialmente a fluência pode ocasionar grandes deformações no tabuleiro durante as fases construtivas, caso esforços excessivos sejam impostos às lajes e vigas de concreto durante as etapas de montagem. Por conta disso, alguns projetistas preferem estipular forças iniciais limitadas nos estais, de forma a não solicitar excessivamente o tabuleiro durante a montagem. Isso evita o desenvolvimento de grandes deformações por fluência, porém, requer uma etapa de reprotensão em todos os estais após a conclusão da estrutura.

No caso dos pilones, grandes deformações por fluência podem produzir deslocamentos que amplifiquem os esforços de segunda ordem. Dessa forma, a avaliação desses deslocamentos ao longo do tempo é imprescindível em pilones muito esbeltos e com alguma excentricidade de carga permanente.

Como efeitos dependentes do tempo, também pode-se citar a variação do módulo de elasticidade do concreto ao longo do tempo, importante em tabuleiros

com aduelas moldadas no local, e a relaxação do aço dos estais.

## Consideração dos efeitos reológicos no método dos elementos finitos

Atualmente o método dos elementos finitos tem sido largamente utilizado na análise das mais variadas estruturas. Estão disponíveis no mercado vários softwares de análise que são baseados nesse método. Além disso, esses programas modernos também possuem uma série de outras ferramentas que permitem que seja procedido o dimensionamento, a verificação, e algumas vezes, o detalhamento do projeto. Portanto, a implementação desses métodos para a consideração dos efeitos reológicos nos programas comerciais é um ponto fundamental para viabilizar a análise dessas estruturas.

O método mais utilizado atualmente é o da chamada análise passo-a-passo (*step-by-step*) na qual as diversas etapas construtivas da estrutura são analisadas individualmente acumulando-se os resultados das fases precedentes. Segundo GHALI *et al* (2002), na análise passo-a-passo uma análise completa da estrutura é procedida para cada intervalo de tempo. Portanto, quando a análise está pronta para cada intervalo “i”, os incrementos de tensão nos intervalos precedentes foram previamente determinados. Nesse sentido, as deformações iniciais ( $\Delta\epsilon$ )<sub>i</sub> são valores conhecidos que podem ser tratadas como se fossem produzidas por uma variação de temperatura de magnitude conhecida.

Sendo assim, cada um dos modelos parciais é carregado com uma carga de temperatura equivalente para produzir os esforços e deslocamentos da etapa anterior. A esses carregamentos são somados os carregamentos da própria etapa. Esse processo permite a inserção de datas e intervalos de tempo para cada procedimento uma vez que os dados de entrada são os incrementos na estrutura em cada etapa, evitando assim que cada etapa seja modelada individualmente.

Nesse interim, é possível calcular os efeitos reológicos considerando os intervalos de tempo fornecidos para cada etapa. Evidentemente é necessário fornecer as características dos materiais conforme o código utilizado nas análises.

Os deslocamentos e esforços decorrentes dos efeitos reológicos podem ser calculados por meio de um processo iterativo que corrige as forças nas extremidades dos elementos. Primeiramente a estrutura é processada normalmente sem a consideração desses efeitos. Posteriormente, com os resultados da primeira análise, são calculados os incrementos de forças nas extremidades devidos a cada um dos efeitos. Essa

análise pode ser processada várias vezes até que uma diferença aceitável seja encontrada entre cada uma das iterações. A descrição detalhada do processo foge ao escopo desse trabalho, porém, pode ser encontrada em GHALI *et al* (2002).

Um ponto muito importante na análise de estruturas com a consideração dos efeitos dependentes do tempo é a introdução das datas e dos tempos de duração de cada uma das operações envolvidas no processo de montagem. Além disso, também se deve destacar que parâmetros específicos dos materiais precisam ser fornecidos ao programa. É preciso muito cuidado, pois pequenas variações, ou o fornecimento de dados inconsistentes, podem provocar grandes alterações nos resultados.

Tratando das etapas do processo construtivo, o primeiro ponto em que é necessário cuidado é a introdução da idade do concreto quando o trecho em questão começa a trabalhar como estrutura. Caso a peça seja moldada no local, deve-se fornecer a idade de retirada do escoramento. Se a peça for pré-moldada deve-se fornecer a idade da peça quando ela é instalada no local. O fornecimento de idades muito baixas pode, inclusive, impossibilitar a análise tendo em vista que o módulo de elasticidade do material varia com o tempo e a introdução de datas próximas a zero inviabilizam a análise.

Também precisam ser fornecidos tempos de duração para cada operação. No caso de uma obra construída pelo método dos balanços sucessivos o ciclo de execução de cada uma das aduelas pode levar em torno de 10 dias. Porém, também é preciso estipular tempos para todas as outras operações como concretagem dos pilones, encontros, retirada de macacos e fechamentos. De uma forma geral, esse tempo tem grande influência nas idades iniciais das peças. No resultado, após alguns anos, essas datas têm pouca influência.

Os parâmetros dos materiais que devem ser fornecidos variam de acordo com o código adotado. No caso do código modelo CEB 1990, utilizado no presente trabalho, os parâmetros são: Coeficiente do tipo de cimento (s), Umidade relativa do ar (RH), Coeficiente do tempo de endurecimento ( $\beta_{sc}$ ), Idade inicial de retração ( $t_0$ ), Espessura fictícia da peça(h).

## Estudo de Caso: Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales

Apresenta-se, a seguir, a modelagem numérica da Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales através do programa SAP2000 com a consideração das etapas construtivas e dos efeitos reológicos.

## Descrição geral da Estrutura

Trata-se de uma ponte estaiada executada pelo método dos balanços sucessivos, composta por três vãos com pilones isolados em forma de coluna (desligados entre si), e tabuleiro central. O vão central, que não está engastado nos pilones, perfaz um comprimento de 131,0 metros, enquanto os vãos laterais possuem 39,0 metros de comprimento cada. Esse tabuleiro se apoia sobre aparelhos de apoio metálicos, tanto nos apoios centrais (na região dos pilones) quanto nos apoios extremos. A distribuição dos estais nos pilones é feita em forma de semi-leque. O tabuleiro é suportado em cada lado por um total de 14 estais, sendo oito deles voltados para o vão central (estais de vante) e os outros seis para o vão lateral (estais de ré).

A seção transversal da ponte, que possui largura total de 26,3 m, é composta por duas vigas de concreto, com 1,90 m de altura por 2,0 m de largura, em suas extremidades, ligadas por laje e transversina. Essa seção comporta duas pistas, com 10,05 m de largura em cada sentido, bem como barreiras de protensão do tipo “*New Jersey*” e dois espaços livres em suas extremidades onde são instaladas as ancoragens dos estais.

## Descrição do modelo computacional

Conforme exposto na seção 2, o modelo de pórtico plano com elementos de barra é suficiente para a análise estrutural das etapas construtivas de uma ponte estaiada. Sendo assim, esse tipo de modelo é adotado para a estrutura da ponte cardeal Dom Eugênio Sales. Além disso, optou-se por modelar apenas um quarto da ponte, levando em conta a simetria longitudinal e transversal da obra. Assim, um único pilone é modelado e as características de seção do tabuleiro são introduzidas para metade da obra (uma viga e meia laje). No centro da obra é imposta uma condição de contorno que restringe os deslocamentos longitudinais e rotações em torno do eixo transversal.

## Elementos da estrutura

No modelo desenvolvido com auxílio do programa SAP2000, o tabuleiro é constituído por 21 elementos de barra (“*frame*”) e o pilone por 16 elementos do mesmo tipo. As características das seções transversais do tabuleiro são calculadas para metade da obra com auxílio da ferramenta “*Section Designer*” disponível no programa SAP2000. No caso do pilone, o mesmo é modelado completo. No

trecho onde se encontra a peça metálica superior pré-fabricada, calculam-se as características de uma seção homogeneizada com os diferentes materiais (concreto e aço).

Como os estais da estrutura ficam ancorados no fundo das vigas do tabuleiro, utilizaram-se elementos de ligação rígida (“*links*”) para fazer a união entre o topo da laje e o fundo da viga, nos pontos de conexão com os estais, e também nos apoios definitivos e provisórios da estrutura. Esse tipo de ligação também foi utilizado no topo do pilone para o correto posicionamento das ancoragens dos estais nessa peça.

Os estais foram modelados como elementos de cabo (“*cable*”) para facilitar a análise em caso de destensionamento excessivo. Sendo assim, a não linearidade intrínseca dos cabos é considerada iterativamente pelo programa SAP2000.

A protensão do tabuleiro foi modelada com elementos de protensão (“*tendons*”). Esses objetos lineares podem ser embutidos em outros objetos para simular os efeitos de pré-tensão e pós-tensão.

Portanto, mesmo que se deseje processar o modelo da estrutura pronta com as forças de serviço nos estais (por meio do cálculo dos pré-alongamentos), é preciso definir uma análise de etapas construtivas para que se possam definir quais elementos constarão no modelo analisado.

A não-linearidade geométrica é considerada pelo processo P-delta. Não se considerou a não-linearidade física por tratar-se de uma análise de etapas construtivas. Para o caso da ponte em questão, os esforços nessas etapas intermediárias ficam bem abaixo daqueles verificados na utilização da ponte (com cargas acidentais). Os esforços verificados nessas etapas construtivas não são suficientes para alterar consideravelmente a rigidez da estrutura e, conseqüentemente, os resultados da análise.

## Carregamento do modelo com os pré-alongamentos dos estais

Antes de se iniciar a análise das etapas construtivas, é preciso carregar o modelo com as forças corretas nos estais para o estado em serviço da ponte (estrutura pronta com peso próprio, sobrecarga permanente e protensão). Esse procedimento pode ser executado com uso de ferramenta específica ou por meio do método da matriz de influência.

Apresenta-se, na Tabela 1, as forças de trabalho nos estais fornecidas no projeto da ponte.

**Tabela 1** – Forças de trabalho nos estais

Estai	Força (kN)	Estai	Força (kN)
E6'	5325,0	E2	1505,0
E5'	5324,0	E3	2564,0
E4'	5430,0	E4	2596,0
E3'	2989,0	E5	2910,0
E2'	2303,0	E6	3246,0
E1'	4162,0	E7	3125,0
E1	3326,0	E8	4571,0

## Processo de desmontagem

Como afirmado anteriormente, o processo de desmontagem tem por objetivo principal a determinação das forças iniciais a serem introduzidas nos estais durante a montagem. De posse do modelo carregado com os pré-alongamentos, conforme exposto na seção anterior, pode-se iniciar a análise por processo de desmontagem.

A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos no processo de desmontagem. A descrição detalhada do processo de desmontagem foge ao escopo do presente trabalho. Maiores detalhes podem ser encontrados em FERREIRA DE ALMEIDA (2017).

**Tabela 2** – Forças a serem introduzidas no processo de montagem

Força (kN)	Força (kN)
1ª Etapa E1: 1540,2	1ª Etapa E'6: 1539,4
1ª Etapa E'1: 4110,2	3ª Etapa E'5: 2082,5
1ª Etapa E2: 1105,7	1ª Etapa E7: 3154,5
1ª Etapa E'2: 1919,0	2ª Etapa E'6: 2957,8
1ª Etapa E3: 2002,8	4ª Etapa E'5: 3281,9
1ª Etapa E'3: 2195,5	1ª Etapa E8: 5377
1ª Etapa E4: 2201,9	3ª Etapa E'6: 4906,9
1ª Etapa E'4: 2857,7	5ª Etapa E'5: 4653,4
1ª Etapa E'5: 313,8	2ª Etapa E8: 4254,3
1ª Etapa E5: 2734,4	Abertura A8: 120,0
2ª Etapa E'5: 1208,6	Contrapeso A'4: 650,0

## Processo de montagem

Nesse processo utilizou-se a técnica da estrutura fantasma (“ghost-structure”), conforme exposto em GRABOW (2004) e FERREIRA DE ALMEIDA (2017). Sendo assim, em determinada etapa o

tabuleiro foi adicionado como um todo, exceto os trechos de fechamento, e suas características de seção foram alteradas para valores aproximadamente nulos. Posteriormente, na introdução de cada um dos elementos, essas características foram sendo alteradas à medida que o processo construtivo avançava.

## Consideração da reologia

Para a consideração dos efeitos reológicos foram estipuladas datas para a execução de cada etapa. Esse dado é irrelevante na análise por desmontagem, que não leva em conta esses efeitos.

Após o primeiro processamento da análise por montagem, foi ativada a consideração dos efeitos reológicos no modelo e a estrutura foi processada novamente. Nesse novo processamento, foram consideradas as seguintes características do concreto segundo os critérios do código modelo CEB-FIP-1990:

- Coeficiente do tipo de cimento ( $\alpha$ ): 0,25;
- Umidade relativa do ar (RH): 50%;
- Coeficiente do tipo de cimento ( $\beta_{sc}$ ): 5 (tempo de endurecimento normal);
- Idade de início da retração ( $t_0$ ): 0 dias.

A descrição detalhada das fases construtivas, e as datas consideradas para os tempos de construção de cada etapa, podem ser encontrados na Dissertação de Mestrado elaborada por ALMEIDA (2017).

## Comparação dos resultados

Apresenta-se, a seguir, a comparação entre resultados obtidos dos modelos computacionais desenvolvidos. São analisados os resultados obtidos ao final do processo de montagem, sem reologia, comparando-os com as forças nos cabos obtidas no processamento do mesmo modelo com a consideração dos efeitos reológicos, bem como os esforços correspondentes nas principais seções.

A Figura 3 apresenta os esforços normais obtidos no modelo sem a consideração dos efeitos reológicos (a) e no outro com essa consideração (b).

A Tabela 3 compara as forças nos estais e os esforços normais nas seções após a montagem sem a consideração dos efeitos reológicos, e calculadas ao final da montagem com reologia.

Observa-se que os efeitos reológicos alteram consideravelmente a distribuição de forças nos estais. É importante destacar que, embora essas diferenças sejam pequenas, elas podem provocar certa alteração de esforços no tabuleiro.

A Figura 4 apresenta os diagramas de momentos fletores ao final da montagem, e a Figura 5 apresenta os esforços cortantes considerando e não considerando os efeitos reológicos.

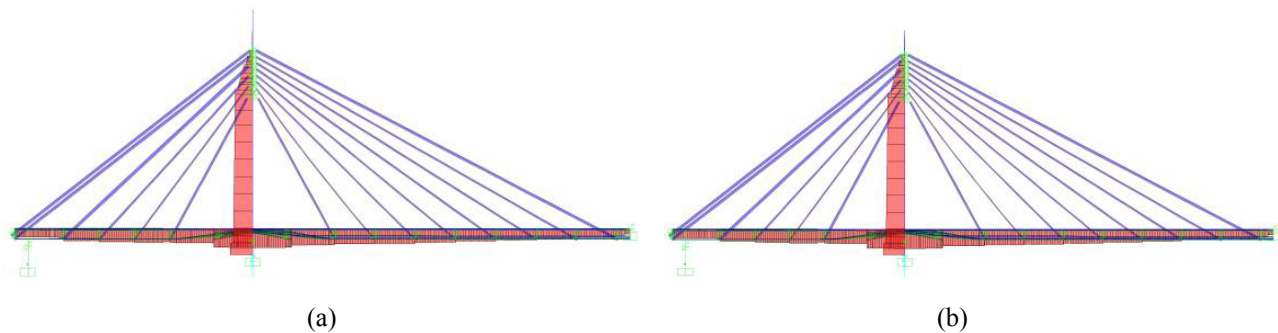
A Tabela 4 compara os esforços cortantes nas seções calculados sem reologia e com reologia.

Nota-se que existe uma diferença elevada entre os dois modelos indicando que é sempre importante efetuar uma verificação da estrutura levando em conta os efeitos reológicos durante a construção. Essa variação de esforços pode conduzir a diferenças substanciais no dimensionamento, e conseqüentemente na segurança da estrutura. Além disso, fica claro que a concentração de esforços em determinadas seções pode levar a deformações muito elevadas no tabuleiro ao longo da vida útil da estrutura.

## Conclusões

O presente trabalho demonstrou que a consideração dos efeitos reológicos é fundamental tanto para obtenção da geometria de projeto, quando para aplicação das corretas forças nos estrais e a conseqüente obtenção da distribuição de esforços desejada.

Diferenças consideráveis foram encontradas nos resultados da análise com consideração da reologia quando comparada com aquela análise sem a consideração desses efeitos. Como não é possível incluir diretamente os efeitos reológicos na desmontagem, não é possível desenvolver uma análise por montagem que atinja diretamente a distribuição de esforços desejada. Segundo HAN e YAN (2000), os valores obtidos



**Figura 3** – Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta.  
(a) Sem reologia; (b) Com reologia.

**Tabela 3** – Comparação de esforços normais – Com Reologia x Sem Reologia

	Forças nos Estais (kN)			Forças no Tabuleiro (kN)			
	Sem Reologia	Com Reologia	Diferença	Sem Reologia	Com Reologia	Diferença	
E'6	5259,9	4934,7	-6,2%	E'6	-42286,9	-43078,7	1,9%
E'5	5285,6	5058,4	-4,3%	E'5	-20117,3	-19265,3	-4,2%
E'4	5346,4	5810,4	8,7%	E'4	-24095,6	-23565,7	-2,2%
E'3	2954,2	3263,3	10,5%	E'3	-26197,9	-25749,7	-1,7%
E'2	2283,8	2447,3	7,2%	E'2	-26121,0	-25691,3	-1,6%
E'1	4125,8	3714,4	-10,0%	E'1	-28306,0	-27790,5	-1,8%
E1	3342,6	3114,0	-6,8%	E1	-38325,1	-37352,6	-2,5%
E2	1510,3	1599,6	5,9%	E2	-33067,6	-32269,4	-2,4%
E3	2554,5	2688,7	5,3%	E3	-31119,4	-29984,3	-3,6%
E4	2550,7	2715,6	6,5%	E4	-30088,5	-28953,9	-3,8%
E5	2837,7	3033,4	6,9%	E5	-28154,8	-26918,9	-4,4%
E6	3154,2	3105,2	-1,6%	E6	-26044,1	-24647,1	-5,4%
E7	3038,9	2959,5	-2,6%	E7	-23641,6	-22235,1	-5,9%
E8	4566,1	4495,8	-1,5%	E8	-20885,7	-19731,6	-5,5%

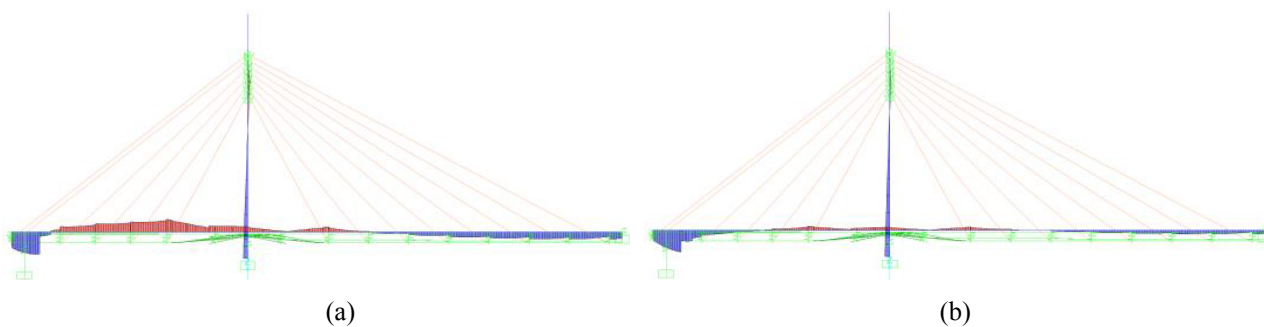


Figura 4 – Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta. (a) Sem Reologia; (b) Com Reologia.

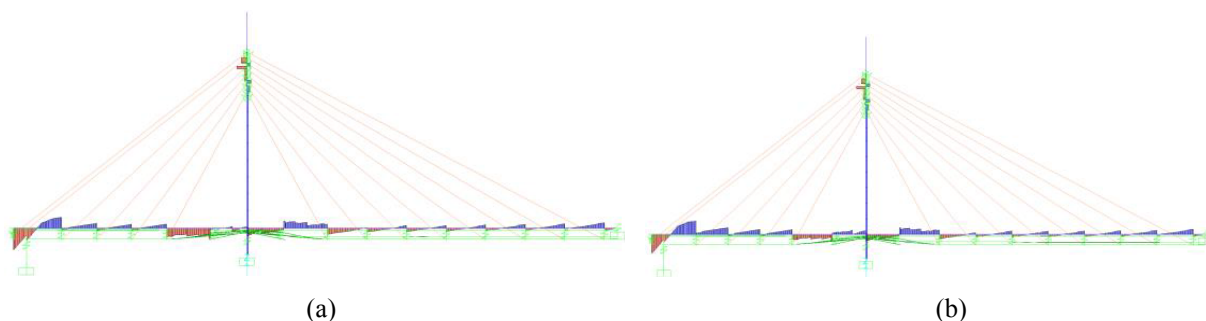


Figura 5 – Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta. (a) Sem Reologia; (b) Com Reologia.

Tabela 4 – Comparação de momentos fletores e esforços cortantes nas seções de cálculo – Sem Reologia x Com Reologia

	Momentos Fletores (kN.m)			Esforços Cortantes (kN)			
	s/Reologia	c/Reologia	Diferença	s/Reologia	c/Reologia	Diferença	
<b>Pilone</b>	8450,4	13938,0	64,9%	<b>Pilone</b>	371,4	519,5	39,9%
<b>A'4</b>	-3147,7	21011,2	-767,5%	<b>A'4</b>	2995,2	4130,8	37,9%
<b>A'3</b>	-11935,1	8068,2	-167,6%	<b>A'3</b>	1060,6	1814,9	71,1%
<b>A'2</b>	-16454,4	-268,6	-98,4%	<b>A'2</b>	763,4	1263,9	65,6%
<b>A'1</b>	-20866,9	-7583,9	-63,7%	<b>A'1</b>	808,0	1187,7	47,0%
<b>A'0</b>	-11783,1	-3750,5	-68,2%	<b>A'0</b>	-2305,3	-1505,5	-34,7%
<b>Apoio</b>	-9369,2	-8350,4	-10,9%	<b>Apoio</b>	-2204,9	-2090,1	-5,2%
<b>A0</b>	-2817,8	-2531,9	-10,1%	<b>A0</b>	1936,2	1994,9	3,0%
<b>A1</b>	-5605,7	-5712,6	1,9%	<b>A1</b>	-1457,9	-1072,9	-26,4%
<b>A2</b>	1757,4	-164,3	-109,3%	<b>A2</b>	-812,7	-458,2	-43,6%
<b>A3</b>	6007,6	3172,2	-47,2%	<b>A3</b>	-703,9	-439,9	-37,5%
<b>A4</b>	9586,3	6538,0	-31,8%	<b>A4</b>	-586,3	-422,7	-27,9%
<b>A5</b>	12125,1	9222,7	-23,9%	<b>A5</b>	-410,7	-360,5	-12,2%
<b>A6</b>	13549,5	10743,0	-20,7%	<b>A6</b>	-272,9	-207,6	-23,9%
<b>A7</b>	13625,6	10535,3	-22,7%	<b>A7</b>	42,5	126,3	197,2%
<b>A8</b>	13952,8	10107,5	-27,6%	<b>A8</b>	-248,8	-156,4	-37,1%
<b>AFC</b>	12740,0	8942,4	-29,8%	<b>AFC</b>	-7,6	58,9	-872,0%

para esses efeitos na análise por montagem podem ser introduzidos na análise retroativa por meio de deformações impostas ou variações nos módulos de elasticidade de cada segmento (MAO et al 1995). Os dois métodos podem ser aplicados alternadamente até que uma convergência seja atingida (YANG e SUN, 1998).

Dessa forma, pode-se desenvolver um método iterativo que resolva o problema ficando esse tema como sugestão para pesquisas futuras.

## Referências

- ALMEIDA, A. E. F. Análise de Etapas Construtivas em Pontes Estaiadas. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.
- ALMEIDA, A. E. F.; DIAZ, B. E. Estudos de Montagem de Pontes Estaiadas com Determinação das Forças a serem aplicadas aos Estais. Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON, 2017.
- GHALI, A.; FAVRE, R.; ELDBADRY, W. Concrete Structures – Stresses and Deformation. 3 ed., Spon Press, London, UK, 2002.
- WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOIA, P.; KLEIN, J. F. Cable stayed bridges. 2 ed., Thomas Telford, Ltd, London, UK, 1999.
- GILBERT, R. I., RANZI, G. Time-dependent behavior of concrete structures. Spon Press, New York, NY, USA, 2011.
- GRABOW, M. J. Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges. Diplom-Ingenieur thesis, Technical University of Hamburg-Harburg, Hamburg, Germany, 2004.
- CEB\_Comite Euro-International du Beton. Model Code 1990. Thomas Telford, London, England, 1993.
- HAN, D. J.; YAN, Q. Cable force adjustment and construction control. Cap. 58 “Bridge Engineering Handbook”, CRC Press, 2000.
- MAO, C. S., DU, G. H., FAN, L. C. A backward analysis with creep effect for concrete cable-stayed bridges. China J Highway Transport, China, 1995.
- YANG, B. C., SUN, M. A backward analysis with creep effect for concrete cable-stayed bridges, 1998.