MARIA FERNANDA QUINTANA YTZA

**MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES ESTAIADAS –
ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS NOS ESTAIS**

**São Paulo
2009**

MARIA FERNANDA QUINTANA YTZA

**MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES ESTAIADAS –
ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS NOS ESTAIS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo como parte dos
requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Engenharia de
Estruturas

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Titular Fernando Rebouças
Stucchi

**São Paulo
2009**

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do ator e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 16 de março de 2009

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Ytza, Maria Fernanda Quintana

Métodos construtivos de pontes estaiadas : estudo da distribuição de forças nos estais /Maria Fernanda Quintana Ytza. -- São Paulo, 2009.

151 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Pontes estaiadas (Comportamento estrutural) 2. Sistemas e processos construtivos 3. Forças de instalação dos Estais I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.

À minha mãe, fundação da minha vida...

*“O mais importante é conseguir
sacrificar o que somos pelo que
poderíamos chegar a ser.”*

Anônimo

AGRADECIMENTOS

A minha mãe por ter me apoiado incondicionalmente nesta e em todas as etapas da minha vida, por ter iluminado os caminhos obscuros com amor e dedicação, por ter-me dado tudo e ainda mais.

Ao meu orientador Fernando Rebouças Stucchi, pela orientação paciência e motivação demonstradas ao longo deste trabalho.

Ao Prof. Hideki Ishitani e o Eng. Daniel Berguer pelos importantes aportes feitos para a conclusão deste trabalho.

Aos amigos do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM), Carol, Luciana, Marcelo e Renato por ter compartilhado esta etapa da minha vida.

Às pessoas que me orientaram na redação deste trabalho: Carol, Luciana, Marcelo e Sandro.

Aos meus primeiros orientadores no Uruguai Eng. Alberto Ponce e Dr. Eng. Eduardo Pedoja por ter me introduzido neste maravilhosa profissão.

À Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro

RESUMO

As pontes estaiadas consistem de um tabuleiro suportado por cabos retos e inclinados (estais) fixados nos mastros. Este tipo de estrutura é altamente hiperestática, bastante sensível à seqüência construtiva, mas mesmo assim aceitando, por conta a flexibilidade do tabuleiro, uma considerável gama de esforços de instalação dos estais. É importante escolher uma distribuição inicial apropriada para esses esforços sob carregamento permanente tal que a flexão no tabuleiro seja limitada. A presente pesquisa tem como objetivo estudar diferentes métodos para a obtenção de uma boa distribuição de esforços nos estais em pontes estaiadas. Os métodos estudados nesta pesquisa são: o método do tabuleiro articulado (uma articulação em cada cruzamento com os estais - MTA), o método de anulação dos deslocamentos (MAD), o método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR) e o método de anulação dos deslocamentos ao longo do processo construtivo. A idéia final de todos eles é obter para o tabuleiro uma resposta próxima à de uma viga continua. Porém, se for necessário, pode-se controlar também os deslocamentos do mastro. Os três primeiros métodos são estudados para a configuração final da ponte, mas também foram verificados seus resultados considerando o processo construtivo, já que durante esta etapa ocorrem variações nos esforços internos da ponte alterando assim o resultado final. Todos os resultados são comparados com a finalidade de escolher um método que além de controlar a configuração final da ponte apresente uma distribuição aceitável de esforços ao final da construção. Desta forma, pode-se obter uma boa estimativa dos esforços de instalação dos estais.

ABSTRACT

Cable-stayed bridges consists of a deck supported by inclined and straight cables anchored to the pylons. This type of structure is highly hyperstatic and quite sensitive to the construction sequence, but yet supporting a considerable range of loadings from the cable installation due to the deck flexibility. Nevertheless, due to the deck flexibility the cables can accept a considerable range of loadings. It is important to choose an appropriate initial distribution for those loadings under permanent load, so that the bending moment on the bridge deck is limited. The main goal of this research is to study the different methods for obtaining a good load distribution in cables in cable-stayed bridges. The methods that are studied in this research are: The articulated deck method (there is a joint in every cable-deck junction - MTA), the zero displacement method (MAD), the fictitious support force equilibrium method (MAR), and the construction process zero displacement method. The objective of them all is to obtain a deck bending moment similar to that of a continuous beam. However, if necessary, the displacements of the pylon can be controlled. The first three methods are studied for the bridge final configuration. However, their results for the initial configuration during the construction process are also verified, since there are significant bridge internal loading variations which may change the final outcome. All the results are evaluated in order to choose a method that not also controls the bridge final configuration, but also presents an acceptable cable loading distribution at the end of the construction. This way, a good estimative of the loadings from the pylons installation can be obtained.

SUMÁRIO

FICHA CATALOGRÁFICA.....	II
1. INTRODUÇÃO.....	2
1.1. OBJETIVO.....	2
1.2. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. HISTORIA.....	5
2.2. PONTES ESTAIADAS NO BRASIL.....	7
2.3. CONCEPÇÃO E ESTRUTURA	9
2.3.1. <i>Estrutura</i>	9
2.3.2. <i>Concepção</i>	10
2.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS NAS PONTES ESTAIADAS	12
2.4.1. <i>Cimbramento geral</i>	12
2.4.2. <i>Consolos sucessivos</i>	14
2.4.3. <i>Lançamentos progressivos</i>	21
3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	25
3.1. PRIMEIRO EXEMPLO.....	25
3.1.1. <i>Elementos da ponte</i>	25
3.1.1.1. Tabuleiro	26
3.1.1.2. Mastros.....	26
3.1.1.3. Estais	26
3.2. SEGUNDO EXEMPLO: PONTE CONSTRUTOR JOÃO ALVES SOBRE O RIO SERGIPE.....	30
3.2.1. <i>Apresentação da ponte</i>	30
3.2.2. <i>Localização</i>	31
3.2.3. <i>Desenhos e características gerais</i>	32
3.2.3.1. Tabuleiro	32
3.2.3.2. Transversinas.....	34
3.2.3.3. Mastros.....	35
3.2.3.4. Estais	36
3.2.4. <i>Pilares secundários</i>	41

3.2.5.	<i>Descrição das fases construtivas</i>	41
4.	MODELAGEM DOS EXEMPLOS	47
4.1.	TIPOS DE MODELOS	47
4.2.	MODELO DO PRIMEIRO EXEMPLO	49
4.3.	MODELO PARA A PONTE CONSTRUTOR JOÃO ALVES	51
4.3.1.	<i>Tabuleiro</i>	52
4.3.2.	<i>Mastros</i>	52
4.3.3.	<i>Estais</i>	53
5.	DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE INSTALAÇÃO DOS ESTAIS	55
5.1.	MÉTODO DO TABULEIRO ARTICULADO EM TODOS OS ESTAIS (MTA)	55
5.2.	MÉTODO DE ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS (MAD)	57
5.3.	MÉTODO DE ANULAÇÃO DAS REAÇÕES EM APOIOS FICTÍCIOS (MAR)	61
5.4.	MÉTODO DE ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO	62
6.	RESULTADOS DOS MÉTODOS	66
6.1.	PRIMEIRO EXEMPLO	66
6.1.1.	<i>Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)</i>	66
6.1.2.	<i>Método de anulação dos deslocamentos (MAD)</i>	70
6.1.3.	<i>Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)</i>	75
6.1.4.	<i>Método de anulação dos deslocamentos no processo construtivo (MAD evolutivo)</i>	78
6.1.5.	<i>Comparação dos métodos</i>	82
6.1.5.1.	Fase final	82
6.1.5.2.	Evolutivos	88
6.2.	SEGUNDO EXEMPLO: PONTE CONSTRUTOR JOÃO ALVES	96
6.2.1.	<i>Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)</i>	96
6.2.2.	<i>Método de anulação dos deslocamentos (MAD)</i>	100
6.2.3.	<i>Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)</i>	104
6.2.4.	<i>Método de anulação dos deslocamentos no processo construtivo (MAD evolutivo)</i>	108
6.2.5.	<i>Comparação dos métodos</i>	112

6.2.5.1. Fase final	112
6.2.5.2. Evolutivos.....	119
7. CONCLUSÕES.....	127
7.1. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES GERAIS	127
7.2. CONCLUSÕES DOS ESTUDOS NA CONFIGURAÇÃO FINAL	127
7.3. CONCLUSÕES DOS ESTUDOS EVOLUTIVOS	129
7.4. CONCLUSÕES FINAIS SOBRE OS RESULTADOS	130
7.5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	130
8. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	131

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1: Barco egípcio com cordas suportando a vela (TROITSKY, 1977).....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2.2: Ponte estaiada em madeira C.J.Löschner (1784) (TROITSKY, 1977)</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2.3: Sistema de pontes estaiadas com correntes proposto por Navier (TROITSKY,1977).....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.4: A) Ponte de Porto Alencastro sobre o Rio Paranaíba (www.transportes.gov.br), B) Ponte estação metroviária Engenheiro Jamil Sabino sobre o Rio Pinheiros, São Paulo(www.panoramio.com), C) Ponte sobre o Rio Guamá, Belém do Pará (www.abcp.org.br)</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.5: Componentes de uma ponte estaiada.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.6: Arranjo transversal e longitudinal dos cabos</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.7: Fluxograma simplificado do projeto e uma ponte estaiada a partir do estabelecido por WALTHER (1985)</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.8: Exemplo de ponte moldada “in loco” sobre cimbramento fixo (PODOLNY, 1976)</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2.9: Processo construtivo da ponte sobre o Rio Rin, Maxau (Alemanha) (PODOLNY, 1976)</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2.10: A) e B) Vistas do Pilar e Aduelas da Ponte Libertador General San Martín (PUENTE LIBERTADOR GENERAL SAN MARTIN, 1992).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2.11: Esquema da Ponte de Porto Alencastro sobre o Rio Paranaíba (GOLEBIEWSKI, 2008).....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.12: Processo construtivo da ponte sobre o Rio Paranaíba (GOLEBIEWSKI, 2008)</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.13: Esquema do sistema de lançamento progressivo.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2.14: Viaduto de Millau, França</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.15: Lançamento do tabuleiro.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2.16: Processo de montagem dos mastros</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3.1: Ponte estaiada, primeiro exemplo</i>	<i>25</i>
<i>Figura 3.2: Seção do tabuleiro e transversina (medidas em metros)</i>	<i>26</i>
<i>Figura 3.3: Numeração dos estais</i>	<i>27</i>
<i>Figura 3.4: Esquema de forças para dimensionamento do estai de estabilidade.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 3.5: Localização de Aracaju no Estado de Sergipe (pt.wikipedia.org)</i>	<i>32</i>

<i>Figura 3.6: Foto da Ponte Construtor João Alves sobre o Rio Sergipe</i> (www.skyscrapercity.com)	32
<i>Figura 3.7: Planta do tabuleiro</i>	33
<i>Figura 3.8: Detalhe das Transversinas (medidas: cm)</i>	34
<i>Figura 3.9: Grupos de transversinas (medidas : mm).....</i>	35
<i>Figura 3.10: Geometria dos mastros.....</i>	35
<i>Figura 3.11: Numeração dos estais.....</i>	37
<i>Figura 3.12: Esquema dos encontros dos estais</i>	37
<i>Figura 3.13: Esquema de elementos de um estai sistema “TSR” (Catalogo Protende)</i>	39
<i>Figura 3.14: Primeira fase construtiva</i>	42
<i>Figura 3.15: Segunda fase construtiva.....</i>	42
<i>Figura 3.16: Terceira fase construtiva.....</i>	43
<i>Figura 3.17: Quarta fase construtiva</i>	43
<i>Figura 3.18: Quinta fase construtiva</i>	44
<i>Figura 3.19: Sexta fase construtiva.....</i>	44
<i>Figura 3.20: Sétima fase construtiva.....</i>	45
<i>Figura 3.21: Oitava fase construtiva.....</i>	45
<i>Figura 3.22: Nona fase construtiva.....</i>	46
<i>Figura 4.1: A) Ponte Düsseldorf – Flehe sobre o Rio Rhin na Alemanha</i> (http://en.structurae.de), B) Modelo da Ponte (WALTHER, 1999).....	47
<i>Figura 4.2:A) Ponte Diepoldsau sobre o Rio Alpenrhein na Suíça</i> (http://en.structurae.de), B) Modelo da Ponte (WALTHER, 1999).....	48
<i>Figura 4.3:Modelo plano do primeiro exemplo.....</i>	49
<i>Figura 4.4: Segundo modelo da Ponte Constritor João Alves- modelo plano</i>	51
<i>Figura 4.5: Seção do tabuleiro (medidas em centímetros).....</i>	52
<i>Figura 5.1: Fluxograma do Método de anulação dos deslocamentos</i>	60
<i>Figura 5.2: Fluxograma do Método de anulação das reações em apoios fictícios ...</i>	62
<i>Figura 5.3: Diagrama de esforços no estai i na fase construtiva.....</i>	63
<i>Figura 5.4: Solução de contrapeso para processo construtivo</i>	64
<i>Figura 5.5: Solução de cabos de protensão para processo construtivo</i>	65
<i>Figura 6.1: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo(MTA)</i>	67

<i>Figura 6.2: A) Deformada da ponte devida ao peso-próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 6.3: Deformada da ponte do primeiro exemplo (MTA)</i>	<i>68</i>
<i>Figura 6.4: A)Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão nos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 6.5: A)Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão nos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA</i>	<i>69</i>
<i>Figura 6.6: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD).....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 6.7: Deformada do tabuleiro do primeiro exemplo (MAD)</i>	<i>73</i>
<i>Figura 6.8: A) Deformada da ponte devida ao peso-próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 6.9: A)Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 6.10: A)Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 6.11: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAR)</i>	<i>76</i>
<i>Figura 6.12: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAR.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 6.13: A)Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAR</i>	<i>77</i>
<i>Figura 6.14: A)Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAR</i>	<i>77</i>
<i>Figura 6.15: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD evolutivo).....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 6.16: A) Deformada da ponte sob carregamento de peso próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo</i>	<i>80</i>
<i>Figura 6.17: A)Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento do mastro com forças do MAD evolutivo</i>	<i>80</i>

<i>Figura 6.18: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento do tabuleiro com forças do MAD evolutivo.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 6.19: Comparação dos esforços do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo</i>	<i>84</i>
<i>Figura 6.20: Comparação dos deslocamentos do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo</i>	<i>86</i>
<i>Figura 6.21: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro para o MTA, D) Momento no mastro para o MAD, E) Momento no mastro para o MAR.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 6.22: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento do tabuleiro para o peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro para o MTA, D) Momento no tabuleiro para o MAD, E) Momento no tabuleiro para o MAR</i>	<i>87</i>
<i>Figura 6.23: Comparação dos esforços dos evolutivos dos métodos e o processo construtivo para o primeiro exemplo.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 6.24: A) Deformada da ponte ao final do evolutivo sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA, C) Deformada da ponte com forças do MAD, D) Deformada da ponte com forças do MAR, E) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo</i>	<i>92</i>
<i>Figura 6.25: Diagrama dos deslocamentos dos evolutivos dos métodos e o processo construtivo para o primeiro exemplo.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 6.26: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais(fase final), C) Momento no mastro com forças do MTA, D) Momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR, F) Momento do mastro com forças do MAD evolutivo.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 6.27: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento do tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR, F) Momento do tabuleiro com forças do MAD evolutivo.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 6.28: Distribuição de esforços dos estais do segundo exemplo (MTA)</i>	<i>97</i>
<i>Figura 6.29: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA</i>	<i>97</i>

<i>Figura 6.30: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA</i>	98
<i>Figura 6.31: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA</i>	99
<i>Figura 6.32: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAD)</i>	101
<i>Figura 6.33: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD</i>	101
<i>Figura 6.34: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD</i>	102
<i>Figura 6.35: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD</i>	103
<i>Figura 6.36: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAR)</i>	105
<i>Figura 6.37: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAR</i>	105
<i>Figura 6.38: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAR</i>	106
<i>Figura 6.39: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAR</i>	107
<i>Figura 6.40: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (Processo Construtivo)</i>	109
<i>Figura 6.41: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo</i>	109
<i>Figura 6.42: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD evolutivo</i>	110
<i>Figura 6.43: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD evolutivo</i>	111
<i>Figura 6.44: Comparação da distribuição de esforços do segundo exemplo</i>	114

<i>Figura 6.45: Comparação dos deslocamentos.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 6.46: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR</i>	<i>117</i>
<i>Figura 6.47: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA, D) Momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR</i>	<i>118</i>
<i>Figura 6.48: A) Momento no tabuleiro para o MTA, B) Momento no tabuleiro para o MAD, C) Momento no tabuleiro para o MAR.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 6.49: Comparação dos deslocamentos.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 6.50: A) Deformada da ponte na fase final, B) Deformada da ponte com forças do MTA, C) Deformada da ponte com forças do MAD, D) Deformada a ponte com forças do MAR, E) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo</i>	<i>124</i>
<i>Figura 6.51: A) Forma do tabuleiro (metade) na fase final, B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR, F) Momento no tabuleiro com forças do MAD evolutivo</i>	<i>125</i>
<i>Figura 6.52: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA, D) momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR, F) Momento no mastro com forças do MAD evolutivo</i>	<i>126</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1: Seqüência construtiva das aduelas da ponte sobre o Rio Paranaíba (GOLOBIEW, 2008)</i>	<i>19</i>
<i>Tabela 3.1: Propriedades geométricas dos estais do primeiro exemplo.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabela 3.2: Seções do tabuleiro.</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 3.3: Seções do mastro.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabela 3.4: Propriedades geométricas dos estais.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabela 3.5: Seções detalhadas</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 4.1: Determinação do módulo de elasticidade corrigido (Módulo de Dischinger).....</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 4.2: Seções do mastro.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 4.3: Determinação do módulo de elasticidade corrigido (Módulo de Dischinger).....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 4.4: Seções dos estais</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 6.1: Avaliação isostática do primeiro exemplo(MTA).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 6.2: Distribuição de temperaturas dos estais do primeiro exemplo (MAD) (unidades: °C).....</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 6.3: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD) (unidades: kN)</i>	<i>71</i>
<i>Tabela 6.4: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos dos nós do primeiro exemplo (MAR)</i>	<i>75</i>
<i>Tabela 6.5: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos dos nós do primeiro exemplo (MAD evolutivo).....</i>	<i>78</i>
<i>Tabela 6.6: Comparação das temperaturas do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo (unidades: °C).....</i>	<i>82</i>
<i>Tabela 6.7: Comparação dos esforços do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo(unidades: kN)</i>	<i>83</i>
<i>Tabela 6.8: Comparação das deslocamentos do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo (unidades: m).....</i>	<i>85</i>
<i>Tabela 6.9: Comparação das temperaturas nos estais dos evolutivos dos métodos (unidades: °C).....</i>	<i>88</i>

<i>Tabela 6.10: Comparação dos esforços nos estais para dos evolutivos dos métodos (unidades: kN)</i>	<i>89</i>
<i>Tabela 6.11: Comparação dos deslocamentos nos estais para dos evolutivos dos métodos (unidades: tf).....</i>	<i>91</i>
<i>Tabela 6.12: Avaliação isostática das forças nos estais para a Ponte Construtor João Alves</i>	<i>96</i>
<i>Tabela 6.13: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos da Ponte Construtor João Alves (MAD).....</i>	<i>100</i>
<i>Tabela 6.14: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAR)</i>	<i>104</i>
<i>Tabela 6.15: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAD evolutivo)</i>	<i>108</i>
<i>Tabela 6.16: Comparação das temperaturas dos métodos (unidades:°C)</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 6.17: Comparação dos esforços dos métodos (unidades:kN)</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 6.18: Comparação dos deslocamentos dos métodos (unidades: m)</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 6.19: Comparação das temperaturas dos métodos (unidades:°C)</i>	<i>119</i>
<i>Tabela 6.20: Comparação dos esforços dos métodos (unidades:kN)</i>	<i>120</i>
<i>Tabela 6.21: Comparação dos deslocamentos dos métodos (unidades:m)</i>	<i>122</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivo

As pontes estaiadas consistem de um tabuleiro suportado por cabos retos e inclinados (estais) fixados nos mastros. Elas têm se tornado mais comuns devido à sua economia e estabilidade para vãos grandes (200 a 1000m) mas principalmente pela aparência atrativa. Têm três partes principais: o tabuleiro, os mastros e os estais. O tabuleiro é suportado elasticamente em vários pontos ao longo do seu comprimento por cabos inclinados (estais) fixados no mastro. Os carregamentos permanente e móvel são transmitidos ao mastro mediante esses estais como numa treliça em balanço, com estais tracionados enquanto o mastro e o tabuleiro ficam comprimidos. Este tipo de estrutura é altamente hiperestática, bastante sensível à seqüência construtiva, mas mesmo assim aceitando, por conta a flexibilidade do tabuleiro uma considerável gama de esforços de instalação dos estais. É importante escolher uma distribuição inicial apropriada para esses esforços sob carregamento permanente tal que a flexão no tabuleiro seja limitada. A ponte é construída por fases e é mista, tem peças de concreto como mastro e tabuleiro conectados por estais metálicos. Os elementos de concreto sofrem retração e fluência, enquanto os elementos metálicos não sofrem retração e fluência (no nível de tensão usual). Esses efeitos alteram as deformações e os esforços internos nessas pontes, fazendo os esforços tenderem, ou ao menos se aproximarem daqueles da obra moldada in loco. Por essa razão uma boa distribuição de esforços na configuração final é importante. Vale também lembrar que os inevitáveis desvios de construção alteram esses valores. Assim, é sempre conveniente ter o tabuleiro e sua protensão dimensionados com uma certa folga que tolere esses desvios.

A presente pesquisa tem como objetivo estudar diferentes métodos para a obtenção de uma boa distribuição de esforços nos estais de pontes estaiadas. Desde a década do 1970 autores como BEHIN, 1992; CHEN, 2000; JANIC, 2003; WANG, 1993; etc., tem estudado diferentes tipos de métodos para a obtenção das forças de instalação nos estais.

Teoricamente é possível achar uma distribuição dessas forças de modo que o tabuleiro se comporte como uma viga continua.

Os métodos estudados nesta pesquisa são: o método do tabuleiro articulado (uma articulação em cada cruzamento com os estais - MTA), o método de anulação dos deslocamentos (MAD), o método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR) e o método de anulação dos deslocamentos ao longo do processo construtivo. A idéia final de todos eles é obter para o tabuleiro uma resposta próxima à de uma viga continua. Porém, se for necessário, pode-se controlar também os deslocamentos do mastro. Os três primeiros métodos são estudados para a configuração final da ponte, mas também foram verificados os resultados deles no processo construtivo, já que durante esta etapa ocorrem variações nos esforços internos da ponte alterando assim o resultado final. Por exemplo, se a ponte for construída por consolos sucessivos, essa seqüência executiva alterara os esforços.

O estudo da retração e fluência está fora do escopo deste trabalho. No entanto, a consideração destes na determinação das forças de instalação dos estais pode ser levada em consideração tendo em conta seus efeitos sobre as flechas do tabuleiro ou sobre os esforços nos apoios fictícios do tabuleiro.

1.2. Apresentação do trabalho

Este trabalho está dividido em 8 capítulos, incluindo este introdutório.

O capítulo 2 apresenta uma breve introdução das pontes estaiadas ao longo da história, assim como uma resenha dessas pontes no Brasil. Explica-se a concepção e a estrutura desse tipo de pontes e os métodos construtivos empregados, incluindo as descrições de cimbramento geral, consolos sucessivos e lançamento progressivo.

No capítulo 3, são detalhados os exemplos de aplicação. Escolheram-se dois exemplos: o primeiro é um modelo de uma ponte estaiada simples com estais arranjados em formato de semi-harpa, o segundo exemplo é uma ponte estaiada localizada na cidade de Aracaju, no estado de Sergipe, chamada Ponte Construtor João Alves. Nesse capítulo, são explicadas as características estruturais de cada um dos exemplos.

O capítulo 4 se refere aos modelos que foram desenvolvidos para a análise dos exemplos. No caso do primeiro exemplo, foi realizado um modelo plano simples, enquanto que, para o segundo exemplo, a Ponte Construtor João Alves, foram feitos

dois modelos: um modelo plano simplificado e o um modelo espacial, respeitando as características do projeto.

O capítulo 5 descreve os 4 métodos que foram utilizados para a obtenção das tensões nos estais. Esses métodos são: avaliação isostática dos esforços nos estais (MTA), método de anulação dos deslocamentos (MAD), método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR) e o método de anulação dos deslocamentos no processo construtivo.

No capítulo 6, são apresentados os resultados dos métodos estudados e a comparação entre eles.

Finalmente, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Historia

A história das pontes estaiadas nos indica que a idéia de suportar uma viga mediante cordas inclinadas ou correntes suspensas de mastros tem sido conhecida desde a Antigüidade. Os egípcios já utilizavam essa idéia em seus barcos a vela (*Figura 2.1*). As primeiras pontes estaiadas primitivas foram construídas em algumas regiões tropicais. É provável que as primeiras pontes tenham sido feitas colocando um ou mais troncos para cruzar um córrego, ou amarrando troncos com cipó para atravessar vales estreitos (TROITSKY, 1977). O próprio Leonardo da Vinci sugeriu em seus esboços a utilização dessa idéia (SCHMID, 2008).

Figura 2.1: Barco egípcio com cordas suportando a vela (TROITSKY, 1977)

O primeiro registro da utilização de um tipo de ponte estaiada como uma forma regular de transposição de obstáculos é do ano 1617, quando Faustus Verantius propôs um sistema de pontes que consistia em um tabuleiro de madeira suportado por barras de aço inclinadas (TROITSKY, 1977).

O conceito de uma ponte suspensa por estais inclinados foi originado em Veneza, Itália. Entretanto, esse conceito é atribuído a C.J. Löscher, carpinteiro de Friburgo, Suíça, que em 1784 construiu uma ponte inteiramente em madeira, com 32m de vão (*Figura 2.2*).

Figura 2.2: Ponte estaiada em madeira C.J.Löschner (1784) (TROITSKY, 1977)

Aparentemente, esse conceito não foi novamente usado até 1817, quando dois engenheiros britânicos projetaram a Ponte *King's Meadows*, uma passarela estaiada com um vão de 33,6m, usando estais de arame e mastro de ferro em forma celular.

As pontes estaiadas poderiam ter sido uma forma usual de construção, mas uma série de acidentes ocorridos na Inglaterra, França e Alemanha, em 1823, suscitaram uma manifestação de C.L. Navier, no artigo *Mémoires sur les Ponts Suspendus*. Nessa publicação, ele propôs um sistema de pontes sustentadas por correntes inclinadas e comparou dois modelos. O primeiro apresentava os cabos ancorados no topo, e o segundo exemplo apresentava os cabos ancorados ao longo do comprimento do mastro (Figura 2.3). A conclusão de Navier foi que, para um determinado vão e altura do mastro, o custo dos dois modelos era, aproximadamente, igual. No entanto, esse tipo de estrutura não foi bem compreendida. Tratando-se dos cabos, por exemplo, a área transversal era insuficiente e estes não eram protendidos durante a construção. Conseqüentemente, os estais tinham um bom rendimento somente quando atingiam uma deformação considerável. Esse aspecto das pontes estaiadas e os acidentes ocorridos até aquele momento levaram Navier a considerar as pontes pênséis mais confiáveis que as estaiadas (TROITSKY, 1977).

Figura 2.3: Sistema de pontes estaiadas com correntes proposto por Navier (TROITSKY,1977)

O conceito de pontes sustentadas por cabos foi retomado no século XX. A falta de aço na Alemanha, depois da Segunda Guerra Mundial, conduziu a sua máxima utilização e, portanto, deveria ser feita uma redução no peso das estruturas. A reconstrução das pontes destruídas após a Segunda Guerra Mundial na Europa proporcionou aos engenheiros a oportunidade de aplicar novas tecnologias a um conceito antigo: as pontes estaiadas.

2.2. Pontes estaiadas no Brasil

No Brasil, a primeira ponte estaiada projetada foi a Ponte de Porto Alencastro, localizada sobre o Rio Paranaíba, na divisa entre Minas Gerais e Mato Grosso do Sul. Esse projeto foi encomendado pelo atual DNTI (Direção Nacional de Transporte e Infraestrutura) ao consórcio formado pela Noronha Engenharia e Fritz Leonhardt. O início da construção dessa ponte foi concomitante à Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino, localizada sobre o Rio Pinheiros, em São Paulo, com uma extensão de 126m (*Figura 2.4*); mas esta última foi a primeira a ser inaugurada, no ano 2000. Em seguida, foi inaugurada a Ponte Sergio Mota, localizada sobre o Rio Cuiabá, na cidade de Cuiabá, Mato Grosso do Sul. Em 2003, foi inaugurada a Ponte sobre o Rio Guamá, em Belém do Pará (*Figura 2.4*). Trata-se de uma ponte sustentada por cabos dispostos no formato de leque, que liga a região metropolitana da capital Belém à parte nordeste do Estado do Pará, possui uma extensão total de 2000m e vão estaiado central de 320m (*Figura 2.4*). No mesmo ano, inaugurou-se a Ponte JK, em Brasília, e a Ponte da Amizade, construída sobre o Rio Acre, na fronteira entre Brasil e Bolívia. Em 2004, foi a vez da Ponte Irineu Bornhausen ser inaugurada, na cidade de Brusque, Santa Catarina. Em 2006, foi

inaugurada a maior passarela estaiada do Brasil (200m de comprimento). em Rio Branco, Acre. E, no mesmo ano, inaugurou-se a Ponte Construtor João Alves, localizada sobre o Rio Sergipe, em Aracaju, Sergipe. A última ponte estaiada a ser inaugurada foi a Ponte Octavio Frias de Oliveira, construída sobre o Rio Pinheiros, em São Paulo, essa ponte se caracteriza por ter dois vão curvos.

Figura 2.4: A) Ponte de Porto Alencastro sobre o Rio Paranaíba (www.transportes.gov.br), B) Ponte estação metroviária Engenheiro Jamil Sabino sobre o Rio Pinheiros, São Paulo (www.panoramio.com), C) Ponte sobre o Rio Guamá, Belém do Pará (www.abcp.org.br)

Atualmente, o maior emprego das pontes estaiadas deve-se aos tabuleiros inteiramente metálicos, ao desenvolvimento da tecnologia, tanto do aço como do concreto, dos estais, suas ancoragens e sua execução, ao custo competitivo (comparado a outras soluções), à facilidade de construção, ao apelo estético, assim como também da evolução da análise estrutural. Os computadores, mediante a implementação de *softwares*, permitiram uma velocidade de processamento maior para a obtenção da solução, levando em conta a alta hiperestaticidade que apresentam esse tipo de estrutura. Entretanto, é importante destacar que ainda hoje as soluções aproximadas são feitas mediante pré-dimensionamento.

2.3. Concepção e Estrutura

2.3.1. Estrutura

Nos últimos anos, as pontes estaiadas têm se desenvolvido rapidamente, obtendo sucesso devido ao fato de cobrirem grandes vãos de forma econômica, além de possuírem um forte apelo estético. Os componentes existentes nesse tipo de pontes estão apresentados na (Figura 2.5):

Figura 2.5: Componentes de uma ponte estaiada

Existem vários tipos de sistemas estruturais associados, principalmente, ao arranjo dos cabos da ponte: arranjo em leque, semi-harpa e harpa. Os arranjos usuais de cabos variam tanto na direção transversal como na longitudinal (Figura 2.6).

Também existem sistemas estruturais diferenciados segundo o tipo de mastro: de plano simples (mastros central ou lateral) ou de plano duplo (mastros vertical ou inclinado) (Figura 2.6).

Figura 2.6: Arranjo transversal e longitudinal dos cabos

2.3.2. Concepção

O desafio representado pelas pontes estaiadas surge desde o momento da concepção do seu projeto e permanece em toda a sua fase de construção.

O projeto preliminar de uma ponte estaiada consiste, basicamente, em determinar para certo arranjo estrutural escolhido as dimensões iniciais dos vãos com suas respectivas propriedades seccionais, a altura da torre e o nível de tensão inicial nos estais.

Existem muitas formas de se chegar ao modelo preliminar de projeto, mas todas essas formas constam de diversas etapas, além de um entendimento estrutural do problema. Uma delas, a mais conhecida, é a metodologia de espiral. Nessa metodologia, o projetista parte de um conjunto de requisitos de projeto a serem cumpridos e utiliza sua experiência prévia em projetos semelhantes. Em passos sequenciais de cálculo, o projetista refina o modelo estrutural em busca de um projeto final considerado aceitável (aquele projeto que satisfaz todas as necessidades físicas e estruturais). Uma forma mais explícita é adotada por WALTHER (1985); uma modificação do fluxograma estabelecido por esse autor é apresentado na *Figura 2.7*.

Uma das formas de se chegar ao modelo preliminar de projeto é mediante o pré-dimensionamento da estrutura. Esse estudo não se vê altamente alterado em comparação com o pré-dimensionamento de pontes regulares. É importante ressaltar que as características iniciais adotadas para os elementos estruturais influem em toda a distribuição de esforços, já que a estrutura possui grau de hiperestaticidade elevado. A determinação da área da seção transversal das cordoalhas dos estais, por exemplo, influi muito no comportamento de toda a estrutura e é uma tarefa que requer a adoção de diversas hipóteses. (TORNERI, 2002).

O desafio é achar uma distribuição de esforços nos estais que anule os deslocamentos no tabuleiro para as cargas permanentes e, posteriormente, alcançar o ajuste das forças finais. É importante destacar que, anulando esses deslocamentos, os momentos também serão diminuídos.

A complexidade do problema aumenta no caso de surgirem estais inclinados em relação ao plano dos mastros como, por exemplo, a Ponte Roberto Marinho, no Rio Pinheiros, em São Paulo, Brasil. São utilizados softwares para solucionar esses tipos

de sistemas altamente hiperestáticos, mediante análises estáticas exatas, levando em consideração seu comportamento em três dimensões.

Figura 2.7: Fluxograma simplificado do projeto e uma ponte estaiada a partir do estabelecido por WALTHER (1985)

Considerando-se todos os problemas que podem ocorrer em etapas posteriores, o presente trabalho explica, estuda e analisa o processo construtivo de pontes estaiadas, utilizando os métodos mais modernos de fabricação e modelagem.

A idéia central desta pesquisa é fazer um estudo da questão, modelando o processo construtivo nas etapas mais importantes e estudando seu comportamento.

2.4. Métodos Construtivos nas Pontes Estaiadas

O conceito de uma ponte deve ser selecionado levando em conta o número de parâmetros específicos relacionados com as características da nova ligação que será construída. Geralmente, esses parâmetros são especificados pelo proprietário, que na maioria dos casos é o Estado, a concessionária ou alguma relevante organização privada. Essas características são, geralmente, a localização da ponte, o propósito da ponte (autopista, ferrovia), a importância da ponte e a durabilidade desejada, o cronograma de execução da obra e a economia. Cada uma dessas características leva ao estudo de outros problemas particulares. No caso da localização, as condições geográficas e geotécnicas (capacidade de resistência do terreno de fundação), características do cruzamento (a altura do escoramento, regime, profundidade e velocidade do rio) e possíveis perigos naturais ou humanos (terremotos, vento ou impactos). O propósito da ponte geralmente leva ao estudo de dimensões e detalhes apropriados. A importância da ponte e a durabilidade desejada levam ao estudo de materiais a serem utilizados e a forma que estes deverão ser preparados e implementados. (COMBAULT, 2008).

Pela importância, tanto como processo construtivo, como pela influência no arranjo estrutural e na avaliação dos esforços solicitantes durante a fase construtiva, o assunto recebe um tratamento de destaque dentro da tecnologia da construção das pontes (EL DEBS et al, 2007).

Os principais métodos construtivos das pontes e viadutos estaiados são:

- cimbramento geral;
- consolos sucessivos;
- lançamentos progressivos.

2.4.1. Cimbramento geral

Esse método é geralmente usado quando a ponte está localizada em uma zona de baixo gabarito e solo com boa capacidade resistente. O cruzamento não está congestionado com estradas ou ferrovias, e a ponte não tem que atravessar uma corrente de água.

Há dois tipos de cimbramento:

- cimbramento fixo;
- cimbramento móvel.

O cimbramento é considerado fixo quando ele deve ser desmontado após sua utilização, podendo ou não ser reutilizado em outras partes da ponte. No cimbramento fixo, os tipos mais comuns são: cimbramento de madeira, de treliças ou vigas metálicas e cimbramento metálico. Consiste na montagem de apoios temporários que, após a construção, são retirados (*Figura 2.8*).

Figura 2.8: Exemplo de ponte moldada “in loco” sobre cimbramento fixo (PODOLNY, 1976)

Conforme (STUCCHI 1999) os cuidados que se devem ter na utilização do cimbramento fixo são:

- fundação e contraventamento do cimbramento;
- contra-flechas para compensar recalques ou deformações de vigas e treliças;
- cuidados na concretagem – os recalques e as deformações devem ocorrer antes do final da concretagem, também deve-se tratar as juntas;
- cuidados na desforma – desencunhar do centro para os apoios de todos os vão e só após desmontar o cimbramento;
- vistoria antes, durante e depois da concretagem.

O cimbramento é considerado móvel quando existem dispositivos que permitem deslocar o cimbramento, sem desmontá-lo, após a desmoldagem de um segmento ou tramo da ponte. Esse sistema consiste na execução vão por vão da ponte, por meio da treliça de escoramento deslizante sobre rolos dispostos em vigas transversais.

Conforme (STUCCHI 1999) os cuidados que se devem ter na utilização do cimbramento móvel são:

- escolher a posição da junta e seu tratamento;
- influência do método construtivo no cálculo;
- interferências que podem impedir o movimento das formas ou da treliça;
- levar em conta os cinco cuidados do cimbramento fixo.

Um exemplo de aplicação de cimbramento móvel é a construção da ponte sobre o Rio Rin, em Maxau, na Alemanha (*Figura 2.9*). O método empregado foi construir toda a superestrutura sobre pilares temporários, seguidos pela montagem da torre e as conexões dos cabos. Finalmente, as partes superiores da torre foram içadas, os estais protendidos até a tensão desejada e os pilares temporários removidos.

Figura 2.9: Processo construtivo da ponte sobre o Rio Rin, Maxau (Alemanha) (PODOLNY, 1976)

É importante ressaltar que esse tipo de solução construtiva provoca uma elevada dificuldade na hora da resolução da estrutura. As pontes estaiadas apresentam uma alta hiperestaticidade e se além desse problema se adiciona a dificuldade do cimbramento, a solução estrutural torna-se muito complexa.

2.4.2. Consolos sucessivos

Esse sistema construtivo foi criado em 1930 pelo engenheiro brasileiro Emílio Baumgart, para a construção do vão central da Ponte de Herval, localizada sobre o Rio Peixe, em Santa Catarina.

É o método construtivo que melhor se adapta às obras estaiadas, sendo então o método mais utilizado (STUCCHI, 1999).

O processo é particularmente indicado para as seguintes situações:

- quando a altura da ponte em relação ao terreno é grande;
- em rios com correnteza violenta e súbita;

- em rios e canais onde é necessário obedecer gabaritos de navegação durante a construção.

O método consiste na construção da obra em segmentos (aduelas), formando consolos que avançam sobre o vão a ser vencido. Existem duas técnicas básicas para a construção de pontes mediante o sistema de balanços sucessivos; uma delas emprega aduelas pré-moldadas, as quais se levantam mediante guinchos e outros equipamentos e a outra técnica consiste em construir as aduelas *in loco*.

Quando as aduelas são moldadas *in loco*, a concretagem é executada com o auxílio de formas deslizantes escoradas nos trechos já construídos e, quando é atingida a resistência de projeto estabelecida, as aduelas são protendidas.

As aduelas pré-moldadas são fabricadas no canteiro e transportadas por meio de treliças metálicas até a extremidade do balanço, onde são protendidas longitudinalmente. Entre as aduelas pode-se usar ou não usar cola à base de resina epóxi, que serve para lubrificar a superfície, diminuir os efeitos das imperfeições das juntas entre as mesmas, impermeabilizar a junta e contribuir para a transmissão das tensões cisalhantes.

A execução em aduelas pré-moldadas pode ser feita por dois processos distintos: o sistema *SHORT-LINE* e o sistema *LONG-LINE*. No sistema *SHORT-LINE* as aduelas são fabricadas com o uso de apenas uma forma metálica, para atender a todas as diferenças e mudanças entre as seções transversais das aduelas, assim como as conformações em planta e perfil do projeto geométrico da estrutura. Essa forma é muito sofisticada e de custo elevado. Cada aduela serve de forma e de referencia topográfica para a aduela seguinte. No sistema *LONG-LINE*, é fabricada a forma que abrange todo o vão, podendo ser reaproveitada para outros vãos das mesmas dimensões. Disse-se que este sistema é mais conservador, já que pode-se construir a *n*-ésima aduela com a referencia topográfica da primeira. A forma e a armação são montadas sobre um escoramento metálico ou sobre uma pista de concreto que poderá servir de forma de fundo. As aduelas são concretadas de maneira a garantir a perfeita acoplagem entre si, onde cada aduela concretada na etapa anterior serve de forma para a próxima (ALMEIDA, 2000).

Também nos dois processos, a construção do tabuleiro é feita através do deslocamento das treliças simetricamente desde os apoios até os centros do vão, onde é feito o fechamento central. Cada treliça está apoiada na borda do balanço já

construído e suporta as futuras aduelas. Para contrabalancear o peso do concreto fresco, as formas e o peso dos equipamentos, por exemplo, a treliça utiliza um contrapeso. O mesmo representa um aumento de carregamento que deve sustentar o balanço durante a etapa construtiva. Atualmente, ancora-se a parte posterior da treliça ao balanço já construído mediante barras metálicas. O avanço da treliça é feito apoiado em perfis metálicos que servem de trilho para movimentação de todo o sistema.

Uma vez ancorada a treliça, são feitas as armações do reforço e a concretagem. Quando o concreto da aduela atinge a resistência desejada, procede-se a protensão. A execução de uma aduela depende do avanço da treliça, do ajuste da forma, da armação do reforço, dos cabos e ancoragens, da concretagem e, por último, da protensão. Geralmente, as vigas longitudinais possuem uma distribuição de cabos protendidos para resistir aos momentos fletores que atuam em todas as fases da estrutura.

A execução deve ser muito bem controlada, principalmente com relação às deformações, para que os trechos cheguem ao centro do vão de forma simultânea e coincidentemente. Normalmente, a concretagem do trecho central é realizada nos períodos com menor variação de temperatura, para que os efeitos térmicos não provoquem esforços no trecho até o endurecimento do concreto.

Sempre que possível, projeta-se a obra para que os balanços sejam feitos simetricamente em relação ao apoio, evitando grandes desequilíbrios entre as cargas. Quando os balanços são desiguais ou há balanço em apenas um vão, pode-se utilizar lastro no vão anterior ao balanço ou até mesmo estais ajustáveis ao desenvolvimento do vão, suportados por torres provisórias e ancorados no apoio anterior.

As vantagens que esse sistema construtivo oferece são várias, uma das mais importantes é permitir vencer vãos livres que podem atingir aproximadamente 300m. Portanto, essa solução é atrativa para vales profundos, rios com correntes intensas, vias de trânsito intenso e vias com pouco espaço de circulação. A construção sucessiva é um processo cíclico, que permite uma redução de custo das formas, devido à possibilidade de sua reutilização. Esse processo também favorece a redução da mão-de-obra, já que se pode atingir uma maior rapidez de execução.

A construção de pontes mediante esse tipo de método sofre a influência de alguns problemas relacionados à fluência e a retração do concreto. O fator principal desse

fenômeno é a diferença de níveis das aduelas no fechamento da estrutura. O peso-próprio, a protensão longitudinal, o peso dos equipamentos de construção e as variações térmicas causam deformações não só elásticas, mas, também, deformações plásticas, produto da fluência, retração e relaxação do aço. Assim, antes da construção devem ser determinados os deslocamentos para permitir a definição das cotas de concretagem durante a construção (controle de flechas).

Um exemplo desse procedimento é a Ponte *Libertador General San Martín* (Figura 2.10) localizada no Rio Uruguay, que liga a cidade de *Fray Bentos*, no Uruguai, e a cidade *Puerto Unzué*, na Argentina. Essa ponte não é estaiada, mas é um bom exemplo desse método.

Figura 2.10: A) e B) Vistas do Pilar e Aduelas da Ponte Libertador General San Martín (PUENTE LIBERTADOR GENERAL SAN MARTIN, 1992)

Logo após a construção do pilar, foram colocadas no topo duas treliças que deslizavam sobre trilhos e sustentavam ambos os lados do pilar e as formas das duas primeiras aduelas. Ajustada a posição das formas, distribuiu-se a armadura e as bainhas para o aço de protensão, concretando-se em seguida. O avanço na construção das aduelas foi programado na razão de duas aduelas por semana, uma de cada lado do balanço. Para atingir essa meta, efetuou-se a cura do concreto a vapor. Uma vez verificada a resistência estipulada, protendeu-se o aço, que foi ancorado no extremo da aduela anteriormente construída. Por fim, as aduelas estavam em condição de

resistir às solicitações provocadas pelo deslizamento da treliça com a forma e o peso das duas aduelas seguintes.

Um exemplo do mesmo procedimento, utilizado para uma ponte estaiada, é o da Ponte de Porto Alencastro, construída sobre o Rio Paranaíba, na divisa de Mato Grosso do Sul e Minas Gerais. A ponte possui um vão de 350m com um total de 136 estais (*Figura 2.11*). O tabuleiro possui uma largura de 16m e os mastros têm uma altura de 95m, aproximadamente.

Figura 2.11: Esquema da Ponte de Porto Alencastro sobre o Rio Paranaíba (GOLEBIEWSKI, 2008)

Para o processo construtivo, foi utilizada uma treliça metálica, como apresentado na *Figura 2.12*. A cada nova aduela, os estais correspondentes foram protendidos de forma a suportar todo o seu peso. Assim, ao final da construção e sob cargas permanentes, o tabuleiro permaneceu quase que exclusivamente submetido à compressão. (STUCCHI, 1999).

Conforme GOLEBIEWSKI, 2008; após a construção dos mastros, se instalou o cabo de montagem (*Figura 2.12-A*), com a função de ancorar a estrutura nos apoios e formar parte dos estais de estabilidade da ponte final. Logo depois, foram construídas as aduelas mediante o procedimento de consolos sucessivos (*Figura 2.12-B e C*). Quando a construção chegou ao penúltimo estai, se desvinculou o cabo de montagem entre os mastros (*Figura 2.12-D*) e, por último, se realizou o fechamento com a aduela central (*Figura 2.12-E*).

Figura 2.12: Processo construtivo da ponte sobre o Rio Paranaíba (GOLEBIEWSKI, 2008)

O procedimento da fabricação *in loco* das aduelas é apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Seqüência construtiva das aduelas da ponte sobre o Rio Paranaíba (GOLOBIEW, 2008)

<ul style="list-style-type: none"> • Montagem <i>in loco</i> de 4,2m do elemento de viga dos módulos no equipamento móvel. Logo depois aplica-se forças nos estais.
<ul style="list-style-type: none"> • Montagem de segmento da viga e transversinas. Protensão dos estais - segunda fase
<ul style="list-style-type: none"> • Montagem das pré-lajes e concretagem da laje
<ul style="list-style-type: none"> • Avanço do carro treliça para nova posição

2.4.3. Lançamentos progressivos

A primeira aplicação desse método deu-se em 1950, na França, na construção da ponte *Vauxsur-Seine*, pela empresa Coignet. Em 1959, na construção de uma ponte sobre o Rio Agne, na Áustria, a empresa Auteried, com projeto do escritório do engenheiro Fritz Leonhardt, venceu os 280m da obra, com quatro vãos de até 85m. Foi na ponte sobre o Rio Caroni, na Venezuela, projetada por Leonhardt, em 1961, e executada pela empresa Ed. Züblin AG entre 1962 e 1964, que se realizou pela primeira vez o lançamento do tabuleiro sem ajuda do cimbramento, pelo processo que foi denominado *Taktschiebeverfahren* (ou processo de lançamento cíclico) (WAIMBERG, 2002).

Nesse método, a superestrutura é fabricada nas margens da obra e empurrada para sua posição final ao longo dos vãos. Esta se comporta como um balanço à medida que vai avançando, até encontrar o próximo apoio. Cada segmento é executado sobre formas metálicas fixas, sendo concretado contra o anterior já concluído, permitindo-se a continuidade da armadura na região das juntas. A estrutura é empurrada por macacos hidráulicos e sobre aparelhos de apoios deslizantes de “Teflon” sobre os pilares que, dependendo do tamanho do vão, podem ser permanentes ou provisórios. Uma vez que o trecho dianteiro da estrutura fica em balanço até alcançar os apoios, utiliza-se uma treliça metálica fixada nesse lugar que alcança o apoio antes da estrutura, diminuindo o balanço e reduzindo o momento negativo durante a fase construtiva (*Figura 2.13*).

Figura 2.13: Esquema do sistema de lançamento progressivo

Esse método apresenta as seguintes vantagens:

- eliminação do cimbramento;
- redução das formas;

- redução de mão-de-obra;
- rápida execução da superestrutura;
- industrialização da construção.

Essa é uma solução atrativa quando se está na presença de greides elevados, rios ou vales profundos e obras de grande extensão (vãos de até 50m para evitar a execução de pilares provisórios). Recomenda-se, para aplicação do método, modular os vãos intermediários com comprimentos iguais e os vãos extremos com 75% do comprimento dos vãos intermediários. Esse procedimento e a adoção de segmentos com comprimentos iguais à metade do comprimento dos vãos intermediários asseguram que as emendas dos diversos segmentos coincidam com os quartos do vão, região em que os esforços internos são menores (SOUZA, 1983).

Nesse tipo de ponte, a protensão é aplicada em duas etapas. A primeira, na fase construtiva, devendo ser centrada em função da variação das solicitações devidas ao peso próprio durante a execução da obra. A segunda etapa é realizada após a execução do tabuleiro, para a complementação da primeira etapa, tendo em vista as solicitações de sobrecarga permanente e carga móvel (ALMEIDA, 2000).

Um exemplo mais recente desse método é o Viaduto de Millau, que cobre o vale do Rio Tarn (Aveyron), próximo de Millau, no sul da França (*Figura 2.14*). Antes do viaduto ser construído, o tráfego tinha que descer até o vale do Rio Tarn e passar pela estrada, nas proximidades da cidade de Millau. Isso causava pesados congestionamentos no início e no final de julho e agosto, que é o período de férias. Atualmente, o viaduto atravessa o vale de Tarn sobre o ponto mais baixo.

Figura 2.14: Viaduto de Millau, França

O Viaduto de Millau possui oito vãos apoiados em sete pilares de concreto. Esse viaduto possui o maior tabuleiro estaiado até o momento, com uma extensão de 2.640m e 32m de largura. Este consta de duas faixas para o tráfego e dois encostamentos, um a cada lado das faixas. Os seis vãos centrais têm 342m de comprimento, enquanto os dois laterais tem 204m de extensão.

A altura dos pilares varia de 78m até 245m, cada um deles é composto por 16 trechos que foram montados *in loco*. Os sete mastros estão localizados sobre os pilares e têm uma altura constante de 87m. Cada um deles possui um total de 12 estais que servem de suporte ao tabuleiro.

Nessa ponte, foi utilizado o método dos lançamentos progressivos e as principais etapas construtivas do viaduto foram:

- construção dos pilares e pilares provisórios;
- fabricação e lançamento do tabuleiro;
- ereção dos mastros.

Os pilares e alguns dos pilares provisórios foram os primeiros a serem montados. A velocidade de construção dos pilares permanentes foi elevada, a cada três dias os pilares aumentavam 4m de altura. Esse desempenho ocorreu devido principalmente à forma deslizante. Os pilares provisórios foram treliças metálicas montadas *in loco* e reutilizadas conforme o avanço do tabuleiro. Foram construídos sete pilares e oito pilares provisórios.

A segunda etapa construtiva foi a etapa de fabricação do tabuleiro. Para que a estrutura não ficasse muito pesada e tivesse maior liberdade de movimento, optou-se por um tabuleiro de aço. Cada tramo foi construído na própria empresa e levado até o local da obra. Seu transporte foi cuidadosamente planejado e feito mediante transporte pesado. Os mastros eram conduzidos sobre o novo tabuleiro e eram erguidos. O conjunto foi empurrado desde ambas extremidades, e foi deslizado sobre os pilares mediante macacos hidráulicos (*Figura 2.15*). O movimento era monitorado por um sistema controlado por computador, que acionava atuadores hidráulicos que se moviam numa seqüência pré-determinada.

Figura 2.15: Lançamento do tabuleiro

Planejou-se que o fechamento central fosse no rio. Cada tramo avançou 60cm a cada 4 minutos; essa tarefa era realizada somente durante o dia.

Finalmente, os mastros eram posicionados sobre os pilares e ancorados ao tabuleiro (Figura 2.16). Os estais que conectam os mastros com o tabuleiro eram instalados e os pilares provisórios retirados.

Figura 2.16: Processo de montagem dos mastros

A construção se iniciou no dia 10 de Outubro de 2001 e se destinava a ter três anos de duração, mas as condições meteorológicas atrasaram o cronograma. Embora o calendário revisado determinasse que o viaduto seria concluído em janeiro de 2005, o Viaduto de Millau foi inaugurado pelo Presidente Chirac em 14 de dezembro de 2004 e aberto para o tráfego no 16 de dezembro.

3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Para a aplicação dos métodos apresentados nesta pesquisa, foram estabelecidos dois exemplos. O primeiro é um modelo fictício que representa uma ponte estaiada típica. O segundo exemplo é a Ponte Construtor João Alves, construída sobre o Rio Sergipe. A seguir, detalham-se as características das duas pontes.

3.1. Primeiro exemplo

O primeiro exemplo consta de uma ponte estaiada de 346m de extensão, 186m de vão central e 80m de vão lateral. Possui quatro pilares de 70m de altura e um total de 56 estais, arranjados em forma de semi-harpa. (*Figura 3.1*)

Figura 3.1: Ponte estaiada, primeiro exemplo

3.1.1. Elementos da ponte

Os elementos que formam a ponte são:

- tabuleiro: laje, longarinas e transversinas;
- mastro: pilares, viga de travamento;
- estais.

As características desses elementos estão explicadas a seguir.

3.1.1.1. Tabuleiro

Estabeleceu-se que o tabuleiro é solidário aos pilares e está dividido em 15 aduelas de 12,4m, 12 aduelas de 11,4m e duas aduelas de fechamento lateral de 5,7m.

A seção transversal do tabuleiro possui duas longarinas e apóiam a laje, além de mais 61 transversinas. As dimensões que foram escolhidas para o conjunto do tabuleiro estão apresentadas na *Figura 3.2*. Entretanto, as transversinas estão dispostas a cada 6,22m e possuem 0,4m de largura e altura de 1,5m.

Figura 3.2: Seção do tabuleiro e transversina (medidas em metros)

3.1.1.2. Mastros

Os mastros têm uma altura aproximada de 45m e cada um deles serve de suporte a 14 estais, 7 em cada um dos dois planos longitudinais. Foi proposta uma seção transversal retangular de 4,8m por 2,1m.

3.1.1.3. Estais

A ponte tem 56 estais arranjados em forma de semi-harpa; estes foram numerados como mostra a *Figura 3.3*.

Figura 3.3: Numeração dos estais

O material utilizado nesse modelo é o aço CP 177 RB e as seções dos estais dependem da carga que cada um deve suportar, deste modo, todos têm um diâmetro diferente. Para a obtenção dessas áreas, foi realizado um pré-dimensionamento, admitindo-se que cada estai recebe a carga referente à largura de influência do tabuleiro, tendo-se, então, 3 larguras: de 12,4m, de 11,4m e de 5,7m. Dessa maneira, para um par de estais do tramo de 12,4m:

- a) peso-próprio (g_I)
 $g_I = 3437\text{kN}$
- b) peso-próprio (g_{IT}) das transversinas
 $g_{IT} = 528\text{kN}$
- c) revestimento (g_R) de 10cm de altura, com $\gamma = 24\text{kN/m}^3$, aplicado no leito carroçável (de 21m de largura)
 $g_R = 627\text{ kN}$
- d) dois guarda-rodas (g_{GR}) cada um com peso aproximado de 20kN/m
 $g_{GR} = 498\text{kN}$
- e) sobrecarga de multidão (q_M) e 5kN/m^2 , aplicada no leito carroçável, subtraindo-se a região ocupada pelo Trem-Tipo
 $q_M = 21 \times 12,4 \times 5 - 6 \times 3 \times 5 = 1216\text{kN}$
- f) Trem-Tipo 45 (qtt)
 $q_{TT} = 450\text{kN}$

Conforme recomendado por (TORNERI 2003), admite-se que a carga distribuída será dividida igualmente entre os dois cabos da mesma seção transversal e que cada carga do trem-tipo atuará próxima a apenas um dos cabos, tem-se que a carga vertical total (P_{tot}) que solicita um estai será:

$$P_{tot} = \frac{(3447 + 528 + 627 + 498 + 1216)}{2} + 450 = 3608 \text{ kN}$$

A carga vertical permanente (peso-próprio, revestimento e guarda rodas) vale:

$$P_{perm} = \frac{(3447 + 528 + 627 + 498)}{2} = 2550 \text{ kN}$$

Para o comprimento de aduela de 11,4m:

- a) $p_S = 3160 \text{ kN}$
- b) $p_T = 528 \text{ kN}$
- c) $g_R = 575 \text{ N}$
- d) $g_{GR} = 456 \text{ kN}$
- e) $q_M = 21 \times 11,4 \times 5 - 6 \times 3 \times 5 = 1107 \text{ kN}$
- f) $q_{TT} = 450 \text{ kN}$

Onde a carga vertical total (P_{tot}) que solicita um estai será:

$$P_{tot} = \frac{(3160 + 528 + 575 + 456 + 1107)}{2} + 450 = 3363 \text{ kN}$$

A carga vertical permanente (peso-próprio, revestimento e guarda rodas) vale:

$$P_{perm} = \frac{(3160 + 528 + 575 + 456)}{2} = 2360 \text{ kN}$$

Conforme GIMSING (1993) a máxima tensão admissível para o cabo vale:

$$\sigma_{g+q} = 0,45 f_{ptk} \quad (3.1)$$

Onde:

f_{ptk} = valor característico da resistência à ruptura do aço de protensão = 1770 MPa

Assim, utilizando-se aço CP 190 RB, de 15,7 mm de diâmetro, tem-se:

$$T_{total} = \frac{P_{total}}{\sin \theta} \quad (3.2)$$

$$A = \frac{T_{total}}{\sigma_{g+q}} = n.A_1 \quad (3.3)$$

Onde:

T = componente da carga vertical P na direção do eixo do cabo (esforço normal no estai);

θ = inclinação do estai analisado com relação ao eixo horizontal;

A = área de aço necessária para um estai;

n = número de cordoalhas;

A₁= área da cordoalha de 15,7mm de diâmetro.

Desse modo, a partir da formulação indicada, obteve-se a área de aço necessária para cada estai (*Tabela 3.1*).

Tabela 3.1: Propriedades geométricas dos estais do primeiro exemplo

Estai	θ(°)	T (kN)	n	A_{efetiva} (m²)
E2	32	6346	41	0,00797
E3	35	5863	38	0,00736
E4	40	5232	34	0,00657
E5	47	4598	30	0,00577
E6	56	4057	26	0,00509
E7	71	3557	23	0,00447
E8	69	3865	25	0,00485
E9	54	4460	29	0,00560
E10	44	5194	34	0,00652
E11	38	5860	38	0,00736
E12	33	6625	43	0,00832
E13	30	7216	47	0,00906
E14	27	7947	52	0,00998

Os estais “E1” e “E28” são os estais de estabilidade, que, diferentemente dos demais, são aqueles que suportam o carregamento de todo o tabuleiro. Para seu dimensionamento, o esforço H que deve ser suportado pelo cabo é:

$$H = \frac{M}{h} \quad (3.4)$$

Sendo,

M: momento na base do mastro devido ao carregamento distribuído no tabuleiro;

h: distancia entre o topo do estai e o tabuleiro.

Na *Figura 3.4*, apresenta-se o diagrama de esforços que devem ser considerados no dimensionamento.

Figura 3.4: Esquema de forças para dimensionamento do estai de estabilidade

Por conseguinte, o momento M é:

$$M = 382,2 \times \left(\frac{93,3^2}{2} \right) - 277,2 \times \left(\frac{80^2}{2} \right) = 776464,5 \text{ kNm}$$

Considerando que h é de 44,5m , então:

$$H = \frac{M}{h} = \frac{776464,5}{44,5} = 17448,6 \text{ kN}$$

A projeção da força H na direção do tabuleiro é:

$$T = \frac{H}{\cos \theta} \quad (3.5)$$

Portanto,

$$T = \frac{H}{\cos \theta} = \frac{17448,6}{\cos 29^\circ} = 19950 \text{ kN} \Rightarrow 129 \text{ cordoalhas}$$

3.2. Segundo exemplo: Ponte Construtor João Alves sobre o Rio Sergipe

3.2.1. Apresentação da ponte

As cidades de Aracaju e Barra dos Coqueiros estiveram separadas pelo Rio Sergipe durante anos até que, no dia 24 de setembro de 2006 as duas cidades do litoral do Estado de Sergipe foram ligadas pela Ponte Construtor João Alves. Seu propósito foi aproximar a capital Aracaju ao porto do estado, à beira do oceano Atlântico, dentro do Município da Barra dos Coqueiros. Com a obra, o litoral norte do Estado, que vai da foz do Rio Sergipe, até à foz do Rio São Francisco ficou mais acessível ao turismo em Aracaju.

Os benefícios que essa ponte trouxe para as cidades de Aracaju, Barra dos Coqueiros, Pirambu, Santo Amaro das Brotas e Japarutuba foram, principalmente, ligados ao aumento de fluxo de pessoas e mercadorias entre elas. Assim como, o crescimento da economia e o turismo.

A ponte Aracaju - Barra dos Coqueiros tem uma extensão de 1.800m com um vão central de 200m. Possui duas vias com quatro faixas para veículos, além de uma ciclovia e uma via exclusiva para pedestres.

3.2.2. Localização

Aracaju é a capital do menor estado do Brasil: Sergipe, localizado no litoral do Brasil a 345Km de Salvador (*Figura 3.5*). O povoado de Santo Antônio do Aracaju foi elevado à categoria de cidade no dia 17 de março de 1855. Essa cidade nasceu devido a um estreitamento das relações internacionais com países mais evoluídos e, entre outras características, foi o ponto da resistência contra os franceses no período colonial.

De acordo com o IBGE, no ano de 2008, a estimativa do número de habitantes na cidade era de 536.785 habitantes. Somando-se as populações dos municípios que formam a Grande Aracaju, Nossa Senhora do Socorro, Barra dos Coqueiros, Laranjeiras e São Cristóvão, o número passa para 900.000 habitantes aproximadamente.

A cidade foi construída numa área de charcos e pântanos, sendo, portanto, um desafio para a engenharia da época. O engenheiro Sebastião Basílio Pirro foi o responsável da comissão de engenheiros encarregados do desenho urbanístico da cidade. O centro do poder político-administrativo (atual Praça Fausto Cardoso) foi o ponto de partida para o crescimento da cidade. Todas as ruas foram localizadas geometricamente, como um tabuleiro de xadrez, para desembocarem no Rio Sergipe. Essa cidade foi um dos primeiros exemplos da tendência geométrica, já que até o momento as cidades eram adaptadas às condições topográficas naturais.

Aracaju está em comunicação com resto do país por meio de duas importantes rodovias federais que cortam o estado. A BR 101 corta o estado de norte a sul, e a BR 235 no sentido leste-oeste.

Figura 3.5: Localização de Aracaju no Estado de Sergipe (pt.wikipedia.org)

3.2.3. Desenhos e características gerais

A ponte possui uma extensão total de 440m, com um vão central de 200m (*Figura 3.6*). O material empregado foi o concreto estrutural. Possui quatro pilares de 69m de altura e um total de 112 estais arranjados em forma de leque. Além dos pilares principais, possui pilares secundários a 40m dos pilares principais.

Figura 3.6: Foto da Ponte Construtor João Alves sobre o Rio Sergipe (www.skyscrapercity.com)

3.2.3.1. Tabuleiro

O tabuleiro é solidário aos pilares e está dividido em 52 aduelas de 6,5m; quatro aduelas de 12m; duas aduelas de 3,5m; duas aduelas de 20m e uma aduela de fechamento central de 7,0m. O gabarito é de 28m, aproximadamente.

A seção do tabuleiro consta de duas vigas longitudinais ou longarinas e a laje (*Figura 3.7*). À medida que o tabuleiro se aproxima aos pilares principais, às seções deste variam e tornam-se maiores. Há cinco seções de propriedades diferentes.

3.2.3.2. Transversinas

As vigas transversais estão localizadas a cada 3,25m. São perfis I e foram colocados no tabuleiro a cada 3,25m (*Figura 3.8*).

Figura 3.8: Detalhe das Transversinas (medidas: cm)

Estão divididas em oito grupos; dois deles estão localizados na região próxima ao mastro e os outros 5 estão nas proximidades do apoio. O oitavo grupo corresponde às transversinas típicas da ponte (*Figura 3.9*). No modelo, a geometria das transversinas está determinada pela própria geometria do tabuleiro.

Figura 3.9: Grupos de transversinas (medidas : mm)

3.2.3.3. Mastros

Os mastros têm uma altura aproximada de 69 metros e cada um deles serve de suporte a 28 estais, 14 de cada lado do plano longitudinal. Estes têm quatro seções, duas delas fazem parte da área acima do tabuleiro e as outras duas da área abaixo (Figura 3.10).

Figura 3.10: Geometria dos mastros (unidade: cm)

As seções do mastro estão apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Seções do mastro (unidade: cm)

Corte	Seções
A-A	
B-B	
C-C	
D-D	

3.2.3.4. Estais

A ponte tem 112 estais arranjados em forma de leque. A seção destes é circular e varia de acordo com a força axial que tem que suportar. Para obter uma maior organização no momento de atribuir propriedades e processar dados, os estais foram numerados como mostra a *Figura 3.11*

Figura 3.11: Numeração dos estais

O material utilizado é o aço CP 177 RB, cada cabo tem um número de cordoalhas que varia de 19 até 39, com um diâmetro de 15,7 mm, e estão protegidos por um tubo antivandalismo. Na *Figura 3.12* pode-se apreciar detalhes das ancoragens dos estais números 14', 13' e 14, 13 no mastro e no tabuleiro.

Figura 3.12: Esquema dos encontros dos estais (A: no mastro, B: no tabuleiro)

Na *Tabela 3.4* apresentam-se as propriedades geométricas de todos os estais.

Tabela 3.4: Propriedades geométricas dos estais

Estai	L (m)	Duct Diam. (m)	e = espes.tubo (m)	Cordoalha	A (m²)
1	35,152	0,140	0,0054	19	0,00285
2	38,857	0,140	0,0054	19	0,00285
3	43,265	0,180	0,0070	21	0,00315
4	48,175	0,180	0,0070	23	0,00345
5	53,458	0,180	0,0070	24	0,00360
6	59,007	0,180	0,0070	26	0,00390
7	64,766	0,180	0,0070	28	0,00420
8	70,673	0,180	0,0070	29	0,00435
9	76,699	0,180	0,0070	31	0,00465
10	82,814	0,200	0,0077	32	0,00480
11	89,004	0,200	0,0077	34	0,00510
12	95,255	0,250	0,0097	36	0,00540
13	101,557	0,250	0,0097	38	0,00570
14	107,895	0,250	0,0097	39	0,00585

Os estais constam de 4 partes principais:

- tubo-forma;
- tubo antivandalismo;
- bainha;
- ancoragem.

Figura 3.13: Esquema de elementos de um estai sistema “TSR” (Catalogo Protende)

- Tubo-forma

Geralmente, o tubo-forma tem uma dimensão de 50cm a partir da cota do tabuleiro e 50cm a partir da lateral concluída do mastro. Esse tubo, como diz a palavra, é aquele que vai gerar um espaço para a futura colocação do estai, tanto na parte superior como na inferior.

- Tubo antivandalismo

Logo após o tubo-forma, vem o tubo antivandalismo. O objetivo desse tubo é proteger o cabo de agressões externas que podem danificar a estrutura.

- Bainha

O tubo do estai é feito de PAD (polietileno de alta densidade), sua função é proteger da corrosão os cabos de sustentação da ponte.

- Ancoragem

A ancoragem é um aparelho mecânico cuja função é manter a tensão no estai e transmitir esse carregamento à estrutura estaiada.

Um detalhe importante é que as cordoalhas são galvanizadas e estão dentro da bainha imersa em cera, mas na placa de ancoragem, logo após ser feita a protensão, as cordoalhas são cortadas, deixando, assim, a ancoragem menos protegida.

O processo de protensão que geralmente se utiliza é chamado de issoalongamento. Esse tipo de protensão consiste em dar a cada nova cordoalha protendida o mesmo alongamento de todas as demais cordoalhas já protendidas no mesmo estai. O alongamento de uma dada cordoalha muda conforme se protendem outras cordoalhas

do mesmo estai, pois, ao aumentar a força no estai gradativamente, protende-se cordoalha por cordoalha. (ALMEIDA, et. all)

Para a execução do issoalongamento, mede-se a distância entre os dois pontos de ancoragem do estai (no mastro e no tabuleiro) numa temperatura de referência e marca-se todas as cordoalhas do estai com essa medida. Na montagem do estai, alinha-se a marca superior na ancoragem do mastro e a marca inferior na ancoragem do tabuleiro. Depois disso, inicia-se a protensão da primeira cordoalha até a outra marca se alinhar com a ancoragem do tabuleiro. O esforço de protensão da primeira cordoalha é dado por:

$$F_i = \frac{F + \delta F_{iso}}{1 + \frac{\delta F_{iso}}{F}} \quad (3.6)$$

Onde:

F_i : força na primeira cordoalha;

F : força total no estai após a protensão;

$$\delta F_{iso} = E \times A \times \frac{\Delta L}{L};$$

E : modulo de elasticidade

A : área transversal do estai

ΔL : variação de comprimento

L : comprimento do estai

n : número de cordoalhas no estai.

Recomenda-se colocar uma célula de carga na primeira cordoalha de todos os estais para realizar operações de monitoração. Para a protensão das demais cordoalhas, deve-se protender até que a marca inferior fique alinhada com a marca inferior da primeira cordoalha protendida, de modo que tenham o mesmo alongamento. Assim por diante são protendidas as demais cordoalhas.

No estágio final, ajusta-se os esforços mediante um macaco; onde se protende o estai inteiro com ajuste da porca para não interferir nas cunhas.

3.2.4. Pilares secundários

Os pilares secundários possuem duas seções: uma seção única na parte superior e uma seção dupla na parte inferior. Estes estão engastados no tabuleiro. A variação das barras está apresentada na *Tabela 3.5*.

Tabela 3.5: Seções detalhadas

	Corte	Seções
	F-F	
	B-B	
	A-A	

3.2.5. Descrição das fases construtivas

O método construtivo é de vital importância, não só pelo arranjo estrutural, mas também porque nessa etapa se avaliam os esforços estruturais. Consequentemente, cada fase deve ser respeitada e analisada para a obtenção de um bom resultado.

O comportamento desse tipo de ponte pode ser facilmente entendido quando se considera o processo construtivo. Quando se trata de balanços sucessivos, pode-se assumir que cada estai colocado suporta, aproximadamente, o peso de cada trecho, correspondendo, geralmente, à distância que há entre dois estais. Esse elemento é protendido e deve suportar o peso da próxima aduela.

Nesse caso, o método construtivo adotado foi o de consolos sucessivos e está detalhado a seguir. É importante destacar que em cada fase estão estabelecidas determinadas durações aproximadas para cada tarefa, estas dependem do tipo de solução a ser adotada. Os dados dos tempos foram obtidos a partir do projeto da Ponte Construtor João Alves.

Figura 3.16: Terceira fase construtiva

4. Montagem das aduelas de disparo e protensão do mastro

A quarta fase construtiva é a montagem das aduelas em balanço dos pilares e a protensão transversal no topo do mastro. Essa protensão deve ser feita antes de começar a construir as aduelas, já que o mastro deve estar comprimido para suportar as altas trações provenientes da protensão dos estais (*Figura 3.17*).

Figura 3.17: Quarta fase construtiva

5. Montagem das aduelas e dos estais números 1 a 10

A quinta etapa consiste na montagem das aduelas e seus correspondentes estais, desde o número 1 até o 10. As fases de montagem de uma aduela típica são: avanço da treliça, colocação das armaduras e dos tubos de antivandalismo, colocação das vigas transversais de aço, concretagem das vigas, protensão das vigas, concretagem da laje, protensão da laje e, finalmente, protensão dos estais. (*Figura 3.18*)

Figura 3.18: Quinta fase construtiva

6. Vão lateral.

A sexta fase é a fase de construção do tabuleiro do vão lateral. Primeiro, monta-se um apoio provisório centrado, logo após se protende o vão lateral e, por último, desmonta-se a treliça de cimbramento. (Figura 3.19)

Figura 3.19: Sexta fase construtiva

7. Fechamento

A sétima fase corresponde ao fechamento do vão lateral. Para essa etapa é preciso fazer a ligação entre pilares e vigas. Posteriormente, se levanta o tabuleiro estaiado 3,4cm sobre o nível anterior; essa fase é chamada “macaqueamento” já que para realizar essa operação precisa-se de um macaco hidráulico. Depois, é feito o fechamento e, por último, se protendem os pilares externos (pilar 15 e 18). (Figura 3.20)

Figura 3.20: Sétima fase construtiva

8. Montagem das aduelas e dos estais números 11 ao 14 e do 11' ao 14'

A oitava etapa consiste na montagem em balanço de quatro aduelas e quatro estais no tramo central e no tramo lateral, correspondentes aos estais 11 ao 14 e 11' ao 14'.

(Figura 3.21)

Figura 3.21: Oitava fase construtiva

9. Fechamento

A nona etapa consiste no fechamento do vão central. Para realizar essa tarefa, se constrói uma laje onde anteriormente encontrava-se o macaco hidráulico. (Figura 3.22)

Figura 3.22: Nona fase construtiva

10. Protensão final

A décima fase consiste na protensão longitudinal que dá continuidade ao tabuleiro

11. Acabamento

Finalmente, a décima-primeira fase é o acabamento. Este consiste na colocação da carga permanente: pavimentação, guarda-rodas, guarda-corpo e iluminação.

4. MODELAGEM DOS EXEMPLOS

4.1. Tipos de modelos

O modelo de uma estrutura consiste na sua idealização através da escolha de um conjunto de elementos apropriados que permita que o comportamento da estrutura real seja bem representado e o cálculo razoavelmente preciso (WALTHER, 1999).

Dependendo da complexidade da estrutura e do grau de confiança desejados, o modelo pode ser um conjunto de barras ou uma combinação de barras e elementos de placas.

Nas figuras, são apresentados exemplos de duas pontes. A primeira ponte, chamada *Düsseldorf – Flehe*, atravessa o Rio Rhin e está localizada na Alemanha (*Figura 4.1*). Como essa estrutura tem a particularidade de ter um mastro em forma de Y invertido, o modelo tem que representar essa característica, levando em conta também o comportamento do tabuleiro. Portanto, o sistema escolhido para essa ponte é um sistema de pórtico espacial, composto inteiramente de barras, onde o tabuleiro é representado por uma série de barras transversais.

Figura 4.1: A) Ponte Düsseldorf – Flehe sobre o Rio Rhin na Alemanha (<http://en.structurae.de>), B) Modelo da Ponte (WALTHER, 1999)

No caso da ponte *Diepoldsau*, localizada na Suíça que atravessa o Rio Alpenrhein (*Figura 4.2*), o sistema utilizado incorpora um modelo de elementos finitos para a

laje, que consiste em uma seção de concreto de aproximadamente 50cm de espessura e 14,5m de largura. Dessa forma, foi possível calcular o momento transversal no mastro, as forças nos estais e o momento transversal e longitudinal do tabuleiro.

Figura 4.2:*A) Ponte Diepoldsau sobre o Rio Alpenrhein na Suíça (<http://en.structurae.de>), B) Modelo da Ponte (WALTHER, 1999)*

Outro aspecto importante da concepção do modelo é definir quais elementos da ponte devem ser considerados. Por exemplo, no caso da fundação, se o objetivo é chegar a um modelo mais representativo da realidade, pode-se modelar o bloco e as estacas. Entretanto, para um primeiro modelo, a fundação pode ser representada por um engastamento, simplificando este elemento e dando importância a outras partes do modelo.

Uma ferramenta muito importante é a utilização dos modelos parciais. O desenvolvimento do processo construtivo é um exemplo desses modelos. Antigamente, empregavam-se sistemas planos para obter resultados simplificados, já que devem ser analisadas várias partes da estrutura. Recentemente, os programas de cálculo estrutural permitem incorporar interfaces que permitem fazer essa análise com modelos mais complexos. Porém, modelos muito complexos devem ser evitados

para diminuir erros. Se for estritamente necessário usá-los, esses modelos devem ser comparados com modelos mais simples.

Os modelos escolhidos para as pontes desta pesquisa são inteiramente de barras. Essa decisão foi tomada, pois um modelo desse tipo simplifica a geometria da estrutura, além de ajudar a modelagem na etapa do processo construtivo. Para cada elemento da ponte, foram adotadas determinadas características geométricas dos materiais que são apresentadas na descrição de cada modelo.

O programa escolhido para o modelo da ponte é o SAP 2000 V10.0.8 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC).

Para um melhor entendimento do comportamento estrutural, foram realizados dois modelos. O primeiro tenta representar, de forma mais fielmente possível, as características geométricas do modelo, levando em conta todas as propriedades estruturais (mudanças e variação de seções, variações de materiais). O segundo consiste em um modelo plano. Este não só facilita a geometria do problema, mas também apresenta uma simplificação na escolha das seções transversais.

4.2. Modelo do primeiro exemplo

O objetivo desse modelo é a aplicação dos métodos apresentados nesta pesquisa para a obtenção da distribuição de esforços nos estais, por tal razão foi escolhido um modelo plano simples representado por barras (*Figura 4.3*). Os elementos representados são:

- Tabuleiro;
- Mastros;
- Estais.

Figura 4.3: Modelo plano do primeiro exemplo

As condições de contorno da ponte são: dois apoios deslizantes nas extremidades do tabuleiro e um engastamento para cada mastro. As propriedades geométricas desse exemplo estão descritas no item 3.1.1 da presente pesquisa.

Os estais foram modelados como barras de treliça com rigidez axial modificada.

Uma propriedade principal é o módulo de elasticidade equivalente ou Módulo de Dischinger. Quando os cabos são modelados com elementos lineares, o seu módulo de elasticidade deve ser modificado. Isso é feito para respeitar a perda de rigidez do cabo submetido a seu peso-próprio. A rigidez dos estais depende não só do módulo de deformação e da área de aço, mas também do comprimento projetado na direção horizontal e da tensão aplicada. A obtenção desse módulo de elasticidade está detalhada em: TORNARI, P., 2003, VARGAS, L.A.V., 2007.

De acordo com a formulação proposta por Dischinger, tem-se:

$$E^* = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}} \quad (4.1)$$

Onde:

E^* : módulo de elasticidade de Dischinger;

E : módulo de elasticidade do aço do estai;

γ : peso específico do aço do estai;

L : projeção horizontal do comprimento do estai;

σ : tensão média no estai,

A nova rigidez do estai é calculada levando em conta os seguintes valores:

E : módulo de elasticidade do aço = 195000 Mpa;

γ : peso específico do aço do estai = 78,5 kN/m³;

σ : tensão média no estai = 25% de 1850 MPa

Considerando a numeração dos estais estabelecida na *Figura 3.3*, os resultados obtidos se apresentam na *Tabela 4.1*

Tabela 4.1: Determinação do módulo de elasticidade corrigido (Módulo de Dischinger)

Estai	L (m)	γ^* (kN/m ³)	E (kN/m ²)	σ (kN/m ²)	E* (kN/m ²)
E1	80,000	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,937 \times 10^8$
E2	68,470	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,941 \times 10^8$
E3	57,140	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,943 \times 10^8$
E4	45,640	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,946 \times 10^8$
E5	34,230	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,948 \times 10^8$
E6	22,820	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,949 \times 10^8$
E7	11,430	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9497 \times 10^8$
E8	12,44	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9497 \times 10^8$
E9	24,88	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9488 \times 10^8$
E10	37,31	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,947 \times 10^8$
E11	49,75	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,945 \times 10^8$
E12	62,19	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,942 \times 10^8$
E13	74,63	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,939 \times 10^8$
E14	87,06	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,935 \times 10^8$

4.3. Modelo para a Ponte Construtor João Alves

O primeiro modelo da ponte é um modelo plano (*Figura 4.4*). O tabuleiro e a torre são de concreto, com módulo de elasticidade igual a 30000 MPa. Os estais estão formados por cabos com cordoalhas de aço CP190RB, de 15,7mm de diâmetro. O módulo de elasticidade do aço foi considerado como 195000 MPa, sendo corrigido pela perda de rigidez devido à curvatura do estai, conforme a formulação proposta por Dischinger.

Figura 4.4: Segundo modelo da Ponte Construtor João Alves- modelo plano

4.3.1. *Tabuleiro*

A modo de simplificação, a laje e as longarinas apresentam uma seção constante (aquela que predomina no tabuleiro). Além disso, por ser um modelo plano, o tabuleiro (laje, longarinas e transversinas) estão representados por uma única barra, cuja seção se apresenta na *Figura 4.5*.

Figura 4.5: Seção do tabuleiro (medidas em centímetros)

4.3.2. *Mastros*

Os mastros também possuem uma geometria simplificada apresentada na *Tabela 4.2*. Estes estão engastados no tabuleiro, assim como também os pilares secundários.

Tabela 4.2: Seções do mastro

	Corte	Seções
B-B
	A-A

4.3.3. Estais

A ponte possui 28 estais por mastro, constituindo um total de 112 estais.

O arranjo dos estais é de semi-harpa e estão divididos em 8 grupos de 14 cabos. Cada grupo tem um diâmetro variável dependendo da localização do estai, os estais com maior dimensão são os mais afastados da base do mastro, e os de menor dimensão são os que estão mais perto da base do mastro. Essa conclusão é intuitiva, já que os cabos mais afastados são aqueles que recebem uma força maior que aqueles perto do mastro.

Os estais foram modelados como barras de treliça, considerando módulo de elasticidade equivalente ou Módulo de Dischinger. Foi realizado o mesmo procedimento descrito no item 3.1.1.3, obtendo-se o resultado apresentado na *Tabela 4.3*.

Tabela 4.3: Determinação do módulo de elasticidade corrigido (Módulo de Dischinger)

Estai	L_H (m)	γ^* (kN/m³)	E (kN/m²)	σ (kN/m²)	E* (kNm²)
1	12,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9497 \times 10^8$
2	18,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9493 \times 10^8$
3	25,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9488 \times 10^8$
4	31,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9480 \times 10^8$
5	38,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9471 \times 10^8$
6	44,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9461 \times 10^8$
7	51,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,945 \times 10^8$
8	57,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9435 \times 10^8$
9	64,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9419 \times 10^8$
10	70,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9402 \times 10^8$
11	77,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9381 \times 10^8$
12	83,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9363 \times 10^8$
13	90,0	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9341 \times 10^8$
14	96,5	78,5	$1,95 \times 10^8$	462500	$1,9318 \times 10^8$

Onde:

E^* : módulo de elasticidade de Dischinger;

E : modulo de elasticidade do aço dos estais.

γ : peso específico do aço dos estais;

L_H : projeção horizontal do comprimento dos estais;

σ : tensão media nos estais.

Por se tratar de um modelo plano, os estais possuem o dobro da área transversal que está estabelecida no projeto. Conforme a numeração adotada na *Figura 3.11*, as propriedades dos estais se apresentam na *Tabela 4.4*.

Tabela 4.4: Seções dos estais

Estai	L (m)	A (m²)
E1	35,15	0,0057
E2	38,86	0,0057
E3	43,26	0,0063
E4	48,18	0,0069
E5	53,46	0,0072
E6	59,01	0,0078
E7	64,77	0,0084
E8	70,67	0,0087
E9	76,70	0,0093
E10	82,81	0,0096
E11	89,00	0,0102
E12	95,26	0,0108
E13	101,56	0,0114
E14	107,89	0,0117

Onde:

L : comprimento dos estais;

A : área dos estais;

θ : diâmetro dos estais.

5. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE INSTALAÇÃO DOS ESTAIS

As pontes estaiadas são uma forma moderna de ponte que não só apresenta atrativo estético, mas também podem apresentar vantagens econômicas. Estas têm sido amplamente empregadas na construção de longos vãos nas ultimas décadas. No entanto, é uma estrutura altamente hiperestática; por esta razão, vários esquemas de forças de implantação podem ser possíveis (D.W.CHEN, et. all., 2000) .

Na construção de pontes estaiadas, a protensão é aplicada aos estais à medida que as aduelas são içadas e é feito o controle de flechas, ou seja, os cabos são protendidos e se necessário reprotendidos para garantia da flecha nula no final da execução da obra. (TORNERI, 2002).

Ao longo dos anos foram estabelecidos vários métodos para definir estas forças. A escolha destes métodos está fortemente ligada à etapa de projeto e a preferência do projetista.

Basicamente podem-se citar cinco métodos:

- Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)
- Método de anulação dos deslocamentos (MAD)
- Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)
- Método de anulação dos deslocamentos ao longo do processo construtivo (MAD evolutivo)

Para todos estes métodos são estabelecidos dois objetivos claros: a anulação dos deslocamentos no tabuleiro e a obtenção de uma distribuição de esforços razoável.

5.1. Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)

Este método estabelece que cada estai suporta aproximadamente o peso do trecho entre dois tirantes (aduela). Por tanto, se for considerado o peso-próprio de cada aduela, pode-se obter a força inicial e a área dos estais. É um método simples usado pelos projetistas como primeira aproximação do problema.

No caso das pontes simétricas, as forças nos estais são distribuídas simetricamente. No entanto, no caso de pontes assimétricas, estas forças podem acarretar momentos altos nos mastros.

Primeiro é implementado o modelo com articulações em todos os estais, para isto os modelos planos dos exemplos são reutilizados adicionando-se as respectivas articulações na união entre os estais e o tabuleiro.

Figura 5.1: Exemplo de modelo para o MTA

Desta forma são obtidas as forças nos estais devidas ao peso próprio. A força será obtida a traves de uma queda de temperatura, levando em conta as propriedades de cada estai são determinadas as variações de temperaturas necessárias para protendê-los e assim suportar os seus respectivos carregamentos. Por tanto, estas temperaturas que serão o objetivo do estudo são temperaturas fictícias que simulam a protensão dos estais.

Para o cálculo da temperatura fictícia são consideradas as seguintes variáveis:

- F : força no estai devido ao carregamento de peso-próprio
- E^* : módulo de elasticidade de Dischinger
- A : área da seção transversal do estai
- l : comprimento do estai
- Δl : variação de comprimento do estai
- ΔT : variação de temperatura fictícia
- α : coeficiente de expansão térmica, adotado como $1,17 \times 10^{-5}$

A variação de comprimento de uma barra devido à variação de temperatura é:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T \quad (5.1)$$

Portanto,

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T \quad (5.2)$$

A variação de comprimento de uma barra devido a um esforço axial F é:

$$\Delta l = \frac{F \cdot l}{E \cdot A} \quad (5.3)$$

Por conseguinte,

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{F}{E \cdot A} \quad (5.4)$$

Então, igualando as equações (5.2) e (5.4):

$$\alpha \cdot \Delta T = \frac{F}{E \cdot A} \quad (5.5)$$

Logo, a variação de temperatura de um estai referente a uma força F é:

$$\Delta T = \frac{F}{\alpha \cdot E \cdot A} \quad (5.6)$$

5.2. Método de anulação dos deslocamentos (MAD)

A primeira publicação que trata deste método foi no 1993, WANG et al.; onde determinam-se os esforços dos estais para atingir a geometria desejada da ponte depois da construção. Este método está baseado no conceito de que o tabuleiro se comporta como uma viga continua. Entretanto, BEHIN e CHEN et. al. (2000) estabeleciam que a geometria final da ponte deveria ser independente das tensões dos estais e devia ser definido levando em conta a contra-flecha do tabuleiro.

Neste método o objetivo é anular os deslocamentos verticais (δ) quando o tabuleiro está submetido à carga permanente (peso-próprio). Esta é uma tarefa difícil já que a estrutura é hiperestática e, deste modo, se um estai for protendido, os esforços dos estais vizinhos se vem modificados.

A metodologia esta baseada em determinar o conjunto de forças [F] nos estais tal que a flecha de peso próprio, na união dos estais com o tabuleiro, seja nula (ALMEIDA, et all., 2003). Então a equação de equilíbrio (ALMEIDA et. all) é:

$$[Fg] = [F] + [K]x[\delta] \quad (5.7)$$

Onde:

[F_g]: vetor das forças nos estais devido ao carregamento de peso próprio (unidade:kN)

[F]: vetor das forças nos estais devido a sua protensão (unidade: kN)

[K]: matriz de rigidez condensada porque considera apenas os graus de liberdade correspondentes aos deslocamentos verticais nos encontros tabuleiro/estai (unidade: kN/m)

[δ]: deslocamentos verticais da estrutura nos pontos de união entre os estais e o tabuleiro (unidade:m)

O vetor das forças dos estais [F] (estado inicial de esforços de protensão), pode ser calculado de forma tal que [δ] de (F + F_g) seja nulo. Como neste método as protensões são simuladas por temperatura, é mais pratico escrever a seguinte equação de compatibilidade:

$$[\delta] = [D]x[F_g] + [D]x[F_0] = [D]x[F_g] + [D_T]x[T] \quad (5.8)$$

Onde:

[D]: matriz de flexibilidade condensada porque considera apenas como incógnitas as forças nos estais (unidade: m/kN), é a inversa da matriz [K]

[D_T]: matriz de flexibilidade condensada em termos de temperatura (unidade: m/°C)

[T]: vetor de temperatura nos estais (unidade °C)

O objetivo é calcular [T] tal que [δ] seja nulo, isto equivale a escrever:

$$[D_T]x[T] = -[\delta_g] \quad (5.9)$$

O método consiste em aplicar a cada estai um carregamento de temperatura unitária (T_i). Para cada um, tabelam-se os resultados de deslocamentos verticais (δ) de todos os nós que correspondem à interseção dos estais com o tabuleiro. É importante destacar que no caso dos estais de estabilidade o deslocamento utilizado para a matriz [D_T] é aquele que está na união do estai com o mastro. Isto é devido a que o

deslocamento correspondente à interseção entre o estai e o tabuleiro pode ser zero (apoio no estai) ou muito próximo de zero.

Depois de tabelados os resultados, monta-se a matriz contendo os deslocamentos do tabuleiro em função da temperatura aplicada. Nesta matriz chamada $[D_T]$, cada coluna representa os deslocamentos de todos os nós do tabuleiro para o carregamento T_i . Então, a primeira coluna representa os deslocamentos de todos os nós para o carregamento T_1 . O formato da matriz é o seguinte:

	T_1	T_2	T_3		T_n
Nó 1	Deslocamentos no estai 1 para T_1	Deslocamento do nó 1 para T_i $\delta_{1i}(T_i)$			
Nó 2		Deslocamento do nó 2 para T_i $\delta_{2i}(T_i)$			
Nó 3		Deslocamento do nó 3 para T_i $\delta_{3i}(T_i)$			
.					
Nó n		Deslocamento do nó n para T_i $\delta_{ni}(T_i)$			

Cada elemento da matriz representa um deslocamento vertical correspondente a um estai devido a um carregamento de temperatura. Portanto, δ_{ij} é o deslocamento do nó i devido ao carregamento de temperatura no estai j .

$$[D_T] = \begin{pmatrix} \delta_{11} & \dots & \delta_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \dots & \delta_{nn} \end{pmatrix} \quad (5.10)$$

Os deslocamentos obtidos quando cada um dos estais é carregado, são pequenos e conduzem a um sistema de equações relativamente mal condicionado. O numero de cifras significativas é muito importante na hora da resolução deste problema. Segundo pesquisas realizadas pelo ISHITANI, H., acredita-se que utilizando versões mais atualizadas do SAP, pode-se conseguir um numero maior de cifras significativas e assim soluções exatas poderiam ser obtidas.

No caso desta pesquisa a quantidade de cifras significativas foi de 12. Para esta quantidade de valores, se tentarmos resolver a equação (5.9) diretamente, invertendo a matriz $[D_T]$, o resultado é ruim. Por conseguinte, para a resolução deste problema, se consideram os seguintes procedimentos:

1. O método para determinar o vetor de temperaturas $[T]$ é o dos Mínimos Quadrados (MMQ). Esta é uma técnica de otimização matemática que procura encontrar o melhor ajuste para um conjunto de dados tentando minimizar a soma dos quadrados das diferenças entre a curva ajustada e os dados (tais diferenças são chamadas resíduos). Para realizar as iterações do problema, estabeleceu-se que o resíduo seja menor que 1×10^{-5} .
2. A partir do primeiro método (avaliação isostática das forças nos estais), são obtidos os valores da primeira iteração para a resolução.

Os resultados obtidos no SAP foram analisados no programa EXCEL. Para a obtenção dos esforços finais foi utilizado o recurso chamado *Solver* para a obtenção do resultado.

Apresenta-se a seguir um fluxograma (*Figura 5.2*) onde se explicam todos os passos a serem cumpridos para a utilização deste método.

Figura 5.2: Fluxograma do Método de anulação dos deslocamentos

5.3. Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)

Em 1972 LAZAR et. al. desenvolveram, pela primeira vez, um método para alterar a distribuição de momento no tabuleiro mediante um ajuste nas tensões aplicadas nos estais. O mesmo procedimento foi utilizado por TROITSKY, 1988 e GIMNSING, 1997; enquanto um método mais simples para obter a tensões dos estais foi desenvolvido pelo AGRAWAL, 1997.

O método de anulação das reações em apoios fictícios foi proposto pelo CHEN et. al. (2000); este se baseia na idéia de obter uma boa distribuição de momentos zerando os deslocamentos do tabuleiro.

Pode-se assumir que uma ponte estaiada, quando submetidas a carregamento de peso-próprio, se comporta como uma viga contínua apoiada nos estais. Portanto, com o carregamento anterior, cada estai (representado por um apoio), terá uma reação associada. O método de anulação das reações em apoios fictícios está baseado na mesma idéia do método de anulação dos deslocamentos.

A idéia então, é estabelecer o modelo da ponte estaiada submetido ao seu peso-próprio com apoios fictícios em todos os pontos de ligação dos estais com o tabuleiro. Novamente é aplicado a cada estai um carregamento de temperatura unitária $[T_i]$. Para cada um destes, se tabelam os resultados das reações em apoios fictícios $[R_g]$. Depois de tabelados os resultados, monta-se a matriz de rigidez condensada em função da temperatura. Esta matriz é designada por $[K]$ onde cada coluna representa as reações de todos os apoios fictícios. Chama-se matriz de rigidez condensada, já que representa parte da matriz de rigidez da estrutura correspondente aos graus de liberdade dos encontros estai/tabuleiro e no caso dos estais de estabilidade Estai/mastro (como no MAD).

A reação nos apoios fictícios $[R]$ resultante dos efeitos de temperatura $[T_0]$ é dado por:

$$[K_R].[T] = [R] \quad (5.11)$$

Designando o vetor das reações devido ao peso-próprio da estrutura por $[R_{g1}]$; o vetor $[R]$ deverá ser igual a $-[R_g]$.

Assim como no MAD, neste método são consideradas as mesmas restrições e são analisadas as mesmas hipóteses.

Apresenta-se a seguir um fluxograma onde são explicados todos os passos a serem cumpridos para a utilização deste método (*Figura 5.3*).

Figura 5.3: Fluxograma do Método de anulação das reações em apoios fictícios

5.4. Método de anulação dos deslocamentos ao longo do processo construtivo

As soluções anteriores estão baseadas na configuração final da estrutura e não levam em conta o processo construtivo. Isto é bastante problemático já que o processo construtivo ou faseamento influencia consideravelmente na distribuição interna de esforços na estrutura completa (JANJIC et. al. 2003). O presente método anula os deslocamentos na última aduela em cada fase da construção (*Figura 5.4*).

O método dos consolos sucessivos consiste na montagem de módulos nas laterais dos mastros; estes módulos estão formados pelo tabuleiro com seus respectivos estais. Geralmente, estas estruturas parciais que estão sendo montadas são mais flexíveis

que a estrutura final e estão submetidas a carregamentos de construção que são diferentes dos esforços da ponte na fase final. Surge a dificuldade de projetar um processo construtivo que assegure que não existam tensões muito altas em nenhuma das estruturas parciais da sequência. A fim de prevenir estas tensões podem-se utilizar apoios temporários, contra-pesos ou ajustes transitórios nos estais para garantir que as tolerâncias não acumulem a tal ponto que a ponte não atinja sua configuração final.

Figura 5.4: Diagrama de esforços no estai i na fase construtiva

Para cada fase construtiva (i) é obtido o deslocamento na última aduela devido ao peso-próprio $\delta_i(g_i)$. A seguir, calcula-se a protensão, P_i que deve ser aplicada para anular esse deslocamento, assim $\delta_i(g_i) + \delta_i(R_i) = 0$. Dessa forma, são determinadas as forças de protensão dos estais para cada fase construtiva da ponte.

O programa utilizado, SAP, apresenta o aplicativo chamado *Non-linear stage construction* que permite ao usuário estabelecer o processo construtivo e calcular os resultados de cada fase, facilitando a implementação deste processo.

Para este método é necessário levar em conta as sobrecargas de construção, assim como também, as possíveis assimetrias da ponte. Quando o vão lateral tem um comprimento maior ou menor que metade do vão central, apresenta-se uma assimetria. Para estes casos, existem vários tipos de solução para realizar o processo construtivo; uma delas é o uso de contrapeso na extremidade de menor vão (Figura 5.5).

Figura 5.5: Solução de contrapeso para processo construtivo

Para a construção de cada aduela, utiliza-se um contrapeso que representa a diferença de pesos entre os dois vãos a serem construídos. No final da construção os contrapesos são retirados e os estais de estabilidade são protendidos.

Outra solução é a utilização de cabos de protensão (*Figura 5.6*) que ancoram a aduela de arranque do vão de menor comprimento, desta forma, estes cabos podem ser protendidos à medida que o vão central está sendo construído para evitar desequilíbrios.

Figura 5.6: Solução de cabos de protensão para processo construtivo

A solução a ser adotada depende de cada caso; para o primeiro exemplo foi adotada a utilização de contrapeso de um lado da estrutura devido à facilidade de implementação no modelo estrutural escolhido.

6. RESULTADOS DOS MÉTODOS

6.1. Primeiro exemplo

Para este exemplo foram implementados todos os métodos apresentados no capítulo anterior. A seguir, são apresentados os resultados e as comparações realizadas.

6.1.1. Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)

A partir do peso-próprio da ponte, foram obtidas as forças correspondentes a cada estai. Com esses resultados, aplicou-se o método em questão e se alcançaram as temperaturas. Para o primeiro exemplo, os resultados (*Tabela 6.1*) apresentam os esforços de cada estai assim como também as temperaturas equivalentes.

Tabela 6.1: Avaliação isostática do primeiro exemplo(MTA)

Estai	$\Delta T (^{\circ}C)$	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-351,39	12769,9	0
E2	-350,77	6519,8	0,014
E3	-350,27	5730,2	0,024
E4	-349,85	4888,8	0,027
E5	-349,53	4195,2	0,025
E6	-349,30	3820,8	0,017
E7	-349,16	3845,2	0,007
E8	-349,17	4840,7	0,028
E9	-349,33	4664,3	0,087
E10	-349,60	4837,9	0,158
E11	-349,99	5254,8	0,233
E12	-350,48	6043,2	0,303
E13	-351,08	6965,8	0,360
E14	-351,79	8342,2	0,394
E15	-351,79	8345,5	0,394
E16	-351,08	6967,7	0,361
E17	-350,48	6044,1	0,303
E18	-349,99	5255,1	0,233
E19	-349,60	4837,9	0,158
E20	-349,33	4664,4	0,087
E21	-349,17	4841	0,028
E22	-349,16	3846,1	0,007
E23	-349,30	3829,1	0,016
E24	-349,53	4202,3	0,024
E25	-349,85	4890,5	0,027
E26	-350,27	5733,6	0,024
E27	-350,77	6522,8	0,014
E28	-351,39	12763,7	0

Na *Figura 6.1*, apresenta-se o gráfico de forças nos estais. Pode-se observar que quanto mais afastados os cabos do mastro, maior a força de tração; isto é coerente já que estes possuem um carregamento maior a aqueles próximos ao mastro. O maior esforço ocorre nos estais de estabilidade, já que estes são os que suportam a torre. É importante destacar que desta primeira aproximação resulta uma contraflecha no centro do tabuleiro de 39cm *Figura 6.3*.

Figura 6.1: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo(MTA)

A)

B)

Figura 6.2: A) Deformada da ponte devida ao peso-próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA

Figura 6.3: Deformada da ponte do primeiro exemplo (MTA)

O diagrama de momentos no tabuleiro e no mastro para as temperaturas impostas nos estais, apresenta uma diagramação contrária ao momento resultante do peso-próprio *Figura 6.4 e Figura 6.5*.

Figura 6.4: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão nos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA (unidades: kN, m)

Figura 6.5: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão nos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA (unidades: kN, m)

6.1.2. Método de anulação dos deslocamentos (MAD)

No primeiro exemplo, criaram-se 28 carregamentos, correspondendo a aplicação de queda de temperatura de 100°C em cada estai, individualmente. A partir destes foram obtidos os deslocamentos do tabuleiro e foi criada a matriz $[D_T]$. Além disso, foram determinados os deslocamentos correspondentes ao peso-próprio da estrutura $[\delta_p]$. Com estes resultados foi aplicado o método dos Mínimos Quadrados, levando em conta que a primeira iteração deste método é o vetor de temperaturas $[T]$, resultado do MAT (item 6.1.1). Devido a dificuldades de convergência do método foram estabelecidos seis intervalos limitando as temperaturas: $[T \pm 10\%]$ até $[\Delta T \pm 50\%]$. Estes intervalos representam temperaturas que variem entre 10% e 50% em torno do vetor $[T]$. O melhor resultado é atingido com intervalo de $[T \pm 40\%]$.

Tabela 6.2: Distribuição de temperaturas dos estais do primeiro exemplo (MAD) (unidades:°C)

ESTAIS	DES(10%)	DES(20%)	DES(30%)	DES(40%)	DES(50%)	DES(livre)
E1	-316,25	-281,11	-245,97	-238,72	-238,50	-245,28
E2	-315,69	-280,62	-245,54	-269,95	-271,41	-275,26
E3	-315,24	-280,21	-245,19	-235,96	-237,38	-241,22
E4	-314,86	-279,88	-244,89	-247,88	-249,70	-253,54
E5	-314,57	-279,62	-244,67	-240,08	-241,79	-245,51
E6	-314,37	-279,44	-244,51	-238,18	-238,64	-242,59
E7	-314,24	-279,33	-244,41	-222,81	-234,76	-230,94
E8	-384,08	-419,00	-453,92	-305,59	-295,15	-298,02
E9	-314,40	-279,46	-244,53	-233,25	-233,15	-228,85
E10	-314,64	-279,68	-244,72	-241,99	-240,04	-236,46
E11	-314,99	-279,99	-244,99	-240,54	-239,13	-235,06
E12	-315,43	-280,38	-245,34	-236,87	-235,75	-231,97
E13	-315,97	-280,86	-245,76	-239,68	-238,29	-234,34
E14	-316,61	-281,43	-246,25	-228,80	-228,17	-224,40
E15	-316,61	-281,43	-246,25	-228,80	-268,86	-224,35
E16	-315,97	-280,86	-245,76	-239,68	-280,97	-234,30
E17	-315,43	-280,38	-245,34	-236,87	-280,00	-231,90
E18	-314,99	-279,99	-244,99	-240,54	-284,76	-234,95
E19	-314,64	-279,68	-244,72	-241,99	-286,88	-236,41
E20	-314,40	-279,46	-244,53	-233,25	-271,84	-228,81
E21	-384,08	-419,00	-453,92	-305,59	-348,59	-297,80
E22	-314,24	-279,33	-244,41	-222,81	-174,58	-227,34
E23	-314,37	-279,44	-244,51	-238,18	-203,76	-245,96
E24	-314,57	-279,62	-244,67	-240,08	-199,06	-249,15
E25	-314,86	-279,88	-244,89	-247,88	-196,94	-247,90
E26	-315,24	-280,21	-245,19	-235,96	-192,50	-242,19
E27	-315,69	-280,62	-245,54	-269,95	-231,02	-279,51
E28	-316,25	-281,11	-245,97	-238,72	-179,00	-243,73

A distribuição alcançada a partir deste método está dentro das expectativas (*Figura 6.6*).

Tabela 6.3: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD) (unidades: kN)

ESTAIS	DES(10%)	DES(20%)	DES(30%)	DES(40%)	DES(50%)	DES(livre)
E1	12251,5	11732,9	11214,3	10751,6	10689,9	10833,6
E2	6332,6	6145,3	5958	6510,7	6515,9	6516,5
E3	5642,1	5553,9	5465,6	5206,4	5205,7	5205
E4	4869,2	4849,5	4829,9	4885	4888,6	4887,9
E5	4193,7	4192,2	4190,7	4134,2	4132,5	4132,4
E6	3763	3705,1	3647,2	3591,6	3570	3581,1
E7	3624,7	3404,1	3183,5	2909,5	3060,5	2976,4
E8	5376,9	5913	6449,2	4455,3	4314,1	4393,4
E9	4362,2	4060	3757,9	3910	3939,2	3923,2
E10	4755	4672	4589,1	4820,8	4814,3	4819,5
E11	5281,7	5308,5	5335,2	5483,4	5484,1	5480,9
E12	6073,9	6104,5	6135,1	6172,4	6176	6179,3
E13	6899,2	6832,6	6766	6870,3	6861,7	6858,6
E14	8075,6	7808,9	7542,2	7275,8	7286,5	7286,5
E15	8078,7	7811,7	7544,8	7278,4	7281,4	7286,3
E16	6901	6834,3	6767,5	6871,9	6865,7	6859
E17	6074,7	6105,3	6135,9	6173,1	6174,8	6179,3
E18	5281,9	5308,7	5335,4	5483,6	5480,3	5480,1
E19	4755	4672,1	4589,1	4820,8	4829,8	4820,1
E20	4362,3	4060,2	3758	3910,1	3870,8	3924
E21	5377,2	5913,3	6449,5	4455,6	4696,2	4391
E22	3625,6	3405,1	3184,5	2910,4	2593,6	2924,3
E23	3771,1	3713	3655	3599,4	3676,9	3634,3
E24	4200,6	4198,9	4197,3	4140,6	4196,9	4197,6
E25	4870,9	4851,1	4831,4	4886,5	4764,4	4768,2
E26	5645,3	5557	5468,6	5209,3	5229,7	5226,2
E27	6335,4	6147,8	5960,3	6512,9	6620,1	6622,8
E28	12245,2	11726,6	11208	10745,4	9905,2	10756,2

Figura 6.6: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD)

Figura 6.7: Deformada do tabuleiro do primeiro exemplo (MAD)

É importante destacar que o deslocamento do vão central da ponte devido ao peso-próprio é de 84cm. Após de aplicadas as temperaturas obtidas anteriormente, a ponte apresenta uma deformação máxima muito próxima de zero (Figura 6.8).

Figura 6.8: A) Deformada da ponte devida ao peso-próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD

As Figura 6.9 e Figura 6.10 apresentam os diagramas de momento na torre e o tabuleiro.

Figura 6.9: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD (unidades: kN, m)

Figura 6.10: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD (unidades: kN, m)

6.1.3. Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)

Este método é similar ao método de anulação dos deslocamentos, mas neste caso foram criados apoios fictícios em todos os estais.

A partir dos carregamentos de temperatura, foram determinadas as reações de todos os apoios, formando assim a matriz $[K_R]$. Além disso, foram determinados as reações de todos os apoios fictícios que correspondem ao peso-próprio da estrutura. Com estes resultados foi aplicado o método dos Mínimos Quadrados, levando em conta que a primeira iteração deste método é o vetor de temperaturas $[T]$ obtido no primeiro método MTA (item 6.1.1).

Tabela 6.4: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos dos nós do primeiro exemplo (MAR)

Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-237,73	10728,7	0
E2	-269,67	6514,8	-1,57E-07
E3	-235,63	5206,9	-2,09E-07
E4	-247,75	4887,6	-1,65E-07
E5	-239,76	4131	-8,47E-08
E6	-237,80	3585,9	-3,98E-08
E7	-225,71	2949,5	-5,7E-09
E8	-303,10	4417,5	-1,75E-08
E9	-233,79	3918,2	-1,81E-08
E10	-242,22	4821	5,538E-08
E11	-240,80	5482,4	9,491E-08
E12	-237,30	6174,6	1,883E-09
E13	-239,84	6864,1	-1,96E-07
E14	-229,44	7284	-3,77E-07
E15	-229,45	7284	-3,99E-07
E16	-239,84	6864,1	-2,71E-07
E17	-237,30	6174,6	-1,06E-07
E18	-240,79	5482,4	3,107E-08
E19	-242,20	4820,9	1,198E-07
E20	-233,78	3918,4	1,227E-07
E21	-303,03	4416,7	5,958E-08
E22	-221,97	2896,1	1,94E-09
E23	-241,10	3638,9	-3,19E-08
E24	-243,36	4196,8	-1,11E-07
E25	-242,06	4768,1	-1,95E-07
E26	-236,53	5227,8	-2,11E-07
E27	-273,83	6620,4	-1,39E-07
E28	-236,12	10651,1	0

Figura 6.11: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAR)

Aplicando as temperaturas obtidas anteriormente, pode se afirmar que o tabuleiro da ponte não apresenta deformação alguma, já que o resultado do deslocamento obtido no meio da ponte é de 4×10^{-7} m (Figura 6.12).

Figura 6.12: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAR

Para o MAR o diagrama de momentos para as temperaturas impostas nos estais, apresenta uma diagramação próxima ao resultado obtido no MAD Figura 6.13. Os diagramas do mastro são apresentados na figura Figura 6.14.

Figura 6.13: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAR (unidades: kN, m)

Figura 6.14: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAR (unidades: kN, m)

6.1.4. Método de anulação dos deslocamentos no processo construtivo
(MAD evolutivo)

No ultimo método foram aplicadas todas as temperaturas necessárias para anular os deslocamentos da estrutura devido ao peso próprio. Este procedimento deve ser feito passo a passo e a partir dos deslocamentos resultantes nas aduelas, são obtidas as temperaturas como foi explicado anteriormente.

Tabela 6.5: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos dos nós do primeiro exemplo (MAD evolutivo)

Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-196.18	8353,9	0.0000
E2	-217.13	5608	-0.0075
E3	-220.81	5660,2	0.0040
E4	-229.36	5390,6	0.0223
E5	-237.64	4881	0.0344
E6	-242.85	4270,3	0.0318
E7	-272.69	3934	0.0162
E8	-262.36	3516,3	-0.0215
E9	-243.83	3768	-0.0450
E10	-247.17	4486,7	-0.0540
E11	-255.32	5320,1	-0.0440
E12	-259.07	6329,8	-0.0224
E13	-268.01	7620,3	-0.0034
E14	-196.40	6847,3	0.0013
E15	-196.40	6848,2	0.0013
E16	-268.01	7620,9	-0.0034
E17	-259.07	6330,1	-0.0225
E18	-255.32	5320,2	-0.0440
E19	-247.17	4486,6	-0.0540
E20	-243.83	3767,8	-0.0450
E21	-262.36	3516,2	-0.0215
E22	-272.69	3935,5	0.0162
E23	-242.85	4277,3	0.0316
E24	-237.64	4885,2	0.0342
E25	-229.36	5389,4	0.0224
E26	-220.81	5660,1	0.0041
E27	-217.13	5607,5	-0.0075
E28	-196.18	8350,2	0.0000

Figura 6.15: Distribuição de esforços dos estais do primeiro exemplo (MAD evolutivo)

Pode-se observar na *Figura 6.15* que a distribuição de esforços é similar a obtida nos métodos anteriores. Porém, os esforços referentes aos estais localizados no meio do vão têm os seus valores acrescentados, já que quanto mais avançada esta a construção maiores são os esforços que devem ser aplicados.

Com respeito aos deslocamentos, estes se vem modificados na medida que a ponte esta sendo construída. Depois que foi aplicada uma tensão no estai, nenhum outro esforço é imposto para corrigir os possíveis desvios no deslocamento produzidos pela construção das aduelas seguintes. Na *Figura 6.16*, apresenta-se a comparação entre o deslocamento da ponte sob carregamento de peso próprio na fase final e o deslocamento depois do processo construtivo.

A)

B)

Figura 6.16: A) Deformada da ponte sob carregamento de peso próprio sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo

O mesmo ocorre com o momento, obtendo-se assim um diagrama de momento não otimizado para o tabuleiro (*Figura 6.18*). O diagrama de momento do mastro, apresenta-se na *Figura 2.7*.

Figura 6.17: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento do mastro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)

Figura 6.18: *A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento do tabuleiro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)*

6.1.5. Comparação dos métodos

6.1.5.1. Fase final

Estabelece-se primeiro uma comparação entre o MTA, o MAD e o MAR, já que esses métodos foram realizados com o modelo da estrutura na configuração final, e não se levaram em consideração as fases do processo construtivo.

Nesta primeira comparação, obtém-se que as temperaturas do MAD e o MAR são similares, por tanto, os resultados de deslocamento, esforços e momento são próximos (*Tabela 6.6*).

Tabela 6.6: Comparação das temperaturas do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo (unidades: °C)

ESTAIS	MTA	MAD(40%)	MAR	δ (MAD(40%)-MAR) (%)
E1	-351.39	-238.72	-237.73	0,41
E2	-350.77	-269.95	-269.67	0,10
E3	-350.27	-235.96	-235.63	0,14
E4	-349.85	-247.88	-247.75	0,05
E5	-349.53	-240.08	-239.76	0,13
E6	-349.30	-238.18	-237.80	0,16
E7	-349.16	-222.81	-225.71	1,28
E8	-349.17	-305.59	-303.10	0,81
E9	-349.33	-233.25	-233.79	0,23
E10	-349.60	-241.99	-242.22	0,09
E11	-349.99	-240.54	-240.80	0,11
E12	-350.48	-236.87	-237.30	0,18
E13	-351.08	-239.68	-239.84	0,07
E14	-351.79	-228.80	-229.44	0,28
E15	-351.79	-228.80	-229.45	0,28
E16	-351.08	-239.68	-239.84	0,07
E17	-350.48	-236.87	-237.30	0,18
E18	-349.99	-240.54	-240.79	0,10
E19	-349.60	-241.99	-242.20	0,09
E20	-349.33	-233.25	-233.78	0,23
E21	-349.17	-305.59	-303.03	0,84
E22	-349.16	-222.81	-221.97	0,38
E23	-349.30	-238.18	-241.10	1,21
E24	-349.53	-240.08	-243.36	1,35
E25	-349.85	-247.88	-242.06	2,35
E26	-350.27	-235.96	-236.53	0,24
E27	-350.77	-269.95	-273.83	1,42
E28	-351.39	-238.72	-236.12	1,09

No caso dos esforços, observa-se o mesmo resultado decorrente das temperaturas aplicadas nos estais (*Tabela 6.7*).

Tabela 6.7: Comparação dos esforços do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo(unidades: kN)

ESTAIS	MTA	MAD(40%)	MAR	δ (MAD(40%)-MAR) (%)
E1	12769,9	10761,1	10728,7	12770
E2	6519,8	6514,3	6514,8	6519,9
E3	5730,2	5208,3	5206,9	5730,3
E4	4888,8	4885,2	4887,6	4888,9
E5	4195,2	4133,1	4131	4195,2
E6	3820,8	3589,5	3585,9	3820,9
E7	3845,2	2907,1	2949,5	3845,2
E8	4840,7	4457,7	4417,5	4840,7
E9	4664,3	3911,8	3918,2	4664,3
E10	4837,9	4821,6	4821	4837,9
E11	5254,8	5483,4	5482,4	5254,9
E12	6043,2	6171,9	6174,6	6043,2
E13	6965,8	6869,6	6864,1	6965,8
E14	8342,2	7275,2	7284	8342,3
E15	8345,5	7293,8	7284	8345,6
E16	6967,7	6856,4	6864,1	6967,8
E17	6044,1	6179,1	6174,6	6044,1
E18	5255,1	5481	5482,4	5255,1
E19	4837,9	4817,8	4820,9	4837,9
E20	4664,4	3940	3918,4	4664,4
E21	4841	4287,3	4416,7	4841,1
E22	3846,1	3036,8	2896,1	3846,2
E23	3829,1	3622,2	3638,9	3829,1
E24	4202,3	4193,9	4196,8	4202,3
E25	4890,5	4775	4768,1	4890,6
E26	5733,6	5220,4	5227,8	5733,6
E27	6522,8	6625,6	6620,4	6522,9
E28	12763,7	11008,6	10651,1	12763,8

Na *Figura 6.19* apresentam-se um diagrama de comparação de esforços onde pode-se observar o aumento de esforço nos estais que estão mais afastados do mastro, sendo o estai de estabilidade aquele com o maior esforço.

Figura 6.19: Comparação dos esforços do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo

Para os deslocamentos do tabuleiro, os valores mais próximos de zero foram os valores obtidos com o MAR. Isto é devido a uma melhor convergência do processo iterativo porque anular as flechas ou trabalhar com as reações fictícias é teoricamente o mesmo (*Tabela 6.8*).

Tabela 6.8: Comparação das deslocamentos do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo (unidades: m)

ESTAIS	Peso-próprio sem protensão	MTA	MAD(40%)	MAR
E1	0	0	0	0
E2	-0,0392	0.0140	5.664E-07	-1.57E-07
E3	-0,0618	0.0242	3.184E-07	-2.09E-07
E4	-0,0657	0.0275	-1.45E-06	-1.65E-07
E5	-0,0546	0.0246	1.673E-06	-8.47E-08
E6	-0,0344	0.0169	-1.25E-06	-3.98E-08
E7	-0,0118	0.0066	1.609E-06	-5.7E-09
E8	-0,0725	0.0282	-6.82E-07	-1.75E-08
E9	-0,2041	0.0874	-2.43E-07	-1.81E-08
E10	-0,3563	0.1583	-3.03E-07	5.538E-08
E11	-0,5119	0.2325	4.213E-07	9.491E-08
E12	-0,6563	0.3031	-5.47E-07	1.883E-09
E13	-0,7711	0.3604	1.68E-06	-1.96E-07
E14	-0,8358	0.3937	-3.95E-06	-3.77E-07
E15	-0,8358	0.3937	3.571E-06	-3.99E-07
E16	-0,7711	0.3606	-3.57E-06	-2.71E-07
E17	-0,6563	0.3033	1.434E-06	-1.06E-07
E18	-0,5118	0.2327	-7.27E-07	3.107E-08
E19	-0,3562	0.1584	7.686E-08	1.198E-07
E20	-0,2041	0.0874	3.858E-07	1.227E-07
E21	-0,0725	0.0282	-7.69E-07	5.958E-08
E22	-0,0119	0.0065	-7.3E-07	1.94E-09
E23	-0,0347	0.0165	2.976E-06	-3.19E-08
E24	-0,0549	0.0242	-2.7E-06	-1.11E-07
E25	-0,0658	0.0272	2.651E-06	-1.95E-07
E26	-0,0620	0.0238	-3.65E-06	-2.11E-07
E27	-0,0395	0.0135	2.244E-06	-1.39E-07
E28	0	0	0	0

Figura 6.20: Comparação dos deslocamentos do MTA, MAD e MAR para o primeiro exemplo

Com respeito à distribuição de momentos os métodos dos deslocamentos (MAD) e o método das reações (MAR) apresentam as melhores distribuições dos três métodos comparados (*Figura 6.21 e Figura 6.22*).

Figura 6.21: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro para o MTA, D) Momento no mastro para o MAD, E) Momento no mastro para o MAR (unidades: kN, m)

Figura 6.22: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento do tabuleiro para o peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro para o MTA, D) Momento no tabuleiro para o MAD, E) Momento no tabuleiro para o MAR (unidades: kN, m)

6.1.5.2. Evolutivos

Considera-se importante uma comparação entre os evolutivos de todos os métodos inclusive aquele que controla as flechas na construção. Neste caso foi realizado o processo construtivo com os valores de temperatura obtidos com cada um deles. (Tabela 6.9)

Observa-se na Tabela 6.10 e a Figura 6.23 que os esforços são bastante próximos, salvo os estais de estabilidade e aqueles que estão no meio do vão.

Tabela 6.9: Comparação das temperaturas nos estais dos evolutivos dos métodos (unidades: °C)

ESTAIS	MTA	MAD (EVOLUTIVO)	MAD(40%)	MAR
E1	-351.39	-196.18	-238.72	-237.73
E2	-350.77	-217.13	-269.95	-269.67
E3	-350.27	-220.81	-235.96	-235.63
E4	-349.85	-229.36	-247.88	-247.75
E5	-349.53	-237.64	-240.08	-239.76
E6	-349.30	-242.85	-238.18	-237.80
E7	-349.16	-272.69	-222.81	-225.71
E8	-349.17	-262.36	-305.59	-303.10
E9	-349.33	-243.83	-233.25	-233.79
E10	-349.60	-247.17	-241.99	-242.22
E11	-349.99	-255.32	-240.54	-240.80
E12	-350.48	-259.07	-236.87	-237.30
E13	-351.08	-268.01	-239.68	-239.84
E14	-351.79	-196.40	-228.80	-229.44
E15	-351.79	-196.40	-228.80	-229.45
E16	-351.08	-268.01	-239.68	-239.84
E17	-350.48	-259.07	-236.87	-237.30
E18	-349.99	-255.32	-240.54	-240.79
E19	-349.60	-247.17	-241.99	-242.20
E20	-349.33	-243.83	-233.25	-233.78
E21	-349.17	-262.36	-305.59	-303.03
E22	-349.16	-272.69	-222.81	-221.97
E23	-349.30	-242.85	-238.18	-241.10
E24	-349.53	-237.64	-240.08	-243.36
E25	-349.85	-229.36	-247.88	-242.06
E26	-350.27	-220.81	-235.96	-236.53
E27	-350.77	-217.13	-269.95	-273.83
E28	-351.39	-196.18	-238.72	-236.12

Tabela 6.10: Comparação dos esforços nos estais para dos evolutivos dos métodos (unidades: kN)

ESTAIS	MTA	MAD (EVOLUTIVO)	MAD(40%)	MAR
E1	12221,3	8353,9	9409,3	9384,8
E2	5603,1	5608	5607,1	5612,5
E3	4667,7	5660,2	4706,8	4710,7
E4	4029,5	5390,6	4633,1	4638
E5	3656,8	4881	4200,7	4201,7
E6	3628,1	4270,3	3899,6	3900,6
E7	4149,3	3934	3421,6	3454,8
E8	4118,9	3516,3	3882,3	3852,3
E9	3730	3768	3698,7	3699
E10	4117,2	4486,7	4655,9	4653
E11	4736,9	5320,1	5441,6	5437,9
E12	5681,5	6329,8	6166,3	6166
E13	7047,5	7620,3	6882,2	6877,4
E14	9229,4	6847,3	7344,3	7354,1
E15	9230,3	6848,2	7345,2	7355
E16	7048,1	7620,9	6882,8	6877,9
E17	5681,7	6330,1	6166,5	6166,1
E18	4737	5320,2	5441,6	5437,3
E19	4117,1	4486,6	4655,8	4652
E20	3729,7	3767,8	3698,6	3699
E21	4118,6	3516,2	3882,2	3847,7
E22	4151,2	3935,5	3423,1	3404,7
E23	3636,5	4277,3	3906,8	3930,5
E24	3660	4885,2	4204,5	4266,2
E25	4028,6	5389,4	4632,1	4561,6
E26	4669,3	5660,1	4707,4	4692,4
E27	5602,6	5607,5	5606,7	5677,7
E28	12215,3	8350,2	9405	9340,4

Figura 6.23: Comparação dos esforços dos evolutivos dos métodos e o processo construtivo para o primeiro exemplo

Os deslocamentos não apresentam valores tão próximos a zero quando se consideram as fases construtivas. É importante destacar que os valores de temperaturas usados foram obtidos a partir da configuração final da ponte. Quando estas são aplicadas ao processo construtivo da ponte, obtém-se deslocamentos maiores que os anteriores. Na *Figura 6.24*, apresenta-se a comparação entre os deslocamentos obtidos com os evolutivos dos métodos anteriores e o MAD evolutivo.

O mesmo ocorre com o momento, obtendo-se assim um diagrama não otimizado para o tabuleiro (*Figura 6.27*). O diagrama de momento do mastro, apresenta-se na *Figura 6.26*.

Tabela 6.11: Comparação dos deslocamentos nos estais para dos evolutivos dos métodos (unidades:m)

ESTAIS	Peso-próprio sem protensão	MTA	MAD (EVOLUTIVO)	MAD(40%)	MAR
E1	0	0	0	0	0
E2	-0,0392	0,1267	-0.0075	0,0809	0,0808
E3	-0,0618	0,1729	0.0040	0,0902	0,0902
E4	-0,0657	0,1653	0.0223	0,0876	0,0878
E5	-0,0546	0,1309	0.0344	0,0668	0,0669
E6	-0,0344	0,0838	0.0318	0,0404	0,0405
E7	-0,0118	0,0277	0.0162	0,0129	0,0131
E8	-0,0725	0,0165	-0.0215	-0,0143	-0,0146
E9	-0,2041	0,0599	-0.0450	-0,0439	-0,0439
E10	-0,3563	0,1068	-0.0540	-0,0618	-0,0619
E11	-0,5119	0,1689	-0.0440	-0,0687	-0,0688
E12	-0,6563	0,2481	-0.0224	-0,0502	-0,0503
E13	-0,7711	0,3237	-0.0034	0,0014	0,0011
E14	-0,8358	0,3813	0.0013	0,0919	0,0916
E15	-0,8358	0,3812	0.0013	0,0919	0,0898
E16	-0,7711	0,3236	-0.0034	0,0014	-0,0004
E17	-0,6563	0,2480	-0.0225	-0,0503	-0,0516
E18	-0,5118	0,1688	-0.0440	-0,0687	-0,0700
E19	-0,3562	0,1068	-0.0540	-0,0618	-0,0625
E20	-0,2041	0,0599	-0.0450	-0,0439	-0,0442
E21	-0,0725	0,0165	-0.0215	-0,0143	-0,0147
E22	-0,0119	0,0277	0.0162	0,0129	0,0133
E23	-0,0347	0,0836	0.0316	0,0401	0,0415
E24	-0,0549	0,1307	0.0342	0,0666	0,0676
E25	-0,0658	0,1652	0.0224	0,0877	0,0866
E26	-0,0620	0,1727	0.0041	0,0901	0,0937
E27	-0,0395	0,1265	-0.0075	0,0808	0,0850
E28	0	0	0	0	0

A)

B)

C)

D)

E)

Figura 6.24: A) Deformada da ponte ao final do evolutivo sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA, C) Deformada da ponte com forças do MAD, D) Deformada da ponte com forças do MAR, E) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo

Figura 6.25: Diagrama dos deslocamentos dos evolutivos dos métodos e o processo construtivo para o primeiro exemplo

Figura 6.26: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais(fase final), C) Momento no mastro com forças do MTA, D) Momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR, F) Momento do mastro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)

Figura 6.27: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento do tabuleiro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR, F) Momento do tabuleiro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)

Desses exemplos se conclui que nenhum dos métodos estudados fornecem flechas próximas ou diagramas de momentos próximos de zero no evolutivo. O melhor método é o MAD evolutivo para as flechas e o MAR para os momentos.

Uma solução mais complexa que melhoraria estes resultados é um método que a cada fase construtiva realizasse o MAD. Este método poderia se chamar MAD evolutivo com correção fase a fase.

6.2. Segundo exemplo: Ponte Construtor João Alves

Da mesma forma que no primeiro exemplo, são apresentados os resultados e as comparações realizadas para os quatro métodos analisados.

6.2.1. Método do tabuleiro articulado em todos os estais (MTA)

Da mesma forma que no exemplo anterior, obtém-se os seguintes resultados (Tabela 6.12).

Tabela 6.12: Avaliação isostática das forças nos estais para a Ponte Construtor João Alves

Estai	$\Delta T (^{\circ}C)$	Força (kN)	Deslocamento (m)	Estai	$\Delta T (^{\circ}C)$	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-228.68	7006,7	-0,0241	E29	-231.76	7602,1	0,5228
E2	-225.33	6282,1	-0,0103	E30	-217.97	6138,6	0,5096
E3	-221.75	5446	-0,0007	E31	-221.23	5563,7	0,4856
E4	-224.46	5128,6	-0,0013	E32	-203.44	4166,4	0,4531
E5	-225.65	4826,2	-0,0056	E33	-240.39	5378,2	0,4151
E6	-223.22	4549,7	-0,0103	E34	-219.78	4270,7	0,3733
E7	-221.24	4198,8	-0,0148	E35	-217.73	3931	0,3299
E8	-218.68	4009	-0,0186	E36	-210.86	3608,4	0,2865
E9	-210.62	3536,9	-0,0214	E37	-216.04	3669,3	0,2439
E10	-220.99	3759,5	-0,0233	E38	-207.56	3300,9	0,2024
E11	-208.3	3481,7	-0,0247	E39	-214.81	3703,5	0,1618
E12	-215.69	3821,5	-0,0259	E40	-201.62	3462,4	0,1217
E13	-214.56	4054,4	-0,0267	E41	-211.33	4027,3	0,0826
E14	-67.807	1065,1	-0,0250	E42	-69.146	1154,6	0,0460
E15	-69.146	1154,6	0,0460	E43	-67.807	1065,1	-0,0250
E16	-211.33	4027,3	0,0826	E44	-214.56	4054,4	-0,0267
E17	-201.62	3462,4	0,1217	E45	-215.69	3821,5	-0,0259
E18	-214.81	3703,5	0,1618	E46	-208.3	3481,7	-0,0247
E19	-207.56	3300,9	0,2024	E47	-220.99	3759,5	-0,0233
E20	-216.04	3669,3	0,2439	E48	-210.62	3536,9	-0,0214
E21	-210.86	3608,4	0,2865	E49	-218.68	4009	-0,0186
E22	-217.73	3931	0,3299	E50	-221.24	4198,8	-0,0148
E23	-219.78	4270,7	0,3733	E51	-223.22	4549,7	-0,0103
E24	-240.39	5378,2	0,4151	E52	-225.65	4826,2	-0,0056
E25	-203.44	4166,4	0,4531	E53	-224.46	5128,7	-0,0013
E26	-221.23	5563,7	0,4856	E54	-221.75	5446	-0,0007
E27	-217.97	6138,6	0,5096	E55	-225.33	6282,1	-0,0103
E28	-231.76	7602,1	0,5228	E56	-228.68	7006,6	-0,0241

Observa-se que neste segundo exemplo as forças nos estais apresentam o mesmo comportamento que no exemplo anterior (Figura 6.28). Nota-se uma diferença importante nos esforços dos estais próximos ao mastro com respeito aos demais.

Neste caso a extensão do tabuleiro não acaba junto com os estais no apoio extremo. O tabuleiro se prolonga até os pilares secundários. Existe um engastamento entre o tabuleiro e o mastro, portanto, os estais E14 e E15 assim como o E42 e E43 suportam apenas parte de uma aduela. Assim, estes apresentam esforços menores que os estais vizinhos. Outro engastamento está presente na união do tabuleiro com o pilar secundário.

Figura 6.28: Distribuição de esforços dos estais do segundo exemplo (MTA)

Os deslocamentos obtidos com este método não são nulos obtendo-se assim uma contra-flecha no meio do vão (*Figura 6.29*).

A)

B)

Figura 6.29: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MTA

Como aconteceu no primeiro exemplo o diagrama de momentos é contrária ao momento resultante do peso-próprio *Figura 6.30* e *Figura 6.31*.

Figura 6.30: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA (unidades: kN, m)

Figura 6.31: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA(unidades: kN, m)

6.2.2. Método de anulação dos deslocamentos (MAD)

Para este método, criaram-se 56 carregamentos. Foram realizados todos os cálculos pertinentes ao método, tendo como resultado os valores apresentados na *Tabela 6.13*.

Tabela 6.13: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais e deslocamentos da Ponte Construtor João Alves (MAD)

Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)	Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-115,83	6342,9	-0,0297	E29	-131,14	6522,8	-0,0007
E2	-115,76	5941,2	-0,0146	E30	-112,36	5391,2	-0,0014
E3	-114,64	5355,5	-0,0024	E31	-117,33	5356,9	-0,0022
E4	-119,80	5251,9	0,0002	E32	-102,30	4383,9	-0,0030
E5	-122,40	5077,9	-0,0006	E33	-140,77	5821,8	-0,0035
E6	-115,30	4646,1	-0,0017	E34	-116,71	4646,1	-0,0042
E7	-110,51	4192,4	-0,0023	E35	-112,52	4215,9	-0,0047
E8	-102,68	3758,6	-0,0018	E36	-100,06	3612,8	-0,0043
E9	-97,41	3275,6	0,0000	E37	-106,33	3566,5	-0,0027
E10	-117,42	3596	0,0029	E38	-105,32	3202,8	-0,0003
E11	-117,46	3352,1	0,0055	E39	-123,36	3567,6	0,0021
E12	-148,15	3881,2	0,0064	E40	-132,34	3481,5	0,0031
E13	-172,64	4215,6	0,0046	E41	-167,53	4141,7	0,0018
E14	-46,48	1164,4	0,0005	E42	-46,41	1212,1	-0,0013
E15	-46,41	1212,1	-0,0013	E43	-46,48	1164,4	0,0005
E16	-167,53	4141,7	0,0018	E44	-172,64	4215,6	0,0046
E17	-132,34	3481,6	0,0031	E45	-148,15	3881,2	0,0064
E18	-123,35	3567,6	0,0021	E46	-117,45	3352	0,0055
E19	-105,32	3202,9	-0,0003	E47	-117,41	3596	0,0029
E20	-106,32	3566,5	-0,0027	E48	-97,41	3275,6	0,0000
E21	-100,05	3612,8	-0,0043	E49	-102,68	3758,5	-0,0018
E22	-112,51	4215,9	-0,0047	E50	-110,51	4192,3	-0,0023
E23	-116,70	4646	-0,0043	E51	-115,30	4646	-0,0017
E24	-140,77	5821,6	-0,0035	E52	-122,41	5077,9	-0,0006
E25	-102,30	4383,7	-0,0030	E53	-119,80	5251,8	0,0002
E26	-117,33	5356,7	-0,0022	E54	-114,65	5355,4	-0,0024
E27	-112,36	5391,1	-0,0014	E55	-115,77	5941,1	-0,0145
E28	-131,15	6522,8	-0,0007	E56	-115,86	6343,8	-0,0297

A distribuição de esforços não é harmoniosa, obtendo-se assim uma variação nas proximidades do pilar secundário e o mastro. Os resultados indicam um aumento na tensão do estai a medida que atinge o meio do vão (*Figura 6.32*).

Figura 6.32: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAD)

O deslocamento central da ponte devido ao peso-próprio é de 0,58m (Figura 6.33-A). Após de aplicadas as temperaturas, a ponte apresenta uma deformação máxima no meio do vão de 0,0006m (Figura 6.33-B).

Figura 6.33: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD

O diagrama de momentos não apresenta um formato de viga contínua esperado. No meio do vão, observa-se uma distribuição de momentos similar, mas com valores menores, a do MTA Figura 6.34. O diagrama de momentos do mastro, apresenta-se na Figura 6.35.

A)

B)

C)

Figura 6.34: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD (unidades: kN, m)

Figura 6.35: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD(unidades: kN, m)

6.2.3. Método de anulação das reações em apoios fictícios (MAR)

Assim como no MAD, foram criados 56 carregamentos. Realizaram-se todos os cálculos pertinentes ao método, tendo como resultado os valores apresentados na Tabela 6.14.

Tabela 6.14: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAR)

Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)	Estai	ΔT (°C)	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-54.31	2758,4	-8.56E-06	E29	-116.30	6173,6	5.34E-07
E2	-102.68	4852,9	-8.54E-06	E30	-108.50	5615,9	3.54E-07
E3	-175.39	7801,1	-8.51E-06	E31	-109.53	5373,1	1.02E-07
E4	-173.23	7127,6	9.11E-08	E32	-102.24	4753	-1.66E-07
E5	-155.60	5879,8	2.83E-07	E33	-120.24	5274,4	-3.88E-07
E6	-129.36	4560,1	4.34E-07	E34	-108.22	4614,6	-5.21E-07
E7	-127.59	4208,7	5.18E-07	E35	-106.91	4293,2	-5.78E-07
E8	-126.19	4039,3	5.40E-07	E36	-102.85	4019,1	-5.61E-07
E9	-122.10	3651,7	4.93E-07	E37	-104.85	3841,7	-4.90E-07
E10	-126.70	3564,6	4.19E-07	E38	-99.98	3415,7	-3.87E-07
E11	-119.75	3252,9	3.65E-07	E39	-101.56	3357,4	-2.80E-07
E12	-121.58	3077,2	3.39E-07	E40	-94.89	2893,6	-1.73E-07
E13	-103.78	2390	3.04E-07	E41	-94.11	2606,4	-1.29E-07
E14	-176.85	4377,6	2.27E-07	E42	-120.87	3285	-8.56E-08
E15	-120.87	3285	-3.01E-07	E43	-176.85	4377,6	-4.48E-08
E16	-94.11	2606,4	-4.38E-07	E44	-103.78	2390	-1.08E-07
E17	-94.89	2893,6	-5.73E-07	E45	-121.58	3077,2	-1.88E-07
E18	-101.56	3357,4	-7.49E-07	E46	-119.75	3252,9	-2.61E-07
E19	-99.98	3415,7	-8.89E-07	E47	-126.70	3564,6	-2.92E-07
E20	-104.85	3841,7	-9.74E-07	E48	-122.10	3651,7	-2.76E-07
E21	-102.85	4019	-9.72E-07	E49	-126.19	4039,3	-2.45E-07
E22	-106.91	4293,2	-8.71E-07	E50	-127.59	4208,7	-2.21E-07
E23	-108.22	4614,6	-6.83E-07	E51	-129.36	4560,1	-1.82E-07
E24	-120.24	5274,4	-4.08E-07	E52	-155.60	5879,7	-1.29E-07
E25	-102.24	4753	-7.26E-08	E53	-173.23	7127,5	-5.50E-08
E26	-109.53	5373,2	2.52E-07	E54	-175.39	7801,1	-8.51E-06
E27	-108.50	5615,8	4.94E-07	E55	-102.68	4852,8	-8.54E-06
E28	-116.30	6173,6	6.01E-07	E56	-54.31	2758,4	-8.56E-06

A distribuição de esforços resultante apresenta valores maiores no meio do vão, perto do pilar secundário e logo depois do mastro. Os estais de estabilidade dos extremos (E1 e E56) tem como resultado tensões menores devido a que neste caso o método atinge a convergência com valores de temperatura maiores na região próxima ao pilar secundário (*Figura 6.36*).

Figura 6.36: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAR)

O deslocamento central da ponte devido ao peso-próprio é de 0,58m (*Figura 6.37-A*). Após de aplicadas as temperaturas, a ponte apresenta uma deformação máxima no meio do vão de 0,008m (*Figura 6.37-B*).

Figura 6.37: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAR

Observa-se que o diagrama de momentos deste método apresentam um resultado otimizado *Figura 6.38*. Nota-se que a distribuição de momentos é similar à de uma viga contínua. O diagrama de momentos do mastro se apresenta na *Figura 6.39*

A)

B)

C)

Figura 6.38: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAR (unidades: kN, m)

Figura 6.39: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAR(unidades: kN, m)

6.2.4. Método de anulação dos deslocamentos no processo construtivo
(MAD evolutivo)

Neste método conforme o explicado anteriormente foram anulados os deslocamentos de todas as aduelas no processo construtivo. Obtendo-se assim o resultado apresentado na *Tabela 6.15*.

Tabela 6.15: Distribuição de esforços e temperaturas dos estais da Ponte Construtor João Alves (MAD evolutivo)

Estai	ΔT (°C))	Força (kN)	Deslocamento (m)	Estai	ΔT (°C))	Força (kN)	Deslocamento (m)
E1	-115,55	6579,3	-0,0349	E29	-89,08	5053	-0,0167
E2	-110,62	5920,4	-0,0190	E30	-108,36	5908,1	-0,0198
E3	-112,13	5424,3	-0,0044	E31	-113,31	5720,1	-0,0165
E4	-110,49	4961,4	0,0021	E32	-116,27	5397,3	-0,0133
E5	-121,82	4986,1	0,0035	E33	-108,33	4798,6	-0,0109
E6	-118,11	4569,8	0,0024	E34	-106,84	4605,6	-0,0078
E7	-118,28	4246,2	-0,0001	E35	-107,78	4356,1	-0,0046
E8	-113,89	3944	-0,0027	E36	-105,79	4108,3	-0,0014
E9	-113,18	3698,9	-0,0046	E37	-106,55	3821,1	0,0011
E10	-113,31	3455,1	-0,0061	E38	-107,99	3536,7	0,0029
E11	-108,43	3226,2	-0,0065	E39	-104,63	3257,6	0,0040
E12	-109,37	3021,2	-0,0059	E40	-107,03	3005,8	0,0045
E13	-110,69	2811,2	-0,0046	E41	-108,55	2763,2	0,0039
E14	-135,19	3481,8	-0,0031	E42	-131,76	3405,1	0,0025
E15	-131,76	3405,1	0,0025	E43	-135,19	3481,8	-0,0031
E16	-108,55	2763,2	0,0039	E44	-110,69	2811,2	-0,0046
E17	-107,03	3005,8	0,0045	E45	-109,37	3021,2	-0,0059
E18	-104,63	3257,6	0,0040	E46	-108,43	3226,2	-0,0065
E19	-107,99	3536,7	0,0029	E47	-113,31	3455,1	-0,0061
E20	-106,55	3821,1	0,0011	E48	-113,18	3698,9	-0,0046
E21	-105,79	4108,3	-0,0014	E49	-113,89	3944	-0,0027
E22	-107,78	4356,1	-0,0046	E50	-118,28	4246,2	-0,0001
E23	-106,84	4605,6	-0,0078	E51	-118,11	4569,8	0,0024
E24	-108,33	4798,6	-0,0109	E52	-121,82	4986,1	0,0035
E25	-116,27	5397,3	-0,0133	E53	-110,49	4961,4	0,0021
E26	-113,31	5720,1	-0,0165	E54	-112,13	5424,3	-0,0044
E27	-108,36	5908,1	-0,0198	E55	-110,62	5920,3	-0,0190
E28	-89,08	5053	-0,0167	E56	-115,55	6579,3	-0,0349

A distribuição de esforços resultante apresenta valores maiores no meio do vão e nos estais de estabilidade. A distribuição harmoniosa similar a obtida no exemplo anterior é devida à anulação dos deslocamentos das aduelas passo a passo (Figura 6.40).

Figura 6.40: Distribuição de esforços dos estais da Ponte Construtor João Alves (Processo Construtivo)

O deslocamento central da ponte devido ao peso-próprio é de 0,58m (*Figura 6.41-A*). Após aplicadas às temperaturas, a ponte apresenta uma deformação máxima no estai E27 e E55 de 0,02m (*Figura 6.41-C*). Na mesma figura também são apresentadas as deformadas dos evolutivos de cada um dos métodos.

A)

B)

Figura 6.41: A) Deformada da ponte sem protensão dos estais, B) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo

Embora a distribuição de momentos do tabuleiro pareça à de uma viga contínua, o fato é que este diagrama não apresenta um resultado otimizado como foi obtido nos métodos MAD e MAR (*Figura 6.42*). O diagrama de momentos no mastro está apresentado na *Figura 6.43*.

A)

B)

C)

Figura 6.42: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)

Figura 6.43: *A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MAD evolutivo(unidades: kN, m)*

6.2.5. Comparação dos métodos.

6.2.5.1. Fase final

Assim como no exemplo anterior, é feita uma comparação entre os primeiros métodos. Neste caso as temperaturas dos estais não possuem uma similaridade como no exemplo anterior. A presença de um pilar secundário repercute na distribuição de esforços impedindo uma boa convergência dos métodos (*Tabela 6.16*).

Tabela 6.16: Comparação das temperaturas dos métodos (unidades:°C)

ESTAIS	MTA	MAD	MAR	δ (MAD-MAR) (%)	ESTAIS	MTA	MAD	MAR	δ (MAD-MAR) (%)
E1	-228,68	-115,83	-54,31	53,11	E29	-231,76	-131,14	-116,30	11,32
E2	-225,33	-115,76	-102,68	11,30	E30	-217,97	-112,36	-108,50	3,44
E3	-221,75	-114,64	-175,39	34,64	E31	-221,23	-117,33	-109,53	6,65
E4	-224,46	-119,80	-173,23	30,84	E32	-203,44	-102,30	-102,24	0,06
E5	-225,65	-122,40	-155,60	21,34	E33	-240,39	-140,77	-120,24	14,58
E6	-223,22	-115,30	-129,36	10,87	E34	-219,78	-116,71	-108,22	7,27
E7	-221,24	-110,51	-127,59	13,39	E35	-217,73	-112,52	-106,91	4,99
E8	-218,68	-102,68	-126,19	18,63	E36	-210,86	-100,06	-102,85	2,71
E9	-210,62	-97,41	-122,10	20,22	E37	-216,04	-106,33	-104,85	1,39
E10	-220,99	-117,42	-126,70	7,32	E38	-207,56	-105,32	-99,98	5,07
E11	-208,3	-117,46	-119,75	1,91	E39	-214,81	-123,36	-101,56	17,67
E12	-215,69	-148,15	-121,58	17,93	E40	-201,62	-132,34	-94,89	28,30
E13	-214,56	-172,64	-103,78	39,89	E41	-211,33	-167,53	-94,11	43,82
E14	-67,807	-46,48	-176,85	73,72	E42	-69,146	-46,41	-120,87	61,60
E15	-69,146	-46,41	-120,87	61,60	E43	-67,807	-46,48	-176,85	73,72
E16	-211,33	-167,53	-94,11	43,82	E44	-214,56	-172,64	-103,78	39,89
E17	-201,62	-132,34	-94,89	28,30	E45	-215,69	-148,15	-121,58	17,93
E18	-214,81	-123,35	-101,56	17,67	E46	-208,3	-117,45	-119,75	1,92
E19	-207,56	-105,32	-99,98	5,07	E47	-220,99	-117,41	-126,70	7,33
E20	-216,04	-106,32	-104,85	1,38	E48	-210,62	-97,41	-122,10	20,22
E21	-210,86	-100,05	-102,85	2,72	E49	-218,68	-102,68	-126,19	18,63
E22	-217,73	-112,51	-106,91	4,98	E50	-221,24	-110,51	-127,59	13,39
E23	-219,78	-116,70	-108,22	7,27	E51	-223,22	-115,30	-129,36	10,87
E24	-240,39	-140,77	-120,24	14,58	E52	-225,65	-122,41	-155,60	21,33
E25	-203,44	-102,30	-102,24	0,06	E53	-224,46	-119,80	-173,23	30,84
E26	-221,23	-117,33	-109,53	6,65	E54	-221,75	-114,65	-175,39	34,63
E27	-217,97	-112,36	-108,50	3,44	E55	-225,33	-115,77	-102,68	11,31
E28	-231,76	-131,15	-116,30	11,32	E56	-228,68	-115,86	-54,31	53,12

Na *Tabela 6.17* se apresenta a comparação dos esforços dos métodos estudados. Pode-se observar que o MAD dá resultados maiores nos estais de estabilidade e nos estais do meio do vão. Na *Figura 6.44* pode-se observar a falta de homogeneização

dos resultados, a melhor distribuição de valores é o do MTA. Enquanto o MAD e MAR apresentam esforços menores nas proximidades dos apoios e esforços maiores no meio do vão e nos estais de estabilidade. Observa-se que a distribuição de esforços do MTA e o MAD é similar, enquanto a distribuição apresentada pelo MAR é diferente devido à convergência do método.

Tabela 6.17: Comparação dos esforços dos métodos (unidades:kN)

ESTAIS	MTA	MAD	MAR	δ (MAD-MAR) (%)	ESTAIS	MTA	MAD	MAR	δ (MAD-MAR) (%)
E1	7006,7	6342,9	2758,4	56,51	E29	7602,1	6522,8	6173,6	5,35
E2	6282,1	5941,2	4852,9	18,32	E30	6138,6	5391,2	5615,9	4,00
E3	5446	5355,5	7801,1	31,35	E31	5563,7	5356,9	5373,1	0,30
E4	5128,6	5251,9	7127,6	26,32	E32	4166,4	4383,9	4753	7,77
E5	4826,2	5077,9	5879,8	13,64	E33	5378,2	5821,8	5274,4	9,40
E6	4549,7	4646,1	4560,1	1,85	E34	4270,7	4646,1	4614,6	0,68
E7	4198,8	4192,4	4208,7	0,39	E35	3931	4215,9	4293,2	1,80
E8	4009	3758,6	4039,3	6,95	E36	3608,4	3612,8	4019,1	10,11
E9	3536,9	3275,6	3651,7	10,30	E37	3669,3	3566,5	3841,7	7,16
E10	3759,5	3596	3564,6	0,87	E38	3300,9	3202,8	3415,7	6,23
E11	3481,7	3352,1	3252,9	2,96	E39	3703,5	3567,6	3357,4	5,89
E12	3821,5	3881,2	3077,2	20,72	E40	3462,4	3481,5	2893,6	16,89
E13	4054,4	4215,6	2390	43,31	E41	4027,3	4141,7	2606,4	37,07
E14	1065,1	1164,4	4377,6	73,40	E42	1154,6	1212,1	3285	63,10
E15	1154,6	1212,1	3285	63,10	E43	1065,1	1164,4	4377,6	73,40
E16	4027,3	4141,7	2606,4	37,07	E44	4054,4	4215,6	2390	43,31
E17	3462,4	3481,6	2893,6	16,89	E45	3821,5	3881,2	3077,2	20,72
E18	3703,5	3567,6	3357,4	5,89	E46	3481,7	3352	3252,9	2,96
E19	3300,9	3202,9	3415,7	6,23	E47	3759,5	3596	3564,6	0,87
E20	3669,3	3566,5	3841,7	7,16	E48	3536,9	3275,6	3651,7	10,30
E21	3608,4	3612,8	4019	10,11	E49	4009	3758,5	4039,3	6,95
E22	3931	4215,9	4293,2	1,80	E50	4198,8	4192,3	4208,7	0,39
E23	4270,7	4646	4614,6	0,68	E51	4549,7	4646	4560,1	1,85
E24	5378,2	5821,6	5274,4	9,40	E52	4826,2	5077,9	5879,7	13,64
E25	4166,4	4383,7	4753	7,77	E53	5128,7	5251,8	7127,5	26,32
E26	5563,7	5356,7	5373,2	0,31	E54	5446	5355,4	7801,1	31,35
E27	6138,6	5391,1	5615,8	4,00	E55	6282,1	5941,1	4852,8	18,32
E28	7602,1	6522,8	6173,6	5,35	E56	7006,6	6343,8	2758,4	56,52

Figura 6.44: Comparação da distribuição de esforços do segundo exemplo

Como é de esperar devido as observações anteriores, os deslocamentos do tabuleiro, os valores mais próximos de zero, assim como no exemplo anterior, foram os valores obtidos com o MAR. (Tabela 6.18)

Tabela 6.18: Comparação dos deslocamentos dos métodos (unidades: m)

ESTAIS	Peso próprio sem prot.	MTA	MAD	MAR	ESTAIS	Peso próprio sem prot.	MTA	MAD	MAR
E1	-0,0353	-0,0241	-0,0297	-8,56E-06	E29	-0,5810	0,5228	-0,0007	5,34E-07
E2	-0,0189	-0,0103	-0,0146	-8,54E-06	E30	-0,5665	0,5096	-0,0014	3,54E-07
E3	-0,0041	-0,0007	-0,0024	-8,51E-06	E31	-0,5399	0,4856	-0,0022	1,02E-07
E4	0,0018	-0,0013	0,0002	9,11E-08	E32	-0,5039	0,4531	-0,0030	-1,66E-07
E5	0,0053	-0,0056	-0,0006	2,83E-07	E33	-0,4616	0,4151	-0,0035	-3,88E-07
E6	0,0091	-0,0103	-0,0017	4,34E-07	E34	-0,4150	0,3733	-0,0042	-5,21E-07
E7	0,0127	-0,0148	-0,0023	5,18E-07	E35	-0,3667	0,3299	-0,0047	-5,78E-07
E8	0,0158	-0,0186	-0,0018	5,40E-07	E36	-0,3186	0,2865	-0,0043	-5,61E-07
E9	0,0179	-0,0214	0,0000	4,93E-07	E37	-0,2719	0,2439	-0,0027	-4,90E-07
E10	0,0189	-0,0233	0,0029	4,19E-07	E38	-0,2271	0,2024	-0,0003	-3,87E-07
E11	0,0189	-0,0247	0,0055	3,65E-07	E39	-0,1841	0,1618	0,0021	-2,80E-07
E12	0,0182	-0,0259	0,0064	3,39E-07	E40	-0,1425	0,1217	0,0031	-1,73E-07
E13	0,0171	-0,0267	0,0046	3,04E-07	E41	-0,1019	0,0826	0,0018	-1,29E-07
E14	0,0151	-0,0250	0,0005	2,27E-07	E42	-0,0623	0,0460	-0,0013	-8,56E-08
E15	-0,0623	0,0460	-0,0013	-3,01E-07	E43	0,0151	-0,0250	0,0005	-4,48E-08
E16	-0,1019	0,0826	0,0018	-4,38E-07	E44	0,0171	-0,0267	0,0046	-1,08E-07
E17	-0,1425	0,1217	0,0031	-5,73E-07	E45	0,0182	-0,0259	0,0064	-1,88E-07
E18	-0,1841	0,1618	0,0021	-7,49E-07	E46	0,0189	-0,0247	0,0055	-2,61E-07
E19	-0,2271	0,2024	-0,0003	-8,89E-07	E47	0,0189	-0,0233	0,0029	-2,92E-07
E20	-0,2719	0,2439	-0,0027	-9,74E-07	E48	0,0179	-0,0214	0,0000	-2,76E-07
E21	-0,3186	0,2865	-0,0043	-9,72E-07	E49	0,0158	-0,0186	-0,0018	-2,45E-07
E22	-0,3667	0,3299	-0,0047	-8,71E-07	E50	0,0127	-0,0148	-0,0023	-2,21E-07
E23	-0,4150	0,3733	-0,0043	-6,83E-07	E51	0,0091	-0,0103	-0,0017	-1,82E-07
E24	-0,4615	0,4151	-0,0035	-4,08E-07	E52	0,0053	-0,0056	-0,0006	-1,29E-07
E25	-0,5039	0,4531	-0,0030	-7,26E-08	E53	0,0018	-0,0013	0,0002	-5,50E-08
E26	-0,5399	0,4856	-0,0022	2,52E-07	E54	-0,0041	-0,0007	-0,0024	-8,51E-06
E27	-0,5665	0,5096	-0,0014	4,94E-07	E55	-0,0189	-0,0103	-0,0145	-8,54E-06
E28	-0,5810	0,5228	-0,0007	6,01E-07	E56	-0,0353	-0,0241	-0,0297	-8,56E-06

Com respeito à distribuição de momentos no tabuleiro dos métodos dos deslocamentos (MAD) e o método das reações (MAR) apresentam as melhores distribuições dos quatro métodos estudados. Pode-se observar que existe uma diminuição dos momentos logo de aplicadas as temperaturas nos estais (Figura 6.46 e Figura 6.47).

Figura 6.45: Comparação dos deslocamentos.

Figura 6.46: A) Forma do tabuleiro (metade), B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR (unidades: kN, m)

Figura 6.47: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA, D) Momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR (unidades: kN, m)

6.2.5.2. Evolutivos

Da comparação dos evolutivos dos métodos obtém-se resultados similares aos do primeiro exemplo, no sentido de que os deslocamentos originados não são tão próximos de zero como nos estudos estáticos. Os valores de temperatura estão apresentados na *Tabela 6.19*

Tabela 6.19: Comparação das temperaturas dos métodos (unidades:°C)

ESTAIS	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR	ESTAIS	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR
E1	-228,68	-115,83	-115,55	-54,31	E29	-231,76	-131,14	-89,08	-116,30
E2	-225,33	-115,76	-110,62	-102,68	E30	-217,97	-112,36	-108,36	-108,50
E3	-221,75	-114,64	-112,13	-175,39	E31	-221,23	-117,33	-113,31	-109,53
E4	-224,46	-119,80	-110,49	-173,23	E32	-203,44	-102,30	-116,27	-102,24
E5	-225,65	-122,40	-121,82	-155,60	E33	-240,39	-140,77	-108,33	-120,24
E6	-223,22	-115,30	-118,11	-129,36	E34	-219,78	-116,71	-106,84	-108,22
E7	-221,24	-110,51	-118,28	-127,59	E35	-217,73	-112,52	-107,78	-106,91
E8	-218,68	-102,68	-113,89	-126,19	E36	-210,86	-100,06	-105,79	-102,85
E9	-210,62	-97,41	-113,18	-122,10	E37	-216,04	-106,33	-106,55	-104,85
E10	-220,99	-117,42	-113,31	-126,70	E38	-207,56	-105,32	-107,99	-99,98
E11	-208,3	-117,46	-108,43	-119,75	E39	-214,81	-123,36	-104,63	-101,56
E12	-215,69	-148,15	-109,37	-121,58	E40	-201,62	-132,34	-107,03	-94,89
E13	-214,56	-172,64	-110,69	-103,78	E41	-211,33	-167,53	-108,55	-94,11
E14	-67,807	-46,48	-135,19	-176,85	E42	-69,146	-46,41	-131,76	-120,87
E15	-69,146	-46,41	-131,76	-120,87	E43	-67,807	-46,48	-135,19	-176,85
E16	-211,33	-167,53	-108,55	-94,11	E44	-214,56	-172,64	-110,69	-103,78
E17	-201,62	-132,34	-107,03	-94,89	E45	-215,69	-148,15	-109,37	-121,58
E18	-214,81	-123,35	-104,63	-101,56	E46	-208,3	-117,45	-108,43	-119,75
E19	-207,56	-105,32	-107,99	-99,98	E47	-220,99	-117,41	-113,31	-126,70
E20	-216,04	-106,32	-106,55	-104,85	E48	-210,62	-97,41	-113,18	-122,10
E21	-210,86	-100,05	-105,79	-102,85	E49	-218,68	-102,68	-113,89	-126,19
E22	-217,73	-112,51	-107,78	-106,91	E50	-221,24	-110,51	-118,28	-127,59
E23	-219,78	-116,70	-106,84	-108,22	E51	-223,22	-115,30	-118,11	-129,36
E24	-240,39	-140,77	-108,33	-120,24	E52	-225,65	-122,41	-121,82	-155,60
E25	-203,44	-102,30	-116,27	-102,24	E53	-224,46	-119,80	-110,49	-173,23
E26	-221,23	-117,33	-113,31	-109,53	E54	-221,75	-114,65	-112,13	-175,39
E27	-217,97	-112,36	-108,36	-108,50	E55	-225,33	-115,77	-110,62	-102,68
E28	-231,76	-131,15	-89,08	-116,30	E56	-228,68	-115,86	-115,55	-54,31

Os esforços obtidos a partir da aplicação das tensões nos estais apresentam valores esperados, que correspondam às temperaturas aplicadas *Tabela 6.20*

Tabela 6.20: Comparação dos esforços dos métodos (unidades:kN)

ESTAIS	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR	ESTAIS	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR
E1	10640,8	6591,3	6579,3	4385,2	E29	9635,7	6402,6	5053	5923,6
E2	8461,1	6099,4	5920,4	6463,5	E30	6976	5353,4	5908,1	5472,5
E3	6459,3	5438,2	5424,3	8234,1	E31	5517,2	5304,6	5720,1	5308
E4	4967,3	5153,8	4961,4	6550,5	E32	3952,1	4628,8	5397,3	4891,3
E5	3616,2	4814,5	4986,1	4752,6	E33	4597,5	5601,8	4798,6	5242,4
E6	2822,2	4357,6	4569,8	3530,3	E34	3436,9	4440,5	4605,6	4601,5
E7	2485	4018,5	4246,2	3428,3	E35	3245,4	4114,5	4356,1	4309,7
E8	2451,1	3784	3944	3456,9	E36	3115,5	3759,1	4108,3	4055
E9	2424,3	3583,7	3698,9	3340,4	E37	3270,1	3809,3	3821,1	3842,6
E10	2876,4	3838,5	3455,1	3396,7	E38	3069,5	3552,7	3536,7	3461,3
E11	2726,3	3507,3	3226,2	3200,6	E39	3223,2	3664,4	3257,6	3340,7
E12	2900,7	3533	3021,2	3061,1	E40	2814,3	3263,7	3005,8	2943,6
E13	2955,5	3318,9	2811,2	2597,1	E41	3059	3344,1	2763,2	2720,6
E14	1176,4	1225,6	3481,8	4234,9	E42	1315,3	1327,6	3405,1	3424,5
E15	1315,3	1327,6	3405,1	3424,5	E43	1176,4	1225,6	3481,8	4234,9
E16	3059	3344,1	2763,2	2720,7	E44	2955,5	3318,9	2811,2	2597,1
E17	2814,3	3263,7	3005,8	2943,6	E45	2900,7	3533	3021,2	3061,1
E18	3223,2	3664,4	3257,6	3340,7	E46	2726,3	3507,3	3226,2	3200,6
E19	3069,5	3552,7	3536,7	3461,3	E47	2876,4	3838,5	3455,1	3396,7
E20	3270,1	3809,4	3821,1	3842,6	E48	2424,3	3583,7	3698,9	3340,4
E21	3115,5	3759,1	4108,3	4055	E49	2451,1	3783,9	3944	3456,9
E22	3245,4	4114,5	4356,1	4309,7	E50	2485	4018,3	4246,2	3428,3
E23	3436,9	4440,5	4605,6	4601,5	E51	2822,2	4357,3	4569,8	3530,3
E24	4597,5	5601,7	4798,6	5242,4	E52	3616,2	4814,3	4986,1	4752,6
E25	3952,1	4628,6	5397,3	4891,3	E53	4967,3	5153,7	4961,4	6550,5
E26	5517,2	5304,5	5720,1	5308	E54	6459,3	5438,1	5424,3	8234,2
E27	6976	5353,3	5908,1	5472,5	E55	8461,1	6099,3	5920,3	6463,4
E28	9635,7	6402,8	5053	5923,6	E56	10640,7	6592,2	6579,3	4385,2

Figura 6.48: A) Momento no tabuleiro para o MTA, B) Momento no tabuleiro para o MAD, C) Momento no tabuleiro para o MAR

Com respeito aos deslocamentos, os evolutivos dos métodos anteriormente estudados, apresentam resultados maiores que aqueles do Processo Construtivo. No MTA, MAD e MAR as tensões dos estais são calculadas com a estrutura integralmente construída; enquanto no Processo Construtivo cada estai possui a tensão necessária para anular o deslocamento da aduela correspondente. (Tabela 6.21)

Tabela 6.21: Comparação dos deslocamentos dos métodos (unidades:m)

EST.	Peso próprio sem prot.	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR	EST.	Peso próprio sem prot.	MTA	MAD	MAD (EVOL.)	MAR
E1	-0,0353	0,0182	-0,0347	-0,0349	-0,0634	E29	-0,5810	0,2025	0,0317	-0,0167	-0,0157
E2	-0,0189	0,0345	-0,0178	-0,0190	-0,0358	E30	-0,5665	0,3381	0,0224	-0,0198	-0,0304
E3	-0,0041	0,0171	-0,0039	-0,0044	-0,0055	E31	-0,5399	0,4421	0,0181	-0,0165	0,0097
E4	0,0018	-0,0189	0,0013	0,0021	0,0000	E32	-0,5039	0,5042	0,0043	-0,0133	0,0440
E5	0,0053	0,0191	0,0014	0,0035	0,0206	E33	-0,4616	0,4908	0,0264	-0,0109	0,0507
E6	0,0091	0,0285	-0,0038	0,0024	0,0103	E34	-0,4150	0,4459	0,0248	-0,0078	0,0475
E7	0,0127	0,0181	-0,0120	-0,0001	-0,0032	E35	-0,3667	0,3921	0,0200	-0,0046	0,0433
E8	0,0158	0,0034	-0,0196	-0,0027	-0,0128	E36	-0,3186	0,3362	0,0108	-0,0014	0,0386
E9	0,0179	-0,0152	-0,0258	-0,0046	-0,0213	E37	-0,2719	0,2856	0,0082	0,0011	0,0352
E10	0,0189	-0,0233	-0,0190	-0,0061	-0,0235	E38	-0,2271	0,2343	0,0062	0,0029	0,0292
E11	0,0189	-0,0273	-0,0113	-0,0065	-0,0234	E39	-0,1841	0,1943	0,0132	0,0040	0,0259
E12	0,0182	-0,0227	0,0031	-0,0059	-0,0202	E40	-0,1425	0,1526	0,0187	0,0045	0,0196
E13	0,0171	-0,0172	0,0143	-0,0046	-0,0198	E41	-0,1019	0,1142	0,0257	0,0039	0,0132
E14	0,0151	-0,0350	-0,0059	-0,0031	-0,0089	E42	-0,0623	0,0515	0,0022	0,0025	0,0088
E15	-0,0623	0,0515	0,0022	0,0025	0,0088	E43	0,0151	-0,0350	-0,0059	-0,0031	-0,0089
E16	-0,1019	0,1142	0,0257	0,0039	0,0132	E44	0,0171	-0,0172	0,0143	-0,0046	-0,0198
E17	-0,1425	0,1526	0,0187	0,0045	0,0196	E45	0,0182	-0,0227	0,0031	-0,0059	-0,0202
E18	-0,1841	0,1943	0,0131	0,0040	0,0259	E46	0,0189	-0,0273	-0,0114	-0,0065	-0,0234
E19	-0,2271	0,2343	0,0062	0,0029	0,0292	E47	0,0189	-0,0233	-0,0190	-0,0061	-0,0235
E20	-0,2719	0,2856	0,0082	0,0011	0,0352	E48	0,0179	-0,0152	-0,0258	-0,0046	-0,0213
E21	-0,3186	0,3362	0,0108	-0,0014	0,0386	E49	0,0158	0,0034	-0,0196	-0,0027	-0,0128
E22	-0,3667	0,3921	0,0199	-0,0046	0,0433	E50	0,0127	0,0181	-0,0120	-0,0001	-0,0032
E23	-0,4150	0,4459	0,0248	-0,0078	0,0475	E51	0,0091	0,0285	-0,0038	0,0024	0,0103
E24	-0,4615	0,4908	0,0263	-0,0109	0,0507	E52	0,0053	0,0191	0,0013	0,0035	0,0206
E25	-0,5039	0,5042	0,0042	-0,0133	0,0440	E53	0,0018	-0,0189	0,0013	0,0021	0,0000
E26	-0,5399	0,4421	0,0181	-0,0165	0,0097	E54	-0,0041	0,0171	-0,0039	-0,0044	-0,0055
E27	-0,5665	0,3381	0,0224	-0,0198	-0,0304	E55	-0,0189	0,0345	-0,0178	-0,0190	-0,0358
E28	-0,5810	0,2025	0,0316	-0,0167	-0,0157	E56	-0,0353	0,0182	-0,0347	-0,0349	-0,0634

Figura 6.49: Comparação dos deslocamentos.

Figura 6.50: A) Deformada da ponte na fase final, B) Deformada da ponte com forças do MTA, C) Deformada da ponte com forças do MAD, D) Deformada a ponte com forças do MAR, E) Deformada da ponte com forças do MAD evolutivo

A distribuição de momentos no tabuleiro apresenta valores altos para o MTA e assim que o calculo vai sendo refinado com o MAD e o MAR os resultados começam a ser menores e se aproximar a um formato de momento de viga continua. O diagrama de momentos mais similar a uma viga continua é o do MAD evolutivo (*Figura 6.51*). O diagrama de momentos no mastro está apresentado na *Figura 6.52*.

Figura 6.51: A) Forma do tabuleiro (metade) na fase final, B) Momento no tabuleiro devido ao peso próprio sem protensão dos estais, C) Momento no tabuleiro com forças do MTA, D) Momento no tabuleiro com forças do MAD, E) Momento no tabuleiro com forças do MAR, F) Momento no tabuleiro com forças do MAD evolutivo (unidades: kN, m)

Figura 6.52: A) Forma do mastro, B) Momento no mastro devido ao peso-próprio sem protensão dos estais, C) Momento no mastro com forças do MTA, D) momento no mastro com forças do MAD, E) Momento no mastro com forças do MAR, F) Momento no mastro com forças do MAD evolutivo (*unidades: $kN \cdot m$*)

7. CONCLUSÕES

7.1. Considerações gerais

Do estudo dos métodos construtivos, conclui-se que o cimbramento geral apresenta várias dificuldades para estabelecer uma distribuição de esforços. Nesse caso, a ponte passa de uma configuração com apoios intermediários quase indeslocáveis a uma situação sem estes apoios. As protensões dos estais teriam de ser efetuadas com a ponte cimbrada e, portanto, o estudo a ser realizado teria de levar em conta a alta hiperestaticidade que se apresenta, misturando apoios flexíveis (cabos) com apoios rígidos (cambre). Os outros métodos (lançamentos progressivos e consolos sucessivos) não apresentam essa dificuldade exacerbada pelas diferenças de rigidez. Nesta pesquisa, escolheu-se estudar o método de consolos sucessivos.

Para a obtenção dos esforços de instalação dos cabos, escolheu-se uma metodologia relativamente usual, mas que apresentou uma alta instabilidade numérica. Devido a esse fato, todas as tentativas de resolução direta não tiveram sucesso. Esse problema suscitou, então, uma outra forma de resolução, o Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). Novamente o problema da convergência se apresentou. Ele só foi contornado com a consideração de resultados anteriormente conhecidos, correspondentes à solução isostática (articulada em todos os cruzamentos estais-tabuleiro) como primeira iteração do método. Além disso, estabeleceram-se limites para que a solução não se afastasse muito desses primeiros valores.

No caso dos estais de estabilidade, chega-se à conclusão que, para os métodos MAD e MAR é necessário trabalhar com a anulação dos deslocamentos horizontais no mastro, já que os apoios laterais do tabuleiro, por terem deslocamentos efetivos nulos, não fornecem equações adicionais.

Com o uso de programas mais sofisticados e de um maior número de cifras significativas o problema talvez pudesse ter tido uma solução direta.

7.2. Conclusões dos estudos na configuração final

No primeiro exemplo, da comparação do MAD e o MAR, conclui-se que as temperaturas fictícias empregadas nos métodos não são muito diferentes; o mesmo

ocorre com os esforços. A maior diferença encontra-se nos estais de estabilidade (próximos ao apoio) e nos estais próximos ao mastro.

No segundo exemplo (Ponte Construtor João Alves), as diferenças entre as temperaturas e os esforços seguem o mesmo comportamento que no exemplo anterior, as maiores diferenças estão próximas aos pilares laterais e aos mastros. Porém, os valores de deslocamento são mais elevados que no exemplo anterior e os esforços apresentam uma distribuição não uniforme, causada pelo pilar secundário. Com respeito aos deslocamentos finais do tabuleiro, o MAR é o único método que apresenta valores nulos. Os demais métodos apresentam resultados próximos de zero. Os momentos nos mastros e nos tabuleiros de ambos os exemplos apresentam uma variação dos seus diagramas.

No primeiro exemplo, para o MTA ocorre uma inversão do diagrama com respeito ao do peso próprio sem protensão dos estais. O intervalo de valores dos momentos do tabuleiro no vão central devido ao peso próprio é [-89944 kN; 40871 kN] e devido ao MTA é [-23360,4 kN; 37570 kN]. Para o mastro, o intervalo de momentos acima do tabuleiro devido ao peso próprio é [-2479 kN; 124578 kN] e devido ao MTA é [-59285 kN; 0 kN]. Embora os valores de momento do tabuleiro tenham diminuído para o MTA, algum valor aumenta no mastro, mas também diminuem em media.

No caso do MAD e MAR os valores são similares e ambos apresentam valores mais próximos aos de uma viga contínua. Para o MAD, os valores do tabuleiro no vão central variam entre [-3500 kN; 1750 kN] e no mastro acima do tabuleiro [-17181 kN; -1641,3 kN], enquanto para o MAR os limites no tabuleiro são [-3500 kN; 1750 kN] e no mastro [-16923 kN; -1366 kN].

No segundo exemplo, os intervalos de momento para o peso próprio sem protensão dos estais são: [-42277 kN; 32000 kN] no tabuleiro e [-6548 kN; 4397 kN] no mastro. Para o MTA, [-29704 kN; 19356 kN] no tabuleiro e [-3716 kN; 2936 kN] no mastro. Para o MAD, os limites no tabuleiro são [-7694 kN; 6304 kN] e no mastro [-980 kN; -814 kN], enquanto para o MAR os limites no tabuleiro são [-8998 kN; 900 kN] e no mastro [-8469 kN; 8824 kN]. Nesse caso, o MAD nos dá como resultado o melhor diagrama de momento no mastro e o MAR nos dá o melhor valor de momento no tabuleiro. Embora o MAD apresente uma boa distribuição de momento no tabuleiro e no mastro, o MAR apresenta uma boa distribuição de momento no tabuleiro e uma não tão boa no mastro.

As diferenças entre o MAD e MAR estão ligadas a diferentes dificuldades de convergência e diferentes condições de contorno.

7.3. Conclusões dos estudos evolutivos

No caso dos evolutivos, as temperaturas empregadas foram as encontradas no estudo da ponte na configuração final. Os resultados obtidos nesse caso não apresentam valores de deslocamentos muito próximos de zero, os valores máximos localizam-se no meio do vão para ambos exemplos. Isso se deve ao fato de o MTA, MAD e MAR serem estudados na configuração final da ponte, cujos resultados são afetados pelo processo construtivo.

No caso dos evolutivos, os momentos não apresentam os diagramas desejados, pois os esforços dos estais não foram estudados para a construção da ponte. No primeiro exemplo, o intervalo de valores dos momentos do tabuleiro no vão central, devido ao evolutivo do MTA, é [-4465 kN; 34512 kN] e, para o mastro, o intervalo de momentos acima do tabuleiro é [-7511 kN; 33520 kN]. No caso do evolutivo do MAD, os limites do tabuleiro são [-4465 kN; 2240 kN] e no mastro acima do tabuleiro [-44203 kN; 80518 kN]. Enquanto para o MAR os limites no tabuleiro são [-4465 kN; 2243 kN] e no mastro [-4317 kN; 80279 kN], para o MAD evolutivo o intervalo de momentos no tabuleiro no meio do vão é [-8128 kN; 5608 kN] e no mastro acima do tabuleiro [-2473 kN; 40283 kN]. Nota-se uma similaridade entre os valores do MAD e do MAR, mas a melhor distribuição de momentos é a apresentada no MAD evolutivo.

No segundo exemplo, os intervalos de momentos para o MTA são [0 kN; 69450 kN] no tabuleiro e [-25706 kN; -6105 kN] no mastro. Para o MAD, os limites no tabuleiro são [-11050 kN; 5782 kN] e no mastro [-3404 kN; 1468 kN], enquanto para o MAR os limites no tabuleiro são [-10095 kN; 5164 kN] e no mastro [-9114 kN; -11116 kN]. Para o MAD evolutivo o intervalo de momento no tabuleiro é [-5943 kN; 5164 kN] e no mastro é [-5395 kN; 579 kN].

Nesse caso, a melhor distribuição de momentos também é a apresentada pelo MAD evolutivo.

Conclui-se então que, para uma melhor solução, é necessário controlar as flechas na fase construtiva utilizando o método do MAD ou MAR em todas as fases

construtivas (inclusive na configuração final). Assim, poder-se-ia tomar uma decisão melhor se fosse usado um processo que contemple não só a fase final da ponte, mas também todas as fases da sua construção.

7.4. Conclusões finais sobre os resultados

De uma maneira geral pode-se dizer que os resultados obtidos são satisfatórios para MAD, MAR ou MAD evolutivo. Qualquer um deles pode ser usado.

Os desvios de obra gerarão alterações maiores que as aqui calculadas. As dificuldades de convergência foram contornadas com aproximação aceitável, mas não com precisão absoluta. O MAD e MAR deram sempre resultados diferentes.

7.5. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros podemos citar:

- Aplicação desses procedimentos usando programas que permitam considerações de mais cifras significativas para verificar se a convergência se resolve.
- Aplicação do MAD ou MAR a cada etapa do faseamento controlando flechas ou reações fictícias em todos os estais. O processo será bem mais trabalhoso, mas o resultado esperado é melhor.
- Aplicação desses procedimentos a outras configurações de obras estaiadas, especialmente arranjo de estais em leque.
- Aplicação desses procedimentos a outros métodos construtivos como lançamentos progressivos e cimbramento geral.
- Aplicação desses procedimentos a pontes curvas.

8. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

AGRAWAL, T.P., **Cable-stayed bridges – Parametric study**, Journal of Bridge Engineering, vol. 2, pp. 61-67, 1997.

ALMEIDA, PEDRO AFONSO DE OLIVEIRA; STUCCHI, FERNANDO REBOUÇAS; RODRIGUES, JOSE FERNANDO SOUSA; WAIBERG, MARCELO; BERGUER, DANIEL **Retroanálise de ensaios na 3ª ponte sobre o Lago Sul de Brasília**, Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2003.

ALMEIDA, SÉRGIO MARQUES FERREIRA DE, SOUZA, VICENTE CUSTÓDIO MOREIRA DE, CORDEIRO, THOMAS JOSÉ RIPPER, **Processos construtivos de pontes e viadutos pré-moldados no Brasil**, 1 Congresso Nacional da Indústria de Pré-fabricação em Betão, Porto-Portugal, v.1, p.139-154, 2000

BEHIN, Z. e MURRAY, D. W., T.P., **A substructure - frontal technique for cantilever erection analysis of cable-stayed bridges**, Computer and Structures, vol. 42, pp. 145-157, 1992

CHEN, D. W., AU, F. T. K., THAM, L. G. e LEE, P. K. K., **Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method**, Computer and Structures, vol. 74, pp. 1-9, 2000

COMBAULT, JACQUES, **Conceptual design of Bridges**, 1º Simpósio Internacional de Pontes e Grandes Estruturas, São Paulo-Brasil, 2008

EL DEBS, MOUNIR KHALIL. **Introdução às pontes de concreto**. 2007. Notas de Aula-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos

GOLEBIEWSKI, B., **O Projeto e a Construção da Ponte Estaiada do Rio Paranaíba – Divisa MG-MS – BR 497**, 1º Simpósio Internacional de Pontes e Grandes Estruturas, São Paulo-Brasil, 2008

GIMNSING, N.J, **Cable-supported bridges**. Cichester, John Wiley. 1993. 400p.

JANJIC, D., PIRCHER, M., PIRCHER, M, **Optimization of cable tensioning in cabled-stayed bridges**, Journal of Bridges Engineering, vol. 8, pp. 131-137, Maio-Junho ,2003.

PODOLNY, W.; SCALZI, J.B. **Construction and design of cable-stayed bridges**. New York. John While, 1976. 506p.

PONCE DELGADO; A. Puente Libertador General San Martin. Montevideo-Uruguay, Amesur. 1992. 180p.

SCHMID, MANFRED THEODOR, **Pontes estaiadas - um pouco de sua historia**, Concreto – IBRACON (Instituto Brasileiro de Concreto), São Paulo, vol. 48, pp. 90-92,Abril,2008.

SOUZA, SÉRGIO MARQUES DE, **Pontes de Concreto Protendido Executadas por Empurramentos Sucessivos**, Anais do Seminário sobre Concreto Protendido - Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 5-15,1983.

STUCCHI, F.R. **Pontes e grandes estruturas**. 1999. Notas de Aula-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. 2002. 1v. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TROITSKY,M.S., **Cable-stayed bridges**. William Clowes & Sons, 1977. 385p.

VARGAS, L.A.V. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. 2007. 1v. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

WAIMBERG, M. **O método dos lançamentos progressivos para a execução de pontes em concreto protendido**. 2002. 1v. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

WALTHER, R., et al., **Cable stayed bridges**, Lausanne: Presses Polytechniques, 1999, 225 pag.

WANG, P. H., TSEN, T. C. e YANG, C. G., **Initial shape of cable-stayed bridges**, Computer and Structures, vol. 46, pp. 1095-1106, 1993