



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

André Esteves Ferreira de Almeida

**Análise de etapas construtivas em pontes
estaiadas**



André Esteves Ferreira de Almeida

ANÁLISE DE ETAPAS CONSTRUTIVAS EM PONTES ESTAIADAS

Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessário para a obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientador: Benjamin Ernani Diaz

Rio de Janeiro

Fevereiro de 2017



Almeida, André Esteves Ferreira de
Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas. /
André Esteves Ferreira de Almeida – 2017.
f.: 145; 30 cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –
Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola
Politécnica. Programa de Projeto de Estruturas. 2017

Orientador: Benjamin Ernani Diaz

1. Ponte Estaiada, 2. Análise Estrutural. 3. Análise de
Etapas Construtivas, 3. Método dos Balanços Sucessivos,
4. Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales. I. Ernani Diaz. II.
Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola
Politécnica. III. Análise de Etapas Construtivas em Pontes
Estaiadas.

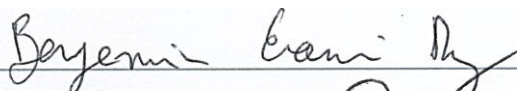


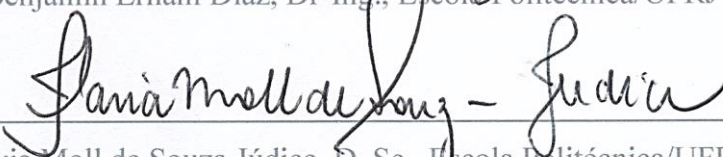
Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas


André Esteves Ferreira de Almeida

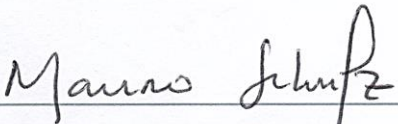
Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessário para a obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela banca:


Benjamin Ernani Diaz, Dr-Eng., Escola Politécnica/UFRJ


Flávia Moll de Souza Júdice, D. Sc., Escola Politécnica/UFRJ


Ricardo Valeriano Alves, D. Sc., Escola Politécnica/UFRJ


Mauro Schulz, D. Sc., Engenharia Civil/UFRJ

Rio de Janeiro
Fevereiro de 2017

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, Nosso Senhor, e a Nossa Senhora Aparecida que intercedeu por mim em todos os momentos difíceis que acompanharam o desenvolvimento desse trabalho.

Aos meus pais, que me proporcionaram a melhor educação que estava a seu alcance. Minha mãe, especialmente, por todo o carinho e dedicação infinita despendida durante toda minha infância e juventude, e a meu pai, que ensinou praticamente tudo que eu sei e pelo exemplo sem o qual jamais teria me tornado engenheiro.

Ao professor B. Ernani Diaz pela orientação, pelos valiosos ensinamentos e pela paciência e compreensão ao longo de todos os percalços enfrentados durante esse trabalho. Ao professor Sílvio de Souza Lima, por todo o incentivo e pelas valiosas indicações e conselhos.

Ao professor Sérgio Hampshire de Carvalho Santos e a toda a equipe do Departamento de Estruturas da UFRJ pela confiança depositada em mim e por todo o suporte oferecido durante todo o curso de mestrado.

Finalmente agradeço ao estado brasileiro que proporcionou toda a educação superior que recebi.

RESUMO

ALMEIDA. André Esteves Ferreira de, **Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas**. Rio de Janeiro, 2017. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

O presente trabalho tem como objetivo desenvolver e expor as principais técnicas de modelagem computacional para avaliação do comportamento estrutural de pontes estaiadas durante suas etapas construtivas. Tendo em vista que no projeto e na construção desse tipo de estrutura o maior desafio é atingir a geometria correta da estrutura, e as forças desejadas nos diversos elementos ao final do processo construtivo, são apresentados métodos que permitem o cálculo da melhor distribuição de forças nos estais, visando otimizar a distribuição de esforços ao longo da estrutura, como também determinar as forças que devem ser aplicadas inicialmente em cada cabo a fim de minimizar as operações de tensionamento ao longo da construção. Também é apresentado um método para cálculo das contra-flechas, caso esse recuso seja necessário. Ao final do trabalho é apresentado um estudo de caso do processo construtivo da Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales, construída pelo método dos balanços sucessivos, situada na cidade do Rio de Janeiro. A metodologia exposta nos primeiros capítulos foi aplicada a essa ponte e, ao final do processo, os resultados obtidos foram comparados com aqueles que se esperava obter com base nas forças de trabalho fornecidas pelo projetista.

Palavras-chave: Ponte Estaiada; Análise estrutural, Análise de Etapas Construtivas, Método dos Balanços Sucessivos, Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales.

ABSTRACT

ALMEIDA. André Esteves Ferreira de, Staged Construction Analysis of Cable Stayed Bridges. Rio de Janeiro, 2017. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

The present work aims to develop and present the main techniques of computational modeling used to evaluate the structural behavior of cable stayed bridges during their construction stages. The greatest challenge in the design and construction of this type of structure is to achieve the correct geometry of the structure, and to obtain the desired forces in the various elements at the end of the constructive process. Therefore, methods are presented that allow the calculation of the best force distribution of the stay cables, aiming the best distribution of stresses along the structure, and of the forces that must be initially applied to each cable in order to minimize additional tensioning operations throughout the construction. A method for calculating the construction camber is also provided, if this should be required. At the end of this dissertation a case study of the construction process of the Cardinal Dom Eugênio Sales Bridge is presented. It was built by the cantilever method, and it is located in the city of Rio de Janeiro. The methodology presented in the first chapters was applied to this bridge and at the end of the process the obtained results were compared with those expected to be obtained based on the design forces provided by the designer.

Keywords: Cable Stayed Bridges; Structural Analysis, Construction Process, Staged Construction Analysis, Cantilever Method, Cardeal Dom Eugênio Sales Bridge.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	2
1.2.	OBJETIVOS.....	2
1.3.	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2.	CONCEITOS FUNDAMENTAIS	4
2.1.	HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS	4
2.2.	PONTES ESTAIADAS NO BRASIL	7
2.3.	COMPONENTES DE UMA PONTE ESTAIADA.....	8
2.3.1.	ESTAIS	8
2.3.2.	ANCORAGENS DOS ESTAIS	11
2.3.3.	VIGA DE RIGIDEZ (TABULEIRO)	13
2.3.4.	PILONE	15
2.4.	SISTEMAS CONSTRUTIVOS.....	17
2.4.1.	ESCORAMENTO DIRETO OU APOIOS PROVISÓRIOS.....	17
2.4.2.	ROTAÇÃO EM PLANTA DO TABULEIRO	18
2.4.3.	EMPURRAMENTOS SUCESSIVOS	19
2.4.4.	BALANÇOS SUCESSIVOS.....	19
3.	ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS	21
3.1.	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	21
3.2.	NÃO LINEARIDADE FÍSICA	26
3.3.	COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS ESTAIS.....	28
3.3.1.	CONCEITO DE PRÉ-ALONGAMENTO	29
3.3.2.	MÉTODO APROXIMADO COM BASE NO MÓDULO DE ERNST.....	32
3.3.3.	MÉTODO ITERATIVO (PROGRAMAS DE ANÁLISE MODERNOS).....	37
3.4.	EFEITOS DEPENDENTES DO TEMPO DOS MATERIAIS.....	40
3.4.1.	FLUÊNCIA DO CONCRETO	42
3.4.2.	RETRAÇÃO DO CONCRETO	44
3.4.3.	VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO	46
3.4.4.	RELAXAÇÃO DO AÇO (FLUÊNCIA DOS ESTAIS)	46

3.4.5.	EXEMPLOS DE ATUAÇÃO DOS EFEITOS REOLÓGICOS NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS	47
3.4.6.	A CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS REOLÓGICOS EM ESTRUTURAS SEGUNDO NORMAS EUROPÉIAS	53
4.	METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE PONTES ESTAIADAS COM CONSIDERAÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO	54
4.1.	DEFINIÇÃO DO MODELO IDEAL	55
4.2.	DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE SERVIÇO IDEAIS NOS ESTAIS.....	57
4.2.1.	MÉTODO DA VIGA CONTÍNUA SOBRE APOIOS RÍGIDOS	58
4.2.2.	MÉTODO DA ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS (<i>SHAPE FINDING PROCEDURE</i>) 61	
4.2.3.	MÉTODO DA OTIMIZAÇÃO	62
4.2.4.	MÉTODO DA FORÇA UNITÁRIA (JANJIC, 2003).....	64
4.2.5.	PROGRAMA “ <i>CSI LOAD OPTIMIZER</i> ” (SAP2000).....	65
4.3.	CARREGAMENTO DO MODELO COM AS FORÇAS DE SERVIÇO NOS ESTAIS.....	67
4.4.	PROCESSO DE DESMONTAGEM (<i>BACKWARD ANALYSIS</i>)	68
4.4.1.	EXEMPLO DE DESMONTAGEM	71
4.4.2.	MUDANÇAS NO SISTEMA ESTRUTURAL	74
4.4.3.	INTRODUÇÃO DE APOIOS PROVISÓRIOS.....	75
4.5.	PROCESSO DE MONTAGEM (<i>FORWARD ANALYSIS</i>)	77
4.5.1.	EXEMPLO DE MONTAGEM	78
4.5.2.	MÉTODOS PARA CORREÇÃO DA GEOMETRIA DURANTE O PROCESSO DE MONTAGEM (<i>GHOST STRUCTURE</i>)	81
4.5.3.	FORÇA DE ABERTURA (<i>SET-BACK</i>)	83
4.5.4.	CARREGANDO OS CABOS COM A FORÇA INICIAL (<i>TARGET FORCE</i>).....	86
4.6.	CONTROLE DURANTE A CONSTRUÇÃO	88
4.6.1.	TENSIONAMENTO DOS ESTAIS COM MACACO MONOCORDOALHA	90
4.6.2.	CONTROLE DA TEMPERATURA	91
4.6.3.	CONTROLE DE CONTRA-FLECHAS	95
5.	ESTUDO DE CASO: PONTE CARDEAL DOM EUGÊNIO SALES	98
5.1.	DESCRIÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL.....	101
5.1.1.	TABULEIRO E PILONES	101
5.1.2.	ESTAIS	103
5.1.3.	PROTENSÃO	103
5.1.4.	ESCORAMENTOS PROVISÓRIOS	105

5.1.5.	NÃO LINEARIDADE.....	105
5.1.6.	CARREGAMENTOS DEFINITIVOS.....	106
5.1.7.	CARREGAMENTOS PROVISÓRIOS.....	106
5.1.8.	GRUPOS DE ELEMENTOS.....	107
5.2.	DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE MONTAGEM (ETAPAS CONSTRUTIVAS).....	107
5.3.	CARREGAMENTO DO MODELO COM OS PRÉ-ALONGAMENTOS DOS ESTAIS.....	113
5.4.	PROCESSO DE DESMONTAGEM.....	119
5.5.	PROCESSO DE MONTAGEM.....	123
5.6.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	128
5.6.1.	FORÇAS E ESFORÇOS DE PROJETO X FORÇAS E ESFORÇOS DA MONTAGEM (SEM REOLOGIA).....	129
5.6.2.	FORÇAS NOS ESTAIS NAS ETAPAS DE DESMONTAGEM X ETAPAS DE MONTAGEM (SEM REOLOGIA).....	134
5.6.3.	FORÇAS E ESFORÇOS DE MONTAGEM SEM REOLOGIA X COM REOLOGIA.....	137
5.6.4.	FORÇAS NOS ESTAIS NAS ETAPAS DE MONTAGEM SEM REOLOGIA X COM REOLOGIA.....	142
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	146
6.1.	CONCLUSÕES.....	146
6.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	147
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte Albert em Londres.....	4
Figura 2.2 - Pontes Strömsund na Suécia.....	5
Figura 2.3 - Ponte de Brotonne sobre o Rio Sena, na França.....	6
Figura 2.4 - Ponte sobre o Rio Paranaíba, entre MG e MS.....	7
Figura 2.5 - Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino na cidade de São Paulo.....	8
Figura 2.6 - Cabos “Locked Coil”.....	9
Figura 2.7 - Cabo de fios paralelos.....	9
Figura 2.8 - Tirantes de barras rígidas.....	9
Figura 2.9 - Cordoalha de Estai.....	10
Figura 2.10 - Tubo Externo de Estais.....	11
Figura 2.11 - Ancoragem Ativa.....	12
Figura 2.12 - Seção transversal com vigas e laje de concreto - Ponte Cardeal Dom Eugênio Salles no Rio de Janeiro.....	13
Figura 2.13 - Seção transversal celular de concreto - Ponte do Saber no Rio de Janeiro.....	14
Figura 2.14 - Seção transversal mista – Ponte sobre o Rio Yang Pu, Shangai, China.....	14
Figura 2.15 - Seção transversal em aço com placa ortotrópica – Ponte sobre o Rio Paraná-Guazu em Zárate-Brazo Largo, Argentina.....	14
Figura 2.16 - Seção maciça de concreto – Projeto de Ponte sobre o Rio Dala. Suíça (não executado).....	14
Figura 2.17 - Distribuição dos estais no pilone.....	15
Figura 2.18 - Formas básicas de mastros para linhas de estais laterais.....	16
Figura 2.19 - Formas básicas de mastros para linhas de estais laterais.....	17
Figura 2.20 - Viaduto sobre a Rodovia N12, Germiston, África do Sul.....	18
Figura 2.21 - Viaduto de Millau, França.....	19
Figura 2.22 - Ponte do Saber, executada pelo método dos balanços sucessivos (vista das treliças de escoramento).....	20
Figura 2.23 - Seção da Ponte Cardeal Dom Eugênio Salles.....	99
Figura 3.1 - Pilar sob carga vertical P e carga horizontal F.....	22
Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação simplificado do aço de armaduras passivas segundo a norma NBR6118.....	27
Figura 3.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto segundo a norma NBR6118.....	27
Figura 3.4 - Estruturas sob ação de deformação imposta.....	30
Figura 3.5 - Barra sob ação de variação de temperatura.....	31
Figura 3.6 - Esquema de um estai em forma de catenária.....	32
Figura 3.7 - Comparação entre parábola e catenária.....	34
Figura 3.8 - Relação entre a projeção horizontal do estai e a razão $E_i T/E_e$ em função da tensão atuante no estai dada como fração da tensão de ruptura do mesmo.....	36
Figura 3.9 - Módulo para cálculo da forma de elementos de cabo no programa SAP2000.....	38
Figura 3.10 - Modelo com elemento de cabo e elemento de viga.....	39
Figura 3.11 - Gráfico de Força Normal versus Deformação Aplicada.....	40
Figura 3.12 - Componentes da deformação no concreto sob carregamento.....	41
Figura 3.13 - Pórtico sob ação da fluência.....	49
Figura 3.14 - Pórtico sob ação da retração.....	50
Figura 3.15 - Pórtico sob ação da fluência e da retração.....	50
Figura 3.16 - Pórtico com viga pré-moldada.....	51
Figura 3.17 - Pórtico com recalque horizontal.....	52
Figura 4.1 - Modelo em elementos finitos da Ponte Kao Ping Hsi, Taiwan (LIU e WANG, 2012).....	56
Figura 4.2 - Pilone modelo com elementos de casca – Ponte do Saber, Rio de Janeiro.....	57
Figura 4.3 - Método da Viga Contínua.....	58
Figura 4.4 - Modelos utilizados no método do equilíbrio das forças.....	60
Figura 4.5 - Tela da “ferramenta” CSILoadOptimizer.....	66
Figura 4.6 - Modelos para análise das sucessivas etapas de construção de uma ponte estaiada.....	69
Figura 4.7 - Modelo simplificado de ponte estaiada.....	72
Figura 4.8 - Distribuição de momentos fletores segundo o método do deslocamento zero (em kN.m).....	73

Figura 4.9 - Distribuição de momentos fletores segundo o método da otimização (em kN.m)	74
Figura 4.10 - Momentos fletores no processo de “destensionamento” (em kN.m).....	75
Figura 4.11 - Introdução de apoios provisórios.....	76
Figura 4.12 - Diagramas de momentos fletores no modelo simplificado em (kN.m)	80
Figura 4.13 - Diagramas de esforços normais no modelo simplificado	80
Figura 4.14 - Inclusão de novos elementos no modelo pelo programa SAP2000.....	82
Figura 4.15 - Estrutura final deformada após inclusão de elementos pelo procedimento interno do programa SAP2000.	82
Figura 4.16 - Estrutura final deformada analisada pelo método da estrutura fantasma.	83
Figura 4.17 - Esforços normais no tabuleiro durante o processo de montagem.....	84
Figura 4.18 - Momentos fletores no pilone durante o processo de montagem.....	85
Figura 4.19 - Esforços normais no trecho central do tabuleiro antes de sua remoção no modelo de desmontagem.....	86
Figura 4.20 - Aplicação de carregamento “Target Force” pelo programa SAP2000	87
Figura 4.21 - Células de carga inseridas em uma das cordoalhas de cabos de estai	89
Figura 4.22 - Configuração do registrador de dados antes da instalação no local	89
Figura 4.23 - Esquema de tensionamento por isotensão	91
Figura 4.24 - Variação de temperatura em estais com extremidades fixadas (unidades em kN)	92
Figura 4.25 - Variação de temperatura atuando na estrutura aberta (em kN)	94
Figura 4.26 - Esquema de deformações nas seções.....	96
Figura 5.1 - Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales	98
Figura 5.2 - Desenho de Perfil da Ponte Cardeal Dom Eugenio Sales no Rio de Janeiro.....	100
Figura 5.3 - Modelo em elementos finitos desenvolvido com o programa SAP2000 para análise da ponte Cardeal Dom Eugênio Salles.....	101
Figura 5.4 - Seções transversais da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales calculadas com a ferramenta “Section Designer” no programa SAP2000	102
Figura 5.5 - Esquema de inserção dos elementos no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Salles	103
Figura 5.6 - Tela com a definição de um dos elementos de protensão no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Salles.....	104
Figura 5.7 - Elementos provisórios no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales.....	105
Figura 5.8 - Peso das transversinas aplicado no modelo (em kN).....	106
Figura 5.9 - Aplicação do peso das treliças de escoramento sobre a Aduela A3 (em kN).....	107
Figura 5.10 - Estrutura em fase inicial de execução.....	108
Figura 5.11 - Estrutura em fase inicial de execução.....	108
Figura 5.12 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta “CSILoadOptimizer”	113
Figura 5.13 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta pelo método da matriz de influência ...	116
Figura 5.14 - Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta	129
Figura 5.15 - Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta	131
Figura 5.16 - Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta	132
Figura 5.17 - Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta	137
Figura 5.18 - Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta	139
Figura 5.19 - Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Especificação das cordoalhas	10
Tabela 4.1 - Características dos materiais e seções do exemplo	71
Tabela 4.2 - Forças de serviço e pré-alongamento dos estais.....	74
Tabela 4.3 - Forças iniciais nos estais a serem aplicadas no processo de montagem	79
Tabela 4.4 - Comparação entre as forças nos estais e os esforços nas principais seções no início do processo de desmontagem ao final do processo de montagem.	81
Tabela 4.5 - Forças nos estais segundo variação de temperatura	93
Tabela 4.6 - Forças iniciais no estais a serem aplicadas no processo de montagem.....	94
Tabela 5.1 - Forças de trabalho nos estais.....	113
Tabela 5.2 - Matriz de influência da estrutura.....	115
Tabela 5.3 - Vetor de cargas permanentes	115
Tabela 5.4 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Forças nos Estais	117
Tabela 5.5 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Forças Normais	118
Tabela 5.6 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Momentos Fletores	118
Tabela 5.7 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Esforços Cortantes.....	119
Tabela 5.8 - Forças a serem introduzidas no processo de montagem	123
Tabela 5.9 - Comparação de forças nos estais – Forças de Projeto x Forças de Montagem	130
Tabela 5.10 - Comparação de esforços normais nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem	130
Tabela 5.11 - Comparação de momentos fletores nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem	132
Tabela 5.12 - Comparação de esforços cortantes nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem	133
Tabela 5.13 - Comparação de forças nos estais etapa a etapa – Desmontagem x Montagem.....	134
Tabela 5.14 - Comparação de forças nos estais – Sem Reologia x Com Reologia.....	138
Tabela 5.15 - Comparação de esforços normais nas seções – Sem Reologia x Com Reologia	139
Tabela 5.16 - Comparação de momentos fletores nas seções – Sem Reologia x Com Reologia.....	140
Tabela 5.17 - Comparação de esforços cortantes nas seções – Sem Reologia x Com Reologia.....	142
Tabela 5.18 - Comparação de forças nos estais na montagem etapa a etapa – Sem Reologia x Com Reologia	142

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 - Lista genérica de etapas para análise retroativa de uma ponte construída pelo método dos balanços sucessivos.....	70
Quadro 4.2 - Sequência de desmonte da estrutura do exemplo.....	73
Quadro 4.3 - Lista genérica de etapas para análise progressiva de uma ponte construída pelo método dos balanços sucessivos.....	77
Quadro 4.4 - Sequência de montagem da estrutura do exemplo	79
Quadro 4.5 - Esquema para determinação das contra-flechas.....	97
Quadro 5.1 - Descrição das etapas construtivas	109
Quadro 5.2 - Descrição das fases de desmontagem.....	120
Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem.....	124

1. INTRODUÇÃO

O projeto e a construção de pontes estaiadas apresentam uma série de desafios para os engenheiros envolvidos. Devido à grande complexidade da estrutura, dos elementos estruturais e dos processos construtivos, uma série de procedimentos para análise e dimensionamento vêm sendo desenvolvidos e aprimorados.

O maior desafio na construção de pontes e viadutos costuma ser o sistema construtivo a ser empregado. Como esse tipo de estrutura é construído para vencer obstáculos naturais e transpor regiões que não podem ser obstruídas, os processos executivos mais diretos que envolvem escoramento integral da estrutura não podem ser utilizados.

Especialmente no caso de pontes estaiadas, onde os componentes apresentam grande esbeltez e sensibilidade a efeitos de segunda ordem, a modelagem matemática para avaliação das fases construtivas e para a determinação da geometria final torna-se a preocupação central do projeto e execução desse tipo de estrutura.

Embora uma ponte estaiada também apresente desafios no dimensionamento de suas peças, é na determinação das forças iniciais nos cabos e das contra-flechas para obtenção da geometria final da ponte que se encontram as maiores dificuldades do ponto de vista técnico e onde são cometidos os maiores erros. Ou seja, o grande desafio é construir a ponte na geometria exata determinada pelo projeto arquitetônico e com as tensões ideais previstas para os estais. Essas dificuldades podem ser vencidas pela correta modelagem das diversas fases envolvidas na construção de uma ponte estaiada.

A simulação das etapas construtivas pode ser efetuada com auxílio dos programas de análise modernos. Porém, devido à grande complexidade desse tipo de estrutura, e da grande diversidade de efeitos não lineares, o processo de modelagem da estrutura, em todas as suas fases de construção, demanda grande trabalho e conhecimento de técnicas específicas para solução de diversos problemas.

Entre esses problemas podemos citar a determinação das forças de trabalho dos estais, objetivando uma melhor distribuição de esforços na estrutura, a introdução de forças nos elementos durante a construção, a modelagem de apoios provisórios e de efeitos reológicos que não apenas provocam redistribuição de esforços na estrutura, como também influenciam decididamente a geometria da estrutura.

Além disso, deve-se destacar também que os softwares comerciais de análise não foram desenvolvidos especificamente para a modelagem desse tipo de estrutura. Esses programas possuem a vantagem de disponibilizar módulo de etapas construtivas, que

permitem o cálculo dos diversos modelos parciais por meio de comandos que devem ser fornecidos de acordo com a sequência construtiva da estrutura. A consideração dos efeitos reológicos também é possível nesse tipo de análise, desde que as datas de execução de cada procedimento sejam fornecidas.

Esses programas contam, também, com ferramentas para o cálculo das forças em determinados elementos que produziram deslocamentos ou distribuição de esforços de acordo com parâmetros fornecidos previamente. A utilização desses recursos de forma correta possibilita a solução de muitos desses problemas repetidamente verificados no projeto e execução e pontes estaiadas.

1.1. MOTIVAÇÃO

No ano de 2012, o autor do presente trabalho participou do processo de verificação do projeto da ponte estaiada Cardeal Dom Eugênio Sales, localizada na avenida Ayrton Senna, na cidade do Rio de Janeiro. Naquela ocasião, devido ao reduzido tempo disponível para o trabalho, ficou acordado que seriam feitas verificações apenas sobre o dimensionamento estrutural dos diversos elementos segundo as normas brasileiras e avaliação das situações de utilização, segurança e durabilidade da estrutura.

Esse procedimento deixou em aberto uma série de dúvidas com relação ao processo de montagem da estrutura, especialmente no caso da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales, em que o perfil longitudinal do tabuleiro deveria ficar em nível, sem nenhuma curvatura em sua configuração final, segundo o projeto geométrico da via. Isso levantou uma série de questionamentos com relação a viabilidade de se atingir essa geometria ao longo do processo de construção e de mantê-la ao longo dos anos.

1.2. OBJETIVOS

Esse trabalho tem como objetivo expor as técnicas utilizadas na modelagem em elementos finitos de pontes estaiadas, levando em conta as fases construtivas e objetivando a determinação das forças iniciais a serem introduzidas nos estais, bem como a definição das contra-flechas que devem ser fornecidas ao pessoal de campo para que seja atingida a geometria final desejada.

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 para determinação das suas forças iniciais. Será levada em

conta a influência dos efeitos dependentes do tempo no concreto (fluência, retração, variação do módulo de elasticidade) na determinação dessas contra-flechas e das forças iniciais nas fases construtivas dessa ponte estaiada construída pelo método dos balanços sucessivos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 2 dessa dissertação apresenta os conceitos fundamentais para a construção e projeto de pontes estaiadas como um breve histórico desse tipo de estrutura, suas principais partes, os materiais mais comumente utilizados e os sistemas construtivos de maior destaque.

No capítulo 3, apresenta-se a fundamentação teórica de análise não linear de estruturas, indispensável para a correta modelagem. Os efeitos de não linearidade geométrica e física, a não linearidade particular dos cabos e os efeitos reológicos são abordados de forma simplificada. O método de Ernst é apresentado para a análise simplificada dos efeitos de catenária dos cabos e um modelo simplificado é exposto ao final do capítulo para o cálculo dos efeitos reológicos por meio do programa SAP2000.

As principais técnicas empregadas na modelagem de pontes estaiadas são expostas no capítulo 4. Os métodos para determinação da distribuição de forças de serviço nos estais, bem o programa “CSI Load Optimizer”, são apresentados e um modelo simplificado de ponte estaiada é desenvolvido para melhor exposição dos processos de desmontagem (*backward analysis*) e montagem (*forward analysis*). Entre as técnicas empregadas, pode-se destacar o método da estrutura fantasma que objetiva compatibilizar os deslocamentos no modelo utilizado na montagem com uma situação mais próxima àquela observada em campo.

No capítulo 5, o estudo de caso da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales é desenvolvido. Apresenta-se um modelo em elementos finitos, produzido no programa SAP2000, utilizando todos os recursos e técnicas que foram expostos no capítulo 4. É efetuada uma comparação entre os resultados do processo de montagem (que tomou como base as forças iniciais obtidas na desmontagem), e os esforços de serviços segundo o carregamento da estrutura com as forças fornecidas pelo projetista. Também é realizada uma comparação entre os resultados obtidos na montagem sem a consideração dos efeitos reológicos e com a consideração desses efeitos.

2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

No desenvolvimento desse trabalho são utilizados alguns conceitos de grande importância para o projeto e execução de pontes estaiadas. São apresentados a seguir um resumo do histórico das pontes estaiadas, os componentes mais relevantes desse tipo de estruturas e os principais métodos construtivos utilizados.

2.1. HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS

Ao longo de todo o século XIX muitas pontes foram construídas com um sistema que misturava cabos parabólicos (ponte pênsil) e cabos retilíneos (estais). Durante essa época, os cabos eram, na verdade, compostos por correntes de ferro forjado. O projeto e a construção dessas estruturas eram totalmente comandados pela experiência do engenheiro que tinha à sua disposição apenas procedimentos de cálculo muito simplificados.

Como exemplos mais notáveis dessa época, podem-se citar a ponte sobre as Cataratas do Niagara (1855) e a última e mais importante obra desse século, a Ponte do Brooklyn (1883), ambas nos EUA. Em ambas as estruturas os engenheiros optaram por distribuir cabos retilíneos (estais) em colaboração com os cabos principais em forma de catenária. A introdução desses cabos tinha como objetivo conferir uma maior rigidez ao tabuleiro que, especialmente no caso da Ponte de Niagara, deveria suportar uma via ferroviária, muito sensível a defleções no tabuleiro. Na figura 2.1 apresenta-se a fotografia da Ponte Albert (1872), construída em Londres na Inglaterra.



Figura 2.1 - Ponte Albert em Londres (<http://structurae.net/structures/albert-bridge>)

A experiência obtida nessas primeiras obras indicou que uma solução totalmente estaiada poderia oferecer uma série de vantagens, tanto do ponto de vista estrutural, como executivo e arquitetônico.

No entanto, o início do século XX trouxe uma mudança de mentalidade na engenharia que deixou a construção de pontes estaiadas praticamente paralisada por quase meio século. A partir dessa época começaram a surgir os primeiros modelos matemáticos que permitiam

analisar com maior precisão o comportamento de estruturas complexas. Segundo GIMSING (1997), “a nova geração de engenheiros foi educada para concentrar os seus esforços sobre os cálculos, o que requeria uma modelagem matemática mais precisa. Como sistemas com maior grau de indeterminação estática teriam conduzido a uma quantidade insuperável de trabalho numérico, caso tratado com rigor matemático, o esquema das estruturas tinha que ser escolhido considerando a capacidade de cálculo disponível”. Por conta disso, as estruturas passaram a ser projetadas tendo em vista o esforço de cálculo necessário, conduzindo, assim, a estruturas mais simples que poderiam ser analisadas com os recursos disponíveis naquela época.

Apenas na segunda metade do século XX, com o desenvolvimento dos computadores eletrônicos, tornou-se possível a análise de pontes estaiadas de forma mais sofisticada. Isso se deve ao fato de que essas estruturas possuem vários graus de indeterminação estática conduzindo a grandes volumes de cálculos.

A primeira ponte estaiada moderna foi a Ponte Strömsund, construída na Suécia no ano de 1956 pela firma alemã Demag, com projeto de Franz Dischinger. Essa ponte possui três vãos (74,7 m – 182,6 m – 74,7 m) com apenas quatro pares de estais no vão central e dois pares nos vãos laterais. Por conta da simetria, a quantidade de indeterminações estáticas dos estais podiam ser reduzidas a quatro, ou seja, uma quantidade razoavelmente aceitável para a capacidade de cálculo dos equipamentos disponíveis na década de 1950. Apresenta-se na figura 2.2, a fotografia da Ponte Strömsund.



Figura 2.2 - Pontes Strömsund na Suécia (<http://structurae.net/structures/stromsund-bridge>)

Porém, essa obra e todas as outras que se seguiram durante dez anos possuíam tabuleiro metálico e estais que utilizavam tecnologia própria de pontes pênséis. Além disso, o processo construtivo utilizava apoios temporários que deveriam suportar provisoriamente o peso do tabuleiro, que sempre tendia a ser muito robusto devido ao grande espaçamento entre estais.

A primeira obra com sistema de multi-estaiamento, ou seja, vários estais ao longo do tabuleiro, foi a Ponte Friedrich Ebert, sobre o Rio Reno, construída em 1967. Essa ponte possui 40 estais em cada um de seus pilones, que são únicos e centrados no meio do tabuleiro de aço. Esse sistema com vários estais apresenta uma série de vantagens, pois proporciona um suporte mais contínuo para a viga de rigidez, o que permite maior esbeltez e o uso de cabos menores, transmitindo menores forças para as ancoragens e facilitando a ligação dos mesmos, tanto no pilone quanto na viga de rigidez, e principalmente, possibilita a construção progressiva dispensando torres de escoramento. Além disso, esse sistema também oferece maior facilidade na substituição eventual dos cabos possibilitando, inclusive, que essa operação seja realizada com a estrutura sob tráfego.

A ponte de Brotonne, construída em 1977 sobre o rio Sena, na França, projetada por Jean Muller, foi a primeira obra a utilizar tecnologia mais próxima à utilizada atualmente. O projeto foi inovador e de importância capital para a técnica de pontes de concreto em geral. Além de utilizar cordoalhas de concreto protendido em seus cabos, essa obra também contou com um sistema de multi-estaiamento com pequenas distâncias entre seus cabos no tabuleiro, o que possibilitou grandes reduções em suas dimensões. Com relação a metodologia construtiva, essa obra também foi a primeira a combinar o sistema de multi-estaiamento com um tabuleiro em concreto com segmentos moldados “in loco”, o que possibilitou a execução pelo método dos balanços sucessivos.



*Figura 2.3 - Ponte de Brotonne sobre o Rio Sena, na França
(<http://structurae.net/structures/brotonne-bridge>)*

Posteriormente, outras inovações foram incluídas, como a utilização de cordoalhas engraxadas, que proporcionaram maior proteção contra corrosão, além de novos sistemas de ancoragem menos sensíveis à fadiga. No entanto, a descrição de todos os passos no desenvolvimento das pontes estaiadas foge ao escopo do presente trabalho.

2.2. PONTES ESTAIADAS NO BRASIL

Por conta do elevado custo dessas obras, o Brasil esteve de fora da construção e projeto de pontes estaiadas até o ano de 1994, quando se iniciou o projeto da ponte estaiada sobre o rio Paranaíba. Essa obra, que ficou pronta no ano de 2003, possui vão central de 350 m e vãos laterais de 155 m, perfazendo um comprimento total de 660 m. O projeto é da firma Noronha Engenharia. A figura 2.4 apresenta a fotografia da Pontes sobre o Rio Paranaíba, entre os estados de MG e MS.



Figura 2.4 - Ponte sobre o Rio Paranaíba, entre MG e MS (NORONHA e GOLEBIOWSKI, 2004)

Embora o projeto e a construção da Ponte sobre o rio Paranaíba tenham sido iniciados anteriormente, a primeira ponte estaiada a ficar pronta no Brasil foi a Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino, situada sobre o rio Pinheiros, com vão principal de 122 m e concluída no ano 2000. O projeto é da firma Enescil Engenharia e Projetos. A figura 2.5 apresenta uma fotografia da Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino, na cidade de São Paulo.



*Figura 2.5 - Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino na cidade de São Paulo
(<http://www.enescil.com.br/index.php/br/estacao-de-metro-engenheiro-jamil-sabino>)*

Depois da conclusão dessas primeiras obras, até os dias presentes, já foram projetadas e executadas mais de 30 pontes estaiadas no Brasil com as mais diversas formas e materiais. Em muitos casos, a solução estaiada tem sido escolhida por aspectos estéticos de forma que o vão principal dessas obras dificilmente ultrapassa os 250 m.

Além disso, devido à grande demanda por esse tipo de estrutura nos últimos anos, a indústria brasileira acabou por incorporar a produção da maioria dos componentes envolvidos na construção de pontes estaiadas.

2.3. COMPONENTES DE UMA PONTE ESTAIADA

Pontes estaiadas possuem três elementos fundamentais: os pilões, ou mastros, a viga de rigidez (tabuleiro) e os estais (cabos). Todos esses elementos podem ser constituídos de diversos materiais diferentes e se apresentar nas formas mais diversas.

2.3.1. ESTAIS

São designados estais os cabos retilíneos que ligam o mastro ao tabuleiro ou a contrapesos externos. No passado, uma série de diferentes tipos de cabos e materiais foram utilizados nesse tipo de estrutura. Primeiramente, tentou-se aproveitar a tecnologia utilizada em pontes pênséis, como os cabos formados por fios paralelos e *locked-coils* (junção de fios com geometrias diferentes), muito utilizados em pendurais. Porém, com o desenvolvimento da indústria, a utilização de cordoalhas de aço de alta resistência, empregadas no concreto protendido, tornou-se economicamente viável devido ao fator de escala.

São apresentadas, nas figuras 2.6 a 2.8, alguns tipos de seções transversais de cabos (estais) e a especificação dos materiais utilizados nesses cabos que caíram em desuso. Logo em seguida, na tabela 2.1, são apresentados mais detalhes sobre os cabos formados por cordoalhas que atualmente são utilizados na maioria das obras.

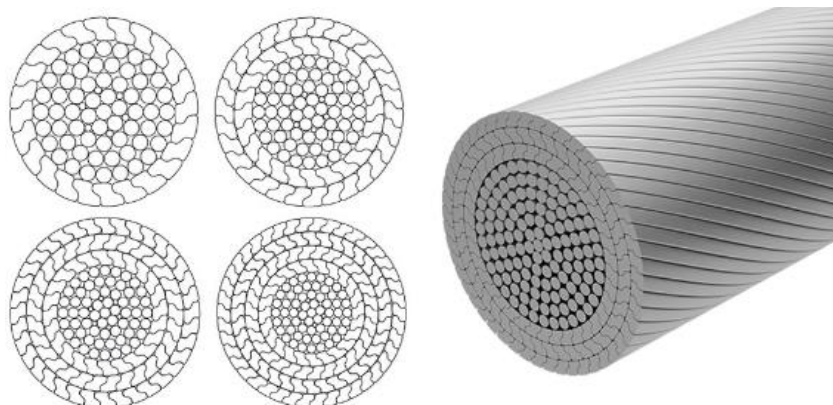


Figura 2.6 - Cabos "Locked Coil" (REDAELLI, 2015)

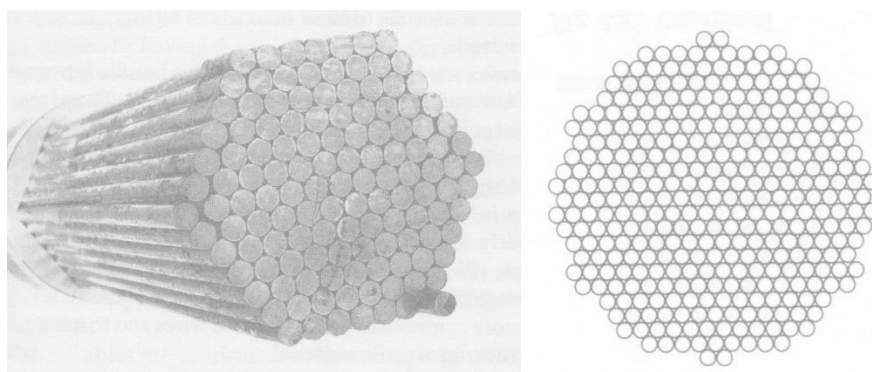


Figura 2.7 - Cabo de fios paralelos (GIMSING, 1997)



Figura 2.8 - Tirantes de barras rígidas (DSI, 2011)

Nos cabos compostos por cordoalhas, cada uma é formada por sete fios, sendo um central com diâmetro maior e os seis outros trançados em torno desse em forma helicoidal. O

diâmetro nominal das cordoalhas produzidas pela indústria nacional para pontes estaiadas é de 12,7 mm ou 15,7 mm e o aço disponível é o CP 177-RB.

Tabela 2.1 - Especificação das cordoalhas (ARCELORMITTAL, 2010)
Especificações

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)	Along. sob carga (em 610 mm)
Cord. CP 177 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	900	154,3	171,4	3,5
Cord. CP 177 RB 15,7	15,7	150	147	1.290	229,7	261,0	3,5

Nas primeiras utilizações desse tipo de cordoalhas em pontes estaiadas não havia nenhum tipo de proteção especial contra corrosão. A proteção era feita injetando o tudo exterior com *grout* (calda de cimento, areia e aditivos). No entanto, essa técnica apresentava uma série de problemas, tais como o peso do *grout*, que impunha solicitação extra aos cabos, e, também, o aparecimento de fissuras ao longo do tempo, que progressivamente expunham as cordoalhas aos agentes externos. Além disso, este procedimento dificultava demais a troca dos estais, quando necessário.

Para solucionar esse problema foram desenvolvidas cordoalhas específicas para cabos de estai. Essas cordoalhas contam com três tipos de proteção contra corrosão:

- Galvanização dos fios de aço;
- Envolvimento das cordoalhas em cera de petróleo;
- Revestimento com tubo de PEAD (Polietileno de alta densidade) – na cor preta, não deslizante sobre a cordoalha e com espessura mínima de 1,5mm.

Apresenta-se, na figura 2.9, um esquema desse tipo de cordoalha utilizada em cabos de estai.

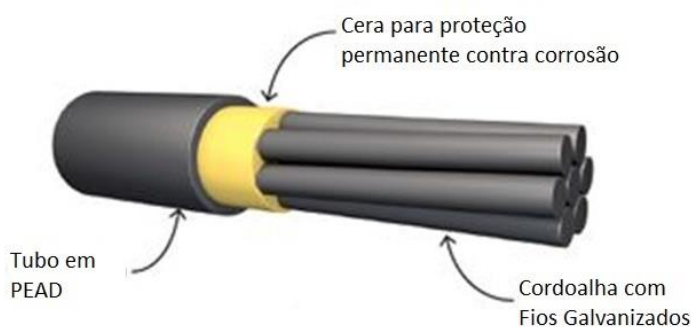


Figura 2.9 - Cordoalha de Estai

Além da proteção individual das cordoalhas, o cabo (conjunto de cordoalhas) também pode apresentar uma proteção externa em forma de tubo. Nada impede que o conjunto de cordoalhas seja unido com auxílio de braçadeiras e fique exposto ao tempo. No entanto, GIMSING (1997) alerta que “um cabo de estais formado por cordoalhas de sete fios protegidas individualmente seria caracterizado por um relativamente alto coeficiente de arrasto devido à superfície rugosa”. É exatamente por conta do vento, para reduzir o coeficiente de arrasto, que esses tubos para estais, normalmente feitos em PEAD, são utilizados. Além disso, para diminuir efeitos dinâmicos, eles devem possuir covas ou protuberâncias helicoidais (CAETANO, 2007).

A figura 2.10 apresenta uma vista dos tubos rígidos de revestimento e seus anéis externos para minimizar o efeito dinâmico do vento.



Figura 2.10 - Tubo Externo de Estais (FIB, 2002)

2.3.2. ANCORAGENS DOS ESTAIS

Chamam-se de ancoragens os dispositivos que têm por finalidade fixar as extremidades dos estais nos seus pontos de ligação com as demais peças da estrutura (tabuleiro e pilone).

Embora os cabos sejam compostos por cordoalhas similares às utilizadas em concreto protendido, as ancoragens para estais são bastante diferentes daquelas utilizadas em peças protendidas. (WALTHER et al, 1999) destaca que “...onde uma estrutura é protendida, é possível colocar as ancoragens suficientemente longe das zonas críticas para garantir que, graças ao vínculo produzido pela calda de cimento, elas estejam submetidas a apenas pequenas variações de tensão”. Em uma ponte estaiada, os estais atuam como apoios verticais, suportando diretamente e completamente todos os carregamentos (permanentes e acidentais)

atuantes na estrutura. Essa é a razão real da limitação das tensões no aço, em condições de operação, em um nível distintamente inferior ao protendido tradicional ($\sigma_{max} = 0,45\beta_z$), sendo β_z a tensão de ruptura do aço das cordoalhas e σ_{max} a tensão máxima de operação no aço dos estais

Nota-se que a fadiga é uma das preocupações principais nas ancoragens de pontes estaiadas. Isso se deve aos desvios que as cordoalhas sofrem no interior do tubo para o seu correto posicionamento no bloco de ancoragem. Esses desvios geram pontos de concentração de tensão que reduzem a resistência das cordoalhas com relação à fadiga. Além disso, os locais onde as clavetes são encunhadas sobre as cordoalhas no bloco de ancoragem são pontos de grande concentração de tensões e, portanto, pontos críticos de fadiga.

Existem dois tipos de ancoragens: as ativas, onde é possível regular as forças no cabo como um todo, e as passivas. As ancoragens ativas contam com um dispositivo de rosca que permite regular todas as cordoalhas de uma só vez. Em ambos os tipos, é possível regular a força nas cordoalhas com um macaco hidráulico monocordoalha, porém, esse processo é muito lento e trabalhoso. A figura 2.11 apresenta o detalhe de uma ancoragem para cabo de estai.

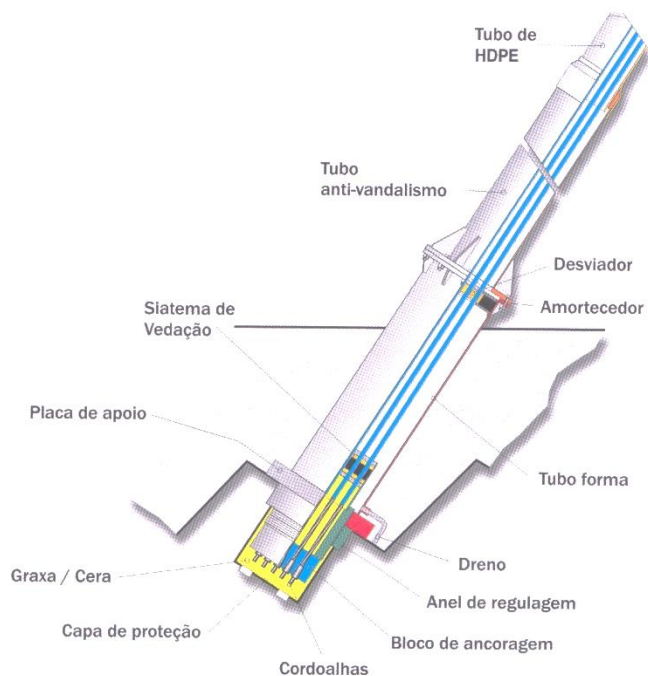


Figura 2.11 - Ancoragem Ativa (PROTENDE, 2011)

Uma ancoragem, numa das extremidades de um estai, é composta por um tubo de aço embutido no concreto designado por tubo-fôrma contendo um anel interno de aço na sua entrada chamado desviador. Esse anel é envolto por uma camada de elastômero, o

amortecedor. Na outra extremidade da ancoragem são instalados um outro desviador e o bloco de ancoragem, onde as clavetes são encunhadas para fixação das cordoalhas. Esse bloco se apoia sobre uma placa de apoio de aço que tem por objetivo transmitir a força para a estrutura. Nas ancoragens ativas existe também um anel de regulação para ajuste da força nos estais. Em cada ancoragem passiva instala-se, usualmente, uma célula de carga em uma das cordoalhas. Essa célula determina a força da cordoalha por meio de extensômetros elétricos instalados na mesma. A força total é obtida multiplicando a força nessa cordoalha pelo número de cordoalhas no estai.

Nas ancoragens dispostas no tabuleiro também devem ser instalados, adicionalmente, tubos de aço em uma das suas extremidades para proteção contra atos de vandalismo, conhecidos como tubos anti-vandalismo.

2.3.3. VIGA DE RIGIDEZ (TABULEIRO)

A viga de rigidez é o elemento que tem a função de suportar as cargas de utilização diretamente aplicadas sobre o tabuleiro. Devido à componente horizontal dos estais, essa estrutura também deve suportar cargas axiais. Em pontes com linha única de estais centrais, a viga de rigidez também deve suportar grandes esforços de torção.

Muitos tipos de seções transversais podem ser utilizados para estruturar o tabuleiro, como seções celulares de concreto, vigas de concreto ligadas por transversinas e laje, vigas de aço com placa ortotrópica (de aço), vigas de aço com laje de concreto e treliças de aço. Além disso, podem ser utilizados também tabuleiros em laje maciça de concreto.

Outro ponto importante é a posição onde os estais são ancorados no tabuleiro. Os mesmos podem ser dispostos em duas linhas, sendo ancorados nos bordos dos tabuleiros, ou podem ser distribuídos em linha única no centro do tabuleiro. Nesse último caso, a viga de rigidez deve possuir uma considerável resistência à torção para absorver os esforços provenientes de uma eventual excentricidade das cargas acidentais. As figuras 2.12 a 2.16 ilustram alguns tipos de seções transversais descritas.

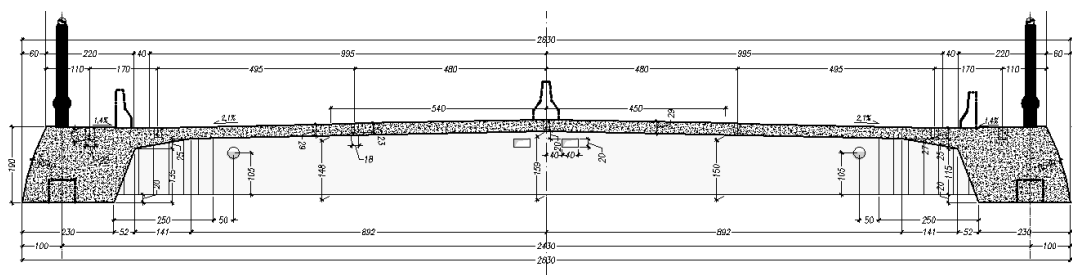


Figura 2.12 - Seção transversal com vigas e laje de concreto - Ponte Cardeal Dom Eugênio Salles no Rio de Janeiro

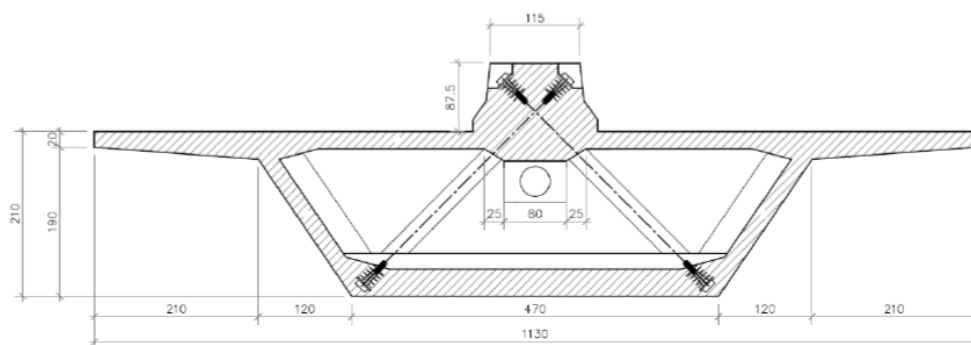


Figura 2.13 - Seção transversal celular de concreto - Ponte do Saber no Rio de Janeiro (GOMES, 2013)

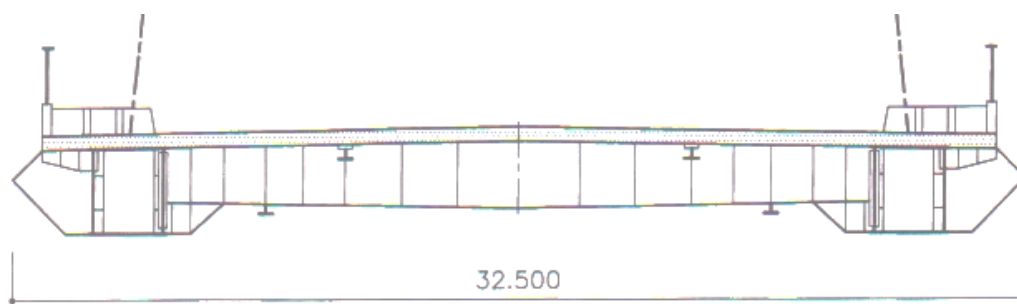


Figura 2.14 - Seção transversal mista - Ponte sobre o Rio Yang Pu, Shanghai, China (GIMSING, 1997)

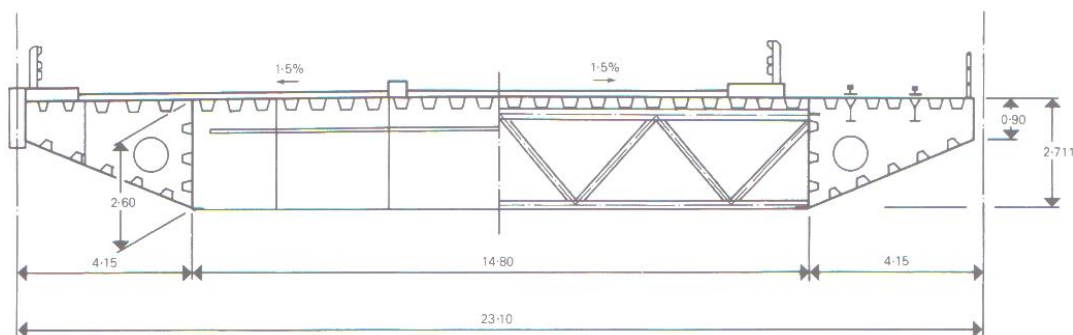


Figura 2.15 - Seção transversal em aço com placa ortotrópica - Ponte sobre o Rio Paraná-Guazu em Zárate-Brazo Largo, Argentina (WALTHER et al, 1999)

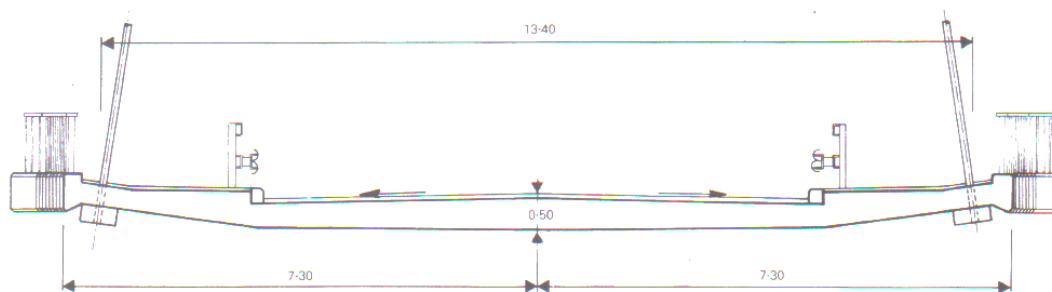


Figura 2.16 - Seção maciça de concreto - Projeto de Ponte sobre o Rio Dala. Suíça (não executado) (WALTHER et al, 1999)

A escolha da seção ideal dependerá do comprimento do vão, da largura das pistas, da distribuição dos estais e de aspectos econômicos. De um modo geral, os tabuleiros de aço, por

serem mais leves, conduzem a uma economia na quantidade de estais e nas fundações. Porém, o custo das placas ortotrópicas de aço costumam inviabilizar economicamente estas estruturas no Brasil.

2.3.4. PILONE

Os pilones, ou mastros, são os elementos verticais que suportam os estais e transmitem as cargas de peso próprio, sobrecarga permanente e acidentais (ou móveis) para as fundações. De uma forma geral, utiliza-se concreto armado para essas peças. Porém, nas primeiras pontes estaiadas, os mastros de aço foram muito utilizados.

Basicamente, os mastros devem atender a três configurações possíveis de distribuição dos estais. A primeira delas é chamada de harpa, onde os estais são distribuídos igualmente ao longo de todo o pilone, apresentando ângulos de inclinação iguais. A segunda é chamada de leque, onde os estais ficam todos concentrados no topo e suas inclinações são variáveis de acordo com o ponto de ligação no tabuleiro. O sistema em leque é muito mais vantajoso do ponto de vista estrutural, porém, não é viável em muitos dos casos por conta da dificuldade de se ancorar um grande número de estais no mesmo ponto. Assim, a maioria das pontes estaiadas é projetada para uma distribuição intermediária, chamada de semi-leque. Estes três tipos de arranjo dos estais são apresentados na Figura 2.17.

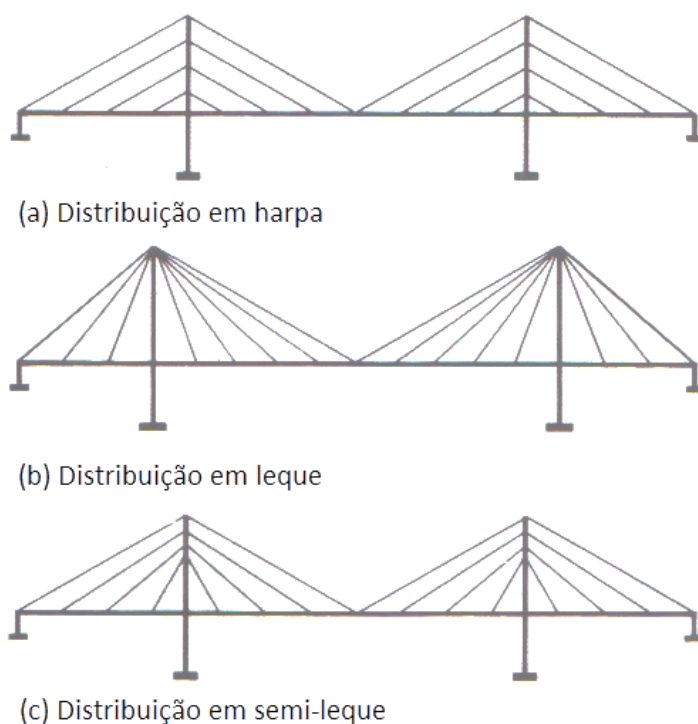


Figura 2.17 - Distribuição dos estais no pilone (WALTHER et al, 1999)

Outro critério que os mastros devem atender é a distribuição das linhas de estais. No caso de pontes com duas linhas, os pilones devem se desviar geometricamente do tabuleiro transitável. Uma solução é utilizar duas torres independentes que podem, ou não, serem ligadas em seus topos por uma viga. Quando essas torres estão ligadas, chamam-se de portal. Também é possível projetarem-se torres inclinadas que se interceptam em seus topos em forma de “A”. No entanto, esse tipo de solução fica condicionado a alturas de torres maiores por exigência geométrica de liberação da seção do gabarito sobre o tabuleiro. A Figura 2.18 apresenta alguns tipos de pilones com dois planos de estais, conforme descrito.

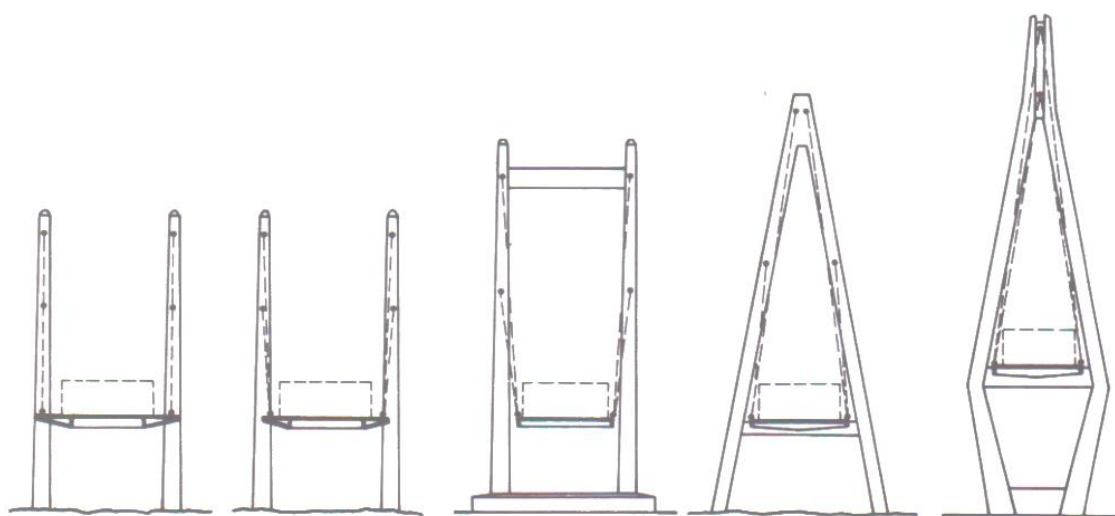


Figura 2.18 - Formas básicas de mastros para linhas de estais laterais (WALTHER et al, 1999)

Em pontes com linha única central de estais, geralmente utiliza-se um mastro centrado no tabuleiro que deve ter dimensão transversal mínima para reduzir, ao máximo, o espaço desperdiçado no centro do tabuleiro. Para evitar a invasão do mastro na seção transversal do tabuleiro, é possível também dividir o mastro em duas pernas inclinadas abaixo da linha de estais. Essa solução é conhecida como pilar “λ”. No entanto, esse tipo de solução só é aplicável em obras de grande envergadura, tanto pela dificuldade executiva, quanto pela redução do espaço livre disponível para atender ao gabarito entre as pernas inclinadas. A Figura 2.19 apresenta três soluções de pilones em linha única de estais no centro do tabuleiro.

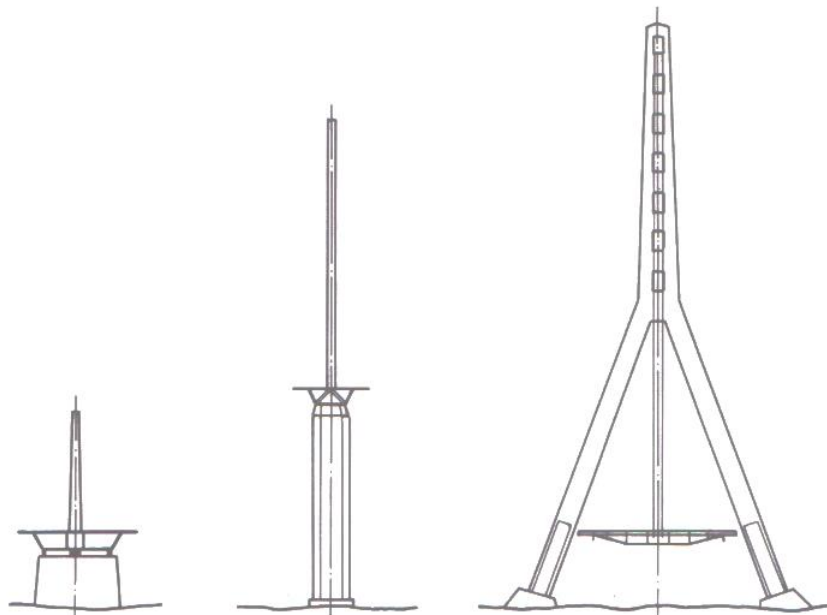


Figura 2.19 - Formas básicas de mastros para linhas de estais laterais (WALTHER et al, 1999)

2.4. SISTEMAS CONSTRUTIVOS

A escolha do sistema construtivo a ser utilizado em uma ponte estaiada depende de uma série de fatores, como as dimensões da estrutura, os materiais utilizados, a possibilidade de escoramento, a possibilidade de pré-fabricação e o tempo disponível de execução. Assim, a discussão em torno da escolha do método construtivo e suas implicações assume o papel central no projeto e na construção de uma ponte.

Os diferentes métodos construtivos conduzem a grandes diferenças no processo de análise e dimensionamento. No caso de uma ponte estaiada, mesmo no processo mais simples (escoramento direto), é necessário que haja alguma previsão de fases construtivas, pois os estais não são protendidos todos ao mesmo tempo. Desta forma, o modelo de análise deve contemplar, inclusive, os pontos de escoramento provisório da estrutura.

Apresentam-se, a seguir, os principais sistemas construtivos utilizados em pontes estaiadas. Dá-se maior ênfase ao processo dos balanços sucessivos, não apenas por ser o método mais utilizado, mas também por estar presente no estudo de caso que se apresenta nesse trabalho.

2.4.1. ESCORAMENTO DIRETO OU APOIOS PROVISÓRIOS

A maneira mais simples de execução desse tipo de estrutura é o escoramento direto do tabuleiro por meio de apoios provisórios. Esse método foi muito utilizado nas primeiras pontes estaiadas, onde a distância entre os cabos no tabuleiro era muito elevada.

Embora quase todas as pontes possuam algumas de suas partes executadas com escoramento direto, o seu emprego em todo o tabuleiro costuma ser inviável. Como esse tipo de obra é utilizado em locais onde um grande vão se faz necessário, fica subentendida a impossibilidade de obstrução das vias sob o tabuleiro ou a impossibilidade da execução de fundações nesse local.

Além disso, com o desenvolvimento do sistema de multi-estaiamento, esse sistema se tornou desinteressante do ponto de vista econômico, mesmo em lugares onde o escoramento seria tecnicamente possível.

2.4.2. ROTAÇÃO EM PLANTA DO TABULEIRO

Nesse sistema, o tabuleiro é construído lateralmente e depois é movido para a posição correta por meio de uma rotação. Para que isso seja possível, é necessário que tanto o tabuleiro quanto a torre estejam apoiados sobre aparelhos deslizantes sobre as fundações.

Embora muito pouco utilizada, essa solução se torna muito interessante no caso de viadutos ortogonais a grandes autoestradas. A possibilidade de moldar todo o tabuleiro contra o solo, dispensando cimbramentos, torna a execução muito fácil e barata. Além disso, o processo de rotação pode ser executado sem que seja necessário interditar as vias abaixo do tabuleiro.

Esse foi caso do viaduto sobre a rodovia N12, na cidade de Germiston, na África do Sul, que foi totalmente executado sem a interrupção do tráfego nas 10 vias da rodovia, como mostram as Figuras 2.20 (a) e (b). O projeto foi desenvolvido por Fitzgerald P. e Sochanski, J.

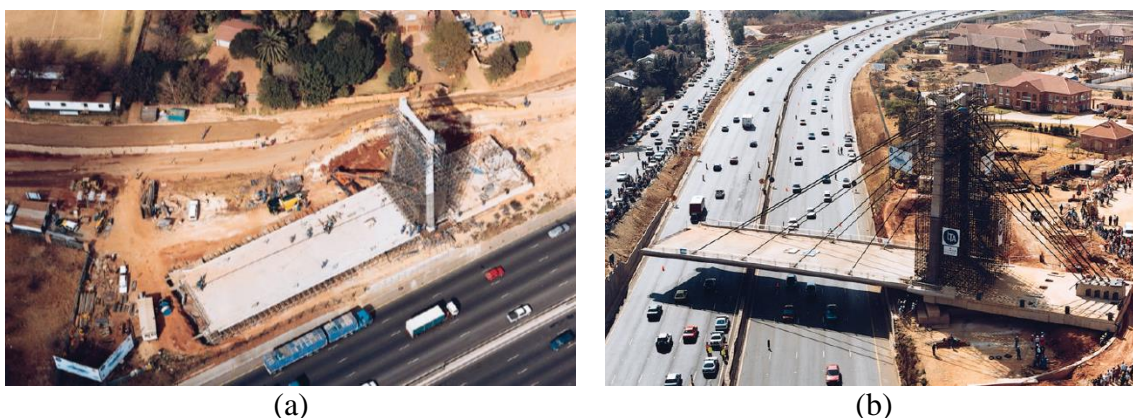


Figura 2.20 - Viaduto sobre a Rodovia N12, Germiston, África do Sul (ADDIS, 1998)

2.4.3. EMPURRAMENTOS SUCESSIVOS

Esse método consiste em montar o tabuleiro sobre os acessos da ponte e empurrá-lo sobre os apoios definitivos ou sobre série de apoios provisórios que são removidos após o término da montagem. Esse sistema não costuma ser muito utilizado em pontes estaiadas, pois requer tabuleiros muito rígidos ou um elevado número de apoios provisórios.

Um exemplo de ponte construída por esse método é o Viaduto de Millau, sobre o vale do rio Tarn, na França. Nesse caso, as torres localizadas no início dos dois trechos do tabuleiro pré-montado foram empurradas por cima dos pilares até sua posição final. O projeto foi desenvolvido pelas firmas Sogelerg, Europe Études Gecti e Serf, com assessoria do arquiteto Norman Foster.



Figura 2.21 - Viaduto de Millau, França (https://pt.wikipedia.org/wiki/Viaduto_de_Millau)

2.4.4. BALANÇOS SUCESSIVOS

O método dos balanços sucessivos consiste na construção segmentada do tabuleiro por meio de escoramentos móveis que se apoiam nos segmentos anteriores. Esses segmentos são designados por aduelas. O escoramento móvel é formado por treliças de aço fixadas na última aduela que se projetam sobre o trecho a ser construído. No caso de estruturas de aço ou com aduelas pré-moldadas de concreto, essas treliças funcionam como guindastes que suspendem as peças e as retêm durante o processo de solda ou colagem dos novos segmentos. Em estruturas de concreto moldado “in loco” são utilizados tirantes para suportar as fôrmas e o concreto fresco.

Esse método foi primeiramente utilizado em obras de concreto armado, em que as barras de aço eram emendadas por luvas rosqueadas. A primeira ponte em balanços sucessivos executada no mundo foi a ponte sobre o Rio Peixe, em Santa Catarina, com projeto do Eng. Emílio Baumgart. Na Alemanha e nos países nórdicos entre os anos de 1950 e 1960, várias pontes protendidas foram executadas com barras de protensão Dywidag emendadas por luvas. Mais tarde, com o uso de cabos constituídos por cordoalhas, esse método se tornou

muito mais simples e econômico, pois com a enfição dos cabos e com a instalação de ancoragens na face de cada aduela evitava-se a utilização das emendas.

A Figura 2.22 mostra a Pontes do Saber, na cidade do Rio de Janeiro, sendo executada pelo método dos balanços sucessivos. Aparecem em destaque as treliças de escoramento próprias para esse sistema construtivo.



Figura 2.22 - Ponte do Saber, executada pelo método dos balanços sucessivos (vista das treliças de escoramento).

Com o desenvolvimento do sistema de estaiamento com múltiplos cabos, a utilização do método dos balanços sucessivos na construção de pontes estaiadas tornou-se possível e muito interessante. Nesse sistema, o espaçamento entre os cabos pode variar de 5m a 10m, ou seja, um comprimento razoável para cada aduela que necessitaria de apenas uma linha de cabos a serem tensionados após a conclusão do segmento.

Atualmente, a maioria das pontes estaiadas é executada por esse método. A própria ponte Cardeal Dom Eugênio Salles, objeto de estudo de caso deste trabalho, foi executada com essa metodologia de construção.

3. ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS

Quando os deslocamentos resultantes de um determinado carregamento aplicado a uma estrutura são relativamente pequenos, os esforços resultantes podem ser calculados com base na estrutura indeformada. Quando esses deslocamentos são relativamente grandes, esforços adicionais surgem na estrutura. Chama-se esse efeito de não linearidade geométrica, uma vez que os procedimentos clássicos de análise estática linear não podem ser aplicados para obtenção de resultados próximos a realidade. Nesse caso, os esforços e deslocamentos observados não são diretamente proporcionais aos carregamentos aplicados.

Um outro caso em que a análise linear não pode ser aplicada é observado em estruturas cujos materiais não apresentam comportamento linear elástico, isto é, não obedece à Lei de Hooke. Nesses casos, a deformação do material não é proporcional à força aplicada, indicando o efeito da não linearidade física.

Nas estruturas de pontes estaiadas, a consideração desses efeitos é fundamental. Normalmente, as peças que formam a estrutura apresentam altos índices de esbeltez, podendo apresentar grandes deslocamentos em serviço, especialmente no caso dos mastros. Esses deslocamentos geram efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica), que são amplificados pela redução da rigidez em pilones de concreto devido à fissuração (não linearidade física). Os estais apresentam um caso de não linearidade especial, que será abordado nos próximos tópicos.

Além disso, estruturas de concreto também apresentam deformações que se desenvolvem ao longo do tempo. Essas deformações se devem aos efeitos provocados pela reologia, tais como a fluência e a retração presentes no concreto e, em menor intensidade, a fluência (relaxação) do aço dos estais. A análise, neste caso, é designada de análise reológica. A consideração desses efeitos é muito importante para garantir que a geometria final da obra fique dentro do planejado e que a mesma também não apresente deslocamentos excessivos que possam amplificar os esforços de segunda ordem.

3.1. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Conforme citado anteriormente, quando uma estrutura sob carregamento sofre deslocamentos em seus nós, novos esforços podem surgir em função desses deslocamentos. Quando esse deslocamento é relativamente pequeno, esses esforços adicionais são irrelevantes, portanto, os resultados da análise linear seriam satisfatórios. De fato, um dos critérios de validade da análise linear é a chamada hipótese dos pequenos deslocamentos, ou

seja, que a geometria da estrutura depois de sua deformação não altere os esforços solicitantes.

No caso de estruturas muito esbeltas, como pontes estaiadas, essa hipótese não é válida. Ao sofrer os deslocamentos decorrentes do carregamento, esforços de segunda ordem surgem na estrutura, ou seja, os deslocamentos e as deformações devem ser levados em conta na formulação das equações de equilíbrio. A Figura 3.1 apresenta o exemplo de um pilar submetido a cargas verticais e horizontais e sujeito aos efeitos de segunda ordem. Neste exemplo, as forças aplicadas são mantidas nas respectivas linhas de ação iniciais. Define-se que as forças, para este tipo de carregamento, são forças conservativas.

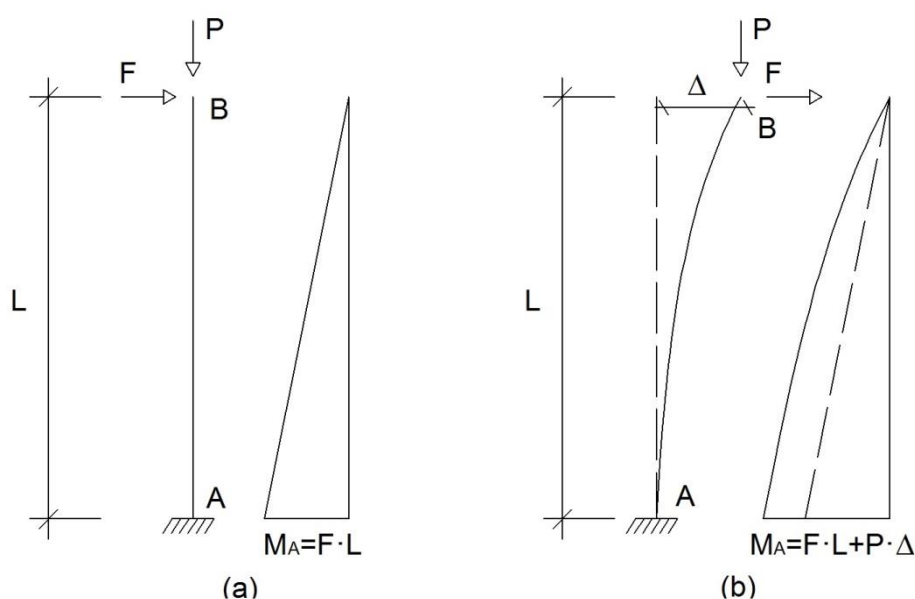


Figura 3.1 - Pilar sob carga vertical \$P\$ e carga horizontal \$F\$; (a) Configuração indeformada. Análise de primeira ordem; (b) Configuração deformada. Análise de segunda ordem.

Em uma análise linear elástica, as equações de equilíbrio podem ser expressas da seguinte forma matricial:

$$[K_e] \cdot \{\Delta\} = \{P\} \quad (3.1)$$

onde,

\$[K_e]\$ é a matriz de rigidez elástica;

\$\{\Delta\}\$ é o vetor dos deslocamentos;

\$\{P\}\$ é o vetor dos carregamentos.

Na análise linear, a solução é dada na resolução de equações lineares que relacionam as forças com os deslocamentos nas extremidades dos elementos. Infelizmente, no caso da análise não linear, a resposta dos elementos é uma função que varia de acordo com a cargas

aplicadas e a solução dessas equações não é possível de uma só vez. Para a solução desse problema, utilizam-se métodos iterativos que corrigem a matriz de rigidez linear elástica e que tratam os esforços e deslocamentos de maneira incremental. Essa nova matriz de rigidez é chamada matriz de rigidez tangente e as relações são estabelecidas conforme a equação (3.2):

$$[K_t] \cdot \{d\Delta\} = \{dP\} \quad (3.2)$$

onde,

$[K_t]$ é a matriz de rigidez tangente;

$\{d\Delta\}$ é o vetor dos incrementos dos deslocamentos nodais;

$\{dP\}$ é o vetor dos incrementos dos esforços nodais.

A matriz de rigidez tangente $[K_t]$ é composta por um componente linear elástico e por um componente adicional, que é função das cargas e deslocamentos existentes no início da interação conforme a equação (3.3):

$$[K_e + K_g] \cdot \{d\Delta\} = \{dP\} \quad (3.3)$$

onde,

$[K_e]$ é a matriz de rigidez elástica;

$[K_g]$ é a matriz de rigidez geométrica.

Sendo assim, apresenta-se a seguir a matriz de rigidez elástica de um elemento de pórtico espacial, conforme apresentado por MCGUIRE et al (2014).

$$[K_e] = E \cdot \begin{bmatrix} \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_z}{L^2} & 0 & -\frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_z}{L^2} \\ \frac{12I_y}{L^3} & 0 & -\frac{6I_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12I_y}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6I_y}{L^2} & 0 & 0 \\ \frac{J}{2(1+\nu)L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{J}{2(1+\nu)L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4I_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2I_y}{L} & 0 & 0 \\ \frac{4I_z}{L} & 0 & -\frac{6I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2I_z}{L} & 0 \\ \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6I_y}{L^2} & 0 \\ \frac{12I_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_y}{L^2} & 0 & 0 \\ \frac{J}{2(1+\nu)L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4I_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_y}{L} & 0 & 0 \\ \frac{4I_z}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_z}{L} & 0 \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

onde,

L é o comprimento do elemento;

A é a área normal da seção transversal do elemento;

I_z é o momento de inércia da seção em relação ao eixo z ;

I_y é o momento de inércia da seção em relação ao eixo y ;

J é a constante da torção de Saint Venant;

ν é o coeficiente de Poisson.

Quanto ao comportamento não linear com grandes deformações SCHULZ (2001 e 2003) consegue tratar o comportamento não linear geométrico de barras de forma bem geral.

Com relação à matriz de rigidez geométrica, várias formulações possíveis são citadas por diversos autores. Dentre elas, apresenta-se a seguir a formulação mais usual apresentada em MCGUIRE et al (2014).

$$[K_g] = \frac{F_{x2}}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} \\ & & \frac{6}{5} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6}{5} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 \\ & & & \frac{J}{A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{J}{A} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{L^2}{30} & 0 \\ & & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{L^2}{30} \\ & & & & & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} \\ & & & & & & & & \frac{6}{5} & 0 & \frac{L}{10} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{J}{A} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

onde,

F_{x2} é a força normal (o índice x é o eixo local longitudinal e o índice 2 designa a extremidade final do elemento);

L é o comprimento do elemento;

A é a área normal da seção transversal do elemento;

J é a constante da torção de Saint Venant.

Lembra-se que, nesta formulação, pressupõe-se que o centroide da seção não se modifica em relação ao eixo geométrico do modelo, tomado inicialmente no centroide elástico da seção solicitada. Para o caso de peças de concreto armado a relevância do problema não linear físico, abordado adiante, torna o problema mais sofisticado, pois há comportamento não linear dos materiais, como analisa GALGOUL (1985).

Em alguns programas de análise, como no caso do SAP2000, a análise não linear geométrica é efetuada, de forma iterativa, por um processo designado por P-delta. Este processo introduzido no programa SAP2000 pode ser estudado na publicação de Edward Wilson (WILSON, 1998), que foi o responsável pelo desenvolvimento do SAP2000, juntamente com Ashraf Habibullah. Embora seja um método aproximado, conduz a bons resultados na maioria das situações em engenharia civil.

O processo se desenvolve iniciando em uma análise linear simples, nesse caso a matriz de rigidez geométrica é considerada nula. Com os deslocamentos resultantes, calcula-se o momento resultante na base dos elementos devido à excentricidade da carga axial, conforme a equação (3.6):

$$M_e = P \cdot \Delta \quad (3.6)$$

onde,

M_e é o momento devido à excentricidade da carga P ;

P é a carga axial no topo da barra;

Δ é a excentricidade da carga axial ou o deslocamento horizontal no topo do elemento.

De posse desses resultados, atualiza-se a matriz de rigidez geométrica para a nova situação de carga e calculam-se as forças horizontais equivalentes para a nova iteração, conforme a equação (3.7):

$$H_e = \frac{M_e}{L} \quad (3.7)$$

onde,

H_e é a força horizontal equivalente;

L é o comprimento do elemento.

As iterações são repetidas diversas vezes, até que a diferença entre os deslocamentos da última iteração e aqueles da anterior seja menor que a margem de tolerância estabelecida previamente.

A explicação dada acima é simples e conceitual. Uma explicação mais detalhada do processo de P-delta utilizado pelo SAP2000 pode ser vista no capítulo 11.3 do livro de WILSON (1998).

3.2. NÃO LINEARIDADE FÍSICA

Na análise linear, parte-se do princípio de que o comportamento dos materiais constituintes da estrutura obedece a Lei de Hook, ou seja, existe uma proporcionalidade direta entre a tensão e a deformação no material. Em materiais elásticos como o aço, essa hipótese é válida até um determinado limite de tensões.

A Figura 3.2 ilustra o diagrama tensão-deformação do aço de armaduras passivas segundo os critérios da norma brasileira NBR6118:2014.

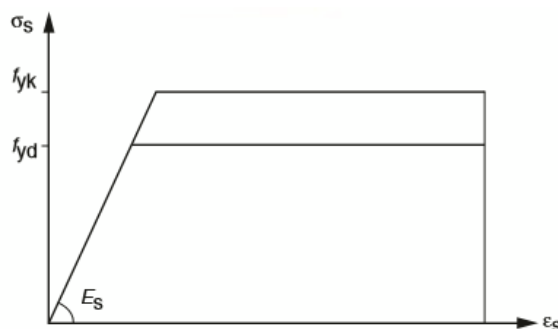


Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação simplificado do aço de armaduras passivas segundo a norma NBR6118 (NBR6118:2014)

No caso dos materiais pétreos, como o concreto, essa relação nunca é verificável experimentalmente. No entanto, para faixas usuais de tensão, é possível utilizar uma aproximação que conduz a bons resultados. Além disso, estruturas de concreto armado também apresentam fissuras nas regiões tracionadas que alteram a rigidez das seções de acordo com a variação dos esforços solicitantes.

A Figura 3.3 apresenta o diagrama tensão-deformação do concreto segundo os critérios da norma brasileira NBR6118:2014.

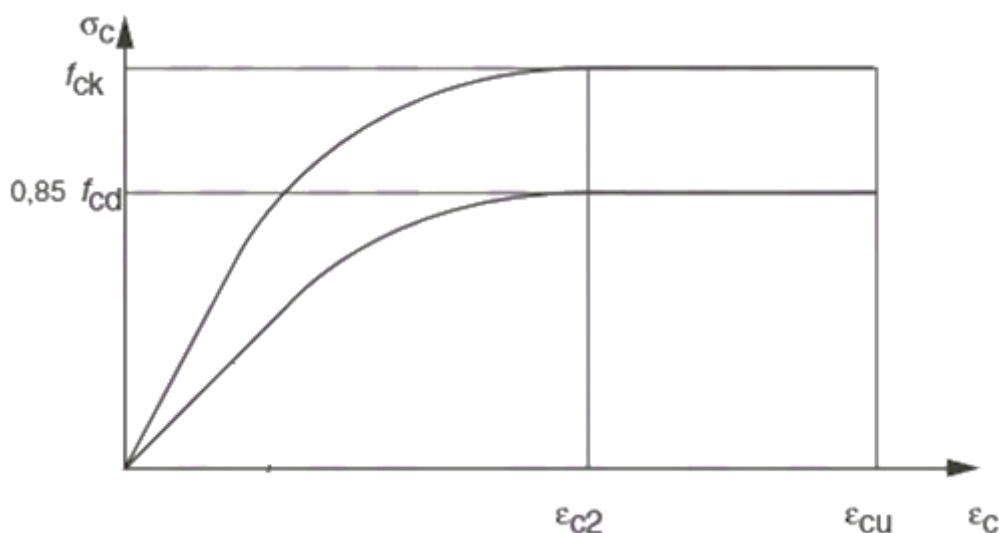


Figura 3.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto segundo a norma NBR6118 (NBR6118:2014)

A curva característica do concreto é descrita pela equação (3.8):

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (3.8)$$

onde,

$n = 2$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$;

$n = 1,4 + 23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$ para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$.

Devido à grande complexidade dos procedimentos envolvidos em uma análise não linear física, as normas e códigos apresentam simplificações que podem ser aplicadas de acordo com alguns parâmetros da estrutura. Essas simplificações consistem em reduzir a rigidez de determinados elementos de forma a simular os efeitos da fissuração em estruturas de concreto.

A norma ABNT NBR6118 (2014), no seu item 15.7.3, apresenta uma forma simplificada para consideração dos efeitos da não linearidade física a partir da redução da rigidez da seção bruta do elemento em questão provocada pela fissuração do concreto. As equações aproximadas prescritas por essa norma são:

$$\begin{aligned} - \text{lajes:} & \quad (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_c \cdot I_c \\ - \text{vigas:} & \quad (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \\ & \quad (EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_c \cdot I_c \text{ para } A'_s = A_s \\ - \text{pilares:} & \quad (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c \end{aligned} \tag{3.9}$$

onde,

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

As considerações apresentadas por GALGOUL (1985) devem ser levadas em conta nestes estudos de análise não linear física e geométrica.

Em pontes estaiadas, esse comportamento não pode ser desprezado para verificações do ELU (Estado Limite Último), ou seja, para avaliação da segurança à ruptura das peças. No entanto, para verificações de ELS (Estado Limite de Serviço), quando as tensões são baixas e o concreto não apresenta fissuração, a não linearidade física pode ser desprezada. Esse é o caso do estudo desenvolvido no presente trabalho, onde são avaliadas apenas as fases construtivas da estrutura sem levar em conta os carregamentos acidentais de carga móvel.

3.3. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS ESTAIS

A rigidez de uma ponte estaiada depende, em grande parte, da rigidez à tração dos estais. No entanto, essa rigidez aparente do cabo depende de uma série de parâmetros, tais como: o ângulo de inclinação desse cabo, seu comprimento e a força pré-instalada (ou pré-alongamento). Dessa forma, pode-se afirmar que os estais apresentam um comportamento não

linear, uma vez que a sua rigidez perante o restante da estrutura varia de acordo com os parâmetros dos estais.

3.3.1. CONCEITO DE PRÉ-ALONGAMENTO

Um conceito fundamental para a compreensão do comportamento de cabos, sempre presente no projeto e na execução de pontes estaiadas, é o de pré-alongamento. Quando se deseja obter as forças de projeto num dos estais ao final da montagem, fornece-se para a engenharia de campo a força do estai a ser imposta no instante de execução, logo que o estai é protendido pela primeira vez. Esta força vai depender da forma de montagem e das forças finais dos estais após a montagem. No modelo computacional de análise, as forças nos estais são introduzidas por meio de “carregamentos de alongamento” (*strain*) no estado indeformável da estrutura, com sua montagem finalizada.

Do ponto de vista matemático, o pré-alongamento é a deformação por unidade de comprimento do elemento que, quando o mesmo possui as extremidades fixas, produz uma tensão proporcional a essa deformação segundo a lei de Hook. Ou seja, no modelo com suas ligações enrijecidas, ou sistema principal pelo método da rigidez, essas forças internas são determinadas para aplicação na análise que será procedida. Dessa forma, fica evidente que as forças no estado indeformável são diferentes daquelas obtidas ao final do processo de análise.

Assim, o pré-alongamento não é por definição o alongamento imposto a um estai no momento de seu tensionamento, ou seja, o deslocamento imposto pelo macaco hidráulico no momento da aplicação das forças iniciais. Não há interesse durante a fase de montagem de determinação matemática do pré-alongamento na estrutura indeformável, pois sua determinação não é necessária.

Sabe-se que uma estrutura se comporta diferentemente quando sob ação de carregamentos externos usuais (forças introduzidas externamente à estrutura) ou sob carregamentos decorrentes de alongamentos internos, ou deformações impostas (deformação específica é atribuída a um determinado elemento). Quando a estrutura é estaticamente indeterminada, forças internas aparecem no próprio elemento e em outros, no caso de deformações impostas num elemento interno.

Segundo MCGUIRE et al (2014), “uma estrutura auto deformada pode ser definida como qualquer sistema que é internamente deformado em um estado de tensão descarregado, sem sustentar cargas externas”. Um exemplo de estrutura sob deformação imposta é uma barra de aço excessivamente longa sendo forçada para a posição desejada. No caso de pontes estaiadas, cabos com o comprimento indeformado inferior à distância entre ancoragens são

forçados para a posição final. Essa deformação específica, imposta no momento inicial da análise com a estrutura sem deslocamentos, é chamada de pré-alongamento.

A Figura 3.4 (a) e (b) apresenta dois exemplos de estruturas submetidas à deformação imposta, uma escora e um tirante respectivamente.

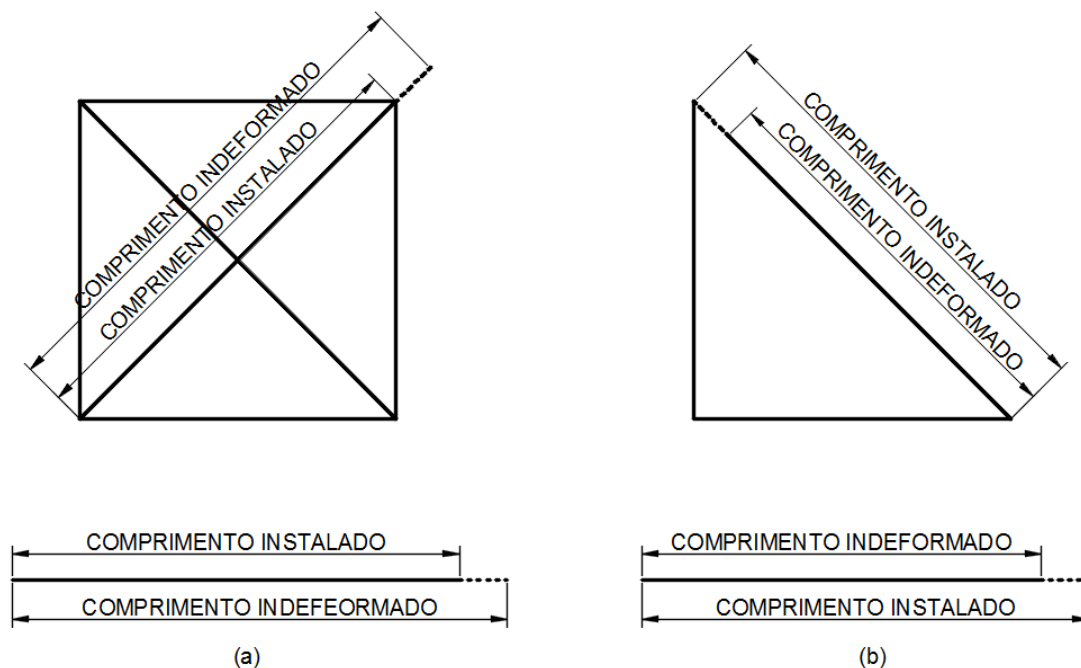


Figura 3.4 - Estruturas sob ação de deformação imposta; (a) Barra pré-comprimida em quadro; (b) Cabo pré-alongado em ponte estaiada.

O caso mais conhecido de carregamento por deformação imposta é a variação de temperatura. Quando os materiais se dilatam, ou se contraem, devido a mudanças de temperatura, tensões aparecem no elemento caso ele não esteja livre para se deformar.

É importante ressaltar que, quando se aplica uma deformação imposta a um elemento, essa deformação só se realiza completamente caso a estrutura seja estaticamente determinada, ou seja, tenha liberdade para se mover. No caso de estruturas estaticamente indeterminadas, essa deformação ideal aplicada no elemento sofre resistência do restante da estrutura, reduzindo quase sempre a deformação final do elemento.

Dessa forma, a deformação imposta é um carregamento que deforma o elemento em uma dada medida caso o mesmo esteja livre. Observa-se, facilmente, nas deformações por temperatura, que se o elemento estiver livre, a deformação final pode ser obtida segundo a expressão (3.10):

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (3.10)$$

onde,

ΔL é a variação no comprimento da barra;
 L é o comprimento da barra;
 α é o coeficiente de dilatação térmica do material;
 ΔT é a variação de temperatura imposta.

A Figura 3.5 (a) mostra que quando o elemento está livre para se deformar, nenhuma tensão aparece no elemento. Caso o elemento esteja perfeitamente fixo nas extremidades, conforme a Figura 3.5 (b), nenhum deslocamento aparece ao longo do elemento, no entanto, surgem tensões proporcionais a essa deformação segundo, a lei de Hook:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.11)$$

onde,

σ é a tensão na barra (tração=positivo);

E é módulo de elasticidade longitudinal do material;

ε é a deformação imposta igual a $\alpha \cdot \Delta T$ (sinal positivo indica alongamento e ΔT positivo indica variação positiva de temperatura).

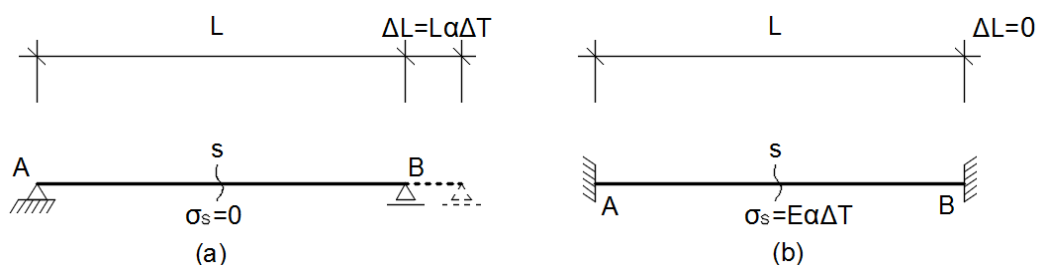


Figura 3.5 - Barra sob ação de variação de temperatura; (a) Estaticamente determinada, livre para se deformar; (b) Estaticamente indeterminada, deslocamentos impedidos.

Na maioria dos casos, as extremidades dos elementos não estão nem totalmente livres nem totalmente fixas, tal como ocorre nos cabos de pontes estaiadas cujas extremidades ficam conectadas ao restante da estrutura, que possui certa rigidez. Surgem forças inferiores àquelas da barra com extremidades perfeitamente fixas e deformações inferiores àquelas apresentadas pela barra livre. Assim, no modelo indeformável, há um encurtamento prévio imposto que se altera quando a análise é efetuada.

3.3.2. MÉTODO APROXIMADO COM BASE NO MÓDULO DE ERNST

No passado, várias soluções foram estudadas para resolver esse problema e tornar a análise de estruturas estaiadas possível. Hans Joachim Ernst (ERNST, 1965) propôs a determinação da rigidez tangente do estai, de forma simples, supondo um elemento linear idealizado posicionado na corda do estai. Como essa rigidez axial varia de acordo com a tensão de trabalho no cabo, deve-se efetuar um processo iterativo para atingir a força resultante. Ressalta-se que a rigidez axial proposta por Ernst é a rigidez tangente de um estai para um determinado estado de forças em equilíbrio da estrutura.

Como o cabo não possui rigidez à flexão, a única forma de encontrar uma posição de equilíbrio para o seu peso próprio é assumindo a forma de uma catenária. Essa forma depende do peso específico do aço, da área da seção transversal, do comprimento do cabo, do módulo de elasticidade e da força horizontal em suas extremidades. Portanto, o incremento do deslocamento na extremidade de um cabo, para uma variação da força na direção da corda, não dependerá apenas da seção transversal e do módulo de elasticidade do aço, mas também de uma extensão na flecha do cabo, como provado por ERNST (1965), o que implica também em uma variação dessa mesma flecha.

Para exemplificar o seu comportamento, considera-se um cabo inclinado apoiado em suas extremidades com liberdade para rotação e sustentado por uma força F , aplicada segundo a direção de sua corda, supondo-as iguais nas extremidades (Figura 3.6). Além disso, considera-se inicialmente também o módulo de elasticidade do material constituinte como sendo infinito para avaliar somente a variação da geometria do cabo (cabo indeformável). Esse cabo toma a forma de uma catenária, com $L > l$, onde l é o comprimento da corda e L é o comprimento da catenária formada pelo cabo.

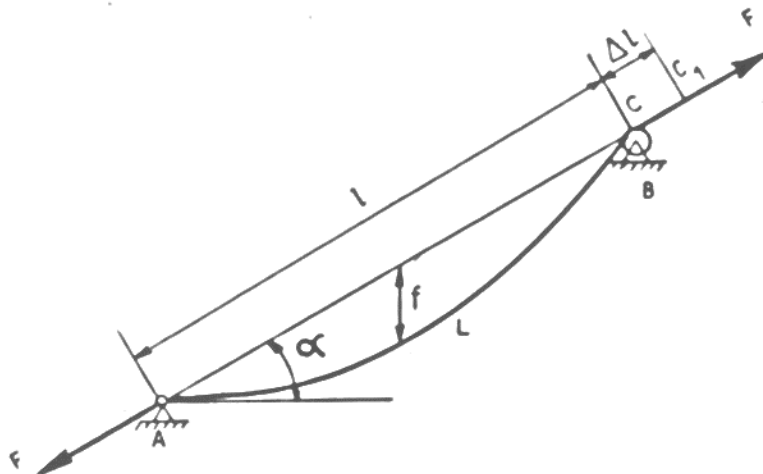


Figura 3.6 - Esquema de um estai em forma de catenária (TROITSKY, 1977)

Se a força F assumir o valor infinito, o cabo é retificado, o ponto C se move para um ponto além de $C1$ e o deslocamento é dado por:

$$c = L - l \quad (3.12)$$

Incrementando a força F de ΔF são obtidos vários acréscimos resultantes: Δc , Δl , $\Delta \sigma$, $\Delta \varepsilon$.

E o ponto C , na extremidade superior, move-se na distância:

$$\Delta l = -\Delta c \quad (3.13)$$

A variação da deformação específica ε_f devida somente à variação da geometria do cabo indeformável é:

$$\Delta \varepsilon_f = \Delta l / l \quad (3.14)$$

Portanto, o módulo de elasticidade aparente tangente E_f devido somente à geometria do cabo indeformável é:

$$E_f = \Delta \sigma / \Delta \varepsilon_f \quad (3.15)$$

Somando o efeito geométrico com o elástico, o módulo de elasticidade idealizado é obtido:

$$E_i = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_f + \Delta \varepsilon_e} \quad (3.16)$$

Simplificando, tem-se:

$$E_i = \frac{E_f \cdot E_e}{E_f + E_e} \quad (3.17)$$

onde,

E_i é o módulo de elasticidade idealizado do cabo;

E_f é módulo de elasticidade aparente devido ao efeito geométrico do cabo;

E_e é o módulo de elasticidade do material.

Sendo assim, para encontrar o valor do módulo de elasticidade idealizado E_i (módulo de Ernst), precisa-se encontrar a função que descreve o módulo de elasticidade aparente E_f .

Para encontrar o valor de E_f , deve-se obter a relação entre o incremento na força de tração ΔF e o alongamento $\Delta \varepsilon_f$. Como essa relação é muito rebuscada para a forma de uma catenária, ERNST adotou, por simplificação, a forma de uma parábola. Em PODOLNY e SCALZY (1976) ficou demonstrado que, para valores de f/l (flecha sobre corda) inferiores a 0,15, a diferença entre as formas é ínfima, podendo essa simplificação ser adotada para cabos

de estai sem prejuízo para a precisão dos resultados, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 3.7.

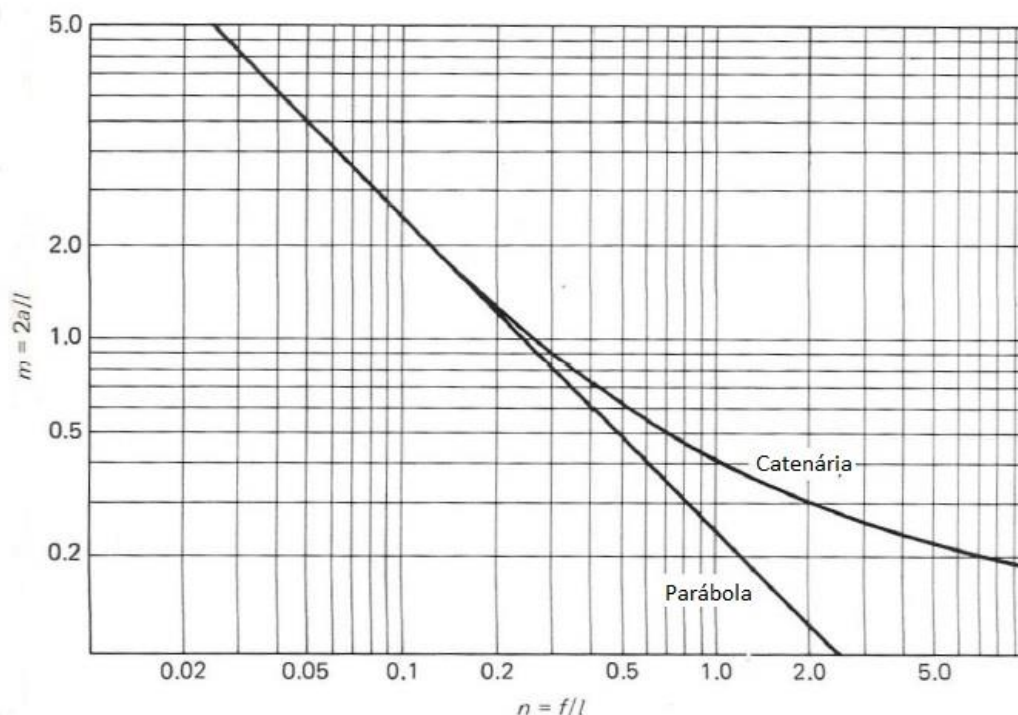


Figura 3.7 - Comparação entre parábola e catenária (PODOLNY e SCALI, 1976)

Com a hipótese de configuração parabólica para o cabo, e com a determinação do comprimento da mesma, ERNST (1965) demonstrou que:

$$c = \frac{(g^2 \cdot l^3 \cdot \cos^2 \alpha)}{(24 \cdot F^2)} \quad (3.18)$$

onde,

l é o comprimento da corda;

g é o peso por unidade de comprimento do estai;

α é a inclinação do estai;

F é a força na direção da corda.

Determinando a derivada de $\Delta c / \Delta F$ a partir da equação (3.18), obtém-se:

$$\frac{\Delta c}{\Delta F} = - \frac{\Delta l}{\Delta F} = \frac{(g^2 \cdot l^3 \cdot \cos^2 \alpha)}{(12 \cdot F^3)} \quad (3.19)$$

O que resulta em:

$$E_f = \frac{12\sigma^3}{(\gamma \cdot V)^2} \quad (3.20)$$

onde,

V é a projeção horizontal da corda, igual a $l \cdot \cos \alpha$;

σ é a tensão normal no aço;

γ é o peso específico aparente do aço (com a consideração das cargas adicionais do cabo).

Introduzindo esse valor na equação (3.17) obtém-se o módulo de elasticidade idealizado, também conhecido como módulo de Ernst, de um cabo com projeção horizontal V (vão) tracionado sob tensão σ , e com módulo de elasticidade E_e :

$$E_i = \frac{E_e}{1 + (\gamma \cdot V)^2 E_e / 12 \sigma^3} \quad (3.21)$$

É importante ressaltar que o valor obtido com a expressão (3.21) vale apenas para uma determinada força instalada no cabo, correspondente à tensão σ . Além disso, o módulo de elasticidade idealizado foi obtido por meio de incrementos de força, o que mostra que este módulo é tangente. Como a força no estai varia de acordo com a variação da carga acidental (veículos, vento, etc.), ERNST (1965) desenvolveu uma expressão para o cálculo do módulo secante que considera a média das tensões máximas e mínimas que podem atuar no estai:

$$E_{fs} = \frac{12 \cdot \sigma_m^3}{(\gamma \cdot V)^2} \cdot \frac{16 \cdot \mu^2}{(1 + \mu)^4} \quad (3.22)$$

onde,

E_{fs} é módulo de elasticidade secante aparente

$$\mu = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$$

$$\sigma_m = (\sigma_{\min} + \sigma_{\max}) / 2$$

Substituindo em (3.17), tem-se:

$$E_{ic} = \frac{E_e}{\left(1 + \frac{(\gamma \cdot V)^2}{12 \cdot \sigma_m^3} \cdot \frac{(1 + \mu)^4}{16 \cdot \mu^2} \cdot E_e\right)} \quad (3.23)$$

onde,

E_{ic} é módulo de elasticidade secante idealizado.

Para o caso de pontes rodoviárias e passarelas, a variação da tensão no estai costuma ser pequena, de modo que o módulo secante proposto por ERNST conduz a resultados bastante precisos para as solicitações de cargas móveis. Além disso, ficou demonstrado em WALTHER et al (1999), que para situações usuais (projeção horizontal do cabo inferior a 400

m e tensão de trabalho em torno de 25% da tensão de ruptura) uma rigidez equivalente a 80% da rigidez axial de uma barra fica garantida para o cabo. O gráfico proposto por WALTHER et al (1999) foi atualizado por TOLEDO (2014) levando em conta os materiais utilizados atualmente no Brasil (Figura 3.8). Neste gráfico, a expressão E_{i-T} significa módulo idealizado tangente e E_e é o módulo de elasticidade do aço empregado. O peso específico do aço foi aumentado ficticiamente para levar em conta o peso dos tubos de PEAD (das cordoalhas e do estai) e da cera contida nas cordoalhas.

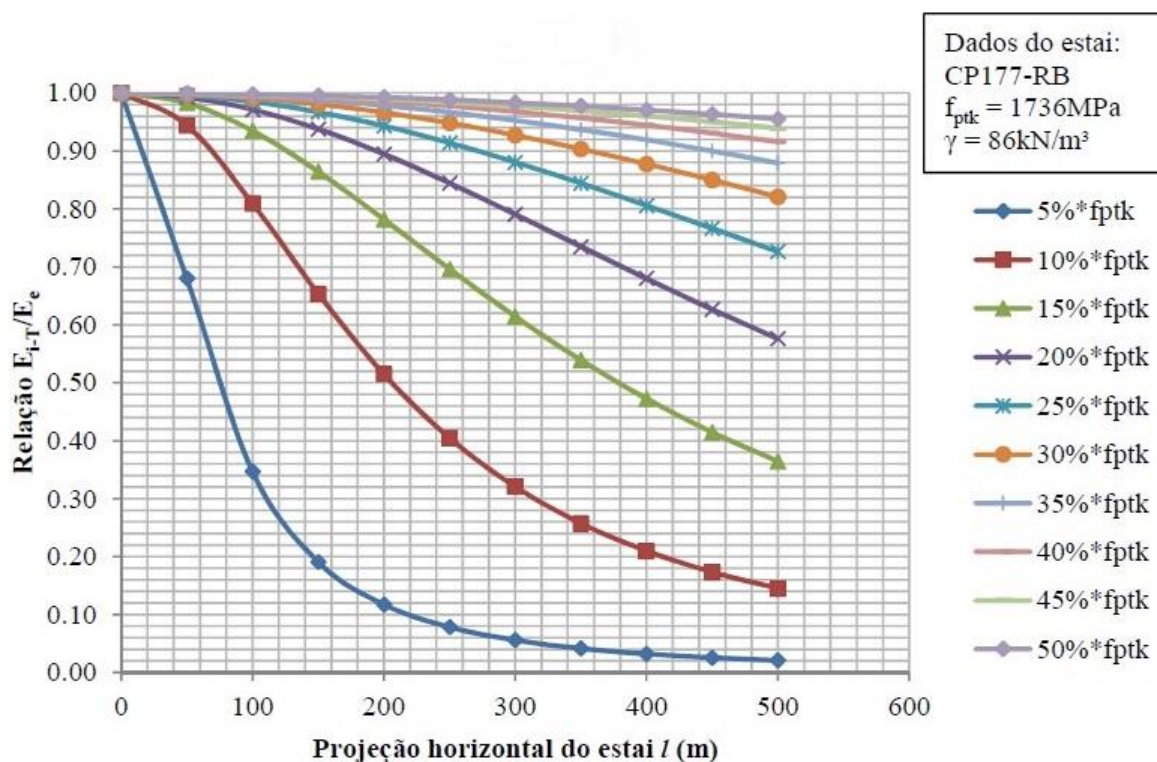


Figura 3.8 - Relação entre a projeção horizontal do estai e a razão E_{i-T}/E_e em função da tensão atuante no estai dada como fração da tensão de ruptura do mesmo (TOLEDO, 2014)

Em obras ferroviárias, onde a carga acidental é muito elevada, conduzindo a grandes variações de tensão, é necessário adotar métodos iterativos para determinação das forças exatas e suas respectivas rigidezes em cada estai, para cada situação de carregamento. Por ser muito trabalhosa, essa análise é efetuada com a ajuda de elementos específicos para cabos disponíveis nos programas de computador comerciais, conforme mostrado a seguir.

Em resumo, a rigidez tangente proposta por Ernst, não tem aplicação prática nos programas atuais de análise, que conseguem efetuar adequada análise não linear, pois implica em modificar o modelo inicial para as solicitações de carga móvel. A análise não linear geométrica iterativa é demonstrada em CAVALCANTI (1985).

3.3.3. MÉTODO ITERATIVO (PROGRAMAS DE ANÁLISE MODERNOS)

Atualmente, os programas de análise modernos possuem elementos especiais (não lineares) para simular o comportamento de catenária dos cabos. Por meio de processo iterativo, a rigidez desses elementos é ajustada de acordo com a força normal atuante, ou seja, quando são introduzidos novos carregamentos na estrutura, a rigidez do cabo é recalculada para a nova situação. O processo é repetido diversas vezes pelo programa, automaticamente, até que haja coerência entre a força no cabo e a rigidez.

O parâmetro fundamental para determinação do comportamento desse elemento é o comprimento indeformado do cabo. Esse comprimento é diferente da corda, ou seja, a distância entre os dois nós da estrutura em que o elemento está fixado. É com base nesse comprimento indeformado que a rigidez do cabo é calculada, pois a mesma depende da tensão instalada, da projeção horizontal e do peso específico do cabo, exatamente como demonstrado por Ernst na seção anterior.

O comprimento indeformado é o comprimento do cabo sem nenhuma tração, ou seja, antes de ser instalado na posição final e sem nenhum carregamento. Como os cabos de uma ponte estaiada trabalham sob elevados níveis de tensão, o comprimento indeformado tende a ser menor que a distância entre as ancoragens. De uma forma geral, quando o comprimento indeformado é maior do que a corda, o cabo está frouxo e apresenta flecha significativa. Quando o comprimento indeformado é menor que o comprimento da corda, o cabo está tensionado e apresenta pequena flecha.

O programa SAP2000, utilizado nesse trabalho, possuiu um módulo para cálculo da forma do cabo que ajuda a determinar esse comprimento indeformado de acordo com uma série de parâmetros de entrada que podem ser escolhidos. São eles:

- O próprio comprimento indeformado absoluto;
- O comprimento indeformado relativo à corda;
- A máxima flecha medida em relação à corda;
- A força em qualquer uma das extremidades;
- A componente horizontal das forças nas extremidades;
- A mínima tensão em qualquer uma das extremidades.

A Figura 3.9 mostra uma tela para entrada de dados de um elemento de cabo no programa SAP2000.

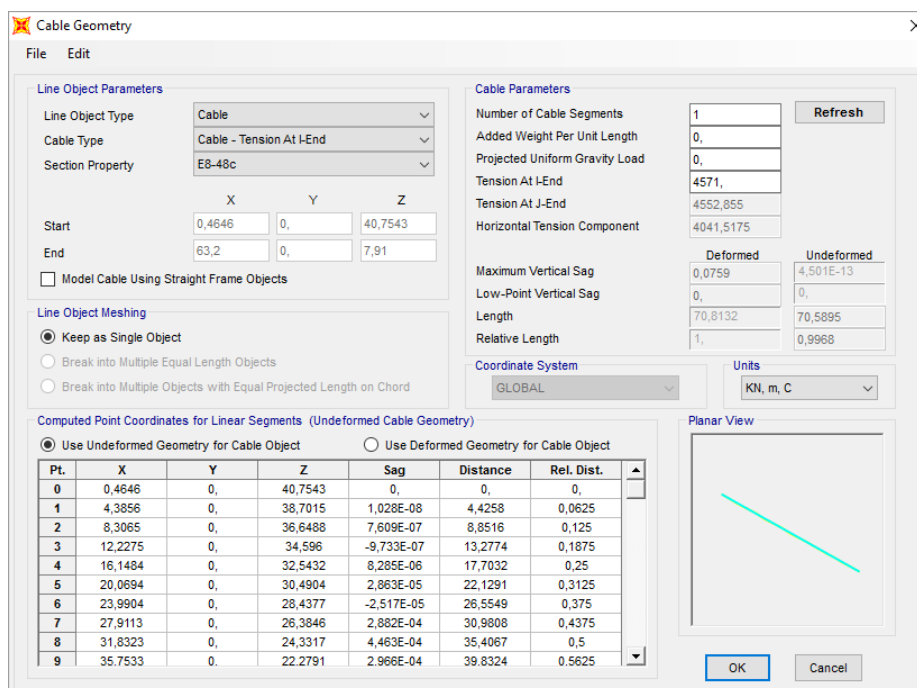


Figura 3.9 - Módulo para cálculo da forma de elementos de cabo no programa SAP2000

Assim, diferentes parâmetros de entrada podem ser introduzidos, além do comprimento indeformável. Os parâmetros que não podem ser modificados no procedimento do SAP2000 para cada cabo são: a área de aço, o módulo de elasticidade e a geometria do cabo (coordenadas nas duas extremidades).

Apresenta-se, a seguir, uma análise comparativa entre um cabo modelado com elemento de viga e com elemento de cabo. Utilizou-se um exemplo com valores usuais para cabos de pontes estaiadas.

O mesmo cabo é modelado com elemento de cabo e elemento de viga, rotulado nas extremidades, e ligado a apoios fixos. A seção transversal desse cabo, que possui 71,81 m de comprimento e 61,84 m de projeção horizontal, é constituída por 48 cordoalhas com 15,7 mm de diâmetro (150 mm² de área na seção transversal), resultando numa área de aço total de 72 cm². O material constituinte é o aço CP 177 RB com módulo de elasticidade igual a 195 GPa e tensão de ruptura igual a 1760 MPa. A força inicial de trabalho no cabo é de 4.570 kN, ou seja, 36% da força de ruptura, que seria de 12.672 kN. O peso específico aparente do cabo, somando aço das cordoalhas, bainhas plásticas, cera e o tubo de revestimento, é de 94,22 kN/m³.

Para o caso do elemento de cabo, o comprimento indeformado do cabo é calculado pelo SAP2000, automaticamente, com base na força desejada na extremidade superior (por exemplo). A rigidez é corrigida com base no peso próprio do cabo e na flecha que se forma. No caso do elemento de viga, é preciso calcular o módulo de elasticidade idealizado de Ernst

que, segundo a equação (3.21), é igual a 194,56 GPa para o cabo em questão. Além disso, é preciso calcular o pré-alongamento para a força de 4.570 kN. Como as extremidades estão fixas, pode-se calcular esse pré-alongamento dividindo a tensão pelo módulo de elasticidade idealizado.

Deve-se, também, remover o peso próprio para que haja compatibilidade entre os resultados. Este pode ser removido por meio da subtração desses valores da força que se deseja instalar, no caso 4.570 kN. Sendo assim, o pré-alongamento deve ser calculado para uma força de 4.558,86 (4.570 kN – 11,14 kN devidos ao peso próprio), o que resulta em um pré-alongamento de 3,254 mm/m.

A Figura 3.10 apresenta os modelos criados, no programa SAP200, com elemento de cabo e elemento de barra respectiva.

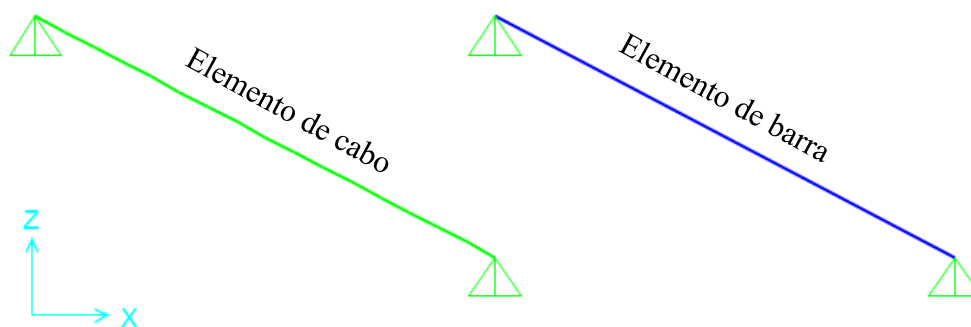


Figura 3.10 - Modelo com elemento de cabo e elemento de viga

É importante ressaltar que, embora trate-se do processamento de uma análise não linear, o efeito p-delta não é relevante para o elemento de viga com a força inicial estipulada (4.570 kN). Isso se deve ao fato de as extremidades estarem fixas, impedindo deslocamentos que podem gerar forças de segunda ordem, como também ao fato de a deformada do elemento (que foi discretizado em vinte partes durante a análise) ser pouco relevante na redistribuição dos esforços. Assim, é possível calcular o pré-alongamento para a força inicial desejada.

Conforme ilustra a Figura 3.11, foram aplicados deslocamentos incrementais na extremidade superior dos elementos equivalentes a uma deformação incremental de 0,5 % (0,0354 m), e foram obtidos os esforços normais resultantes em cada um dos elementos. O ponto de coordenada nula do eixo horizontal representa a situação inicial de serviço do cabo, com a força de 4.570 kN instalada e um pré-alongamento de 3,254 mm/m.

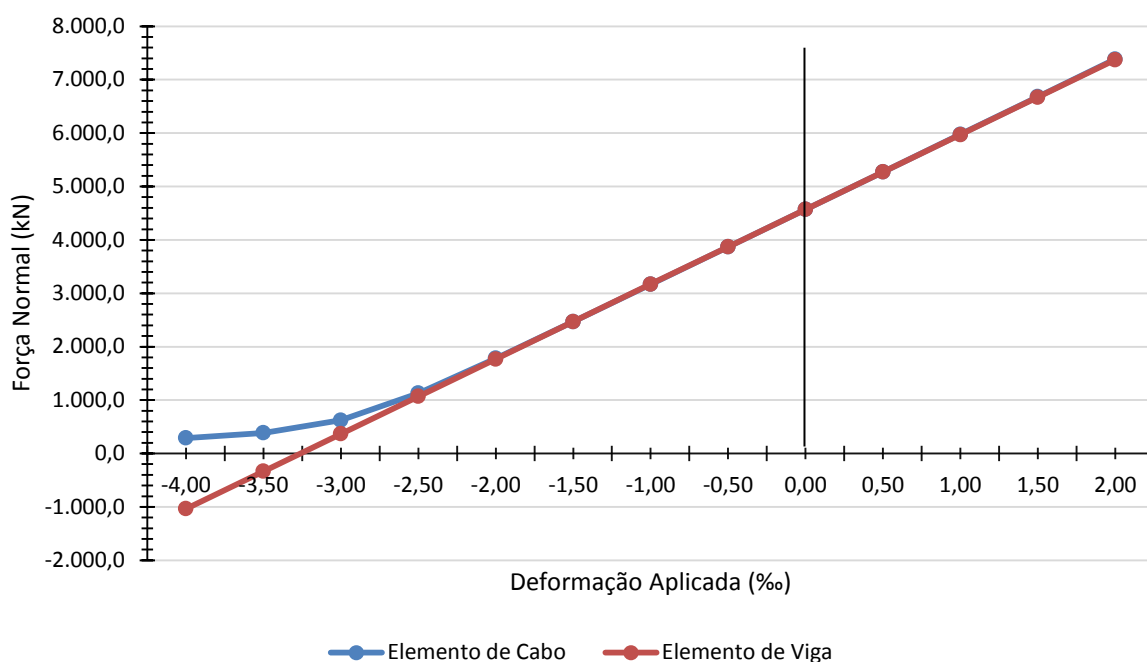


Figura 3.11 - Gráfico de Força Normal versus Deformação Aplicada

Como pode-se observar, na faixa de trabalho do cabo, a diferença entre a resposta do modelo com elemento de viga e do modelo com elemento de cabo é praticamente inexistente. Verifica-se alguma diferença relevante apenas quando o cabo está muito pouco tracionado, ou seja, quando os alongamentos são muito baixos ou negativos.

Na prática, a utilização de elementos de barra rotulados para simular cabos conduz a resultados muito satisfatórios. Além disso, também reduz o tempo de processamento e permite combinações de carregamentos por se tratar de um elemento linear. O elemento de cabo, por sua vez, oferece facilidades na entrada de dados e, quando em fases preliminares de análise, ainda se está estudando se o cabo ficará ou não suficientemente tracionado.

3.4. EFEITOS DEPENDENTES DO TEMPO DOS 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 (3.24):

$$\varepsilon_f(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.24)$$

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”.

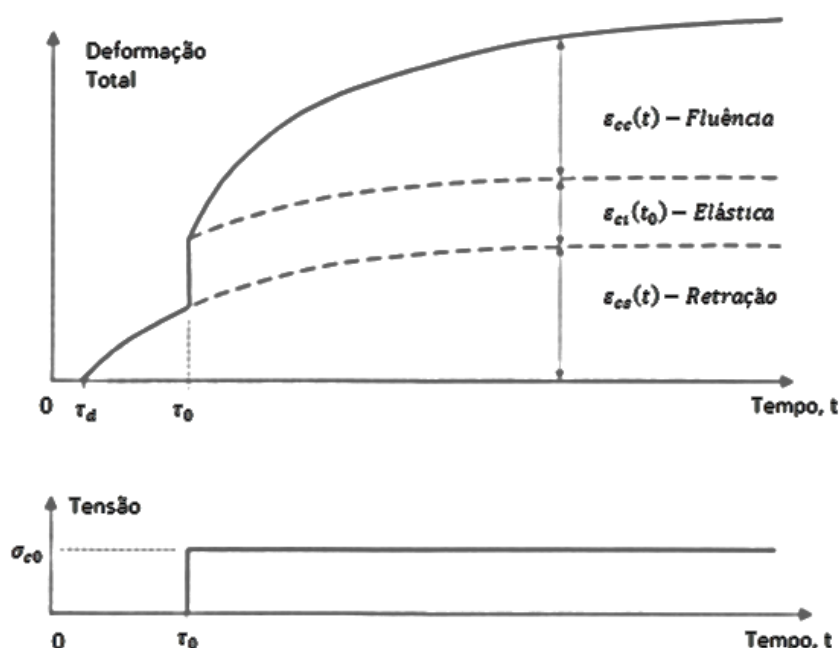


Figura 3.12 - Componentes da deformação no concreto sob carregamento (GILBERT e RANZI, 2011)

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. Um dos vários objetivos do presente trabalho é avaliar a influência desses efeitos dependentes do tempo, especialmente a fluência e a retração, durante o processo de montagem, e a importância da consideração dos mesmos no processo de determinação das forças iniciais dos estais e da geometria final da obra.

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 também a relaxação do aço dos estais.

Apresenta-se, a seguir, uma descrição detalhada de cada um desses efeitos e o modelo de cálculo dessas deformações segundo o código modelo CEP-FIP (1990). Esse código foi escolhido por ser o consagrado no meio técnico. Além disso, esse é o código que foi implementado para o cálculo de efeitos dependentes do tempo no programa SAP2000 utilizado no desenvolvimento do presente trabalho. Ressalta-se que nas versões mais modernas do SAP2000, a fluência definida no código-modelo FIB 2010 pode ser considerada.

3.4.1. FLUÊNCIA DO CONCRETO

Chama-se fluência o comportamento do concreto de se deformar ao longo do tempo sob carregamento constante. Em ensaios de laboratório, a deformação por fluência é usualmente calculada pela diferença entre a deformação total, ao longo do tempo, de uma amostra carregada e da retração de uma amostra similar descarregada. Essas deformações, por fluência, desenvolvem-se rapidamente em um momento inicial, porém em um ritmo decrescente.

A magnitude da fluência no concreto depende de uma série de fatores, entre eles: as propriedades da mistura do concreto; o nível de tensão atuante; fatores ambientais como a umidade relativa do ar e o tempo inicial de aplicação da carga em relação ao início do endurecimento do concreto. No código CEP-FIP (1990), a taxa de deformação por fluência é considerada linear em relação à tensão para tensões em nível de serviço ($|\sigma_c| < 0,4 \cdot f_m(t_0)$).

Segundo esse mesmo código, a deformação por fluência pode ser calculada da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \phi(t, t_0) \quad (3.25)$$

O coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$ pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (3.26)$$

onde,

β_c é o coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência ao longo do tempo após o carregamento;

t é a idade do concreto, em dias, até o momento considerado;

t_0 é a idade do concreto no início do carregamento.

O coeficiente de fluência ideal ϕ_0 é calculado da seguinte forma:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (3.27)$$

com:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0,46 \cdot (h/h_0)^{1/3}} \quad (3.28)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0,5}} \quad (3.29)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0/t_1)^{0,2}} \quad (3.30)$$

onde,

$$h = 2A_c/u;$$

h é a espessura fictícia da peça;

A_c é a área da seção transversal;

u é o perímetro da seção transversal;

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto medida aos 28 dias;

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa};$$

RH é a umidade relativa do ar;

$$RH_0 = 100\%;$$

$$t_1 = 1 \text{ dia};$$

$$h_0 = 100 \text{ mm}.$$

O desenvolvimento da fluência ao longo do tempo é dado por:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,3} \quad (3.31)$$

Com:

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1,2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (3.32)$$

Conforme citado anteriormente, a taxa de aumento da fluência é reduzida ao longo do tempo, segundo GILBERT e RANZI (2011). Aproximadamente 50% da fluência final se desenvolve nos primeiros dois ou três meses e, cerca de 90% do restante, ao final de dois ou três anos. Por conta dessa grande suscetibilidade à fluência nos primeiros meses, é que a análise das fases construtivas deve levar em conta esse efeito.

Um dos objetivos de se introduzir forças iniciais menores nos estais durante o processo de montagem, para que depois sejam corrigidas após a conclusão da estrutura, é a redução das deformações por fluência que, a longo prazo, podem deformar a obra. Entretanto, no Brasil, este procedimento não tem sido introduzido por razões construtivas.

3.4.2. RETRAÇÃO DO CONCRETO

Retração do concreto é uma deformação reológica que ocorre sem a presença de carregamentos e tensões. A retração pode ser dividida em dois tipos: retração por secagem e retração endógena. A primeira parcela, por secagem, é causada principalmente pela perda de água durante o processo de secagem, e a segunda parcela, endógena, é devida principalmente a reações químicas na pasta de cimento, consumindo água. Segundo GILBERT e RANZI (2011), embora as retrações por secagem e endógena sejam bem diferentes em natureza, não há necessidade de distingui-las do ponto de vista da engenharia estrutural. Esse encurtamento aumenta com o tempo em uma taxa que diminui gradualmente, podendo se estender por anos. A maior parte da deformação por retração se manifesta nos primeiros três anos (depende muito da espessura da peça) e é maior nas superfícies expostas à secagem, diminuindo em direção ao interior da peça.

Evidencia-se que, em peças pré-moldadas, uma parte pequena da retração é dissipada no canteiro, antes da montagem. Por conta disso, em pontes estaiadas com aduelas pré-moldadas, a consideração da retração ainda é importante. Porém, em obras com aduelas moldadas no local, a retração pode desempenhar um papel mais importante na determinação da geometria final da estrutura.

Apresenta-se a seguir, o modelo de cálculo das deformações por retração, de acordo com o código modelo CEB-FIP 1990. Segundo esse código, a deformação total de retração $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_0) \quad (3.33)$$

onde,

t é a idade do concreto, em dias, até o momento considerado;

t_0 é a idade do concreto, em dias, no início da retração.

O coeficiente de retração de base ε_{cs0} pode ser obtido de:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s \cdot (f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (3.34)$$

Com:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \times 10^{-6} \quad (3.35)$$

onde,

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto medida aos 28 dias;

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$;

β_{sc} é o coeficiente que depende do tipo de cimento, igual a 4 para cimentos com tempo de pega lento, igual a 5 para cimentos com tempo de pega normal e igual a 8 para cimentos com tempo de pega rápida

E com:

$$\begin{cases} \beta_{RH} = -1,55\beta_{sRH} & \text{para } 40\% \leq RH \leq 99\% \\ \beta_{RH} = +0,25 & \text{para } RH \geq 99\% \end{cases} \quad (3.36)$$

onde,

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3$$

RH é a umidade relativa do ar;

$RH_0 = 100\%$.

O desenvolvimento da retração ao longo do tempo é dado por:

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0.5} \quad (3.37)$$

onde,

$t_1 = 1 \text{ dia}$;

$h_0 = 100 \text{ mm}$.

3.4.3. VARIACÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

O valor do módulo de elasticidade, E_c , aumenta com o tempo à medida que o concreto ganha resistência e rigidez. Essa variação depende do tipo de cimento empregado na mistura. Para a maioria dos casos, essa variação é desprezada, uma vez que após dez dias de concretagem, o módulo de elasticidade já atingiu valor muito próximo do módulo aos 28 dias. Em obras moldadas sobre escoramento direto ou com peças pré-moldadas, essa variação com o tempo não tem grande relevância. Porém, em obras construídas pelo método dos balanços sucessivos com aduelas moldadas “in loco” essa variação do módulo de elasticidade pode influenciar a geometria final da estrutura.

O módulo de elasticidade, para idades diferentes de 28 dias, segundo o código modelo CEB-FIP 1990, pode ser estimado da seguinte forma:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad (3.38)$$

Com:

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \quad (3.39)$$

onde,

$E_{ci}(t)$ é o módulo de elasticidade, na idade t , em dias;

E_{ci} é o módulo de elasticidade aos 28 dias;

$\beta_E(t)$ é o coeficiente que depende da idade t , em dias, do concreto;

O coeficiente que depende do tipo de concreto $\beta_{cc}(t)$ é calculado com a seguinte expressão:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.40)$$

onde,

t é a idade do concreto, em dias, até o momento considerado;

s é o coeficiente que depende do tipo de cimento, igual a 0,2 para cimento com tempo de pega rápido, 0,25 para cimento com tempo de pega normal e 0,38 para cimento com tempo de pega lento;

$t_1 = 1$ dia.

3.4.4. RELAXAÇÃO DO AÇO (FLUÊNCIA DOS ESTAIS)

Quando submetido a tensões elevadas por muito tempo, o aço tende a se alongar além das deformações elásticas, perdendo tensão, se as deformações forem contidas. Em cordoalhas para concreto protendido, onde as tensões iniciais de serviço são da ordem de 74%

da tensão de ruptura, a relaxação do aço pode ter relevância. Ressalta-se que os aços estabilizados modernos possuem valores de relaxação baixos em relação aos aços utilizados na década de 60.

No caso das pontes estaiadas, o evento reológico no aço passa a ser designado por fluência dos estais, já que as forças nos estais se mantêm dentro de certos limites. Em cabos de estai, a fluência não é tão relevante. Segundo GILBERT e RANZI (2011), em níveis mais baixos de tensão, essa fluência dos estais pode ser desprezada. Como em cabos de estais a tensão de serviço (para as cargas permanentes) fica em torno de 40% da tensão de ruptura, esse efeito pode ser desprezado, especialmente para o caso da avaliação das etapas construtivas. A fluência dos estais apenas começa a ficar relevante para tensões acima de 50% da tensão de ruptura e atinge o seu limite após trinta anos.

O código modelo CEB-FIP 1990 não estabelece um critério fixo para avaliação da relaxação (fluência do estai, nesse caso), apenas indica que essa avaliação deve ser feita por meio de ensaios específicos e indica três classes de aço com diferentes comportamentos de relaxação:

- Classe 1: Relaxação normal para fios e cordoalhas;
- Classe 2: Relaxação baixa para fios e cordoalhas;
- Classe 3: Relaxação para barras.

Atualmente, no Brasil, são utilizados apenas aços para cordoalhas da classe 2, ou seja, com características de relaxação baixa. Embora não estabeleça um critério, o CEB-FIP 1990 apresenta uma fórmula que pode ser utilizada para estimar a relaxação em até 30 anos:

$$\rho_t = \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (3.41)$$

onde,

ρ_t é relaxação após t horas;

ρ_{100} é relaxação após 100 horas;

ρ_{1000} é relaxação após 1000 horas;

$k \approx \log(\rho_{1000}/\rho_{100})$; sendo $k=0,12$ para aços da Classe 2.

3.4.5. EXEMPLOS DE ATUAÇÃO DOS EFEITOS REOLÓGICOS NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS

Apresenta-se, a seguir, uma série de exemplos que demonstram a atuação dos efeitos reológicos na redistribuição de esforços e amplificação dos deslocamentos em estruturas.

A estrutura escolhida é um pórtico plano cujos pilares possuem três metros de altura e a viga vence um vão de seis metros. A seção transversal, que é idêntica para todos os elementos, é quadrada (com dimensões de 30x30 cm) e o material constituinte é o concreto C30, segundo as características definidas pela ABNT NBR 6118:2014.

Desenvolveu-se um modelo de análise no programa SAP2000 e considerou-se, para cálculo dos efeitos reológicos, o código modelo CEP-FIP 1990. São fornecidos os seguintes parâmetros para o concreto:

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

Para demonstrar a influência das deformações lentas, são avaliadas cinco situações diferentes que ilustram bem a redistribuição de esforços e a amplificação dos deslocamentos ao longo da estrutura. Nesses casos de análise, considera-se tempo $T = 0$ a idade de aplicação das cargas, com a remoção do escoramento sete dias após a concretagem. O tempo final, $T = \infty$, é considerado 2395 dias após a retirada do escoramento.

3.4.5.1. PÓRTICO ESCORADO DESPREZANDO A RETRAÇÃO (ATUANDO APENAS A FLUÊNCIA)

Nessa primeira situação, considera-se que o pórtico foi executado sobre escoramento e que os efeitos da retração são desprezíveis. Como apenas a fluência atua nesse caso, juntamente com o peso próprio, pode-se observar que não há redistribuição de esforços, apenas uma amplificação dos deslocamentos. Segundo SCHULZ (1993), de acordo com o primeiro teorema de correspondência da Viscoelasticidade, os esforços internos oriundos das cargas não são modificados pela fluência. As deformações e deslocamentos crescem ao longo do tempo, segundo as leis de fluência.

Apresenta-se, na Figura 3.13, os diagramas de momentos fletores e as estruturas deformadas para o pórtico sob ação do peso próprio e fluência.

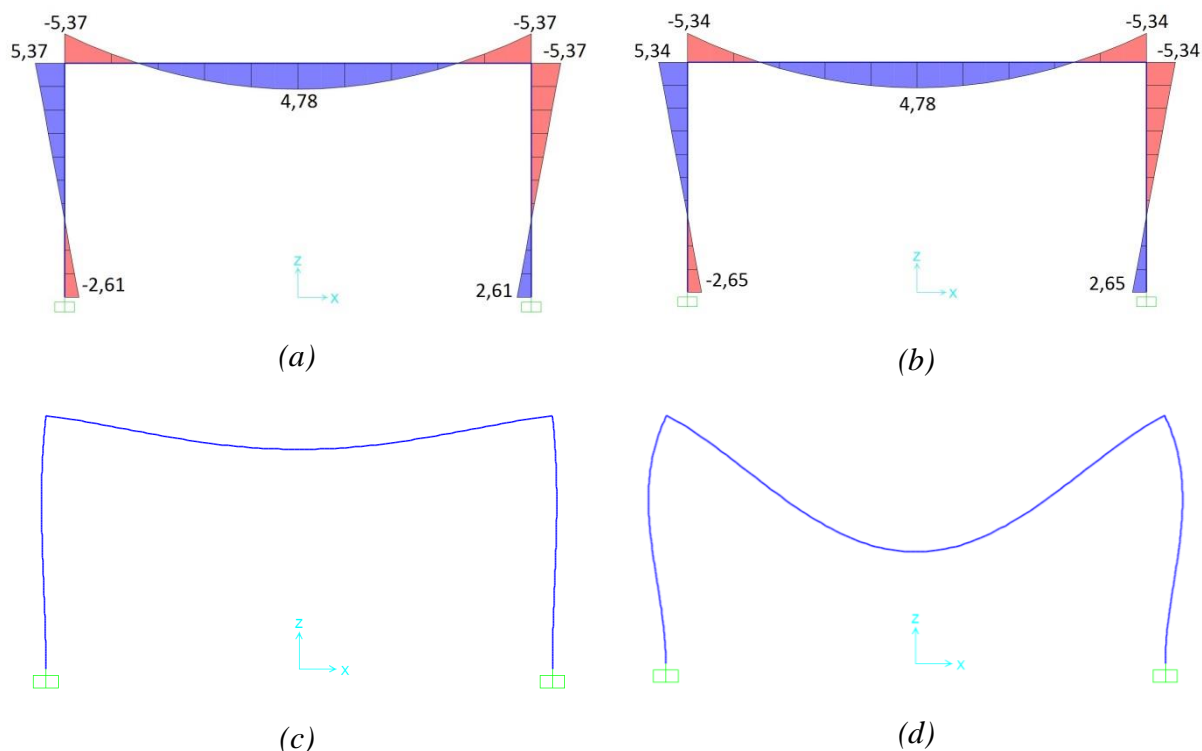
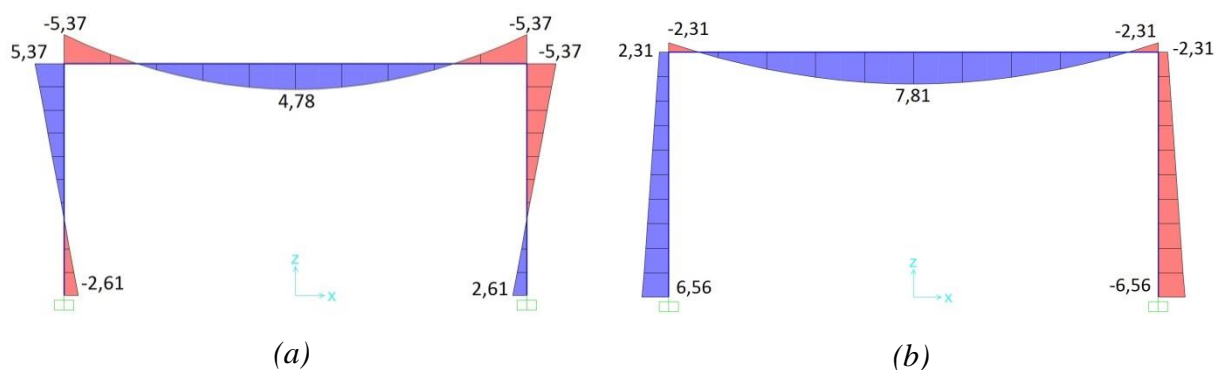


Figura 3.13 - Pórtico sob ação da fluência. (a) Diagrama de momentos fletores tempo $t=0$ (em $kN.m$); (b) Diagrama de momentos fletores tempo $t=\infty$ (em $kN.m$); (c) Estrutura deformada tempo $t=0$; (d) estrutura deformada tempo $t=\infty$.

3.4.5.2. PÓRTICO ESCORADO SOB EFEITO DA RETRAÇÃO (DESPREZANDO A FLUÊNCIA)

Nesse caso, considerou-se apenas o efeito da retração (desprezando a fluência). Como a retração provoca um encurtamento progressivo das peças (deformação imposta), os pilares tendem a serem solicitados horizontalmente em seus topos por conta do encurtamento da viga. Esse efeito provoca uma redistribuição de esforços que inverte o sentido dos momentos fletores nas bases dos pilares e, por conta disso, reduz os momentos negativos nas ligações das vigas com os pilares, aumentando o momento positivo no meio do vão.

Apresenta-se, na Figura 3.14, os diagramas de momentos fletores e as estruturas deformadas para o pórtico sob ação do peso próprio e retração.



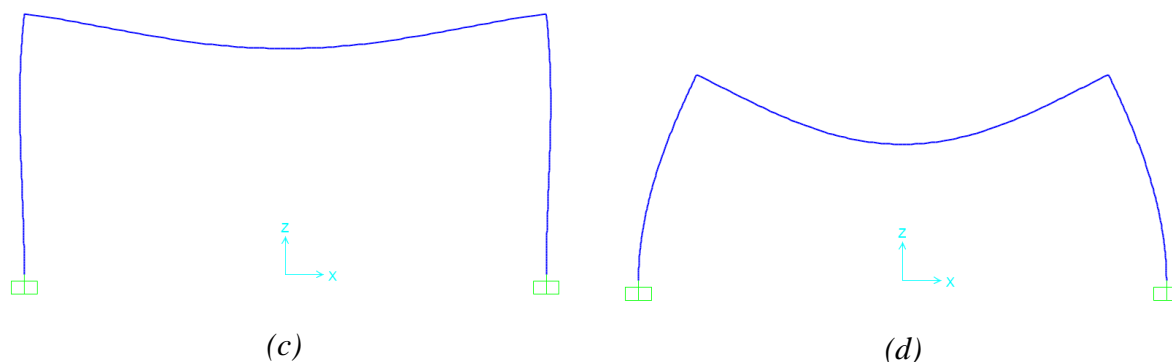


Figura 3.14 - Pórtico sob ação da retração. (a) Diagrama de momentos fletores tempo $t=0$ (em $kN.m$); (b) Diagrama de momentos fletores tempo $t=\infty$ (em $kN.m$); (c) Estrutura deformada tempo $t=0$; (d) estrutura deformada tempo $t=\infty$.

3.4.5.3. PÓRTICO SOB EFEITO DA RETRAÇÃO E DA FLUÊNCIA

Nesse outro caso, considerou-se a retração atuando conjuntamente com a fluência, que é a situação mais observada na prática. A mudança nos esforços promovida pela retração é atenuada pela fluência, pois o acréscimo de esforço nos pilares tende a ser acomodado ao longo do tempo.

Apresenta-se, na Figura 3.15, os diagramas de momentos fletores e as estruturas deformadas para o pórtico sob ação do peso próprio, retração e fluência.

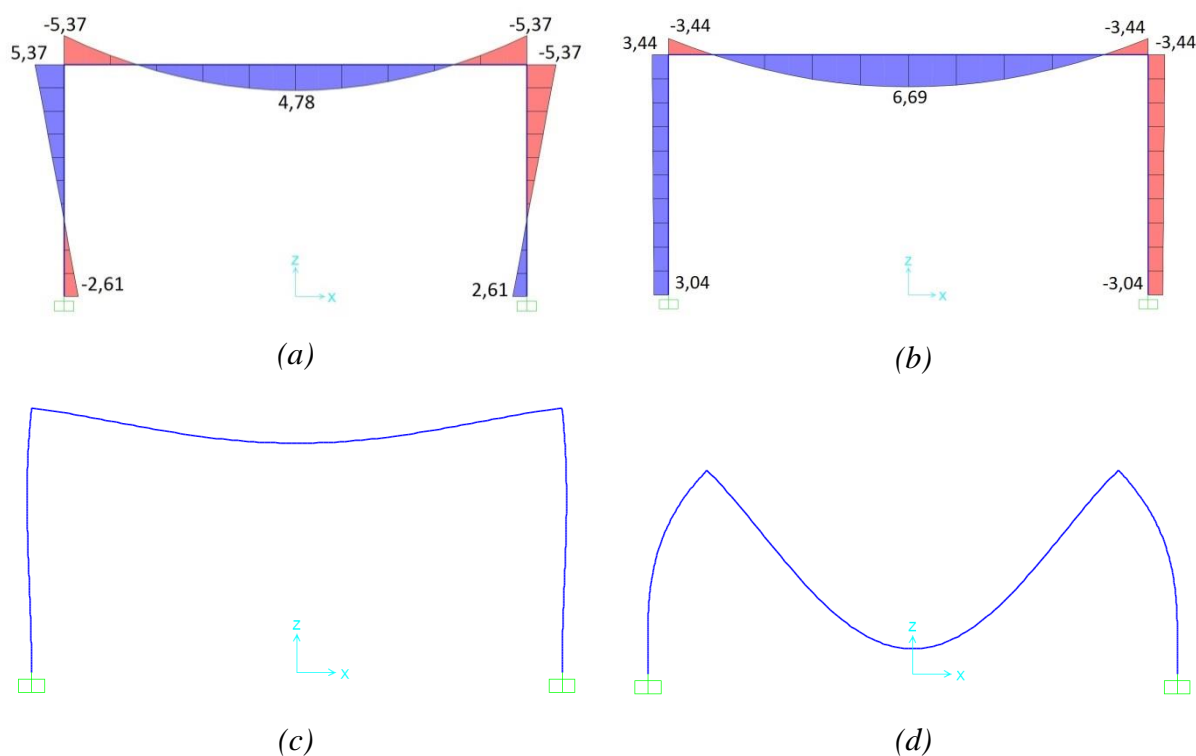


Figura 3.15 - Pórtico sob ação da fluência e da retração. (a) Diagrama de momentos fletores tempo $t=0$ (em $kN.m$); (b) Diagrama de momentos fletores tempo $t=\infty$ (em $kN.m$); (c) Estrutura deformada tempo $t=0$; (d) estrutura deformada tempo $t=\infty$.

3.4.5.4. PÓRTICO CONSTRUÍDO COM VIGA PRÉ-MOLDADA E POSTERIORMENTE FECHADO

Avaliou-se também uma situação de execução do pórtico em etapas, com a viga sendo moldada em outro local e, posteriormente, posicionada e ligada rigidamente aos pilares. Essa é uma situação muito comum na construção de pontes e viadutos. Nesse caso, existe uma mudança de sistema estrutural e o diagrama de momentos fletores da viga, que inicialmente era totalmente positivo (idêntico ao de uma viga bi apoiada), vai progressivamente se aproximando do diagrama de um pórtico todo moldado “in loco”.

Apresenta-se, na Figura 3.16, os diagramas de momentos fletores e as estruturas deformadas para o pórtico com mudança de sistema estrutural.

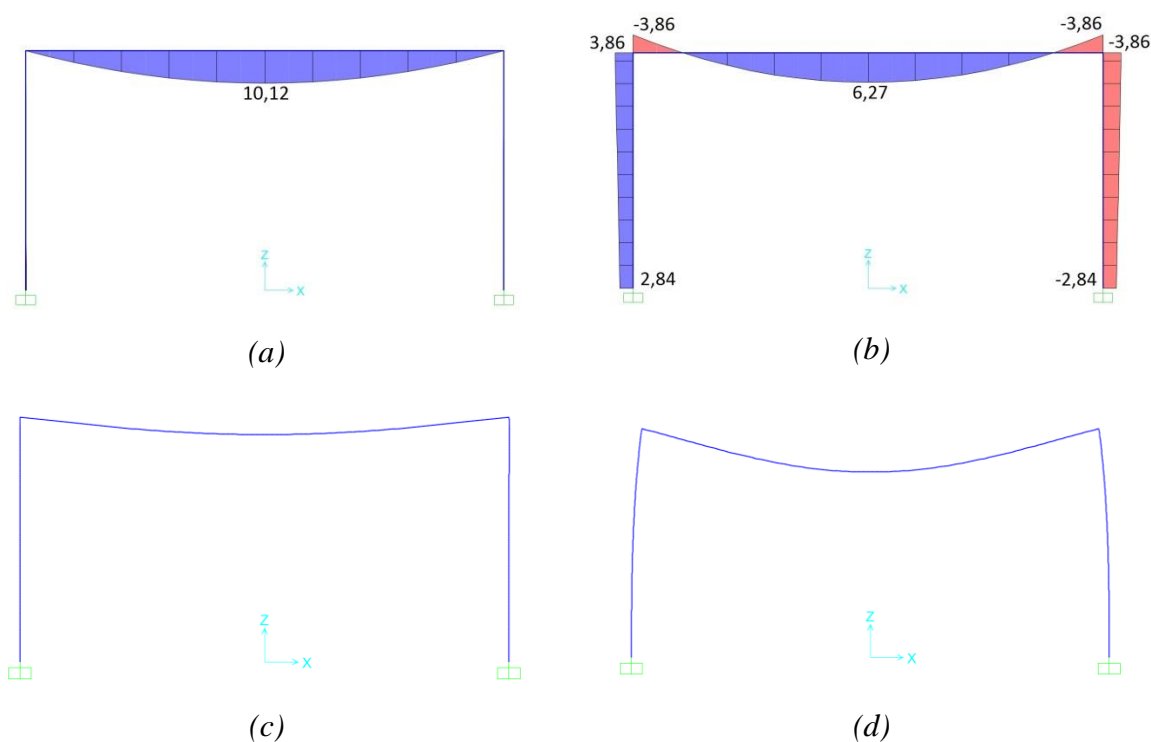


Figura 3.16 - Pórtico com viga pré-moldada. (a) Diagrama de momentos fletores tempo $t=0$ (em kN.m); (b) Diagrama de momentos fletores tempo $t=\infty$ (em kN.m); (c) Estrutura deformada tempo $t=0$; (d) estrutura deformada tempo $t=\infty$.

3.4.5.5. PÓRTICO COM RECALQUE HORIZONTAL NOS APOIOS

Nesse caso, foi aplicado um recalque horizontal de 1 cm em um dos apoios horizontal imediato, simulando uma protensão externa no pórtico. Em estruturas de aço, esse é um recurso que pode ser utilizado para corrigir momentos fletores em determinados pontos. No entanto, em estruturas de concreto, devido à fluência, os efeitos benéficos vão desaparecendo com o tempo.

Apresenta-se, na Figura 3.17,

Tempo $T=0$

Tempo $T=\infty$

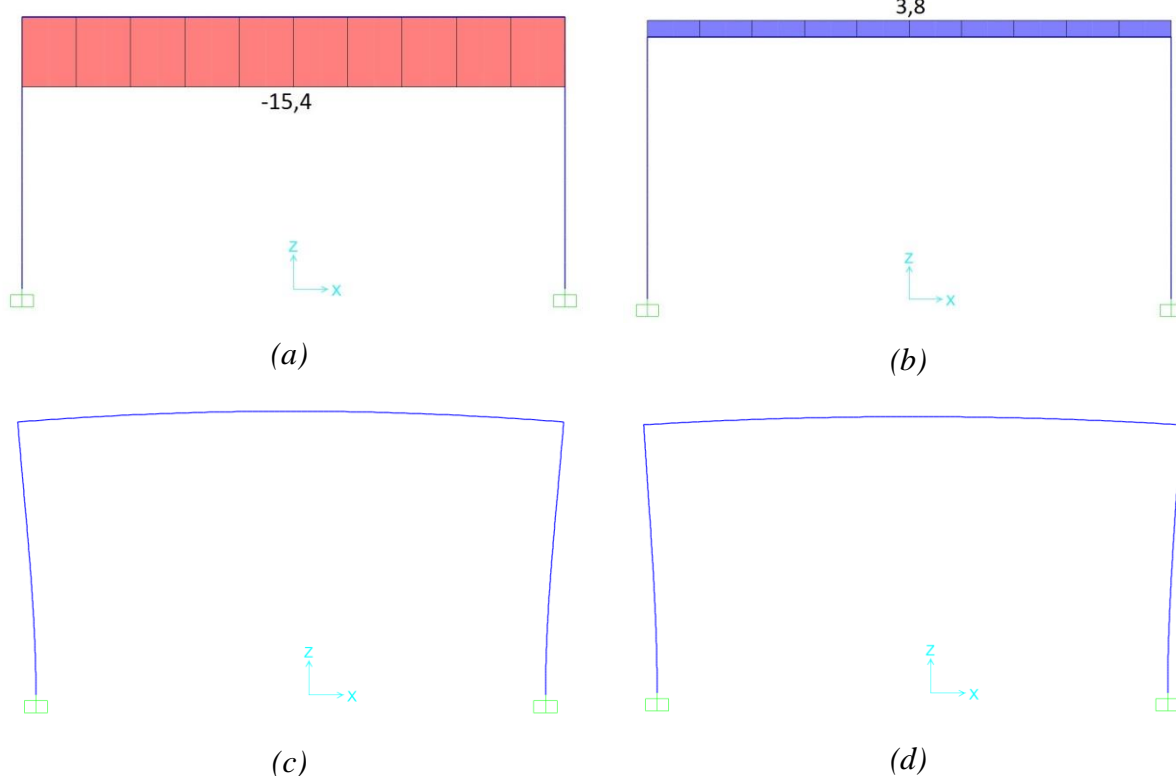


Figura 3.17 - Pórtico com recalque horizontal. (a) Diagrama de esforços normais tempo $t=0$ (em kN); (b) Diagrama de esforços normais tempo $t=\infty$ (em kN); (c) Estrutura deformada tempo $t=0$; (d) estrutura deformada tempo $t=\infty$.

Na literatura nacional já foram preparados programas de análise reológica para análise de pontes (SCHULZ, 1993).

3.4.6. A CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS REOLÓGICOS EM ESTRUTURAS SEGUNDO NORMAS EUROPÉIAS

A consideração dos efeitos de fluência na redistribuição de esforços em estruturas de pontes é tratada na norma EN-1992-2, no seu anexo KK - “Efeitos estruturais induzidos pelo comportamento diferido do concreto”.

Estes efeitos de redistribuição de esforços, provocados pela fluência em vigas de pontes, podem ser analisados por programas especiais de análise, em que a consideração da fluência pode ser computada de forma numérica. O programa SAP2000 consegue efetuar estas análises reológicas. Estes processamentos, entretanto, exigem procedimentos demorados na preparação dos modelos que precisam levar em conta as fases de construção das estruturas.

No caso de não ser feita esta análise reológica apurada computacionalmente, deve-se, pelo menos, efetuar análises simplificadas. A sequência para análise deve seguir os seguintes passos:

- a) Determinam-se os diagramas finais de esforços na estrutura levando em conta todas as fases de construção;
- b) Adicionalmente, determinam-se os esforços na estrutura supondo que a mesma seja concretada de uma vez só sobre escoramento;
- c) Os diagramas finais de esforços são obtidos por meio de interpolação entre estes dois diagramas. A norma europeia EN 1992-2 de pontes, no seu anexo KK, mostra como esta interpolação pode ser feita.

4. METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE PONTES ESTAIADAS COM CONSIDERAÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

O projeto de pontes estaiadas deve conter uma detalhada análise das fases construtivas durante o processo de montagem. Isso se deve, primeiramente, à necessidade de determinação das forças iniciais nos cabos a serem aplicadas em cada fase. Sendo esse tipo de estrutura altamente hiperestática, as forças iniciais não podem ser obtidas por métodos diretos, uma vez que a aplicação de força em um dos cabos altera a distribuição de força nos demais cabos. A determinação dessas forças torna-se mais relevante na medida em que se busca evitar uma quantidade excessiva de operações de protensão. O ideal é que cada cabo seja protendido apenas uma vez, atingindo sua força de trabalho ao final do processo.

Além disso, faz-se necessária também a verificação estrutural das peças em cada etapa construtiva. A mudança de sistema estrutural pode provocar esforços maiores do que aqueles obtidos na estrutura em serviço ou provocar desequilíbrio na estrutura. Essa análise é importante também na determinação dos deslocamentos teóricos, em cada fase, que vão indicar a geometria da estrutura a ser corrigida (cálculo das contra-flechas).

Existem duas estratégias possíveis para aplicação das forças nos estais durante as etapas construtivas. São elas:

- **Introdução das forças definitivas:** São aplicadas forças que não precisarão ser reajustadas. Essas forças vão sendo alteradas, paulatinamente, à medida que a estrutura vai sendo construída, até atingir a força desejada ao término da construção;
- **Forças provisórias para fase de montagem e posterior balanceamento:** São introduzidas forças visando especialmente as etapas construtivas. Após o término da construção e instalação de toda a carga permanente, deve ser efetuada a reprotensão de todos os estais em um processo chamado balanceamento.

O principal objetivo da introdução de forças definitivas é a redução de operações de protensão, que podem ser muito lentas e trabalhosas, prejudicando o cronograma da obra. Porém, nem sempre esse procedimento é possível. Em alguns casos, especialmente quando o tabuleiro é muito esbelto, a introdução dessas forças ideais pode conduzir a esforços excessivos na laje e nas vigas durante as etapas construtivas. Esses elevados esforços não

apenas podem causar dano à estrutura, como também podem amplificar as deformações por fluência, prejudicando a forma final da estrutura. Na introdução de forças provisórias, os esforços no tabuleiro são menores, pois as forças são projetadas especificamente para isso.

O presente trabalho aborda o processo de introdução de forças definitivas, primeiramente, por ser o mais difundido e interessante do ponto de vista econômico, como também por requerer procedimentos mais complexos e abrangentes durante as etapas de análise. Além disso, esse é o processo que foi utilizado na Ponte Cardeal Dom Eugênio Salles e na maioria das pontes estaiadas executadas no Brasil.

A análise se inicia pela determinação do modelo numérico utilizado para a simulação do comportamento da estrutura. Inicialmente, carrega-se o modelo com as forças de serviço nos estais, que devem ser definidas anteriormente, e então, progressivamente, desmonta-se mediante remoção de elementos e carregamentos obtendo-se, assim, as forças que devem ser introduzidas em cada etapa do processo de montagem. Apresenta-se, a seguir, todos esses procedimentos de maneira mais detalhada.

4.1. DEFINIÇÃO DO MODELO IDEAL

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 também, 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) ”.

Portanto, caso a ponte seja reta, um modelo de pórtico plano costuma ser suficiente, especialmente se a obra contar com uma linha única central de estais. Caso a obra possua duas linhas de estais, pode-se modelar metade da obra para um pilone e meio tabuleiro, caso não haja desequilíbrios transversais durante as etapas construtivas. Neste último caso, é necessário dispor de condições de apoio especiais ao longo do plano de simetria, pois a estrutura apresenta esforços ao longo do plano longitudinal de simetria. Entretanto, esta análise não deve considerar esforços laterais de forma simples como, por exemplo, os provocados por vento. Desta forma, não é interessante simplificar demais o modelo, mesmo quando existe

uma simetria ao longo de um plano longitudinal vertical. Ademais, o tabuleiro pode ser modelado com elementos de barra, mesmo se for estruturado por vigas independentes.

A Figura 4.1 apresenta um modelo em elementos finitos, de uma ponte estaiada, constituído por elementos de pórtico plano.

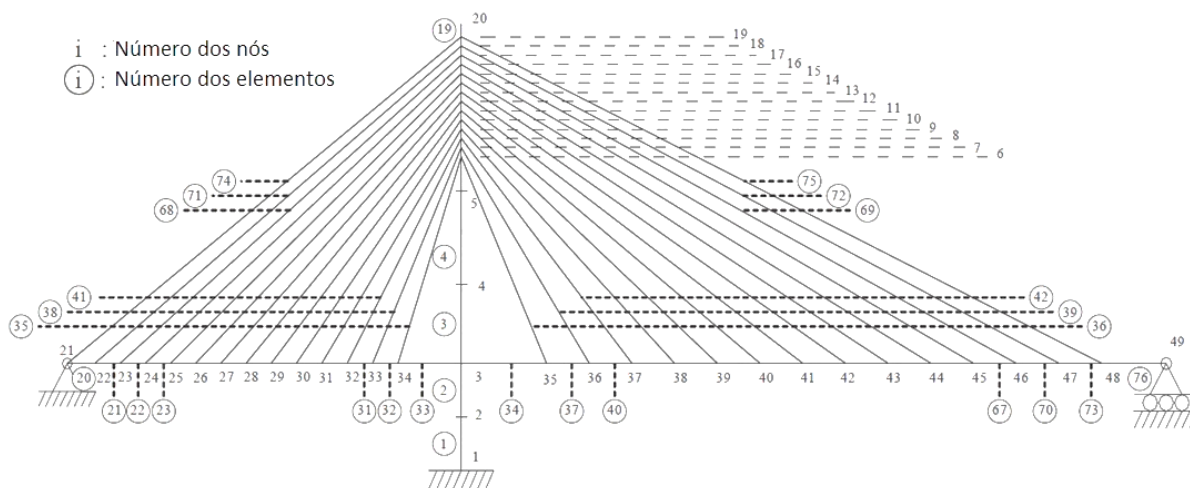


Figura 4.1 - Modelo em elementos finitos da Ponte Kao Ping Hsi, Taiwan (LIU e WANG, 2012)

Nas discussões que se seguem, admite-se que a estrutura possui diretriz rodoviária ou ferroviária em linha reta. Os problemas de estudos de montagem podem se tornar extremamente complicados no caso de estruturas espaciais curvas, como na ponte estaiada do BRT, na ligação da Ilha do Governador à ilha da Cidade Universitária no Rio de Janeiro ou como na ponte sobre o Canal de Marapendi, na Barra da Tijuca, que atende ao Metrô no Rio de Janeiro.

Caso se deseje modelar ambos os pilones transversalmente, as transversinas podem ser modeladas como barras e o tabuleiro pode ser modelado por uma linha única, especialmente se a seção transversal for estruturada em caixão.

Os pilones, quase sempre, podem ser representados por elementos de barra, exceto em situações muito especiais com arquiteturas complexas, como na Ponte do Saber, na cidade do Rio de Janeiro. Os estais podem ser modelados, tanto como barras rotuladas nas extremidades, quanto como elementos de cabo, conforme apresentado no item 3.3.

A Figura 4.2 mostra o modelo em elementos finitos desenvolvido para a Ponte do Saber. Nesse caso, foram misturados elementos de casca com elementos de barra.

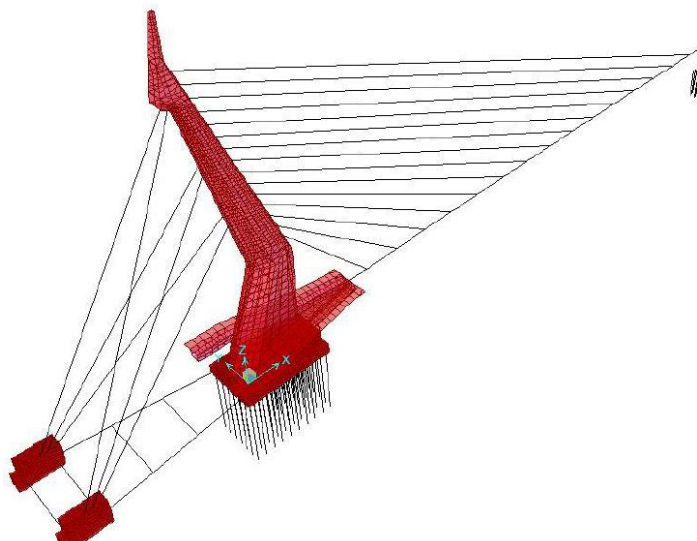


Figura 4.2 - Pilone modelo com elementos de casca – Ponte do Saber, Rio de Janeiro (GOMES, 2013)

A utilização de modelos parciais é muito comum na modelagem de fases construtivas. WALTER et al (1999) destaca que “o projeto das fases construtivas é uma aplicação especial para o uso de modelos parciais”. Esses modelos parciais são utilizados, principalmente, quando a estrutura apresenta simetria longitudinal, ou seja, modela-se apenas um dos pilones e metade do tabuleiro. No meio do vão, onde as duas metades estariam ligadas, impõe-se um apoio especial que permite deslocamentos verticais e impede deslocamentos horizontais e rotações.

Modelos mais complexos devem ser utilizados para o dimensionamento das peças quando a estrutura já se encontra pronta e submetidas às cargas acidentais. Durante as etapas construtivas, praticamente não existe excentricidade transversal de cargas em uma obra reta, no entanto, quando a estrutura fica pronta e entra em serviço, a carga móvel pode acarretar esse tipo de solicitação, gerando esforços de torção no tabuleiro. Todavia, caso a seção transversal do tabuleiro seja em caixão, os elementos de barra são suficientes para simular o efeito da torção. Caso o tabuleiro seja estruturado por meio de laje apoiada sobre vigas independentes, é preciso proceder a modelagem do tabuleiro separando os elementos de viga dos elementos de laje.

4.2. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE SERVIÇO IDEAIS NOS ESTAIS

A determinação das forças de serviço nos estais é um dos pontos mais importantes no projeto de pontes estaiadas. A escolha de um arranjo de forças mais adequado conduz a melhores distribuições de esforços, tanto no tabuleiro, quanto nos pilones. Uma melhor distribuição de esforços significa economia de materiais e melhor comportamento estrutural sob cargas acidentais. Além disso, em pontes com tabuleiro em concreto, um plano de forças

bem balanceado é fundamental para reduzir os efeitos da fluência e da retração, que tendem a alterar a geometria da estrutura e as forças nos estais ao longo do tempo.

Alguns autores tratam o processo de determinação das “melhores” forças em serviço em conjunto com o processo de avaliação das etapas construtivas e com a determinação das forças iniciais e contra-flechas. Isso se deve ao fato de que, a rigor, o próprio processo construtivo influencia na distribuição de esforços e tensões, tanto no tabuleiro, quanto nos pilones.

Existem quatro métodos para determinação das forças de serviço nos estais: o método da viga contínua sobre apoios rígidos; o método dos deslocamentos nulos; o método de otimização e, o mais recente, método da força unitária proposto por JANJIC (2003). Apresentam-se, a seguir, alguns desses procedimentos mais difundidos para determinação das forças de serviço nos estais.

4.2.1. MÉTODO DA VIGA CONTÍNUA SOBRE APOIOS RÍGIDOS

Esse é o método mais simplificado e, de um modo geral, é utilizado apenas para pré-dimensionamentos dos estais. Nele, os cabos nos pontos de ancoragem na viga de rigidez são substituídos por apoios rígidos e uma análise linear é processada com os carregamentos permanentes para obtenção das reações de apoio (Figura 4.3).

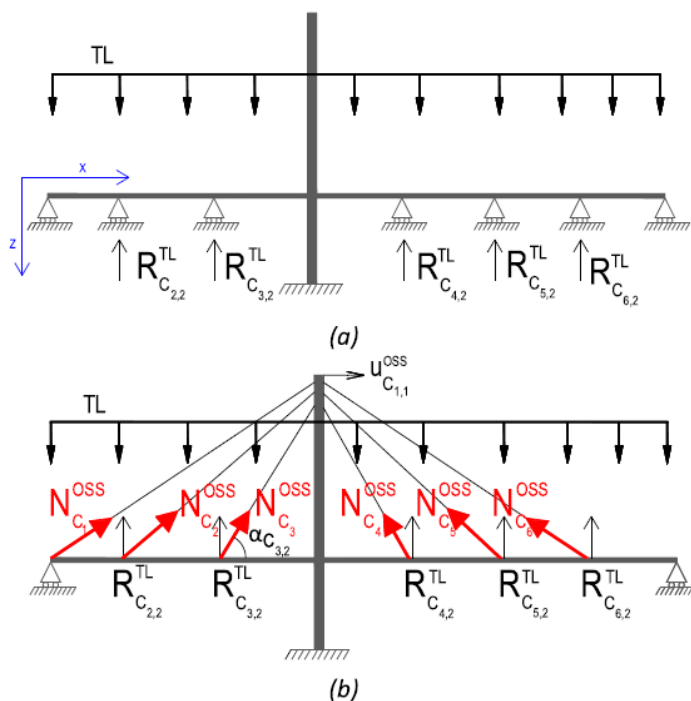


Figura 4.3 - Método da Viga Contínua; (a) Modelo plano de viga contínua; (b) Projeção das reações de apoio na direção dos estais (LOZANO-GALANT, 2012)

Uma vez obtidas as reações de apoio, as forças nos cabos podem ser obtidas por meio da projeção da força de reação vertical na direção do cabo, segundo a expressão (4.1):

$$N_{C_n} = \frac{R_{C_n}}{\text{sen } \alpha_{C_n}} \quad (4.1)$$

onde,

N_{C_n} é a força normal no cabo n ;

R_{C_n} é a reação de apoio no ponto de ancoragem do cabo n ;

α_{C_n} é o ângulo entre a viga de rigidez e o cabo n ;

A força nos estais de retaguarda é calculada para anular o deslocamento no topo do pilone ou para minimizar os momentos fletores e esforços cortantes em sua base.

A distribuição de forças obtida por esse método não conduz a uma boa distribuição de esforços nas diversas peças e não leva em conta os deslocamentos que são provocados nos pilones e no tabuleiro. É importante destacar que, conforme citado anteriormente, esse método é utilizado para pré-dimensionamento e, em sua aplicação, devem ser consideradas também as cargas acidentais para determinação das dimensões aproximadas das peças e dos estais. Nos métodos apresentados a seguir, a análise considera, preferencialmente, os esforços devidos às cargas permanentes.

4.2.1.1. MÉTODO DO EQUILÍBRIO DAS FORÇAS (CHEN, 2000)

Muitos autores consideram esse método uma extensão do método da viga contínua sobre apoios rígidos (JANJIC, 2003). Nesse método, apresentado por CHEN (2000), procura-se encontrar as forças nos cabos que produzem distribuição de momentos fletores no tabuleiro próxima à distribuição de uma viga contínua com apoios rígidos na posição das ancoragens dos cabos. Para tanto, é utilizado um método iterativo que aplica forças nos pontos de ancoragem dos cabos em um modelo plano, simplificado, sem efeitos de segunda ordem (os estais entram no modelo como forças externas, numa primeira fase do estudo).

Na aplicação do método, primeiramente são selecionadas certas seções no tabuleiro e nos pilones para servirem de controle no ajuste dos momentos fletores. Em seguida, é desenvolvido um modelo com elementos de barras sem os estais, designado “etapa 1”, com as características geométricas do tabuleiro e apoios rígidos nos pontos de ancoragem dos cabos (Figura 4.4 a). O peso próprio e a protensão de etapas construtivas são aplicados. Os

momentos fletores nas seções de controle obtidos nessa análise são tomados como momentos fletores alvo e armazenados em um vetor $\{M^0\}$.

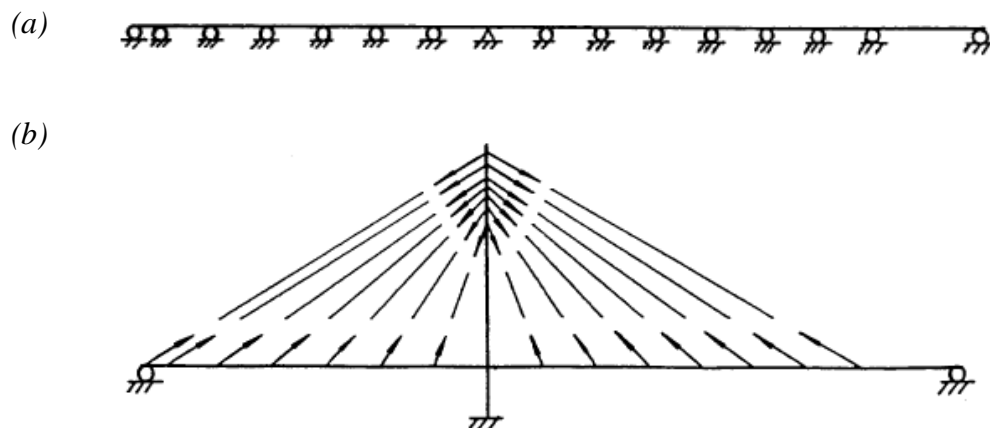


Figura 4.4 - Modelos utilizados no método do equilíbrio das forças; (a) modelo etapa 1; (b) modelo etapa 2 e etapa 3 (CHEN, 2000).

Em seguida, um novo modelo é desenvolvido, chamado etapa 2, com as características geométricas da ponte, incluindo os pilões (Figura 4.4 b). O objetivo principal dessa etapa é determinar os coeficientes de influência, que são os momentos fletores nas seções de controle causados por uma força unitária em um determinado cabo. Esses coeficientes de influência são armazenados em uma matriz $[m]$ e, considerando o equilíbrio do modelo da etapa 2, pode-se enunciar a seguinte relação:

$$\{M^0\} = [m]\{T\} + \{M^d\} \quad (4.2)$$

onde,

$\{M^0\}$ é o vetor dos momentos fletores alvo;

$[m]$ é a matriz de influência;

$\{T\}$ é o vetor de forças nos estais;

$\{M^d\}$ é o vetor dos esforços de peso próprio no modelo “etapa 2”.

Uma vez obtido o vetor de forças nos estais $\{T\}$ passa-se para a etapa seguinte, onde o modelo “etapa 3” é carregado com as forças da etapa anterior somadas ao peso dos cabos, e a interação entre os pilões e o tabuleiro é contabilizada por meio de processo iterativo. Como os momentos fletores obtidos na análise desse terceiro modelo não são iguais aos momentos fletores alvo, uma série de ajustes nas forças dos cabos são feitas por meio de iterações até que se atinjam forças próximas com um certo limite de tolerância.

A compreensão desse método apresenta certa importância, uma vez que o processo utilizado é muito próximo àquele que será exposto para determinação dos pré-alongamentos a serem introduzidos no modelo final de análise.

4.2.2. MÉTODO DA ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS (*SHAPE FINDING PROCEDURE*)

Esse método está apresentado em WANG (1993) e se baseia na ideia de se determinar as forças nos estais que anulariam os deslocamentos no tabuleiro devidos ao peso próprio e à sobrecarga permanente, de maneira que a estrutura pronta fique exatamente na posição definida pelo projeto geométrico.

O procedimento consiste em, baseado na geometria final, proceder uma análise não-linear geométrica da estrutura, incluindo os efeitos de catenária dos estais, com o carregamento de peso próprio do tabuleiro, desprezando o peso dos cabos e dos pilões e, primeiramente, sem os esforços provocados pelos pré-alongamentos dos cabos. Uma vez realizada essa primeira análise, os esforços obtidos nos cabos são anotados para serem aplicados por meio de pré-alongamentos em uma nova análise da estrutura. Sucessivas iterações são realizadas até que os deslocamentos nos pontos de controle do tabuleiro se aproximem de zero, de acordo com o limite de tolerância previamente estabelecido.

Embora esse método apresente uma solução mais objetiva e direta para o problema, os resultados obtidos não são muito realistas. Segundo JANJIC (2003), o método não leva em conta a distribuição de esforços produzida pelo processo de tensionamento dos estais. De acordo com CHEN (2000), quando o perfil vertical do viaduto (*greide*) é consideravelmente curvo, as componentes horizontais das forças dos estais induzem momentos fletores adicionais no tabuleiro que causam redistribuições de esforços substanciais. Sabe-se que o que realmente importa é a distribuição de esforços, pois é ela que afeta o comportamento da estrutura.

Além disso, conforme destacado por diversos autores (JANJIC, 2003; BEHIN, 1992; CHEN, 2000), a definição da geometria final de uma ponte deve ser atingida, independentemente das forças nos estais por meio de um apropriado plano de contra-flechas.

A imposição de zerar deslocamentos de controle pode conduzir a situações de projeto difíceis de serem obtidas. Assim, uma certa atuação do projetista precisa ser considerada para avaliar onde as imposições inicialmente prescritas podem ser revistas.

4.2.3. MÉTODO DA OTIMIZAÇÃO

O chamado método da otimização consiste em buscar dimensões e forças nos estais que minimizem a quantidade de material a ser utilizado na construção da estrutura como um todo. Para tanto, busca-se distribuir os esforços ao longo da estrutura da maneira mais equitativa possível para minimizar a energia elástica sob cargas permanentes. Um resumo desse método foi apresentado, em linhas gerais, por HAN e YAN (2000). Apresenta-se, a seguir, essa formulação.

Em uma ponte estaiada as deformações por cortante podem ser omitidas, sendo assim, a energia de deformação elástica pode ser representada por:

$$U = \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{M^2}{E \cdot I} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{N^2}{E \cdot A} dx \quad (4.3)$$

Onde,

U é a energia de deformação elástica total ao longo de toda a estrutura;

L é o comprimento da estrutura;

EI é a rigidez à flexão das vigas e pilares;

EA é a rigidez axial das vigas e pilares.

No método dos elementos finitos, a expressão anterior pode ser facilmente apresentada em uma formulação discreta. Dessa forma, pode-se apresentar as expressões que relacionam os esforços e deslocamentos na estrutura com as forças nos cabos (incógnitas):

$$\begin{aligned} \{M\} &= \{M_D\} + \{M_P\} = \{M_D\} + [S_M] \cdot \{P_0\} \\ \{N\} &= \{N_D\} + \{N_P\} = \{N_D\} + [S_N] \cdot \{P_0\} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Onde,

$\{M_D\}$ é o vetor dos momentos fletores devidos à carga permanente;

$\{N_D\}$ é o vetor dos esforços normais devidos à carga permanente;

$\{M_P\}$ é o vetor dos momentos fletores devidos às forças nos estais;

$\{N_P\}$ é o vetor dos esforços normais devidos às forças nos estais;

$[S_M]$ é a matriz de influência de momentos fletores;

$[S_N]$ é a matriz de influência de esforços normais.

$\{P_0\}$ é o vetor de forças nos estais (incógnitas).

Portanto, discretizando a expressão (4.3) e substituindo os momentos fletores e esforços normais pelas equações (4.4), obtém-se:

$$U = \{P_0\}^T [\bar{S}]^T [\bar{S}] \{P_0\} + 2 \cdot \{\bar{P}_D\}^T \cdot [\bar{S}] \cdot \{P_0\} + \{\bar{P}_D\}^T \cdot \{\bar{P}_D\} \quad (4.5)$$

Onde,

$$[\bar{S}] = [A, B](S_M, S_N)^T;$$

$$\{\bar{P}_D\} = \{M_D, N_D\}^T;$$

$$[A] = \text{Diag} \left[\sqrt{L_1/4E_1I_1}, \sqrt{L_2/4E_2I_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nI_n} \right];$$

$$[B] = \text{Diag} \left[\sqrt{L_1/4E_1A_1}, \sqrt{L_2/4E_2A_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nA_n} \right].$$

Para minimizar a energia elástica deriva-se a função dessa energia pelas forças nos estais e iguala-se a zero:

$$\frac{\partial U}{\partial P_0} = 0 \quad (4.6)$$

A solução dessa equação precisa atender algumas condições como as tensões máximas e mínimas nos elementos, as forças de trabalho dos estais devem estar dentro dos limites estabelecidos por norma bem como os deslocamentos máximos nos pilones e no tabuleiro.

Na década de 1990, SIMÕES e NEGRÃO (1994) desenvolveram um método para otimização de toda a estrutura de uma ponte estaiada com tabuleiro metálico. O processo foi expandido para modelos reticulados em três dimensões (NEGRÃO e SIMÕES, 1997) e para tabuleiros em caixão de concreto modelados como casca (SIMÕES e NEGRÃO, 2000). Nesse método são definidas as dimensões ótimas de cada peça inclusive com espaçamento e força nos estais levando em conta o custo de cada material. Pode-se também citar a tese de NEVES (1997) onde é feito um estudo de otimização de pontes estaiadas.

Embora o método da otimização apresente os maiores rigores matemáticos, sua implementação é muito complexa e demanda muito tempo sem apresentar diferenças consideráveis em relação aos outros métodos segundo HAN e YAN (2000).

4.2.4. MÉTODO DA FORÇA UNITÁRIA (JANJIC, 2003)

Segundo LOZANO-GALANT (2012), esse critério é o mais recente e leva em conta o processo construtivo, bem como a reologia, na determinação das forças de serviço nos estais. No método desenvolvido por JANJIC (2003), parte-se do modelo pronto da estrutura em seu estágio final e de uma distribuição de momentos fletores ideais em determinados pontos de discretização n ao longo do tabuleiro e dos pilones. Essa distribuição de esforços é atingida pelo controle das forças no estais, dos movimentos impostos (macaqueamento dos tabuleiros e apoios), da forma das diversas peças e do procedimento de montagem da estrutura. Na utilização do método esses quatro fatores são chamados de *graus de liberdade* e devem ser iguais em número à quantidade de pontos n escolhidos para definir a distribuição de esforços.

Após a definição desses primeiros fatores, processa-se uma análise estática para cada caso de carregamento correspondente a uma carga unitária em cada grau de liberdade. Assim como no método do equilíbrio das forças, os resultados dessas análises são armazenados em uma matriz de influência $[m]$ onde cada elemento m_{ij} representa o esforço na seção de cálculo i devido ao carregamento unitário no grau de liberdade j . A estrutura também é processada para o caso de carregamento das cargas permanentes e os momentos fletores obtidos nas seções n são armazenados em uma vetor $[M_p]$.

Com isso, forma-se um sistema de equações que, uma vez resolvido, pode ser utilizado para determinar os fatores de multiplicação X_m dos graus de liberdade que por sua vez determinam o conjunto de forças a ser aplicado para obtenção da distribuição de momentos fletores desejada.

$$\{M\} = [m]\{K\} + \{M_p\} \quad (4.7)$$

Onde,

$\{M\}$ é o vetor dos momentos fletores desejados;

$[m]$ é a matriz de influência;

$\{K\}$ é o vetor dos fatores multiplicadores dos graus de liberdade;

$\{M_p\}$ é o vetor do esforços de carga permanente na etapa final do modelo.

Essa solução simples exposta anteriormente só é válida para um modelo linear e que não leva em conta as diversas etapas construtivas. A vantagem desse método é que ele permite uma expansão para contemplar a análise das fases construtivas, bem como dos efeitos de segunda ordem e reológicos.

Nesse caso, os resultados da análise dos diversos casos de carregamento, tanto de peso próprio quanto unitários, em todos os modelos parciais referentes a cada etapa, devem ser acumulados adequadamente para cada ponto de discretização n . Os efeitos não lineares, tanto de segunda ordem quanto devidos ao fenômeno da catenária, podem ser levados em conta nos diversos modelos. Naturalmente, o sistema de equações descrito anteriormente, que relaciona os momentos fletores desejados com os *graus de liberdade* (considerando as forças nos cabos entre outros), torna-se não linear. Para a solução desse problema um processo iterativo, baseado no método de Newton-Raphson, pode ser implementado. Para reduzir o número de interação, uma análise linear pode ser processada para obtenção de forças que podem ser utilizadas como valores iniciais do processo iterativo.

É importante destacar que nesse processo os efeitos da reologia, como fluência, retração e relaxação, podem ser considerados no processo de montagem.

4.2.5. PROGRAMA “*CSI LOAD OPTIMIZER*” (SAP2000)

Os melhores *softwares* comerciais para análise de pontes estaiadas costumam vir acompanhados de uma “ferramenta” que calcula as forças nos elementos para determinadas condições pré-estabelecidas. Essas condições podem ser as mais variadas, desde um deslocamento determinado em alguns dos nós, até a equivalência de esforços em determinados elementos.

O pacote do programa SAP2000, utilizado no desenvolvimento desse trabalho, vem acompanhado de uma “ferramenta” chamada “*CSI Load Optimizer*” (o programa MIDAS Civil acompanha uma “ferramenta” similar chamada “*Unknown Load Factor*”). Esse programa é utilizado para determinação do melhor conjunto de forças para atingir determinados objetivos. Os carregamentos a serem otimizados podem ser aplicados em qualquer caso de carregamento estático, que pode ser linear, não linear ou de etapas construtivas. Os objetivos podem ser deslocamentos nos nós, esforços em elementos ou reações de apoio. Os resultados dessa análise são fatores de escala para os carregamentos aplicados (CSI LOAD OPTIMIZER, 2011).

A Figura 4.5 apresenta a tela principal da ferramenta “*CSI Load Optimizer*” disponível no programa SAP2000.

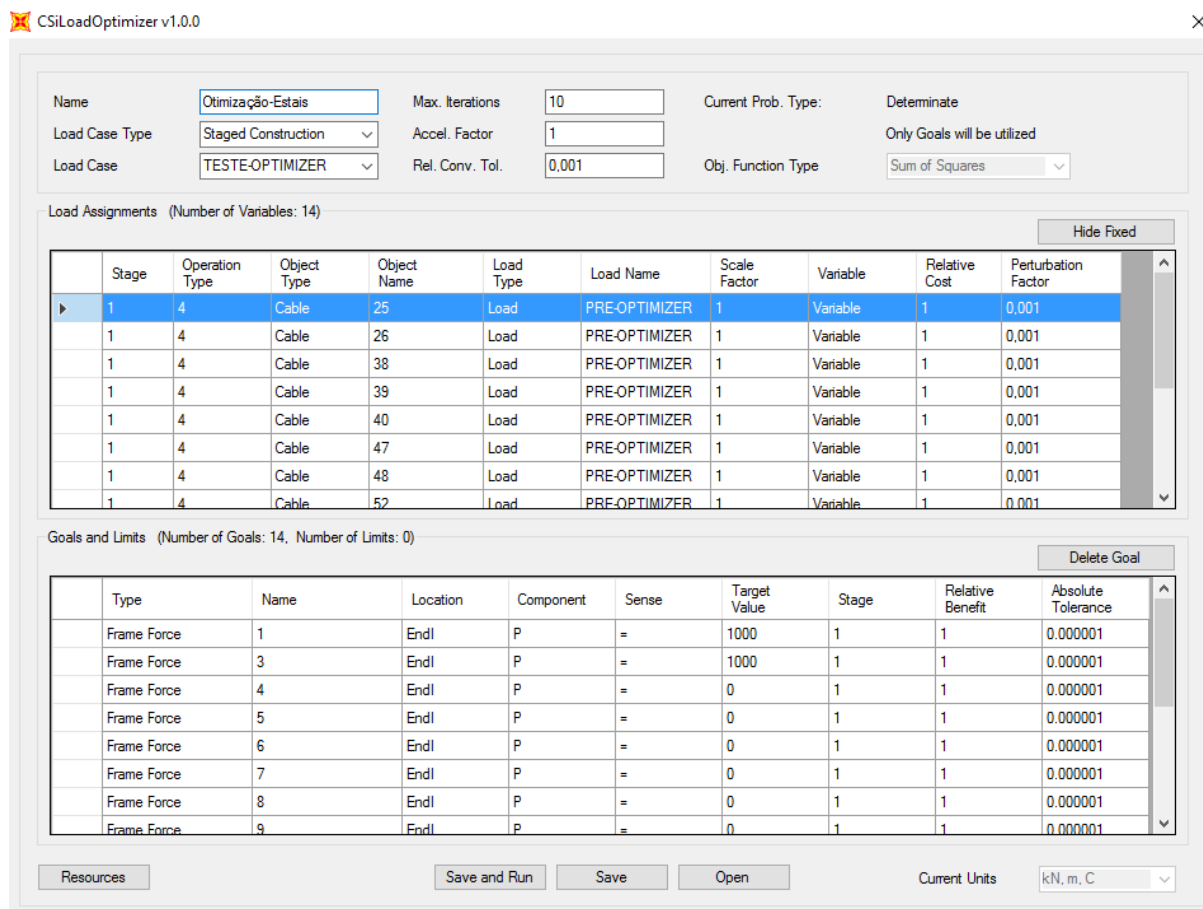


Figura 4.5 - Tela da “ferramenta” CSILoadOptimizer (SAP2000)

Existem, basicamente, três tipos de problemas que podem ser solucionados com esse módulo:

- Problemas de otimização: quando o número de incógnitas de carga (N_v) é maior que o número de objetivos (N_G). Nesse caso, múltiplas soluções podem existir e a solução final é escolhida em função do custo atribuído a cada variável. Limites devem ser estabelecidos (N_L) no lugar de valores fixos para os objetivos (N_G);
- Problemas de determinação: Quando o número de incógnitas de carga (N_v) é igual ao número de objetivos (N_G). Nesse caso, a solução é única;
- Problemas de melhor ajuste: quando o número de incógnitas de carga (N_v) é menor que o número de objetivos (N_G). Nesse caso, não pode haver solução exata para o caso. Uma solução ajustada pelos mínimos quadrados é procurada, tomando como base o benefício atribuído a cada objetivo.

Essa “ferramenta” pode ser utilizada para solucionar uma infinidade de problemas, não apenas de forças em cabos de pontes estaiadas, mas também de outros tipos de estrutura em que se deseje descobrir as “melhores” forças internas ou externas a serem aplicadas.

4.3. CARREGAMENTO DO MODELO COM AS FORÇAS DE SERVIÇO NOS ESTAIS

Para iniciar a análise, o modelo deve ser carregado com as forças de trabalho nos estais, conforme previsto no projeto. Como a alteração da força em um estai tem influência sobre os demais, é preciso determinar o conjunto de pré-alongamentos que, combinado aos carregamentos de peso próprio da estrutura e sobrecarga permanente, resultam no conjunto de forças de trabalho previsto para todos os estais.

Pode-se resolver esse problema por meio de um processo iterativo, aplicando um alongamento unitário em cada estai separadamente. Com as forças resultantes de cada uma dessas análises, monta-se uma matriz $n \times n$, também denominada matriz de influência, como nos métodos para determinação das forças ideais. Nesse caso, as incógnitas são os carregamentos de deformações impostas nos cabos (*strain loads*) correspondentes aos pré-alongamentos e, nessa matriz de influência $[m]$, m_{ij} representa o esforço axial resultante no estai i devido à aplicação do alongamento unitário no estai j .

Se o modelo utilizado for linear, o vetor de alongamentos nos cabos $\{S\}$, ou de fatores multiplicadores, pode ser calculado diretamente em função do vetor de forças desejadas $\{F^0\}$, resolvendo o sistema de equações a seguir:

$$\{F^0\} = [m]\{S\} + \{F^d\} \quad (4.8)$$

onde,

$\{F^0\}$ é o vetor de forças nos estais;

$[m]$ é a matriz de influência;

$\{S\}$ é o vetor de alongamentos ou fatores multiplicadores (incógnitas);

$\{F^d\}$ é o vetor forças nos cabos devidas às cargas permanentes.

Caso o modelo apresente comportamento não linear, um processo iterativo tem de ser aplicado. Para reduzir o número de iterações, as primeiras forças a serem utilizadas podem ser as obtidas em uma análise linear. Posteriormente, processa-se uma análise não-linear com os alongamentos obtidos no processo linear. Com as forças resultantes, calcula-se a diferença entre esse primeiro resultado e as forças de serviço previstas no projeto. Com essas diferenças, monta-se um vetor $\{\Delta_F\}$ que, utilizado na resolução da equação (4.9), fornece o

vetor $\{\Delta_S\}$ contendo os acréscimos que deverão ser somados aos pré-alongamentos aplicados anteriormente para a realização de uma nova iteração.

$$\{\Delta_F\} = [m] \cdot \{\Delta_S\} \quad (4.9)$$

onde,

$[m]$ é a matriz de influência;

$\{\Delta_F\}$ é a matriz coluna que contém a diferença entre as forças previstas no projeto e aquelas obtidas na análise do modelo na última iteração;

$\{\Delta_S\}$ é a matriz coluna que contém os acréscimos aos pré-alongamentos a serem aplicados na próxima iteração.

Esse processo deve ser repetido diversas vezes até que as forças resultantes nos estais se aproximem das forças de projeto, dentro de uma margem de tolerância previamente estipulada.

Esse procedimento também pode ser efetuado por meio da “ferramenta” “*CSI Load Optimizer*” que acompanha o software SAP2000 (ou “*Unknown Load Factor*” no software MIDAS Civil). Nesse caso, as incógnitas de carga (N_v) são os alongamentos unitários aplicados nos estais e os objetivos (N_G) são as forças de serviço nesses mesmos estais. Uma vez processada essa análise, o modelo final já é processado com os alongamentos corretos correspondentes às forças desejadas. Os fatores multiplicadores são apresentados no arquivo de saída do programa e podem ser utilizados em outro caso de carregamento.

O resultado final dessas análises (o último modelo processado) é utilizado para as verificações de projeto da ponte em serviço (com cargas acidentais) e no início do processo de desmontagem, conforme apresentado a seguir.

4.4. PROCESSO DE DESMONTAGEM (*BACKWARD ANALYSIS*)

O processo mais comum e largamente citado na literatura para análise das etapas construtivas em pontes estaiadas é a chamada análise retroativa (*backward analysis*). Seguindo uma reversão, ou seja, no sentido inverso do processo de execução da ponte, uma análise, etapa por etapa, pode ser desenvolvida para determinação da geometria da estrutura em cada fase, bem como para obtenção: das forças em cada estai; das forças iniciais a serem aplicadas nos estais e dos esforços para verificação de cada subestrutura.

Os carregamentos que vão sendo removidos são aplicados em sentido inverso no correspondente modelo da subestrutura onde ocorre a remoção. As treliças de escoramento entram no modelo como cargas que devem ser aplicadas nos pontos de apoio, tanto no sentido positivo quanto negativo, à medida que a mesma se movimenta. Em alguns casos, quando a viga de rigidez é muito esbelta, tem-se utilizado a treliça como estrutura fixa para enrijecer o tabuleiro durante a montagem. Nesse caso, a treliça teria que ser modelada conjuntamente com o restante da estrutura em cada etapa.

No processo tradicional de avaliação de etapas construtivas, diferentes modelos são criados para a aplicação dos carregamentos em cada fase. Os deslocamentos nos nós e os esforços nas seções são guardados para, posteriormente, serem linearmente somados em cada etapa que se deseja avaliar. No caso de estruturas com comportamento linear, esse procedimento é válido. Porém, em estruturas que apresentam comportamento não linear, com grandes deslocamentos e efeitos de segunda ordem consideráveis, esse procedimento não é válido. Nesse caso, os modelos criados em sequência devem levar em consideração os deslocamentos nodais da etapa anterior para que os efeitos de segunda ordem de todos os carregamentos sejam atualizados.

A Figura 4.6 apresenta um esquema dos diversos modelos que precisam ser criados para a análise das diversas etapas construtivas.

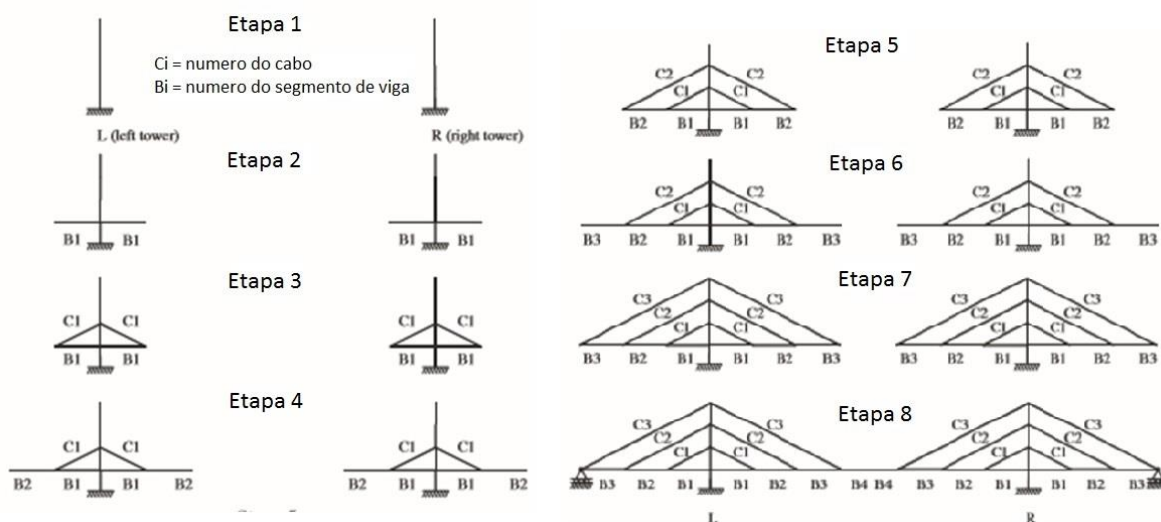


Figura 4.6 - Modelos para análise das sucessivas etapas de construção de uma ponte estaiada. (Adaptado de WANG, 2004)

De uma maneira geral, a maioria dos projetistas inicia a etapa de análise das fases construtivas pelo processo de desmontagem. Isso se deve ao fato de que, como visto anteriormente, toda a estrutura da ponte é dimensionada para uma situação ideal de serviço que pode ser reproduzida em um modelo final único. Além disso, esse processo é crucial na

determinação das forças iniciais a serem aplicadas nos estais durante o processo de construção.

Uma infinidade de procedimentos diferentes pode ser adotada na construção de uma ponte estaiada. No entanto, apresenta-se, no Quadro 4.1, um esquema geral dos passos que devem ser adotados em pontes executadas pelo método dos balanços sucessivos, segundo HAN e YAN (2000).

Quadro 4.1 - Lista genérica de etapas para análise retroativa de uma ponte construída pelo método dos balanços sucessivos

Passo 1:	Reproduzir o estado permanente da estrutura;
Passo 2:	Remover os deslocamentos devidos aos efeitos reológicos (fluência e retração) equivalentes a uma idade de 5 anos. Portanto, o perfil inicial deve estar um pouco acima do previsto no projeto geométrico;
Passo 3:	Remover a sobrecarga permanente da estrutura (barreiras, pavimento etc.);
Passo 4:	Aplicar peso das treliças e carregamentos temporários de construção;
Passo 5:	Remover o centro da estrutura (fechamento) para analisar as primeiras subestruturas separadamente (idênticas, se houver simetria longitudinal);
Passo 6:	Mover os carregamentos de treliça para trás na posição de concretagem da aduela anterior;
Passo 7:	Remover o peso de concreto de uma aduela;
Passo 8:	Remover as forças nos estais da aduela em questão;
Passo 9:	Remover os elementos correspondentes.

Os passos 6 a 9 devem ser repetidos até que todas as aduelas tenham sido desmontadas. As forças iniciais a serem aplicadas no processo de montagem são obtidas na etapa imediatamente anterior à remoção de cada estais, individualmente. A aplicação dessas forças no campo dependerá da situação da obra no momento do tensionamento (geometria da viga e distribuição de forças nos demais cabos) e da temperatura ambiente no dia, como é apresentado posteriormente.

As contra-flechas aplicadas no campo também podem ser retiradas desses modelos parciais. Verifica-se o deslocamento da extremidade da aduela logo após a remoção do cabo e, essa diferença em relação ao medido no campo, é a contra-flecha que deve ser aplicada às formas dos elementos.

O grande problema da análise retroativa é que os efeitos reológicos, como fluência e retração, bem como qualquer inconformidade apresentada durante a execução (como erros de locação e variações no módulo de elasticidade do concreto), não podem ser inclusas na análise e nem corrigidas pontualmente para adequação com os dados de campo. Para suprir essa lacuna, valores obtidos em uma análise progressiva, no sentido correto de construção da obra, podem ser utilizados.

Apresenta-se, a seguir, um exemplo simples de análise retroativa (por desmontagem) para evidenciar algumas técnicas específicas que podem ser utilizadas nos programas de análise comerciais de análise como SAP2000 e MIDAS CIVIL, que contam com um módulo para reprodução de etapas construtivas.

4.4.1. EXEMPLO DE DESMONTAGEM

Para exemplificar as técnicas utilizadas na análise por desmontagem, utilizar-se um exemplo que consta no trabalho de GRABOW (2004), onde um modelo simplificado de ponte estaiada é analisado. A reprodução desse exemplo foi analisada por meio do programa SAP2000, que foi alimentado com os dados apresentados a seguir.

A altura total do pilone é de 30,0 m e o tabuleiro está locado a 20,0 m de distância do seu topo. As distâncias entre os estais, que são numerados de C1 a C5 da esquerda para a direita, são de 12,0 m entre C1 e C2; 16,0 m entre C2 e o pilone; 16,0 m entre o o pilone e C3; 16,0 entre C3 e C4 e 16,0 m entre C4 e C5. O trecho de fechamento central possuiu 16,0 m de comprimento total entre os estais C5, de ambos os lados. Porém, como apenas metade da estrutura foi modelada por conta da simetria longitudinal, esse trecho aparece no modelo com apenas metade de seu comprimento (8,0 m) e ligado a um apoio que restringe o deslocamento horizontal e as rotações em torno do eixo perpendicular ao plano do modelo. A Tabela 4.1 apresenta as características dos materiais e as seções transversais utilizadas. A Figura 4.7 ilustra o modelo numérico indeformado. Os valores são aproximados e podem apresentar pequenas discrepâncias com os utilizados na prática.

Tabela 4.1 - Características dos materiais e seções do exemplo

Materiais				Seções Transversais		
	E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)		A (m ²)	I (m ⁴)
Concreto	30,1	0,2	25,0	Pilone	1,00	2,76
Aço	195,0	0,3	78,5	Viga	4,38	0,92
				Estai C1	0,0208	-
				Estai C2, C3	0,0062	-
				Estai C4, C5	0,0124	-

Onde,

E é o módulo de elasticidade dos materiais;

ν é o coeficiente de Poisson dos materiais;

γ é o peso específico dos materiais;

A é a área da seção transversal;

I é o momento de inércia da seção transversal.

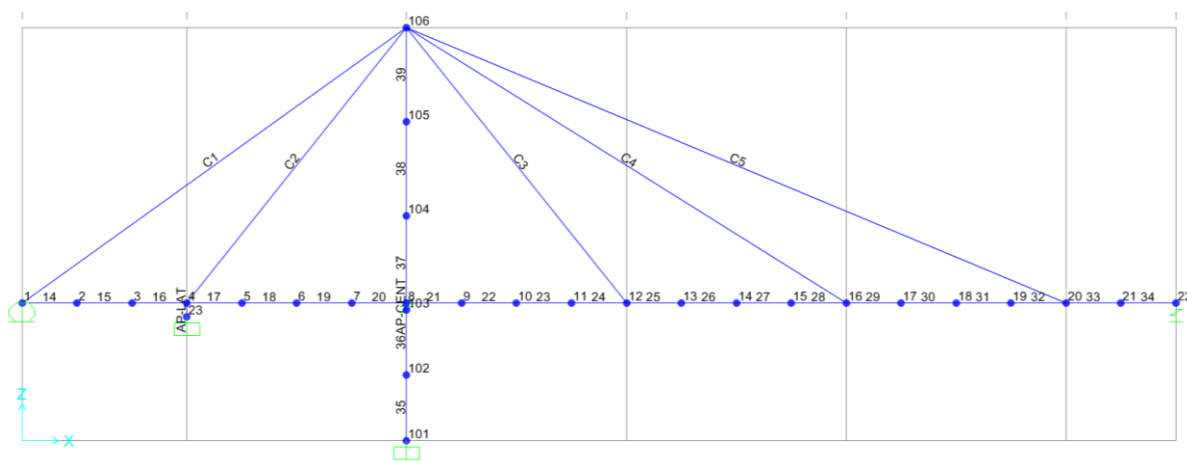


Figura 4.7 - Modelo simplificado de ponte estaiada

A sequência de construção da ponte inicia-se pela execução do vão lateral com um apoio provisório no ponto de ligação do estai C2 com o tabuleiro. A seguir, os trechos do vão central entre estais vão sendo executados, seguidos do tensionamento de seus respectivos cabos. O cabo de ré C1 é protendido após a protensão do cabo C4.

Antes da execução do fechamento central, a fixação do tabuleiro no pilone é alterada. Durante a execução, essa ligação impede os deslocamentos verticais e horizontais do tabuleiro. Em serviço, ela impedirá apenas deslocamentos verticais.

O Quadro 4.2 apresenta a lista das etapas construtivas ordenadas segundo o processo de desmontagem da estrutura.

Quadro 4.2 - Sequência de desmonte da estrutura do exemplo

Etapas	Procedimentos
1	Inclusão dos elementos referentes à estrutura final, carregamentos de peso próprio, sobrecarga permanente e pré-alongamento dos estais;
2	Remoção da sobrecarga permanente;
3	Destensionamento do estai C5;
4	Remoção do trecho de fechamento central;
5	Alteração da ligação pilone-tabuleiro restringindo o deslocamento horizontal;
6	Remoção do estai C5;
7	Remoção do segmento 5;
8	Remoção do estai C4;
9	Remoção do estai C1;
10	Remoção do segmento 4;
11	Remoção do estai C3;
12	Remoção do estai C2 e inclusão do apoio provisório no vão lateral;
13	Remoção do segmento 3;
14	Remoção dos segmentos 1 e 2.

A determinação das forças de serviço nos estais foi feita por meio do programa CSILoadOptimizer. Primeiramente, processou-se a análise pelo método do deslocamento zero, que forneceu a distribuição de momentos fletores conforme mostra a Figura 4.8.

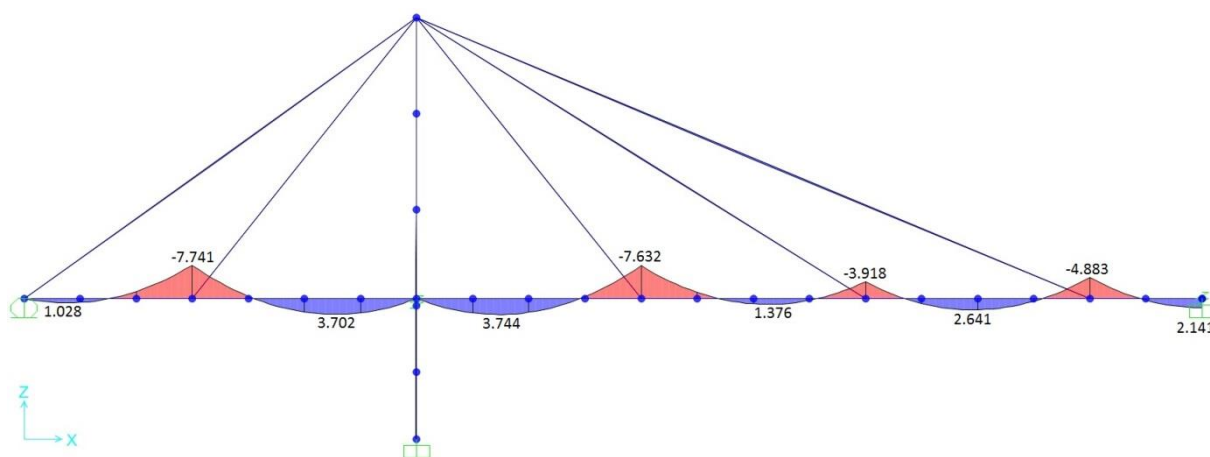


Figura 4.8 - Distribuição de momentos fletores segundo o método do deslocamento zero (em kN.m)

Posteriormente, processou-se uma nova análise, restringindo os momentos fletores em algumas seções, objetivando equalizar a distribuição de esforços no tabuleiro. Apresenta-se, na Figura 4.9, a distribuição de esforços obtida.

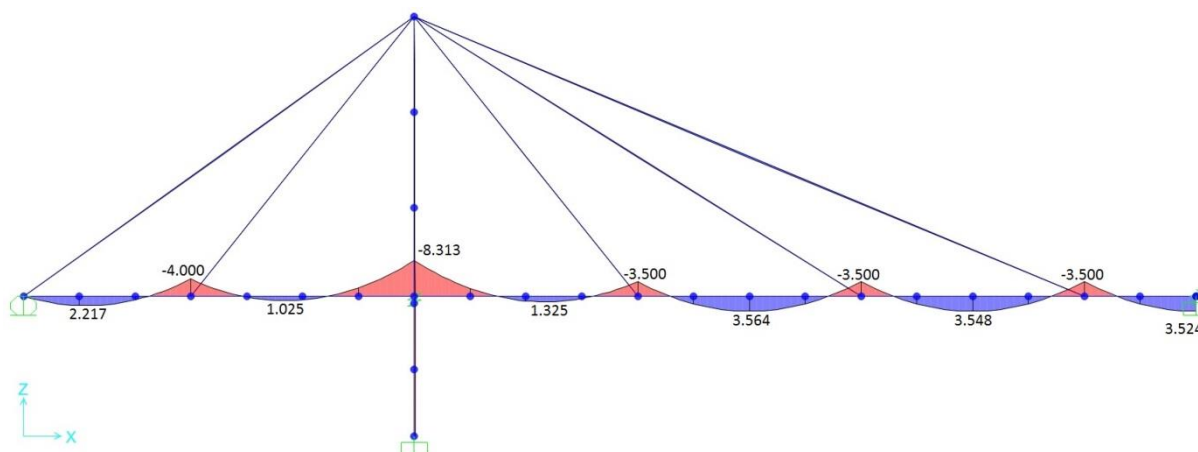


Figura 4.9 - Distribuição de momentos fletores segundo o método da otimização (em kN.m)

Os pré-alongamentos correspondentes a essa distribuição foram armazenados em um novo caso de carregamento que será utilizado no início do processo de desmontagem. As forças de serviço nos estais são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Forças de serviço e pré-alongamento dos estais

Estai	Força (kN)	Along. (m/m)
C1	17488,5	$-4,9499 \times 10^{-3}$
C2	4030,9	$-4,2198 \times 10^{-3}$
C3	4139,8	$-3,0350 \times 10^{-3}$
C4	6689,4	$-2,2709 \times 10^{-3}$
C5	9205,3	$-3,4690 \times 10^{-3}$

4.4.2. MUDANÇAS NO SISTEMA ESTRUTURAL

Quando são introduzidas mudanças no sistema estrutural, tais como a inclusão de novos apoios, a retirada de apoios ou estruturas de fechamento de trechos previamente adicionados, diferenças podem ser encontradas entre o processo de montagem e desmontagem.

Na retirada dos elementos referentes às ligações entre duas partes da estrutura (fechamentos), uma situação de esforços nulos nas extremidades precisa ser reproduzida. Isso ocorre porque, de fato, durante o processo de execução, esses trechos de ligação são concretados entre extremidades livres. Na análise retroativa parte-se de uma situação onde esses elementos estariam sob ação de esforços induzidos pelo peso próprio da estrutura e do pré-alongamento dos estais introduzidos conjuntamente na estrutura final.

Para tentar aproximar o modelo que está sendo desmontado com o da situação real de execução da estrutura, procede-se um “destensionamento” do estai mais próximo ao fechamento de maneira a anular os esforços de flexão na ligação entre a estrutura pronta e o

trecho que será removido. A força que deve ser introduzida no estai é calculada por tentativa. Sucessivos esforços de pré-alongamento (*strain*) são introduzidos no estai em questão até a obtenção dos esforços desejados.

A Figura 4.10 ilustra o diagrama de momentos fletores antes (a) e depois do “destensionamento” do estai.

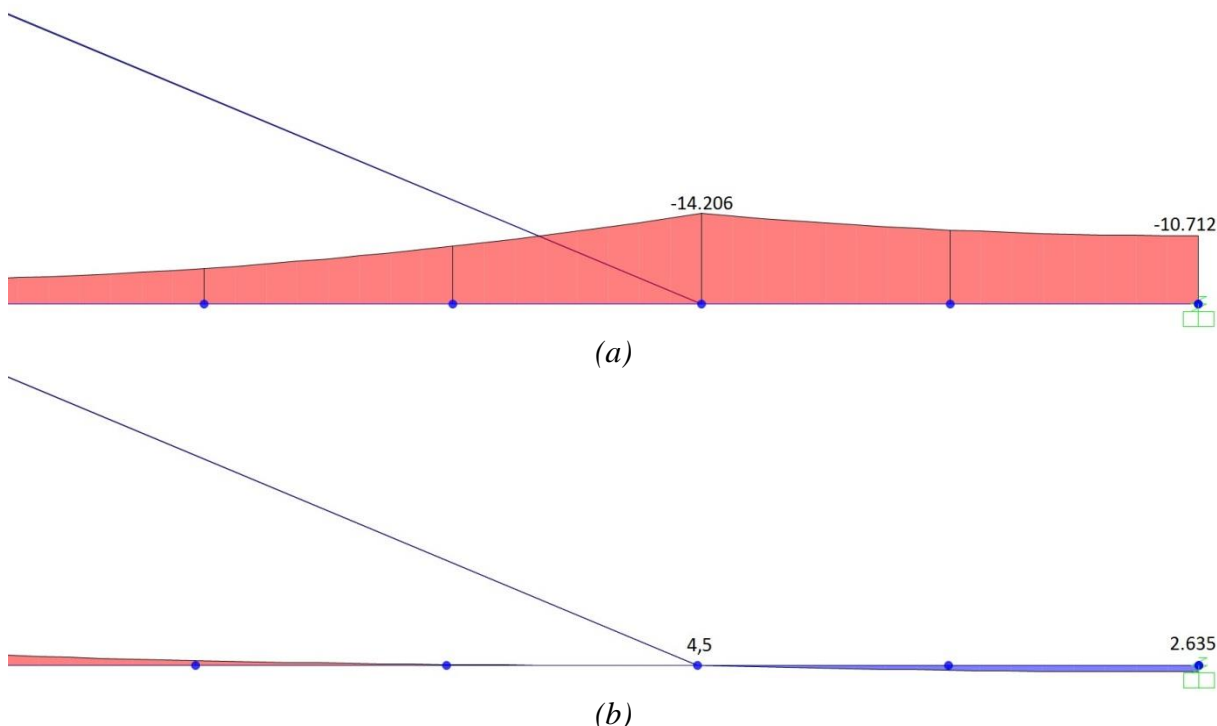


Figura 4.10 - Momentos fletores no processo de “destensionamento” (em kN.m). (a) Antes do destensionamento; (b) Após o destensionamento

Esse procedimento significa, na realidade, que esse estai terá de ser protendido duas vezes durante a execução. Primeiramente, uma força menor deve ser introduzida no estai para que, após a execução do fechamento, proceda-se um novo tensionamento com uma força superior visando redistribuir os esforços pelo novo trecho concretado.

Outros tipos de mudanças de sistema estrutural podem ocorrer durante a execução de uma ponte estaiada. Um outro caso similar é apresentado a seguir.

4.4.3. INTRODUÇÃO DE APOIOS PROVISÓRIOS

Durante o processo de desmontagem, muitas vezes, apoios provisórios precisam ser incluídos no sistema para reproduzir a situação real de execução da obra. No entanto, quando esses elementos são introduzidos no modelo que está sendo desmontado, a nova distribuição de esforços na estrutura não corresponde àquela apresentada no processo de montagem. Isso se deve ao fato de os novos elementos serem introduzidos na posição deformada da estrutura, o que não ocorre no campo uma vez que o tabuleiro da obra é apoiado sobre escoras.

Por conta disso, a inclusão de apoios na estrutura durante a desmontagem não altera a distribuição de esforços que estava presente antes da mudança do sistema estrutural. Alguns programas comerciais de análise, como o MIDAS CIVIL, contam com uma ferramenta que introduz os novos elementos na posição indeformada, gerando os esforços correspondentes na estrutura.

Uma maneira simples de resolver esse problema é aplicar um recalque no apoio provisório equivalente ao deslocamento do nó de ligação com o apoio provisório na estrutura deformada.

A Figura 4.11 apresenta o diagrama de momentos fletores na análise por montagem (a), na análise por desmontagem sem aplicação do recalque (b) e na análise por desmontagem após a aplicação do recalque adequado no apoio (c).

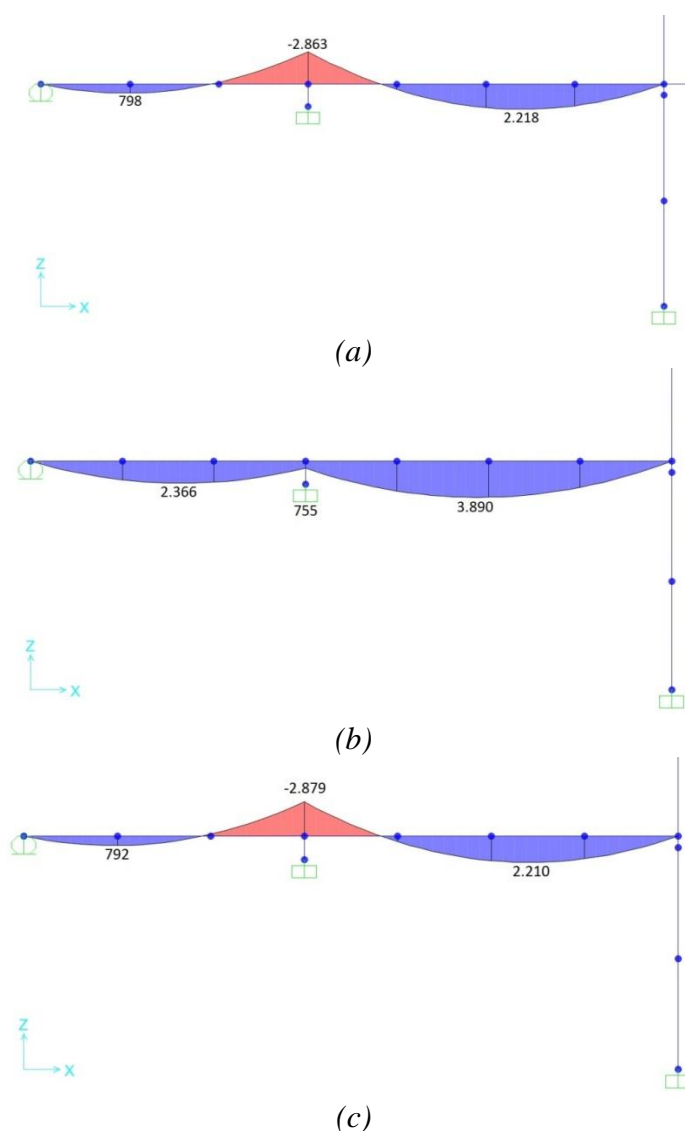


Figura 4.11 - Introdução de apoios provisórios. (a) Esforços no tabuleiro na montagem; (b) Esforços no tabuleiro na desmontagem (c) Esforços no tabuleiro na desmontagem com introdução de recalque.

É importante ressaltar que, idealmente, todos os esforços encontrados na análise retroativa devem ser encontrados em uma análise seguindo o sentido inverso, ou seja, no sentido real de montagem da estrutura sem levar em conta os efeitos reológicos. Na prática, isso é muito difícil de ser obtido, pois a análise por desmontagem é um processo fictício que não é reproduzido em campo. No entanto, tomando alguns cuidados especiais na análise por montagem, pode-se chegar a valores muito próximos, validando a eficácia dos modelos, conforme apresentado a seguir.

4.5. PROCESSO DE MONTAGEM (*FORWARD ANALYSIS*)

Na análise por montagem (*forward analysis*), as diversas estruturas parciais são processadas seguindo o sentido real de construção da estrutura. Nesse caso, diferentemente do processo de desmontagem, os carregamentos são aplicados no sentido correto. Assim como na desmontagem, as treliças de escoramento entram no modelo como cargas que devem ser aplicadas nos pontos de apoio, tanto no sentido positivo, (quando incluídas em um determinado ponto), quanto no negativo (quando são removidas).

Apresenta-se, no Quadro 4.3, um esquema geral dos passos que devem ser adotados na análise por montagem em pontes executadas pelo método dos balanços sucessivos.

Quadro 4.3 - Lista genérica de etapas para análise progressiva de uma ponte construída pelo método dos balanços sucessivos

Passo 1:	Introdução dos elementos representantes das fundações, pilones e partes da estrutura moldados no local (sobre escoramento direto);
Passo 2:	Introdução do peso das treliças de escoramento;
Passo 3:	Introdução do peso do concreto fresco das novas aduelas;
Passo 4:	Introdução dos novos estais com a força inicial calculada pelo método da desmontagem. Remoção dos carregamentos de concreto fresco e introdução do peso próprio dos novos segmentos;
Passo 5:	Remoção do peso das treliças;
Passo 6:	Repetição dos passos 2 a 5 até que a última aduela seja concretada;
Passo 7:	Introdução das forças de abertura (<i>set-back</i>) com macaqueamento de um lado do tabuleiro contra o outro;
Passo 8:	Concretagem do trecho de fechamento central;
Passo 9:	Remoção das treliças de escoramento e outros equipamentos de montagem;
Passo 10:	Introdução dos carregamentos de sobrecarga permanente (pavimento, barreiras, passeios e etc.);
Passo 11:	1500 dias para avaliação dos efeitos reológicos na estrutura pronta;

A primeira dificuldade encontrada no processo de montagem é a determinação das forças iniciais que precisam ser aplicadas nos estais. Essas forças, conforme exposto anteriormente, precisam ser retiradas do processo de desmontagem. Muitos autores propuseram o método da desmontagem como suficiente para a análise das etapas construtivas (BEHIN, 1990; BEHIN e MURRAY, 1992; REDDY et al, 1999; WANG et al, 2004).

De fato, a análise retroativa pode ser utilizada, não só para determinação das forças iniciais nos estais, como também para avaliação dos esforços e dimensionamento da estrutura em cada etapa. Porém, caso haja alguma discrepância entre os resultados da análise e o verificado em campo, a análise retroativa não pode ser atualizada para corrigir esses problemas. Para controlar e corrigir o processo durante a execução a análise progressiva é a mais indicada. Quando as diferenças encontradas são consideráveis, novos tensionamentos podem ser necessários e as implicações dessas alterações na estrutura final só podem ser avaliadas pelo processo de montagem. Além disso, a variação de temperatura nos elementos também pode ser mais facilmente avaliada pelo processo de montagem.

Conforme citado anteriormente, apenas por meio da análise progressiva pode-se calcular os efeitos reológicos como fluência, retração e relaxação. Segundo HAN e YAN (2000), os valores obtidos 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).

A utilização dos *softwares* comerciais na análise progressiva requer alguns cuidados especiais devido à algumas particularidades dos módulos de análise de etapas construtivas desses programas. A seguir, apresenta-se a continuação do exemplo simplificado, bem como a exposição de algumas técnicas que podem ser utilizadas nos programas SAP2000 e MIDAS CIVIL.

4.5.1. EXEMPLO DE MONTAGEM

Assim como no processo de desmontagem, reproduz-se o mesmo modelo apresentado na seção 4.4.1 adotando o sentido inverso das operações realizadas, conforme exposto no Quadro 4.4. É importante ressaltar que esse exemplo é simplificado e que, portanto, não são incluídos os pesos das treliças de escoramento e os carregamentos de peso próprio são acionados no momento da inclusão de cada elemento.

Quadro 4.4 - Sequência de montagem da estrutura do exemplo

Etapas	Procedimentos
1	Inclusão dos pilones e dos segmentos 1 e 2 incluindo o apoio provisório.
2	Inclusão do segmento 3;
3	Inclusão do estai C2 e remoção do apoio provisório no vão lateral;
4	Inclusão do estai C3;
5	Inclusão do segmento 4;
6	Inclusão do estai C1;
7	Inclusão do estai C4;
8	Inclusão do segmento 5;
9	Inclusão do estai C5;
10	Alteração da ligação pilone-tabuleiro restringindo o deslocamento horizontal;
11	Remoção do trecho de fechamento central;
12	Retensionamento do estai C5;
13	Inclusão da sobrecarga permanente.

A estrutura da Figura 4.7 é montada progressivamente a partir do pilone, utilizando as forças iniciais nos estais obtidas na análise retroativa, conforme a Tabela 4.3. O objetivo é comparar os resultados obtidos na montagem (forças nos estais e esforços nas seções) com o estado inicial de serviço (primeira etapa da análise retroativa) para validar os modelos e confirmar a eficácia das técnicas utilizadas.

Tabela 4.3 - Forças iniciais nos estais a serem aplicadas no processo de montagem

	Operação	Força (kN)
1	1ª Prot. C2	554,0
2	1ª Prot. C3	2214,2
3	1ª Prot. C1	3701,2
4	1ª Prot. C4	2029,5
5	1ª Prot. C5	1238,9
6	2ª Prot. C5	6317,9

Apresenta-se, nas Figuras 4.12 e 4.13, os diagramas de esforços obtidos ao final do processo de montagem e aqueles do início do processo de desmontagem que representam a distribuição de esforços ideais.

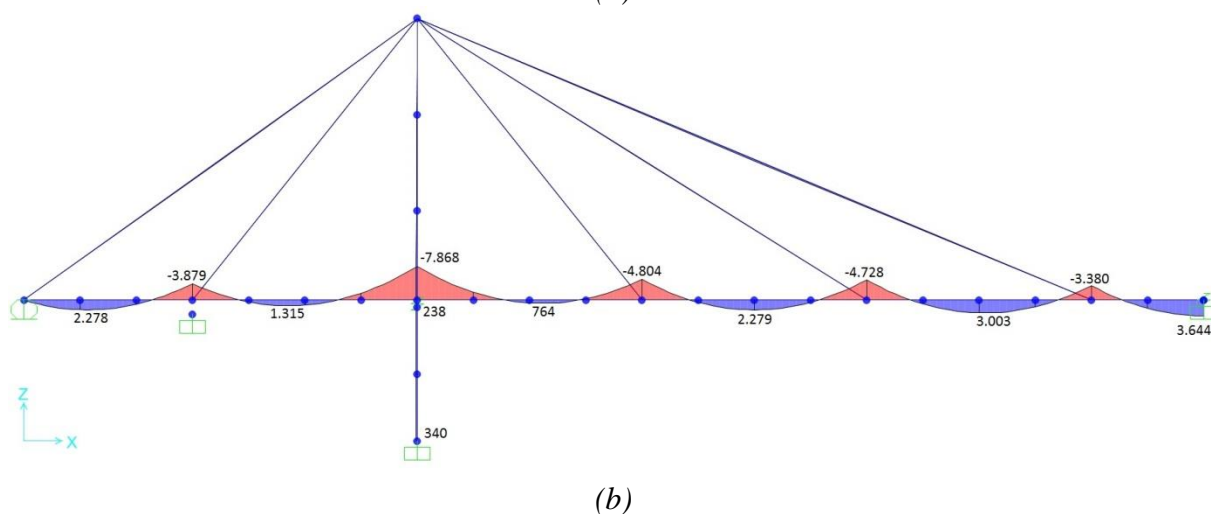
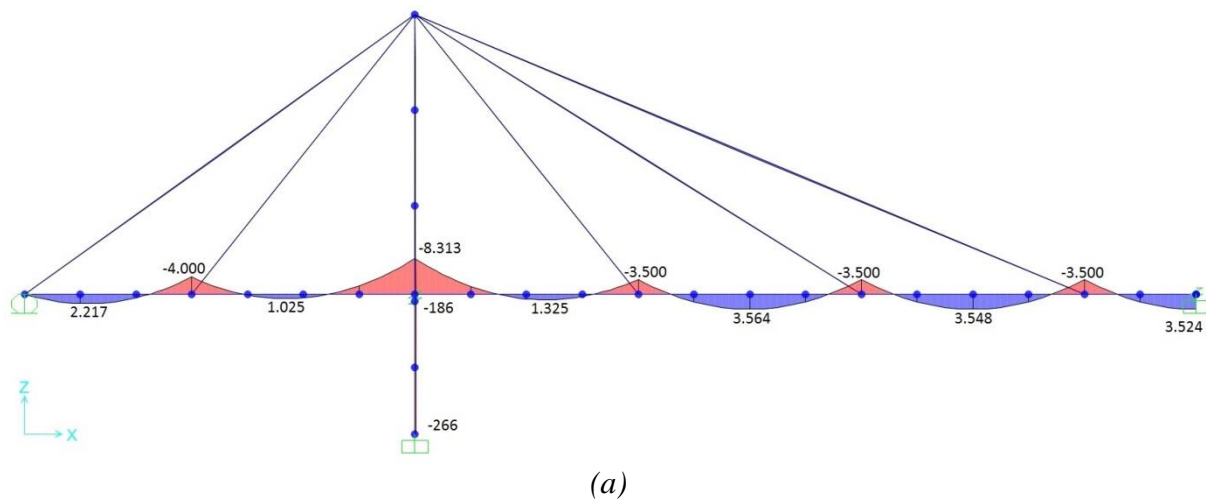


Figura 4.12 - Diagramas de momentos fletores no modelo simplificado em (kN.m). (a) Início da desmontagem; (b) Final da montagem.

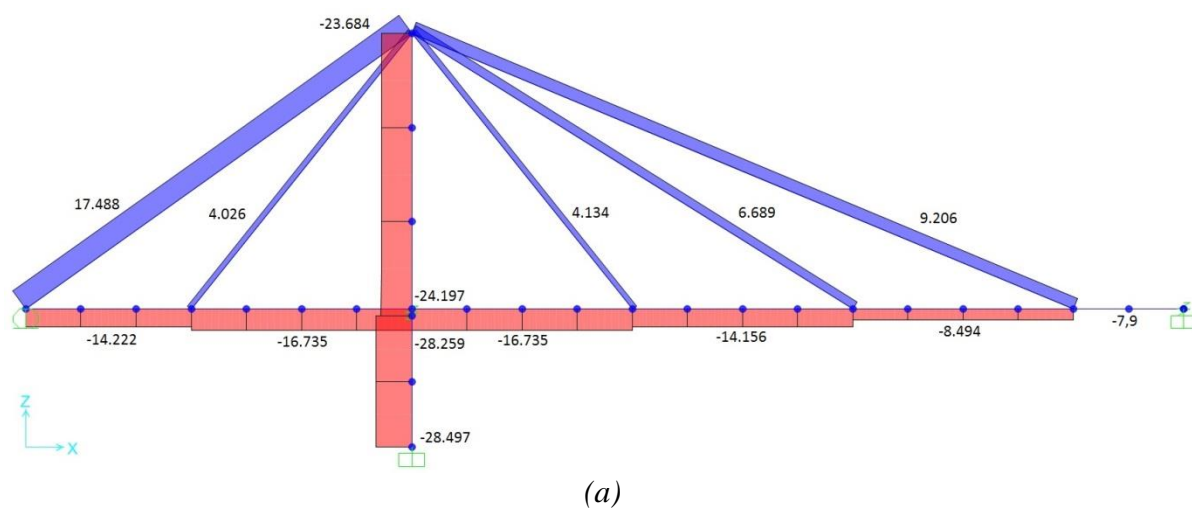
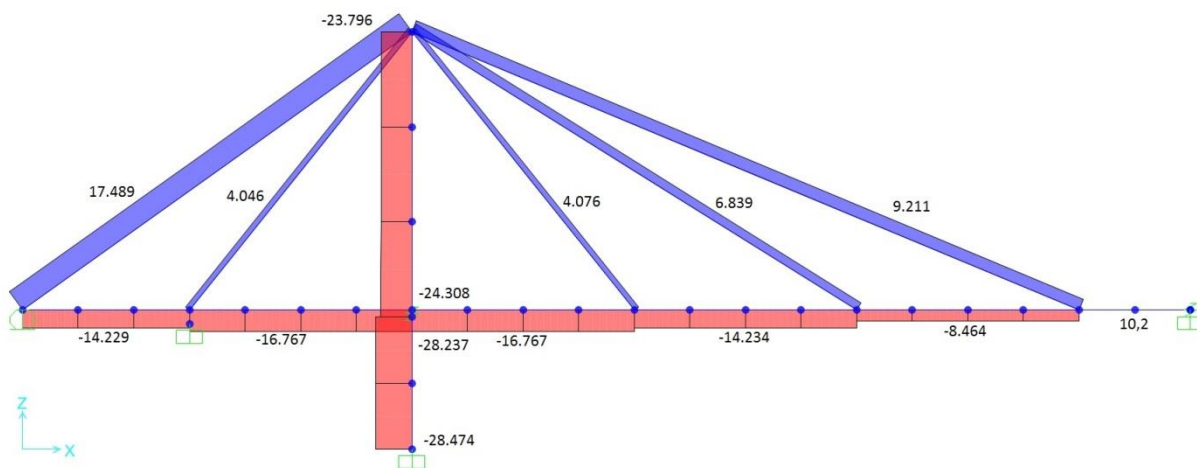


Figura 4.13 - Diagramas de esforços normais no modelo simplificado (a) Início da desmontagem;(continua)



(b)

Figura 4.13 - Diagramas de esforços normais no modelo simplificado (b) Final da montagem.
(Conclusão)

A Tabela 4.4 apresenta a comparação dos esforços nos elementos entre o início do processo de desmontagem e o final do processo de montagem.

Tabela 4.4 - Comparação entre as forças nos estais e os esforços nas principais seções no início do processo de desmontagem ao final do processo de montagem.

	Forças Normais nos Estais (kN)		Esforços nas Principais Seções				
	DESM	MONT	M (kN.m)		N (kN)		
			DESM	MONT	DESM	MONT	
C1	17.488	17.489	S1	-4.000	-3.879	-14.222	-14.229
C2	4.026	4.046	S2	-8.313	-7.868	-16.735	-16.767
C3	4.134	4.076	S3	-3.500	-4.804	-16.735	-16.767
C4	6.689	6.839	S4	-3.500	-4.728	-14.156	-14.234
C5	9.206	9.211	S5	-3.500	-3.380	-8.494	-8.464
			S6	3.524	3.644	-7,9	10,2

Podem-se observar pequenas diferenças entre alguns esforços que são devidas, principalmente, a aproximações numéricas do programa de análise e ao processo de análise não linear que não é idêntico para a montagem e a desmontagem. É importante destacar que a análise da desmontagem é um processo fictício, pois utiliza-se um mecanismo progressivo para simular a situação inversa. Para chegar a esforços tão próximos, é necessária a utilização de algumas “ferramentas” e técnicas especiais expostas a seguir nas próximas seções.

4.5.2. MÉTODOS PARA CORREÇÃO DA GEOMETRIA DURANTE O PROCESSO DE MONTAGEM (*GHOST STRUCTURE*)

Quando se utilizam os programas comerciais no método da montagem, são aplicadas algumas discontinuidades entre os segmentos incluídos no modelo ao longo do processo.

Cada novo elemento adicionado no modelo é inserido na posição original indeformada. Dessa forma, os elementos que estão ligados entre os nós já presentes e os nós que serão adicionados ficam inclinados entre a posição deformada (etapa anterior) e a posição indeformada (novos elementos). A Figura 4.14 ilustra essa situação.

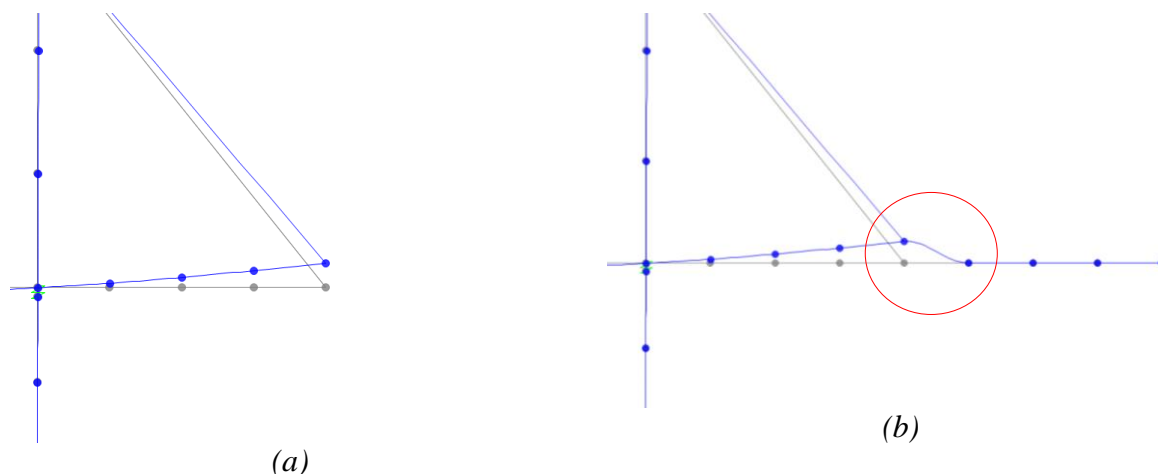


Figura 4.14 - Inclusão de novos elementos no modelo pelo programa SAP2000 (a) Estrutura deformada antes da inclusão; (b) Estrutura deformada após a inclusão.

Esse procedimento interno dos programas não apenas gera deformações na estrutura final, como também introduz esforços indesejados em uma análise não linear. Esses esforços indesejados de segunda ordem podem alterar completamente a distribuição de forças nos estais e de momentos fletores no tabuleiro. Além disso, a determinação das contra-flechas, que precisam ser fornecidas para a equipe de campo, fica praticamente inviabilizada (Figura 4.15).

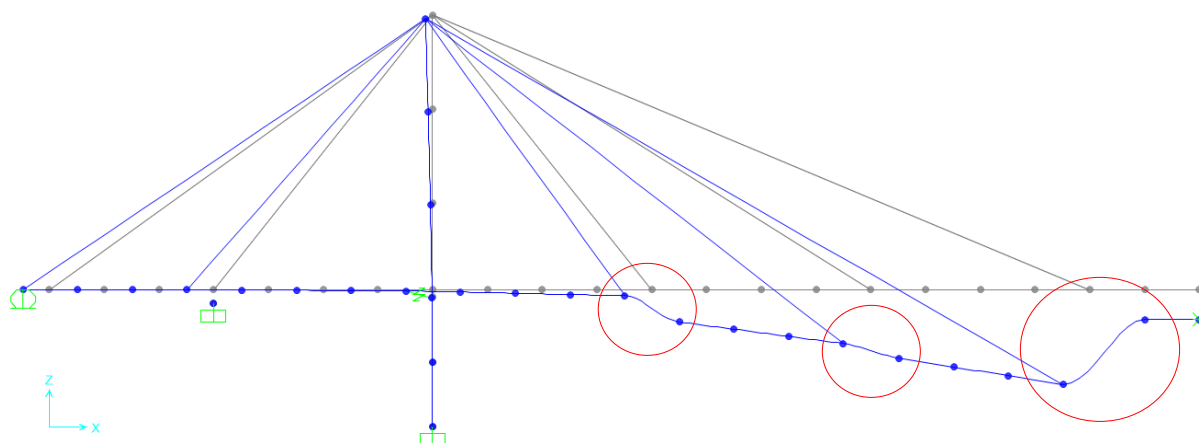


Figura 4.15 - Estrutura final deformada após inclusão de elementos pelo procedimento interno do programa SAP2000.

Para solucionar esse problema, utiliza-se um método chamado estrutura fantasma (*ghost structure*). A estrutura é adicionada completa na primeira etapa da montagem, porém,

com características de seção nulas (muito próximas de zero). À medida que a estrutura vai avançando, vão se alterando as características e incluindo o peso da estrutura. Dessa forma, os novos elementos vão sendo adicionados em posições mais próximas da realidade. Além disso, as contra-flechas podem ser obtidas de uma maneira mais direta, como será exposto adiante.

A Figura 4.16 ilustra a estrutura final deformada analisada pelo método da estrutura fantasma.

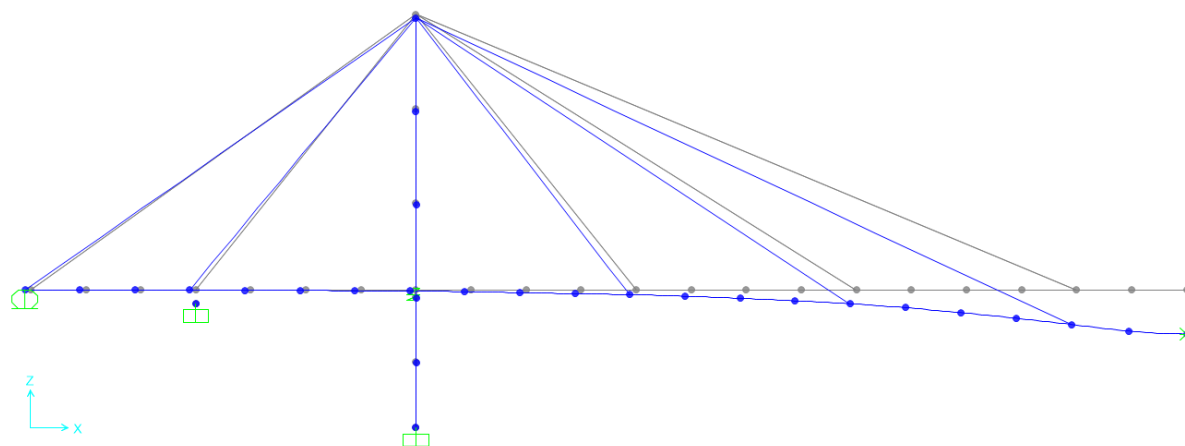


Figura 4.16 - Estrutura final deformada analisada pelo método da estrutura fantasma.

O SAP2000 disponibiliza uma ferramenta que, após a análise das fases construtivas, calcula e corrige a posição dos nós para que a estrutura final fique na posição desejada (geometria indeformada). Porém, essa ferramenta não funciona adequadamente para esse tipo de aplicação. O software MIDAS CIVIL apresenta uma ferramenta que inclui os novos elementos em uma linha tangente na direção dos elementos anteriores. Esse artifício costuma ser efetivo para a maioria das aplicações.

4.5.3. FORÇA DE ABERTURA (*SET-BACK*)

Outro ajuste que precisa ser feito durante a montagem é o das forças normais no tabuleiro e dos momentos fletores nos pilones. Quando se remove um elemento, como o fechamento central durante o processo de desmontagem, o programa de análise, por um procedimento padrão, aplica os esforços internos dos elementos nos nós adjacentes que ficaram livres.

Teoricamente, quando o segmento central é inserido na estrutura, o mesmo entra em uma situação de esforços normais nulos, o que não é conveniente em um tabuleiro de concreto. Por conta dos efeitos reológicos, as componentes horizontais dos estais tendem a tracionar o trecho central ao longo do tempo, podendo conduzir a esforços excessivamente altos para o dimensionamento.

Além disso, durante a construção são introduzidos momentos fletores nos pilones que podem complicar o dimensionamento e a estabilidade da estrutura quando tratados em conjunto com aqueles produzidos pelas cargas acidentais. Conforme visto anteriormente, a determinação das forças ideais nos estais visa também anular esses esforços de flexão devidos à carga permanente no pilone, por uma questão de economia de materiais.

A Figura 4.17 os diagramas de esforços normais na estrutura, antes da aplicação da força de abertura (a), e após a aplicação (b).

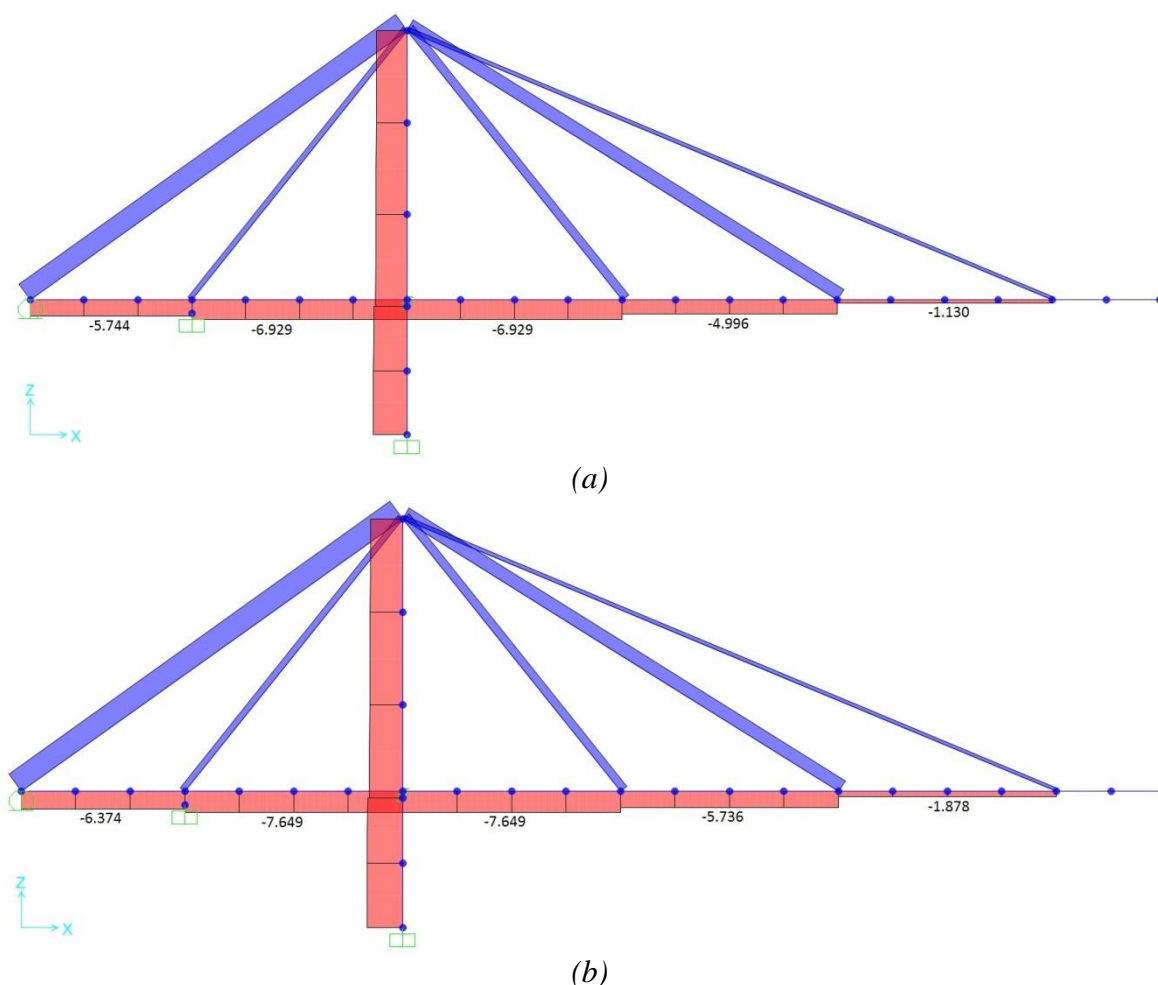


Figura 4.17 - Esforços normais no tabuleiro durante o processo de montagem (a) Antes da aplicação da força de abertura; (b) após a aplicação da força de abertura.

Para reproduzir essa situação de esforços iniciais no pilone, que é tomada como ponto de partida na desmontagem, aplica-se uma força no tabuleiro introduzida por meio de macacos hidráulicos posicionados contra as duas metades da viga de rigidez. Naturalmente, durante esse procedimento, os aparelhos de apoio da estrutura precisam estar liberados para deslocamentos longitudinais. Os deslocamentos provocados durante essa operação alteram ligeiramente as inclinações dos cabos, provocando redistribuição de esforços no pilone.

A Figura 4.18 ilustra os diagramas de momentos fletores no pilone, antes da aplicação da força de abertura (a), e após sua aplicação (b).

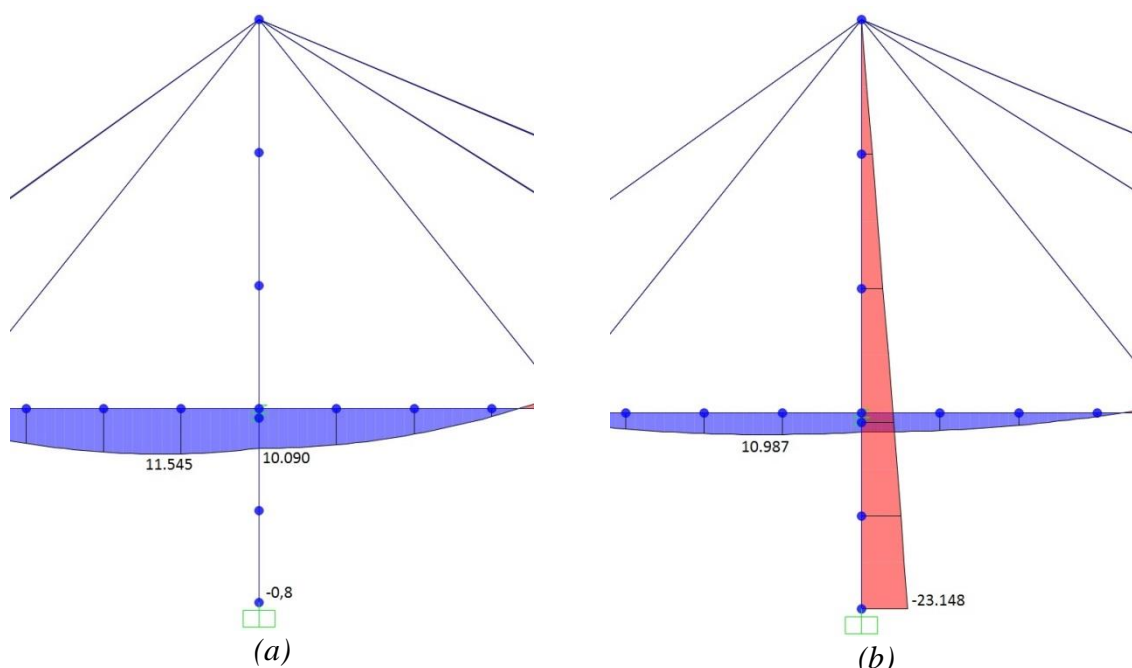


Figura 4.18 - Momentos fletores no pilone durante o processo de montagem (a) Antes da aplicação da força de abertura; (b) após a aplicação da força de abertura.

Observa-se, na Figura 4.18, que os momentos fletores no pilone não são anulados imediatamente após a aplicação da força de abertura. A distribuição de esforços nessa etapa tem em vista a introdução dos carregamentos que serão aplicados até a conclusão da estrutura, como o peso do fechamento central e da sobrecarga permanente. A situação de momentos fletores nulos só será atingida ao final da construção, conforme apresentado anteriormente, na Figura 4.12.

A força que deve ser introduzida para zerar os momentos fletores no pilone pode ser facilmente retirada do modelo de desmontagem. Na etapa imediatamente anterior à remoção da aduela de fechamento central, esforços normais podem ser observados nesse segmento (Figura 4.19). O valor desse esforço normal é a força que deve ser aplicada no modelo de montagem para anulação dos momentos fletores no pilone e equalização dos esforços normais no tabuleiro.



Figura 4.19 - Esforços normais no trecho central do tabuleiro antes de sua remoção no modelo de desmontagem.

É importante ressaltar que essas forças precisam ser aplicadas, tanto no modelo de desmontagem, quanto no de montagem, para que ambos reproduzam a mesma situação que é posta em prática no campo.

Primeiramente, no caso da desmontagem, deve-se aplicar essa força antes da remoção da aduela central para anulação dos esforços normais na mesma. Posteriormente, após a remoção do trecho central, deve-se aplicar uma força no sentido contrário para reprodução da situação real após a montagem da última aduela, quando o tabuleiro está livre de forças em sua extremidade.

Na montagem, a aplicação das forças segue a ordem inversa, que é idêntica ao procedimento adotado no campo. Após o término do trecho em balanço, os macacos hidráulicos são instalados e a força obtida do modelo de desmontagem é aplicada na estrutura (e no modelo de montagem). Na etapa seguinte, o fechamento central é concretado (inserido no modelo) e os macacos são removidos de forma que a força normal seja transferida para o trecho central recém concretado. No modelo, essa situação é reproduzida por meio da aplicação de uma força em sentido contrário àquela aplicada inicialmente, e de mesmo valor, reproduzindo, assim, a distribuição de esforços normais no tabuleiro observada na etapa simétrica do processo de desmontagem.

4.5.4. CARREGANDO OS CABOS COM A FORÇA INICIAL (*TARGET FORCE*)

Para a inserção dos novos cabos com as forças iniciais previstas no modelo, é utilizada uma ferramenta de carregamento chamada “Target Force”. Conforme demonstrado anteriormente, a determinação do alongamento que introduz uma força específica no cabo não pode ser feita de maneira direta por conta da não linearidade do modelo.

Se o comportamento da estrutura for de natureza linear, pode-se calcular a rigidez da estrutura entre as extremidades dos cabos, e conseqüentemente, obter o alongamento desejado. Uma maneira simples de resolver esse problema em estruturas lineares é aplicando um alongamento unitário no estai e, após a obtenção do resultado, aplicar um fator multiplicador para a força desejada.

Como, de maneira geral, as pontes estaiadas apresentam comportamento não linear, faz-se necessária a utilização de um método iterativo, como o “Target Force”. Esse tipo de carregamento busca atingir uma força pré-determinada no elemento por meio de um processo iterativo que, através do método de Newton-Raphson, aplica sucessivos alongamentos (carregamentos de “strain”) no elemento, até que o mesmo atinja a força desejada.

A Figura 4.20 ilustra a aplicação do carregamento “Target Force”, em um dos estais, no programa SAP2000.

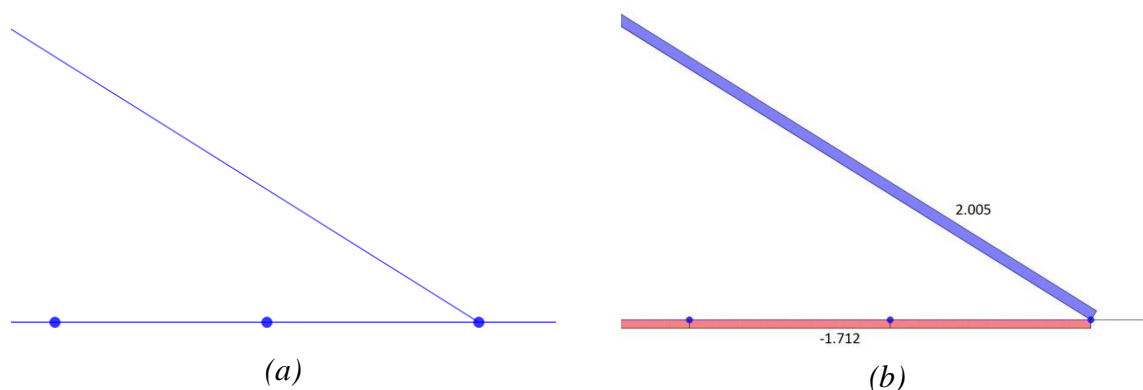


Figura 4.20 - Aplicação de carregamento “Target Force” pelo programa SAP2000 (a) Estrutura antes da aplicação; (b) Esforços normais após a aplicação.

Por tratar-se de um processo iterativo, é preciso definir uma margem de tolerância (erro avaliado) que, uma vez atingida, finaliza o processo. Um número máximo de iterações também precisa ser estabelecido para evitar um “loop” indefinidamente, caso a força estipulada não possa ser alcançada. De maneira geral, um número de iterações entre 20 e 50 costuma ser suficiente para os cabos de pontes estaiadas.

É importante destacar que esse tipo de carregamento não deve ser aplicado em muitos elementos diferentes aos mesmo tempo. Nessa situação, o número de iterações necessárias para a convergência do caso de carregamento seria excessivamente grande. Portanto, não se pode utilizar esse tipo de carregamento em todos os estais, ao mesmo tempo, para obtenção do estado inicial da obra com todos os pré-alongamentos correspondentes.

4.6. CONTROLE DURANTE A CONSTRUÇÃO

Devido à grande esbeltez dos elementos constituintes de uma ponte estaiada, muitas imprecisões construtivas podem ocorrer durante a execução desse tipo de obra. É importante destacar que, teoricamente, a distribuição de forças nos estais determina o estado de tensões instaladas tanto no tabuleiro, quanto nos pilones desse tipo de ponte. No entanto, a variação da temperatura ambiente e as imprecisões dos macacos hidráulicos provocam certo grau de incerteza na distribuição exata de tensões na estrutura, em seu estado de trabalho.

Um exemplo que ilustra bem esse problema é apresentado por MARCHETTI e LECINQ (1999), que destacam o caso da ponte Vasco da Gama, em Lisboa, onde “os modelos computacionais demonstraram que o vão central do tabuleiro poderia ser erguido mais de 60 cm sem que fosse introduzida mudança maior que 3% das forças de estado permanente dos estais.

Os mesmos autores (MARCHETTI e LECINQ, 1999) também enfatizam que: “a precisão de macacos hidráulicos bem calibrados é de, no máximo, 2%. Então, uma consequência prática é que o real estado de tensões de uma ponte não pode ser experimentalmente avaliado pelos alongamentos e forças aplicados nos estais. Portanto, um monitoramento geométrico da estrutura é requerido para manter um controle confiável da evolução da estrutura ao longo do tempo”.

Além disso, em obras de concreto, a variação do módulo de elasticidade dos materiais também deve ser controlada para que os modelos computacionais possam ser definidos com dados confiáveis.

Atualmente, são utilizadas células de carga (Figura 4.21) em todos os estais para que as forças de trabalho sejam monitoradas em tempo real pelo projetista. Essas células são dispositivos eletrônicos que, afixados a uma das cordoalhas de cada cabo, fornecem a força instalada no estai, partindo do pressuposto que essa força é igual para todas as cordoalhas do conjunto.



Figura 4.21 - Células de carga inseridas em uma das cordoalhas de cabos de estai (ONISHI, 2008).

Todas as células instaladas nos cabos são ligadas a um computador central que monitora, em tempo real, a distribuição de forças nos estais da ponte. Esses dados são disponibilizados ao projetista por meio da internet através de protocolo TCP/IP.

A Figura 4.22 mostra a configuração do registrador de dados utilizado para monitoramento de forças nos estais em pontes estaiadas.



Figura 4.22 - Configuração do registrador de dados antes da instalação no local (ONISHI, 2008).

Periodicamente essas informações são gravadas pela equipe de campo e, também, toda vez que alguma operação importante é realizada na montagem da estrutura (protensão de cabo, concretagem de peças, retirada de escoramentos etc.). O histórico detalhado dessas forças e das operações realizadas é fundamental caso se deseje proceder alguma alteração na distribuição de forças na estrutura por meio de operações de retensionamento dos cabos.

Para garantir a eficácia desse sistema é fundamental a adoção de um criterioso processo de protensão dos cabos, de modo a garantir a equidade de forças em todas as cordoalhas, conforme apresentado a seguir.

4.6.1. TENSIONAMENTO DOS ESTAIS COM MACACO MONOCORDOALHA

Como os estais costumam ser compostos por um número muito grande de cordoalhas, os equipamentos utilizados para tensionar os cabos como um todo são muito caros e pesados, ou seja, de difícil manuseio em campo e de alto custo.

Atualmente, utilizam-se macacos monocordoalha para tensionamento desses estais de múltiplas cordoalhas. O processo consiste em calcular o alongamento ou a força que precisa ser introduzida na primeira cordoalha que, progressivamente, terá sua tensão reduzida à medida que as demais cordoalhas vão sendo tensionadas.

O método utilizado pode variar de acordo com a patente do fabricante. Dentre os principais, podemos destacar o chamado iso-alongamento, fornecido pela empresa Tensacciai (TENSACCIAI, 2016), que consiste em, primeiramente, cortar e criar marcações cuidadosamente em cada cordoalha para que, após o tensionamento da primeira, as demais cordoalhas sejam alongadas de forma a equiparar as marcações entre todas as cordoalhas. Ao final do processo, todas as cordoalhas apresentarão o mesmo alongamento e, conseqüentemente, a mesma tensão.

Outro método muito difundido é o chamado isotensão, fornecido pela empresa Freyssinet (FREYSSINET, 2007), que consiste na utilização de um macaco hidráulico especial que é capaz de medir a força aplicada a cada cordoalha ao final do tensionamento individual. Uma vez protendida a primeira cordoalha com a força corretamente estipulada, as demais cordoalhas são tensionadas de forma a igualar a força instalada na cordoalha de referência (a primeira), no exato instante do tensionamento da cada uma. Ao final do processo, todas as cordoalhas apresentarão a mesma força e, conseqüentemente, o mesmo alongamento.

A Figura 4.23 mostra o esquema de tensionamento de estais pelo processo de isotensão.

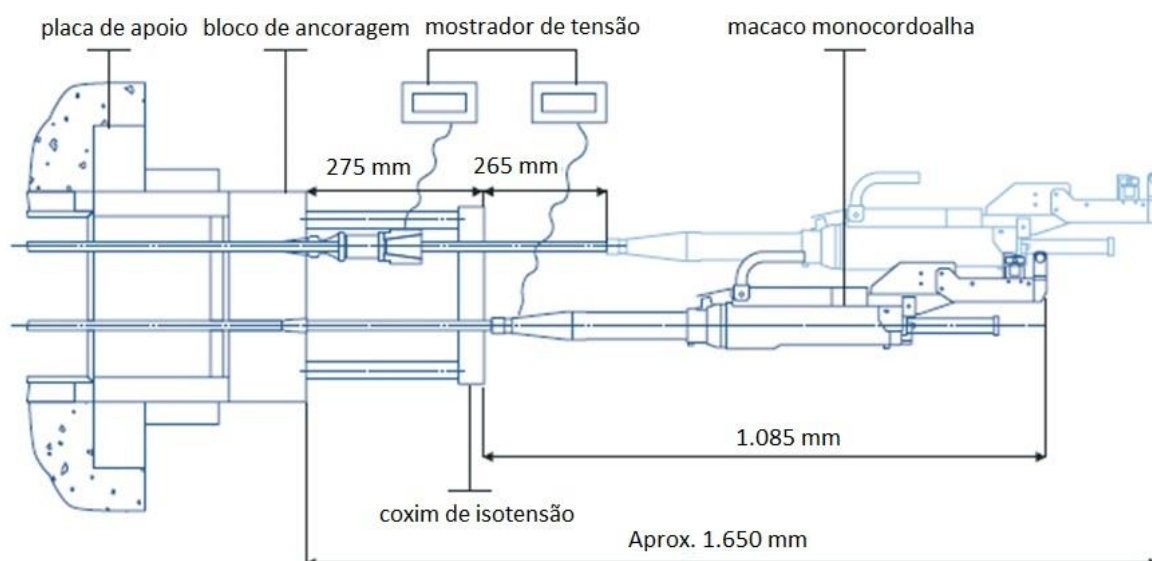


Figura 4.23 - Esquema de tensionamento por isotensão (FREYSSINET, 2007)

Para que a aplicação de ambos os métodos tenha sucesso, é necessária uma criteriosa determinação da força ou alongamento inicial a ser aplicado na primeira cordoalha (ponto de referência). Caso a estrutura apresente comportamento linear, pode-se, de maneira simplificada, obter essa força de forma análoga ao cálculo de perdas por cravação sucessiva.

No entanto, conforme apresentado por LOZANO-GALANT (2012), no caso de estrutura com comportamento não-linear, faz-se necessária a modelagem individual de cada cordoalha em cada cabo para que, pelo processo da desmontagem, as cordoalhas constituintes de um cabo sejam sucessivamente removidas, até que permaneça apenas a primeira com a força que deve ser instalada no local. É importante destacar que esse processo é muito trabalhoso e, na prática, é evitado ao máximo, sendo substituído por um processo aproximado de tentativa e erro.

4.6.2. CONTROLE DA TEMPERATURA

A variação da temperatura ambiental pode provocar grande alteração na geometria e na distribuição de esforços em uma ponte estaiada. Como a temperatura ambiente, no momento do tensionamento dos estais, nunca é igual a considerada no projeto, a força que deve ser aplicada precisa ser corrigida no instante da protensão, de acordo com a temperatura ambiente.

Para aferição da temperatura atuante na estrutura, dois termômetros precisam ser instalados no local. Um no interior do pilone, para aferir a temperatura no concreto, e outro exposto ao ambiente, para avaliar a temperatura nos estais. Como pode-se observar, faz-se necessária a adoção de duas temperaturas de referência distintas para correta alimentação dos

modelos computacionais. Isso se deve ao fato de que as peças de concreto apresentam maiores dimensões e maior resistência à variação de temperatura do que os estais, elementos muito esbeltos e muito sensíveis à variação ambiente.

Dessa forma, facilmente pode-se constatar que o efeito da variação de temperatura nos estais é fundamental na determinação do comportamento da estrutura.

A Figura 4.24 ilustra algumas variações de temperatura aplicadas ao modelo do exemplo da seção 3.3.3. Demonstra-se, com isso, como esse efeito altera consideravelmente as forças axiais nos cabos de estai.

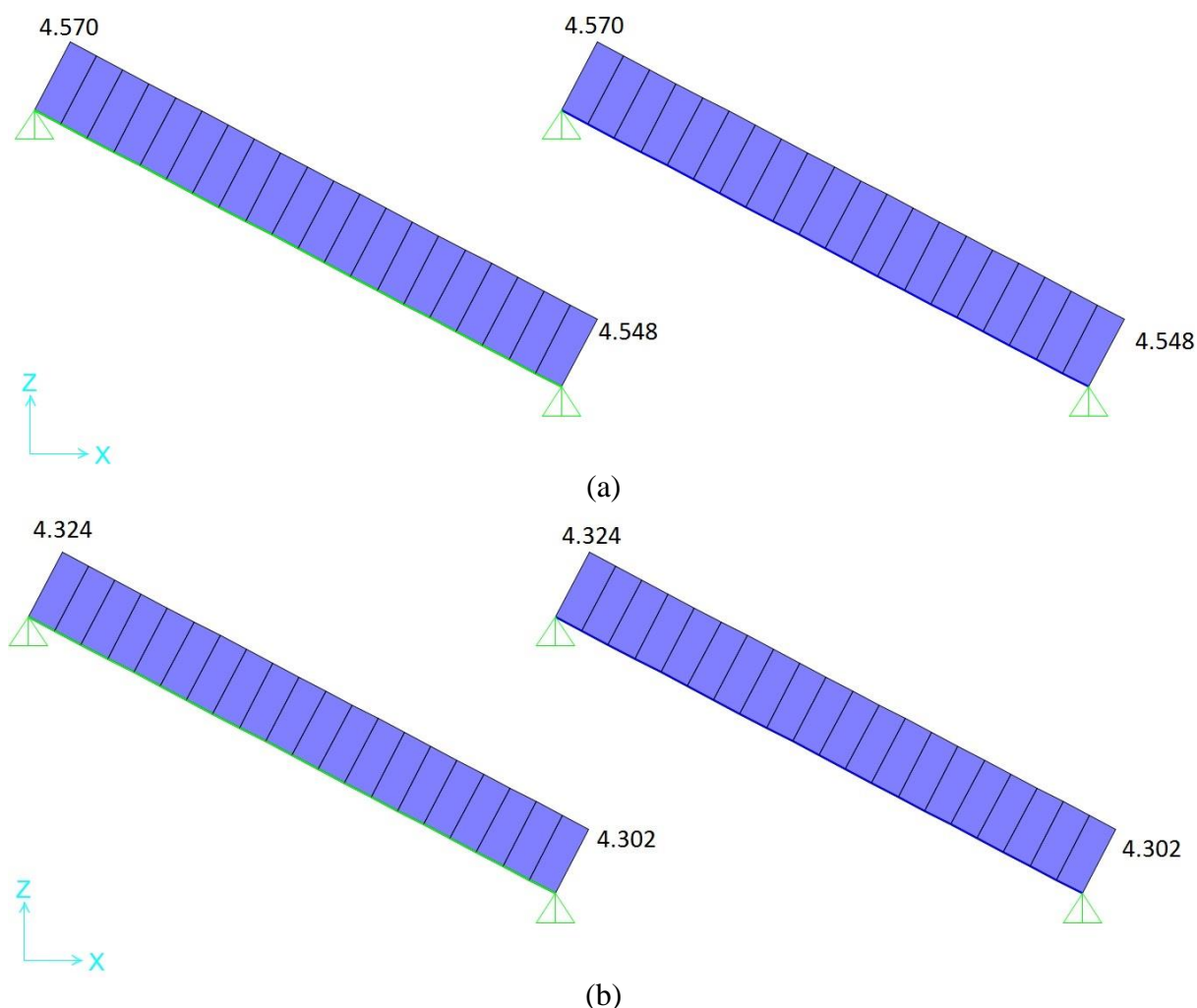


Figura 4.24 - Variação de temperatura em estais com extremidades fixadas (unidades em kN): (a) Esforços normais para temperatura de referência (variação igual a 0); (b) Esforços normais para variação de +15°C.

A Tabela 4.5 apresenta as forças nos estais, em elementos de cabo e de viga, para variações de temperatura de -15 °C até +15°C.

Tabela 4.5 - Forças nos estais segundo variação de temperatura

Var. (°C)	Cabo (kN)	Viga (kN)	Variação
-15	4815,88	4815,83	5,4%
-10	4733,91	4733,88	3,6%
-5	4651,94	4651,93	1,8%
0	4569,99	4569,99	0,0%
5	4488,04	4488,04	-1,8%
10	4406,11	4406,09	-3,6%
15	4324,18	4324,14	-5,4%

Como pode-se observar, pequenas variações de temperatura produzem alterações consideráveis nas forças implantadas nos estais. Tendo em vista as consideráveis variações de forças nos estais e, principalmente, de deslocamentos na estrutura devidas à variação da temperatura ambiente, uma correção na força inicial a ser aplicada precisa ser procedida para que o processo de montagem siga o plano pré-estabelecido e as forças e esforços finais na estrutura fiquem dentro do planejado.

Para isso, é preciso primeiro adotar uma temperatura de referência T_e e, a partir dela, avaliar a temperatura ambiente e no interior da estrutura, no momento da protensão, para que esses valores alimentem o modelo computacional da etapa em questão e, com isso, obtenha-se a força equivalente que deve ser aplicada naquele momento.

Apresenta-se, na Figura 4.25, o exemplo da seção 4.4 com a aplicação de variação de temperatura de 15°C nos estais, de 10°C no pilone e no tabuleiro e com gradiente térmico de 5°C entre as faces superior e inferior do tabuleiro. Esses valores são recomendados por GRABOW (2004), que sugere que essa variação entre a temperatura das estruturas de concreto e dos estais costuma ser da ordem de 5°C. A variação de temperatura é aplicada em uma etapa intermediária, quando os fechamentos ainda não foram instalados, pois durante as etapas construtivas é que se pode verificar maior sensibilidade da estrutura às variações de temperatura. Isso se deve, principalmente, à reduzida rigidez do tabuleiro durante essas etapas.

A Figura 4.25 mostra os efeitos da variação de temperatura na distribuição de esforços no exemplo da seção 4.4.

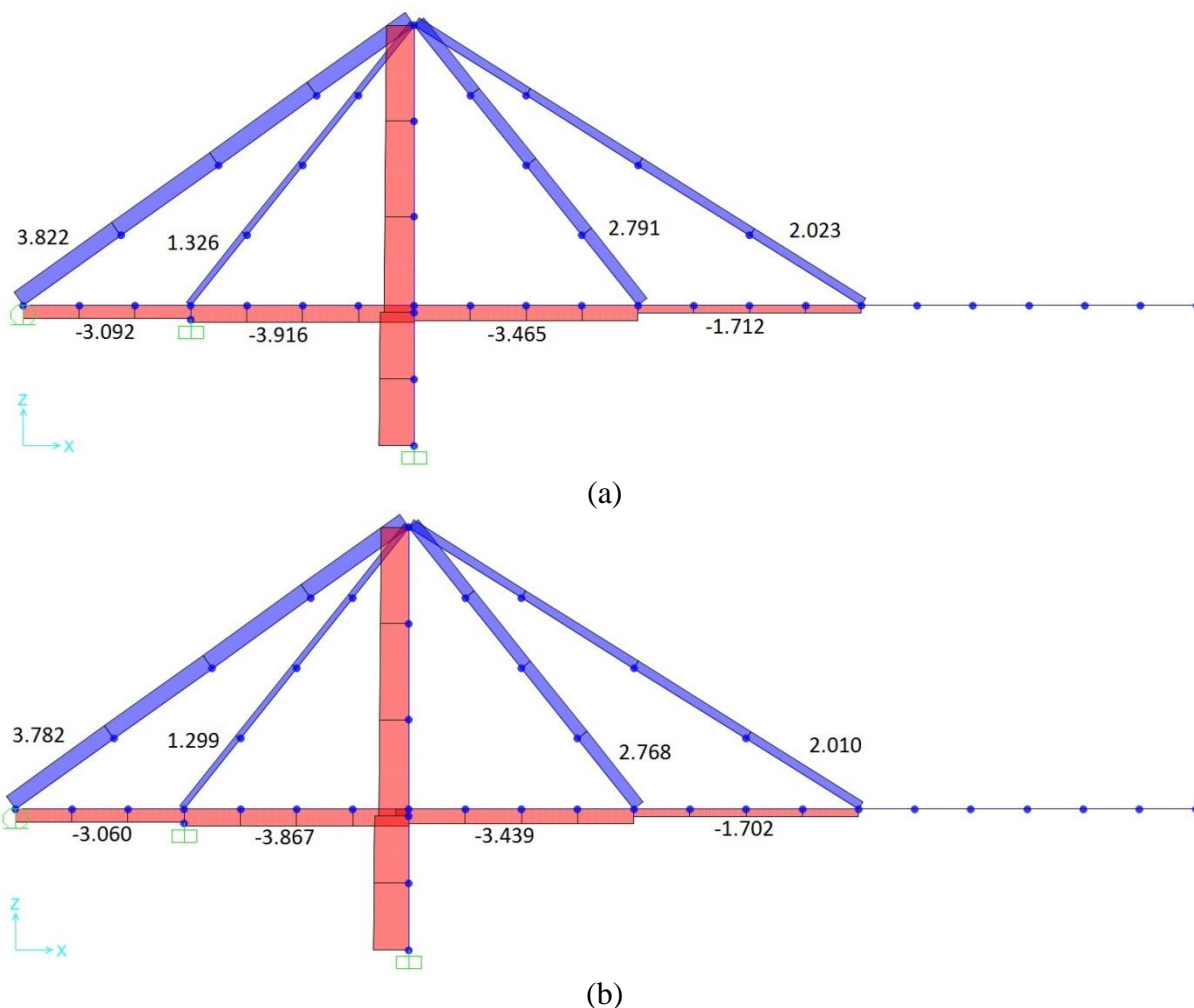


Figura 4.25 - Variação de temperatura atuando na estrutura aberta (em kN): (a) Temperatura de referência (variação igual a 0); (b) Com variação de temperatura.

Os valores desses esforços nos estais encontram-se indicados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Forças iniciais no estais a serem aplicadas no processo de montagem

Estai	Temp. de Referência		Com Variação de Temp.	
	Força (kN)	Desloc. (cm)	Força (kN)	Desloc. (cm)
C1	3.821,9	0,0	3.781,7	0,0
C2	1.326,1	-3,7	1.299,5	-3,6
C3	2.790,8	14,7	2.767,6	14,5
C4	2.022,5	35,4	2.010,4	34,7

No exemplo apresentado, a variação de temperatura não produz alterações relevantes na distribuição de forças nos estais ou nas flechas apresentadas pela estrutura. No entanto, em obras muito esbeltas e em locais onde a temperatura pode variar muito, a avaliação da variação de temperatura é fundamental durante a execução da estrutura.

Para minimizar essas variações, as operações de tensionamento dos estais costumam ser executadas o mais cedo possível, no turno da manhã. As medições dos termômetros devem ser fornecidas ao projetista, que em resposta fornecerá as forças a serem aplicadas.

A grande dificuldade técnica nestes problemas é avaliar qual a temperatura média das estruturas de concreto, levando em conta as espessuras das paredes, o efeito da insolação sobre o tabuleiro, os efeitos de convecção do ar para as paredes internas e externas e a temperatura externa. Por outro lado, a variação da temperatura média dos estais é um outro problema. As incógnitas são as mesmas das estruturas de concreto. Entretanto, sabe-se que a inércia das estruturas de concreto é bem maior do que a dos estais. Constata-se, com isso, a necessidade de haver experimentação para avaliação destes fatores todos.

4.6.3. CONTROLE DE CONTRA-FLECHAS

Conforme citado anteriormente, em uma ponte estaiada o trabalho mais difícil é o de atingir a geometria desejada do tabuleiro. Para tanto, devem ser fornecidas contra-flechas que vão progressivamente corrigindo a posição de cada aduela, até que a geometria final seja alcançada.

Embora alguns projetistas adotem procedimentos e conjuntos de forças nos estais que podem eliminar a necessidade de contra-flechas, tal como no método dos deslocamentos nulos (item 4.4.4), na prática, quase sempre é necessária a adoção de correções geométricas durante a execução da estrutura. Isso se deve à variabilidade dos fatores expostos anteriormente que impõe ao projetista uma atitude de contínuo acompanhamento durante a obra e correção de imprecisões que nem sempre podem ser dadas por meio do ajuste de forças nos estais.

O processo de cálculo de contra-flechas é idêntico ao utilizado em pontes protendidas executadas pelo método dos balanços sucessivos, com a diferença de que etapas de construção extras, como a de protensão dos estais, devem ser levadas em conta.

A Figura 4.26 apresenta o método exposto por PAIN (1983), onde os deslocamentos verticais de cada seção em cada etapa são utilizados para o cálculo das contra-flechas.

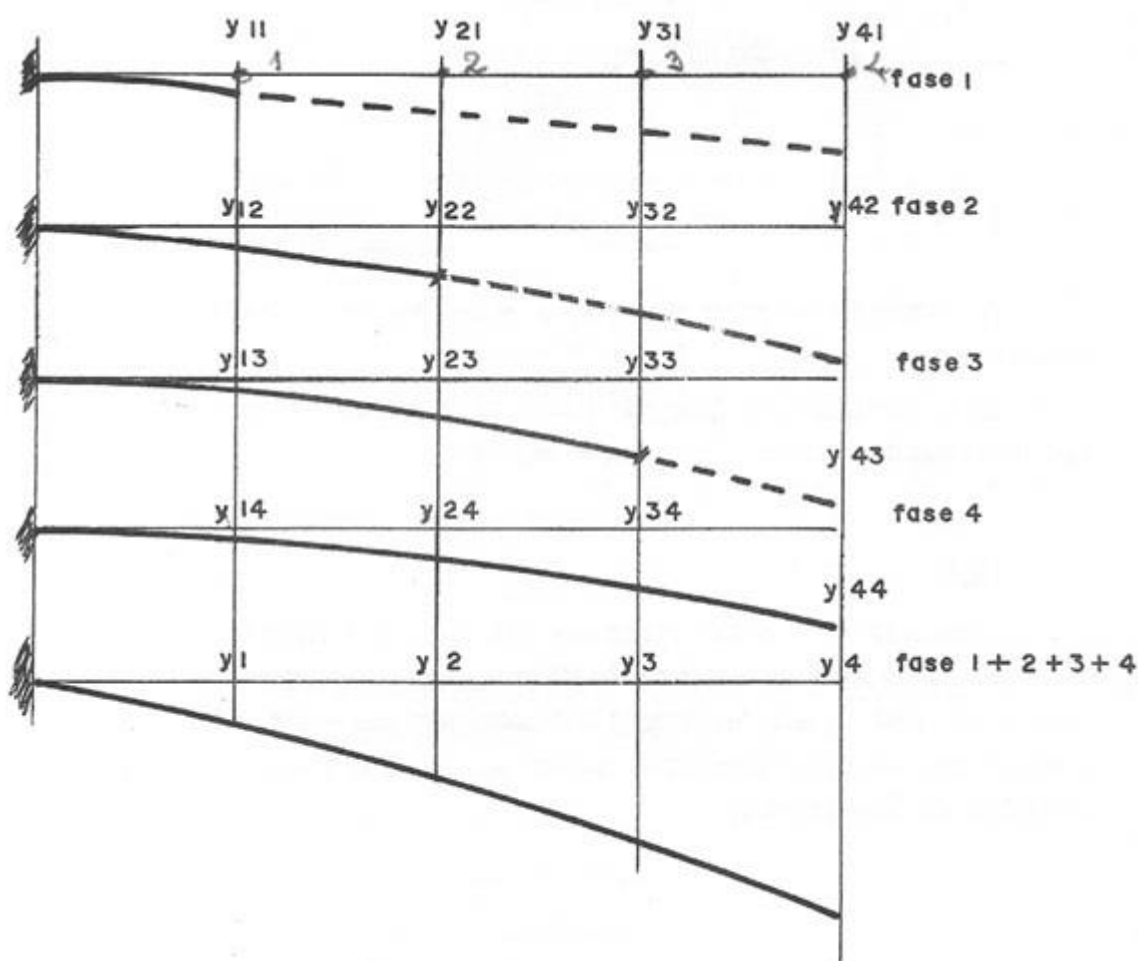


Figura 4.26 - Esquema de deformações nas seções (PAIN, 1983)

Na figura anterior y_{ij} é o deslocamento vertical na seção i na fase j e y_i é o deslocamento vertical total na seção i , dado por:

$$y_i = \sum_{j=1}^4 y_{ij} \quad (4.10)$$

As cotas referentes aos trechos que, em determinadas etapas, ainda não foram executados podem ser obtidas, de maneira aproximada, por meio da extrapolação (tangente no ponto) da linha elástica do trecho incluído na fase anterior. Uma das vantagens da correta modelagem pelo método da estrutura fantasma é que se pode obter essas cotas por meio das partes da estrutura que, mesmo inexistentes fisicamente no campo, são apresentadas no modelo com características próximas de zero.

Segundo PAIN (1983), o critério determinante da contra-flecha na face frontal da aduela, em uma fase j é:

$$f(j, j) + Z(j, j - 1) + \sum_{k=j}^N y(j, k) = 0 \quad (4.11)$$

onde,

$f(j, j)$ é a contra-flecha a ser dada;

$Z(j, j - 1)$ é a cota atingido na seção j até a fase anterior ($j-1$);

$\sum_{k=j}^N y(j, k)$ é a deformação residual que resta por ocorrer da fase j em diante.

Apresenta-se, no Quadro 4.5, um esquema para determinação das contra-flechas e níveis (cotas) atingidos fase a fase para um balanço com quatro seções e quatro etapas. Nesse esquema que se segue, as cotas que correspondem às tangentes à linha elástica em fases, que ainda não foram executadas, são apresentadas entre parênteses.

Quadro 4.5 - Esquema para determinação das contra-flechas (PAIN, 1983)

Deslocamentos Verticais					Descrição
Fase	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	
1	y_{11}	(y_{21})	(y_{31})	(y_{41})	Fase 1 isolada
2	y_{12}	y_{22}	(y_{32})	(y_{42})	Fase 2 isolada
3	y_{13}	y_{23}	y_{33}	(y_{43})	Fase 3 isolada
4	y_{14}	y_{24}	y_{34}	y_{44}	Fase 4 isolada
5	y_1	y_2	y_3	y_4	$y_i = \sum_{j=1}^N y(i, j) = \text{total sem contra-flecha}$
6	f_{11}	(f_{21})	(f_{31})	(f_{41})	1ª contra-flecha: $f_{11} + y_1 = 0$
7	Z_{11}	(Z_{21})	(Z_{31})	(Z_{41})	Nível na fase 1: (7) = (6) + (1)
8	-	f_{22}	(f_{32})	(f_{42})	2ª contra-flecha: $f_{22} + Z_{21} + y_{22} + y_{23} + y_{24} = 0$
9	Z_{12}	Z_{22}	(Z_{23})	(Z_{24})	Nível na fase 1+2: (9) = (8) + (7) + (2)
10	-	-	f_{33}	(f_{34})	3ª contra-flecha: $f_{33} + Z_{23} + y_{33} + y_{34} = 0$
11	Z_{13}	Z_{23}	Z_{33}	(Z_{43})	Nível na fase 1+2+3: (11) = (8) + (7) + (2)
12	-	-	-	f_{44}	4ª contra-flecha: $f_{44} + Z_{43} + y_{44} = 0$
13	Z_{14}	Z_{24}	Z_{34}	Z_{44}	Nível final: (13) = (12) + (11) + (4)

Esse método também pode ser utilizado para corrigir a geometria da obra em caso de desvio de execução. Nesse caso, basta alimentar o algoritmo com os valores medidos em campo, ou se for o caso, adotar um outro sistema de referência que também atenda aos critérios impostos ao projeto geométrico.

5. ESTUDO DE CASO: PONTE CARDEAL DOM EUGÊNIO SALES

As técnicas apresentadas nos capítulos anteriores são aplicadas ao projeto da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales. 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).

Apresenta-se, na Figura 5.1, uma fotografia da Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales pronta e prestes a entrar em operação.



Figura 5.1 - Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales (<http://www.demiranda.it/?portfolio=ponte-strallato-sullavenida-ayrton-senna-rio-de-janeiro-brasile>)

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.

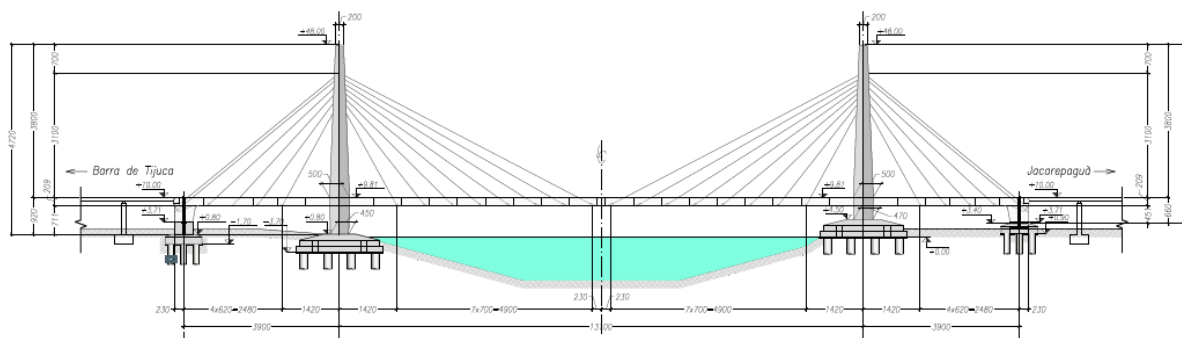


Figura 5.2 - Desenho de Perfil da Ponte Cardeal Dom Eugenio Sales no Rio de Janeiro

Os pilones possuem seção transversal triangular. Em suas bases, essa seção é vasada. Na altura da fixação dos estais foi projetada uma peça metálica pré-fabricada onde são instaladas as ancoragens. Essa peça é içada para sua posição final durante a execução e posteriormente tem suas extremidades concretadas formando uma seção mista de aço e concreto. No topo dessa peça, o pilone possui seção triangular cheia de concreto.

A análise da estrutura, utilizando as técnicas expostas anteriormente, é procedida em quatro etapas. Resumidamente, descreve-se o passo a passo dos procedimentos de cálculo que se desenvolvem neste capítulo:

I. Primeiramente, é desenvolvido um modelo computacional com uso do programa SAP2000, utilizando elementos de barra (*frame*) e de cabos (*cable*). Esses elementos são separados em grupos para facilitar a introdução das etapas construtivas no modelo de análise. O modelo é, então, carregado com as forças nos estais previstas em projeto com auxílio da ferramenta “*LoadOptimizer*”, e os pré-alongamentos obtidos são comparados com os pré-alongamentos calculados pelo método tradicional da matriz de influência, conforme descrito no item 4.3 desse trabalho.

II. Posteriormente, faz-se uma análise retroativa para obtenção das forças iniciais que devem ser aplicadas nos estais, na etapa de montagem da estrutura. Em seguida, procede-se uma análise progressiva aplicando as forças iniciais obtidas no processo anterior. O esquema de etapas construtivas adotado segue exatamente o que foi previsto nos desenhos de etapas construtivas do projeto.

III. Os esforços finais obtidos na análise progressiva são comparados com aqueles da estrutura pronta, com os carregamentos de pré-alongamento fornecidos pela ferramenta “*LoadOptimizer*” (primeira etapa do processo de desmontagem).

IV. Em seguida, realiza-se uma nova análise progressiva, porém, dessa vez, levando em conta os efeitos reológicos que são calculados pelo programa SAP2000, segundo os critérios do código modelo CEB-FIP 1990. A geometria final da obra, bem como os esforços, são

comparados entre os dois processos de montagem (sem efeitos reológicos e com efeitos reológicos).

5.1. DESCRIÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

Conforme exposto no Capítulo 4, 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.

A Figura 5.3 apresenta uma visão geral do modelo em elementos finitos da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales.

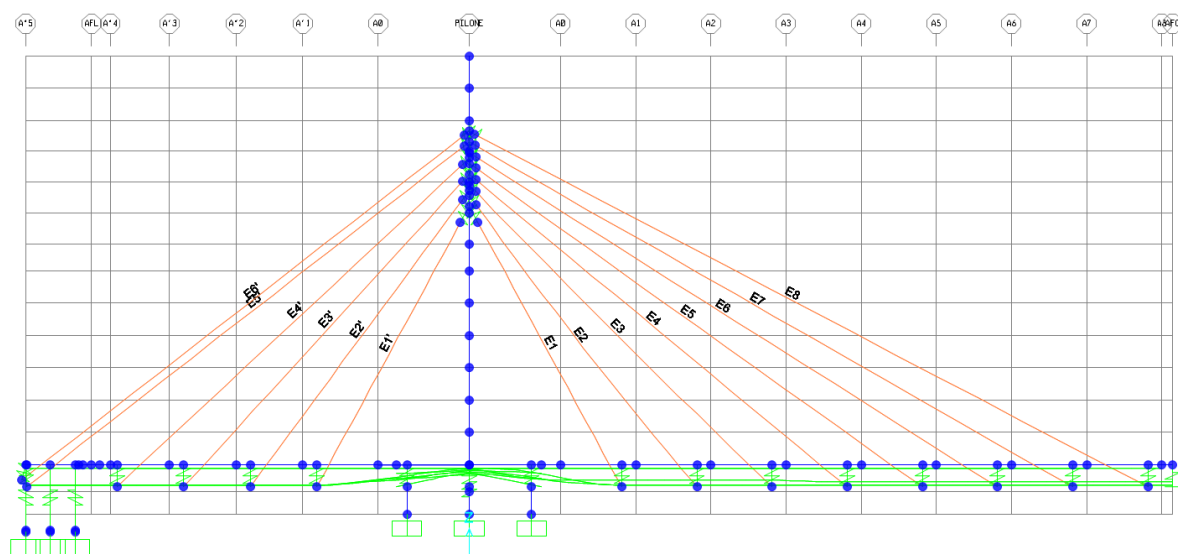


Figura 5.3 - Modelo em elementos finitos desenvolvido com o programa SAP2000 para análise da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales

5.1.1. TABULEIRO E PILONES

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 pré-fabricada, calcula-se as características de uma seção homogeneizada com os diferentes materiais (concreto e aço).

Na Figura 5.4, apresenta-se a seção transversal corrente do tabuleiro no meio do vão (a), bem como as seções transversais na base do pilone (b) e no trecho com a peça metálica pré-fabricada (c).

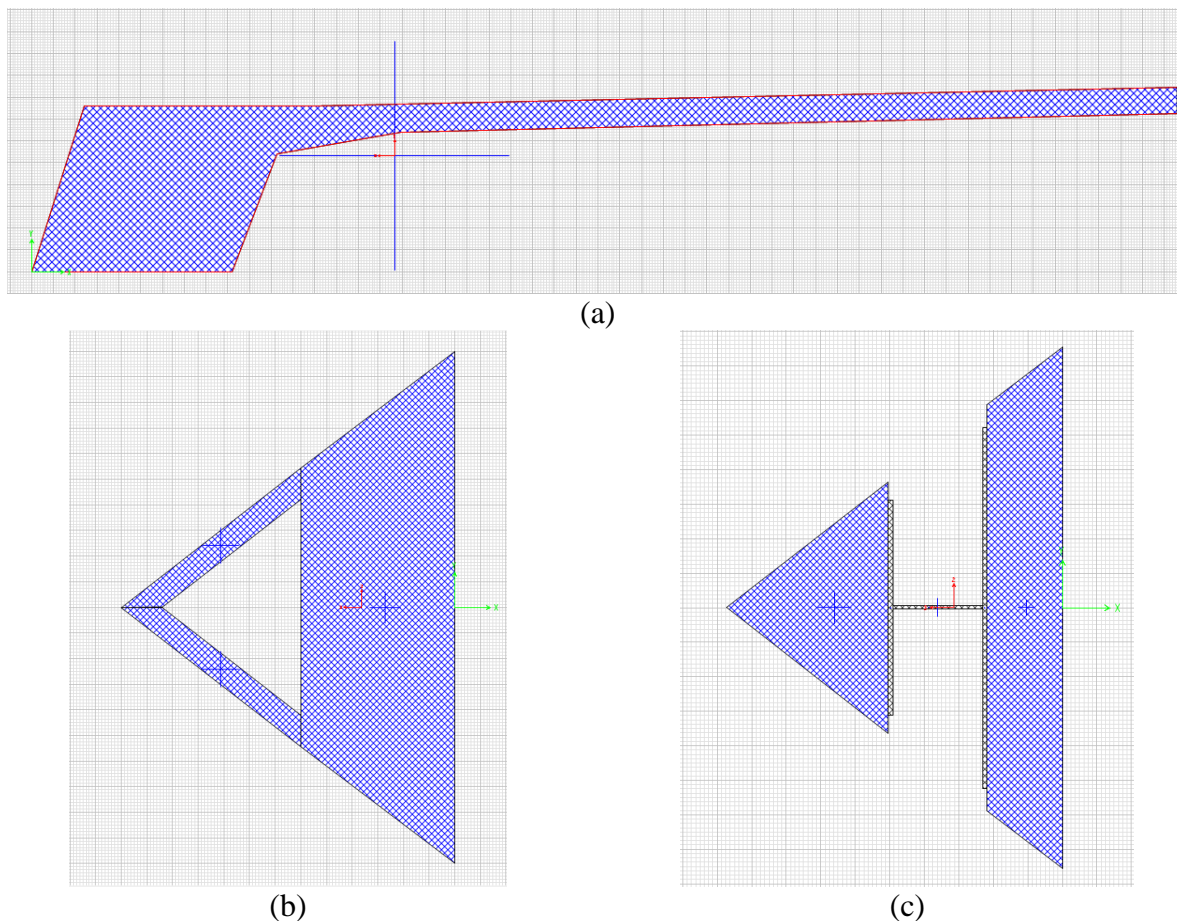


Figura 5.4 - Seções transversais da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales calculadas com a ferramenta “Section Designer” no programa SAP2000. (a) Seção corrente do tabuleiro no meio do vão; (b) seção da base do pilone (b); seção do pilone no trecho com a peça de aço pré-fabricada (c).

Para facilitar a inserção dos elementos do tabuleiro em seus centros de gravidade, utilizou-se a ferramenta “insertion point”. Esse artifício, disponível no programa SAP2000, permite que se defina em que ponto da seção o eixo do elemento de barra é inserido. Tradicionalmente, nos programas de análise, os elementos de barra são inseridos no modelo com as características referentes ao seu centro de gravidade. No caso do modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales, adotou-se como referência o topo da seção transversal. Isso permite que os elementos de barra do tabuleiro sejam todos inseridos em uma mesma linha.

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.

A Figura 5.5 apresenta o esquema de inserção dos elementos no modelo com as barras do tabuleiro inseridas em seus topos e os elementos de ligação rígida (“links”) perfazendo o comprimento entre o topo e a base para conexão com os estais.

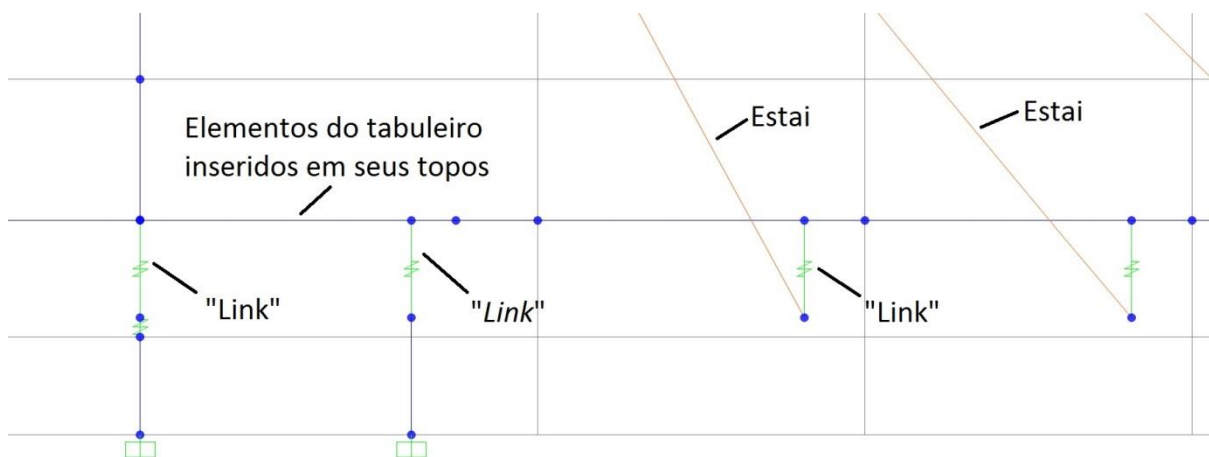


Figura 5.5 - Esquema de inserção dos elementos no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Salles

5.1.2. ESTAIS

Os estais foram modelados como elementos de cabo (“cable”) para facilitar a análise em caso de destensionamento excessivo. É importante destacar que os estais poderiam ser modelados com elementos de barra (“frame”) sem grande prejuízo dos resultados finais. No entanto, em alguns projetos de pontes estaiadas, pode-se verificar o destensionamento, ou compressão, de algum desses elementos durante alguma das etapas construtivas. Nesses casos, a modelagem com elementos de barra exigiria uma série de reprocessamentos para compatibilização dos resultados, esforço esse que pode ser suprimido adotando-se elementos não lineares de cabo disponíveis nos modernos *softwares* de análise. Sendo assim, a não linearidade intrínseca dos cabos é considerada iterativamente pelo programa SAP2000.

5.1.3. PROTENSÃO

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. Os elementos de protensão podem ser modelados tanto como estruturas independentes (objetos) tanto quando carregamentos equivalentes aplicados aos elementos aos quais eles estão embutidos. No caso dos cabos de protensão do modelo da ponte Cardeal Eugênio Sales, adotou-se a primeira opção.

Quando modelados como objetos, ou seja, como estruturas independentes, os efeitos não lineares, como a reologia, podem ser levados em conta. Os tendões são estendidos entre dois pontos e podem perfazer uma trajetória curva entre os mesmos. Dessa forma, a geometria

dos cabos de protensão pode ser fornecida para cada uma desses elementos segundo o que foi previsto em projeto.

Esses objetos são constituídos por elementos de barra (“frames”) discretizados de forma a compor a geometria correta. Cada um dos seus pontos de discretização é ligado rigidamente a um nó próximo do grupo de elementos em que o mesmo está embutido. Esses elementos que formam a parte de concreto da estrutura também são discretizados para comportar essas ligações. Assim, os carregamentos de protensão são aplicados aos elementos de protensão por meio de deformações impostas (“strain”), transmitindo esses esforços para o restante da estrutura por meio das ligações rígidas.

O cálculo das deformações impostas, aplicadas nos elementos de protensão, é feito levando em conta as perdas por atrito e por acomodação dos cones de ancoragem. A geometria dos cabos de protensão é fornecida ao programa por meio de curvas e retas e as perdas imediatas são calculadas pelo método tradicional.

A Figura 5.6 apresenta a tela do programa SAP2000 onde um dos objetos de protensão é definido no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales.

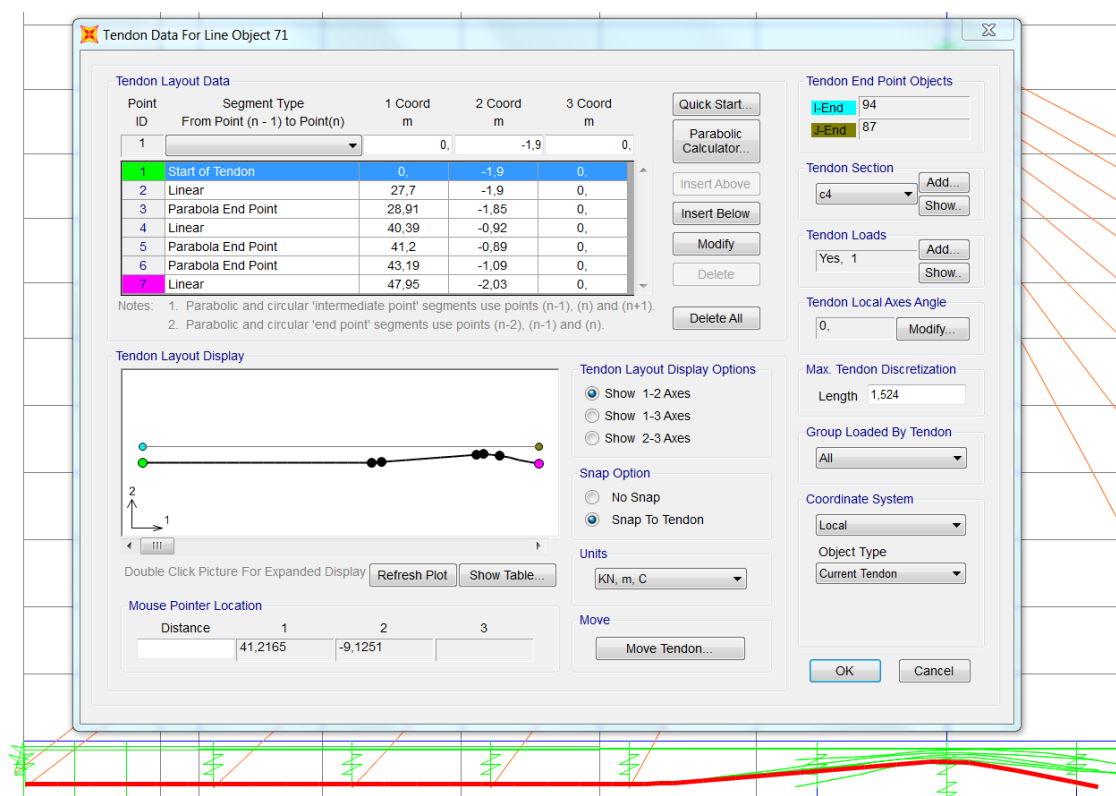


Figura 5.6 - Tela com a definição de um dos elementos de protensão no modelo da ponte Cardeal Dom Eugênio Sales

É importante destacar que para o correto posicionamento desses elementos na estrutura, é preciso tomar como referência o eixo dos elementos de concreto aos quais os

tendões estão ligados. Nesse ponto, a utilização do “*insertion point*”, localizado no topo do tabuleiro, apresenta mais uma vantagem que simplifica a introdução da geometria dos cabos de protensão, tomando os pontos notáveis da geometria sempre relativos a uma linha fixa, nesse caso o topo do tabuleiro, e não ao centro de gravidade da estrutura, que pode ser variável.

5.1.4. ESCORAMENTOS PROVISÓRIOS

O escoramento provisório é incluído no modelo para correta análise das etapas construtivas. Embora não estejam presentes na estrutura quando a mesma se encontra em pronta, esses elementos precisam constar no modelo completo para que possam ser incluídos e removidos durante a modelagem das etapas construtivas.

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 construtiva para que se possam definir quais elementos constarão no modelo analisado.

Dentre esses elementos destacam-se as escoras da aduela de arranque (A0), que permanecem instaladas durante a construção da ponte até a etapa de fechamento central, o escoramento da Aduela A'5, que tem função de equilibrar esse trecho durante a execução e é removido após a instalação da aduela de fechamento lateral (AFL), e a ligação horizontal do tabuleiro no pilone, presente durante as etapas construtivas e removida para aplicação das forças de abertura no tabuleiro (“*set-back*”).

Apresenta-se, na Figura 5.7, uma figura do modelo indicando os elementos provisórios.

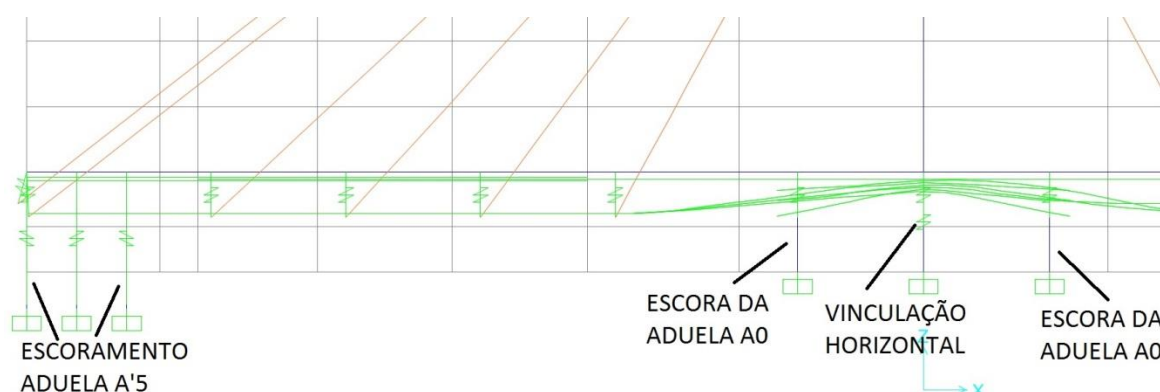


Figura 5.7 - Elementos provisórios no modelo da ponte Carddeal Dom Eugênio Sales

5.1.5. NÃO LINEARIDADE

A não-linearidade geométrica é considerada como p-delta. Não considerou-se 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.

5.1.6. CARREGAMENTOS DEFINITIVOS

Chamam-se carregamentos definitivos àquelas cargas que são constantes durante a vida útil da estrutura. São eles:

- Peso próprio estrutural: considerado automaticamente pelo programa SAP2000 (exceto no caso das transversinas), tendo em vista que todas as seções transversais foram modeladas com a geometria correta. Considerou-se o peso específico do concreto igual a 25 kN/m³;
- Sobrecarga permanente: Pavimento (32,32 kN/m), guarda-rodas e barreiras (10,62 kN/m), passeios (1,26 kN/m).

Por tratar-se de um modelo de pórtico plano, o peso das transversinas do tabuleiro precisa ser incluído por meio de cargas concentradas aplicadas nos elementos da viga de rigidez. A Figura 5.8 mostra a aplicação dessas cargas concentradas no modelo.

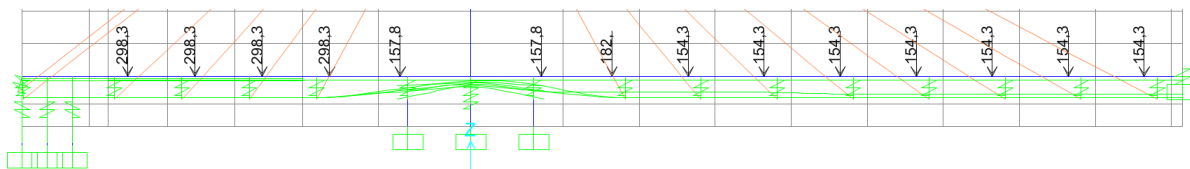


Figura 5.8 - Peso das transversinas aplicado no modelo (em kN)

5.1.7. CARREGAMENTOS PROVISÓRIOS

Durante a montagem da estrutura alguns carregamentos provisórios precisam ser considerados. São eles:

- Peso das treliças que se deslocam ao longo do tabuleiro enquanto o mesmo vai sendo construído;
- Peso do concreto fresco durante as etapas de concretagem de cada aduela.

Os carregamentos apresentados anteriormente precisam ser aplicados em casos de carregamento diferentes em cada ponto de aplicação. A Figura 5.9 apresenta um desses casos de carregamento criados para aplicação dessas cargas provisórias.

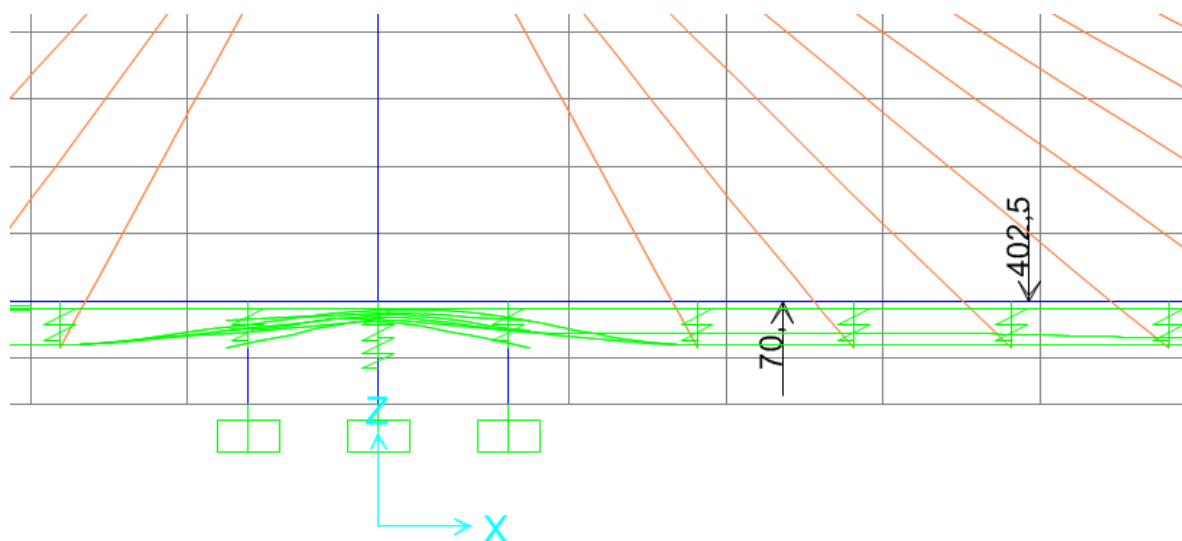


Figura 5.9 - Aplicação do peso das treliças de escoramento sobre a Aduela A3 (em kN)

5.1.8. GRUPOS DE ELEMENTOS

Para facilitar os procedimentos e a análise, separam-se os elementos constituintes do modelo em grupos. Essa ferramenta, disponibilizada pelo programa SAP2000 e outros softwares de análise, permite o agrupamento de vários elementos para facilitar a localização e operação durante as etapas construtivas.

Sendo assim, criam-se grupos para cada aduela (com nomenclatura A1, A2, A3 e etc.), seções do pilone (com nomenclatura por etapas de concretagem), cabos de protensão por aduela (com nomenclatura similar àquela atribuída às aduelas), aparelhos de apoio e escoramentos provisórios.

5.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE MONTAGEM (ETAPAS CONSTRUTIVAS)

A ponte Cardeal Dom Eugênio Sales foi construída pelo método dos balanços sucessivos. Após a execução dos pilones e dos apoios extremos, foram concretados quatro trechos com escoramento direto (Figura 5.10). Esses trechos correspondem às partes centrais do tabuleiro, junto aos pilones, com 17,0 metros de comprimento cada, também conhecidos como “aduelas de disparo” (numeradas com A0). Essas aduelas foram fixadas provisoriamente aos pilones, para impedimento de deslocamentos horizontais, e também verticalmente em suas extremidades por meio de escoras metálicas. Além disso, foram concretados os trechos extremos da obra, conhecidos como aduelas de extremidade (numeradas como A'5), com aproximadamente 7,0 metros de comprimento cada.

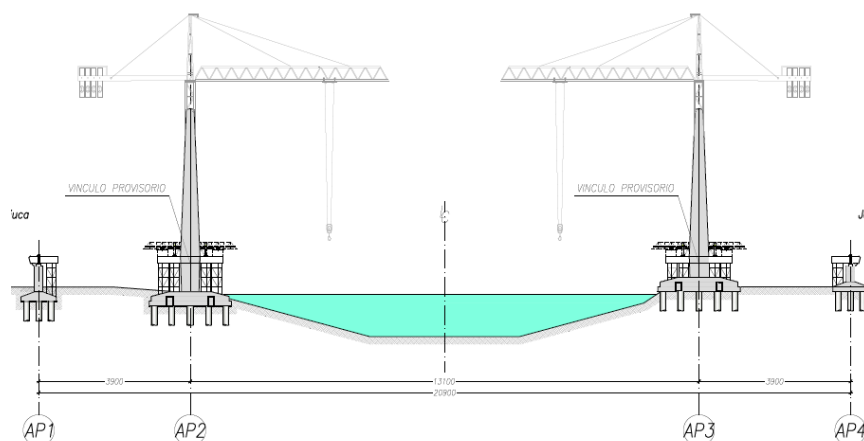


Figura 5.10 - Estrutura em fase inicial de execução

Dando sequência à construção, foi executado o trecho em balanços sucessivos. Esse trecho é composto por oito aduelas, com 7,0 m de comprimento cada, que avançam para o vão central (numeradas de A1 a A8) e quatro aduelas nos vãos laterais (numeradas de A'1 a A'4), com respectivamente 7,0 m, 6,20 m, 6,20 m e 5,52 m de comprimento. Cada uma dessas aduelas se apoia sobre dois estais laterais, também numerados de 1 a 8 no vão central, e de 1' a 4' nos vãos laterais. Cada vez que uma aduela era concretada, logo em seguida eram protendidos os estais correspondentes conferindo-lhes a força inicial fornecida, no exato momento, por telefone, pelo projetista (que não foram indicadas no projeto, mas que são calculadas no presente trabalho).

Inicialmente, as aduelas foram executadas, duas a duas, de cada um dos lados dos pilones. Após a execução das aduelas A4 e A'4, foram executados os trechos de fechamento lateral (AFL) nos vãos extremos, com instalação e tensionamento dos cabos verticais, seguida da retirada das escoras provisórias das aduelas de disparo. Essas pequenas aduelas de fechamento lateral, com 174 cm de comprimento, fizeram a ligação do tabuleiro, nos vãos laterais, com as aduelas de extremidade que haviam sido concretadas “*in loco*”.

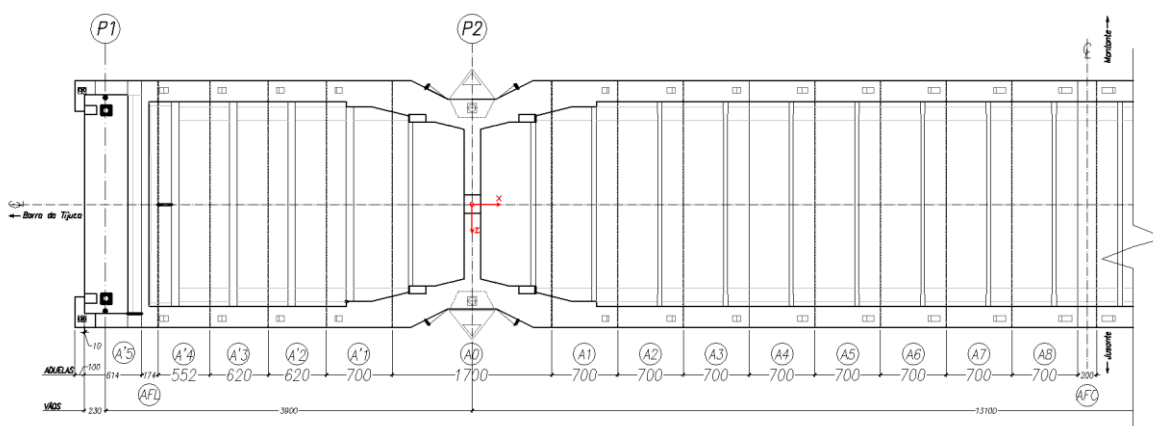


Figura 5.11 - Estrutura em fase inicial de execução

Após o fechamento dos vãos laterais, foram executadas as aduelas A5 a A8, exclusivamente no vão central, com seus respectivos estais. Durante essa fase também foram protendidos os estais 5' e 6' que ligaram os mastros às aduelas de extremidade.

Antes da concretagem do fechamento central (AFC), foram removidos os vínculos provisórios que restringiam a movimentação horizontal das aduelas de disparo e foi aplicado, por meio de macacos hidráulicos, pequeno deslocamento entre as metades do tabuleiro no sentido de cada um dos apoios extremos. Finalmente, concluída a aduela de fechamento central, foi aplicada a protensão de continuidade longitudinal nas extremidades do tabuleiro e instalada a superestrutura da via (pavimentação, barreiras e guarda-corpo).

Para acelerar o processo executivo, os pilones foram executados em etapas, juntamente com o restante da estrutura. Cada um foi dividido em nove trechos, chamados elevação nº1 até nº9.

O Quadro 5.1 apresenta a numeração das diversas fases construtivas, bem como os procedimentos executados em cada uma delas de forma detalhada.

Quadro 5.1 - Descrição das etapas construtivas (continua)

Fase	Descrição
FASE 1	- Instalação dos aparelhos de apoio em P1 e P4;
FASE 2	- Execução da base dos mastros P2 e P3 (elevação nº1);
FASE 3	- Instalação dos aparelhos de apoio de P2 e P3 com as placas horizontais deslocadas para o vão central;
FASE 4	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº2);
FASE 5	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº3);
FASE 6	- Instalação das colunas provisórias A0;
FASE 7	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº4);
FASE 8	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº5); - Instalação dos vínculos longitudinais nos aparelhos de P2 e P3;
FASE 9	- Concretagem da aduela A0;
FASE 10	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº6); - Protensão dos cabos superiores longitudinais das vigas e lajes;
FASE 11	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº7);
FASE 12	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº8);
FASE 13	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº9);
FASE 14	- Instalação da estrutura metálica e concretagem das elevações nº10, 11, 12 e 13;

Quadro 5.1 - Descrição das etapas construtivas (continuação)

Fase	Descrição
FASE 15	- Montagem das treliças de escoramento sobre as aduelas A0;
FASE 16	- Concretagem das aduelas A1 e A1', simultaneamente; - Protensão da laje (100%);
FASE 17	- Avanço das treliças para aduelas A1 e A1'; - Instalação e tensionamento dos estais E1; - Instalação e tensionamento dos estais E1';
FASE 18	- Concretagem das aduelas A2 e A2', simultaneamente; - Protensão da laje (100%);
FASE 19	- Avanço das treliças para aduelas A2 e A2'; - Instalação e tensionamento dos estais E2; - Instalação e tensionamento dos estais E2';
FASE 20	- Concretagem das aduelas A3 e A3', simultaneamente; - Protensão da laje (100%);
FASE 21	- Avanço das treliças para aduelas A3 e A3'; - Instalação e tensionamento dos estais E3; - Instalação e tensionamento dos estais E3';
FASE 22	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº14);
FASE 23	- Concretagem dos apoios P1 e P4;
FASE 24	- Execução dos mastros P2 e P3 (elevação nº15);
FASE 25	- Concretagem das aduelas A4 e A4', simultaneamente; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 26	- Avanço das treliças completamente no vão central (7,0 m) e parcialmente no vão lateral, até atingir os apoios P1 e P4 (1,5 m); - Instalação e tensionamento dos estais E4; - Instalação e tensionamento dos estais E4';

Quadro 5.1 - Descrição das etapas construtivas (continuação)

Fase	Descrição
FASE 27	<ul style="list-style-type: none"> - Introdução das forças e contrapesos para nivelar o trecho em balanço com os apoios P1 e P4; - Concretagem do fechamento lateral (AFL); - Retirada dos apoios provisórios de P1 e P4; - Protensão dos cabos de laje (100%); - Retirada das forças e contrapesos utilizados para nivelar o trecho em balanço com os apoios P1 e P4; - Retirada das treliças de escoramento vão lateral; - Retirada das colunas provisórias das aduelas de disparo (A0); - Instalação e tensionamento da 1ª etapa do estai E5’;
FASE 28	<ul style="list-style-type: none"> - Concretagem da aduela A5; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 29	<ul style="list-style-type: none"> - Avanço das treliças para aduelas A5; - Instalação e tensionamento do estai E5; - Tensionamento da 2ª etapa do estai E5’;
FASE 30	<ul style="list-style-type: none"> - Concretagem da aduela A6; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 31	<ul style="list-style-type: none"> - Avanço das treliças para aduelas A6; - Instalação e tensionamento do estai E6; - Instalação e tensionamento da 1ª etapa do estai E6’; - Tensionamento da 3ª etapa do estai E5’;
FASE 32	<ul style="list-style-type: none"> - Concretagem da aduela A7; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 33	<ul style="list-style-type: none"> - Avanço das treliças para aduelas A7; - Instalação e tensionamento do estai E7; - Tensionamento da 2ª etapa do estai E6’; - Tensionamento da 4ª etapa do estai E5’;
FASE 34	<ul style="list-style-type: none"> - Concretagem da aduela A8; - Protensão dos cabos de laje (100%);

Quadro 5.1 - Descrição das etapas construtivas (continuação)

Fase	Descrição
FASE 30	- Concretagem da aduela A6; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 31	- Avançar treliças para aduelas A6; - Instalar e tensionar estai E6; - Instalar e tensionar 1ª etapa estai E6'; - Tensionar 3ª etapa estai E5';
FASE 32	- Concretagem da aduela A7; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 33	- Avançar treliças para aduelas A7; - Instalar e tensionar estai E7; - Tensionar 2ª etapa estai E6'; - Tensionar 4ª etapa estai E5';
FASE 34	- Concretagem da aduela A8; - Protensão dos cabos de laje (100%);
FASE 35	- Instalação e tensionamento da 1ª etapa estai E8; - Tensionamento da 3ª etapa do estai E6'; - Tensionamento da 5ª etapa do estai E5'; - Retirada da vinculação horizontal de P2 e P3;
FASE 36	- Avanço da treliça 3,6 m sobre aduela de fechamento central (AFC); - Instalação dos macacos e aplicação de 500 kN/macaco (para obter 26mm de deslocamento);
FASE 37	- Concretagem da aduela de fechamento central (AFC); - Instalação das vigas de travamento (escoras) entre ambos os lados e retirada dos macacos hidráulicos; - Tensionamento da 2ª etapa do estai E8; - Protensão dos cabos de fechamento da laje (100%);
FASE 38	- Remoção das treliças;
FASE 39	- Protensão longitudinal de continuidade da obra (ao longo de todo tabuleiro);
FASE 40	- Instalação da sobrecarga permanente (guarda-rodas, pavimentação e passeio);
FASE 41	- Estrutura pronta.

5.3. 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 da ferramenta “CSILoadOptimizer” ou por meio do método da matriz de influência.

No presente trabalho, foram utilizados os dois métodos para efeito de validação da ferramenta disponibilizada pelo programa SAP2000. Apresenta-se, na Tabela 5.1, as forças de trabalho nos estais fornecidas no projeto da ponte.

Tabela 5.1 - 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

Na Figura 5.12 são apresentados os diagramas de esforços obtidos com a aplicação das cargas permanentes e dos pré-alongamentos calculados para os estais, bem como a deformada da estrutura sem a aplicação de contra-flechas (que se mostraram necessárias tendo em vista os grandes deslocamentos, especialmente no vão central).

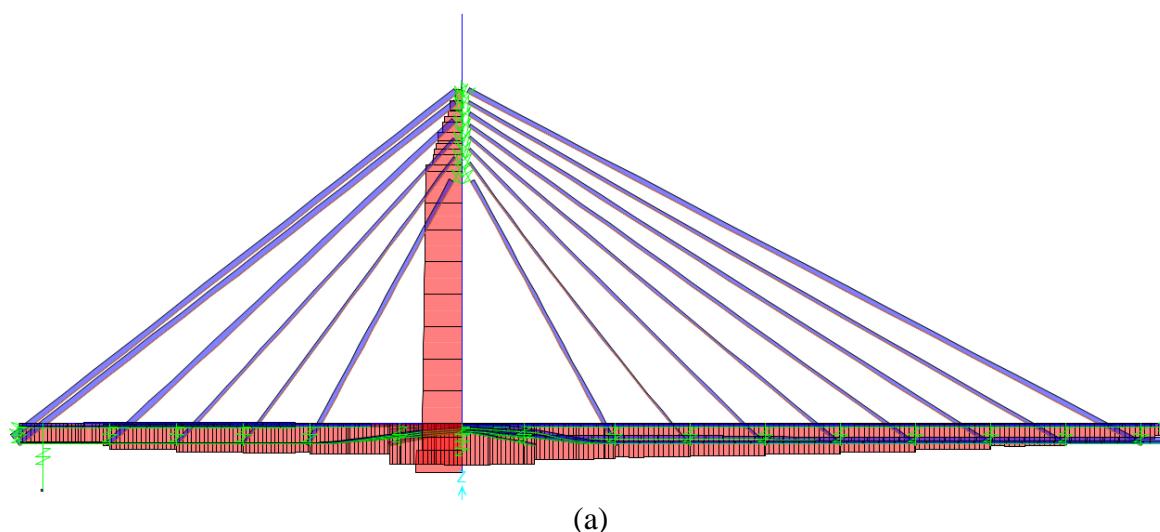


Figura 5.12 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta “CSILoadOptimizer”. (a) Esforço normal; (continua)

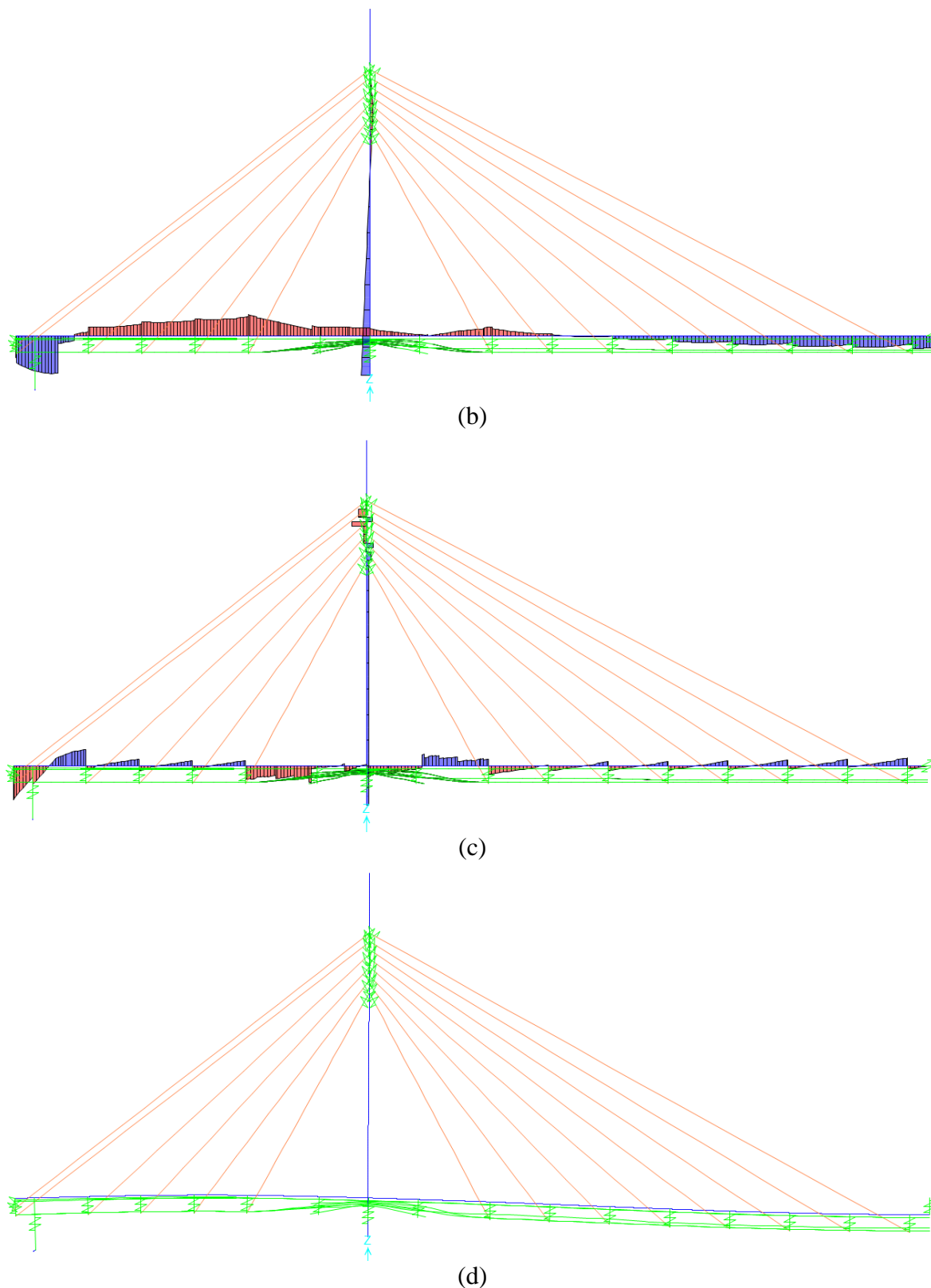


Figura 5.12 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta "CSILoadOptimizer". (b) Momento fletor; (c) Esforço cortante; (d) Deformada da estrutura (sem contra-flechas). (Conclusão)

Para o carregamento pelo método da matriz de influência, os elementos de cabo foram substituídos por elementos de barra. Esses elementos foram carregados com carregamentos de

pré-alongamento individuais unitários (da ordem de 10^{-3}). Com os resultados desses casos de carregamento, obteve-se a matriz de influência apresentada na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Matriz de influência da estrutura

	E6'	E5'	E4'	E3'	E2'	E1'	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
E6'	-1305,18	542,09	292,875	100,574	41,388	28,42	12,436	7,593	11,446	7,617	-2,129	-20,274	-45,192	-105,468
E5'	548,952	-1390,65	292,392	107,139	48,691	41,415	5,823	4,267	6,759	3,747	-4,394	-19,621	-40,184	-89,434
E4'	347,589	342,678	-1311,77	145,644	89,332	110,59	-22,169	-8,842	-10,163	-9,065	-11,634	-18,321	-27,707	-56,689
E3'	136,424	143,514	166,462	-801,429	74,968	104,72	-28,679	-12,424	-15,162	-12,221	-10,502	-10,585	-12,063	-21,663
E2'	65,012	75,527	118,234	86,814	-654,714	120,612	-38,358	-16,929	-20,679	-15,747	-11,938	-9,308	-7,607	-10,552
E1'	53,043	76,329	173,912	144,086	143,308	-1129,19	-100,325	-44,405	-54,009	-40,538	-29,238	-19,809	-11,852	-10,069
E1	23,212	10,732	-34,866	-39,463	-45,579	-100,332	-1032	127,821	167,095	133,461	103,061	75,889	50,16	46,115
E2	11,884	6,595	-11,66	-14,334	-16,867	-37,235	107,174	-547,914	96,579	83,826	69,999	56,286	41,412	43,083
E3	15,354	8,954	-11,488	-14,995	-17,661	-38,821	120,096	82,786	-789,738	143,52	131,398	115,138	92,256	103,789
E4	8,868	4,308	-8,893	-10,489	-11,672	-25,288	83,249	62,361	124,558	-820,132	149,358	142,961	123,291	146,873
E5	-2,177	-4,438	-10,025	-7,918	-7,772	-16,021	56,469	45,742	100,17	131,195	-866,379	167,868	155,51	194,546
E6	-18,426	-17,61	-14,03	-7,092	-5,385	-9,646	36,953	32,688	78,005	111,6	149,186	-902,131	181,551	238,201
E7	-36,835	-32,344	-19,028	-7,249	-3,947	-5,176	21,904	21,568	56,054	86,314	123,942	162,816	-871,408	250,597
E8	-77,821	-65,166	-35,245	-11,784	-4,957	-3,981	18,23	20,312	57,087	93,083	140,365	193,384	226,858	-1065,04

Com a aplicação dos carregamentos de peso próprio, sobrecarga permanente e protensão, foi obtido o vetor de cargas permanentes:

Tabela 5.3 - Vetor de cargas permanentes

	{Fd} (em kN)
E6'	4668,8
E5'	4505,4
E4'	3595,9
E3'	1791,7
E2'	1132,8
E1'	1330,2
E1	1952,6
E2	1375,7
E3	2512,9
E4	2758,0
E5	2896,2
E6	2863,0
E7	2463,8
E8	2737,4

Finalmente, resolvendo a equação 4.8, determinou-se o vetor de pré-alongamentos que devem ser aplicados para obtenção do estado de trabalho da obra.

A Figura 5.13 apresenta os diagramas de esforços pelo método da matriz de influência.

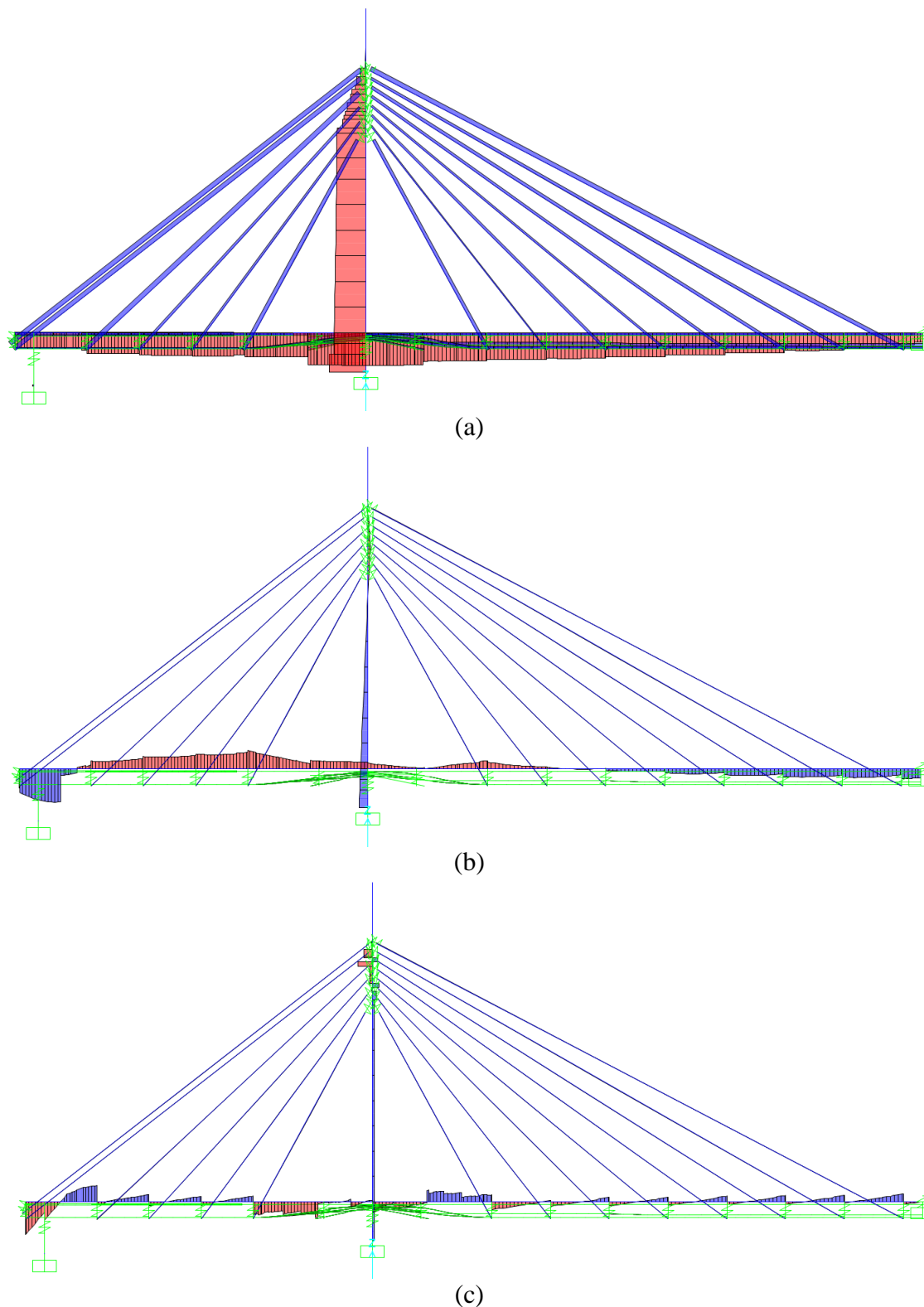
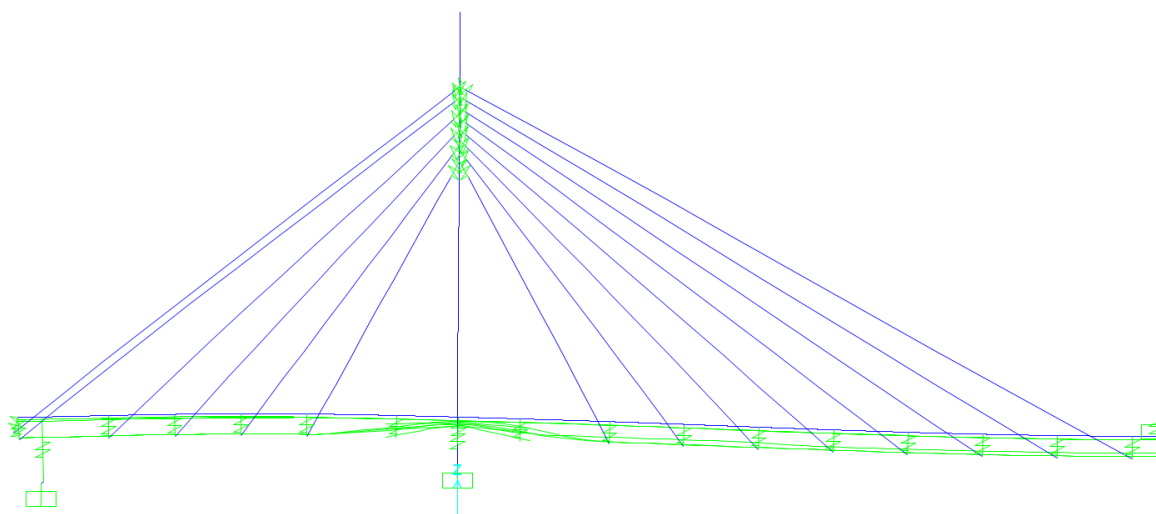


Figura 5.13 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta pelo método da matriz de influência.
(a) Esforço normal; (b) Momento fletor; (c) Esforço cortante; (continua)



(d)

Figura 5.13 - Diagramas de esforços para a estrutura pronta pelo método da matriz de influência. (d) Deformada da estrutura (sem contra-flechas). (Conclusão)

As Tabelas 5.4 a 5.7 mostram a comparação entre os esforços nos elementos obtidos pela ferramenta “CSILoadOptimizer” (utilizando elementos de cabo) e pelo método da matriz de rigidez (utilizando elementos de barra).

Tabela 5.4 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Forças nos Estais

	Forças nos Estais (kN)		
	Load Optimizer	Matriz de influência	Diferença
E'6	5325,0	5335,7	0,2%
E'5	5324,0	5333,3	0,2%
E'4	5430,0	5431,3	0,0%
E'3	2989,0	2986,9	-0,1%
E'2	2303,0	2299,9	-0,1%
E'1	4162,0	4155,8	-0,1%
E1	3326,0	3333,2	0,2%
E2	1505,0	1508,0	0,2%
E3	2564,0	2567,9	0,2%
E4	2596,0	2600,4	0,2%
E5	2910,0	2915,8	0,2%
E6	3246,0	3252,6	0,2%
E7	3125,0	3132,1	0,2%
E8	4571,0	4580,0	0,2%

Tabela 5.5 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Forças Normais

	Forças Normais (kN)		
	Load Optimizer	Matriz de influência	Diferença
Pilone	-43010,4	-43011,9	0,0%
A'4	-20200,2	-20234,1	0,2%
A'3	-24218,4	-24252,2	0,1%
A'2	-26311,8	-26341,0	0,1%
A'1	-26216,9	-26240,8	0,1%
A'0	-28467,0	-28477,0	0,0%
Apoio	-38321,9	-38322,8	0,0%
A0	-33216,1	-33226,3	0,0%
A1	-31216,6	-31224,4	0,0%
A2	-30206,8	-30209,3	0,0%
A3	-28282,6	-28277,9	0,0%
A4	-26170,2	-26158,1	0,0%
A5	-23710,6	-23690,7	-0,1%
A6	-20886,8	-20858,3	-0,1%
A7	-18064,6	-18027,8	-0,2%
A8	-14161,9	-14115,5	-0,3%
AFC	-11198,0	-11148,5	-0,4%

Tabela 5.6 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Momentos Fletores

	Momentos Fletores (kN.m)		
	Load Optimizer	Matriz de influência	Diferença
Pilone	10246,6	11625,3	13,5%
A'4	-3467,6	-2824,9	-18,5%
A'3	-12650,2	-11731,0	-7,3%
A'2	-17252,8	-16186,7	-6,2%
A'1	-21350,6	-20230,2	-5,2%
A'0	-11771,5	-10710,3	-9,0%
Apoio	-9398,2	-8482,5	-9,7%
A0	-3189,6	-2600,1	-18,5%
A1	-6872,2	-6587,3	-4,1%
A2	-482,0	-430,5	-10,7%
A3	3252,3	3060,9	-5,9%
A4	6634,5	6212,0	-6,4%
A5	9461,0	8815,3	-6,8%
A6	11711,3	10855,1	-7,3%
A7	12914,4	11871,6	-8,1%
A8	14576,2	13325,6	-8,6%
AFC	13379,4	12127,4	-9,4%

Tabela 5.7 - Comparação “CSILoadOptimizer” x Matriz de Influência – Esforços Cortantes

	Esforços Cortantes (kN)		Diferença
	Load Optimizer	Matriz de influência	
Pilone	416,4	446,3	7,2%
A'4	3052,4	3034,2	-0,6%
A'3	1056,5	1041,4	-1,4%
A'2	728,6	719,8	-1,2%
A'1	753,7	752,4	-0,2%
A'0	-2404,4	-2391,7	-0,5%
Apoio	268,6	279,6	4,1%
A0	2084,4	2115,1	1,5%
A1	-1291,7	-1271,0	-1,6%
A2	-639,3	-621,8	-2,7%
A3	-533,9	-519,7	-2,6%
A4	-441,1	-429,7	-2,6%
A5	-304,3	-295,9	-2,8%
A6	-213,8	-208,2	-2,6%
A7	59,9	62,9	4,9%
A8	-234,6	-235,0	0,2%
AFC	3,5	3,2	-7,2%

Nota-se que as maiores diferenças percentuais ocorreram nos momentos fletores, com valores atingindo até 18,5%. Isso se deve talvez à utilização de elementos diferentes para os estais nas duas diferentes análises ou a diferentes graus de precisão nas duas análises.

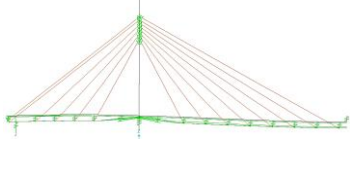
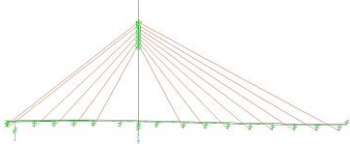

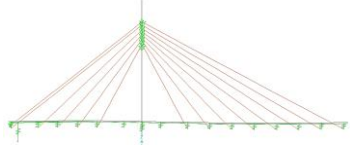
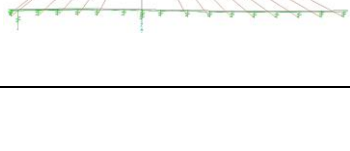
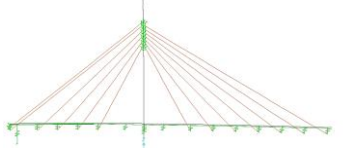
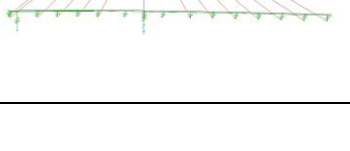
5.4. PROCESSO DE DESMONTAGEM

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.

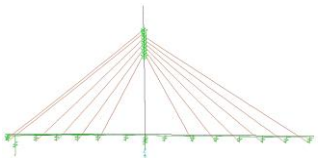
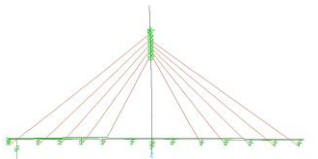
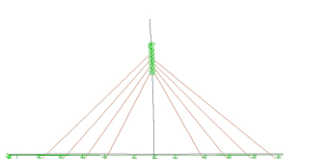


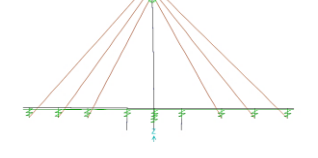

A seguir estão apresentadas as etapas referentes ao processo de desmontagem. Para cada fase (descrita na seção 5.2) foi criado um caso de carregamento, que se inicia com a matriz de rigidez final da etapa subsequente (desmontagem). Cada um desses casos de carregamento pode ser dividido em várias etapas (*steps*), de acordo com as características das operações realizadas. Dessa forma, as etapas (*steps*) apresentadas em cada fase apresentam numeração crescente, enquanto nas fases propriamente ditas, optou-se por adotar a numeração decrescente, conforme a execução da obra, para facilitar a comparação com a análise por montagem.

Os carregamentos transitórios, como o peso de treliças e do concreto fresco, foram adicionados em diferentes casos de carregamento, nas diversas posições em que solicitam a estrutura. Para as treliças, adotou-se uma numeração que se refere à aduela a qual o equipamento está apoiado. Com relação ao peso do concreto fresco, adotou-se uma numeração referente à peça que está sendo concretada.

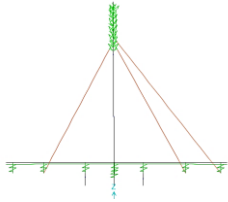

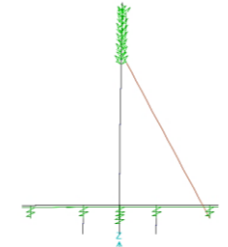

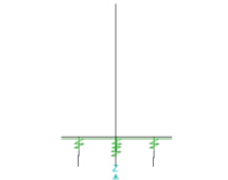
Quadro 5.2 - Descrição das fases de desmontagem (continua)

FASE	STEP	Operações	SAP2000
41	1	Adiciona Grupo: Estrutura Completa Inclui Carregamento: Peso Próprio, pavimento, barreiras, passeio, Along. Estais, protensão	
40	1	Remove Carregamento: Pavimento, barreiras e passeio	
39	1	Remove Grupo: Tendões de Continuidade	
38	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 8	
37	1	Remove Grupo: Tendões AFC	
	2	Aplica Carregamento: Destensionamento E8	
	3	Aplica Carregamento: Força de abertura	
	4	Remove Grupo: AFC Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	5	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
36	1	Remove Carregamento: Força de abertura	
	2	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 8 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 7	
35	1	Adiciona Grupo: Travamento longitudinal do tabuleiro	
	2	Aplica Carregamento: Destensionamento E'5	
	3	Aplica Carregamento: Destensionamento E'6	
	4	Remove Grupo: Estai E8	
34	1	Remove Grupo: Tendões da A8	
	2	Remove Grupo: A8 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A8	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A8	
33	1	Aplica Carregamento: Destensionamento E'5	
	2	Aplica Carregamento: Destensionamento E'6	
	3	Remove Grupo: Estai E7	
	4	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 7 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 6	
32	1	Remove Grupo: Tendões da A7	
	2	Remove Grupo: A7 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A7	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A7	

Quadro 5.2 - Descrição das fases de desmontagem (continuação)

FASE	STEP	Operações	SAP2000
31	1	Aplica Carregamento: Destensionamento E'5	
	2	Remove Grupo: Estai E'6	
	3	Remove Grupo: Estai E6	
	4	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 6 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 5	
30	1	Remove Grupo: Tendões da A6	
	2	Remove Grupo: A6 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A6	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A6	
29	1	Aplica Carregamento: Destensionamento E'5	
	2	Remove Grupo: Estai E5	
	3	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 5 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 4	
28	1	Remove Grupo: Tendões da A5	
	2	Remove Grupo: A5 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A5	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A5	
27	1	Remove Grupo: Estai E'5	
	2	Adiciona Grupo: Escoramento Aduela A0	
	3	Aplica Carregamento: Treliça sobre A'4	
	4	Aplica Carregamento: Contrapeso AFL	
	5	Remove Grupo: Tendões da AFL	
	6	Remove Grupo: AFL Adiciona Grupo: Escoramento Aduela A'5 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	7	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	8	Remove Carregamento: Contrapeso AFL	
26	1	Remove Grupo: Estai E'4	
	2	Remove Grupo: Estai E4	
	3	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'4 e A4 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'3 e A3	
25	1	Remove Grupo: Tendões da A'4 e A4	
	2	Remove Grupo: A'4 e A4 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'4 e A4	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'4 e A4	
24	1	Remove Grupo: Pilone etapa 15	
23	1	Remove Grupo: Aduela A'5 e Escoramento A'5	
22	1	Remove Grupo: Pilone etapa 14	
21	1	Remove Grupo: Estai E'3	
	2	Remove Grupo: Estai E3	
	3	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'3 e A3 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'2 e A2	
20	1	Remove Grupo: Tendões da A'3 e A3	
	2	Remove Grupo: A'3 e A3 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'3 e A3	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'3 e A3	

Quadro 5.2 - Descrição das fases de desmontagem (Conclusão)

FASE	STEP	Operações	SAP2000
19	1	Remove Grupo: Estai E'2	
	2	Remove Grupo: Estai E2	
	3	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'2 e A2 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'1 e A1	
18	1	Remove Grupo: Tendões da A'2 e A2	
	2	Remove Grupo: A'2 e A2 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'2 e A2	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'2 e A2	
17	1	Remove Grupo: Estai E'1	
	2	Remove Grupo: Estai E1	
	3	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'1 e A1 Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A0	
16	1	Remove Grupo: Tendões da A'1 e A1	
	2	Remove Grupo: A'1 e A1 Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'1 e A1	
	3	Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'1 e A1	
15	1	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A0	
14	1	Remove Grupo: Pilone etapa 10-13	
13	1	Remove Grupo: Pilone etapa 9	
12	1	Remove Grupo: Pilone etapa 8	
11	1	Remove Grupo: Pilone etapa 7	
10	1	Remove Grupo: Tendões da A0	
	2	Remove Grupo: A0	
	3	Remove Grupo: Pilone etapa 6	
9	1	Nenhuma operação	
8	1	Remove Grupo: Travamento longitudinal do tabuleiro	
	2	Remove Grupo: Pilone etapa 5	
7	1	Remove Grupo: Pilone etapa 4	
6	1	Remove Grupo: Escoramento A0	
5	1	Remove Grupo: Pilone etapa 3	
4	1	Remove Grupo: Pilone etapa 2	
3	1	Remove Grupo: Aparelho P2 e P3	
2	1	Remove Grupo: Pilone etapa 1	
1	1	Remove Grupo: Aparelho P1 e P4	

A Tabela 5.8 apresenta os resultados obtidos no processo de desmontagem. Entre eles, estão a forças iniciais que devem ser introduzidas na instalação dos estais e as forças de retensionamento que devem ser aplicadas aos estais E'6, E'5 e E8. No caso dos estais de retaguarda, E'5 e E'6, a aplicação de forças cada vez maiores ao longo do processo executivo visa equilibrar os momentos fletores no pilone durante a execução. A introdução de forças definitivas pode provocar fissuras no pilone por esforços excessivos. No caso do estai E8, esse retensionamento busca equilibrar os esforços no trecho de fechamento central, como foi exposto no exemplo do capítulo 4.

Além dessas forças nos estais, também foram obtidas as forças de abertura (“*set-back*”), que devem ser introduzidas contra os dois lados da estrutura antes da instalação do fechamento central, e o contra-peso que deve ser inserido na aduela A’4 para nivelamento do trecho de fechamento lateral.

Tabela 5.8 - 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
1ª Etapa E6:	3091,3		









5.5. PROCESSO DE MONTAGEM

O Quadro 5.3 apresenta a descrição das etapas construtivas no processo de montagem da estrutura. É importante ressaltar que uma série de operações a mais devem ser incluídas em relação ao processo de desmontagem. Isso se deve ao fato de que os carregamentos de peso próprio devem ser incluídos junto com a introdução dos elementos, enquanto na desmontagem basta removê-los que o programa aplica automaticamente as cargas correspondentes nos elementos vizinhos.

Nesse processo, assim como no modelo do capítulo 4, utilizou-se a técnica da estrutura fantasma (“*ghost-structure*”). Sendo assim, na FASE 11 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.

Como pode-se observar, na montagem foram estipuladas datas para a execução de cada fase. Esse dado é irrelevante na análise por desmontagem, que não leva em conta esses efeitos.

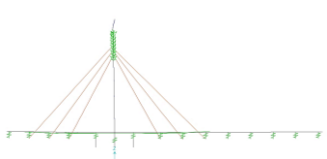
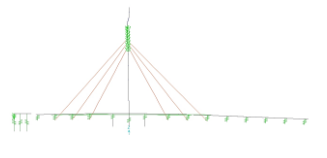
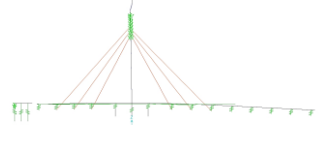
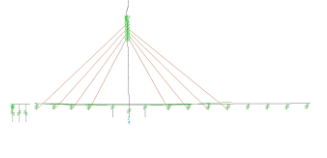
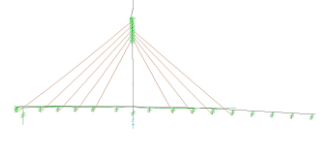
Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem. (Continua)

FASE	STEP	DIAS	Operações	SAP2000
1	1	0	Início da montagem (sem estrutura)	
2	1	1	Adiciona Grupo: Aparelho P1 e P4	
3	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 1 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 1	
	1	1	Adiciona Grupo: Aparelho P2 e P3	
5	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 2 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 2	
	1	1	Adiciona Grupo: Pilone etapa 3 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 3	
7	1	1	Adiciona Grupo: Escoramento A0	
8	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 4 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 4	
	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 5 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 5	
9	2	1	Adiciona Grupo: Travamento longitudinal do tabuleiro	
	1	0	Nenhuma operação	
11	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 6 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 6	
	2	0	Adiciona Grupo: TAB-GHOST	
	3	0	Altera Seção: A'0 – SECA0-LATERAL Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'0 Altera Seção: A0 – SECA0-CENTRAL Aplica Carregamento: Peso Próprio, A0	
	4	10	Adiciona Grupo: Tendões da A0 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A0	
12	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 7 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 7	
13	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 8 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 8	
14	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 9 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 9	
15	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 10-13 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 10-13	
16	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A0	
17	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'1 e A1	
	2	0	Altera Seção: A'1 – SECCC Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'1 Altera Seção: A1 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'1 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'1 e A1	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A'1 e A1 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A'1 e A1	

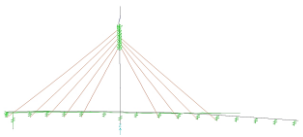
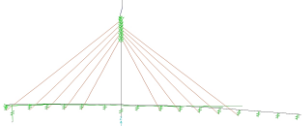
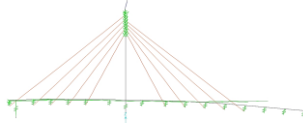
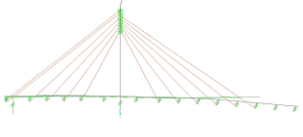
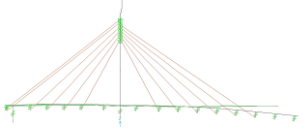
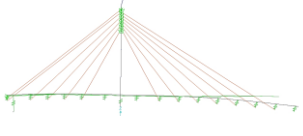
Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem. (Continuação)

FASE	STEP	DIAS	Operações	SAP2000
18	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'1 e A1 Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A0	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E1 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E1 Aplica Carregamento: Força em E1 (1540,2 kN)	
	3	1	Adiciona Grupo: Estai E'1 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'1 Aplica Carregamento: Força em E'1 (4110,2 kN)	
19	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'2 e A2	
	2	0	Altera Seção: A'2 – SECCC Altera Seção: A2 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'2 e A2 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'2 e A2	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A'2 e A2 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A'2 e A2	
20	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'2 e A2 Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'1 e A1	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E2 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E2 Aplica Carregamento: Força em E2 (1105,7 kN)	
	3	1	Adiciona Grupo: Estai E'2 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'2 Aplica Carregamento: Força em E'2 (1919,0 kN)	
21	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'3 e A3	
	2	0	Altera Seção: A'3 – SECCC Altera Seção: A3 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'3 e A3 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'3 e A3	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A'3 e A3 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A'3 e A3	
22	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'3 e A3 Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'2 e A2	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E3 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E3 Aplica Carregamento: Força em E3 (2002,8 kN)	
	3	1	Adiciona Grupo: Estai E'3 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'3 Aplica Carregamento: Força em E'3 (2195,5 kN)	

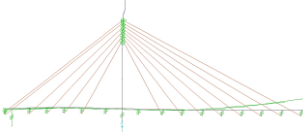
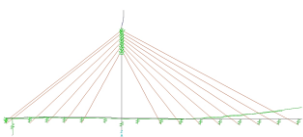
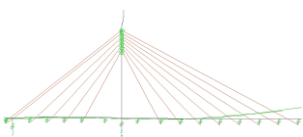
Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem. (Continuação)

FASE	STEP	DIAS	Operações	SAP2000
23	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 14 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 14	
24	1	5	Adiciona Grupo: Aduela A'5 e Escoramento A'5 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Aduela A'5	
25	1	5	Adiciona Grupo: Pilone etapa 15 Aplica Carregamento: Peso Próprio, Pilone etapa 15	
26	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A'4 e A4	
	2	0	Altera Seção: A'4 – SECCC Altera Seção: A4 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A'4 e A4 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A'4 e A4	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A'4 e A4 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A'4 e A4	
27	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela A'4 e A4 Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela A'3 e A3	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E4 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E4 Aplica Carregamento: Força em E4 (2201,9 kN)	
	3	1	Adiciona Grupo: Estai E'4 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'4 Aplica Carregamento: Força em E'4 (2857,7 kN)	
28	1	1	Aplica Carregamento: Contrapeso AFL (650 kN)	
	2	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	3	0	Adiciona Grupo: AFL Aplica Carregamento: Peso Próprio, AFL Remove Grupo: Escoramento Aduela A'5 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	4	10	Adiciona Grupo: Tendões da AFL Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da AFL	
	5	1	Remove Carregamento: Contrapeso AFL	
	6	1	Remove Carregamento: Treliça sobre A'4	
	7	0	Remove Grupo: Escoramento Aduela A0	
	8	1	Adiciona Grupo: Estai E'5 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'5 Aplica Carregamento: Força em E'5 (313,8 kN)	
29	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A5	
	2	0	Altera Seção: A5 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A5 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A5	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A5 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A5	

Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem. (Continuação)

30	1	1	Aplica Carregamento: Treliza sobre Aduela 5 Remove Carregamento: Treliza sobre Aduela 4	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E5 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E5 Aplica Carregamento: Força em E5 (2734,4 kN)	
	3	1	Aplica Carregamento: 2ª Etapa E'5 (1208,6 kN)	
31	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A6	
	2	0	Altera Seção: A6 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A6 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A6	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A6 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A6	
32	1	1	Aplica Carregamento: Treliza sobre Aduela 6 Remove Carregamento: Treliza sobre Aduela 5	
	2	0	Adiciona Grupo: Estai E6 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E6 Aplica Carregamento: Força em E6 (3091,3 kN)	
	3	0	Adiciona Grupo: Estai E'6 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E'6 Aplica Carregamento: 1ª Etapa E'6 (1539,4 kN)	
	4	1	Aplica Carregamento: 3ª Etapa E'5 (2082,5 kN)	
33	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A7	
	2	0	Altera Seção: A7 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A7 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A7	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A7 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A7	
34	1	1	Aplica Carregamento: Treliza sobre Aduela 7 Remove Carregamento: Treliza sobre Aduela 6	
	2	1	Adiciona Grupo: Estai E7 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E7 Aplica Carregamento: Força em E7 (3154,5 kN)	
	3	0	Aplica Carregamento: 2ª Etapa E'6 (2957,8 kN)	
	4	1	Aplica Carregamento: 4ª Etapa E'5 (3281,9 kN)	
35	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco A8	
	2	0	Altera Seção: A8 – SECDD Aplica Carregamento: Peso Próprio, A8 Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco A8	
	3	10	Adiciona Grupo: Tendões da A8 Aplica Carregamento: Protensão, Tendões da A8	

Quadro 5.3 - Descrição das fases de montagem. (Conclusão)

36	1	1	Adiciona Grupo: Estai E8 Aplica Carregamento: Peso Próprio, E8 Aplica Carregamento: Força em E8 (5377 kN)	
	2	0	Aplica Carregamento: 3ª Etapa E'6 (4906,9 kN)	
	3	1	Aplica Carregamento: 5ª Etapa E'5 (4653,4kN)	
	4	1	Remove Grupo: Travamento longitudinal do tabuleiro	
37	1	1	Aplica Carregamento: Treliça sobre Aduela 8 Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 7	
	2	0	Aplica Carregamento: Força de abertura (120,0 kN)	
38	1	0	Aplica Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	2	1	Adiciona Grupo: AFC Remove Carregamento: Peso Concreto Fresco AFC	
	3	0	Remove Carregamento: Força de abertura (120,0 kN)	
	4	1	Aplica Carregamento: 2ª Etapa E8 (4254,3kN)	
	5	10	Adiciona Grupo: Tendões AFC	
39	1	1	Remove Carregamento: Treliça sobre Aduela 8	
40	1	2	Adiciona Grupo: Tendões de Continuidade	
41	1	30	Aplica Carregamento: Pavimento, barreiras e passeio	

Após a confirmação dos resultados da etapa final com os valores de forças nos estais fornecidos pelo projetista, 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 (s): 0,25;
Umidade relativa do ar (RH): 50%;
- Coeficiente do tipo de cimento (β_{sc}): 5 (tempo de endurecimento normal);
- Idade de início da retração (t_0): 0 dias.

5.6. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Apresenta-se, a seguir, a comparação entre resultados obtidos dos modelos computacionais desenvolvidos nesse capítulo. Primeiramente, são analisados os resultados obtidos ao final do processo de montagem, sem reologia, comparando-os com as forças nos cabos, em serviço, fornecidas pelo projetista (início da desmontagem), bem como os esforços correspondentes nas principais seções.

Posteriormente, é apresentada uma tabela comparando as forças nos cabos nas respectivas etapas de montagem e desmontagem para avaliação das correspondências em cada

fase. Em seguida, é realizada uma comparação entre as forças nos estais e esforços em serviço entre o final da montagem sem reologia e com reologia. Também é apresentado um comparativo das forças nos estais em cada etapa.

5.6.1. FORÇAS E ESFORÇOS DE PROJETO X FORÇAS E ESFORÇOS DA MONTAGEM (SEM REOLOGIA)

A Figura 5.14 apresenta os esforços normais obtidos no início da desmontagem e ao final da montagem, sem reologia.

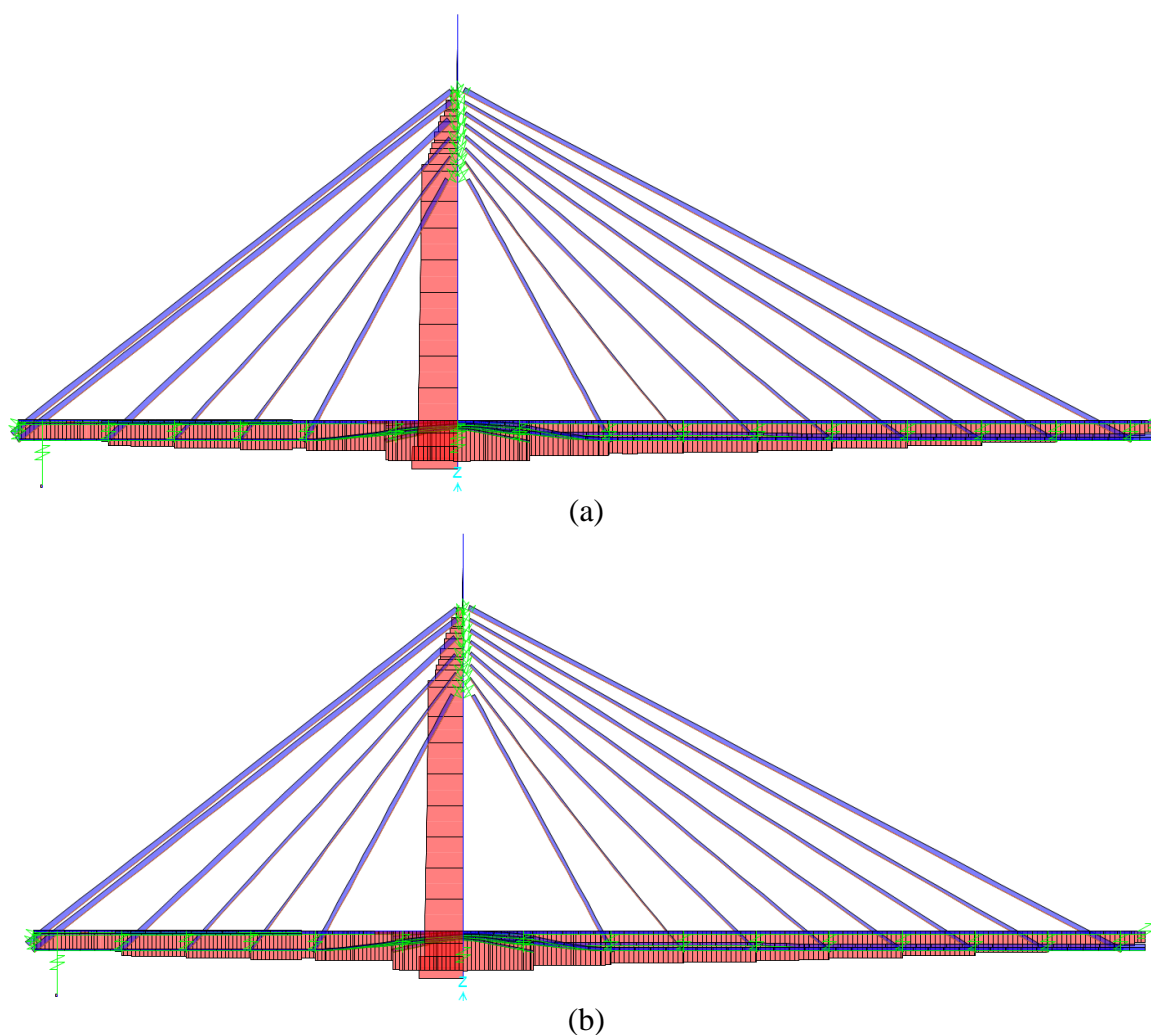


Figura 5.14 - Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta. (a) Início da desmontagem; (b) Final da montagem.

As Tabelas 5.9 e 5.10 comparam as forças nos estais e os esforços normais nas seções fornecidas pelo projetista (início da desmontagem), e calculadas ao final da montagem.

Tabela 5.9 - Comparação de forças nos estais – Forças de Projeto x Forças de Montagem

	Forças nos Estais (kN)		
	Projeto	Montagem	Diferença
E'6	5325,0	5259,9	-1,2%
E'5	5324,0	5285,6	-0,7%
E'4	5430,0	5346,4	-1,5%
E'3	2989,0	2954,2	-1,2%
E'2	2303,0	2283,8	-0,8%
E'1	4162,0	4125,8	-0,9%
E1	3326,0	3342,6	0,5%
E2	1505,0	1510,3	0,3%
E3	2564,0	2554,5	-0,4%
E4	2596,0	2550,7	-1,7%
E5	2910,0	2837,7	-2,5%
E6	3246,0	3154,2	-2,8%
E7	3125,0	3038,9	-2,8%
E8	4571,0	4566,1	-0,1%

Tabela 5.10 - Comparação de esforços normais nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem

	Forças Normais (kN)		
	Projeto	Montagem	Diferença
Pilone	-43007,0	-42286,9	-1,7%
A'4	-20213,4	-20117,3	-0,5%
A'3	-24228,8	-24095,6	-0,5%
A'2	-26318,0	-26197,9	-0,5%
A'1	-26219,0	-26121,0	-0,4%
A'0	-28463,0	-28306,0	-0,6%
Apoio	-38386,6	-38325,1	-0,2%
A0	-33211,6	-33067,6	-0,4%
A1	-31210,3	-31119,4	-0,3%
A2	-30199,6	-30088,5	-0,4%
A3	-28274,4	-28154,8	-0,4%
A4	-26161,5	-26044,1	-0,4%
A5	-23701,6	-23641,6	-0,3%
A6	-20877,7	-20885,7	0,0%
A7	-18055,7	-18113,2	0,3%
A8	-14153,4	-14197,6	0,3%
AFC	-11189,4	-11233,3	0,4%

Nota-se que as diferenças percentuais são muito reduzidas, próximas a zero. É possível observar pelos diagramas da Figura 5.14 que os mesmos são praticamente idênticos, indicando uma diferença quase imperceptível.

A Figura 5.15 apresenta os momentos fletores obtidos no início da desmontagem e ao final da montagem, sem reologia.

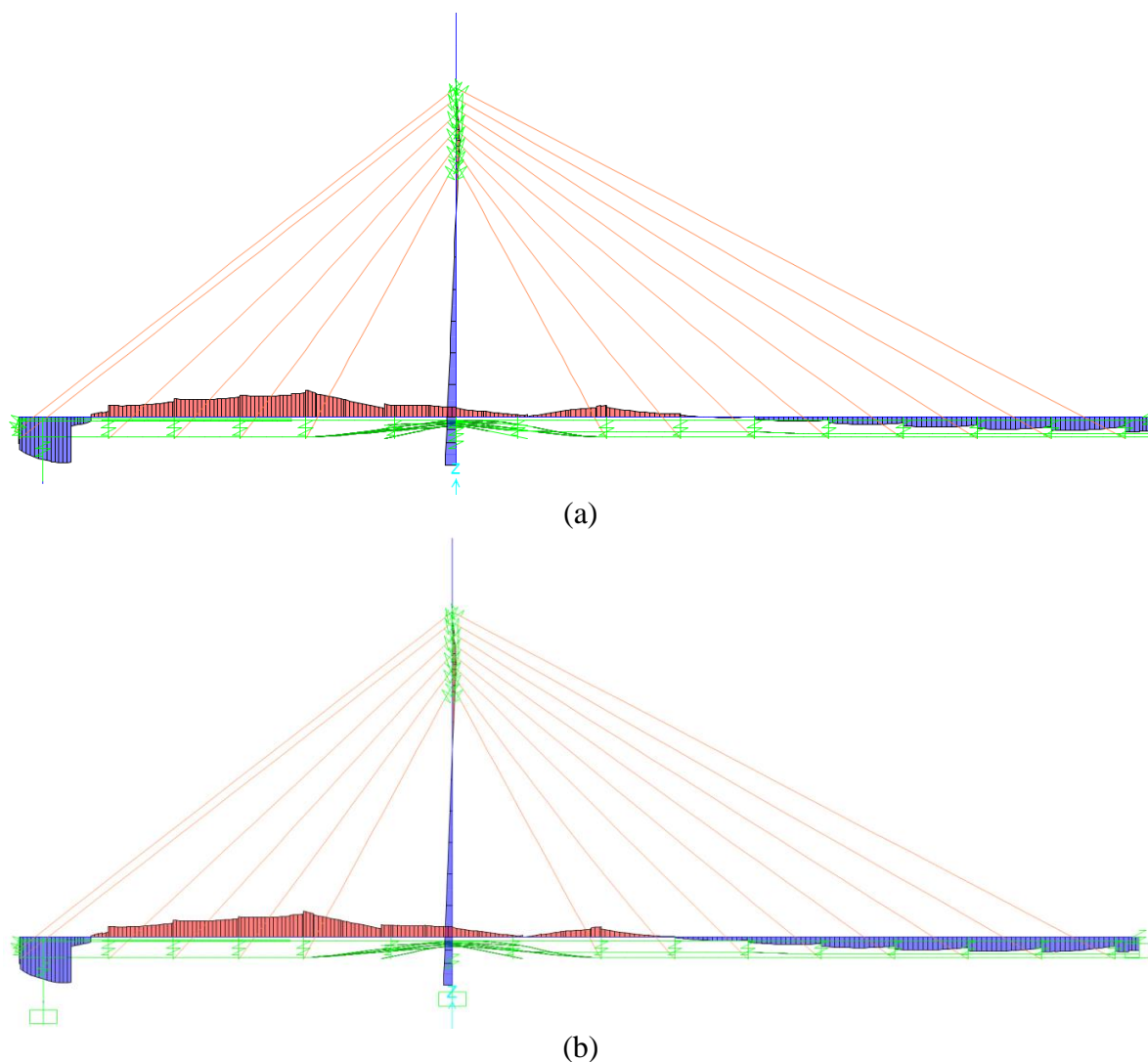


Figura 5.15 - Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta. (a) Início da desmontagem;
(b) Final da montagem.

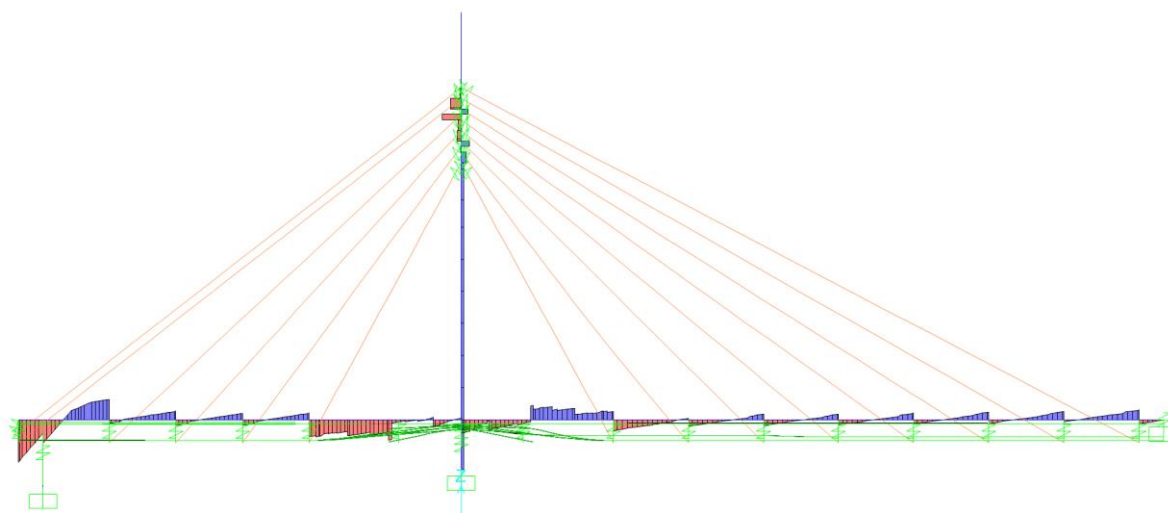
A Tabela 5.11 compara os momentos fletores nas seções fornecidas pelo projetista (início da desmontagem) e calculados ao final da montagem.

Tabela 5.11 - Comparação de momentos fletores nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem

	Momentos Fletores (kN.m)		Diferença
	Projeto	Montagem	
Pilone	10432,8	8450,4	-19,0%
A'4	-3381,5	-3147,7	-6,9%
A'3	-12502,5	-11935,1	-4,5%
A'2	-17062,7	-16454,4	-3,6%
A'1	-21152,9	-20866,9	-1,4%
A'0	-11631,0	-11783,1	1,3%
Apoio	-8505,2	-9369,2	10,2%
A0	-3189,8	-2817,8	-11,7%
A1	-6902,7	-5605,7	-18,8%
A2	-526,9	1757,4	-433,5%
A3	3199,6	6007,6	87,8%
A4	6579,6	9586,3	45,7%
A5	9406,9	12125,1	28,9%
A6	11659,3	13549,5	16,2%
A7	12864,6	13625,6	5,9%
A8	14527,4	13952,8	-4,0%
AFC	13330,6	12740,0	-4,4%

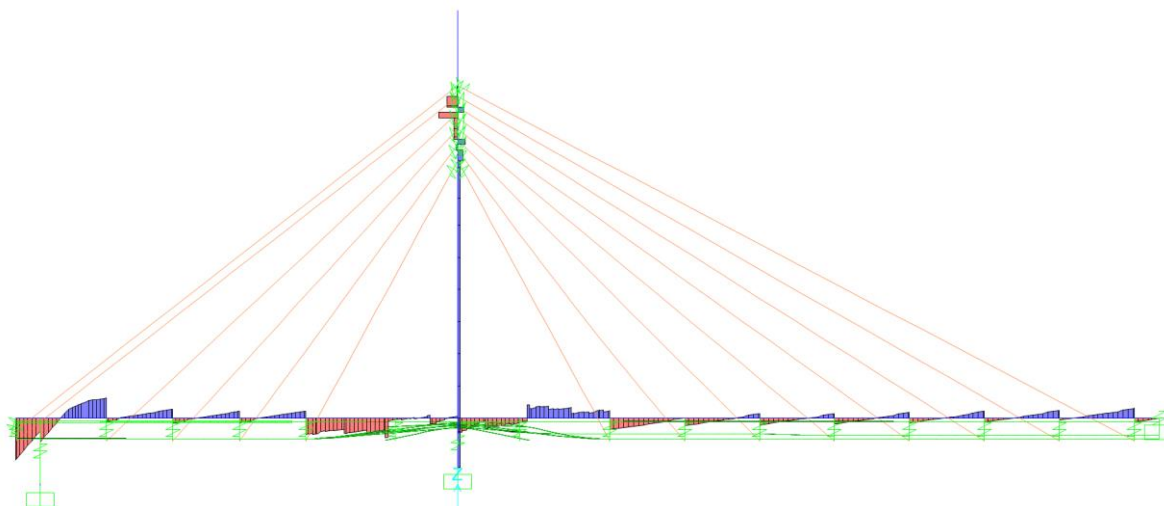
Nota-se que existe uma diferença percentual elevada entre os dois modelos indicando que houve uma modificação do diagrama dos momentos no sentido longitudinal da ponte. Como se pode notar os diagramas de momentos são bem similares segundo a Figura 5.15. Na realidade a comparação deveria ser feita superpondo os dois diagramas de momentos fletores.

A Figura 5.16 apresenta os momentos fletores obtidos no início da desmontagem e ao final da montagem, sem reologia.



(a)

Figura 5.16 - Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta. (a) Início da desmontagem;(continua)



(b)

Figura 5.16 - Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta.(b) Final da montagem.
(continuação)

A Tabela 5.12 compara os esforços cortantes nas seções fornecidas pelo projetista (início da desmontagem) e calculados ao final da montagem.

Tabela 5.12 - Comparação de esforços cortantes nas seções – Forças de Projeto x Forças de Montagem

	Esforços Cortantes (kN)		
	Projeto	Montagem	Diferença
Pilone	424,3	371,4	-12,5%
A'4	3039,5	2995,2	-1,5%
A'3	1046,9	1060,6	1,3%
A'2	723,7	763,4	5,5%
A'1	754,4	808,0	7,1%
A'0	-2393,6	-2305,3	-3,7%
Apoio	-2049,4	-2204,9	7,6%
A0	2088,5	1936,2	-7,3%
A1	-1290,3	-1457,9	13,0%
A2	-638,6	-812,7	27,3%
A3	-534,0	-703,9	31,8%
A4	-441,6	-586,3	32,8%
A5	-304,9	-410,7	34,7%
A6	-214,3	-272,9	27,3%
A7	59,3	42,5	-28,3%
A8	-234,3	-248,8	6,2%
AFC	3,5	-7,6	-318,0%

Nota-se que existe uma diferença percentual elevada para alguns pontos entre os dois modelos, indicando de novo que houve um deslocamento longitudinal de um diagrama em relação ao outro.

5.6.2. FORÇAS NOS ESTAIS NAS ETAPAS DE DESMONTAGEM X ETAPAS DE MONTAGEM (SEM REOLOGIA)

A Tabela 5.13 apresenta a comparação das forças nos estais, nas diversas etapas de desmontagem e montagem da estrutura, sem consideração dos efeitos de reologia.

Tabela 5.13 - Comparação de forças nos estais etapa a etapa – Desmontagem x Montagem (continua)

	FASE 17			FASE 18			FASE 19		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'2	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'1	0,0	0,0	0,0%	4110,2	4082,2	-0,7%	4542,7	4514,1	-0,6%
E1	0,0	0,0	0,0%	2776,2	2761,0	-0,5%	3191,1	3175,5	-0,5%
E2	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 20			FASE 21			FASE 22		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	2195,5	2185,3	-0,5%
E'2	1919,0	1910,5	-0,4%	2397,9	2388,6	-0,4%	1919,7	1912,9	-0,4%
E'1	3945,4	3919,5	-0,7%	4474,1	4447,1	-0,6%	3931,6	3907,4	-0,6%
E1	3074,9	3059,7	-0,5%	3604,4	3588,3	-0,4%	3066,9	3051,6	-0,5%
E2	1300,3	1295,2	-0,4%	1758,6	1752,2	-0,4%	1306,1	1300,3	-0,4%
E3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	2193,6	2186,9	-0,3%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

Tabela 5.13 - Comparação de forças nos estais etapa a etapa – Desmontagem x Montagem (continuação)

	FASE 23			FASE 24			FASE 25		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	2195,1	2184,9	-0,5%	2195,1	2184,9	-0,5%	2194,7	2184,5	-0,5%
E'2	1919,3	1912,4	-0,4%	1919,3	1912,4	-0,4%	1918,8	1912,0	-0,4%
E'1	3930,2	3906,1	-0,6%	3930,2	3906,1	-0,6%	3929,0	3904,9	-0,6%
E1	3065,9	3050,6	-0,5%	3065,9	3050,6	-0,5%	3065,0	3049,7	-0,5%
E2	1305,8	1300,0	-0,4%	1305,8	1300,0	-0,4%	1305,6	1299,8	-0,4%
E3	2193,4	2186,8	-0,3%	2193,4	2186,8	-0,3%	2193,3	2186,6	-0,3%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 26			FASE 27			FASE 28		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	313,8	315,7	0,6%
E'4	0,0	0,0	0,0%	2857,7	2840,3	-0,6%	3211,2	3196,0	-0,5%
E'3	2968,4	2955,2	-0,4%	1892,0	1884,2	-0,4%	2024,9	2020,4	-0,2%
E'2	2362,8	2354,3	-0,4%	1748,5	1743,1	-0,3%	1783,1	1781,8	-0,1%
E'1	4407,4	4381,2	-0,6%	3740,6	3717,7	-0,6%	3652,4	3639,8	-0,3%
E1	3471,3	3455,2	-0,5%	3085,2	3071,6	-0,4%	3295,1	3275,2	-0,6%
E2	1715,8	1708,4	-0,4%	1337,9	1332,5	-0,4%	1424,8	1417,1	-0,5%
E3	3115,1	3103,5	-0,4%	2278,4	2270,8	-0,3%	2387,5	2377,5	-0,4%
E4	0,0	0,0	0,0%	2317,9	2302,4	-0,7%	2413,3	2396,4	-0,7%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 29			FASE 30			FASE 31		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	701,4	702,6	0,2%	1208,6	1204,4	-0,3%	2253,1	2238,4	-0,7%
E'4	4006,6	3984,2	-0,6%	3949,7	3927,3	-0,6%	4686,5	4657,7	-0,6%
E'3	2344,0	2337,0	-0,3%	2340,5	2333,4	-0,3%	2648,4	2639,0	-0,4%
E'2	1928,6	1926,4	-0,1%	1952,8	1950,5	-0,1%	2107,9	2104,6	-0,2%
E'1	3732,5	3719,6	-0,3%	3830,3	3817,2	-0,3%	3961,7	3947,4	-0,4%
E1	3788,8	3771,6	-0,5%	3229,7	3212,2	-0,5%	3489,0	3477,8	-0,3%
E2	1829,6	1821,1	-0,5%	1396,8	1389,3	-0,5%	1656,6	1650,6	-0,4%
E3	3269,4	3252,6	-0,5%	2353,5	2341,1	-0,5%	2993,3	2978,1	-0,5%
E4	3559,2	3528,6	-0,9%	2387,8	2364,7	-1,0%	3300,3	3267,5	-1,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	2742,2	2725,7	-0,6%	3949,0	3914,1	-0,9%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

Tabela 5.13 - Comparação de forças nos estais etapa a etapa – Desmontagem x Montagem (continuação)

	FASE 32			FASE 33			FASE 34		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	1391,0	1381,7	-0,7%	2284,0	2265,2	-0,8%	2763,4	2749,2	-0,5%
E'5	2082,5	2071,9	-0,5%	2960,4	2941,2	-0,6%	3281,9	3270,4	-0,4%
E'4	4241,9	4212,2	-0,7%	4864,3	4828,8	-0,7%	4635,0	4588,2	-1,0%
E'3	2475,3	2465,1	-0,4%	2748,0	2735,5	-0,5%	2647,1	2629,8	-0,7%
E'2	2032,1	2028,1	-0,2%	2182,2	2176,9	-0,2%	2126,3	2118,4	-0,4%
E'1	3924,0	3908,7	-0,4%	4084,2	4066,8	-0,4%	4022,6	4002,6	-0,5%
E1	3153,0	3139,8	-0,4%	3225,8	3221,9	-0,1%	3097,9	3091,9	-0,2%
E2	1359,0	1352,6	-0,5%	1496,3	1493,6	-0,2%	1337,6	1333,8	-0,3%
E3	2297,3	2283,2	-0,6%	2715,7	2703,4	-0,5%	2276,2	2262,7	-0,6%
E4	2334,2	2304,8	-1,3%	3005,7	2972,1	-1,1%	2327,0	2293,1	-1,5%
E5	2692,9	2664,1	-1,1%	3661,1	3619,7	-1,1%	2703,2	2662,7	-1,5%
E6	3115,2	3099,4	-0,5%	4384,9	4346,8	-0,9%	3146,1	3110,3	-1,1%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	3165,0	3154,6	-0,3%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 35			FASE 36			FASE 37		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	3837,6	3810,9	-0,7%	4641,7	4595,1	-1,0%	4674,6	4627,2	-1,0%
E'5	4305,6	4282,4	-0,5%	4653,4	4627,8	-0,6%	4696,7	4670,3	-0,6%
E'4	5354,2	5299,7	-1,0%	4959,1	4884,6	-1,5%	4997,7	4922,7	-1,5%
E'3	2963,4	2942,9	-0,7%	2774,8	2742,9	-1,2%	2799,5	2767,4	-1,1%
E'2	2304,3	2294,6	-0,4%	2183,1	2164,2	-0,9%	2205,7	2186,8	-0,9%
E'1	4225,5	4202,9	-0,5%	4049,1	4008,5	-1,0%	4097,9	4057,4	-1,0%
E1	3042,2	3048,0	0,2%	3087,2	3100,3	0,4%	3049,4	3062,9	0,4%
E2	1384,2	1386,2	0,1%	1293,1	1296,7	0,3%	1278,0	1281,9	0,3%
E3	2519,6	2511,8	-0,3%	2108,6	2101,2	-0,4%	2092,3	2085,1	-0,3%
E4	2793,6	2760,0	-1,2%	2024,1	1989,4	-1,7%	2015,1	1980,6	-1,7%
E5	3446,0	3398,2	-1,4%	2228,1	2178,4	-2,2%	2227,8	2178,0	-2,2%
E6	4194,2	4141,3	-1,3%	2478,5	2423,2	-2,2%	2488,9	2433,2	-2,2%
E7	4417,9	4381,4	-0,8%	2365,0	2325,8	-1,7%	2387,1	2347,1	-1,7%
E8	0,0	0,0	0,0%	5395,6	5376,1	-0,4%	5443,8	5422,8	-0,4%

	FASE 38			FASE 39			FASE 40		
	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	4698,4	4650,5	-1,0%	4506,8	4460,2	-1,0%	4500,2	4437,8	-1,4%
E'5	4731,1	4709,1	-0,5%	4549,7	4528,9	-0,5%	4529,3	4493,5	-0,8%
E'4	5028,5	4959,2	-1,4%	4905,0	4836,3	-1,4%	4815,4	4733,6	-1,7%
E'3	2816,7	2789,7	-1,0%	2764,7	2737,9	-1,0%	2690,9	2656,7	-1,3%
E'2	2217,3	2204,1	-0,6%	2190,8	2177,6	-0,6%	2120,4	2101,4	-0,9%
E'1	4113,4	4087,0	-0,6%	4090,3	4063,9	-0,6%	3955,4	3919,2	-0,9%
E1	3089,6	3099,2	0,3%	3066,0	3074,6	0,3%	2965,7	2981,1	0,5%
E2	1330,0	1332,6	0,2%	1306,6	1308,8	0,2%	1260,0	1264,9	0,4%
E3	2236,9	2226,6	-0,5%	2181,1	2170,4	-0,5%	2126,0	2116,5	-0,5%
E4	2238,2	2196,7	-1,9%	2161,3	2119,6	-1,9%	2120,6	2075,8	-2,1%
E5	2542,0	2478,7	-2,5%	2443,4	2380,6	-2,6%	2414,1	2343,1	-2,9%
E6	2894,1	2816,5	-2,7%	2778,1	2701,3	-2,8%	2757,1	2667,1	-3,3%
E7	2835,5	2766,1	-2,4%	2718,9	2650,8	-2,5%	2704,1	2620,0	-3,1%
E8	4264,7	4282,9	0,4%	4118,8	4138,8	0,5%	4101,9	4099,4	-0,1%

Tabela 5.13 - Comparação de forças nos estais etapa a etapa – Desmontagem x Montagem (Conclusão)

	FASE 41		
	Desmont.	Montagem	Diferença
E'6	5325,0	5259,9	-1,2%
E'5	5324,0	5285,6	-0,7%
E'4	5430,0	5346,4	-1,5%
E'3	2989,0	2954,2	-1,2%
E'2	2303,0	2283,8	-0,8%
E'1	4162,0	4125,8	-0,9%
E1	3326,0	3342,6	0,5%
E2	1505,0	1510,3	0,3%
E3	2564,0	2554,5	-0,4%
E4	2596,0	2550,7	-1,7%
E5	2910,0	2837,7	-2,5%
E6	3246,0	3154,2	-2,8%
E7	3125,0	3038,9	-2,8%
E8	4571,0	4566,1	-0,1%

Nota-se que, em todas as fases construtivas, as diferenças percentuais ficaram limitadas a valores máximos de 2,8%, indicando uma boa correspondência entre os dois modelos de análise, montagem e desmontagem.

5.6.3. FORÇAS E ESFORÇOS DE MONTAGEM SEM REOLOGIA X COM REOLOGIA

A Figura 5.17 apresenta os diagramas de esforços normais ao final da montagem, considerando e não considerando o efeito reológico.

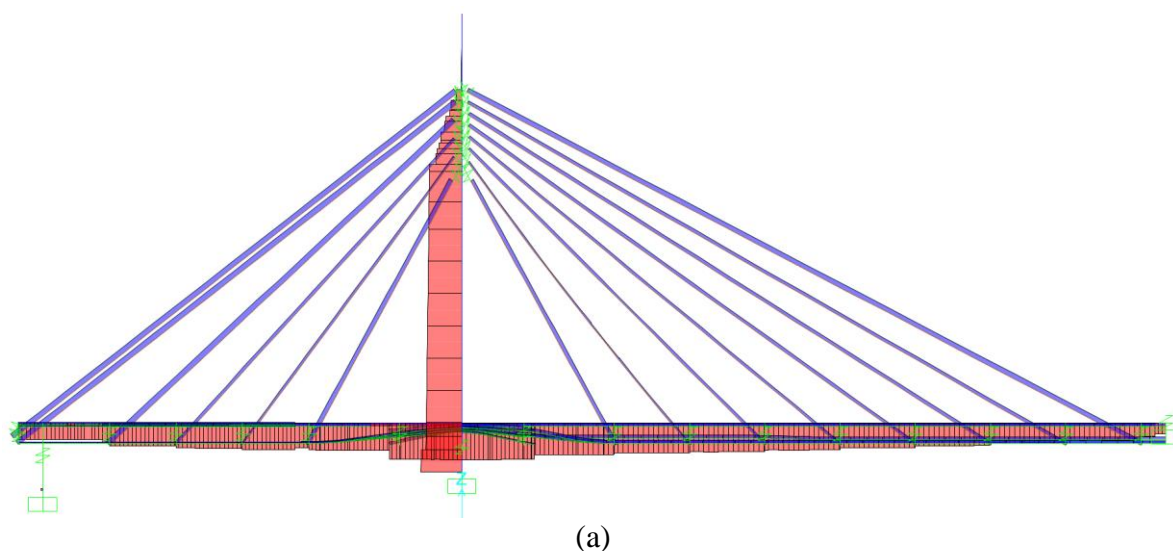
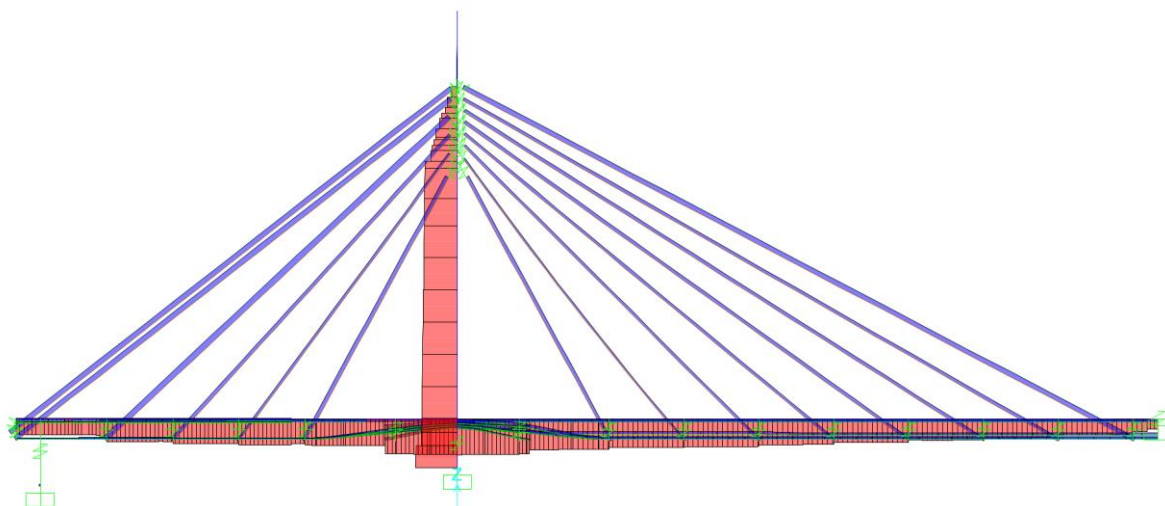


Figura 5.17 - Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta. (a) Sem Reologia; (continua)



(b)

Figura 5.17 - Diagramas de esforços normais para a estrutura pronta. (b) Com Reologia.
(Conclusão)

A Tabela 5.14 compara as forças nos estais calculados com reologia com as forças calculadas sem a consideração dos efeitos reológicos.

Tabela 5.14 - Comparação de forças nos estais – Sem Reologia x Com Reologia

	Forças nos Estais (kN)		
	s/Reologia	c/Reologia	Diferença
E'6	5259,9	4934,7	-6,2%
E'5	5285,6	5058,4	-4,3%
E'4	5346,4	5810,4	8,7%
E'3	2954,2	3263,3	10,5%
E'2	2283,8	2447,3	7,2%
E'1	4125,8	3714,4	-10,0%
E1	3342,6	3114,0	-6,8%
E2	1510,3	1599,6	5,9%
E3	2554,5	2688,7	5,3%
E4	2550,7	2715,6	6,5%
E5	2837,7	3033,4	6,9%
E6	3154,2	3105,2	-1,6%
E7	3038,9	2959,5	-2,6%
E8	4566,1	4495,8	-1,5%

A Tabela 5.15 compara as forças nos estais calculados com reologia com as forças calculadas sem a consideração dos efeitos reológicos.

Tabela 5.15 - Comparação de esforços normais nas seções – Sem Reologia x Com Reologia

	Forças Normais (kN)		Diferença
	s/Reologia	c/Reologia	
Pilone	-42286,9	-43078,7	1,9%
A'4	-20117,3	-19265,3	-4,2%
A'3	-24095,6	-23565,7	-2,2%
A'2	-26197,9	-25749,7	-1,7%
A'1	-26121,0	-25691,3	-1,6%
A'0	-28306,0	-27790,5	-1,8%
Apoio	-38325,1	-37352,6	-2,5%
A0	-33067,6	-32269,4	-2,4%
A1	-31119,4	-29984,3	-3,6%
A2	-30088,5	-28953,9	-3,8%
A3	-28154,8	-26918,9	-4,4%
A4	-26044,1	-24647,1	-5,4%
A5	-23641,6	-22235,1	-5,9%
A6	-20885,7	-19731,6	-5,5%
A7	-18113,2	-17087,9	-5,7%
A8	-14197,6	-13356,3	-5,9%
AFC	-11233,3	-10588,6	-5,7%

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

A Figura 5.18 apresenta os diagramas de momentos fletores ao final da montagem, considerando e não considerando o efeito reológico.

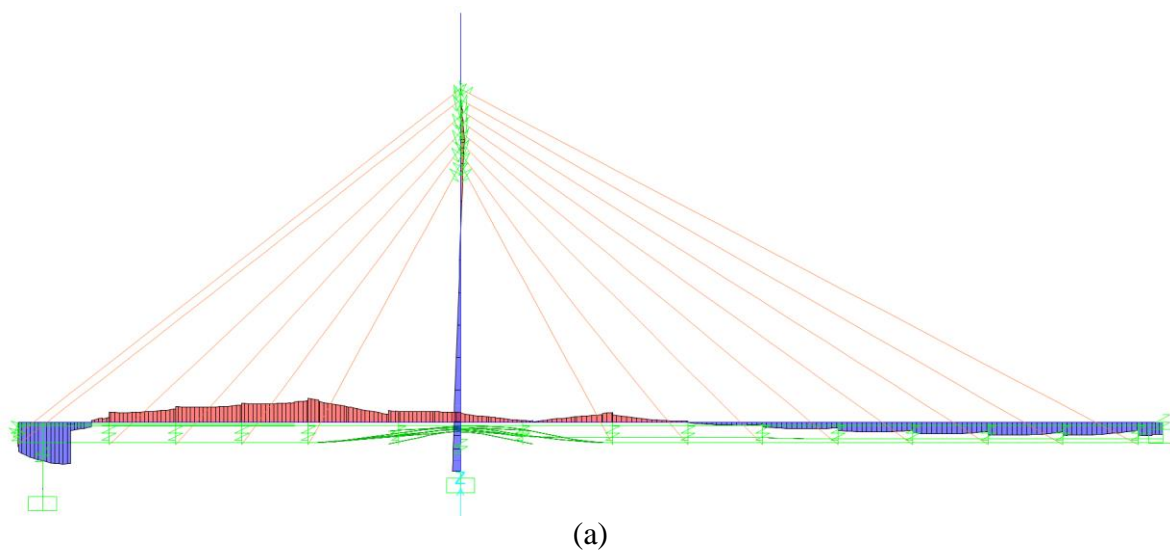
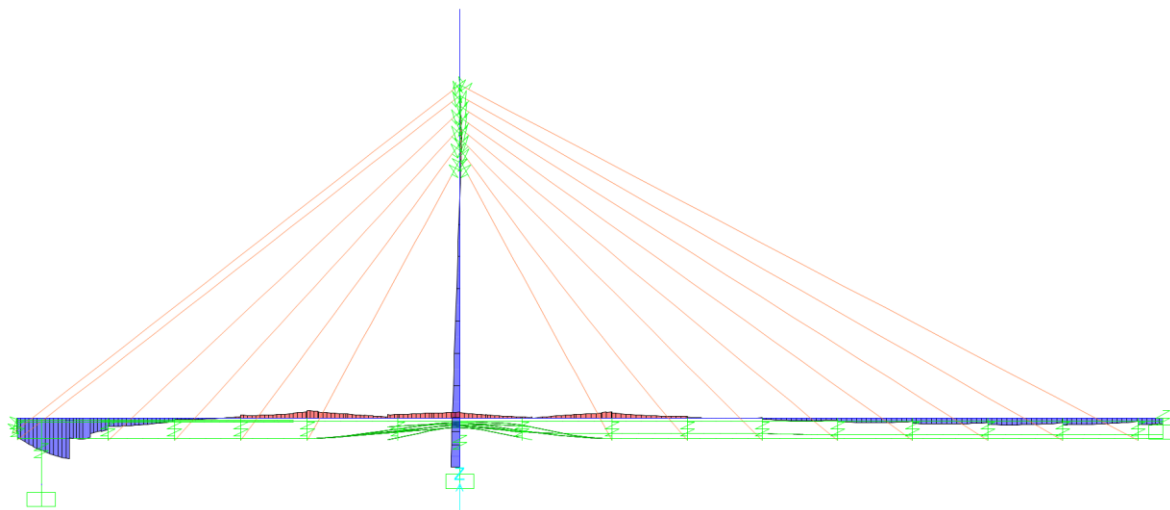


Figura 5.18 - Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta. (a) Sem Reologia; (continua)



(b)

Figura 5.18 - Diagramas de Momentos Fletores para a estrutura pronta. (b) Com Reologia. (Conclusão)

A Tabela 5.16 compara os momentos fletores nas seções calculados sem reologia e com reologia.

Tabela 5.16 - Comparação de momentos fletores nas seções – Sem Reologia x Com Reologia

	Momentos Fletores (kN.m)	
	s/Reologia	c/Reologia
Pilone	8450,4	13938,0
A'4	-3147,7	21011,2
A'3	-11935,1	8068,2
A'2	-16454,4	-268,6
A'1	-20866,9	-7583,9
A'0	-11783,1	-3750,5
Apoio	-9369,2	-8350,4
A0	-2817,8	-2531,9
A1	-5605,7	-5712,6
A2	1757,4	-164,3
A3	6007,6	3172,2
A4	9586,3	6538,0
A5	12125,1	9222,7
A6	13549,5	10743,0
A7	13625,6	10535,3
A8	13952,8	10107,5
AFC	12740,0	8942,4

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.

A Figura 5.19 apresenta os diagramas de esforços cortantes ao final da montagem, considerando e não considerando o efeito reológico.

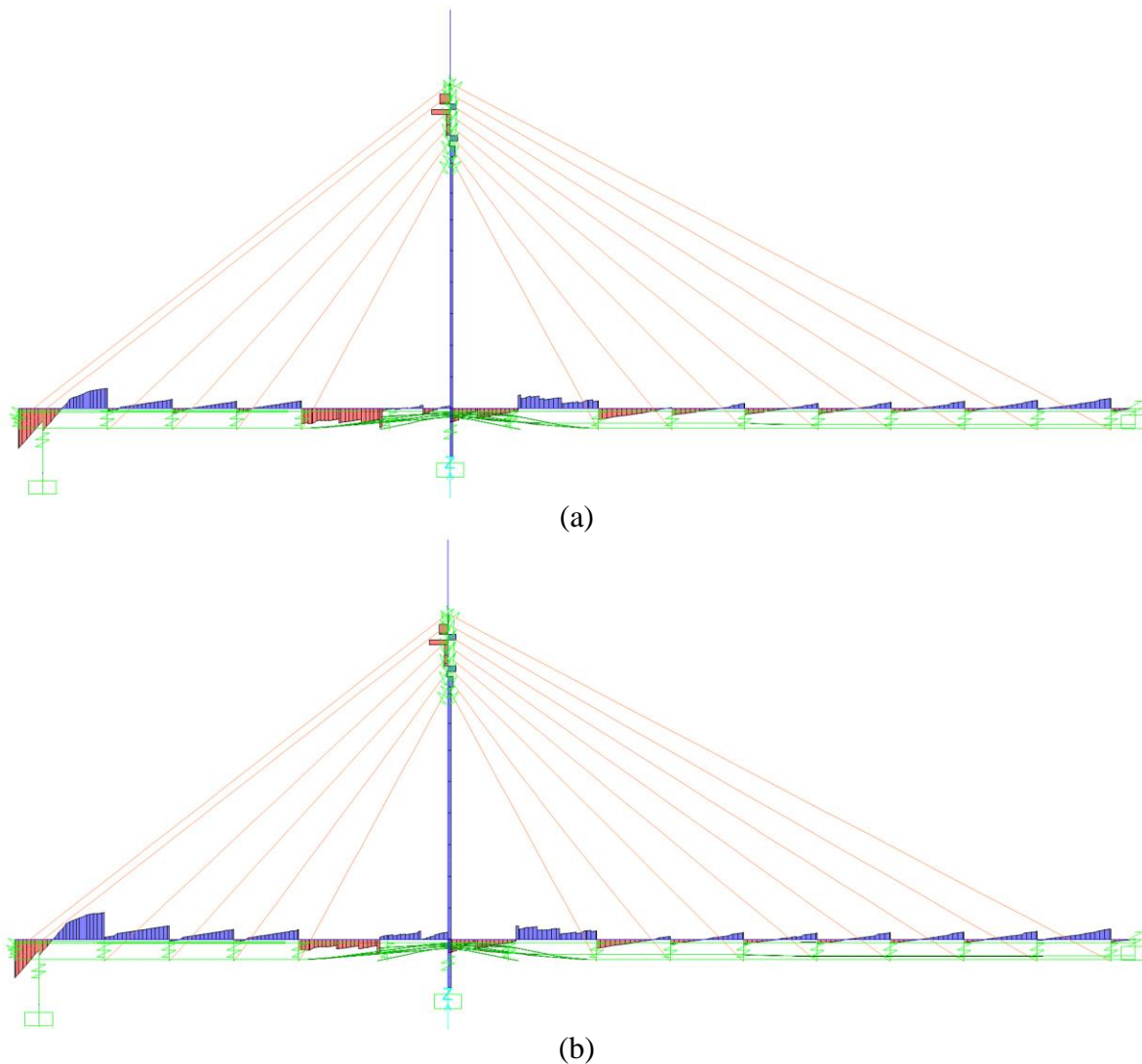


Figura 5.19 - Diagramas de Esforços Cortantes para a estrutura pronta. (a) Sem Reologia; (b) Com Reologia.

A Tabela 5.17 compara os momentos fletores nas seções calculados sem reologia e com reologia.

Tabela 5.17 - Comparação de esforços cortantes nas seções – Sem Reologia x Com Reologia

	Esforços Cortantes (kN)	
	s/Reologia	c/Reologia
Pilone	371,4	519,5
A'4	2995,2	4130,8
A'3	1060,6	1814,9
A'2	763,4	1263,9
A'1	808,0	1187,7
A'0	-2305,3	-1505,5
Apoio	-2204,9	-2090,1
A0	1936,2	1994,9
A1	-1457,9	-1072,9
A2	-812,7	-458,2
A3	-703,9	-439,9
A4	-586,3	-422,7
A5	-410,7	-360,5
A6	-272,9	-207,6
A7	42,5	126,3
A8	-248,8	-156,4
AFC	-7,6	58,9

Nota-se que existe uma diferença elevada entre os dois modelos, reiterando as observações anteriores da necessidade de efetuar uma análise reológica da ponte durante as fases construtivas.

5.6.4. FORÇAS NOS ESTAIS NAS ETAPAS DE MONTAGEM SEM REOLOGIA X COM REOLOGIA

A Tabela 5.18 apresenta a comparação das forças nos estais, nas diversas etapas de desmontagem e montagem da estrutura, sem a consideração dos efeitos de reologia.

Tabela 5.18 - Comparação de forças nos estais na montagem etapa a etapa – Sem Reologia x Com Reologia. (continua)

	FASE 17			FASE 18			FASE 19		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'2	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'1	0,0	0,0	0,0%	4082,2	4086,6	0,1%	4514,1	4492,5	-0,5%
E1	0,0	0,0	0,0%	2761,0	2788,4	1,0%	3175,5	3418,0	7,6%
E2	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

Tabela 5.18 - Comparação de forças nos estais na montagem etapa a etapa – Sem Reologia x Com Reologia. (continuação)

	FASE 20			FASE 21			FASE 22		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	2185,3	2186,9	0,1%
E'2	1910,5	1914,3	0,2%	2388,6	2592,2	8,5%	1912,9	1948,0	1,8%
E'1	3919,5	3733,9	-4,7%	4447,1	4368,7	-1,8%	3907,4	3658,0	-6,4%
E1	3059,7	3280,9	7,2%	3588,3	3988,3	11,1%	3051,6	3437,4	12,6%
E2	1295,2	1235,6	-4,6%	1752,2	1944,3	11,0%	1300,3	1437,1	10,5%
E3	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	2186,9	1965,6	-10,1%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 23			FASE 24			FASE 25		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'3	2184,9	2092,9	-4,2%	2184,9	2062,9	-5,6%	2184,5	2045,1	-6,4%
E'2	1912,4	1895,8	-0,9%	1912,4	1876,6	-1,9%	1912,0	1863,7	-2,5%
E'1	3906,1	3607,3	-7,6%	3906,1	3582,4	-8,3%	3904,9	3561,5	-8,8%
E1	3050,6	3402,6	11,5%	3050,6	3386,9	11,0%	3049,7	3373,9	10,6%
E2	1300,0	1400,3	7,7%	1300,0	1389,6	6,9%	1299,8	1383,5	6,4%
E3	2186,8	1882,0	-13,9%	2186,8	1861,7	-14,9%	2186,6	1852,4	-15,3%
E4	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 26			FASE 27			FASE 28		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	315,7	42,6	-86,5%
E'4	0,0	0,0	0,0%	2840,3	2838,2	-0,1%	3196,0	3091,7	-3,3%
E'3	2955,2	3171,0	7,3%	1884,2	1837,7	-2,5%	2020,4	2033,3	0,6%
E'2	2354,3	2458,1	4,4%	1743,1	1731,4	-0,7%	1781,8	1870,6	5,0%
E'1	4381,2	4114,8	-6,1%	3717,7	3379,7	-9,1%	3639,8	3507,1	-3,6%
E1	3455,2	3799,1	10,0%	3071,6	3422,8	11,4%	3275,2	3609,7	10,2%
E2	1708,4	1933,1	13,2%	1332,5	1529,4	14,8%	1417,1	1580,3	11,5%
E3	3103,5	3219,6	3,7%	2270,8	2285,3	0,6%	2377,5	2297,3	-3,4%
E4	0,0	0,0	0,0%	2302,4	2083,0	-9,5%	2396,4	2046,4	-14,6%
E5	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

Tabela 5.18 - Comparação de forças nos estais na montagem etapa a etapa – Sem Reologia x Com Reologia. (continuação)

	FASE 29			FASE 30			FASE 31		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E'5	702,6	44,0	-93,7%	1204,4	1200,6	-0,3%	2238,4	2407,5	7,6%
E'4	3984,2	4353,3	9,3%	3927,3	3868,1	-1,5%	4657,7	4715,2	1,2%
E'3	2337,0	2519,7	7,8%	2333,4	2353,0	0,8%	2639,0	2701,4	2,4%
E'2	1926,4	2089,1	8,4%	1950,5	2036,0	4,4%	2104,6	2207,6	4,9%
E'1	3719,6	3653,1	-1,8%	3817,2	3678,9	-3,6%	3947,4	3824,1	-3,1%
E1	3771,6	3961,2	5,0%	3212,2	3482,2	8,4%	3477,8	3557,9	2,3%
E2	1821,1	1977,8	8,6%	1389,3	1573,0	13,2%	1650,6	1763,2	6,8%
E3	3252,6	3324,8	2,2%	2341,1	2410,8	3,0%	2978,1	3026,4	1,6%
E4	3528,6	3525,2	-0,1%	2364,7	2303,7	-2,6%	3267,5	3316,8	1,5%
E5	0,0	0,0	0,0%	2725,7	2557,1	-6,2%	3914,1	4030,7	3,0%
E6	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 32			FASE 33			FASE 34		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	1381,7	1311,8	-5,1%	2265,2	2247,4	-0,8%	2749,2	2699,5	-1,8%
E'5	2071,9	2077,1	0,2%	2941,2	3012,5	2,4%	3270,4	3265,7	-0,1%
E'4	4212,2	4262,7	1,2%	4828,8	4971,0	2,9%	4588,2	4700,6	2,5%
E'3	2465,1	2537,5	2,9%	2735,5	2857,0	4,4%	2629,8	2741,4	4,2%
E'2	2028,1	2141,4	5,6%	2176,9	2321,3	6,6%	2118,4	2253,9	6,4%
E'1	3908,7	3793,9	-2,9%	4066,8	3995,1	-1,8%	4002,6	3902,1	-2,5%
E1	3139,8	3333,0	6,2%	3221,9	3206,0	-0,5%	3091,9	3220,2	4,1%
E2	1352,6	1517,8	12,2%	1493,6	1559,6	4,4%	1333,8	1470,9	10,3%
E3	2283,2	2377,7	4,1%	2703,4	2693,0	-0,4%	2262,7	2326,2	2,8%
E4	2304,8	2345,0	1,7%	2972,1	2993,5	0,7%	2293,1	2324,2	1,4%
E5	2664,1	2700,3	1,4%	3619,7	3770,4	4,2%	2662,7	2729,8	2,5%
E6	3099,4	2889,6	-6,8%	4346,8	4430,7	1,9%	3110,3	2996,6	-3,7%
E7	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	3154,6	3116,8	-1,2%
E8	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%	0,0	0,0	0,0%

	FASE 35			FASE 36			FASE 37		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	3810,9	3851,8	1,1%	4595,1	4510,2	-1,8%	4627,2	4538,2	-1,9%
E'5	4282,4	4368,4	2,0%	4627,8	4591,7	-0,8%	4670,3	4630,0	-0,9%
E'4	5299,7	5512,1	4,0%	4884,6	5056,7	3,5%	4922,7	5097,4	3,5%
E'3	2942,9	3100,2	5,3%	2742,9	2885,1	5,2%	2767,4	2912,3	5,2%
E'2	2294,6	2452,9	6,9%	2164,2	2306,2	6,6%	2186,8	2330,7	6,6%
E'1	4202,9	4123,6	-1,9%	4008,5	3870,8	-3,4%	4057,4	3921,1	-3,4%
E1	3048,0	2964,5	-2,7%	3100,3	3302,0	6,5%	3062,9	3273,4	6,9%
E2	1386,2	1409,0	1,6%	1296,7	1481,1	14,2%	1281,9	1472,5	14,9%
E3	2511,8	2420,3	-3,6%	2101,2	2236,5	6,4%	2085,1	2230,7	7,0%
E4	2760,0	2692,0	-2,5%	1989,4	2075,3	4,3%	1980,6	2075,0	4,8%
E5	3398,2	3467,3	2,0%	2178,4	2267,7	4,1%	2178,0	2271,6	4,3%
E6	4141,3	4184,0	1,0%	2423,2	2287,5	-5,6%	2433,2	2295,0	-5,7%
E7	4381,4	4669,2	6,6%	2325,8	2221,9	-4,5%	2347,1	2234,0	-4,8%
E8	0,0	0,0	0,0%	5376,1	5248,0	-2,4%	5422,8	5275,9	-2,7%

Tabela 5.18 - Comparação de forças nos estais na montagem etapa a etapa – Sem Reologia x Com Reologia. (Conclusão)

	FASE 38			FASE 39			FASE 40		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	4650,5	4594,3	-1,2%	4460,2	4385,6	-1,7%	4437,8	4287,3	-3,4%
E'5	4709,1	4700,1	-0,2%	4528,9	4502,2	-0,6%	4493,5	4406,3	-1,9%
E'4	4959,2	5177,8	4,4%	4836,3	5038,3	4,2%	4733,6	4981,5	5,2%
E'3	2789,7	2956,3	6,0%	2737,9	2896,0	5,8%	2656,7	2868,5	8,0%
E'2	2204,1	2357,9	7,0%	2177,6	2325,5	6,8%	2101,4	2302,8	9,6%
E'1	4087,0	3950,6	-3,3%	4063,9	3918,0	-3,6%	3919,2	3872,1	-1,2%
E1	3099,2	3278,2	5,8%	3074,6	3271,8	6,4%	2981,1	3152,5	5,8%
E2	1332,6	1512,4	13,5%	1308,8	1497,4	14,4%	1264,9	1445,4	14,3%
E3	2226,6	2364,5	6,2%	2170,4	2318,3	6,8%	2116,5	2258,0	6,7%
E4	2196,7	2293,1	4,4%	2119,6	2220,1	4,7%	2075,8	2174,2	4,7%
E5	2478,7	2584,6	4,3%	2380,6	2482,3	4,3%	2343,1	2445,1	4,4%
E6	2816,5	2700,8	-4,1%	2701,3	2572,1	-4,8%	2667,1	2539,1	-4,8%
E7	2766,1	2682,4	-3,0%	2650,8	2546,5	-3,9%	2620,0	2517,1	-3,9%
E8	4282,9	4307,8	0,6%	4138,8	4131,7	-0,2%	4099,4	4094,5	-0,1%

	FASE 41			FASE 42		
	s/reologia	c/reologia	Diferença	s/reologia	c/reologia	Diferença
E'6	5259,9	5245,6	-0,3%	5259,9	4934,6	-6,2%
E'5	5285,6	5343,2	1,1%	5285,6	5058,4	-4,3%
E'4	5346,4	5822,0	8,9%	5346,4	5810,4	8,7%
E'3	2954,2	3299,0	11,7%	2954,2	3263,3	10,5%
E'2	2283,8	2567,8	12,4%	2283,8	2447,3	7,2%
E'1	4125,8	4154,0	0,7%	4125,8	3714,4	-10,0%
E1	3342,6	3413,0	2,1%	3342,6	3114,0	-6,8%
E2	1510,3	1685,5	11,6%	1510,3	1599,6	5,9%
E3	2554,5	2751,6	7,7%	2554,5	2688,7	5,3%
E4	2550,7	2747,8	7,7%	2550,7	2715,6	6,5%
E5	2837,7	3063,5	8,0%	2837,7	3033,4	6,9%
E6	3154,2	3154,0	0,0%	3154,2	3105,2	-1,6%
E7	3038,9	3040,7	0,1%	3038,9	2959,5	-2,6%
E8	4566,1	4663,0	2,1%	4566,1	4495,8	-1,5%

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou os principais critérios para a correta modelagem de pontes estaiadas com a consideração de suas etapas construtivas. Nos primeiros capítulos, fez-se breve introdução a respeito das características de uma ponte estaiada e dos principais efeitos determinantes em seu comportamento estrutural e que devem ser levados em conta nos modelos matemáticos adotados para simulação dessas estruturas.

Foram expostos os principais métodos para otimização das dimensões e forças nos estais de uma ponte estaiada. Também foram apresentados alguns métodos para carregamento dos modelos numéricos com essas forças, que são determinantes na distribuição de esforços ao longo da estrutura. Além disso, foi apresentado um modelo simplificado de ponte estaiada que serviu como base para apresentação das principais técnicas de modelagem que foram aplicadas nos modelos subsequentes.

Para fins de análise das etapas construtivas de uma ponte real, com a determinação das forças iniciais a serem aplicadas nos estais, tomou-se como exemplo a Ponte Cardeal Dom Eugênio Sales, na cidade do Rio de Janeiro. Foram realizadas análises de desmontagem e de montagem, com e sem efeitos reológicos. Posteriormente, os resultados obtidos foram comparados.

6.1. CONCLUSÕES

O presente trabalho demonstrou que a modelagem das etapas construtivas é um ponto fundamental no projeto e no acompanhamento da construção de pontes estaiadas. As diferenças de esforços no tabuleiro obtidas segundo os diferentes métodos de carregamento e a análise por montagem (procedimento mais próximo àquele realizado em campo) deixaram evidente que a correta modelagem é fundamental para a obtenção da real distribuição de esforços na estrutura.

Também ficou demonstrado que é possível e viável, com os recursos computacionais atuais, modelar cada etapa construtiva buscando reduzir, ao máximo, as operações de protensão dos estais durante a execução. Tem-se observado, nas últimas pontes estaiadas construídas no Brasil, que as operações de tensionamento dos estais perduram durante todos os dias da obra, sendo realizadas diversas vezes, nos mesmos cabos, sem que ao final do processo sejam atingidas as forças estabelecidas em projeto. O método apresentado pode ser aplicado a qualquer obra minimizando, em muito, essas operações de protensão.

Outro ponto que também tem causado grandes problemas na execução de pontes estaiadas no Brasil é a obtenção da correta geometria final da obra. O método apresentado

possibilita, desde que adequadamente aplicado e com a devida consideração dos efeitos reológicos, o cálculo das contra-flechas que devem ser fornecidas à equipe de campo visando atingir a geometria final desejada, evitando operações de reparo que, muitas vezes, danificam a estrutura ou causam acréscimos consideráveis de material.

Ficou evidente, também, 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 consequente obtenção da distribuição de esforços desejada.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Baseado nos estudos desenvolvidos no presente trabalho, apresenta-se uma série de tópicos que são sugeridos para pesquisas futuras:

I. Seria interessante um estudo mais geral sobre a modelagem de etapas construtivas e o mecanismo interno de funcionamento dos programas de análise modernos que disponibilizam essas ferramentas específicas e facilitam em muito os procedimentos de análise.

II. Uma pesquisa no mesmo sentido com relação a aplicação em elementos finitos dos efeitos reológicos também se faz necessária. Atualmente percebe-se uma tendência, devido à evolução dos materiais, para construção de estruturas cada vez mais esbeltas. Dessa forma, a consideração dos efeitos reológicos vem se tornando cada vez mais relevante.

III. Ainda existem poucos trabalhos acadêmicos sobre o comportamento estruturas de pontes estaiadas. Também seria muito importante a publicação de outros estudos de caso de obras que foram executadas no Brasil.

IV. Como ficou demonstrado no trabalho, a obtenção das forças de projeto nos estais não garante a correta distribuição de forças no tabuleiro. Sendo assim, um estudo sobre a correlação entre essas forças e a correta modelagem da estrutura se faz necessário.

V. Métodos mais sistemáticos de controle durante a execução precisam ser desenvolvidos para garantir uma correta interface entre a equipe de campo e a equipe de projeto tendo em vista garantir que a situação projetada, especialmente com relação à distribuição de esforços, seja corretamente materializada em campo.

VI. Além disso, é preciso estudar métodos computacionais para correção de imprecisões da obra e de resultados fora do esperado ao longo do processo construtivos. É preciso estabelecer critérios que possibilitem corrigir desvios durante a execução da obra preservando as diretrizes iniciais de projeto.

VII. Também seria importante um estudo sobre a relação entre a temperatura ambiente e a temperatura interna dos estais e peças de concreto da estrutura para correta avaliação dos efeitos de temperatura atuantes na estrutura.

VIII. Como ficou demonstrado que a consideração dos efeitos reológicos é importante inclusive nas etapas construtivas, faz-se necessária a apresentação de um estudo sobre a inclusão das deformações por fluência e retração no processo de desmontagem tendo em vista a obtenção de forças iniciais de tensionamento dos estais mais adequadas para a obtenção do estado de tensões definitivo da estrutura. Alguns autores citam um processo iterativo entre a análise por montagem e desmontagem que são sucessivamente aplicadas até que se obtenha um resultado convergente. Porém, não existem trabalhos publicados detalhando esse processo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT_Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014, *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.

ADDIS, B., 1998. *Cable-stayed bridge rotated over freeway*. Concrete Construction, The Aberdeen Group.

ALMEIDA, P. A. O., OYAMADA, R., ISHITANI, H., 2003. *Forças de implantação nas pontes estaiadas*. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.

ARCELORMITTAL, 2010, *Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido*. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/>

BEHIN, Z. e MURRAY, D. W., T.P., 1992, *A substructure – frontal technique for cantilever erection analysis of cable-stayed bridges*. Computers and Structures, Vol. 42, No 2, pp. 145-157.

CAETANO, E, S., 2007, *Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges*. IABSE, Zürich.

CAVALCANTI, F.C.U., 1985, *Análise Linear e Não Linear de Pontes Estaiadas*, Dissertação de M.Sc., UFF, Niterói, RJ, Brasil.

CEB_Comite Euro-International du Beton, 1993, *Model Code 1990*. Thomas Telford, London, England.

CHEN, D. W., AU, F. T. K., THAM, L. G. e LEE, P. K. K., 2000. *Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method*. Computers and Structures, No. 74, pp 1-9.

COMPUTERS AND STRUCTURES, 2011, *Technical Note – CSI Load Optimizer*. Computer and Structures, California, USA.

DSI, DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL, 2011, *Sistema de Protensão com Barras DYWIDAG - Aplicações Estruturais*. Disponível em: <http://www.dywidag.com.br/>

ERNST, H.J., 1965. *Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges*. Der Bauingenieur No. 40, n. 2, pp. 1718-1731.

CEN_Comité Européen de Normalisatio, 2008, *EN 1992-2: Design of Concrete Structures, Part2, Concrete Bridges-Design and detailing rules*, Bruxelles, Belgique.

FIB_FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2002, *Bulletin 30 - Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels*. Lausanne.

FLEMING, J.F., 1979. *Nonlinear static analysis of cable-stayed bridge structures*. Computers and Structures, Vol. 10, pp. 621-635.

FREYSSINET, 2007, *Freyssinet HD Stay Cables*. Disponível em: <http://www.freyssinet.com/>

GALGOUL, N. S., 1985, *Contribution to the design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial and axial compression considering short and long term Loadings*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 361, Berlin.

GRABOW, M. J., 2004, *Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges*. Diplom-Ingenieur thesis, Technical University of Hamburg-Harburg, Hamburg, Germany.

GILBERT, R. I., RANZI, G., 2011. *Time-dependent behavior of concrete structures*. Spon Press, New York, NY, USA.

GIMSING, N. J., 1997, *Cable supported bridges: Concept and design*. 2 ed., John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK.

GOMES, R.R.S., 2013, *Aspectos Técnicos e Construtivos do Projeto de uma Ponte Estaiada*, Dissertação de M.Sc., PPE-POLI-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HAN, D.J., YAN, Q., 2000. *Cable force adjustment and construction control*. Cap. 58 “Bridge Engineering Handbook”, CRC Press.

LIU, M.Y., WANG, P.H., 2012. *Initial Shapes of Cable-Stayed Bridges during Construction by Cantilever Methods – Numerical Simulation and Validation of the Kao Ping Hsi Bridge*.

LIU, M.Y., LIN, L.C., WANG, P.H., 2014. *Deck-stay interaction with appropriate initial shapes of cable-stayed bridges*. Engineering Computations, Vol. 31 Iss 4, pp. 634-655.

LOZANO-GALANT, J.A., PAYÁ-ZAFORTEZA, I., XU, D., TURMO, J., 2012. *Forward Algorithm for the construction control of cable-stayed bridges built on temporary supports*. Engineering Structures, No. 40, pp. 119-130.

LOZANO-GALANT, J.A., PAYÁ-ZAFORTEZA, I., XU, D., TURMO, J., 2012. *Analysis of the construction process of cable-stayed bridges built on temporary supports*. Engineering Structures, No. 40, pp. 95-106.

JANJIC, D., PIRCHER, M., PIRCHER, H., 2003. *Optimization of Cable Tensioning in Cable-Stayed Bridges*. J. Bridge Eng., No. 8(3), pp. 131-137.

MAO, C.S., DU, G.H., FAN, L.C., 1995. *A backward analysis with creep effect for concrete cable-stayed bridges*. China J Highway Transport, China.

MARCHETTI, M., LECINQ, B., 1999. *Stay Adjustment: From Design Perspective to On Site Practice*. IABSE Conference, Malmö, Sweden, pp. 541.

MAZARIM, D. M., 2011, *Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil*. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

MCGUIRE, W., GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D., 2000. *Matrix Structural Analysis*. John Wiley & Sons.

NEGRÃO, J.H.J.O., SIMÕES, L.M.C., 1994. *Three dimensional nonlinear optimization of cable-stayed bridges*. CIVIL-COMP Ltd, Edinburgh, Scotland, 203-213.

NEGRÃO, J.H.J.O., SIMÕES, L.M.C., 1997. *Optimization of cable-stayed bridges with three-dimensional modelling*. Computers & Structures, Vol. 64, No. 1-4, pp. 741-758.

NEGRÃO, J.H.J.O., SIMÕES, L.M.C., 1998. *Cable stretching force optimization in cable-stayed bridges*. Department of Civil Engineering, University of Coimbra, Portugal.

NORONHA, M. P., GOLEBIEWSKI, B., 2004. *Ponte estaiada sobre o rio Paranaíba*. Técnica, no. 93, Editora Pini.

ONISHI, M., 2008. *Evolução das Pontes Estaiadas e Pontes Estaiadas Brasileiras*. 1º Simpósio internacional sobre pontes e grandes estruturas. ABECE.

PAIN, O. D., 1983. *Projeto e dimensionamento de pontes em balanços sucessivos*. Seminário concreto protendido. ABEC. Anais – Volume 1, pp. 123-206.

PODOLNY, W.; SCALZI, J.B., 1976, *Construction and design of cable-stayed bridges*. New York. John While.

PROTENDE, 2013. *Catálogo*. Disponível em: <http://www.protende.com.br/>.

RADAELII, 2012. *Engineering, Tensostruturas, Suspension Structures, Cable Stayed Structures*. Disponível em: <http://www.radaelli.com/>.

REDDY, P., GHABOUSSI, J., HAWKINS, N. M., 1999. *Simulation of construction of cable-stayed bridges*. Journal of Bridge Engineering No. 4, pp. 249-257.

SCHULZ, M., 1993, *Modelagem e análise do comportamento instantâneo e reológico de estruturas de concreto protendido*. Tese de concurso para professor titular da UFF, Niterói.

SCHULZ, M., FILLIPOU, F.C., 2001, *Non-linear spatial Timoshenko beam element with curvature interpolation*. Int. Journal for numerical methods in engineering 50, 761-785.

SCHULZ, M., REIS, F. J. C, 2003, *Estabilidade das estruturas de concreto para solicitações combinadas*. V Simpósio EP-USP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo.

SIMÕES, L.M.C., NEGRÃO, J.H.J.O., 1994. *Sizing and geometry optimization of cable-stayed bridges*. Computers & Structures, Vol. 52, No. 2, pp. 309-321.

SIMÕES, L.M.C., NEGRÃO, J.H.J.O., 2000. *Optimization of cable-stayed bridges with box-girder decks*. Advances in Engineering Software, No. 31, pp. 417-423.

TOLEDO, R.L.S., 2014, *Dimensionamento de vigas de rigidez de concreto de pontes Estaiadas*. Dissertação de M.Sc., UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TROITSKY, M.S., 1977. *Cable-stayed bridges: Theory and design*. 1 ed., Blackwell Scientific Publications, Oxford, UK.

VARGAS, L. A. B., 2007, *Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas - Efeitos de Segunda Ordem*. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

WALTHER, R., HOURIET, B., ISLER, W., MOIA, P., KLEIN, J.F., 1999. *Cable stayed bridges*. 2 ed., Thomas Telford, Ltd, London, UK.

WANG, P. H., TSENG, T.C., YANG, C.G., 1993. *Initial shape of cable-stayed bridges*. Computers and Structures, Vol. 46, No. 6, pp. 1095-1106.

WANG, P. H., TANG, T.Y., ZHENG, H.N., 2004. *Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods*. Computers and Structures, No. 82, pp. 329-346.

WILSON, E. L., 1998. *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. Computers and Structures, Inc. Berkley, California, USA.

YANG, B. C., SUN, M., 1998. *A backward analysis with creep effect for concrete cable-stayed bridges*.

YTZA, M. F. Q., 2009, *Métodos Construtivos de Pontes Estaiadas - Estudo da Distribuição de Forças nos Estais*. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.