

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS  
COM ESTUDO DOS CASOS DA PONTE SOBRE O RIO  
PINHEIROS E DA PONTE SOBRE O RIO GUAMÁ

Heitor Afonso Nogueira Neto

UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL  
SEÇÃO CIRCULANTE

Orientador: Prof. Dr. Vinícius Fernando Arcaro

Dissertação de mestrado apresentada à  
Comissão de Pós-graduação da Faculdade  
de Engenharia Civil da Universidade  
Estadual de Campinas, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de  
Mestre em Engenharia Civil, na área de  
Engenharia de Estruturas.

Atesto que esta é a versão definitiva  
da dissertação/tese.

Prof. Dr. *Vinícius Fernando Arcaro*  
Matrícula: *063673*

Campinas, fevereiro de 2003

UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL

200326664

UNIDADE	BC
Nº CHAMADA	UNICAMP N689c
V	EX
TOMBO BCI	55061
PROC.	16-224103
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	07/08/03
Nº CPD	

CM00188027-4

DIB ID 296343

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

N689c Nogueira Neto, Heitor Afonso  
Contribuição ao projeto de pontes estaiadas com estudo dos casos da ponte sobre o rio Pinheiros e da ponte sobre o rio Guamá / Heitor Afonso Nogueira Neto.--Campinas, SP: [s.n.], 2003.

Orientador: Vinícius Fernando Arcaro.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Pontes – Projetos e construção. 2. Pontes estaiadas. 3. Pontes suspensas. 4. Estruturas de cabo. 5. Energia. I. Arcaro, Vinícius Fernando. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS COM  
ESTUDO DOS CASOS DA PONTE SOBRE O RIO PINHEIROS E DA  
PONTE SOBRE O RIO GUAMÁ**

**Eng° Heitor Afonso Nogueira Neto**

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

---



**Prof. Dr. Vinícius Fernando Arcaro**

Presidente e Orientador / FEC - UNICAMP



**Prof. Dr. Athail Rangel Pulino Filho**

UnB



**Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior**

FEC - UNICAMP

Campinas, 21 de Fevereiro de 2003

## Dedicatória

À memória de minha irmã Viviane.

## **Agradecimentos**

À Deus.

Aos meus pais, João e Terezinha, por não terem medido esforços para investir em minha formação.

À minha esposa Cristina, pelo incentivo e paciência.

Ao Prof. Dr. Vinícius Fernando Arcaro, pela convivência e aprendizado.

Aos meus amigos da Enescil Engenharia de Projetos Ltda, em especial ao Dr. Catão F. Ribeiro, pelo incentivo, aprendizado e confiança.

Aos amigos do Consórcio Novo Guamá, dentre eles ao Dr. Dario Shebel Labaki Neto, ao Dr. José Olímpio Dias de Faria e ao Dr. José Oscar Brun Filho, pela atenção dispensada à minha pesquisa.

Aos amigos do Laboratório de Aerodinâmica das Construções, da Universidade Federal Rio Grande do Sul, em especial ao Dr. Acir Mércio Loredou Souza e ao M.Sc Gustavo Javier Zani Núñez, pela forma prestativa com que me auxiliaram nesta pesquisa.

---

"Cultura, cultura! Que ninguém nos vença em ambicioná-la e possuí-la. Mas a cultura é meio, e não fim."

Mons. Josemaria Escrivá, em Caminho.

## Sumário

<b>1</b>	<b>RESUMO.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>ASPECTOS HISTÓRICOS.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CONFIGURAÇÕES.....</b>	<b>15</b>
4.1	DISPOSIÇÃO TRANSVERSAL DOS ESTAIS.....	15
4.1.1	<i>Sistema de único plano.....</i>	<i>15</i>
4.1.2	<i>Sistema de dois planos.....</i>	<i>16</i>
4.1.3	<i>Sistema alternativo.....</i>	<i>17</i>
4.2	DISPOSIÇÃO LONGITUDINAL DOS ESTAIS.....	19
4.2.1	<i>Radial.....</i>	<i>19</i>
4.2.2	<i>Harpa.....</i>	<i>21</i>
4.2.3	<i>Leque.....</i>	<i>22</i>
4.2.4	<i>Estrela.....</i>	<i>23</i>
4.3	MASTRO.....	25
4.3.1	<i>Simple.....</i>	<i>25</i>
4.3.2	<i>Duplos ou gêmeos.....</i>	<i>26</i>
4.3.3	<i>Pórticos.....</i>	<i>27</i>
4.4	SUPERESTRUTURA.....	30
4.4.1	<i>Tabuleiros metálicos.....</i>	<i>30</i>
4.4.2	<i>Tabuleiros de concreto.....</i>	<i>31</i>
<b>5</b>	<b>ESTAIS.....</b>	<b>33</b>
5.1	ELEMENTOS DE TENSIONAMENTO.....	33
5.1.1	<i>Barras.....</i>	<i>33</i>
5.1.2	<i>Fios.....</i>	<i>36</i>
5.1.3	<i>Cordoalhas.....</i>	<i>38</i>
5.1.4	<i>Cabos.....</i>	<i>40</i>
5.2	SISTEMAS DE ANCORAGEM.....	41
5.2.1	<i>Tubo guia.....</i>	<i>45</i>
5.2.2	<i>Amortecedor.....</i>	<i>46</i>
5.2.3	<i>Desviador.....</i>	<i>47</i>
5.3	PROTEÇÃO.....	48
5.3.1	<i>Galvanização.....</i>	<i>48</i>
5.3.2	<i>Cera.....</i>	<i>49</i>

5.3.3	<i>Bainha de HDPE (High Density Polyethylene)</i>	50
5.3.4	<i>Tubo de HDPE (High Density Polyethylene)</i>	50
5.3.5	<i>Tubo anti-vandalismo</i>	52
5.4	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE TENSIONAMENTO	53
<b>6</b>	<b>PONTE METROVIÁRIA SOBRE O RIO PINHEIROS</b>	<b>56</b>
6.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	57
6.2	INFRA-ESTRUTURA	57
6.2.1	<i>Fundação</i>	57
6.2.2	<i>Blocos</i>	60
6.3	MESO-ESTRUTURA	62
6.3.1	<i>Pilares</i>	62
6.3.2	<i>Mastro</i>	71
6.3.3	<i>Estais</i>	74
6.4	SUPERESTRUTURA	77
6.4.1	<i>Tabuleiro</i>	77
6.4.2	<i>Plataforma</i>	86
6.5	ESTUDO EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO	90
<b>7</b>	<b>PONTE RODOVIÁRIA SOBRE O RIO GUAMÁ</b>	<b>93</b>
7.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	94
7.2	INFRA-ESTRUTURA	94
7.2.1	<i>Fundação</i>	94
7.2.2	<i>Blocos</i>	100
7.3	MESO-ESTRUTURA	101
7.3.1	<i>Pilares</i>	101
7.3.2	<i>Mastro</i>	107
7.3.3	<i>Estais</i>	111
7.4	SUPERESTRUTURA	114
7.5	ESTUDO EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO	123
<b>8</b>	<b>ELEMENTOS FLEXÍVEIS DE TENSIONAMENTO</b>	<b>127</b>
8.1	ANÁLISE NÃO LINEAR DE ELEMENTOS FLEXÍVEIS	128
8.1.1	<i>Geometria vetorial do elemento</i>	128
8.1.2	<i>Tensão e deformação do elemento de tensionamento</i>	129
8.1.3	<i>Energia potencial de deformação</i>	132
8.1.4	<i>Gradiente de energia potencial de deformação</i>	133

<b>9</b>	<b>ELEMENTOS DE PÓRTICO.....</b>	<b>135</b>
9.1	ANÁLISE LINEAR DE ELEMENTOS DE PÓRTICO .....	135
9.1.1	<i>Energia potencial de deformação .....</i>	<i>136</i>
9.1.2	<i>Gradiente de energia potencial de deformação.....</i>	<i>136</i>
<b>10</b>	<b>ELEMENTOS DE VÍNCULOS ELÁSTICOS .....</b>	<b>137</b>
10.1	ANÁLISE LINEAR DOS VÍNCULOS ELÁSTICOS.....	137
10.1.1	<i>Energia potencial de deformação .....</i>	<i>138</i>
10.1.2	<i>Gradiente de energia potencial de deformação.....</i>	<i>138</i>
<b>11</b>	<b>PRINCÍPIO DA MÍNIMA ENERGIA POTENCIAL .....</b>	<b>139</b>
11.1	COMPOSIÇÃO DA ENERGIA POTENCIAL TOTAL .....	139
11.1.1	<i>Trabalho das forças externas.....</i>	<i>140</i>
11.1.2	<i>Energia potencial de deformação .....</i>	<i>140</i>
11.1.3	<i>Energia potencial total.....</i>	<i>141</i>
11.2	PONTO DE MÍNIMO DA ENERGIA POTENCIAL TOTAL .....	142
11.2.1	<i>Direção de descida.....</i>	<i>145</i>
11.2.2	<i>Busca unidimensional .....</i>	<i>147</i>
11.2.3	<i>Fluxograma para obtenção da geometria deformada .....</i>	<i>149</i>
<b>12</b>	<b>PROCESSO CONSTRUTIVO .....</b>	<b>151</b>
12.1	ESTRATÉGIA DE MODELAGEM DA ESTRUTURA.....	152
12.1.1	<i>Inclusão de novos elementos.....</i>	<i>152</i>
12.1.2	<i>Determinação dos esforços solicitantes.....</i>	<i>152</i>
<b>13</b>	<b>EXEMPLOS DE SIMULAÇÃO DE ESTRUTURAS ESTAIADAS .....</b>	<b>156</b>
13.1	EXEMPLO 01 .....	156
13.2	EXEMPLO 02 .....	159
13.3	EXEMPLO 03 .....	163
<b>14</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>175</b>
<b>15</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>177</b>

## Lista de Figuras

FIGURA 3.1-	PASSARELA SOBRE O RIO TWEED .....	5
FIGURA 3.2-	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA PROPOSTA POR POYET .....	6
FIGURA 3.3-	PONTE SOBRE O RIO SAALE .....	7
FIGURA 3.4-	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA PROPOSTA POR HATLEY .....	8
FIGURA 3.5-	PONTE FRANZ JOSEPH SOBRE O RIO MOLDAU .....	8
FIGURA 3.6-	PONTE CINCINNATI SOBRE O RIO OHIO .....	9
FIGURA 3.7-	PONTE BROOKLYN.....	10
FIGURA 3.8-	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA PROPOSTA POR GISCLARD.....	12
FIGURA 3.9-	PONTE CASSAGNE.....	13
FIGURA 4.1-	PONTE IROISE .....	16
FIGURA 4.2-	PONTE TATARA .....	17
FIGURA 4.3-	PONTE CRISOSTOMO BONILLA .....	18
FIGURA 4.4-	PONTE SOBRE O RIO LEREZ .....	18
FIGURA 4.5-	CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL DOS ESTAIS .....	19
FIGURA 4.6-	VIADUTO IRESE .....	21
FIGURA 4.7-	PONTE DAMES .....	22
FIGURA 4.8-	PONTE BROTONNE.....	23
FIGURA 4.9-	PONTE NORDERELBE .....	24
FIGURA 4.10-	PONTE ERASMUS .....	25
FIGURA 4.11-	PONTE BEECKERWERTH .....	26
FIGURA 4.12-	PONTE L'HAIR DES CHAMPS D'AMOUR .....	27
FIGURA 4.13-	PONTE BARRIOS DE LUNA.....	28
FIGURA 4.14-	PONTE FRED HARTMAN .....	29
FIGURA 4.15-	PONTE BEN AHIN .....	29
FIGURA 4.16-	PONTE KNEE.....	31
FIGURA 4.17-	PONTE HELGELAND.....	32
FIGURA 5.1-	PASSARELA SITUADA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS .....	35
FIGURA 5.2-	FEIXE DE CORDOALHAS PARALELAS .....	40
FIGURA 5.3-	DESVIO ANGULAR DE CORDOALHAS E CABOS .....	41
FIGURA 5.4-	DISPOSITIVO DE ANCORAGEM .....	42
FIGURA 5.5-	ANEL DE AJUSTE DE TENSIONAMENTO DOS ESTAIS .....	43
FIGURA 5.6-	TUBO GUIA.....	46
FIGURA 5.7-	AMORTECEDOR .....	47
FIGURA 5.8-	DESVIADOR.....	47
FIGURA 5.9-	PROTEÇÃO INDIVIDUAL DA CORDOALHA .....	49

FIGURA 5.10-	TUBO DE HDPE.....	51
FIGURA 5.11-	FILETES HELICOIDAIS NO TUBO DE HDPE .....	52
FIGURA 5.12-	TUBO ANTI-VANDALISMO.....	52
FIGURA 6.1-	PONTE ESTAIADA ENGENHEIRO JAMIL SABINO .....	56
FIGURA 6.2-	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA PONTE ESTAIADA ENGENHEIRO JAMIL SABINO .....	57
FIGURA 6.3-	BLOCO DO APOIO 171 .....	60
FIGURA 6.4-	PRIMEIRA ETAPA DE CONCRETAGEM DO BLOCO DO APOIO 172.....	61
FIGURA 6.5-	SEGUNDA ETAPA DE CONCRETAGEM DO BLOCO DO APOIO 172 .....	61
FIGURA 6.6-	PILAR DO APOIO 170 .....	62
FIGURA 6.7-	PILAR DO APOIO 171 .....	62
FIGURA 6.8-	PILAR DO APOIO 173 .....	63
FIGURA 6.9-	PILAR DO APOIO 173A .....	63
FIGURA 6.10-	PILAR DO APOIO 172 .....	64
FIGURA 6.11-	GEOMETRIA DO APOIO 170.....	66
FIGURA 6.12-	GEOMETRIA DO APOIO 171.....	67
FIGURA 6.13-	GEOMETRIA DO APOIO 172.....	68
FIGURA 6.14-	GEOMETRIA DO APOIO 173.....	69
FIGURA 6.15-	GEOMETRIA DO APOIO 173A.....	70
FIGURA 6.16-	MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	71
FIGURA 6.17-	MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	71
FIGURA 6.18-	GEOMETRIA DO MASTRO DE ESTAIAMENTO.....	72
FIGURA 6.19-	SEÇÕES DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	73
FIGURA 6.20-	PROTENSÃO HORIZONTAL DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	73
FIGURA 6.21-	GEOMETRIA DOS ESTAIS .....	75
FIGURA 6.22-	PROTEÇÃO DOS ESTAIS.....	76
FIGURA 6.23-	GEOMETRIA DO TABULEIRO .....	78
FIGURA 6.24-	DIAGONAIS DO TABULEIRO .....	78
FIGURA 6.25-	DIAGONAIS DO TABULEIRO .....	79
FIGURA 6.26-	TABULEIRO EXECUTADO SOBRE CIMBRAMENTO .....	79
FIGURA 6.27-	TABULEIRO EXECUTADO SOBRE CIMBRAMENTO .....	80
FIGURA 6.28-	TABULEIRO EXECUTADO SOBRE CIMBRAMENTO .....	80
FIGURA 6.29-	TABULEIRO EXECUTADO EM BALANÇOS SUCESSIVOS .....	80
FIGURA 6.30-	NIVELAMENTO DA TRELIÇA NA ADUELA DE DISPARO.....	81
FIGURA 6.31-	ARMADURA DO TABULEIRO .....	81
FIGURA 6.32-	LOCAÇÃO DO TUBO GUIA .....	82
FIGURA 6.33-	PROTENSÃO LONGITUDINAL PROVISÓRIA DA ALMA DA VIGA DO TABULEIRO .....	82
FIGURA 6.34-	PROTENSÃO DAS DIAGONAIS DO TABULEIRO .....	83
FIGURA 6.35-	PROCESSO EXECUTIVO EM BALANÇOS SUCESSIVOS .....	85

FIGURA 6.36-	TRELIÇA METÁLICA UTILIZADA NA EXECUÇÃO DO BALANÇO SUCESSIVO .....	85
FIGURA 6.37-	GEOMETRIA DA PLATAFORMA DE EMBARQUE .....	87
FIGURA 6.38-	IÇAMENTO DAS TESOURAS PRÉ-MOLDADAS.....	87
FIGURA 6.39-	IÇAMENTO DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS .....	88
FIGURA 6.40-	FIXAÇÃO PROVISÓRIA DAS TESOURAS PRÉ-MOLDADAS.....	88
FIGURA 6.41-	FIXAÇÃO PROVISÓRIA DAS TESOURAS PRÉ-MOLDADAS.....	89
FIGURA 6.42-	ARCOS METÁLICOS DA COBERTURA.....	89
FIGURA 6.43-	GEOMETRIA DA PASSARELA DE SERVIÇO.....	90
FIGURA 6.44-	SEÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO COM A COBERTURA METÁLICA .....	91
FIGURA 6.45-	MODELO SECCIONAL REDUZIDO DO TABULEIRO.....	91
FIGURA 6.46-	REALIZAÇÃO DO ENSAIO EM TÚNEL DE VENTO.....	92
FIGURA 7.1-	PONTE ESTAIADA GOVERNADOR ALMIR GABRIEL .....	93
FIGURA 7.2-	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA PONTE ESTAIADA GOVERNADOR ALMIR GABRIEL .....	94
FIGURA 7.3-	ESTACA PRÉ-MOLDADA PROTENDIDA DE CONCRETO .....	95
FIGURA 7.4-	SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA PRÉ-MOLDADA PROTENDIDA DE CONCRETO .....	95
FIGURA 7.5-	SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO COM CAMISA METÁLICA ...	96
FIGURA 7.6-	PÓRTICO PARA MOVIMENTAÇÃO DAS ESTACAS .....	97
FIGURA 7.7-	TRANSPORTE DAS ESTACAS .....	97
FIGURA 7.8-	UNIDADE DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS .....	98
FIGURA 7.9-	CONTRAVENTAMENTO DAS ESTACAS CRAVADAS .....	99
FIGURA 7.10-	BLOCO DO APOIO 19 .....	100
FIGURA 7.11-	CONCRETAGEM DO BLOCO DO APOIO 19 .....	100
FIGURA 7.12-	PILARES DOS APOIOS 17 E 20 .....	101
FIGURA 7.13-	PILARES DOS APOIOS 18 E 19 .....	102
FIGURA 7.14-	APARELHOS METÁLICOS SOBRE OS APOIOS 17 E 20.....	103
FIGURA 7.15-	PROTENSÃO DOS PILARES DOS APOIOS 17 E 20 .....	104
FIGURA 7.16-	GEOMETRIA DOS APOIOS 17 E 20.....	105
FIGURA 7.17-	GEOMETRIA DOS APOIOS 18 E 19.....	106
FIGURA 7.18-	MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	107
FIGURA 7.19-	GEOMETRIA DO MASTRO DE ESTAIAMENTO.....	108
FIGURA 7.20-	SEÇÕES DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	108
FIGURA 7.21-	PROTENSÃO HORIZONTAL DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	109
FIGURA 7.22-	PROTENSÃO HORIZONTAL DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	110
FIGURA 7.23-	PASSAGEM DO TABULEIRO ENTRE AS TORRES DO MASTRO DE ESTAIAMENTO .....	110
FIGURA 7.24-	VISTA INTERNA DO MASTRO DE ESTAIAMENTO.....	111
FIGURA 7.25-	GEOMETRIA DOS ESTAIS .....	112
FIGURA 7.26-	ANCORAGEM ATIVA DOS ESTAIS JUNTO AO TABULEIRO .....	113
FIGURA 7.27-	GEOMETRIA DO TABULEIRO .....	114

FIGURA 7.28-	RETIRADA DA ADUELA PRÉ-MOLDADA DA FORMA.....	115
FIGURA 7.29-	CIMBRAMENTO DA ADUELA DE DISPARO .....	115
FIGURA 7.30-	CIMBRAMENTO DA ADUELA DE DISPARO .....	116
FIGURA 7.31-	PÓRTICO PARA MOVIMENTAÇÃO DAS ADUELAS PRÉ-MOLDADAS .....	116
FIGURA 7.32-	TRANSPORTE DA ADUELA PRÉ-MOLDADA .....	117
FIGURA 7.33-	IÇAMENTO DA ADUELA PRÉ-MOLDADA .....	117
FIGURA 7.34-	POSICIONAMENTO DA ADUELA PRÉ-MOLDADA .....	118
FIGURA 7.35-	EMENDA DAS BARRAS DYWIDAG LONGITUDINAIS DO TABULEIRO .....	118
FIGURA 7.36-	CONCRETAGEM DE SOLIDARIZAÇÃO DA ADUELA.....	118
FIGURA 7.37-	SUSPENSÃO DA BAINHA DE HDPE.....	119
FIGURA 7.38-	SUSPENSÃO DA BAINHA DE HDPE.....	120
FIGURA 7.39-	ENFILAMENTO DAS CORDOALHAS .....	120
FIGURA 7.40-	MOVIMENTAÇÃO DA TRELIÇA.....	121
FIGURA 7.41-	TENSIONAMENTO DOS ESTAIS JUNTO A ADUELA DE JUNÇÃO.....	121
FIGURA 7.42-	ADUELA DE FECHAMENTO .....	122
FIGURA 7.43-	GEOMETRIA DO GUARDA-CORPO E DEFENSA \ CONFIGURAÇÃO 01.....	123
FIGURA 7.44-	GEOMETRIA DO GUARDA-CORPO E DEFENSA \ CONFIGURAÇÃO 02.....	124
FIGURA 7.45-	MODELO SECCIONAL REDUZIDO DO TABULEIRO \ CONFIGURAÇÃO 01.....	124
FIGURA 7.46-	MODELO SECCIONAL REDUZIDO DO TABULEIRO \ CONFIGURAÇÃO 02.....	125
FIGURA 8.1-	GEOMETRIA VETORIAL DO ELEMENTO DE TENSIONAMENTO .....	128
FIGURA 8.2-	COMPRIMENTO DO ELEMENTO DE TENSIONAMENTO .....	130
FIGURA 11.1-	GRÁFICO DA FUNÇÃO ENERGIA POTENCIAL TOTAL .....	147
FIGURA 11.2-	FLUXOGRAMA .....	150
FIGURA 13.1-	GEOMETRIA DO MODELO DO EXEMPLO 01 .....	156
FIGURA 13.2-	CARREGAMENTO DO MODELO DO EXEMPLO 01 .....	157
FIGURA 13.3-	GEOMETRIA DO MODELO DO EXEMPLO 02 .....	160
FIGURA 13.4-	GEOMETRIA DO MODELO DO EXEMPLO 03 .....	165

## Lista de Tabelas

TABELA 5.1-	NÚMERO DE CICLOS VERSUS TENSÃO PARA ENSAIOS DE FADIGA DE BARRAS.....	34
TABELA 5.2-	NÚMERO DE CICLOS VERSUS TENSÃO PARA ENSAIOS DE FADIGA DE FIOS .....	37
TABELA 5.3-	NÚMERO DE CICLOS VERSUS TENSÃO PARA ENSAIOS DE FADIGA DE CORDOALHA .....	39
TABELA 5.4-	NÚMERO DE CICLOS VERSUS VARIAÇÃO DE TENSÃO PARA ENSAIOS DA ANCORAGEM.....	44
TABELA 5.5-	CONSTANTE DE AMPLITUDE DE FADIGA.....	54
TABELA 6.1-	GEOMETRIA DOS TUBULÕES.....	58
TABELA 6.2-	TENSÕES ATUANTES NO SOLO .....	58
TABELA 6.3-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO .....	60
TABELA 6.4-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DOS BLOCOS .....	61
TABELA 6.5-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DOS PILARES .....	65
TABELA 6.6-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DO TABULEIRO .....	86
TABELA 6.7-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DA PLATAFORMA.....	90
TABELA 6.8-	COEFICIENTES AERODINÂMICOS DO TABULEIRO .....	92
TABELA 7.1-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DAS ESTACAS .....	99
TABELA 7.2-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DOS BLOCOS .....	101
TABELA 7.3-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DOS PILARES .....	104
TABELA 7.4-	CONSUMO DE MATERIAL PARA EXECUÇÃO DO TABULEIRO .....	122
TABELA 7.5-	MODOS DE VIBRAÇÃO E FREQUÊNCIAS NATURAIS .....	125
TABELA 7.6-	COEFICIENTES AERODINÂMICOS DO TABULEIRO .....	126
TABELA 13.1-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 01.....	158
TABELA 13.2-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 01.....	159
TABELA 13.3-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 02.....	161
TABELA 13.4-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 02.....	161
TABELA 13.5-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 02.....	162
TABELA 13.6-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 03.....	166
TABELA 13.7-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 03.....	167
TABELA 13.8-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 03.....	171
TABELA 13.9-	RESULTADOS REFERENTES AO EXEMPLO 03.....	172
TABELA 13.7-	TEMPO DE PROCESSAMENTO REFERENTE AO EXEMPLO 03.....	173

## 1 RESUMO

Nogueira Neto, H. A. - Contribuição ao projeto de pontes estaiadas com estudo dos casos da ponte sobre o rio Pinheiros e da ponte sobre o rio Guamá. - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003. 178 páginas. Dissertação de mestrado.

Segue uma pesquisa bibliográfica onde estão presentes a descrição histórica das construções das pontes suspensas, a análise das várias configurações geométricas adotadas na concepção de pontes estaiadas e um estudo sobre os estais.

Este trabalho também contempla a descrição das duas mais importantes pontes estaiadas executadas no Brasil. A primeira refere-se a ponte metroviária sobre o rio Pinheiros (Ponte Engenheiro Jamil Sabino), na cidade de São Paulo, compondo a Linha 5 do metrô. A segunda diz respeito a ponte sobre o rio Guamá (Ponte Governador Almir Gabriel), no estado do Pará, sendo a obra de maior destaque da Alça Viária de Belém, materializando a integração rodoviária de toda a região metropolitana da capital paraense.

Por fim é apresentado um estudo das estruturas estaiadas submetidas a um carregamento estático, considerando a não linearidade no comportamento dos elementos de tensionamento. Este estudo foi elaborado através do conceito de minimização de energia potencial total da estrutura, com o uso de um algoritmo do tipo Quase-Newton. Com este embasamento teórico, foi elaborado um programa computacional para determinar os deslocamentos e esforços atuantes em pontes suspensas, considerando o processo construtivo deste tipo de obra.

Palavras-chave: ponte estaiada, estai, ponte sobre o rio Pinheiros, ponte sobre o rio Guamá, energia, gradiente de energia, minimização de energia.

## 2 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo fornecer elementos para o entendimento do comportamento estático das pontes estaiadas.

O conhecimento da evolução histórica de concepções de projeto e dos materiais empregados neste tipo de obra, bem como o conhecimento das características de cada uma de suas possíveis configurações geométricas, são subsídios básicos para a correta compreensão e análise do comportamento estático das pontes estaiadas.

A pesquisa de obras já executadas também é um importante elemento no desenvolvimento de um novo projeto. A bibliografia internacional descreve de forma bastante completa as principais pontes estaiadas construídas a partir do ano de 1950. No entanto, pouco interesse tem sido demonstrado pelos pesquisadores brasileiros em registrar as pontes suspensas executadas no país.

Por fim, o estudo sobre o comportamento estático das pontes estaiadas, considerando os efeitos da não linearidade geométrica dos elementos flexíveis de tensionamento através do conceito de minimização da energia potencial total da estrutura, é uma ferramenta imprescindível no levantamento dos esforços atuantes na estrutura. A grande parcela das referências bibliográficas consultadas determina as solicitações atuantes em obras suspensas através do processo dos deslocamentos (análises matriciais), onde o efeito da não linearidade dos elementos flexíveis é considerado alterando os elementos que constituem a matriz de rigidez da estrutura. As referências [1], [11] e [14] descrevem metodologias de

cálculo onde os esforços internos são obtidos através do conceito de matriz de rigidez, apesar das particularidades na forma com que esta matriz é construída e alterada ao longo do processo. Embora a análise da não linearidade geométrica dos elementos de tensionamento em estruturas mistas através do conceito da minimização de energia já tenha sido amplamente estudada, pouco este conceito foi aplicado no estudo do comportamento pontes estaiadas.

---

### 3 ASPECTOS HISTÓRICOS

De acordo com a referência [14], o conceito e aplicação prática de pontes suspensas data de 1617, quando o italiano Faustus Verantius projetou uma ponte com tabuleiro de madeira suportado por barras com olhais. No entanto, segundo as referências [9] e [15], o primeiro tabuleiro suspenso data de 1784, quando Immanuel Löscher, um carpinteiro alemão da cidade de Friburgo, projetou e construiu uma ponte totalmente feita de madeira, com um vão de 32m.

Conforme a referência [14], em 1817, dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, construíram a passarela King's Meadows na Inglaterra, com 33,6m de vão. Esta obra foi caracterizada pelo emprego de dois mastros de ferro situados nas extremidades do vão, equilibrados por cabos ancorados no terreno.

Ainda em 1817 foi construída uma passarela sobre o rio Tweed (Figura 3.1), na Escócia, projetada por John e William Smith. Trata-se de uma obra de 79,2m de comprimento e 1,2m de largura, apresentando uma configuração mista entre obra estaiada e obra pênsil.

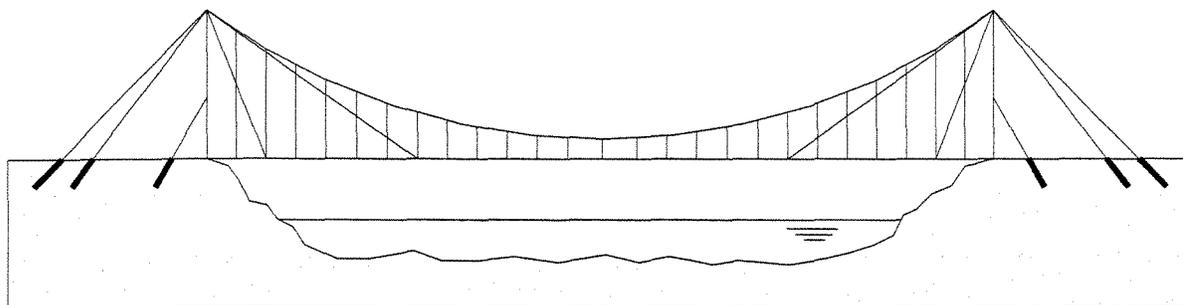
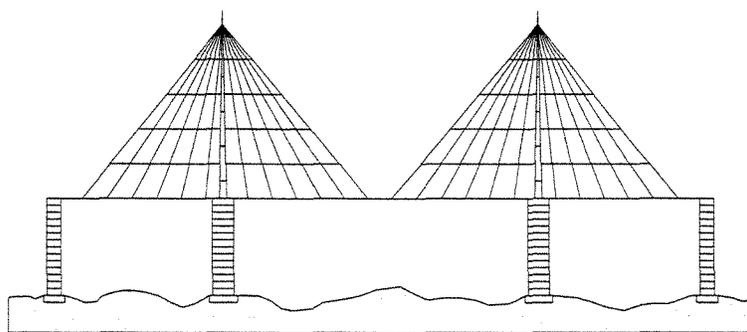


Figura 3.1

Quando solicitada por cargas móveis, esta passarela apresentava uma elevada vibração, além de um acelerado aumento de amplitude da oscilação dos seus cabos. Em 15 de janeiro de 1818, seis meses após sua completa execução, esta obra foi totalmente destruída pela ação de uma rajada de vento. De acordo com a referência [15], muitas testemunhas afirmaram que a movimentação horizontal do tabuleiro, momentos antes do colapso, era tão elevada quanto a sua movimentação vertical. Esta instabilidade torcional se deve principalmente a elevada razão entre o comprimento e a largura do tabuleiro, igual a 66. A ponte de Tacoma, em Washington, também destruída pela ação do vento devido a sua baixa estabilidade torcional, possuía esta relação igual a 77.

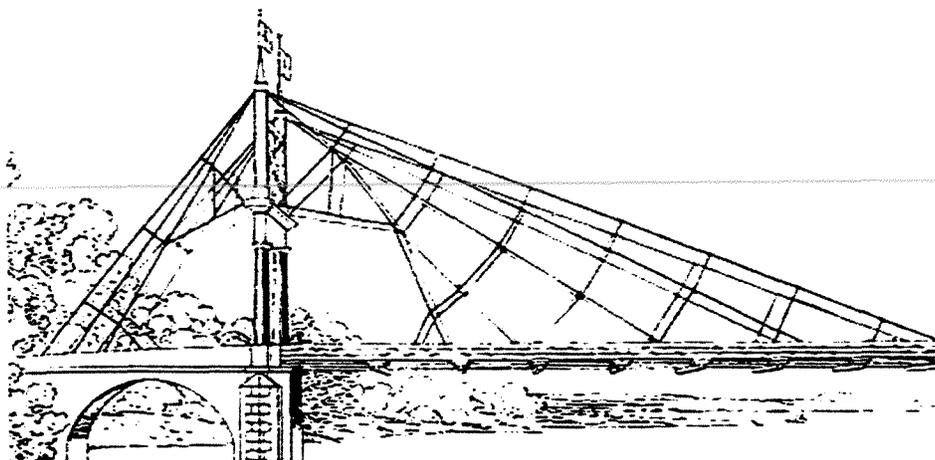
Segundo a referência [9], por volta de 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu suspender o tabuleiro através de barras rígidas de ferro, fixadas junto ao ponto mais alto do mastro (Figura 3.2). Esta idéia foi mais tarde desenvolvida pelo engenheiro francês C. L. Navier que, em 1823, propôs um sistema onde estas barras foram substituídas por correntes.



**Figura 3.2**

A referência [15] apresenta trechos de um documento escrito em 1830 por Navier onde são feitas duras críticas às obras suspensas por barras, sob alegação de que estas estruturas não são suficientemente flexíveis.

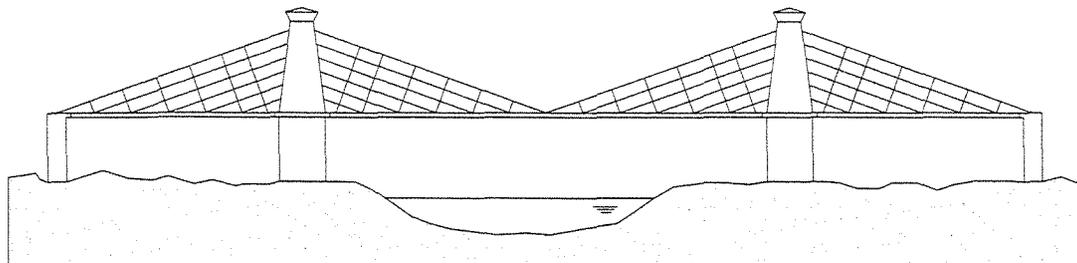
De acordo com a referência [14], em 1824, foi executada na Alemanha uma ponte sobre o rio Saale, com 78m de vão (Figura 3.3). Devido ao equivocado dimensionamento dos cabos, esta ponte apresentava uma excessiva deformação vertical quando solicitada por cargas acidentais, fazendo com que, um ano após sua construção, entrasse em colapso, vitimando várias pessoas. Segundo a referência [15], a geometria irregular dos cabos somente permitia que os mesmos fossem solicitados de forma efetiva após uma deformação excessiva do tabuleiro.



**Figura 3.3**

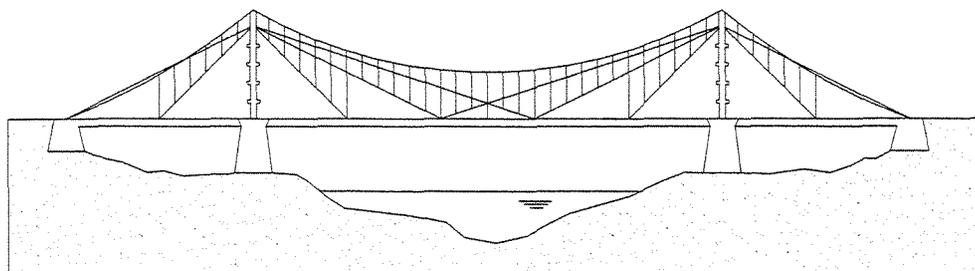
Em 1840, um outro tipo de arranjo de cabos em um único plano foi proposto pelo engenheiro inglês Hatley. Nesta disposição, os cabos são ancorados ao longo de toda altura do mastro, permitindo o emprego de tabuleiro com menor rigidez. Anos depois, uma nova configuração foi proposta por Hatley, onde uma rede secundária de cabos paralelos entre si foi

acrescentada a sua proposta original, sendo ancorada no tabuleiro e fixada perpendicularmente aos cabos principais (Figura 3.4).



**Figura 3.4**

Segundo a referência [14], em 1868, foi construída sobre o rio Moldau, na cidade de Praga, a ponte Franz Joseph (Figura 3.5) projetada por Ordish e Le Feuvre. Esta ponte representa uma clássica combinação de ponte estaiada e de ponte pênsil, onde barras diagonais com suas extremidades presas no tabuleiro e no topo do mastro encontram-se ligadas aos cabos principais através de pendurais.



**Figura 3.5**

Ordish também projetou, em 1873, a ponte Albert, sobre o rio Tâmbisa, na Inglaterra, com 122m de vão. O sistema de suspensão desta obra caracteriza-se por diagonais presas no tabuleiro e no topo do mastro, além de pendurais fixados junto aos cabos principais e ao próprio tabuleiro. A grande

rigidez do tabuleiro permitiu que as diagonais e os pendurais fossem ancorados ao longo do mesmo em pontos significativamente distantes entre si.

Na segunda metade do século XIX, as pontes suspensas foram revistas na América do Norte pelo engenheiro John Augustus Roebling, que projetava suas obras associando o conceito de ponte pênsil e ponte estaiada. Segundo a referência [14], o propósito desta configuração era minimizar os efeitos de aumento da amplitude de oscilação iniciados pela ação das cargas móveis. Roebling empregou este conceito na construção da ponte Cincinnati (Figura 3.6), sobre o rio Ohio, com 687m de extensão, aberta ao tráfego em janeiro de 1867. Proporcionalmente, metade do peso da superestrutura e a totalidade da carga móvel era suportada pelos cabos diagonais, ancorados no topo dos mastros e em sucessivos pontos ao longo do tabuleiro. Já os cabos principais seriam responsáveis por suportar a outra metade do peso da superestrutura.

---



**Figura 3.6**

Também foi idealizada por Roebling, em 1883, a ponte Brooklyn (Figura 3.7), em Nova Iorque, com aproximadamente 1060m de extensão, sendo 486,5m correspondente ao vão central.

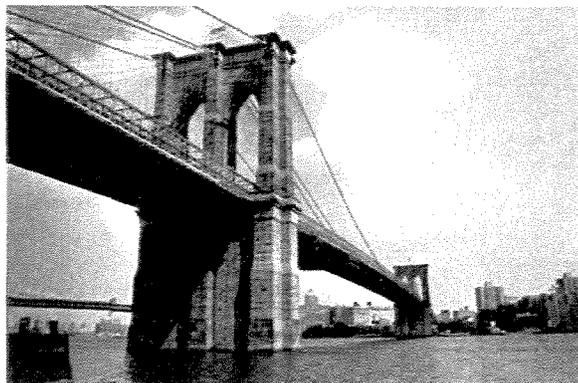


Figura 3.7

A principal característica desta obra é o uso conjunto de cabos diagonais dispostos radialmente (ou seja, partem praticamente de um mesmo ponto no topo do mastro e são ancorados em vários pontos ao longo do tabuleiro) e cabos principais ligados ao tabuleiro através de pendurais. Segundo a referência [14], Roebling introduziu estes cabos radiais com a função primordial de tornar o tabuleiro menos flexível, embora indiretamente tenha contribuído para aumentar a capacidade de carga da ponte. De acordo com o próprio Roebling, se os cabos principais fossem retirados, a ponte experimentaria deformações excessivas no meio do vão central, mas não atingiria a ruptura.

Em 1855, Roebling também foi responsável pela construção da primeira ponte ferroviária suspensa sobre o rio Niágara. Esta obra possui um único vão de 280m, sendo composta por dois tabuleiros. O tabuleiro superior suporta a ferrovia, ao passo que o tabuleiro inferior é aberto ao tráfego de pedestres.

Esta configuração de tabuleiros dispostos em dois níveis contribui para uma maior rigidez da estrutura, minimizando o deslocamento vertical sob ação de cargas móveis. De acordo com a referência [15], logo após sua completa execução, esta ponte foi submetida a uma prova de carga, onde um trem com seus vagões totalmente carregados foi posicionado no meio do vão. A deformação verificada foi de 25cm, menor que um milésimo do comprimento do vão.

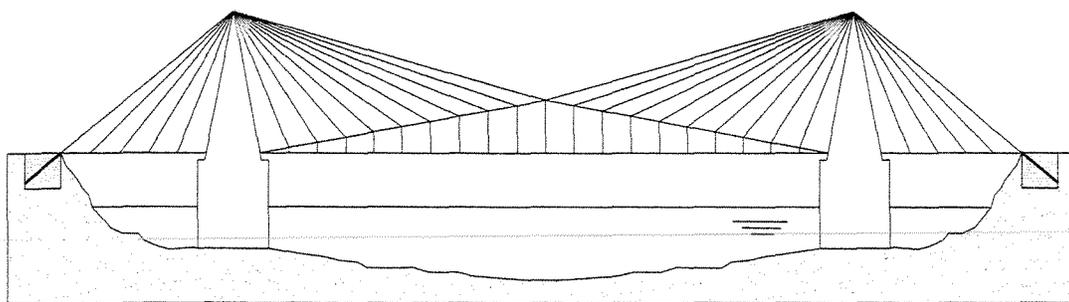
Neste mesmo período, um número reduzido de obras com a associação do conceito de ponte pênsil e ponte estaiada foi construído na França pelo engenheiro Arnodin. Em sua concepção, os cabos diagonais são ancorados no tabuleiro apenas em uma faixa próxima ao mastro (aproximadamente um quarto do comprimento do vão), sendo a faixa central do tabuleiro (aproximadamente metade do vão) suspensa por pendurais que transferem a carga atuante no tabuleiro para os cabos principais. Segundo o próprio Arnodin, este sistema ~~reduz as deformações das vigas, proporcionando o emprego de vigas com menor altura.~~

Esta concepção de projeto não atingiu uma grande aceitação devido a sua imperfeição estética, pois o uso conjunto da solução em ponte estaiada e ponte pênsil ocasionou em um resultado arquitetônico menos satisfatório que o emprego individual de qualquer uma dessas duas propostas.

A obra de maior destaque projetada por Arnodin foi a ponte Bonhomme, executada em 1904 sobre o rio Blavet, na cidade de Marbihan, com um vão principal de 163m de comprimento e dois vãos laterais com 37m de extensão. O vão principal foi dividido em três partes, sendo a parte central suportada por

meio de cinco pendurais verticais ligados aos cabos principais, ao passo que as partes extremas eram suportadas por seis cabos diagonais ancorados diretamente nos mastros.

Uma nova concepção de ponte estaiada foi proposta pelo engenheiro francês A. Gisclard, em 1889. Conforme a referência [14], ele introduziu um sistema composto basicamente por cabos verticais e inclinados, compondo uma estrutura treliçada estável (Figura 3.8). Da forma com que os cabos são dispostos, o tabuleiro do vão central não fica sujeito a ação de esforços axiais, pois o componente horizontal de força dos cabos diagonais é direcionada para a base do mastro.



**Figura 3.8**

A ponte Cassagne (Figura 3.9), construída na França em 1907, ilustra de forma muito fiel a aplicação deste conceito. Trata-se de uma ponte ferroviária com 156m de vão principal e dois vãos laterais de equilíbrio com 39m de comprimento.



**Figura 3.9**

Conforme a referência [15], esta obra foi submetida a uma prova de carga, onde um trem de 192 toneladas foi posicionado no meio do vão principal. A deformação vertical verificada no tabuleiro foi inferior a 15cm.

Como visto até então, a principal preocupação dos projetistas era avaliar os efeitos da deformação mediante ação das cargas móveis. Isto se deve principalmente a dois fatores.

Primeiramente, havia por parte dos projetistas uma dificuldade muito grande em analisar o comportamento estático e dinâmico destas obras, pois o conhecimento técnico então existente era insuficiente para avaliar de forma segura os esforços internos atuantes na estrutura.

Outro aspecto importante a ser ressaltado diz respeito ao emprego de materiais impróprios na construção de pontes suspensas. Materiais como a madeira, barras rígidas e correntes, por apresentarem baixa resistência e baixo módulo de elasticidade, não são os mais indicados para atuarem como elementos de suspensão. Assim, para que estes elementos cumprissem sua função, era necessário que a superestrutura

apresentasse uma considerável deformação, colocando em risco a estrutura como um todo. Este aspecto de seu comportamento induziu a opinião de que estas pontes são extremamente flexíveis e pouco seguras.

As soluções em pontes suspensas foram esquecidas, recebendo um novo impulso somente em 1938, quando o engenheiro alemão F. Dischinger projetou uma ponte sobre o rio Elba, próxima à cidade de Hamburgo, na Alemanha. Segundo a referência [14], com o intuito de reduzir as deformações verticais do tabuleiro mediante a atuação das cargas móveis, Dischinger optou por utilizar cabos pré-tensionados compostos por fios de alta resistência.

Dischinger também projetou a ponte Strömsund na Suécia. Construída em 1955 pela empresa Demag, é considerada a primeira ponte suspensa moderna. Esta obra possui um vão principal de 183m e dois vãos de equilíbrio de 75m. Seu tabuleiro, executado em concreto, é suportado por dois planos de estais, ancorados no topo do mastro.

Conforme a referência [11], em um período relativamente curto de tempo compreendido entre 1955 e 1974, foram construídas aproximadamente sessenta pontes suspensas, sendo dezessete destas situadas na Alemanha. A partir de então, o rápido crescimento do número de aplicações desta solução sugere que estas pontes atendem a uma série de exigências, pois além de vencerem de forma segura grandes vãos, são economicamente viáveis e asseguram um agradável efeito arquitetônico.

## **4 CONFIGURAÇÕES**

As obras estaiadas são ideais quando se deseja vencer grandes vãos (travessia de rios, vales e rodovias) sem a necessidade de criar apoios intermediários.

A versatilidade das pontes estaiadas conduz a uma ampla variedade de configurações geométricas. O arranjo dos estais, o tipo de superestrutura e o estilo dos mastros podem ser facilmente ajustados de acordo com as condições locais.

A seguir são descritas algumas opções de configuração destas obras.

### **4.1 Disposição transversal dos estais**

Na direção transversal, as disposições mais usuais são em um único plano ou em dois planos de estais. No entanto, devido às necessidades estruturais, ou mesmo devido ao desejo de se obter um maior apelo arquitetônico, podem ser propostas algumas configurações alternativas.

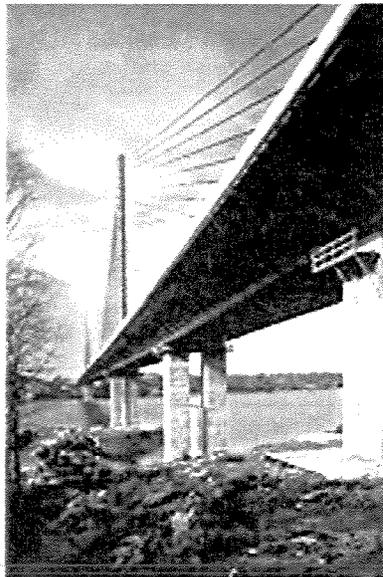
#### **4.1.1 Sistema de único plano**

Esta disposição é empregada quando se deseja dividir transversalmente o tabuleiro através da passagem dos estais ao longo do eixo longitudinal da superestrutura, apresentando um efeito estético muito agradável.

Neste tipo de arranjo, os esforços de torção originados devido a assimetria das cargas móveis no plano transversal da obra devem ser resistidos pelo tabuleiro. De acordo com a

referência [14], este fato praticamente obriga que pontes com esta configuração de estais possuam tabuleiro de seção celular, devido a sua grande rigidez a torção.

A ponte Iroise (Figura 4.1), com 800m de comprimento sobre o rio Elorn, na França, ilustra esta disposição de um único plano de estais.



**Figura 4.1**

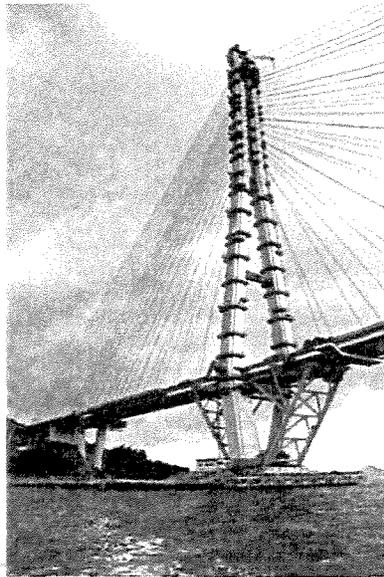
#### 4.1.2 Sistema de dois planos

Nesta disposição, os estais encontram-se ancorados ao longo das bordas do tabuleiro e não mais no eixo longitudinal da obra.

O emprego de dois planos de estais proporciona uma maior rigidez transversal da obra, minimizando as deformações da estrutura devido a ação do vento. Outro benefício trazido pelo emprego deste sistema corresponde a redução dos esforços de torção no tabuleiro, proporcionando o emprego de seções

menos robustas. No entanto, há um aumento de gastos com dispositivos de ancoragem dos estais, bem como com as atividades de tensionamento dos mesmos.

A ponte Tatara (Figura 4.2), com um comprimento total de 1480m, unindo as ilhas japonesas de Honshu e Shikoku, é um exemplo de ponte com dois planos de estais.

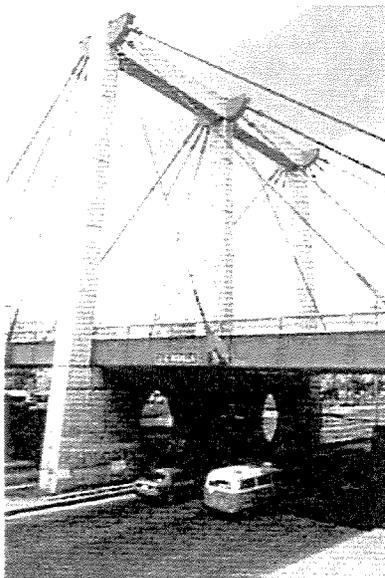


**Figura 4.2**

#### 4.1.3 Sistema alternativo

Como já mencionado, razões estéticas ou estruturais podem conduzir a diferentes configurações de estais.

A ponte Crisostomo Bonilla (Figura 4.3), situada na cidade do México, foi executada com três planos de estais. Com uma grande largura devido a necessidade de acomodar três largas faixas em cada sentido de tráfego, o tabuleiro foi suspenso por dois planos de estais situados ao longo de suas bordas e por um plano posicionado no eixo longitudinal da obra.



**Figura 4.3**

A ponte sobre o rio Lerez (Figura 4.4), na Espanha, aberta ao tráfego em 1995, também apresenta uma configuração atípica. Com um vão de 125m suspenso por um único plano de estais ao longo do eixo do tabuleiro, o mastro posicionado na entrada da obra é equilibrado por dois planos de estais fixados em blocos de ancoragem igualmente distantes do eixo longitudinal do tabuleiro, resultando em uma obra de grande apelo arquitetônico.



**Figura 4.4**

## 4.2 Disposição longitudinal dos estais

De acordo com a referência [11], há basicamente quatro possibilidades de configuração longitudinal dos estais: radial (a), harpa (b), leque (c) e estrela (d) (Figura 4.5).

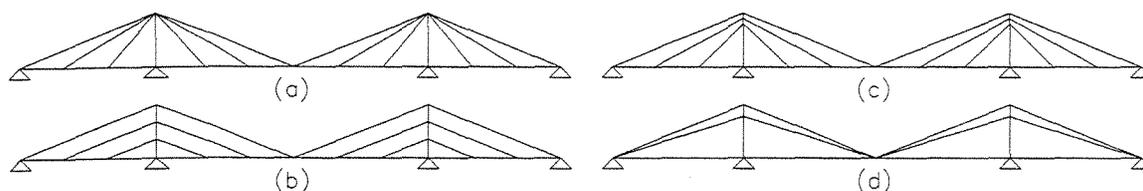


Figura 4.5

Qualquer que seja a configuração empregada, é possível optar pela utilização de um único plano ou de dois planos de estais.

### 4.2.1 Radial

Nesta disposição, os cabos encontram-se ancorados ao longo do tabuleiro em pontos igualmente espaçados, sendo fixados em um ponto comum situado no topo do mastro.

Segundo a referência [11], esta disposição é estruturalmente muito interessante, pois o ângulo de inclinação dos estais em relação ao tabuleiro é maximizado. Assim, a parcela vertical da força atuante no estai é igualmente maximizada, fazendo com que menores seções de estai sejam necessárias para sustentar o peso próprio do tabuleiro e a parcela vertical de cargas móveis. Da mesma forma, a parcela horizontal é minimizada, reduzindo a deformação axial no tabuleiro devido ao efeito de fluência. No entanto, não é correto afirmar que esta configuração conduza a um menor consumo de aço, pois,

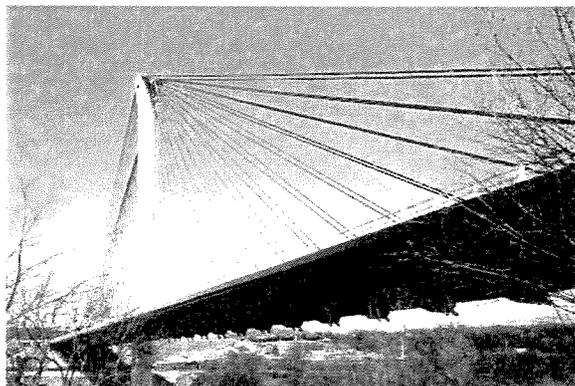
embora seja preciso um menor número de cordoalhas para compor o estai, se faz necessário um maior comprimento das mesmas.

Como os estais são fixados na região mais alta do mastro, em pontos muito próximos um dos outros, a execução de suas ancoragens é bastante dificultada. Além disto, a concentração de forças no topo do mastro provoca o aparecimento de elevados esforços cortantes e momentos fletores ao longo de sua altura, refletindo em um maior consumo de aço em seu detalhamento. Para evitar estes inconvenientes, obras com este tipo de configuração possuem, em sua grande maioria, os estais passando pelo topo do mastro sobre selas (dispositivo semelhante ao verificado no topo das torres de pontes pênséis), sendo necessário menores espaços para a passagem dos estais junto ao mastro, além de assegurar que o mastro seja submetido apenas a esforços de compressão.

Ainda no que se refere a passagem dos estais junto ao mastro, convém ressaltar que a atividade de tensionamento dos mesmos somente pode ser iniciada com o término da execução do mastro, prejudicando o cronograma físico da obra.

De acordo com a referência [11], embora não haja nenhum inconveniente de caráter estrutural, a configuração radial em conjunto com a disposição em dois planos de estais deve ser evitada. Este aconselhamento é feito devido a acentuada intersecção de estais quando a obra é observada através de uma linha não perpendicular ao plano dos estais, ocasionando um desagradável efeito visual.

Como exemplo deste arranjo pode ser citado o viaduto Irese (Figura 4.6), na França, aberto ao tráfego em 1991.



**Figura 4.6**

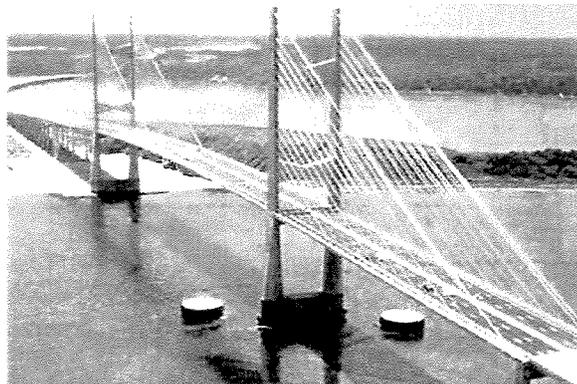
#### 4.2.2 Harpa

Este arranjo é caracterizado pela fixação dos estais ao longo da altura do mastro de modo a manter o paralelismo entre os mesmos.

Diferentemente da disposição radial, este sistema não apresenta uma otimização da capacidade dos estais (uma vez que o ângulo de inclinação dos estais em relação ao tabuleiro não é maximizado). Por outro lado, a opção em harpa permite que o tensionamento dos estais (bem como a execução do tabuleiro em balanços sucessivos), seja iniciado sem a necessidade da conclusão do mastro.

Segundo a referência [14], a disposição em harpa contribui para um aumento da rigidez do tabuleiro, reduzindo os deslocamentos verticais mediante atuação das cargas móveis.

A ponte Dames (Figura 4.7), na Flórida, aberta ao tráfego em 1989, exemplifica esta configuração de estais.



**Figura 4.7**

#### 4.2.3 Leque

Este arranjo é caracterizado pela fixação dos estais ao longo de um pequeno trecho situado na porção mais alta do mastro, de modo a manter inalterado o espaçamento vertical entre as ancoragens. Nesta disposição, os estais não são paralelos entre si.

De forma semelhante à configuração radial, esta disposição mantém elevado o ângulo de inclinação dos estais em relação ao tabuleiro. No entanto, a opção em leque permite que sejam iniciadas as atividades de tensionamento dos estais sem a necessidade de conclusão do mastro.

A ponte Brotonne (Figura 4.8), na França, construída em 1977, com um comprimento total de 1278m, exemplifica a configuração em leque.



**Figura 4.8**

#### 4.2.4 Estrela

Nesta disposição, os estais encontram-se ancorados em diferentes pontos ao longo da altura do mastro, convergindo para um ponto comum da superestrutura.

Este padrão, embora proporcione um agradável efeito arquitetônico, contradiz o princípio de que os pontos de ancoragem dos estais no tabuleiro devam estar distribuídos ao longo de seu comprimento.

A grande desvantagem construtiva desta configuração esta na obrigatoriedade da execução do tabuleiro sobre cimbramento, pois, devido a ausência de estais ao longo do seu comprimento, torna-se inviável construí-lo através de balanços sucessivos. Além disto, devido a ausência de vinculações intermediárias, a seção do tabuleiro deve possuir uma elevada rigidez a flexão, a fim de minimizar os efeitos de deformação mediante ação das cargas móveis. Assim, torna-se evidente que esta configuração é imprópria quando se deseja vencer grandes vãos livres.

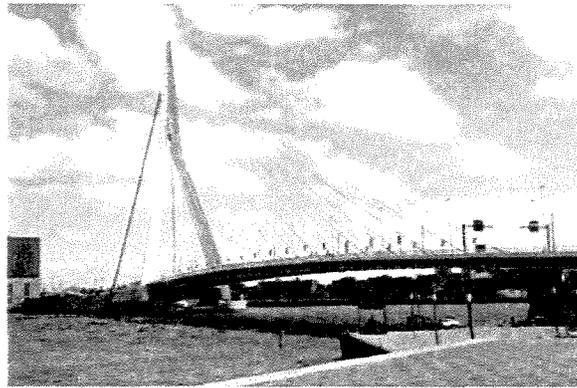
Uma das poucas obras onde o emprego desta disposição pode ser visto é a ponte Norderelbe (Figura 4.9), em Hamburgo, na Alemanha, construída em 1962. A altura adicional do mastro sobre os pontos de ancoragem dos estais é puramente decorativa, não apresentando nenhum propósito estrutural.



**Figura 4.9**

Embora esta configuração seja pouco utilizada, seu uso em associação com as demais disposições é bastante difundido. O emprego da configuração estrela nos vãos de equilíbrio, com os estais ancorados diretamente sobre os apoios extremos (ponto de grande indeslocabilidade na direção vertical), evita deformações verticais elevadas no tabuleiro do vão principal, quando submetido à ação de cargas móveis.

Por este motivo, o uso dessa associação foi adotado na ponte Erasmus (Figura 4.10), sobre o rio Maas, em Rotterdam, aberta ao tráfego em 1996.



**Figura 4.10**

### **4.3 Mastro**

O mastro equivale a torre existente sobre o tabuleiro, destinada a receber os carregamentos atuantes na superestrutura, transferidos para o mesmo através dos estais.

Várias são as possibilidades de concepções geométricas dos mastros de estaiamento. Os tipos mais comuns, de acordo com a referência [11], são simples, duplos ou gêmeos e pórticos.

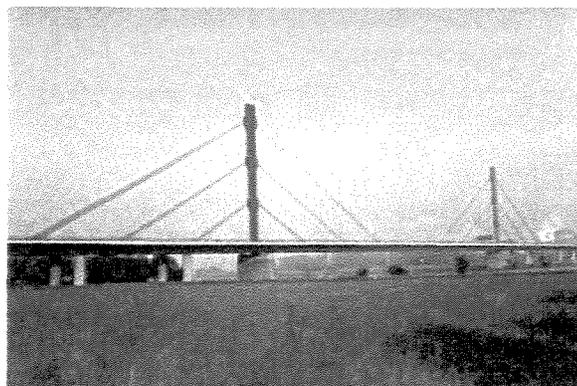
#### **4.3.1 Simples**

O mastro simples é utilizado para suportar um único plano transversal de estais.

Conforme mencionado na referência [14], sua estabilidade transversal é obtida através da ancoragem dos estais ao longo de sua altura. Em um eventual deslocamento transversal do mastro devido a ação do vento, os estais passam a apresentar um componente de força de sentido contrário ao deslocamento, evitando uma maior deslocabilidade.

Geralmente, os mastros possuem seção celular, pois além de apresentar maior rigidez com um menor consumo de material, possibilita que as ancoragens dos estais sejam internas ao mastro e de possível acesso, permitindo que as cordoalhas que compõem os estais sejam facilmente substituídas em uma eventual necessidade.

A ponte Beeckerwerth (Figura 4.11), sobre o rio Reno, na Alemanha, exemplifica esta concepção de mastro.



**Figura 4.11**

#### 4.3.2 Duplos ou gêmeos

Este tipo de mastro é empregado em obras caracterizadas pela presença de dois planos transversais de estais. Suas características são idênticas àquelas já descritas para mastro simples.

A ponte I'aire des Champs d'Amour (Figura 4.12), na França, com um comprimento total de 34m, exemplifica esta configuração.

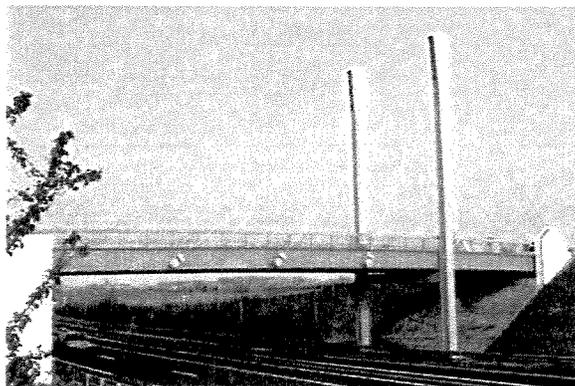


Figura 4.12

### 4.3.3 Pórticos

Este mastro é caracterizado pela formação de uma estrutura composta por duas torres (verticais ou inclinadas transversalmente) contraventadas entre si.

A maior recomendação para o uso desta solução é feita quando se deseja vencer grandes vãos, pois a necessidade de se projetar mastros com grande altura faz com que seja aconselhável contraventar suas torres entre si. Quando se deseja utilizar esta solução para pequenos vãos (e conseqüentemente pequenas torres), é preciso assegurar o gabarito mínimo necessário para o tráfego dos veículos sobre o tabuleiro.

São possíveis muitas variações deste tipo de mastro. As mais usuais são as seguintes.

#### 4.3.3.1 Portal

Corresponde a um mastro composto por duas torres, unidas entre si por meio de uma ou mais vigas de travamento. Esta

configuração é mais comum em obras caracterizadas por dois planos de estais dispostos em harpa ou leque.

A ponte Barrios de Luna (Figura 4.13), construída em 1983, na Espanha, ilustra esta configuração de mastro.



**Figura 4.13**

#### 4.3.3.2 Pórtico "A"

Nesta disposição, o mastro é composto por duas torres inclinadas transversalmente, de modo a unirem suas extremidades. Seu emprego é mais usual em obras onde os estais encontram-se dispostos radialmente.

A ponte Fred Hartman (Figura 4.14) , no Texas, com um mastro de 133m, exemplifica esta configuração.

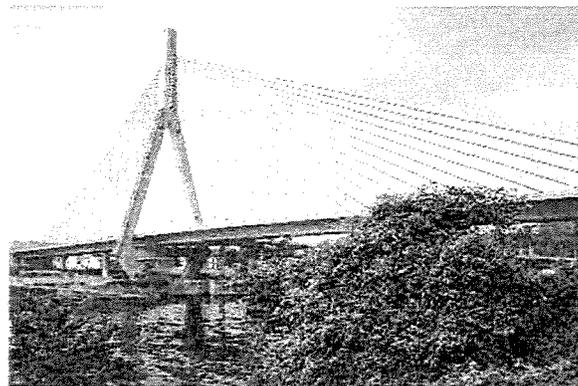


**Figura 4.14**

#### 4.3.3.3 Delta

Consiste de duas torres inclinadas transversalmente, de modo a se encontrarem e darem início a um prolongamento vertical. Este mastro é usualmente encontrado em obras caracterizadas por um único plano de estais dispostos em leque.

A ponte Ben Ahin (Figura 4.15), na Bélgica, com um vão total de 341m, exemplifica este tipo de mastro.



**Figura 4.15**

#### 4.4 Superestrutura

Os tabuleiros de pontes estaiadas podem ser classificados de várias maneiras. A mais comum diz respeito aos materiais empregados, pois como em toda construção civil, o estudo de viabilidade técnica e econômica entre obras metálicas e obras de concreto se faz necessário.

##### 4.4.1 Tabuleiros metálicos

O grande benefício trazido pelo emprego de estruturas metálicas corresponde ao maior controle dos processos executivos e da qualidade dos materiais, minimizando o risco de eventuais erros construtivos. Além disto, por se tratar de um material que apresenta maior resistência, é possível trabalhar com tabuleiros mais esbeltos, reduzindo desta forma o peso próprio da superestrutura e, conseqüentemente, os gastos com a infra-estrutura.

---

No entanto, de acordo com a referência [11], a execução de tabuleiros metálicos praticamente obriga o uso de segmentos pré-moldados, além de exigir mão-de-obra mais qualificada.

A ponte Knee (Figura 4.16), na Alemanha, com 561m de comprimento, é um exemplo de obra estaiada com tabuleiro metálico.

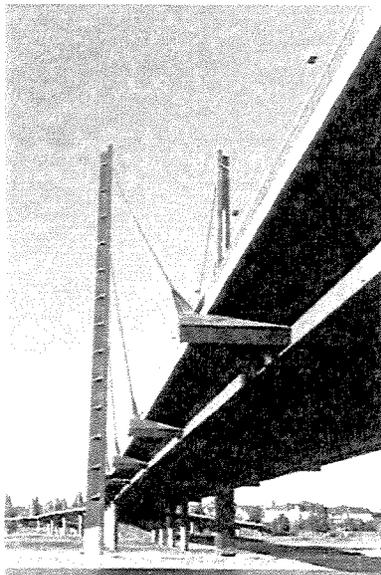


Figura 4.16

#### 4.4.2 Tabuleiros de concreto

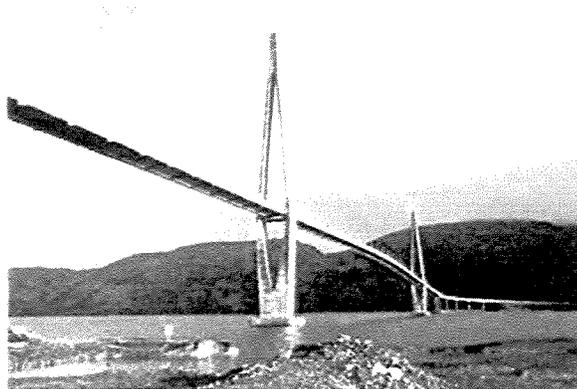
A execução de tabuleiro de concreto armado ou protendido em pontes estaiadas tem tido uma maior aceitação entre projetistas e construtores.

---

Além de apresentar um processo construtivo mais simples, o tabuleiro de concreto pode ser todo executado *in loco* através de balanços sucessivos, eliminando a necessidade de transporte e lançamento de segmentos pré-moldados. Além disto, o concreto é menos susceptível ao ataque de agentes externos, tornando a necessidade de vistorias do tabuleiro menos freqüente.

No entanto, por se tratar de um material que apresenta uma resistência inferior ao aço, os tabuleiros executados em concreto necessitam de uma seção mais robusta, aumentando seu peso e, conseqüentemente, os gastos com infra-estrutura.

A ponte Helgeland (Figura 4.17), na Noruega, aberta ao tráfego em 1991, ilustra uma ponte construída com tabuleiro de concreto.



**Figura 4.17**

## 5 ESTAIS

O estai corresponde ao sistema empregado em pontes suspensas capaz de transferir diretamente os carregamentos atuantes no tabuleiro para o mastro. O estai é composto pelos elementos principais de tensionamento, pelos sistemas de ancoragem e todos os itens necessários para proteção do conjunto.

### 5.1 Elementos de tensionamento

#### 5.1.1 Barras

São componentes rígidos capazes de serem pré-tensionados. O estai pode ser composto por uma única barra ou por um conjunto de barras paralelas entre si.

As barras empregadas em obras estaiadas devem estar em conformidade com as especificações presentes na ASTM A722. A proteção contra corrosão deve ser realizada por meio de galvanização a quente (ASTM A123), ou por revestimento a base de epoxi (ASTM A775).

Conforme a referência [12], as barras utilizadas na execução de obras estaiadas devem atender a uma série de exigências impostas através da realização de ensaios estáticos e dinâmicos.

Para cada lote de 20 toneladas de aço, é necessária a realização de ensaios estáticos, onde os valores exigidos são os seguintes:

Mínima resistência última de tração:  $f_s' = 1035 \text{ MPa}$

Mínima tensão de escoamento:  $f_y' = 0,85 f_s'$

Módulo de elasticidade:  $E = (200000 \pm 5\%) \text{ MPa}$

Caso os resultados encontrados sejam inferiores aos valores mínimos exigidos, todo este lote deverá ser rejeitado.

Para a realização do ensaio dinâmico de fadiga, deve ser coletada uma amostra de 5m de comprimento para cada lote de 20 toneladas de aço, sendo o comprimento mínimo do corpo de prova igual 20 diâmetros, mas não inferior a 61cm.

O corpo de prova deve ser exposto a uma tensão superior a 45% da mínima resistência última de tração, com uma variação de tensão dada em função do número de ciclos que a amostra é submetida (Tabela 5.1).

Número de ciclos	Variação de tensão (MPa)
$> 2 \times 10^6$	99
$2 \times 10^6$	122
$5 \times 10^5$	164
$1 \times 10^5$	244

**Tabela 5.1**

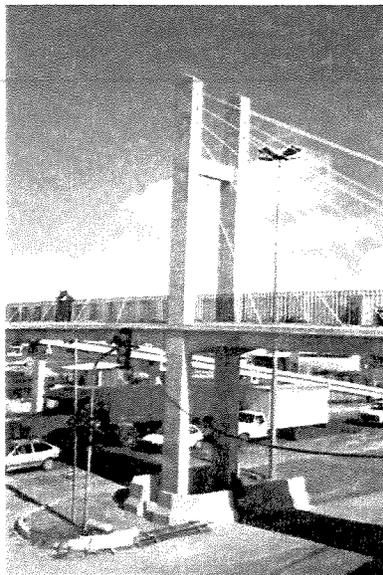
Encerrado o ensaio de fadiga, o corpo de prova deve ser submetido a um ensaio estático, onde a tensão de ruptura não deve ser inferior a 95% da mínima resistência última de tração.

Caso o corpo de prova seja reprovado no ensaio dinâmico ou no ensaio estático, dois novos ensaios devem ser realizados com

corpos de prova coletados a partir da mesma amostra. Se ocorrer um novo resultado negativo, o lote representado por esta amostra deve ser rejeitado.

Embora sejam cumpridas as exigências necessárias para assegurar que as barras isoladamente não tenham seu comportamento comprometido, a dificuldade de evitar totalmente o aparecimento de dobras ao longo de seu comprimento faz com que seu emprego seja mais habitual em passarelas, onde os elementos de tensionamento ficam expostos a uma baixa variação de tensão.

A passarela situada na cidade de Maceió, na Universidade Federal de Alagoas (Figura 5.1), executada com barras dywidag ST 85/105, exemplifica o emprego de barras rígidas em obras estaiadas.



**Figura 5.1**

### 5.1.2 Fios

São os componentes flexíveis básicos para confecção das cordoalhas e cabos. Os fios empregados em obras estaiadas devem estar em conformidade com a ASTM A421.

De acordo com a referência [11], os fios são produzidos por trefilação a frio de uma haste metálica através de uma série de sucessivos moldes. Este processo reduz a área transversal desta haste em torno de 70%, melhorando a estrutura interna do aço e, conseqüentemente, proporcionando um aumento de sua resistência.

Com o intuito de aliviar as tensões causadas pela laminação a quente dos lingotes, estas hastes são previamente expostas a um tratamento a quente e resfriadas rapidamente, de modo a garantir que as características ideais sejam asseguradas. Em seguida, anterior ao processo de trefilação propriamente dito, as hastes são mergulhadas em solução ácida para remover as escamas originárias do processo de corte dos lingotes, sendo em seguida enxaguadas em água e envolvidas com um material lubrificante.

A princípio, fios de baixa relaxação são mais indicados para compor os estais. No entanto, não há nenhum inconveniente em empregar fios de relaxação normal, desde que seu alongamento gradual seja insignificante sob ação de tensão de trabalho.

Conforme a referência [12], os fios que compõem os elementos de tensionamento utilizados em obras estaiadas devem atender a uma série de exigências impostas através da realização de ensaios estáticos e dinâmicos.

Para cada lote de 25 toneladas de aço, é necessária a realização de ensaios estáticos, onde os valores exigidos são os seguintes:

Mínima resistência última de tração:  $f_s' = 1655 \text{ MPa}$

Mínima tensão de escoamento:  $f_y' = 0,90 f_s'$  (baixa relaxação)

Mínima tensão de escoamento:  $f_y' = 0,85 f_s'$  (relaxação normal)

Módulo de elasticidade:  $E = (200000 \pm 5\%) \text{ MPa}$

Caso os resultados encontrados sejam inferiores aos valores mínimos exigidos, todo este lote deverá ser rejeitado.

Para a realização do ensaio dinâmico de fadiga, deve ser coletada uma amostra de 5m de comprimento para cada lote de 10 toneladas de aço, sendo o comprimento mínimo do corpo de prova igual a 30cm.

O corpo de prova deve ser exposto a uma tensão superior a 45% da mínima resistência última de tração, com uma variação de tensão dada em função do número de ciclos que a amostra é submetida (Tabela 5.2).

Número de ciclos	Variação de tensão (MPa)
$> 2 \times 10^6$	282
$2 \times 10^6$	297
$5 \times 10^5$	370
$1 \times 10^5$	512

**Tabela 5.2**

Encerrado o ensaio de fadiga, o corpo de prova deve ser submetido a um ensaio estático, onde a tensão de ruptura não

deve ser inferior a 95% da mínima resistência última de tração.

Caso o corpo de prova seja reprovado no ensaio dinâmico ou no ensaio estático, dois novos ensaios devem ser realizados com corpos de prova coletados a partir da mesma amostra. Se ocorrer um novo resultado negativo, o lote representado por esta amostra deve ser rejeitado.

### 5.1.3 Cordoalhas

As cordoalhas são caracterizadas por uma montagem de fios, que circundam helicoidalmente um fio central em uma ou mais camadas. A ASTM A416 descreve as características de fabricação das cordoalhas empregadas em obras estaiadas (compostas por sete fios, sendo um central e os demais dispostos em uma única camada).

~~Conforme a referência [12], as cordoalhas utilizadas em pontes estaiadas devem atender as exigências impostas através da realização de ensaios estáticos e dinâmicos.~~

Para cada lote de 10 toneladas de aço, é necessária a realização de ensaios estáticos, onde os valores exigidos são os seguintes:

Mínima resistência última de tração:  $f'_s = 1860 \text{ MPa}$

Mínima tensão de escoamento:  $f'_y = 0,90 f'_s$

Módulo de elasticidade:  $E = (197000 \pm 5\%) \text{ MPa}$

Caso os resultados encontrados sejam inferiores aos valores mínimos exigidos, todo este lote deverá ser rejeitado.

Para a realização do ensaio dinâmico de fadiga, deve ser coletada uma amostra de 5m de comprimento para cada lote de 10 toneladas de cordoalhas, sendo o comprimento mínimo do corpo de prova igual a 100cm.

O corpo de prova deve ser exposto a uma tensão superior a 45% da mínima resistência última de tração, com uma variação de tensão dada em função do número de ciclos que a amostra é submetida (Tabela 5.3).

Número de ciclos	Variação de tensão (MPa)
$> 2 \times 10^6$	213
$2 \times 10^6$	228
$5 \times 10^5$	302
$1 \times 10^5$	443

**Tabela 5.3**

Encerrado o ensaio de fadiga, o corpo de prova deve ser submetido a um ensaio estático, onde a tensão de ruptura não deve ser inferior a 95% da mínima resistência última de tração.

Caso o corpo de prova seja reprovado no ensaio dinâmico ou no ensaio estático, dois novos ensaios devem ser realizados com corpos de prova coletados a partir da mesma amostra. Se ocorrer um novo resultado negativo, o lote representado por esta amostra deve ser rejeitado.

Atualmente, o emprego de feixes de cordoalhas paralelas tem sido a solução mais adotada na composição dos estais (Figura 5.2).

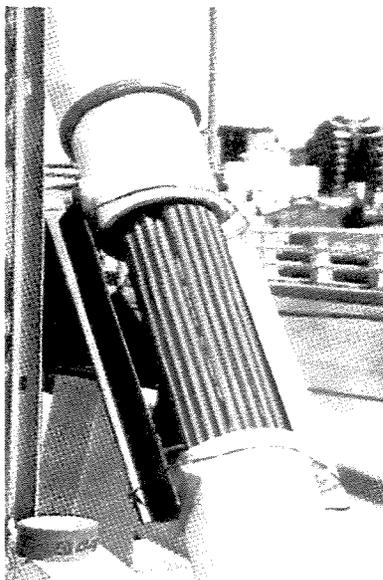


Figura 5.2

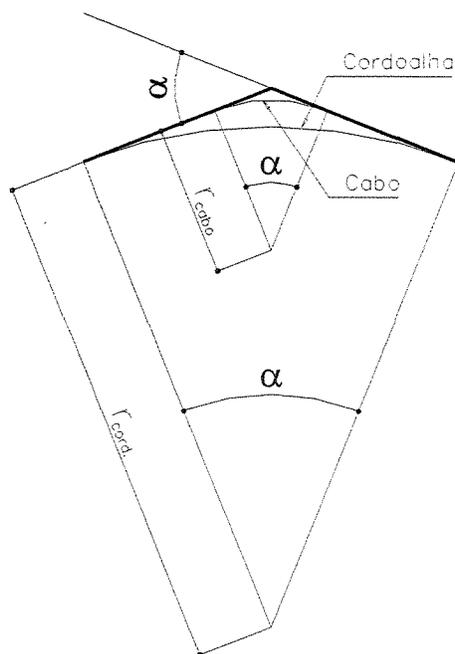
#### 5.1.4 Cabos

Os cabos são compostos por um conjunto de cordoalhas dispostos helicoidalmente em torno de uma outra cordoalha ou mesmo de um outro cabo. A ASTM A603 descreve as características de fabricação dos cabos empregados em obras suspensas.

Conforme as referências [11] e [14], cordoalhas e cabos, embora compostos de um mesmo material, apresentam características distintas.

As principais vantagens das cordoalhas residem no fato de apresentar maior resistência a tração e maior módulo de elasticidade. Por outro lado, os cabos são mais flexíveis,

fazendo com que, para desenvolver um mesmo desvio angular, necessitem de uma superfície de menor curvatura (Figura 5.3).

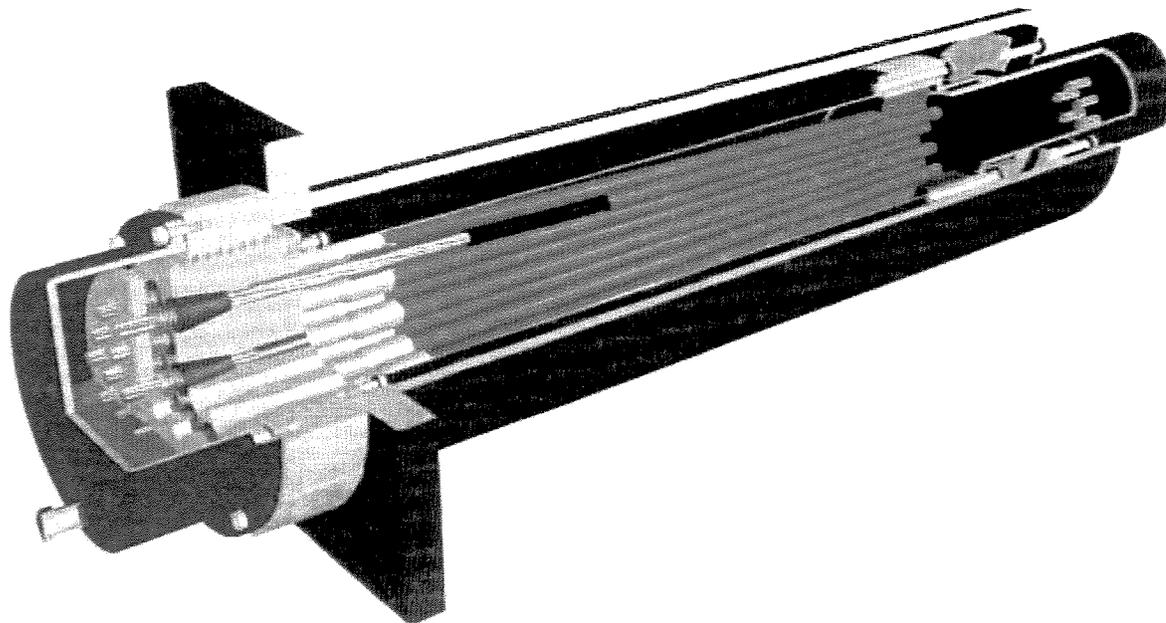


**Figura 5.3**

Devido a estas características, o uso de cordoalhas é mais indicado em pontes estaiadas, ao passo que os cabos são mais utilizados em pontes pênséis.

## **5.2 Sistemas de ancoragem**

A ancoragem é o dispositivo que compreende todos os componentes necessários para reter a força atuante no estai e transmiti-la para o ponto onde se encontra fixada, quer seja no tabuleiro ou no mastro (Figura 5.4).



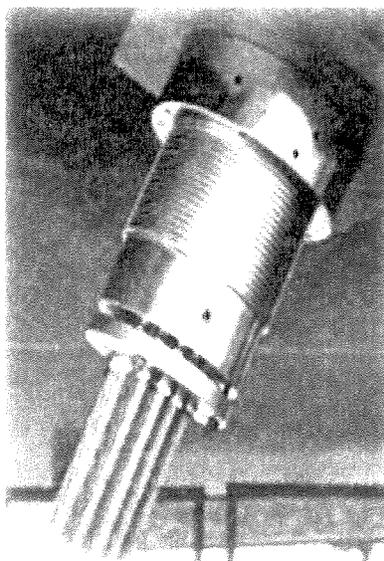
**Figura 5.4**

As ancoragens podem ser classificadas entre ativas (ancoragem onde será realizada a atividade de tensionamento) e passivas (ancoragem onde não haverá atividade de tensionamento). A primeira vista, não há nenhum fator que proíba a colocação das ancoragens ativas juntas ao mastro. No entanto, devido a maior facilidade de acesso e de trabalho, as ancoragens ativas são preferencialmente posicionadas no tabuleiro.

Como as cordoalhas são tensionadas individualmente, sua ancoragem junto a placa também é feita de forma isolada através de cunhas de aço (dispositivo muito semelhante ao empregado em cordoalhas de protensão convencional).

Após todas as cordoalhas terem sido ancoradas, uma correção na tensão pode ser feita simultaneamente em todo o conjunto de cordoalhas que compõem o mesmo estai através de um anel de ajuste presente na parte externa do dispositivo de ancoragem

(Figura 5.5). Desta forma, é possível alongar ou afrouxar todas as cordoalhas em uma única operação, aumentando ou aliviando a tensão atuante no estai (convém ressaltar que estes anéis de ajuste estão presentes apenas nos dispositivos ativos de ancoragem).



**Figura 5.5**

De acordo com a referência [12], os ensaios de resistência dinâmica e estática, além do ensaio de resistência à corrosão, deverão ser realizados em pelo menos três dispositivos de ancoragem mais representativos da obra.

No ensaio dinâmico, o elemento de tensionamento deverá possuir um comprimento mínimo de 3,5m e estar devidamente ancorado. Então, o conjunto é exposto a dois milhões de ciclos, submetido a uma tensão superior a 45% da mínima resistência última de tração do elemento de tensionamento, com uma variação de tensão dada em função do tipo do elemento de tensionamento (Tabela 5.4).

Elemento de tensionamento	Variação de tensão (MPa)
Barras	105
Cordoalhas	159

**Tabela 5.4**

Durante o ensaio dos dispositivos de ancoragem de elementos rígidos, nenhuma barra poderá se romper, caso contrário todo o sistema deverá ser rejeitado. Já durante o ensaio dos dispositivos de ancoragem de elementos flexíveis, somente 2% dos fios poderão se romper, caso contrário todo o sistema deverá ser rejeitado.

Após o ensaio de fadiga, o sistema deverá ser exposto a dois novos ensaios.

No primeiro ensaio, visando verificar a resistência última do sistema de ancoragem, o sistema deverá ser submetido a um novo carregamento, devendo romper somente com uma tensão superior a 92% da atual tensão de ruptura do elemento de tensionamento e superior a 95% da mínima resistência última de tração do elemento de tensionamento. Caso contrário, todo o sistema deverá ser rejeitado.

No segundo ensaio, visando verificar a resistência a corrosão do sistema de ancoragem, o sistema submetido ao ensaio de fadiga (porém ser ter sido submetido a verificação da resistência última do sistema de ancoragem) deverá ser imerso em uma solução contendo 3% em volume de um corante pré-definido, contida em uma câmara onde a altura mínima da solução seja igual a 3,0m. Após o período de 96 horas, o sistema deverá ser retirado da solução e submetido a um exame

destrutivo. Caso o corante seja encontrado durante uma inspeção visual, o sistema deverá ser rejeitado.

Segundo a referência [12], a variação de tensão proposta para o ensaio de fadiga (quer seja dos elementos de tensionamento ou dos dispositivos de ancoragem) deve ser respeitada mesmo sendo superior a variação de tensão provocada pelo carregamento móvel, de modo a assegurar a total confiabilidade do sistema. É importante salientar que o ensaio de fadiga é realizado com um comprimento de estai muito inferior ao utilizado em pontes estaiadas, sendo que pequenos comprimentos de estai possuem uma menor probabilidade de apresentar ruptura na fadiga. Outra consideração importante reside no fato da duração do teste ser muito inferior a vida útil da estrutura, fazendo com que o efeito da corrosão na fadiga não seja considerado pelo ensaio. Por fim, as condições presentes no laboratório são muito superiores àquelas encontradas no campo.

---

### 5.2.1 Tubo guia

O tubo guia (Figura 5.6) corresponde ao tubo metálico existente a partir da placa de ancoragem, com a função de proteger o trecho inicial das cordoalhas, além de definir o ângulo de partida do estai (este ângulo deve considerar o efeito da catenária nas cordoalhas somente sob ação das cargas permanentes).



**Figura 5.6**

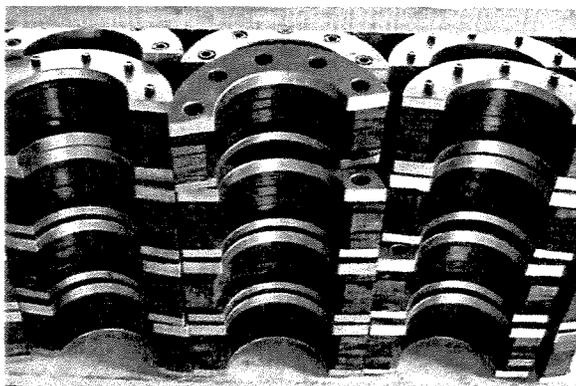
O tubo guia deve estar em conformidade com as exigências da ASTM A53, sendo todos os ensaios necessários descritos pela ASTM A673.

A espessura de sua parede deve ser suficiente para resistir aos esforços provocados pelo transporte e manuseio da peça, além de suportar a pressão de um eventual preenchimento com grout. No entanto, esta espessura, segundo a referência [12], não deve ser inferior a 10mm.

### 5.2.2 Amortecedor

Este dispositivo tem a finalidade de minimizar a amplitude de oscilação da tensão atuante nas cordoalhas devido a ação das cargas acidentais, amenizando o efeito da fadiga.

O amortecedor equivale a vários anéis de elastômero entre chapas metálicas (Figura 5.7). Este sistema é posicionado no interior do tubo guia, na extremidade oposta a placa de ancoragem.



**Figura 5.7**

### 5.2.3 Desviador

O desviador (Figura 5.8) corresponde a um cilindro plástico posicionado junto ao amortecedor cuja finalidade é assegurar o paralelismo das cordoalhas no interior do tubo guia.



**Figura 5.8**

Este cilindro é previamente perfurado de acordo com o número de cordoalhas que compõem o estai, fazendo com que cada orifício do desviador tenha um orifício correspondente na placa de ancoragem. Assim, cada cordoalha que atravessa o desviador tem assegurada sua ortogonalidade com a placa e, conseqüentemente, sua correta ancoragem.

Desta forma, o uso de desviadores possibilita a correção de pequenos erros de locação do tubo guia. Em média, o desviador permite uma correção entre o ângulo formado pelo tubo guia e o eixo do tabuleiro (ou do mastro) em  $0,5^\circ$  (0,0087 rad). Diferenças superiores a esta causam uma dobra muito acentuada da cordoalha junto ao desviador, prejudicando sua capacidade de carga.

### **5.3 Proteção**

De acordo com a referência [11], a proteção dos elementos de tensionamento contra a corrosão é essencial, pois imperfeições na superfície do aço possibilitam o aparecimento de pontos de concentração de tensão, que podem superar a tensão admissível do material.

#### 5.3.1 Galvanização

A proteção individual dos fios é feita por meio de várias camadas de cobertura de zinco, através de imersão a quente. De acordo com a referência [14], esta galvanização possui a vantagem de não ser facilmente danificada através do manuseio dos fios, além de seu custo ser pouco expressivo quando comparado com as demais proteções.

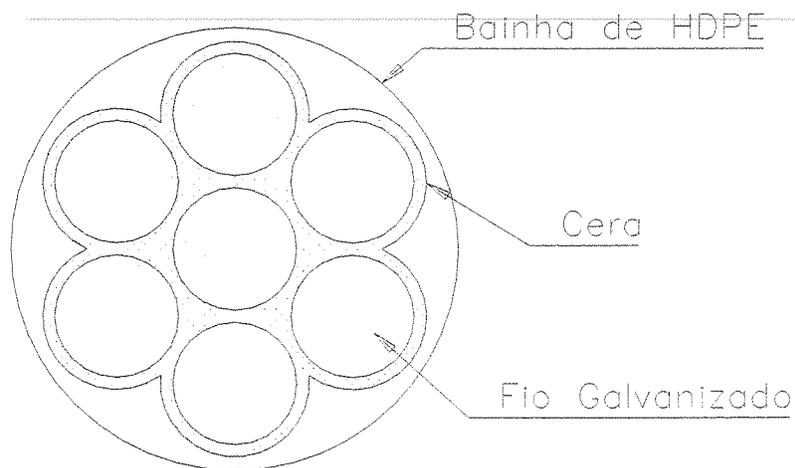
Conforme a referência [11], a ASTM A586 e A603 classifica esta proteção em razão da espessura da camada do revestimento de zinco. A proteção classe "A" equivale a um consumo entre 122 a 305 gramas de zinco por metro quadrado de superfície de fio de aço. A proteção classe "B" é definida por um consumo de zinco que varia entre 305 a 610 gramas por metro quadrado de superfície de fio de aço. Por fim, a proteção classe "C"

corresponde a um consumo entre 610 e 915 gramas de zinco por metro quadrado de superfície de fio de aço.

O processo de galvanização altera as propriedades mecânicas do aço, pois, segundo a referência [11], a tensão de ruptura pode apresentar uma redução em torno de 5%. No entanto, os valores de tensão última de resistência citados pela referência [12] já consideram a influência da proteção dos elementos de tensionamento.

### 5.3.2 Cera

A aplicação de cera (Figura 5.9) deve ser suficiente para assegurar o completo preenchimento entre os fios que compõem uma mesma cordoalha. Este material, além de proteger os fios contra a corrosão, deve ser quimicamente estável e não reativo com o aço.



**Figura 5.9**

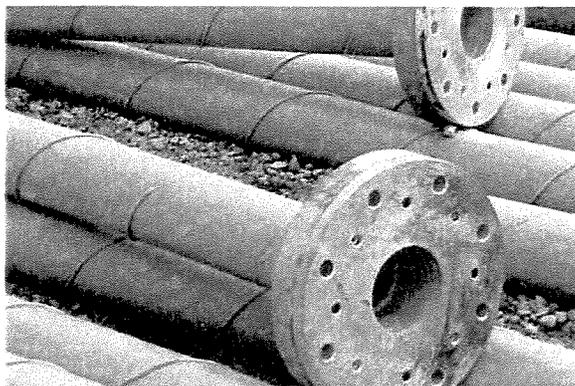
### 5.3.3 Bainha de HDPE (High Density Polyethylene)

A bainha de HDPE (Figura 5.9) é produzida por um processo de extrusão para assegurar uma total impermeabilidade à água. Este material não deve reagir com grout (eventualmente injetado no interior do tubo de HDPE) nem com a cera que envolvem os fios de aço, além de possuir suas características químicas inalteradas quando exposto a temperaturas elevadas.

Estas barreiras internas de proteção (galvanização, cera e a bainha de HDPE), embora inibam de forma eficiente o processo de corrosão do aço, não alteram as características físicas das cordoalhas.

### 5.3.4 Tubo de HDPE (High Density Polyethylene)

O tubo de HDPE (Figura 5.10), além de garantir total impermeabilidade a água e de ser não reativo com o grout, deve ser resistente a ação dos raios ultravioletas, protegendo todas as cordoalhas presentes em seu interior. A título de comparação, uma placa de HDPE com espessura de 1,0mm proporciona a mesma proteção contra os raios ultravioletas verificada em um muro de concreto de 1,8m de espessura. As especificações do HDPE são encontradas na ASTM D3035 e ASTM F714.

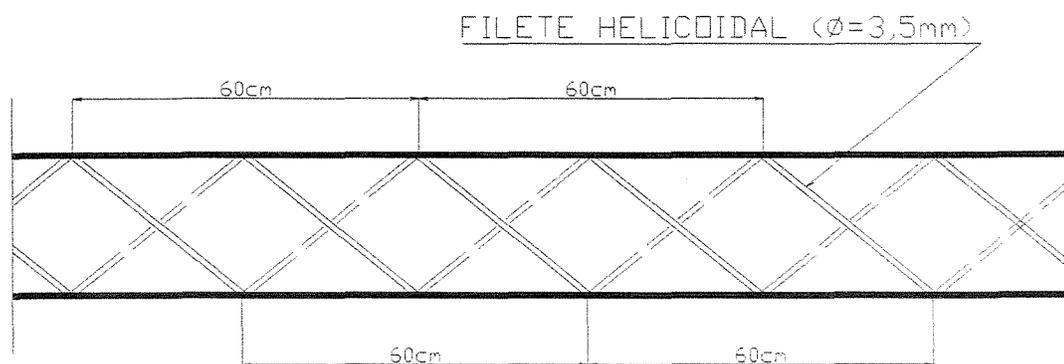


**Figura 5.10**

No entanto, o coeficiente de expansão térmica do HDPE é em torno de seis vezes superior ao coeficiente verificado no aço que compõe as cordoalhas. Por este motivo, o tubo de HDPE é envolvido internamente por uma fita de PVF (Polyvinyl Fluoride) com 125 micrômetro de espessura, com o intuito de minimizar sua expansão.

Conforme prescreve a referência [12], a espessura do tubo de HDPE não deve ser inferior a um dezoito avos ( $1/18$ ) de seu diâmetro externo.

Este tubo deve possuir em sua face externa, ao longo de todo seu comprimento, dois filetes helicoidais de pequeno diâmetro (em torno de 3,5mm), com passo de 60cm, para impedir a formação de vórtices e minimizar os efeitos de vibração induzidos pela ação do vento (Figura 5.11). Outro aspecto positivo proporcionado pelo tubo de HDPE refere-se ao fato de o mesmo apresentar menor coeficiente de arrasto quando comparado ao coeficiente de arrasto equivalente ao conjunto de cordoalhas.



**Figura 5.11**

### 5.3.5 Tubo anti-vandalismo

Consiste em um revestimento de aço com espessura em torno de 6mm colocado em torno do estai junto ao tabuleiro com objetivo único de atribuir uma proteção mecânica adicional aos elementos de tensionamento contra danos acidentais ou intencionais (Figura 5.12).



**Figura 5.12**

#### 5.4 Dimensionamento dos elementos de tensionamento

O dimensionamento dos elementos de tensionamento, segundo a referência [12], deve satisfazer a seguinte equação:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r, \text{ onde:}$$

$\eta$ : adimensional relativo a maleabilidade do elemento de tensionamento.

$\gamma_i$ : fator de carga. Estes fatores encontram-se presentes na American Association of Highway and Transportation Officials - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD).

$Q_i$ : tensão atuante no elemento de tensionamento. Quando a estrutura é submetida a um determinado carregamento, deve ser considerada, além da tensão axial, tensões originadas devido a presença de eventuais dobras.

$\phi$ : fator de resistência.

$R_n$ : resistência nominal característica.

$R_r$ : resistência de projeto.

No estado limite de fadiga, fazendo  $\eta$  e  $\phi$  igual a 1,00 e  $\gamma_i$  igual a 0,75, a equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$0,75\Delta F \leq \Delta F_n, \text{ onde:}$$

$\Delta F$ : variação de tensão devido a passagem da carga de fadiga. De acordo com a referência [12], a carga de fadiga corresponde a uma única linha de veículos de projeto (trem-tipo modelo HS20), com um espaçamento constante de 9,0m entre seus eixos traseiros, sendo suas cargas multiplicadas por 1,4. Atualmente, não há normas técnicas brasileiras que forneçam diretrizes para o projeto de obras estaiadas. No entanto, a carga de fadiga descrita em [12] certamente não atende as necessidades brasileiras, pois os trens-tipos citados pela NBR-7188 são totalmente diferentes do modelo americano HS20.

$\Delta F_{\eta}$ : resistência nominal de fadiga. Para determinar a resistência nominal de fadiga é necessário definir o valor de  $G$  e  $B$ .

O valor de  $G$  é obtido pela seguinte equação:

$$G = \frac{1}{2} \Delta F_{TH}, \text{ onde:}$$

$\Delta F_{TH}$ : constante de amplitude crítica de fadiga. Este valor é dado em função do tipo de elemento de tensionamento, conforme mostra a tabela 5.5.

Tipo de elemento	$\Delta F_{TH}$ (MPa)
Fios paralelos	145
Cordoalhas paralelas	110
Barras	110

**Tabela 5.5**

Já o valor de  $B$  é dado por:

$$B = \left( \frac{A}{365 N_y (ADTT)_{SL}} \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ onde:}$$

$A$ : constante igual a  $3,93 \times 10^{12}$  MPa<sup>3</sup>.

$N_y$ : Vida útil de projeto dos estais, em anos. A vida útil de projeto dos estais não necessita ser igual a vida útil da obra. A referência [12] sugere que a vida útil de projeto dos estai seja igual a 75 anos.

$ADTT_{SL}$ : média diária do tráfego do trem tipo em uma pista.

Conhecidos  $G$  e  $B$ , a resistência nominal de fadiga ( $\Delta F_\eta$ ) é dada pela seguinte situação:

- Caso  $0,75\Delta F \leq G$ , então  $\Delta F_\eta = G$ .
- Caso  $0,75\Delta F > G$  e  $0,75\Delta F \leq B$ , então  $\Delta F_\eta = B$ .
- Caso  $0,75\Delta F > G$  e  $0,75\Delta F > B$ , então a variação de tensão no elemento de tensionamento atingiu valores acima do permitido, sendo necessária a adoção de medidas capazes de reduzir esta amplitude, como por exemplo aumentar a área transversal do estai.

## 6 PONTE METROVIÁRIA SOBRE O RIO PINHEIROS

A ponte estaiada Engenheiro Jamil Sabino (Figura 6.1), sobre o rio Pinheiros, compõe a Linha 5 do Metrô de São Paulo, interligando a região de Santo Amaro a Capão Redondo. A Estação Santo Amaro está presente na própria obra, agregando ao tabuleiro da ponte as plataformas de embarque da estação. Neste ponto também foi criada uma ligação com a Linha Sul da CPTM (Companhia Paulista de Trens Metropolitanos), presente ao longo da margem direita do rio Pinheiros.



Figura 6.1

A Secretaria de Transportes Metropolitanos do Governo do Estado de São Paulo foi encarregada, através da CPTM, de providenciar toda a ligação metroviária de Santo Amaro a Capão Redondo. Para a elaboração de todo o projeto básico desta linha foi contratada a empresa Harza-Hidrobrasileira.

A concorrência para a construção da ponte estaiada foi vencida pela Construtora OAS Ltda, a quem coube a contratação das empresas Enescil Engenharia de Projetos Ltda e Jean Muller International para a elaboração do projeto executivo.

## 6.1 Características gerais

A obra (Figura 6.2) tem comprimento total de 230,75m subdivididos em quatro vãos, tendo o vão principal sobre o rio Pinheiros 122m de extensão, entre os apoios 172 (onde está situado o mastro) e 173. Este vão é equilibrado por dois outros vãos na margem esquerda do rio, com 35,75m (entre os apoios 170 e 171) e 50m (entre os apoios 171 e 172). O vão entre os apoios 173 e 173A possui 23m de extensão, sendo o único a não ser estaiado.

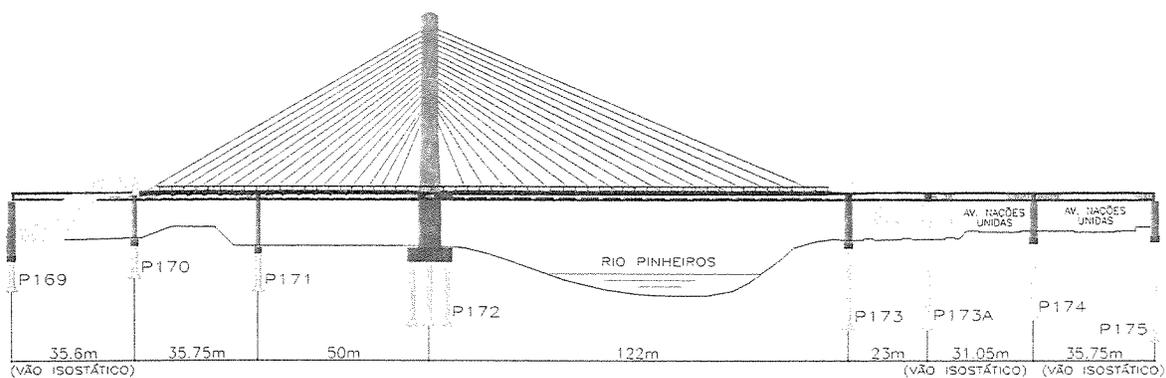


Figura 6.2

## 6.2 Infra-estrutura

### 6.2.1 Fundação

A fundação foi executada em tubulões a ar comprimido de 1,80m de diâmetro, com camisa metálica perdida de 12,7mm de espessura ( $f_{yk}=250\text{MPa}$ ). O apoio 172 conta com nove tubulões e os apoios 171 e 173 com dois tubulões.

A exceção é feita aos apoios 170 e 173A, já que, devido as interferências com túneis e galerias subterrâneas, possuem um único tubulão de 2,00m de diâmetro.

Todos os tubulões possuem base alargada assentada sobre um solo arenoso muito compacto (SPT superior a 50 golpes) ou sobre rocha fraturada com índice de recuperação superior a 50%. Suas dimensões encontram-se presentes na tabela 6.1, ao passo que as máximas tensões que os mesmos exercem sobre o solo em que estão assentados estão definidas na tabela 6.2.

	Caract. Geométricas dos tubulões (cm)				
	P170	P171	P172	P173	P173A
Diâmetro do fuste	200	180	180	180	200
Altura do fuste	810	1200	2030	1980	2200
Diâmetro da base	400	380	420	420	570
Altura da base	160+30	150+30	190+30	190+30	190+30

**Tabela 6.1**

	Tensões atuantes no solo (kgf/cm <sup>2</sup> )				
	P170	P171	P172	P173	P173A
Tipo de solo	Arenoso	Arenoso	Rocha	Rocha	Rocha
Tensão normal máx.	8,5	7,0	16,0	12,5	12,5
Tensão de borda máx.	10,0	9,0	16,0	12,5	13,2

**Tabela 6.2**

A princípio, a base do tubulão do apoio 173A deveria possuir uma altura de 3,5m. Porém, devido ao escorregamento da camisa metálica, somada a inviabilidade econômica de perfurar a rocha para posicionar a base em uma cota mais baixa, a altura desta base teve de ser reduzida para 2,20m. A solução encontrada foi reforçar a base de modo que a mesma resistisse

aos esforços de flexão, apresentando assim um comportamento semelhante ao de uma sapata armada.

Os tubulões dos apoios 170 e 171, devido ao baixo esforço axial que são submetidos, foram executados com concreto de resistência característica de 15MPa. Já os apoios 172 e 173 tiveram seus tubulões executados com concreto de resistência característica de 18MPa, a menos dos 4,0m abaixo do bloco, onde o concreto apresenta resistência característica de 25MPa. Por fim, o apoio 173A teve todo o seu tubulão executado com concreto de resistência característica igual a 25MPa.

Os tubulões dos apoios 170 e 171 foram protendidos com barras dywidag ST 85/105 para assegurar que os mesmos estejam comprimidos qualquer que seja a posição da carga móvel. O apoio 170 teve seu tubulão protendido com 14 barras  $\phi 32\text{mm}$ , sendo cada uma tensionada com 24,0tf. Já os tubulões do apoio 171 foram protendidos com as mesmas 14 barras  $\phi 32\text{mm}$ , sendo no entanto tensionadas com 40,0tf.

Devido ao fato de terem sido executados com camisa metálica perdida, estes tubulões apresentam um baixo consumo de aço CA-50. A exceção é feita ao apoio 170, pois, por se tratar de um tubulão curto, o momento fletor na seção entre o fuste e a base é elevado, exigindo uma maior taxa de armadura.

A tabela 6.3 ilustra o consumo de materiais para a execução da fundação da obra.

	Consumo de materiais				
	P170	P171	P172	P173	P173A
Concreto (m <sup>3</sup> )	40,9	87,1	627,2	139,7	100,6
Aço CA-50 (kg)	2977	2892	20070	4640	3330
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	72,8	33,2	32,0	33,2	33,1

Tabela 6.3

### 6.2.2 Blocos

Os blocos dos apoios 170, 171 (Figura 6.3) e 173 possuem 2,0m de altura, sendo executados em uma única etapa de concretagem.

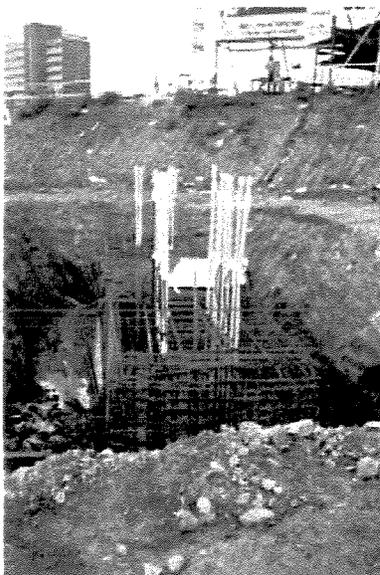


Figura 6.3

Já o bloco do apoio 172, com 4,0m de altura e, conseqüentemente, maior volume de concreto, foi executado em duas etapas de concretagem (Figuras 6.4 e 6.5), a fim de evitar o aparecimento de fissuras devido a retração do concreto.

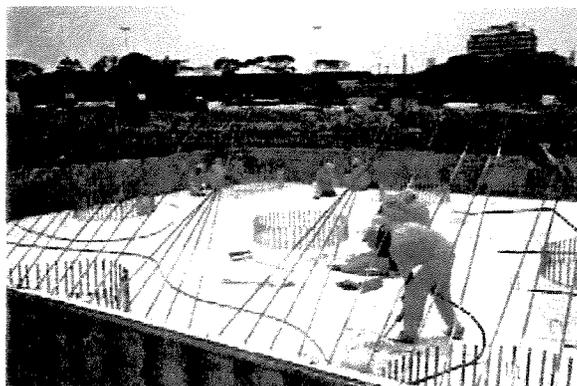


Figura 6.4



Figura 6.5

O apoio 173A é o único que não possui bloco de transição, pois, acima do terreno natural, o pilar segue acompanhando a seção do tubulão de 2,0m de diâmetro. Todos os blocos foram executados com concreto de resistência característica de 25MPa, estando o consumo de materiais presente na tabela 6.4.

	Consumo de materiais				
	P170	P171	P172	P173	P173A
Concreto (m <sup>3</sup> )	13,7	34,0	624,2	34,0	- x -
Aço CA-50 (kg)	4761	4801	56596	5755	- x -
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	347,5	141,2	90,7	169,3	- x -

Tabela 6.4

## 6.3 Meso-estrutura

### 6.3.1 Pilares

Os pilares dos apoios 170 (Figura 6.6) e 171 (Figura 6.7) são retangulares com largura de 7,6m e espessura de 1,0m e 1,2m.

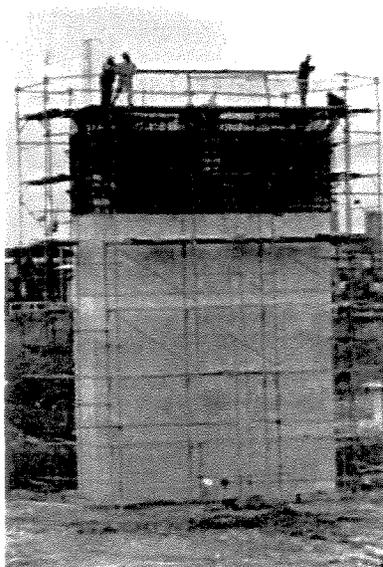


Figura 6.6

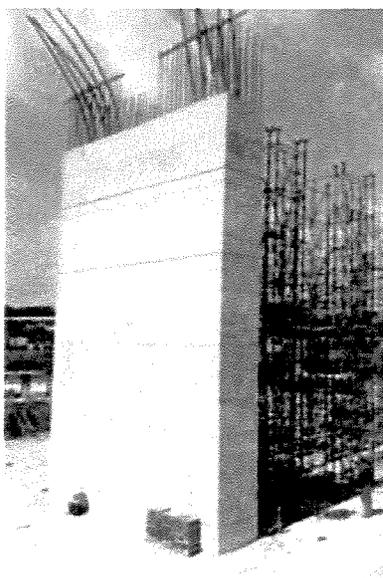
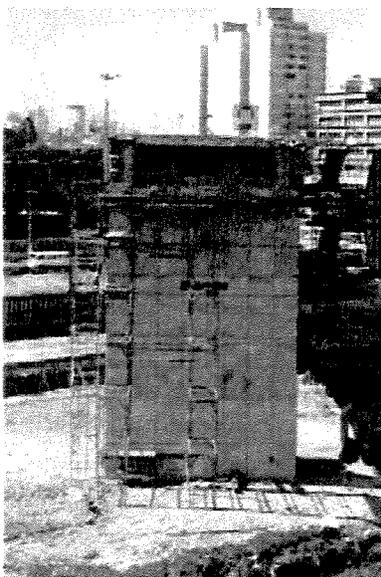
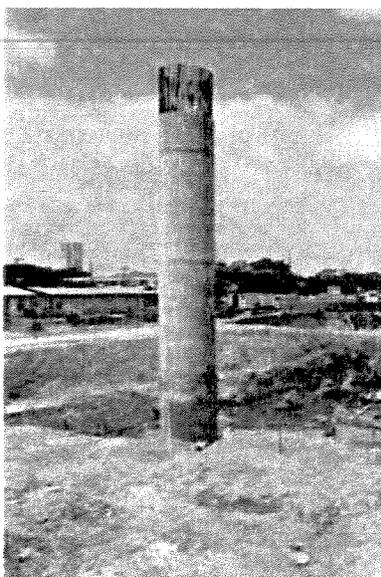


Figura 6.7

O pilar do apoio 173 (Figura 6.8) é retangular com dimensões de 7,7m e 1,2m e, juntamente com o pilar do apoio 173A, com seção circular de 2,0m de diâmetro (Figura 6.9), suporta parte do prédio da estação sob a ponte.

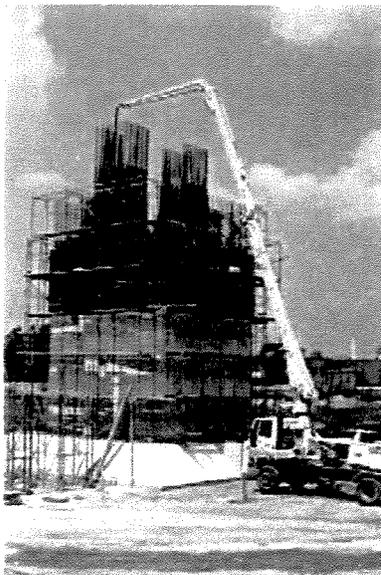


**Figura 6.8**



**Figura 6.9**

Já o pilar do apoio 172 (Figura 6.10) é vazado com dimensões externas de 7,60m e 7,00m.



**Figura 6.10**

Devido as suas características geométricas, os pilares dos apoios 170 e 171 são muito flexíveis. Assim, embora estejam engastados no tabuleiro, o deslocamento imposto em sua extremidade devido a deformação lenta do concreto da superestrutura não provoca maiores acréscimos de solicitações.

O pilar do apoio 172 também encontra-se engastado no tabuleiro. No entanto, por ser um pilar relativamente curto, cuja seção possui um elevado momento de inércia, somado ao fato de não estar sujeito aos deslocamentos impostos pela deformação lenta da superestrutura (uma vez que este pilar recebe diretamente os esforços do mastro), este apoio corresponde ao ponto indeslocável da obra.

Os pilares dos apoios 173 e 173A recebem a carga da superestrutura através de aparelhos de apoio metálicos que permitem a livre movimentação do tabuleiro na direção longitudinal da obra, além de não impedir sua rotação em torno do eixo transversal do apoio. O apoio 173 possui dois aparelhos metálicos unidirecionais, com capacidade de carga vertical de 800tf. Já o apoio 173A possui um único aparelho metálico unidirecional com capacidade de 1400tf.

Todos os pilares foram executados com concreto de resistência característica igual a 25MPa, sendo o consumo de materiais descrito na tabela 6.5.

	Consumo de materiais				
	P170	P171	P172	P173	P173A
Concreto (m <sup>3</sup> )	83,0	99,6	322,9	108,5	36,2
Aço CA-50 (kg)	11187	8353	40378	9093	3949
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	134,8	83,9	125,0	83,8	109,1

**Tabela 6.5**

Os pilares dos apoios 170 e 171 foram protendidos com aço CP190-RB para assegurar que os mesmos estejam comprimidos qualquer que seja a posição da carga móvel. O apoio 170 teve seu pilar protendido com 4 cabos 12φ15,2mm enquanto o pilar do apoio 171 foi protendido com 10 cabos 12φ15,2mm, sendo cada cabo tensionado com 216tf.

As figuras 6.11 a 6.15 ilustram estes apoios.

## 6.3.1.1 Apoio 170

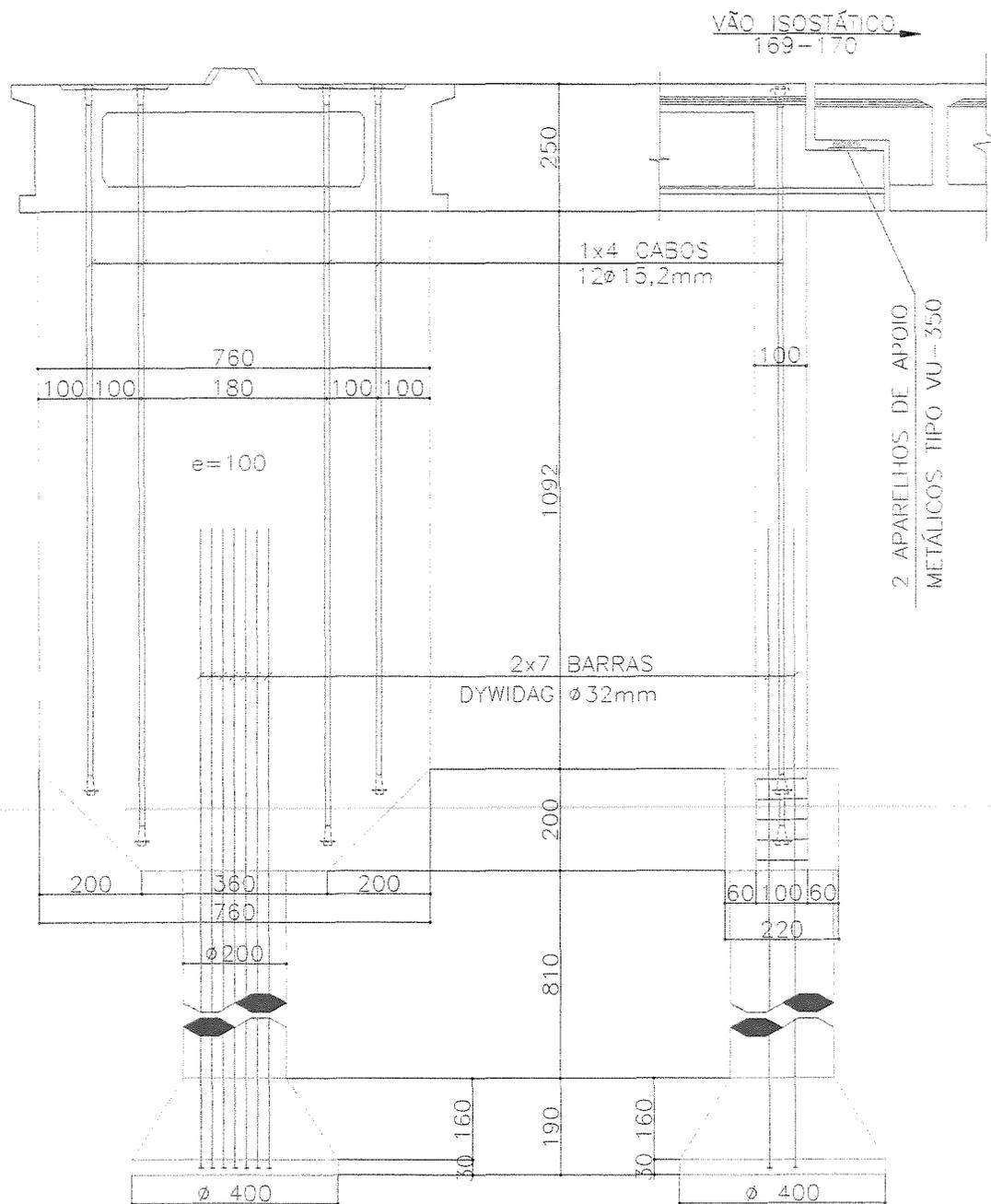


Figura 6.11



## 6.3.1.3 Apoio 172

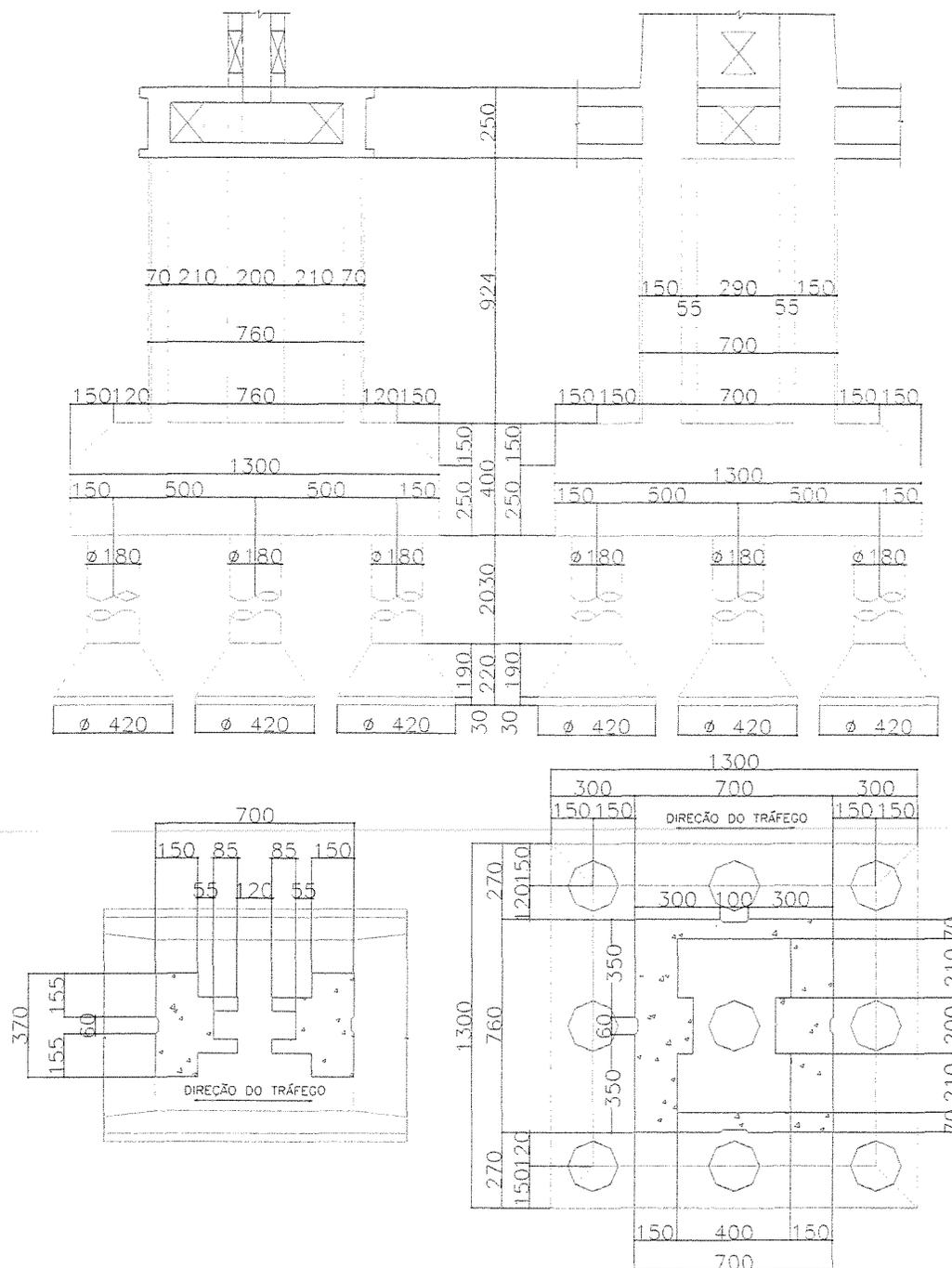


Figura 6.13

## 6.3.1.4 Apoio 173

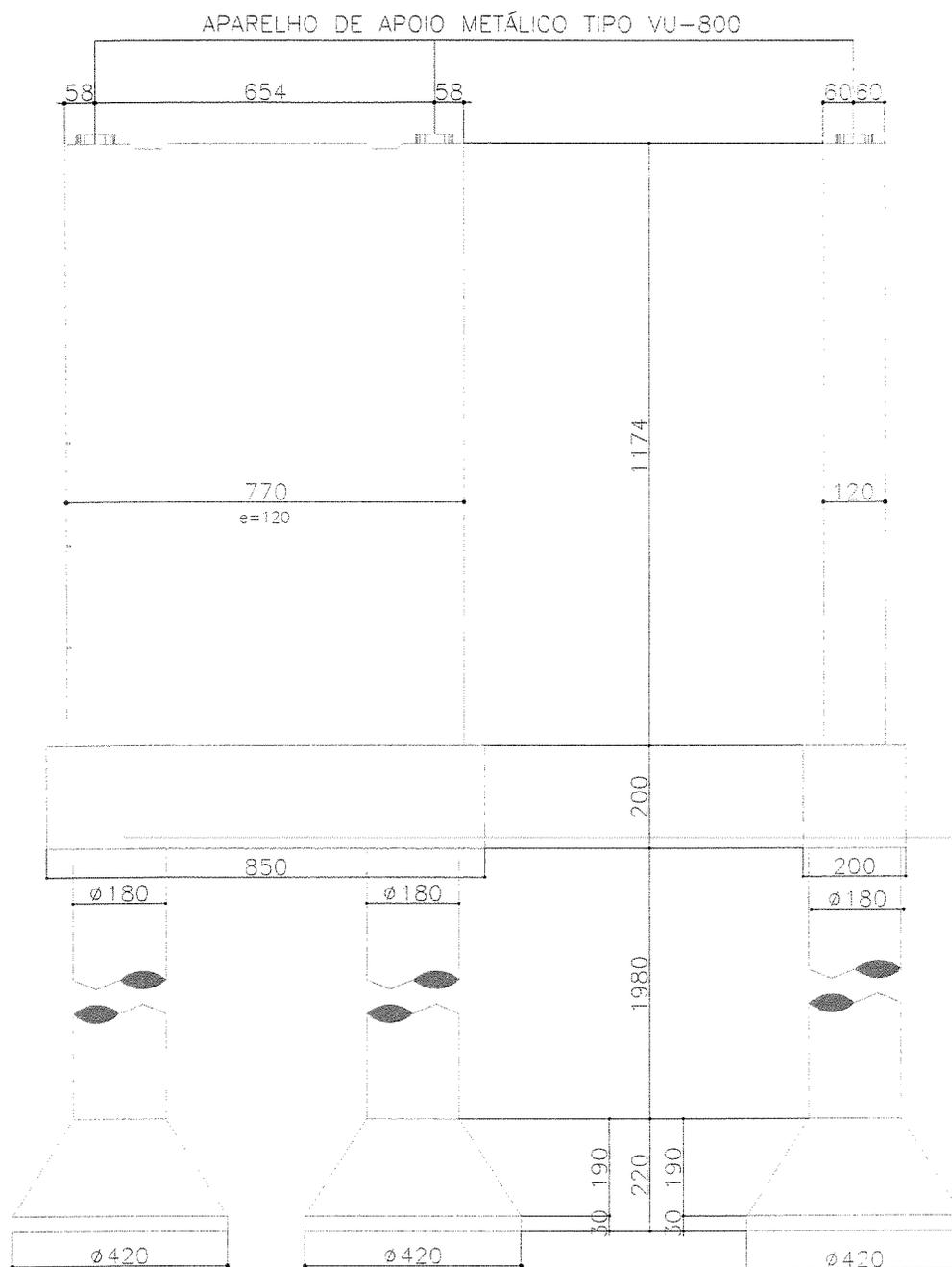


Figura 6.14

## 6.3.1.5 Apoio 173A

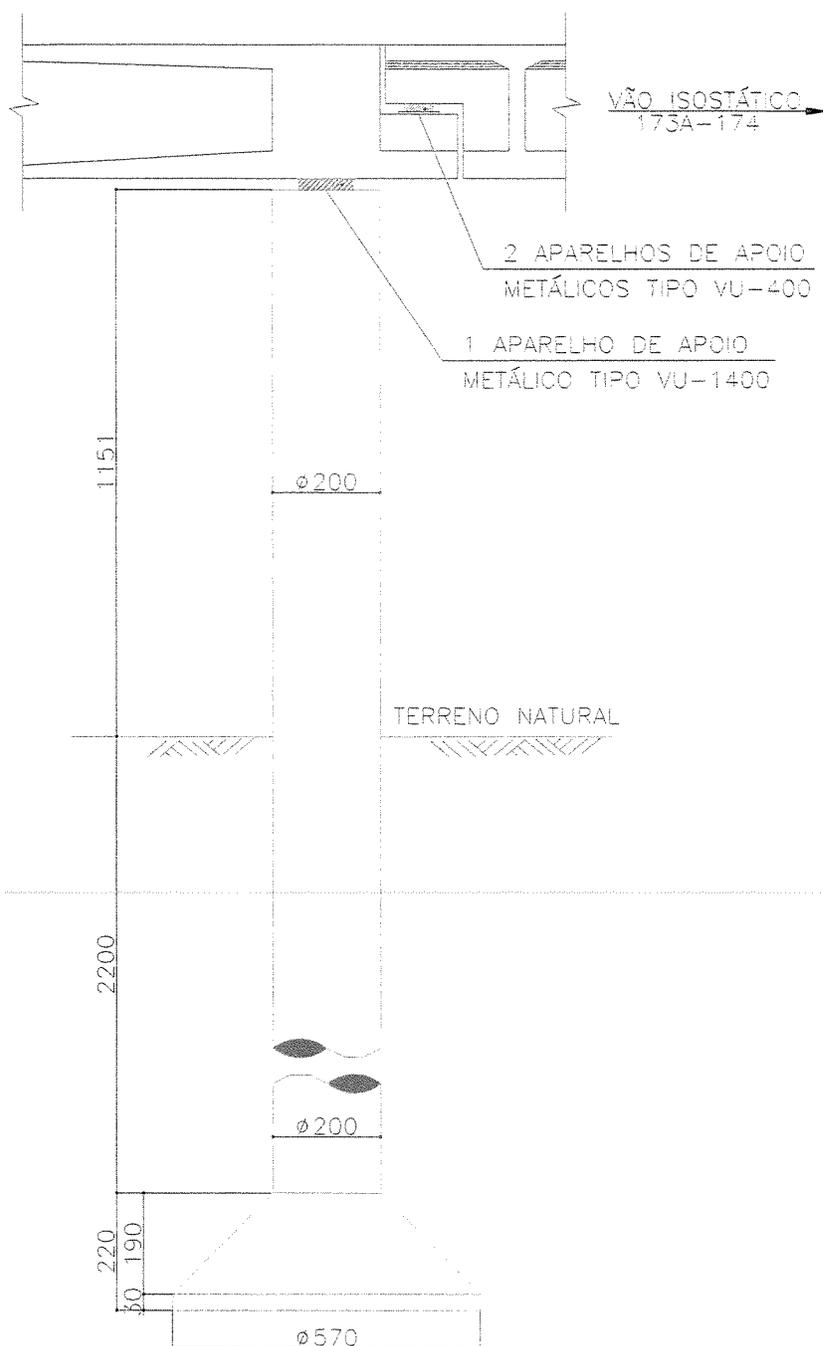


Figura 6.15

### 6.3.2 Mastro

O mastro de estaiamento (Figuras 6.16 e 6.17), de seção retangular vazada, possui 53,7m de altura.

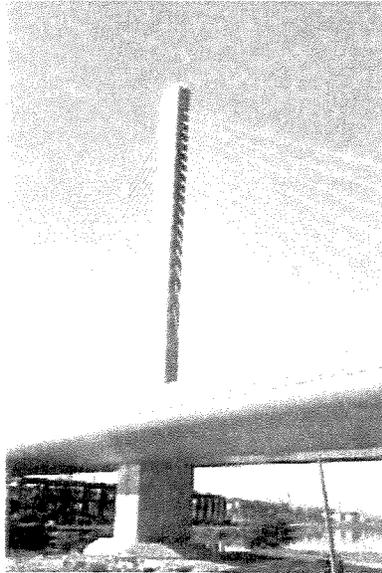


Figura 6.16

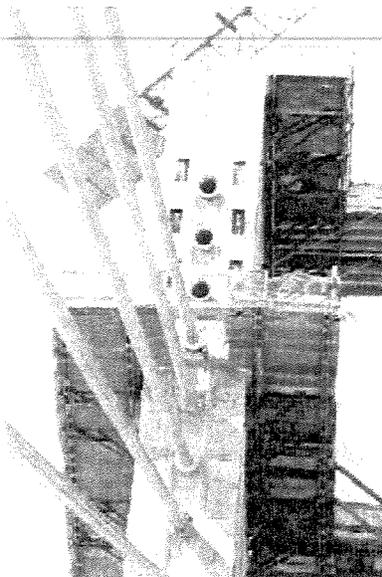


Figura 6.17

Externamente, o mastro possui 2,0m na direção transversal, enquanto na direção longitudinal sua dimensão varie de 7,0m a 5,5m em seus primeiros 18m, para então permanecer constante. Sua seção interna de 1,0m por 2,9m ao longo de toda sua altura possibilita a inspeção das ancoragens e uma eventual substituição das cordoalhas que compõem os estais.

As figuras 6.18 e 6.19 ilustram suas dimensões.

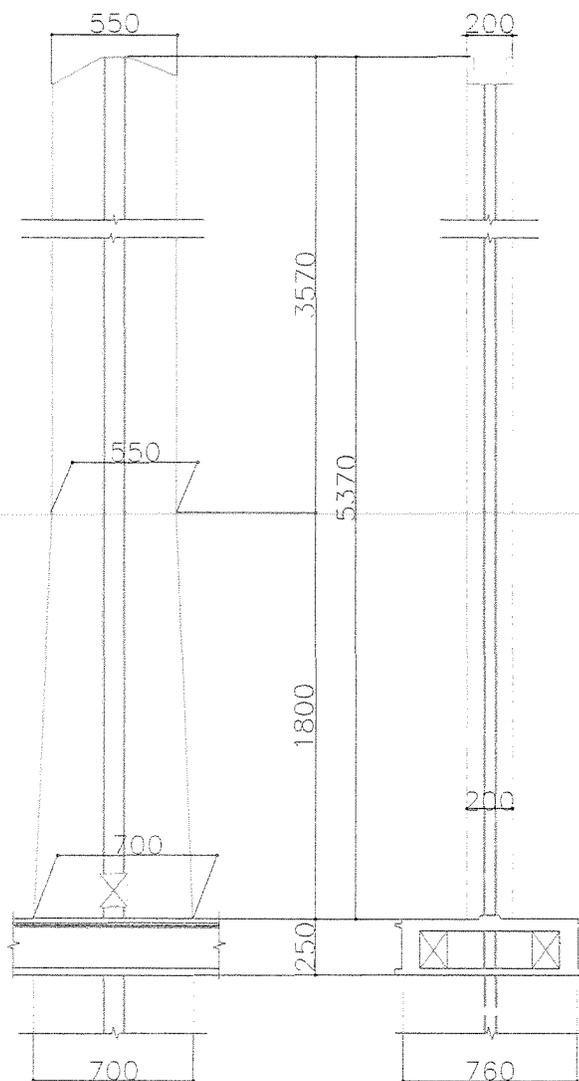


Figura 6.18

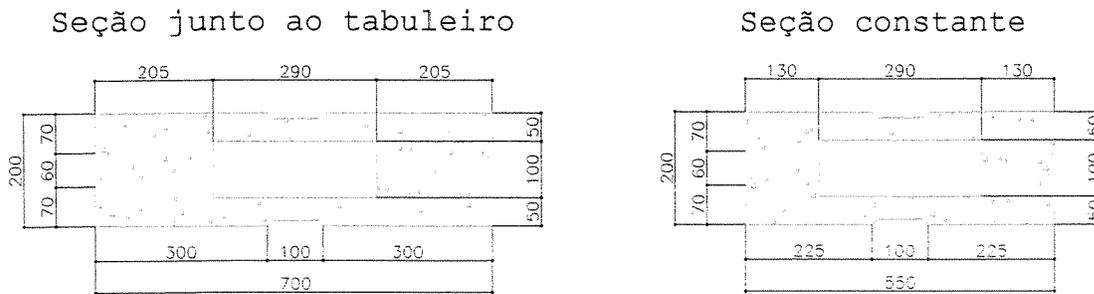


Figura 6.19

Devido ao componente horizontal da força dos estais, as paredes de 50cm de espessura são fortemente tracionadas. Por este motivo, antecedendo o tensionamento dos estais, a seção do mastro é protendida na direção longitudinal com aço CP190-RB, disposto em cabos  $7\phi 15,2\text{mm}$ , tensionados com 130tf, para assegurar que em nenhuma hipótese de carregamento haja tensões de tração nestas paredes. No entanto, esta protensão provoca o aparecimento de tensões de tração nas faces transversais externas do mastro. Assim, a seção também foi protendida na direção transversal, de modo a assegurar que não haja tensões de tração nesta região. Esta protensão foi feita com barras dywidag  $\phi 32\text{mm}$ , tensionadas com 60tf (Figura 6.20).

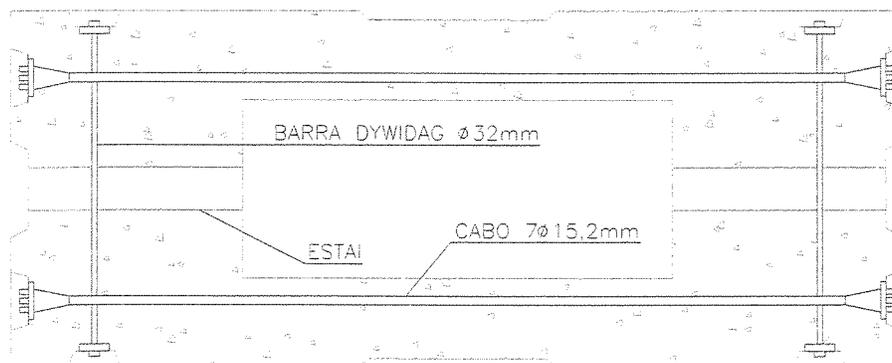


Figura 6.20

As seções onde estão ancorados os três primeiros estais foram protendidas somente com um par de cabos  $7\phi 15,2\text{mm}$  e um par de barra dywidag  $\phi 32\text{mm}$ , uma vez que o componente horizontal da força atuante nestes estais é reduzida. Já as seções onde estão ancorados os três estais seguintes foram protendidas com dois pares de cabos  $7\phi 15,2\text{mm}$  e dois pares de barras dywidag  $\phi 32\text{mm}$ . Por fim, nas demais seções, a protensão é feita com três pares de cabos  $7\phi 15,2\text{mm}$  e três pares de barras dywidag  $\phi 32\text{mm}$ .

Para a execução do mastro foram necessários  $449,4\text{m}^3$  de concreto de resistência característica igual a  $35\text{MPa}$ , além de  $123240\text{kg}$  de aço CA-50 (taxa de armadura de  $274,2\text{kg}/\text{m}^3$ ). Também foram gastos  $3930\text{kg}$  de aço CP190-RB e  $1060\text{kg}$  de aço ST 85/105.

### 6.3.3 Estais

A obra possui um único plano de estais dispostos em leque. São 17 estais em cada lado do mastro, sendo o primeiro ancorado a  $26\text{m}$  de altura e os demais espaçados entre si a cada  $1,5\text{m}$ . No tabuleiro, os estais encontram-se ancorados a cada  $4,55\text{m}$  nos vãos 170-171 e 171-172 (vãos de equilíbrio) e a cada  $6,50\text{m}$  no vão 172-173 (definido pelo comprimento da aduela executado em balanços sucessivos). A figura 6.21 ilustra esta disposição.

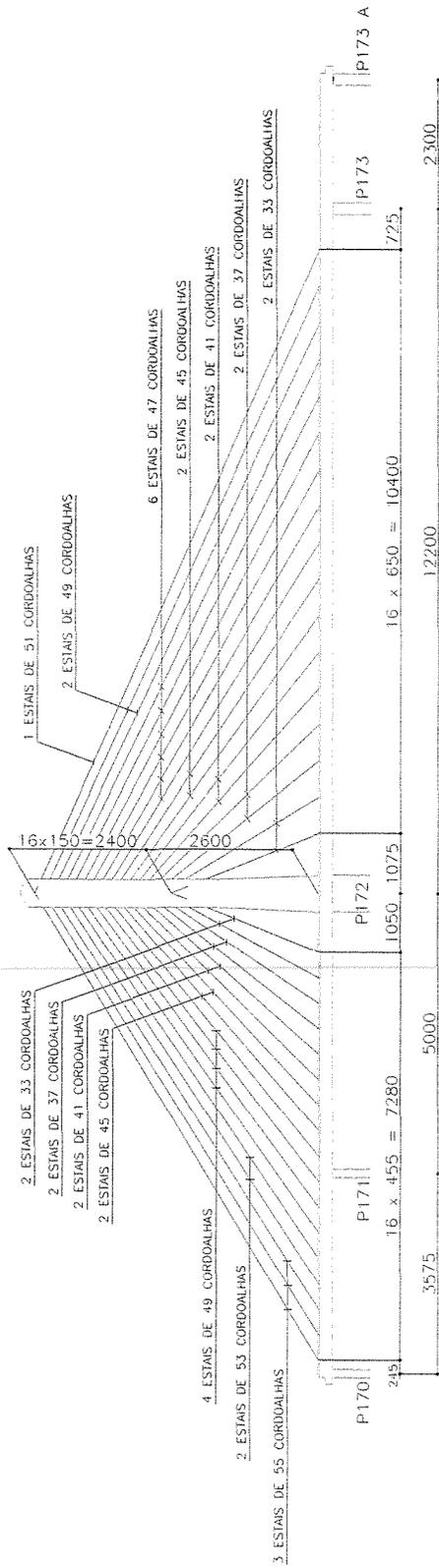
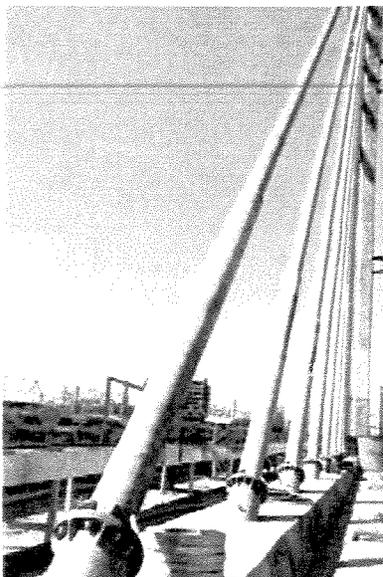


Figura 6.21

As cordoalhas, os dispositivos de ancoragem e o sistema de tensionamento empregados na obra foram fornecidos pela empresa italiana Tensacciai, representada no Brasil pela Protende Serviços de Construção Civil Ltda.

Cada estai é composto por um feixe de cordoalhas paralelas (compostos por 33 a 55 cordoalhas), fixado em sua extremidade junto ao tabuleiro através de ancoragem ativa (regulável) e na extremidade junto ao mastro por meio de ancoragem passiva (fixa). As cordoalhas são individualmente protegidas contra corrosão através do processo de galvanização e encapamento em HDPE com cera.

Cada estai ainda é protegido por uma bainha rígida de HDPE ao longo de todo seu comprimento, além do emprego do tubo anti-vandalismo colocado a 4,0m acima do tabuleiro (Figura 6.22).



**Figura 6.22**

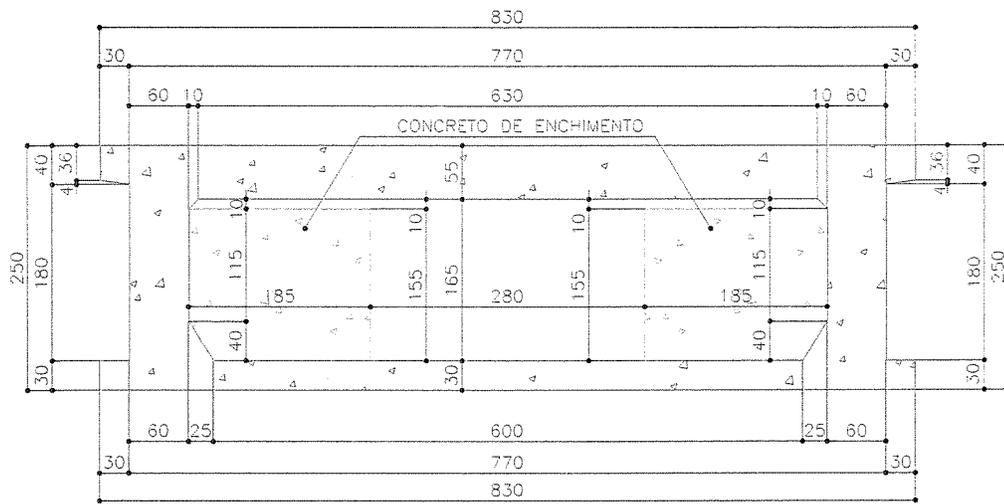
Em resumo, foram utilizados 110730m de cordoalhas, totalizando 135090kg de aço ( $32,2\text{kg/m}^2$ ).

## 6.4 Superestrutura

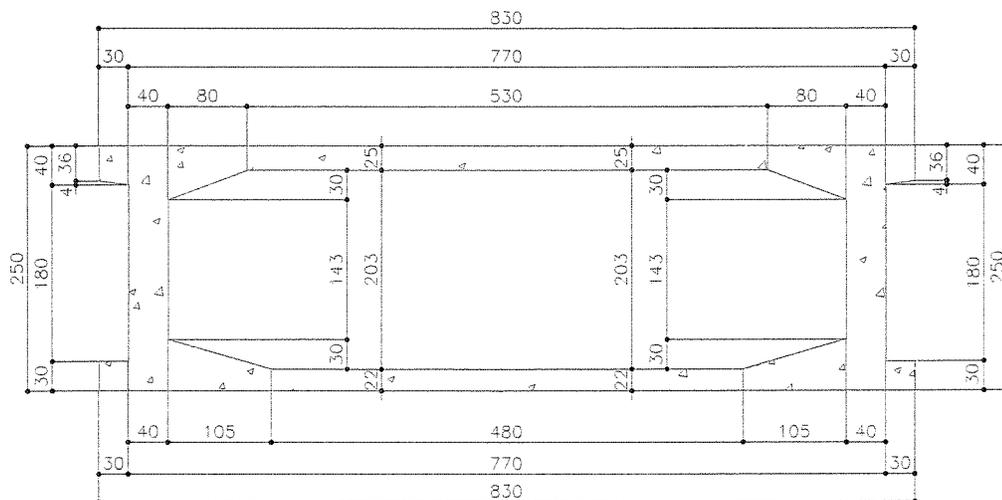
### 6.4.1 Tabuleiro

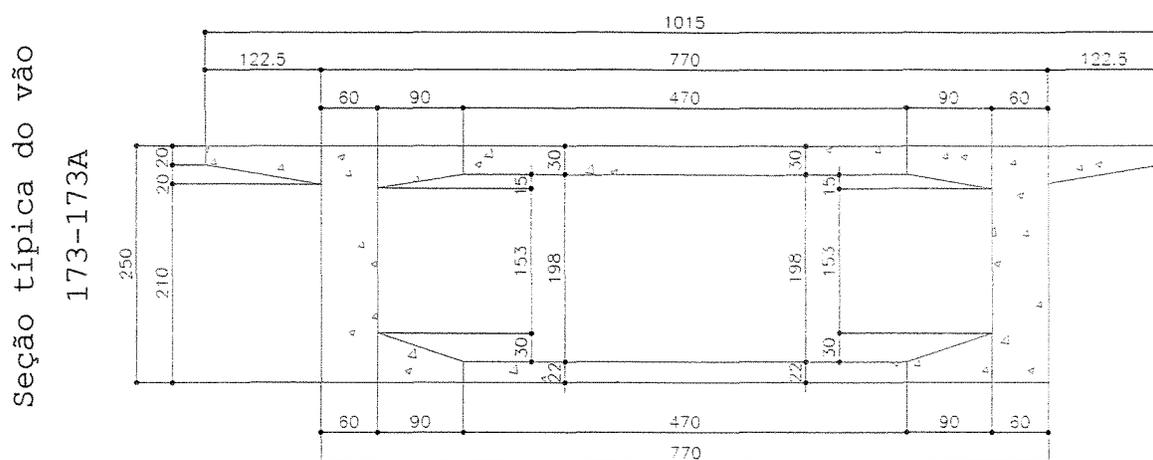
O tabuleiro (Figura 6.23) é constituído por viga caixão de seção unicelular com dimensões externas de 7,7m de largura e 2,5m de altura.

Seção típica dos vãos 170-171  
e 171-172



Seção típica do vão 172-173

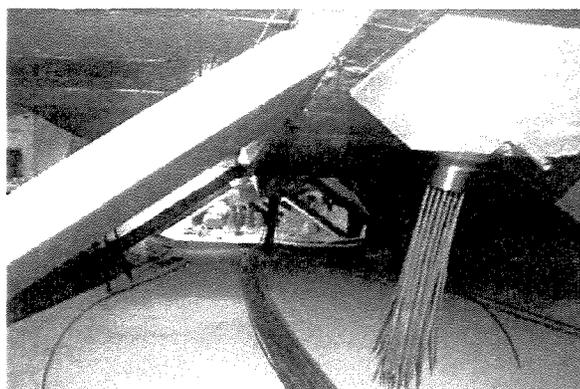




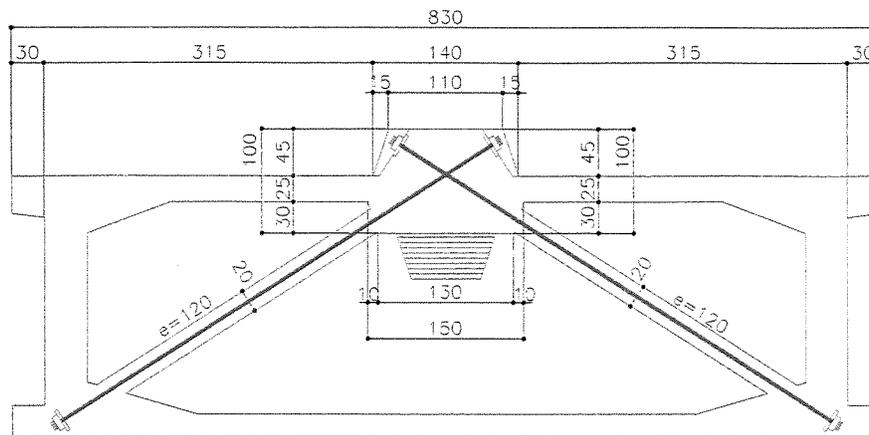
**Figura 6.23**

O tabuleiro dos vãos 170-171 e 171-172 é carregado com lastro de concreto para compensar o desbalanceamento entre o comprimento destes vãos e do vão 172-173.

Os estais são ancorados no eixo longitudinal da obra, junto a laje superior do tabuleiro, reforçada por meio de uma nervura. Neste ponto, a parcela vertical de força do estai é equilibrada por duas diagonais protendidas, internas ao tabuleiro (Figuras 6.24 e 6.25).



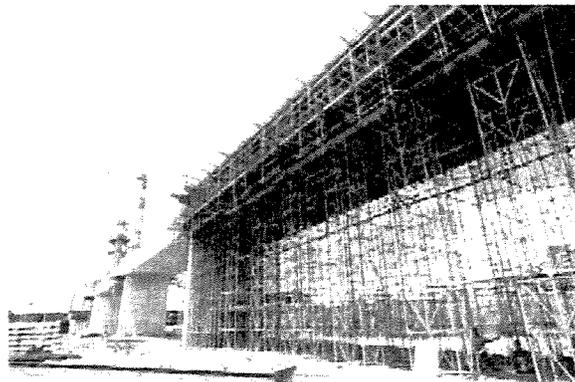
**Figura 6.24**



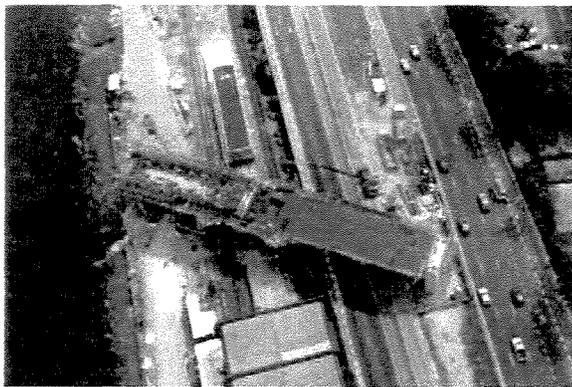
**Figura 6.25**

Na proposta inicial de projeto, o vão 173-174 seria isostático sobre aparelhos de apoio metálicos, independente do trecho estaiado. No entanto, a elevada rotação do tabuleiro estaiado sobre o apoio 173 provocada pela carga móvel exigiu a criação do apoio 173A, a fim de assegurar a continuidade entre os vãos 172-173 e 173-173A e, conseqüentemente, a redução da rotação do tabuleiro.

O tabuleiro dos vãos 170-171, 171-172 e 173-173A foram executados sobre cimbramento (Figuras 6.26, 6.27 e 6.28), ao passo que o vão 172-173 foi executado em balanços sucessivos em 17 segmentos de 6,50m de comprimento (Figura 6.29).



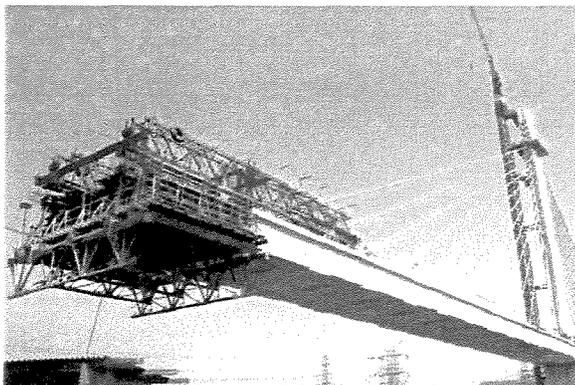
**Figura 6.26**



**Figura 6.27**



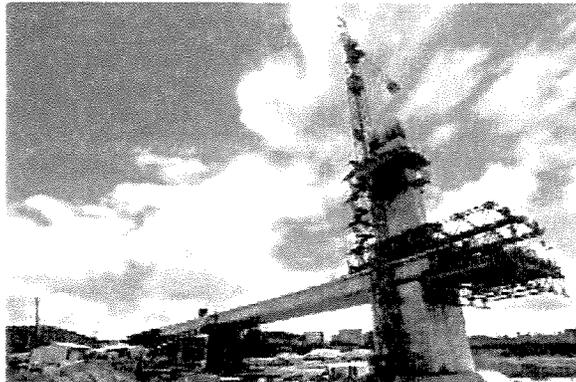
**Figura 6.28**



**Figura 6.29**

O avanço de cada segmento do tabuleiro entre os apoios 172 e 173, sobre o rio Pinheiros, pode ser dividido em uma série de seis atividades.

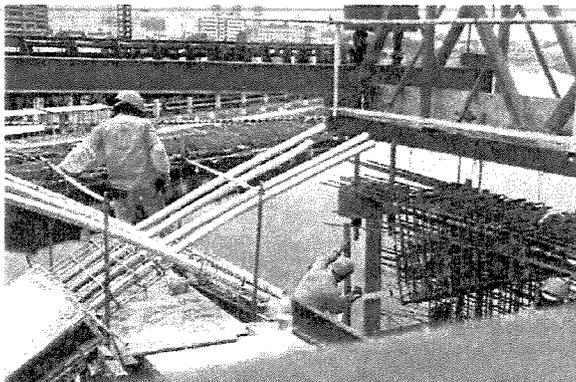
Na etapa 1, a treliça metálica é montada e nivelada sobre a aduela de disparo (Figura 6.30).



**Figura 6.30**

Na etapa 2, são colocadas as formas e as armaduras da laje inferior e das diagonais, sendo seguida de sua concretagem.

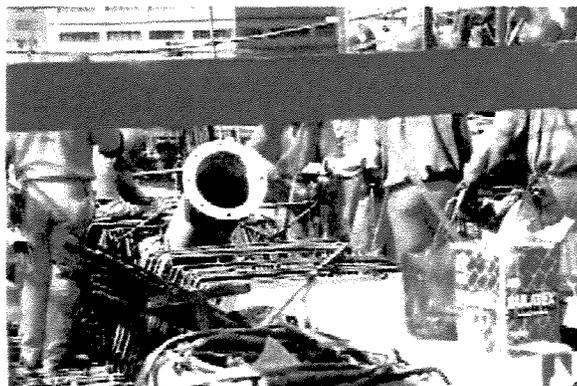
Na etapa 3, são colocadas as armaduras das almas da viga, além das formas internas da seção (Figura 6.31).



**Figura 6.31**

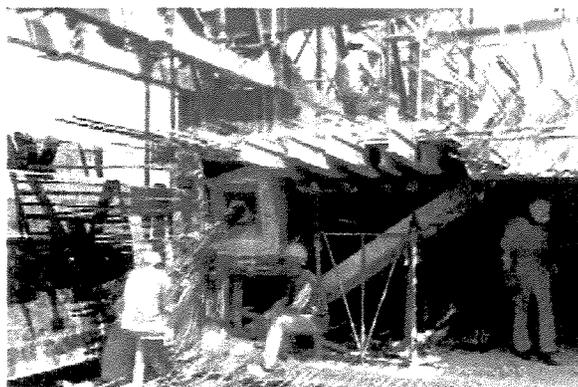
Em seguida, o tubo forma (tubo metálico que compõe o dispositivo de ancoragem) é posicionado de forma precisa, juntamente com a colocação da ferragem da laje superior e da

nervura do tabuleiro (Figura 6.32). Por fim, a alma da viga e a laje superior do tabuleiro são concretadas.

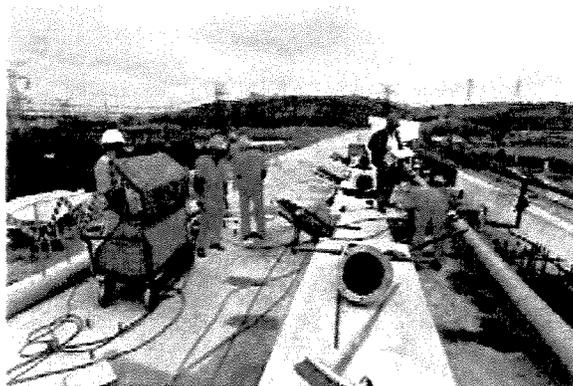


**Figura 6.32**

Na etapa 4, é executada a concretagem da nervura central sobre a laje superior, juntamente com a retirada das formas internas. Tendo o concreto atingido a resistência necessária, os cabos longitudinais provisórios posicionados na alma das vigas (aço CP190-RB confeccionado em cabos  $19\phi 15,2\text{mm}$ ) são protendidos (Figura 6.33), sendo seguido pela protensão dos cabos das diagonais, tanto do segmento recém concretado como das diagonais correspondentes do vão 171-172 (aço CP190-RB confeccionado em cabos  $6\phi 15,2\text{mm}$ ) (Figura 6.34).



**Figura 6.33**



**Figura 6.34**

Na etapa 5, a treliça é movimentada para frente, desobstruindo a área sobre o primeiro segmento concretado. Assim, são colocados os tubos anti-vandalismos e as bainhas de HDPE, seguido pelo enfilamento das cordoalhas que compõem os estais referentes a este primeiro segmento.

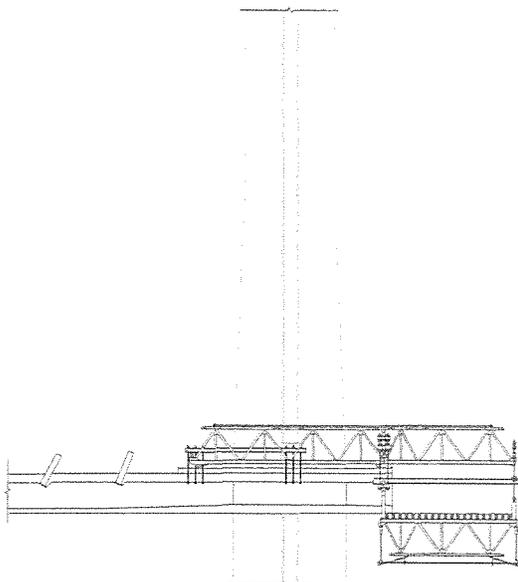
Simultaneamente a estas atividades, são colocadas as formas e as armaduras da laje inferior e das diagonais do segmento seguinte.

Na etapa 6, é executado o enchimento do tabuleiro do vão 171-172 (lastro de contra-peso) na faixa correspondente ao primeiro estai. Em seguida, são protendidos os cabos e as barras dywidag na seção do mastro referente ao primeiro par de estai. Por fim, é tensionado primeiramente o estai do vão de equilíbrio (vão 171-172), para então tensionar o estai do segmento executado em balanço sucessivo.

As etapas 02 a 06 são repetidas, na mesma seqüência, para todos os dezessete segmentos. Estas etapas encontram-se ilustradas na figura 6.35.

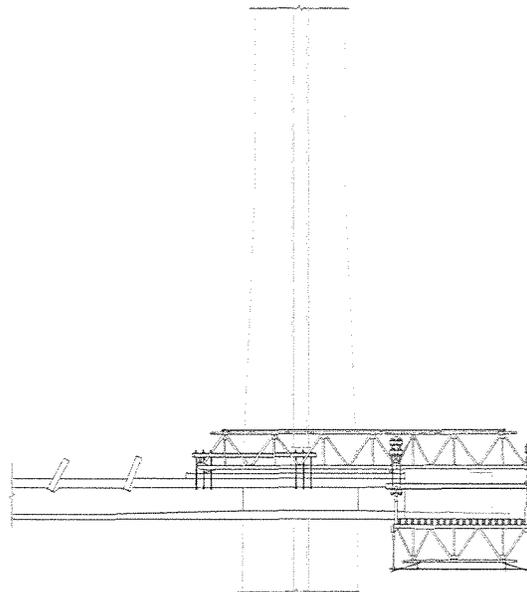
## Etapa 01

- 1) Montagem da treliça
- 2) Nivelamento da treliça



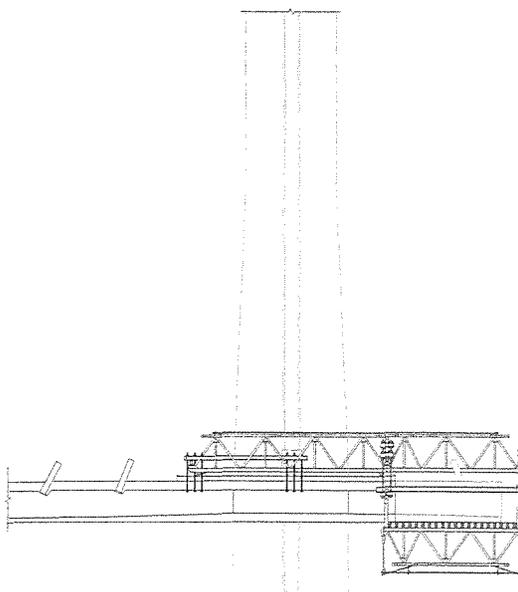
## Etapa 02

- 1) Ferragem da laje inferior e das diagonais
- 2) Concretagem



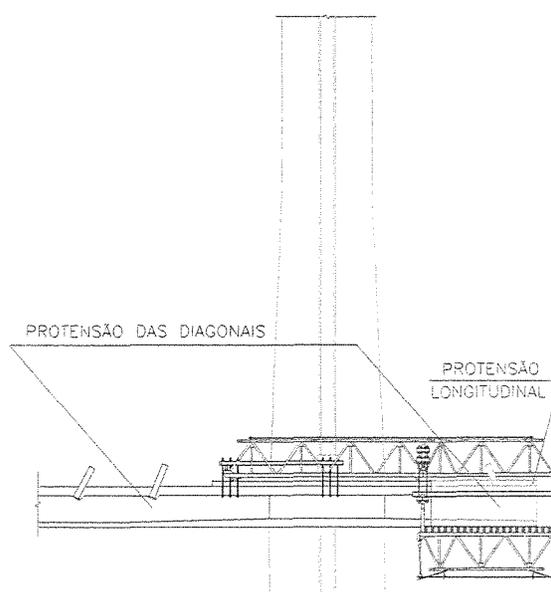
## Etapa 03

- 1) Ferragem da alma
- 2) Colocação do tubo forma
- 3) Ferragem da laje superior
- 4) Concretagem



## Etapa 04

- 1) Execução da nervura
- 2) Protensão longitudinal
- 3) Protensão das diagonais



## Etapa 5

- 1) Avanço da treliça
- 2) Enfilamento das cordoalhas
- 3) Ferragem da laje inferior e das diagonais do segmento seguinte

## Etapa 6

- 1) Execução do enchimento
- 2) Protensão do mastro
- 3) Tensionamento do estai A
- 4) Tensionamento do estai B

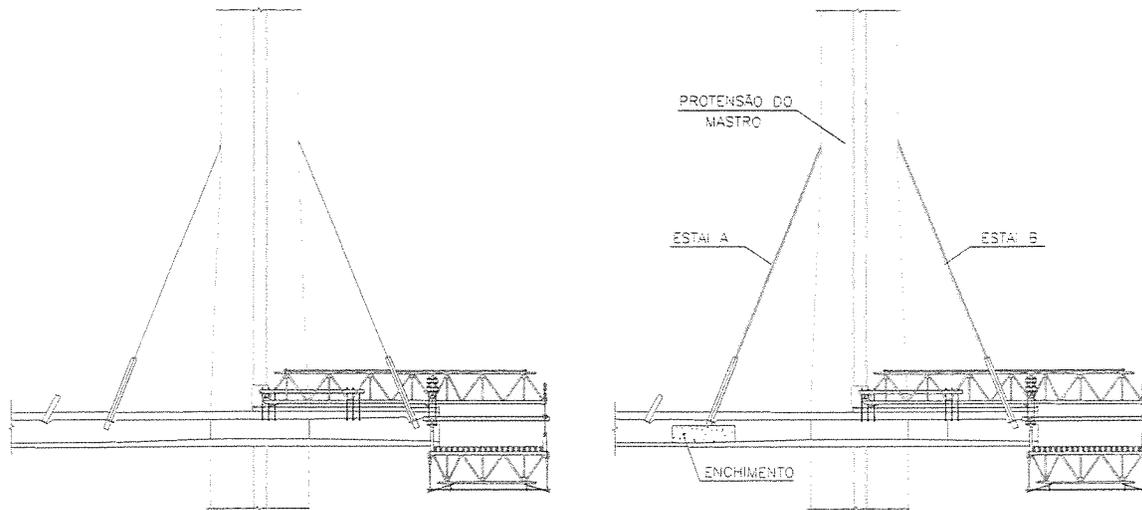


Figura 6.35

A protensão longitudinal descrita na etapa 4 somente se fez necessária devido a geometria da treliça, que não permitia seu avanço caso o estai já tivesse sido tensionado (Figura 6.36). Desta forma, esta protensão provisória tem o intuito de combater o momento negativo no tabuleiro devido aos esforços provocados pelos apoios da treliça.

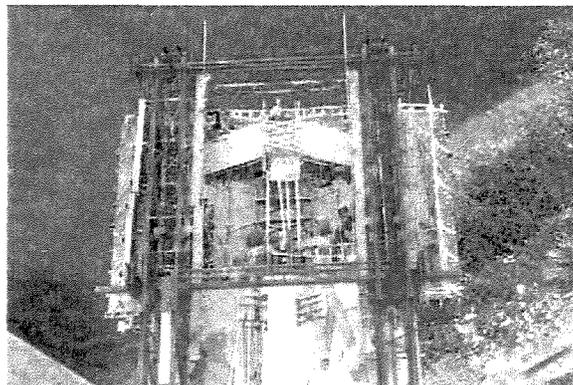


Figura 6.36

Após o término da execução do tabuleiro, os cabos longitudinais compostos por  $19\phi 15,7\text{mm}$ , posicionados na alma da viga, são protendidos. Estes cabos são posicionados de tal modo que, independente da posição da carga móvel, as tensões no tabuleiro não ultrapassem os valores definidos pelas normas brasileiras.

Todo o tabuleiro entre os apoios 170 e 172 foi executado com concreto de resistência característica de 30MPa (exceto o ressalto de ancoragem dos estais, onde a resistência foi de 35MPa), ao passo que o tabuleiro entre os apoios 172 e 173A foi executado com concreto de resistência característica igual a 35MPa (exceto as diagonais, onde a resistência foi de 30MPa).

O consumo de materiais para a execução do tabuleiro está descrito na tabela 6.6.

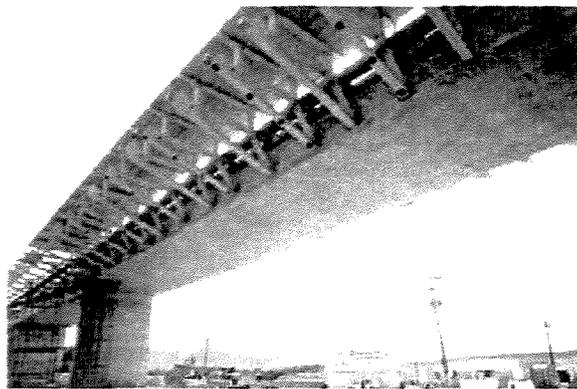
Consumo de materiais	
Concreto 30MPa ( $\text{m}^3$ )	952
Concreto 35MPa ( $\text{m}^3$ )	1195
Aço CA-50 (kg)	361114
Aço CP190-RB $19\phi 15,2\text{mm}$ (kg)	55055
Aço CP190-RB $6\phi 15,2\text{mm}$ (kg)	11526

**Tabela 6.6**

#### 6.4.2 Plataforma

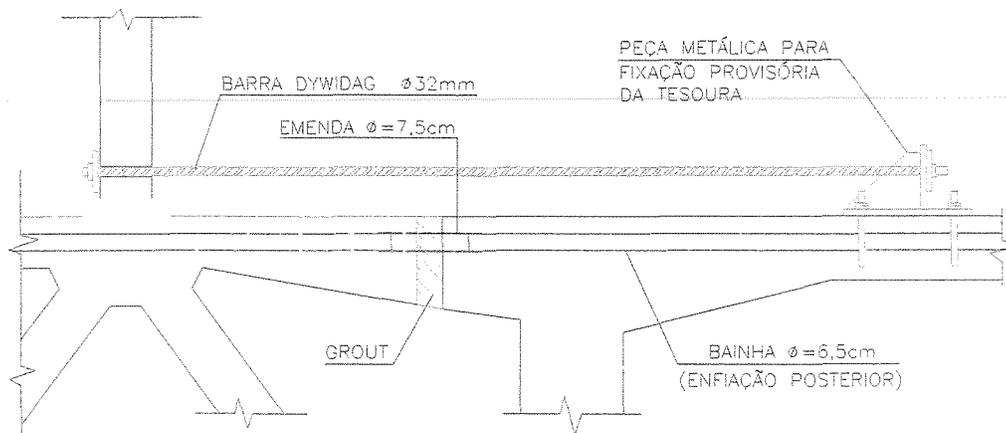
Após o fechamento do tabuleiro e a protensão de seus cabos longitudinais, as tesouras e placas pré-moldadas de concreto



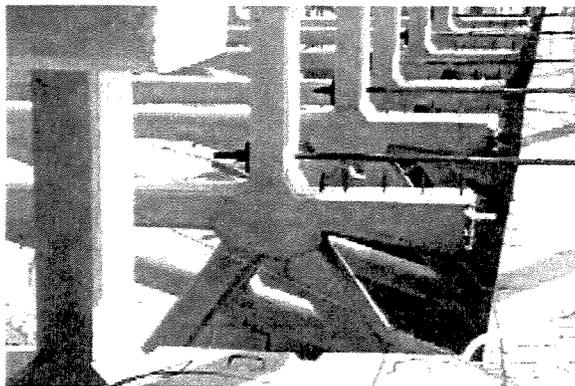


**Figura 6.39**

A colocação da tesoura junto ao tabuleiro é feita inicialmente de forma provisória por barras dywidag  $\phi 32\text{mm}$ . Uma vez posicionada as duas peças na mesma seção transversal, a fixação definitiva é feita através da protensão de um cabo  $6\phi 15,2\text{mm}$ , interna a laje superior da viga do tabuleiro (Figuras 6.40 e 6.41).

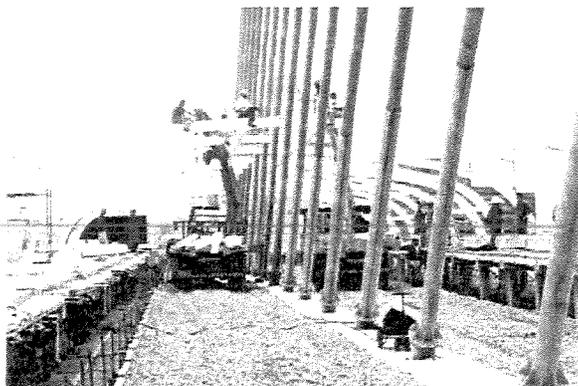


**Figura 6.40**



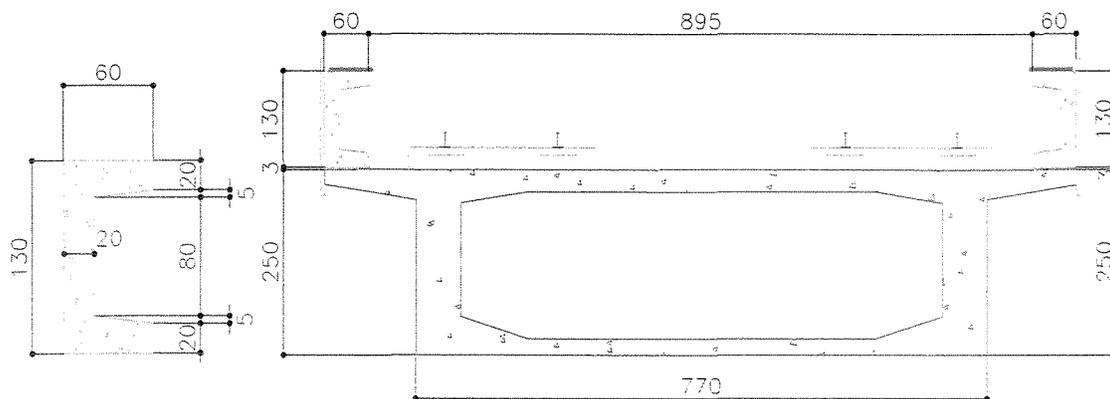
**Figura 6.41**

O espaçamento longitudinal entre as tesouras pré-moldadas varia entre 2,4m e 3,5m. Este espaçamento não foi mantido constante devido a interferência entre os arcos metálicos da cobertura (fixados nas tesouras) e os estais (Figura 6.42).



**Figura 6.42**

O vão 173-173A é o único trecho onde não há plataforma de embarque. No entanto, foi executado neste trecho uma passarela de serviço em peças pré-moldadas de concreto conforme ilustra a figura 6.43.



**Figura 6.43**

As tesouras foram executadas com concreto de resistência característica igual a 35MPa, ao passo que as placas e o parapeito foram executados com concreto de resistência de 25MPa. O consumo de materiais utilizados para a execução da plataforma (tesouras e placas) e da passarela de serviço está descrito na tabela 6.7.

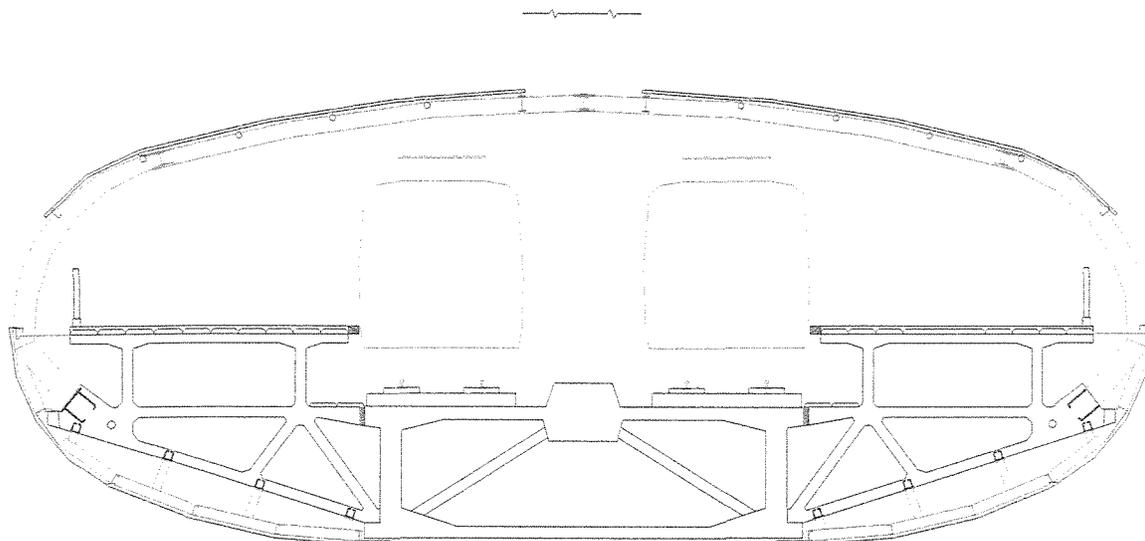
Consumo de materiais	
Concreto 25MPa (m <sup>3</sup> )	229,1
Concreto 35MPa (m <sup>3</sup> )	263,6
Aço CA-50 (kg)	104510
Aço CP190-RB 6φ15,2mm (kg)	9198

**Tabela 6.7**

### **6.5 Estudo experimental em túnel de vento**

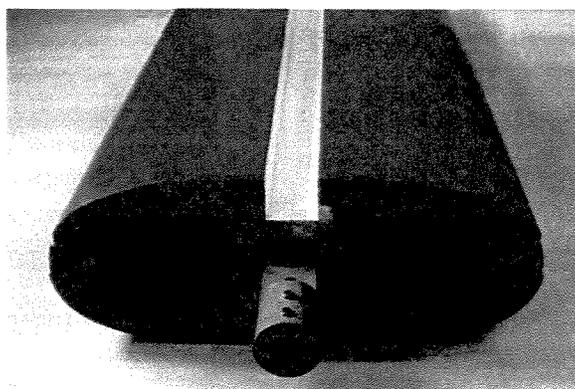
Com o propósito de determinar os coeficientes aerodinâmicos estáticos, foi feito no Centro Técnico Aeroespacial o estudo do modelo seccional reduzido do tabuleiro da ponte.

Este estudo foi realizado para as condições da obra em tráfego, sendo considerada a influência da cobertura metálica no comportamento da estrutura (Figura 6.44).

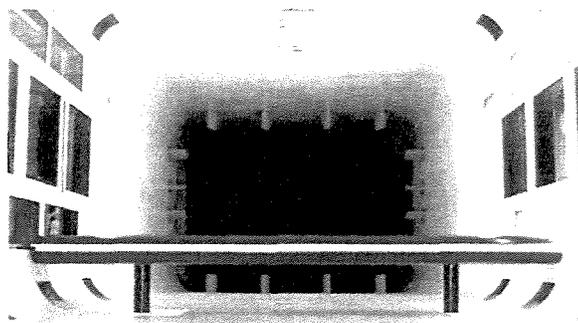


**Figura 6.44**

O modelo (Figuras 6.45 e 6.46) foi executado em madeira na escala geométrica 1:50, apresentando todos os detalhes relevantes da seção da ponte.



**Figura 6.45**



**Figura 6.46**

Os coeficientes aerodinâmicos obtidos para o regime turbulento de escoamento com ângulo de incidência igual a  $0^\circ$  estão presentes na tabela 6.8.

Arrasto	0,40
Sustentação	0,27
Torção	1,23

**Tabela 6.8**

## 7 PONTE RODOVIÁRIA SOBRE O RIO GUAMÁ

A ponte estaiada Governador Almir Gabriel (Figura 7.1), sobre o rio Guamá, compõe a Alça Viária de Belém que interliga toda a região metropolitana da capital do estado do Pará sem a necessidade do uso de balsas fluviais. Assim, esta região passa a ter ligação direta com o porto de Vila do Conde, na cidade de Barcarena, contribuindo para o descongestionamento do porto de Belém.

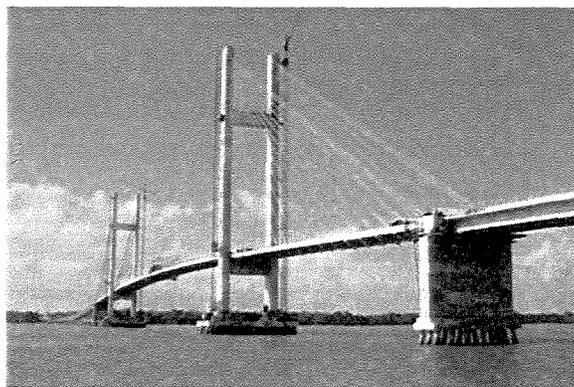


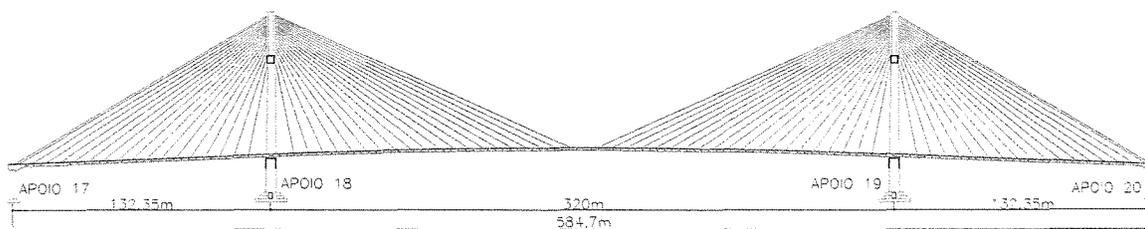
Figura 7.1

O Governo do Estado do Pará, através da Secretaria Executiva de Transportes e da Secretaria Especial de Infra-estrutura, foi o responsável pela licitação da obra, sendo a concorrência vencida pelo Consórcio Novo Guamá, liderado pela Construbase Engenharia Ltda e composto ainda pelas empresas Probase, Paulitec e Cidade.

A elaboração do projeto estrutural foi entregue às empresas Enescil Engenharia de Projetos Ltda e Studio De Miranda Associati Ingegneria Strutturale, sendo o controle de qualidade do projeto feito pela empresa Carlos Fernandez Casado Oficina de Projectos.

## 7.1 Características gerais

A obra (Figura 7.2) possui um comprimento total de 584,7m, tendo o vão central 320m de extensão, equilibrado por dois vãos adjacentes de 132,35m. A ponte conta com dois mastros de estaiamento (apoios 18 e 19) e dois apoios extremos (apoios 17 e 20).



**Figura 7.2**

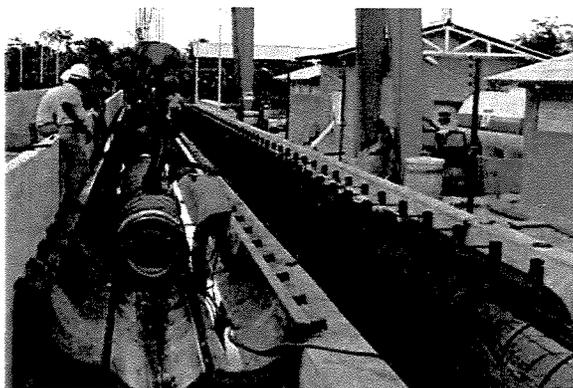
O greide dos vãos extremos (vãos 17-18 e 19-20) possui uma inclinação longitudinal igual a 4% ao longo de todo trecho, ao passo que o greide do vão central (vão 18-19) é circular com raio de 4000m.

## 7.2 Infra-estrutura

### 7.2.1 Fundação

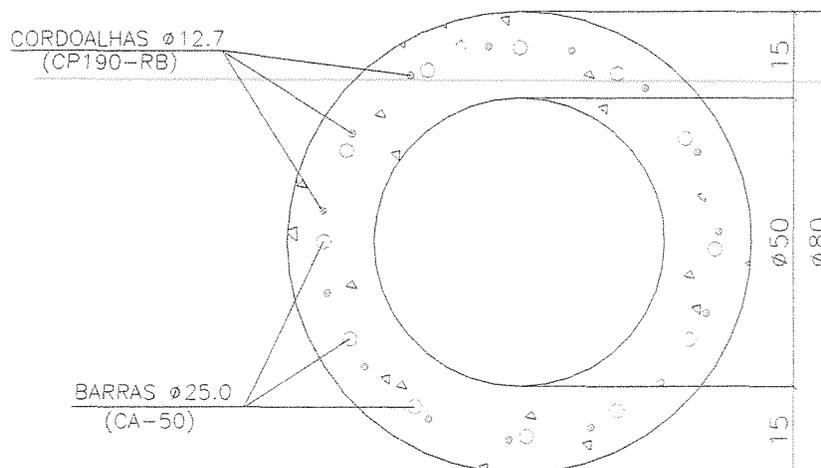
A fundação foi executada em estacas pré-moldadas de concreto de 80cm de diâmetro externo e paredes de 15cm.

As estacas foram produzidas através de formas metálicas externas e formas internas infláveis (Figura 7.3), que juntamente com a cura a vapor, asseguravam uma capacidade produtiva de 50m de estaca por dia em cada um dos quatro berços presentes no canteiro.



**Figura 7.3**

As estacas foram protendidas com 15 cordoalhas  $\phi 12,7$ mm de aço CP190-RB, sendo cada uma tensionada com 14tf, além de 12 barras de aço CA-50  $\phi 25$ mm (Figura 7.4), a fim de resistir aos esforços provocados pelas atividades de içamento e transporte. Estas estacas foram executadas com concreto de resistência característica igual a 35MPa.

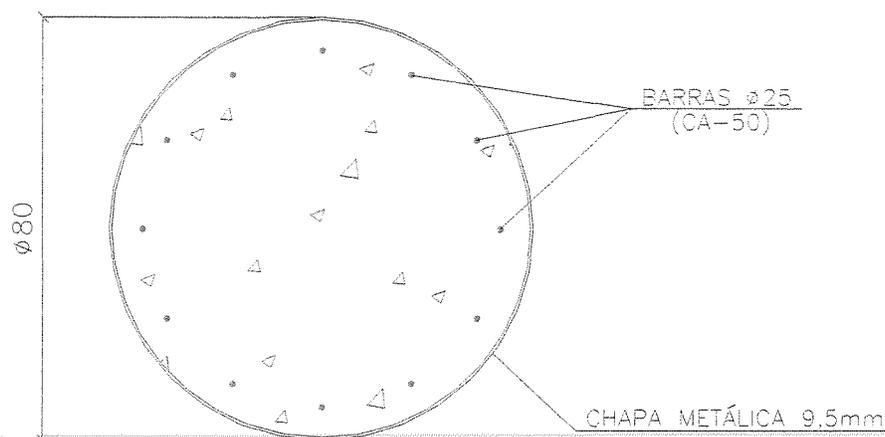


**Figura 7.4**

A exceção é feita para as estacas do apoio 19. Devido a necessidade de reduzir o tempo de execução da fundação, somada ao fato do solo neste apoio apresentar uma variação

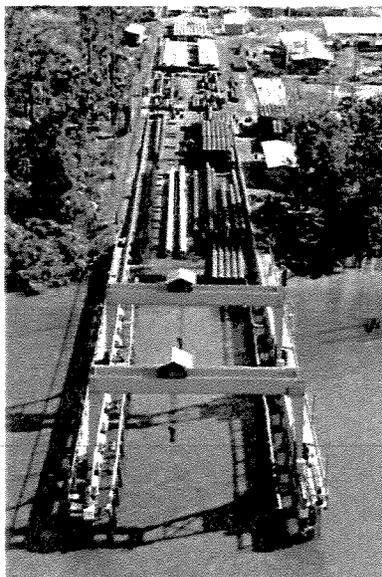
muito abrupta entre a camada de areia mediamente compacta e a camada de argila dura, optou-se por executar estacas maciças de 80cm de diâmetro com ponteiros metálicas para facilitar sua cravação.

Estas estacas foram executadas com camisa metálica perdida de 9,5mm de espessura, sendo armada com 12 barras de aço CA-50  $\phi 25$ mm e preenchidas com concreto de resistência característica igual a 30MPa (Figura 7.5).



**Figura 7.5**

Dois pórticos com capacidade individual de 25tf foram responsáveis pela movimentação das estacas no canteiro, desde a sua retirada do berço até o embarcadouro (Figura 7.6), onde eram posicionadas sobre flutuantes para serem rebocadas até o local da cravação (Figura 7.7).

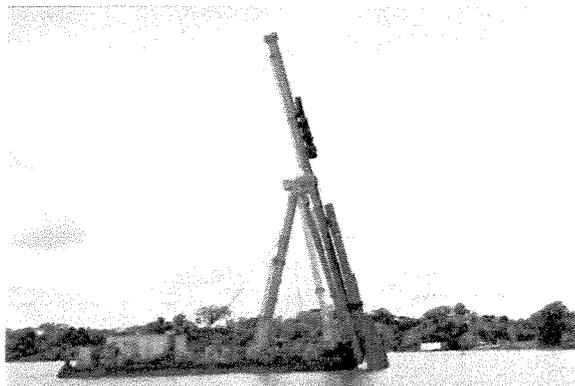


**Figura 7.6**



**Figura 7.7**

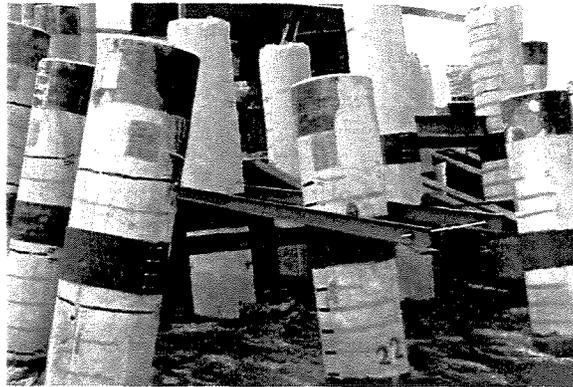
A unidade de cravação das estacas (Figura 7.8) é composta por uma torre de 57m de altura com um bate-estaca a vapor acoplado. Esta torre possui um dispositivo regulável capaz de cravar estacas com inclinação 1:4. O bate-estaca, com massa de queda de 10t e com uma energia de cravação que varia entre 3 a 12,5 tf.m/golpe, possui uma frequência média de 45 golpes por minuto.



**Figura 7.8**

A atividade de cravação foi bastante dificultada pelo comportamento do rio Guamá, pois, devido a influência das marés, a altura da lâmina d'água varia entre 8m e 12m em um único dia, além do sentido de suas fortes correntezas alterar quatro vezes ao dia. Por este motivo, a unidade de cravação foi montada sobre um flutuante metálico de convés corrido, dotado de uma mesa de giro que possibilita que o bate-estaca opere na proa, a bombordo e a estibordo. Assim, o eixo longitudinal do flutuante, durante toda a atividade de cravação, foi posicionado paralelamente a direção do rio, a fim de minimizar os efeitos da correnteza.

Após a cravação, as estacas foram contraventadas entre si através de braçadeiras e perfis metálicos, que em uma etapa seguinte atuariam como cimbramento para suporte da forma, armação e concreto do bloco (Figura 7.9).



**Figura 7.9**

As estacas foram dimensionadas para suportar uma carga axial característica de 270tf durante a fase de serviço da obra. Porém, provas de carga realizadas indicaram que o colapso do solo somente ocorre com 600tf.

Os apoios extremos (apoios 17 e 20) possuem 18 estacas protendidas. O apoio 18 conta com 99 estacas protendidas, ao passo que o apoio 19 conta com 93 estacas com camisa metálica.

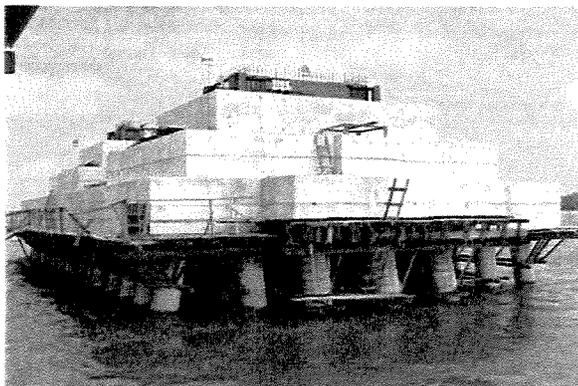
O consumo de materiais para a execução das estacas encontra-se na tabela 7.1.

Consumo de materiais	
Concreto 30MPa (m <sup>3</sup> )	1122
Concreto 35MPa (m <sup>3</sup> )	1858
Aço CA-50 (kg)	551307
Aço CP190-RB $\phi$ 12,7mm (kg)	72195

**Tabela 7.1**

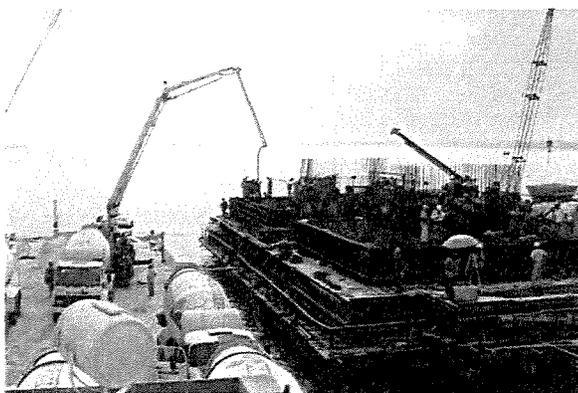
### 7.2.2 Blocos

Os blocos dos apoios 17 e 20 possuem 2,0m de altura, sendo executados em duas etapas de concretagem. Já os blocos dos apoios 18 e 19 (Figura 7.10), com 4,9m de altura, foram executados em seis etapas de concretagem, para evitar o aparecimento de fissuras de retração do concreto.



**Figura 7.10**

O transporte do concreto até os apoios foi feito por caminhões betoneiras sobre balsas, sendo então o concreto bombeado para o interior das formas (Figura 7.11).



**Figura 7.11**

Os blocos foram executados com concreto de resistência característica igual a 25MPa, sendo o consumo de materiais presentes na tabela 7.2.

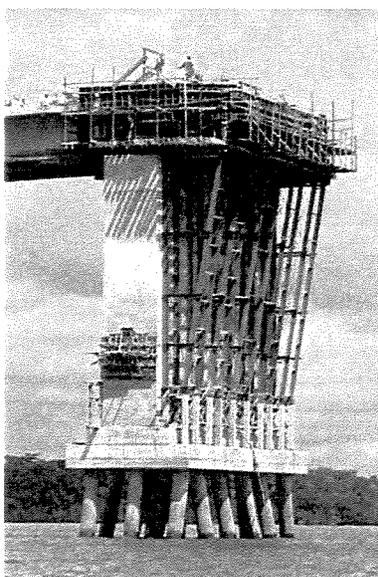
	Consumo de materiais			
	Apoio 17	Apoio 18	Apoio 19	Apoio 20
Concreto (m <sup>3</sup> )	213,1	1590,7	1556,1	213,1
Aço CA-50 (kg)	11605	179754	164352	11605
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	54,5	113,0	105,6	54,5

**Tabela 7.2**

### 7.3 Meso-estrutura

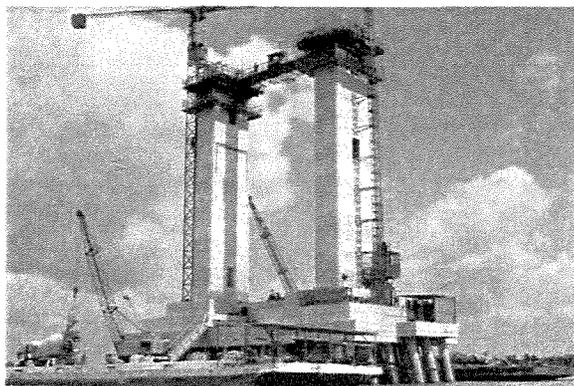
#### 7.3.1 Pilares

Os apoios 17 e 20 (Figura 7.12) possuem um único pilar vazado de seção retangular, com dimensões externas de 17,3m e 3,0m, tendo a parede 40cm de espessura.



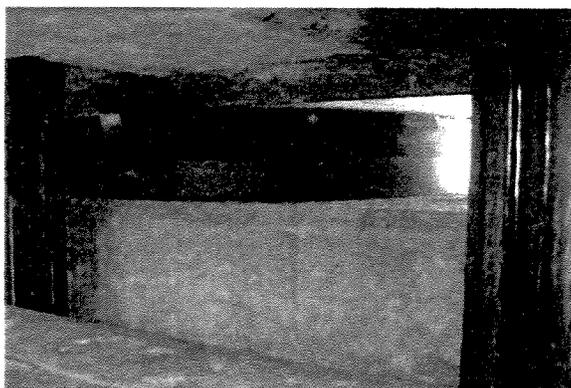
**Figura 7.12**

Já os apoios 18 e 19 (Figura 7.13) possuem dois pilares também vazados de seção retangular. Na direção transversal, os pilares possuem 3,0m com paredes de 60cm de espessura. Na direção longitudinal, sua dimensão varia linearmente entre 6,0m (engastamento com o bloco) e 5,7m (face inferior do travamento) ao longo de seus 12,7m de altura, sendo a espessura da parede constante de 50cm.



**Figura 7.13**

O pilar dos apoios 17 e 20 recebem cargas tanto do trecho de acesso (executado em vigas pré-moldadas) como do trecho estaiado. As vigas do trecho de acesso encontram-se apoiadas sobre neoprenes fretados, ao passo que o tabuleiro estaiado descarrega sobre os pilares por meio de dois aparelhos de apoio metálicos com capacidade de carga vertical de 750tf, sendo um unidirecional (permite movimentação na direção longitudinal) e outro multidirecional (Figura 7.14).

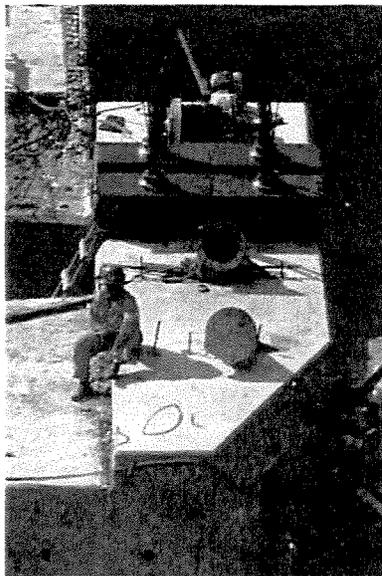


**Figura 7.14**

Os pilares dos apoios 18 e 19 são contraventados entre si por meio de uma viga de travamento de concreto, onde estão presentes dois aparelhos de apoio metálicos que recebem a carga do tabuleiro, sendo um unidirecional (permite movimentação na direção longitudinal) com capacidade de carga vertical de 500tf e outro multidirecional com capacidade de carga vertical de 300tf. No entanto, estes aparelhos metálicos foram fabricados sem o disco de teflon, fazendo com que o coeficiente de atrito entre suas placas seja igual a 0,50. Assim, os esforços horizontais acidentais (como por exemplo os esforços de frenagem) são absorvidos por estes apoios, pois estes esforços não ultrapassam 50% da carga vertical atuante nos aparelhos metálicos. Por outro lado, os esforços horizontais de coação (como por exemplo os esforços devido a deformação lenta do concreto do tabuleiro), quando ultrapassam 50% da carga vertical, provocam a movimentação do tabuleiro, sem que estes esforços sejam transferidos para os pilares.

O pilar dos apoios 17 e 20 foram protendidos com 8 cabos  $12\phi 15,7\text{mm}$  (cordoalhas idênticas àquelas empregadas nos estais), envoltos em bainhas de HDPE, sem aderência com o

concreto do pilar, sendo cada cabo tensionado com 140tf. Esta protensão assegura que o pilar esteja comprimido qualquer que seja a posição da carga móvel (Figura 7.15).



**Figura 7.15**

Todos os pilares foram executados com concreto de resistência característica igual a 35MPa, sendo o consumo de materiais descrito na tabela 7.3.

	Consumo de materiais			
	Apoio 17	Apoio 18	Apoio 19	Apoio 20
Concreto (m <sup>3</sup> )	311,7	354,2	354,2	311,7
Aço CA-50 (kg)	17937	45177	45177	17937
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	57,5	127,5	127,5	57,5

**Tabela 7.3**

As figuras 7.16 e 7.17 ilustram os apoios extremos (17 e 20) e centrais (18 e 19), respectivamente.

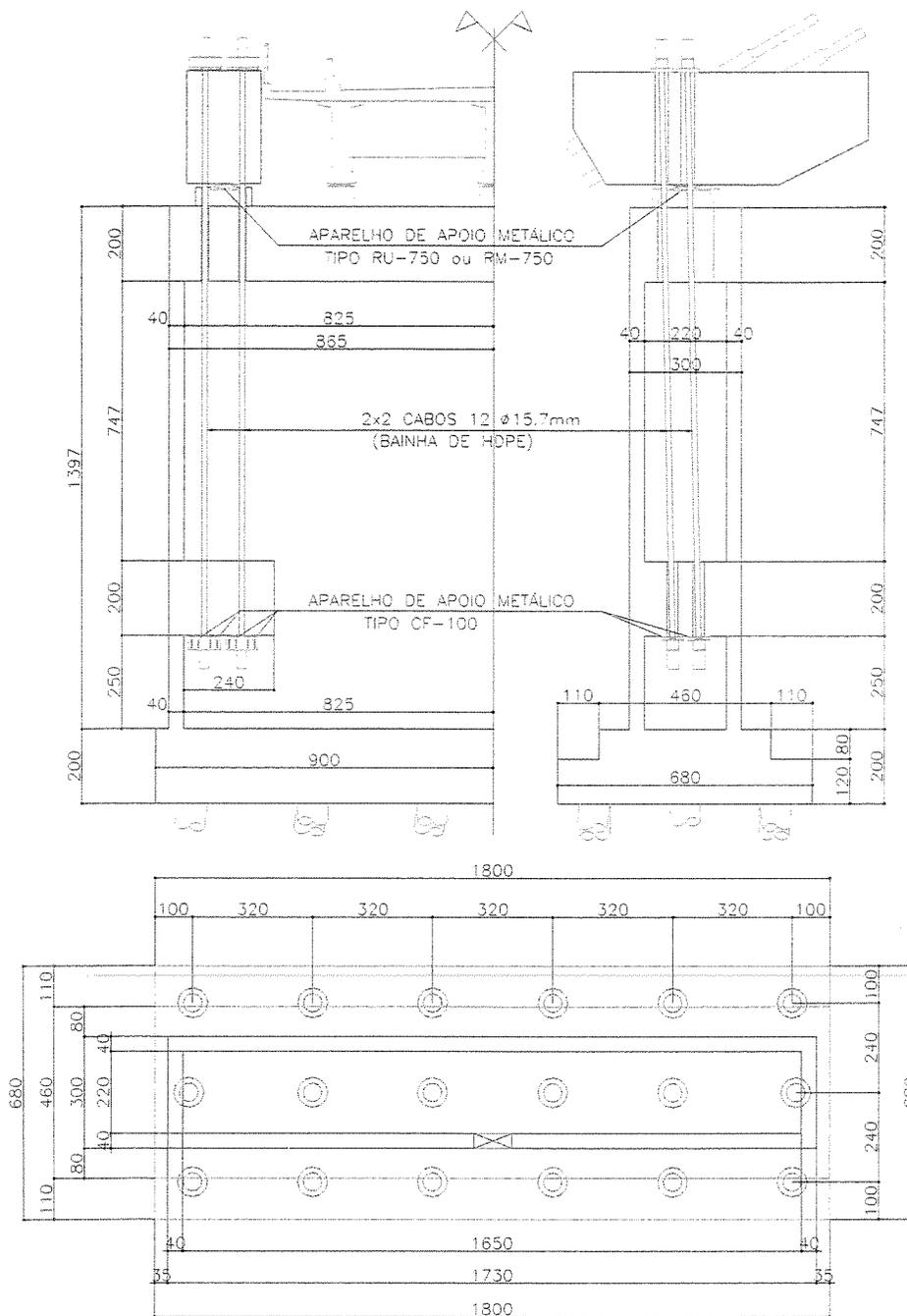


Figura 7.16

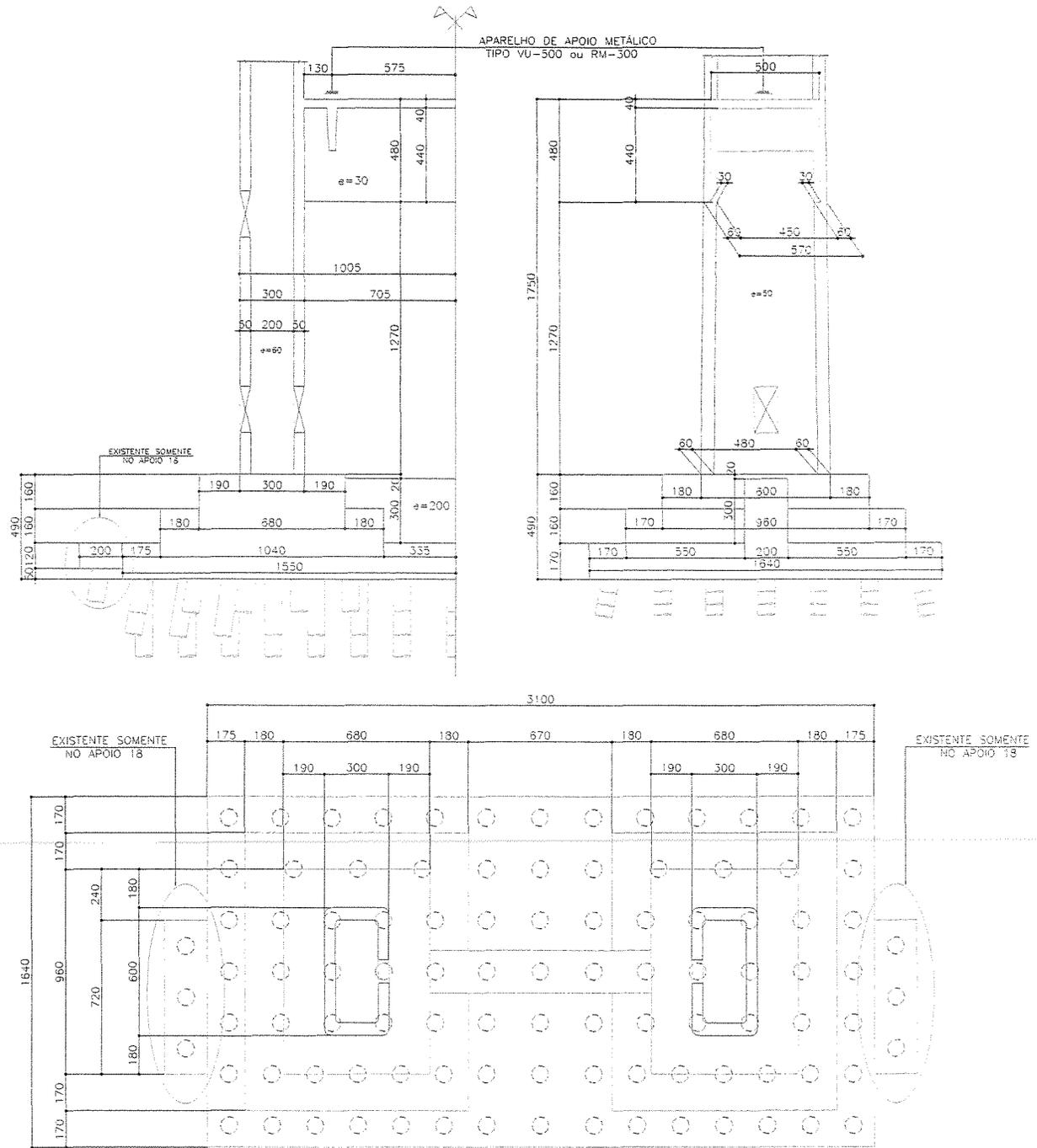


Figura 7.17

### 7.3.2 Mastro

O mastro de estaiamento (Figura 7.18) é composto por duas torres verticais de 76,2m de altura contraventadas entre si por meio de uma viga de concreto.



**Figura 7.18**

---

A seção transversal de suas torres é retangular e vazada. Longitudinalmente, sua dimensão externa varia linearmente de 5,59m (seção da face superior do travamento dos pilares) a 4,5m ao longo dos primeiros 46,1m, para então permanecer constante. Transversalmente, sua dimensão externa não sofre variação, sendo igual a 3,0m ao longo de toda sua altura.

As paredes longitudinais possuem 50cm de espessura. Já as paredes transversais possuem 60cm de espessura nos primeiros 46,1m de altura e 90cm de espessura no trecho restante. As figuras 7.19 e 7.20 ilustram suas dimensões.

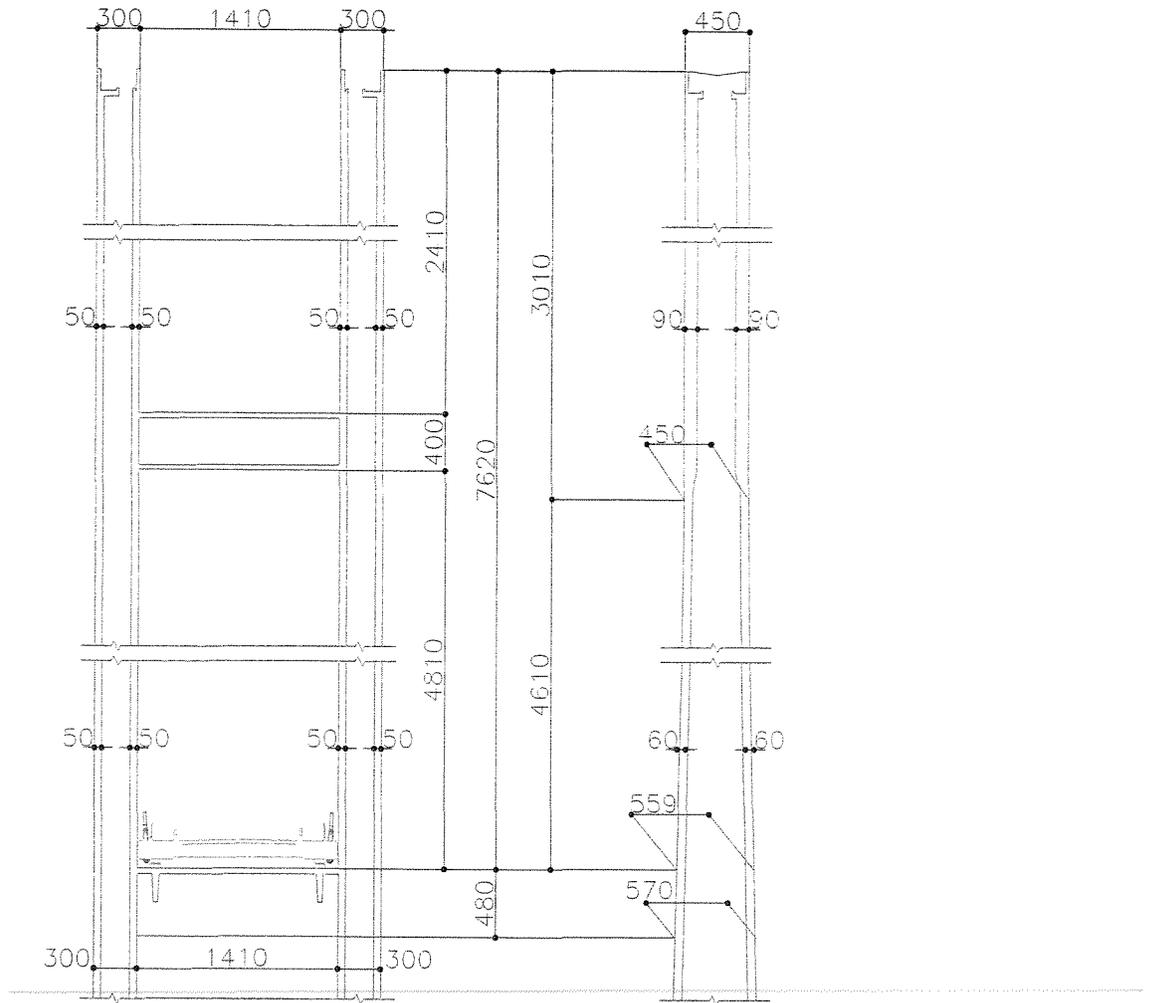
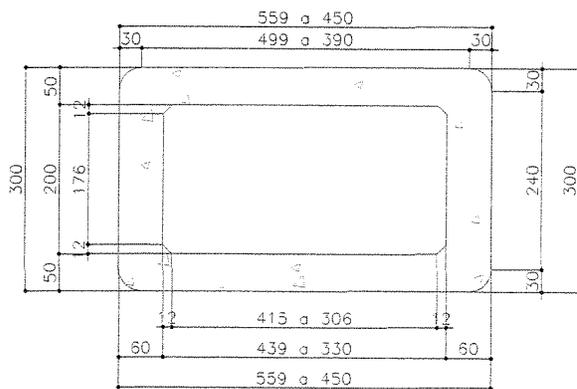


Figura 7.19

Seção variável



Seção constante

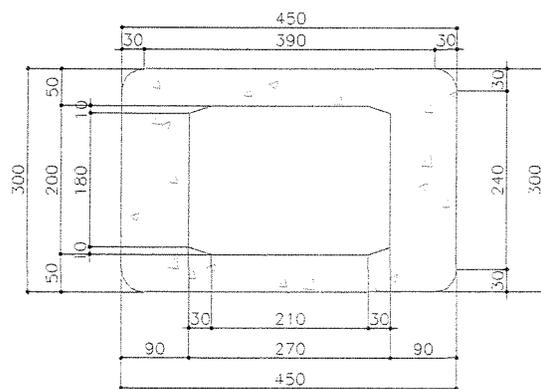
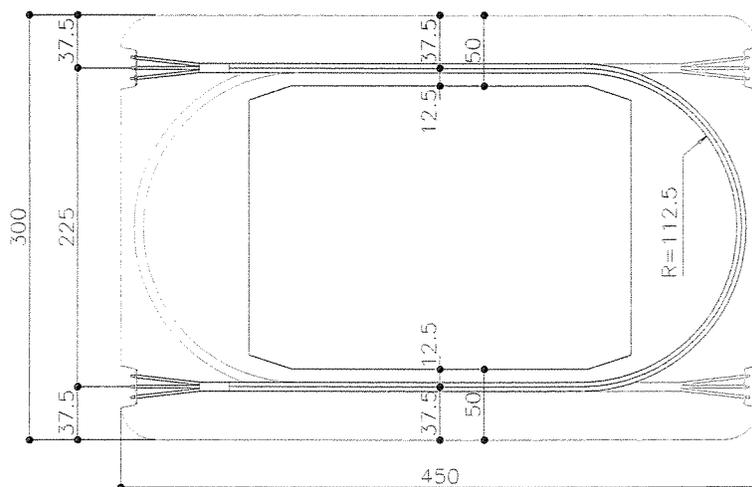


Figura 7.20

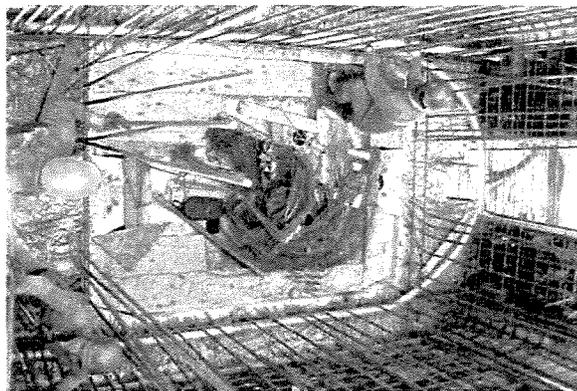
Devido o componente horizontal da força atuante nos estais, as paredes longitudinais são fortemente tracionadas. Assim, antecedendo o tensionamento dos estais, a seção do mastro é protendida com aço CP190-RB dispostos em cabos de 4, 5 ou 6 cordoalhas  $\phi 15,2\text{mm}$ . O posicionamento destes cabos é mostrado na figura 7.21.



**Figura 7.21**

Esta protensão assegura que, independente da posição da carga móvel, não haja tensão de tração nas paredes longitudinais.

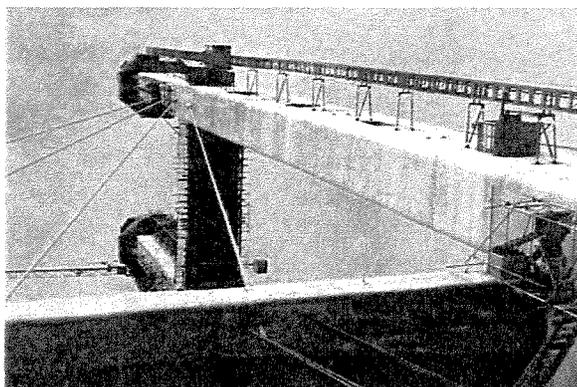
Cada cordoalha é tensionada com 20tf, sendo que o número de cordoalhas existente em cada seção é definido em função do componente horizontal da força do estai. Na seção onde estão ancorados os primeiros estais, há somente dois cabos  $4\phi 15,2\text{mm}$  (Figura 7.22). Já na seção onde estão ancorados os últimos estais (seção onde o componente horizontal da força nos estais atinge o valor máximo), há seis cabos  $6\phi 15,2\text{mm}$ .



**Figura 7.22**

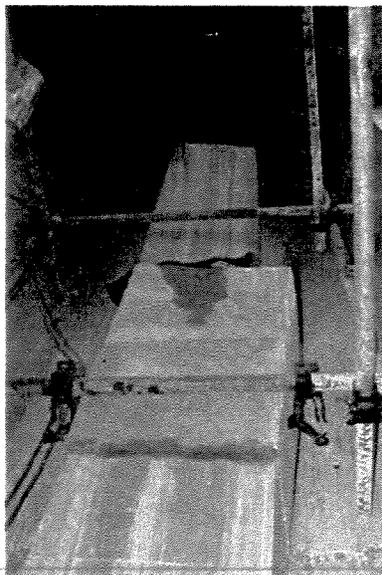
No entanto, esta protensão não é suficiente para garantir que as paredes transversais não sejam submetidas a tensão de tração. A solução adotada foi reforçar as faces transversais externas da seção do mastro com aço CA-50, de modo a limitar a abertura de fissuras.

A grande dificuldade no processo de execução do mastro reside no posicionamento correto dos tubos guias. Como os estais ancorados em uma mesma torre não pertencem a um mesmo plano (uma vez que o tabuleiro está totalmente posicionado entre as torres, conforme ilustra a figura 7.23), esta dificuldade é agravada, pois o tubo guia deve ser locado segundo dois ângulos (elevação e planta).



**Figura 7.23**

Assim, a atividade de locação dos tubos guias e de seus ressaltos junto ao mastro (Figura 7.24) exigiu um serviço topográfico bastante minucioso. Os primeiros 46,1m de cada torre foram executados em apenas 20 dias, com o uso de formas deslizantes. A partir de então, devido a presença dos tubos guias, a execução do trecho seguinte levou 4 meses, sendo todo executado com forma trepante.



**Figura 7.24**

Para a execução dos mastros foram necessários  $2724\text{m}^3$  de concreto de resistência característica igual a  $35\text{MPa}$  e  $326068\text{kg}$  de aço CA-50 (taxa de armadura de  $119,7\text{kg}/\text{m}^3$ ), além de  $11284\text{kg}$  de aço CP190-RB.

### 7.3.3 Estais

A obra possui dois planos de estais dispostos em leque, sendo que nos vãos extremos há a associação com o configuração estrela. Do lado dos vãos extremos (vãos 17-18 e 19-20) há 18

estais ancorados em cada torre, ao passo que do lado do vão central há 20 estais em cada torre (Figura 7.25).

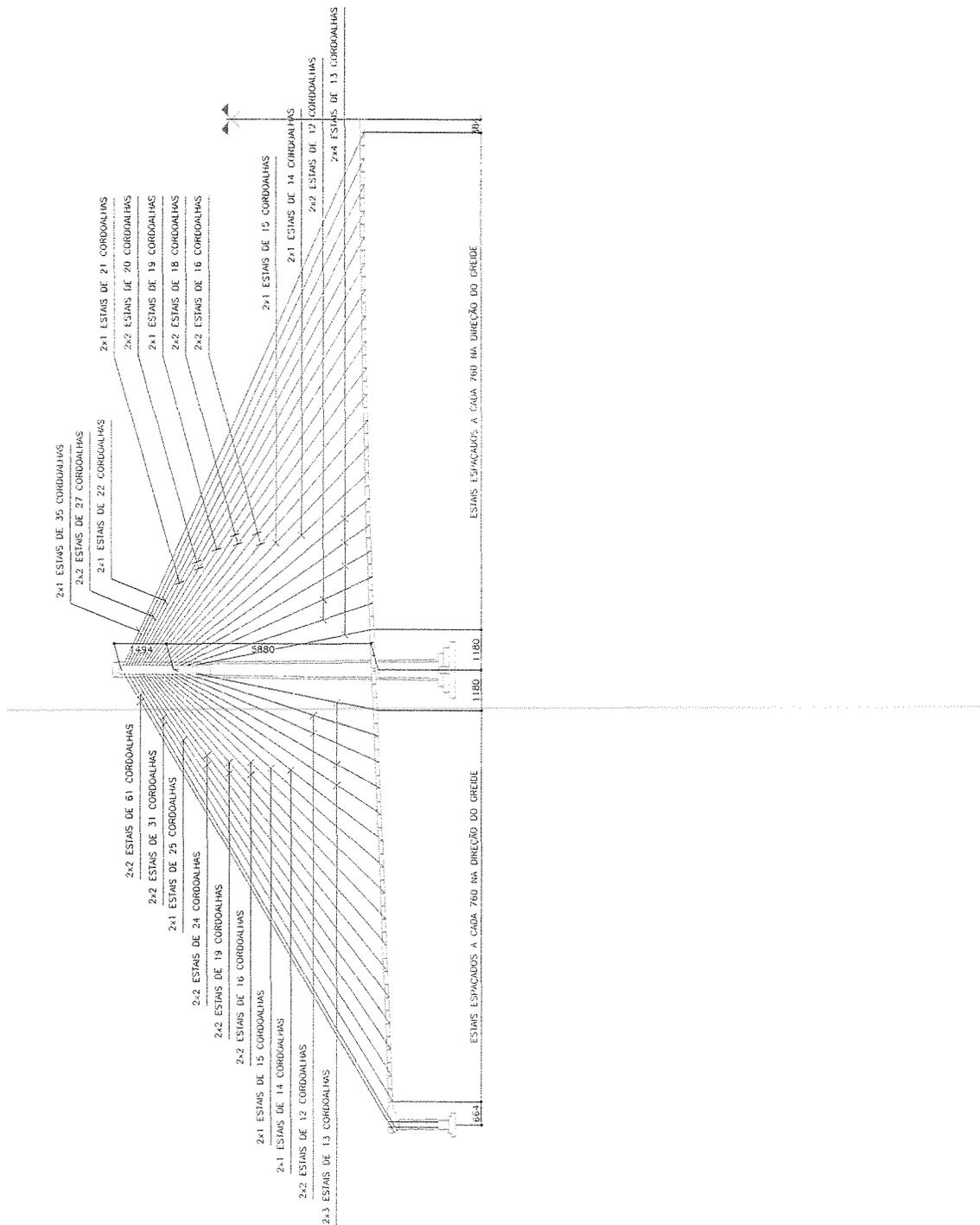
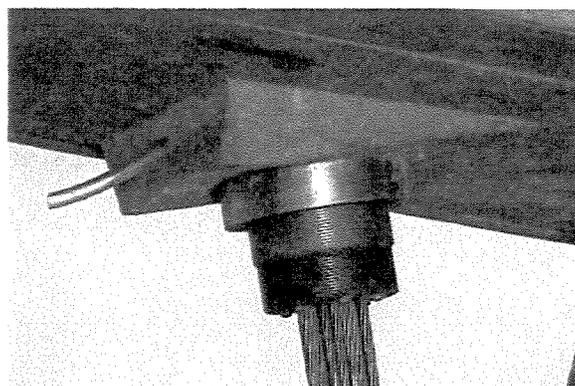


Figura 7.25

Junto ao mastro, o primeiro estai encontra-se ancorado a 58,80m de altura (medido a partir da face superior do travamento entre os pilares), ao passo que o último estai encontra-se a 73,74m de altura. No tabuleiro, o primeiro estai está ancorado a 11,8m do eixo dos apoios centrais, sendo os demais espaçados a cada 7,6m.

As cordoalhas utilizadas nesta obra foram fornecidas pela Belgo Bekaert Arames S.A., sendo totalmente produzidas no Brasil. Já os dispositivos de ancoragem e o sistema de tensionamento foram fornecidos pela empresa italiana Tensacciai, representada no Brasil pela Protende Serviços de Construção Civil Ltda.

Cada estai é composto por um feixe de cordoalhas paralelas (compostos por 12 a 61 cordoalhas), fixado junto ao tabuleiro através de ancoragem ativa (Figura 7.26) e junto ao mastro por meio de ancoragem passiva.



**Figura 7.26**

As cordoalhas são individualmente protegidas contra corrosão através do processo de galvanização e encapsamento em HDPE com cera. Os estais ainda são protegidos por uma bainha rígida de

HDPE ao longo de todo seu comprimento, além do uso do tubo anti-vandalismo colocado a 2,5m acima do tabuleiro.

No total, foram utilizados 382600m de cordoalhas (incluso a protensão dos pilares extremos), totalizando 466772kg de aço ( $56,2\text{kg/m}^2$ ).

#### 7.4 Superestrutura

O tabuleiro, executado através de segmentos pré-moldados de concreto com 14,20m de largura e 7,20m de comprimento (Figura 7.27), é constituído por duas longarinas de 1,3m de altura unidas por meio de vigas transversais espaçadas de 3,8m.

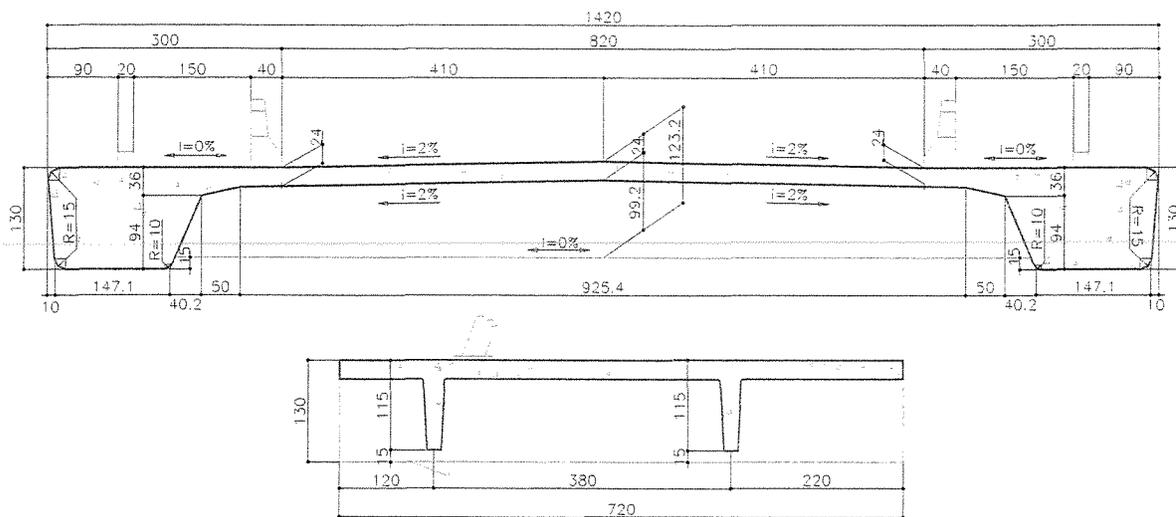
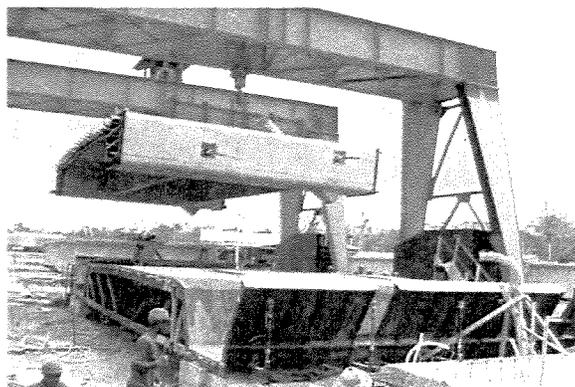


Figura 7.27

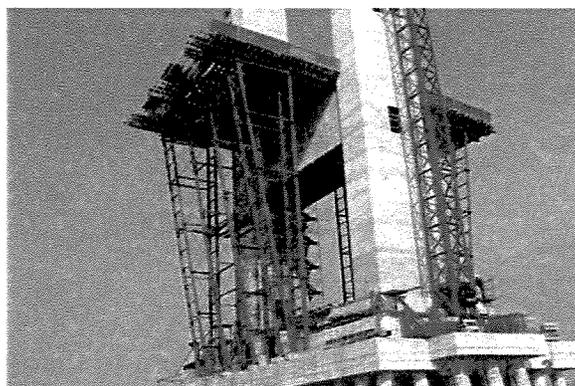
Na proposta inicial, o tabuleiro seria todo moldado *in loco*, em balanços sucessivos. No entanto, com a necessidade de reduzir o prazo de execução da obra, a metodologia construtiva foi totalmente alterada, adotando o emprego de segmentos pré-moldados.

Com o uso de formas metálicas, as 68 aduelas foram executadas com concreto de resistência característica igual a 40MPa, atingindo 20MPa em 12 horas para permitir a desforma, a protensão das transversinas (feita por 2 cabos  $9\phi 15,2\text{mm}$ ) e o transporte dos segmentos para o pátio de estocagem (Figura 7.28).

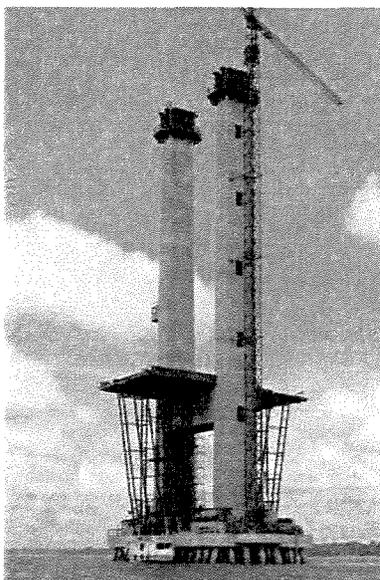


**Figura 7.28**

A exceção é feita para o trecho do tabuleiro situado entre as torres, com 27,0m de comprimento, sendo executado sobre cimbramento (Figuras 7.29 e 7.30).



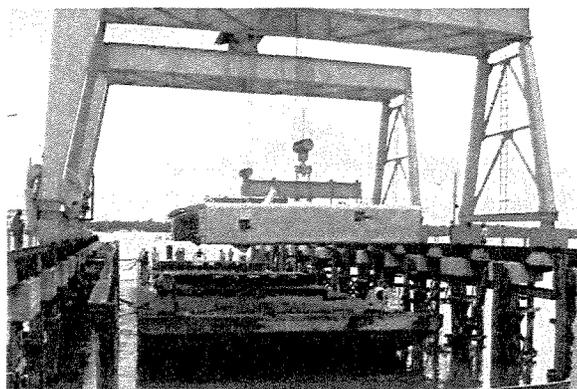
**Figura 7.29**



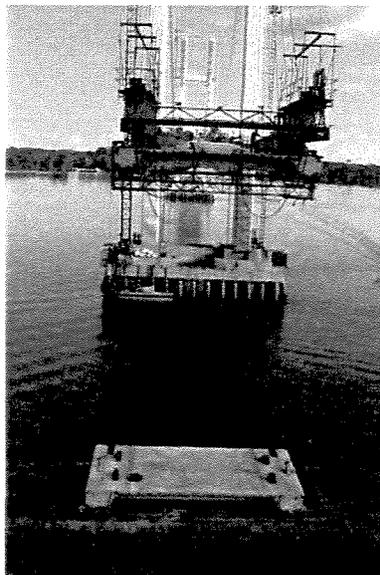
**Figura 7.30**

As aduelas pré-moldadas diferenciam entre si somente pela localização do tubo guia, dos nichos e das bainhas para protensão longitudinal do tabuleiro.

A partir do pátio de estocagem, os segmentos são transportados por dois pórticos móveis sobre trilhos até o embarcadouro, onde serão conduzidos por flutuantes com rebocadores até o ponto pré-estabelecido (Figuras 7.31 e 7.32).



**Figura 7.31**



**Figura 7.32**

Em seguida, estas aduelas de 145 toneladas são içadas por quatro pontos por meio de macacos hidráulicos situados na treliça de avanço. Cada aduela é elevada cerca de 24m, demorando esta atividade em torno de 5 horas (Figura 7.33).



**Figura 7.33**

Estando o novo segmento posicionado de forma precisa (Figura 7.34), as suas barras dywidag  $\phi 32\text{mm}$  (variando entre 20 e 30 barras, dependendo da posição da aduela) são emendas através de luvas com as barras do trecho já executado (Figura 7.35).

Logo após, é posicionada a forma e a armadura para a execução do trecho de 40cm responsável pela ligação da nova aduela, sendo seguida de sua concretagem (Figura 7.36).

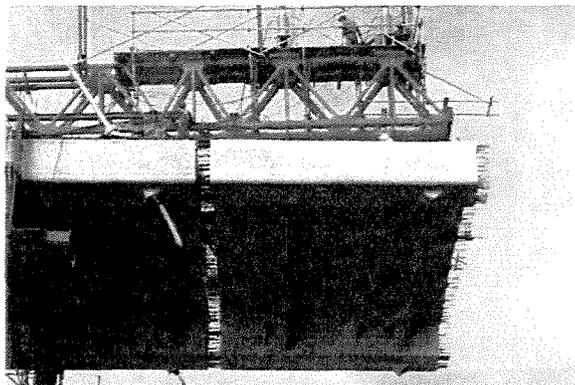


Figura 7.34



Figura 7.35



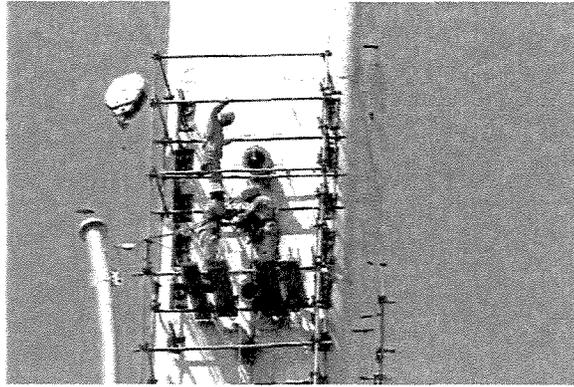
Figura 7.36

Tendo o concreto da ligação atingido a resistência necessária, as barras dywidag são protendidas com 60tf. Esta protensão tem como finalidade principal combater o momento negativo no tabuleiro provocado pelo peso da treliça e do segmento a ser suspenso. Evidentemente, na fase de serviço, esta protensão é considerada na verificação das tensões limites no tabuleiro.

Consolidada a ligação do segmento, as bainhas de HDPE são transportadas por uma pequena embarcação até os apoios, sendo suspensas pela grua até o ponto onde serão fixadas (Figuras 7.37 e 7.38).

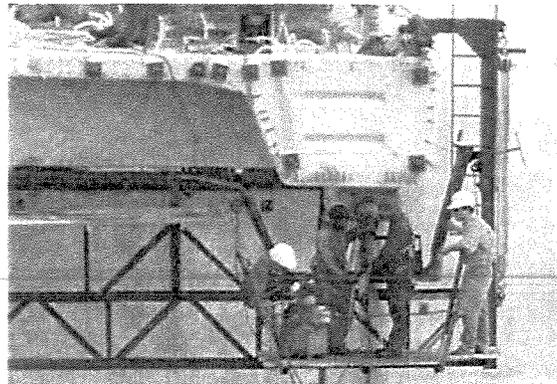


**Figura 7.37**



**Figura 7.38**

Uma vez posicionadas as bainhas, é feito o enfileamento das cordoalhas que compõem os estais, sendo seguido de seu tensionamento (Figura 7.39).



**Figura 7.39**

Com o término da atividade de tensionamento dos estais, a treliça é movimentada para frente, a fim de ser preparada para suspender um novo segmento e dar continuidade a execução do tabuleiro (Figura 7.40).

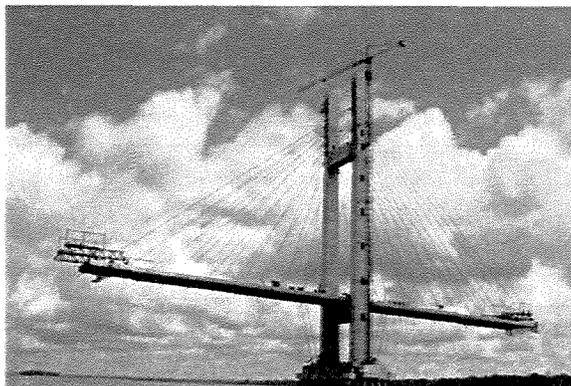


Figura 7.40

Sobre os apoios extremos, foi executada uma aduela de junção, responsável pela solidarização do tabuleiro executado em balanços sucessivos com os apoios 17 e 20. Esta aduela, executada *in loco* sobre cimbramento metálico, foi protendida contra o pilar conforme a figura 7.16.

Neste segmento há ancorados dois pares de estais, sendo que o último deles foi tensionado após a colocação de oitava aduela pré-moldada, com o intuito de minimizar as deformações longitudinais das torres durante a fase construtiva. Os outros dois estais somente foram tensionados após a solidarização entre o trecho executado em balanços sucessivos e a aduela de junção (Figura 7.41).

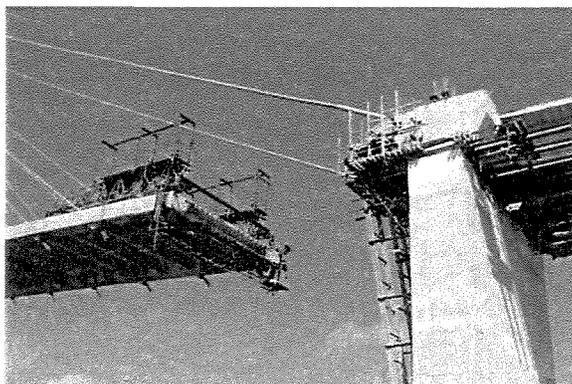
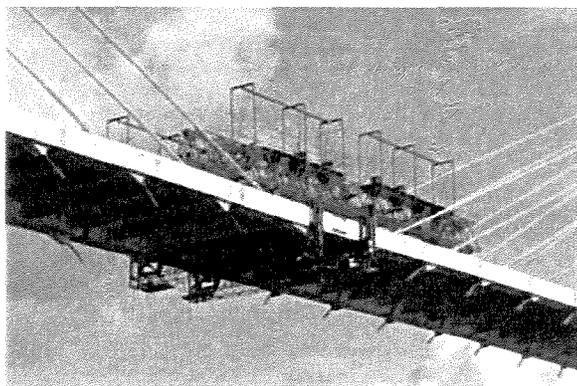


Figura 7.41

Uma única aduela foi fabricada para fechar o vão central, unindo os trechos executados em balanços sucessivos. Esta aduela, com 4,48m de comprimento, não possui transversinas, tendo no entanto sua laje 50cm de altura (Figura 7.42).



**Figura 7.42**

Após o fechamento do tabuleiro e antecedendo a execução da defesa e guarda-corpo, as longarinas foram protendidas com aço CP190-RB confeccionado em cabos  $19\phi 15,2\text{mm}$ . Com o término dos serviços de pavimentação, os estais são retensionados, para então ser a obra aberta ao tráfego.

O consumo de materiais utilizado para execução do tabuleiro encontra-se na tabela 7.4.

Consumo de materiais	
Concreto (m <sup>3</sup> )	4688
Aço CA-50 (kg)	752634
Aço ST 85/105 $\phi 32\text{mm}$ (kg)	93415
Aço CP190-RB $19\phi 15,2\text{mm}$ (kg)	64853
Aço CP190-RB $9\phi 15,2\text{mm}$ (kg)	45300

**Tabela 7.4**

## 7.5 Estudo experimental em túnel de vento

Com o intuito de determinar os coeficientes aerodinâmicos estáticos, bem como avaliar a resposta aeroelástica do tabuleiro da ponte, foi realizado no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul o estudo do comportamento do modelo seccional reduzido do tabuleiro da ponte sob a ação do vento.

Este estudo foi feito para duas diferentes seções. A primeira seção (configuração I) foi modelada com o guarda corpo de concreto e a defesa maciça (Figura 7.43). A segunda seção (configuração II) foi modelada com o guarda corpo metálico e a defesa vazada (Figura 7.44).

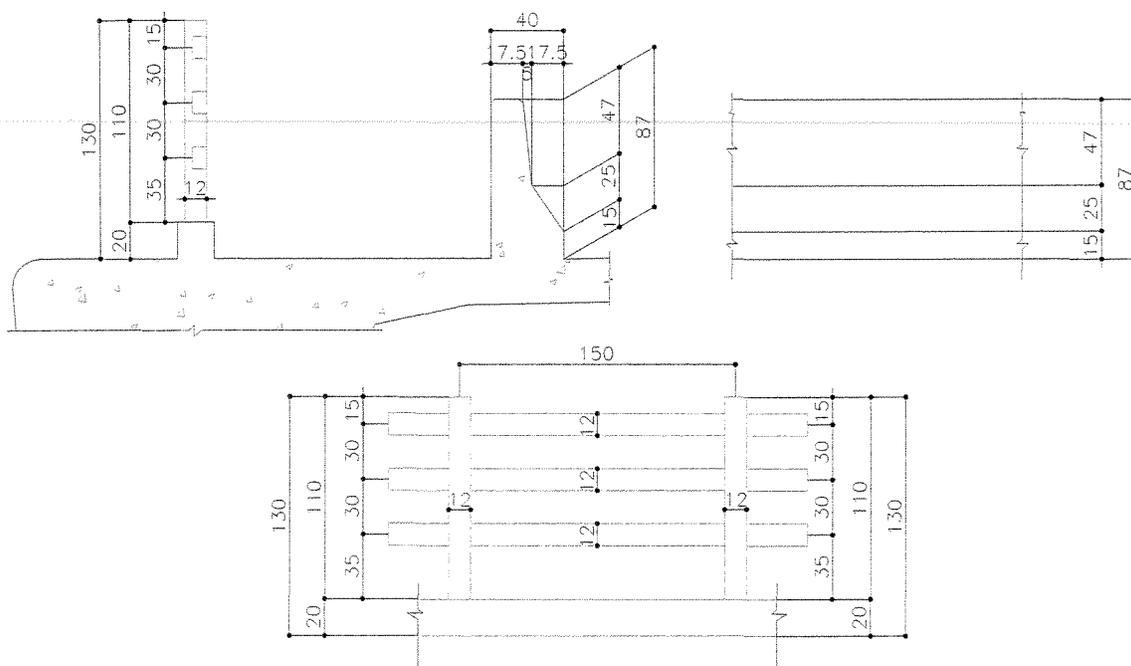
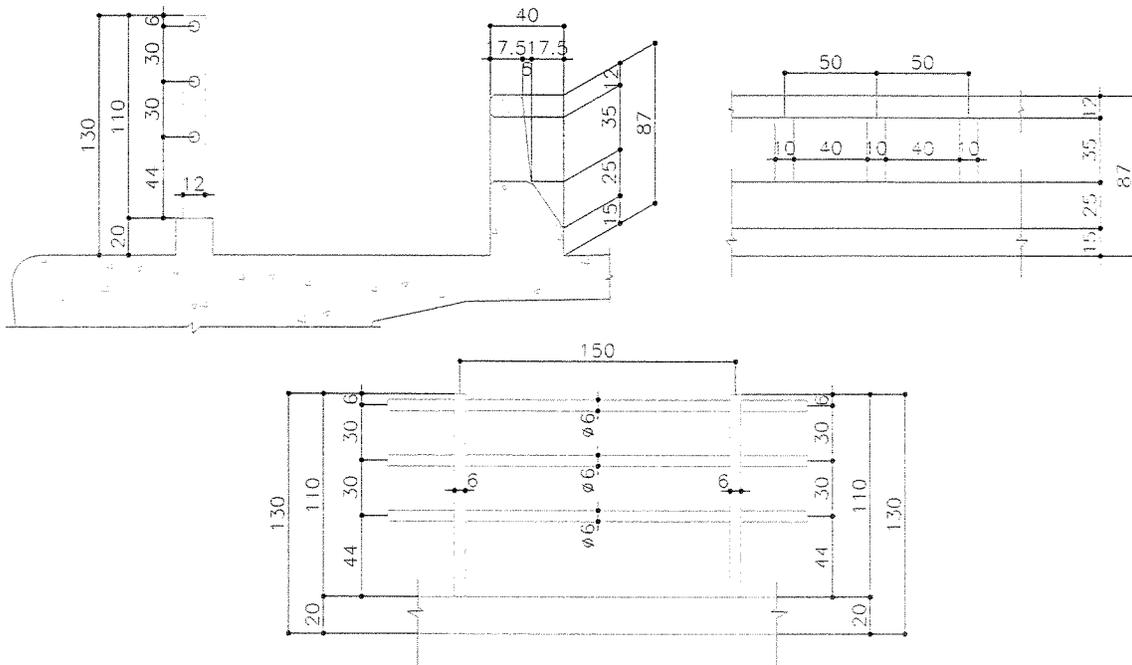
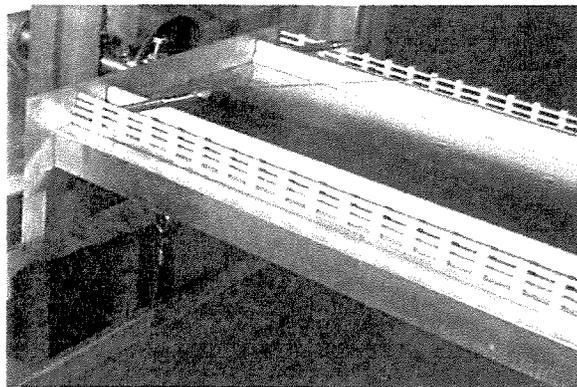


Figura 7.43



**Figura 7.44**

Os modelos reduzidos foram projetados e construídos na escala geométrica 1:50, sendo executados em madeira balsa, cedro, poliamida e alumínio, simulando todos os detalhes significativos da seção da ponte. A figura 7.45 ilustra o modelo confeccionado de acordo com a configuração I, ao passo que a figura 7.46 demonstra o modelo referente a configuração II.



**Figura 7.45**

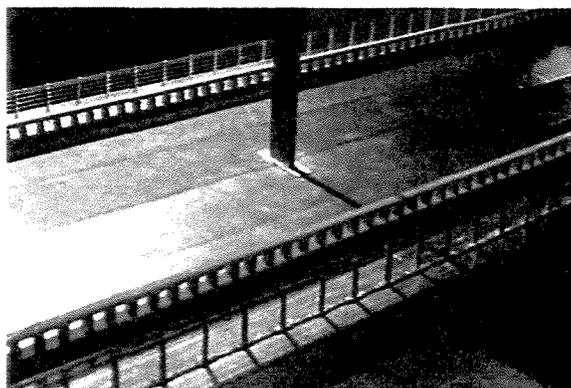


Figura 7.46

Os modos de vibração do tabuleiro e suas respectivas frequências foram fornecidas pela empresa calculista (Tabela 7.5).

Modo de vibração	Modo correspondente	Frequência (hz)
1	Primeiro vertical	0,331
2	Primeiro horizontal	0,410
3	Segundo vertical	0,422
4	Primeiro torcional	0,649

Tabela 7.5

Para determinar os coeficientes aerodinâmicos (resposta estática), os ensaios foram realizados para ângulos de incidência do vento entre  $-8^\circ$  e  $+8^\circ$ . Segue na tabela 7.6 os resultados encontrados para o regime turbulento de escoamento com ângulo de incidência igual a  $0^\circ$ .

Coeficientes	Configuração I	Configuração II
Arrasto	0,22	0,18
Sustentação	-0,17	-0,03
Torção	0,08	0,05

Tabela 7.6

Para avaliar a resposta dinâmica da estrutura, os testes foram realizados somente no modelo referente a configuração II (pois com base nos coeficientes aerodinâmicos obtidos, esta configuração foi escolhida para ser executada), sob escoamento turbulento e escoamento suave com ângulos de incidência entre  $-4^\circ$  e  $+4^\circ$ .

Nestes ensaios, não foram verificados deslocamentos verticais e rotações relevantes do ponto de vista estrutural oriundos da excitação por desprendimento de vórtices.

Para ângulos de incidência do escoamento igual a  $0^\circ$  e com escoamento suave, a velocidade de instabilização é próxima a 90m/s para nível de amortecimento igual a 2% do nível crítico. Para nível de amortecimento de 5%, em escoamento turbulento, não foi verificada nenhuma instabilidade dentro da gama de velocidades realizáveis no túnel de vento. Convém ressaltar que a velocidade crítica de projeto corresponde a 50m/s (180km/h).

## 8 ELEMENTOS FLEXÍVEIS DE TENSIONAMENTO

A simulação de um elemento flexível de tensionamento em um modelo estrutural é feita através de uma linha poligonal composta por segmentos (barras) deformáveis articulados entre si.

A literatura especializada menciona enfaticamente a preocupação em considerar os efeitos provocados pela catenária (forma geométrica descrita por um elemento flexível inextensível, com suas extremidades impedidas de transladarem, quando submetido a ação de seu peso próprio e de uma dada tensão ao longo de seu eixo) no estudo do comportamento dos elementos de tensionamento. As referências [9] e [11] sugerem a correção do módulo de elasticidade do material como modo de considerar os efeitos da catenária.

A análise destes elementos baseada na conformação geométrica definida pela catenária tem a sua importância, pois fornece expressões analíticas de fácil utilização em um dimensionamento preliminar. No entanto, em um modelo computacional, é mais simples simular o comportamento de elementos flexíveis deformáveis, uma vez que o estudo de elementos flexíveis indeformáveis requer a inclusão de restrições não lineares em seu comportamento. Ou seja, em análise não linear de estruturas compostas por elementos flexíveis deformáveis, a conformação geométrica final é obtida naturalmente, sem a necessidade de se empregar qualquer artifício matemático.

## 8.1 Análise não linear de elementos flexíveis

### 8.1.1 Geometria vetorial do elemento

Seja o vetor  $\lambda u$  representante de um segmento de barra deformável que compõe a linha poligonal que simula um elemento flexível de tensionamento, onde  $u$  é um vetor unitário e  $\lambda$  é a distância entre os nós associados a esta barra.

Após suas extremidades apresentarem os deslocamentos nodais representados pelos vetores  $p$  e  $q$ , a configuração deformada desta barra é definida pelo vetor  $l$  (Figura 8.1).

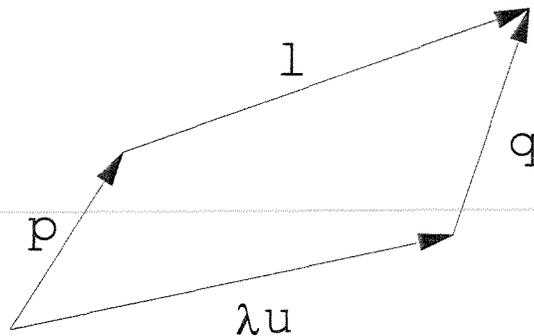


Figura 8.1

Estes vetores estão relacionados através da seguinte equação:

$$l = \lambda \left( u + \frac{q-p}{\lambda} \right)$$

Definindo o vetor  $z$  e o vetor  $w$  como:

$$z = \frac{q-p}{\lambda}$$

$$w = u + z$$

Tem-se:

$$l = \lambda w$$

O comprimento do vetor  $l$  é definido pela seguinte expressão:

$$\|l\| = (ll')^{1/2} = \lambda(1 + 2zu' + zz')^{1/2}$$

Definindo o escalar  $\delta$  como:

$$\delta = 2zu' + zz'$$

Tem-se finalmente:

$$\|l\| = \lambda(1 + \delta)^{1/2}$$

Por fim, o vetor unitário  $v$ , paralelo ao vetor  $l$ , é dado por:

$$v = \frac{l}{\|l\|} = \frac{(u+z)}{(1+\delta)^{1/2}}$$

### 8.1.2 Tensão e deformação do elemento de tensionamento

A alteração da tensão axial de uma barra flexível é possível de ser feita através de três formas.

A primeira delas consiste em tensionar o elemento por meio da aplicação de uma força conhecida. Este caso pode ser exemplificado pelo tensionamento de um cabo através do uso do macaco hidráulico.

Outra maneira de tensionar a barra é atribuir um pequeno corte em seu comprimento indeformado, fazendo com que a mesma tenha que alongar-se até que o seu comprimento seja igual a distância entre os nós associados a esta barra na

configuração inicial da estrutura. Este caso pode ser ilustrado pelo que se convencionou tratar no estudo da estática das estruturas de defeito de fabricação.

A terceira forma de introduzir uma tensão na barra é submetê-la a ação de um gradiente térmico. Embora a variação de temperatura ocorra tanto no comprimento indeformado como no comprimento deformado da barra, será proposto um modelo onde o gradiente de temperatura atue somente no comprimento indeformado da barra, para que desta forma seu efeito seja substituído pela alteração do comprimento indeformado da barra.

Seja uma barra de comprimento  $\lambda_c$  (após imposto um corte de dimensão  $\mu$ ), submetida a uma contração térmica (onde o produto entre o coeficiente de dilatação linear e o gradiente de temperatura seja igual a  $\gamma$ ) capaz de reduzir seu comprimento para  $\lambda_t$ . Seja ainda  $\lambda$  a distância entre os nós associados a esta barra em sua configuração inicial (Figura 8.2).

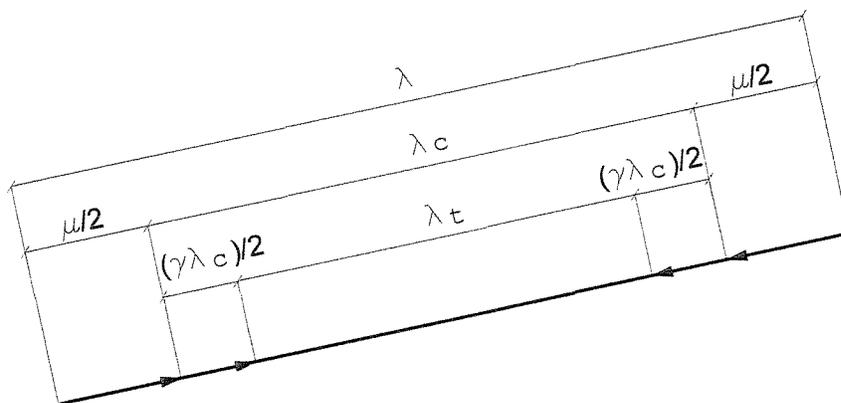


Figura 8.2

Desta forma, tem-se a seguinte relação:

$$\lambda_i = (\lambda - \mu)(1 + \gamma)$$

Conhecido o comprimento inicial e o comprimento final da barra, a sua deformação axial é obtida através da seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{\|l\| - \lambda_i}{\lambda_i} = \frac{\lambda(1 + \delta)^{1/2} - (\lambda - \mu)(1 + \gamma)}{(\lambda - \mu)(1 + \gamma)}$$

Definindo o adimensional  $\rho$  como:

$$\rho = \frac{\mu}{\lambda}$$

Segue finalmente:

$$\varepsilon = \frac{(1 + \delta)^{1/2} - (1 - \rho)(1 + \gamma)}{(1 - \rho)(1 + \gamma)}$$

Sabendo-se que a deformação axial, nos casos de interesse prático, apresenta um valor reduzido quando comparado a unidade, é lógico concluir que  $\delta$  também assume um valor pequeno quando comparado a unidade. Desta forma, examinando a expressão anterior, muito possivelmente o valor de  $\varepsilon$  tornar-se-ia nulo. Este fato é uma decorrência da representação computacional dos números reais. Em uma operação de subtração entre dois números muito próximos (isto é, entre dois números cujos dígitos dominantes das mantissas coincidam), o resultado não tem significado algum, pois a diferença está presente exatamente nos dígitos não dominantes. Esta situação inconveniente verificada em programação computacional (denominada cancelamento severo) pode ser facilmente evitada, rescrevendo a expressão da seguinte forma:

$$\varepsilon = \frac{\frac{\delta}{(1+\delta)^{1/2} + 1} + \rho - \gamma(1-\rho)}{(1-\rho)(1+\gamma)}$$

A utilização de barras capazes de manter uma tensão imposta na modelagem de uma tenso-estrutura é de grande importância, pois na prática os cabos são tensionados em uma primeira etapa, fazendo com que a estrutura, partindo de uma configuração geométrica inicial conhecida, atinja uma configuração intermediária de equilíbrio. No entanto, a partir do momento em que as cargas acidentais passam a atuar na estrutura, as barras que em uma primeira etapa estavam sujeitas a tensões impostas devem apresentar uma variação no valor destas tensões.

Para modelar esta situação, é preciso usar do artifício de alterar o estado de uma barra que apresenta a tensão imposta para o estado que apresenta um corte imposto. Admitindo que a barra possua um comportamento elástico linear cujo módulo de deformação é dado por  $E$ , o comprimento do corte  $\mu$  capaz de atribuir a mesma tensão  $\sigma$  inicialmente imposta na barra é dado por:

$$\mu = \lambda \left( 1 - \frac{(1+\delta)^{1/2}}{(1+\gamma) \left( 1 + \frac{\sigma}{E} \right)} \right)$$

### 8.1.3 Energia potencial de deformação

Seja uma força axial  $F$  atuante em uma barra de seção transversal  $\alpha$ , sendo a tensão normal  $\sigma$  função somente da deformação axial  $\varepsilon$ . Denomina-se energia potencial de

deformação  $\phi$  a energia presente na barra resultante desta deformação.

$$\phi = \int F d\lambda = \alpha \lambda_i \int \frac{F d\lambda}{\alpha \lambda_i} = \alpha \lambda_i \int \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = \alpha \lambda_i E \int \varepsilon d\varepsilon = \frac{\alpha \lambda_i E \varepsilon^2}{2}$$

#### 8.1.4 Gradiente de energia potencial de deformação

O vetor gradiente de energia potencial de deformação  $\nabla\phi$ , em uma determinada barra, é expresso em relação aos deslocamentos nodais na direção dos eixos cartesianos (eixos 1, 2 e 3).

Considerando que os deslocamentos nodais são representados pelos vetores  $p$  e  $q$  (Figura 8.1), é possível representar o vetor gradiente de energia potencial de deformação  $\nabla\phi$  e o vetor gradiente de deformação  $\nabla\varepsilon$  através de seis componentes, sendo os três primeiros referentes ao vetor  $p$  e os três últimos referentes ao vetor  $q$ .

$$\nabla\phi = \alpha \lambda_i \sigma(\varepsilon) \nabla\varepsilon$$

Onde:

$$\nabla\phi = \left( \frac{\partial\phi}{\partial p_1}, \frac{\partial\phi}{\partial p_2}, \frac{\partial\phi}{\partial p_3}, \frac{\partial\phi}{\partial q_1}, \frac{\partial\phi}{\partial q_2}, \frac{\partial\phi}{\partial q_3} \right)$$

$$\nabla\varepsilon = \left( \frac{\partial\varepsilon}{\partial p_1}, \frac{\partial\varepsilon}{\partial p_2}, \frac{\partial\varepsilon}{\partial p_3}, \frac{\partial\varepsilon}{\partial q_1}, \frac{\partial\varepsilon}{\partial q_2}, \frac{\partial\varepsilon}{\partial q_3} \right)$$

Com base nas equações já apresentadas, tem-se:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial p_i} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \delta} \frac{\partial \delta}{\partial z_i} \frac{\partial z_i}{\partial p_i} = \frac{-(1+\delta)^{-1/2} (u_i + z_i)}{\lambda(1-\rho)(1+\gamma)} = \frac{-v_i}{\lambda_i}$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial q_i} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \delta} \frac{\partial \delta}{\partial z_i} \frac{\partial z_i}{\partial q_i} = \frac{(1+\delta)^{-1/2} (u_i + z_i)}{\lambda(1-\rho)(1+\gamma)} = \frac{v_i}{\lambda_i}$$

Sendo assim, o vetor gradiente de deformação é dado por:

$$\nabla \varepsilon = \frac{1}{\lambda_i} (-v_1, -v_2, -v_3, v_1, v_2, v_3)$$

Por fim, o vetor gradiente de energia potencial de deformação é dado por:

$$\nabla \phi = \alpha \sigma(\varepsilon) (-v_1, -v_2, -v_3, v_1, v_2, v_3)$$

Sabe-se que o escalar  $\alpha \sigma(\varepsilon)$  corresponde a força axial atuante na barra. Portanto, os componentes do vetor gradiente de energia potencial de deformação representam as forças internas na configuração deformada de equilíbrio da estrutura.

Na configuração de equilíbrio, as forças externas aplicadas na estrutura são equilibradas pelas forças internas.

## 9 ELEMENTOS DE PÓRTICO

A simulação de um elemento de pórtico em um modelo estrutural reticular é realizada por meio de um segmento (barra) deformável, onde as dimensões de sua seção são nitidamente inferiores a sua extensão, com a função estática de transmitir esforços e com a função geométrica de determinar a distância entre seus pontos extremos.

### 9.1 Análise linear de elementos de pórtico

Considere um elemento de pórtico qualquer que compõe uma dada estrutura submetida a um determinado carregamento.

Seja  $f$  o vetor dos esforços atuantes nesta barra, onde cada componente  $i$  representa o esforço interno de um dado nó em uma dada direção capaz de equilibrar o carregamento externo.

$$f = (f_1, f_2, f_3, \dots, f_i, \dots, f_{n-1}, f_n)$$

Seja ainda  $x$  o vetor dos deslocamentos nodais desta barra, onde cada componente  $i$  representa o deslocamento de um dado nó em uma dada direção quando a barra encontra-se submetida as solicitações definidas pelo vetor  $f$ .

$$x = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_i, \dots, x_{n-1}, x_n)$$

Admitindo que a barra apresente um comportamento elástico linear, ou seja, que o esforço interno seja proporcional aos deslocamentos nodais, tem-se a seguinte relação:

$$f_i = k_{i1}x_1 + k_{i2}x_2 + k_{i3}x_3 + \dots + k_{ii}x_i + \dots + k_{in}x_n$$

Nesta equação,  $k_{in}$  representa a sollicitação na direção  $i$  quando há um deslocamento de valor unitário na direção  $n$ .

### 9.1.1 Energia potencial de deformação

Segundo a referência [10], a energia potencial de deformação  $\phi$  desta barra é dada, sob a forma matricial, por:

$$\phi = \frac{1}{2} f x'$$

### 9.1.2 Gradiente de energia potencial de deformação

O vetor gradiente de energia potencial de deformação  $\nabla\phi$  desta barra é expresso em relação aos deslocamentos nodais na direção dos eixos cartesianos. Seja:

$$\phi = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n f_i x_i$$

Logo:

$$\nabla\phi_i = \frac{d\phi}{dx_i} = \frac{1}{2} \left( \frac{df_1}{dx_i} x_1 + f_1 \frac{dx_1}{dx_i} + \frac{df_2}{dx_i} x_2 + f_2 \frac{dx_2}{dx_i} + \dots + \frac{df_i}{dx_i} x_i + f_i \frac{dx_i}{dx_i} + \dots + \frac{df_n}{dx_i} x_n + f_n \frac{dx_n}{dx_i} \right) = f_i$$

Sob a forma matricial, tem-se:

$$\nabla\phi = f$$

Portanto, os componentes do vetor gradiente de energia potencial de deformação representam as forças internas na configuração deformada de equilíbrio da estrutura. Na configuração de equilíbrio, as forças externas aplicadas na estrutura são equilibradas pelas forças internas.

## 10 ELEMENTOS DE VÍNCULOS ELÁSTICOS

A simulação dos vínculos elásticos em um modelo estrutural é realizada por meio de um elemento deformável, cuja rigidez é conhecida.

A vinculação elástica, estabelecida em um determinado nó em uma dada direção, é caracterizada por atribuir uma reação proporcional ao deslocamento do nó na direção em que a mesma foi definida, porém no sentido contrário a este mesmo deslocamento.

### 10.1 Análise linear dos vínculos elásticos

Considere um elemento de vinculação elástica qualquer que compõe uma dada estrutura.

Seja  $f$  o esforço atuante neste elemento, capaz de equilibrar o carregamento externo. Seja ainda  $x$  o deslocamento do nó na direção em que este elemento está vinculado.

Admitindo que o elemento apresente um comportamento elástico linear, ou seja, que o esforço seja proporcional ao deslocamento nodal, tem-se a seguinte relação:

$$f = kx$$

Nesta equação  $k$  corresponde a rigidez do vínculo elástico. Define-se como rigidez do vínculo elástico o esforço reativo presente na vinculação devido ao deslocamento nodal unitário.

### 10.1.1 Energia potencial de deformação

Segundo a referência [10], a energia potencial de deformação  $\phi$  deste elemento é dada por:

$$\phi = \frac{fx}{2} = \frac{kx^2}{2}$$

### 10.1.2 Gradiente de energia potencial de deformação

O gradiente de energia potencial de deformação  $\nabla\phi$  deste elemento é obtido derivando a energia potencial de deformação em relação ao deslocamento nodal. Logo:

$$\nabla\phi = \frac{d\phi}{dx} = kx = f$$

Portanto, o gradiente de energia potencial de deformação representa a reação provocada pela vinculação elástica atuante no sentido contrário ao deslocamento, na configuração deformada de equilíbrio da estrutura.

Na configuração de equilíbrio, as forças externas aplicadas na estrutura são equilibradas pelas forças internas.

## 11 PRINCÍPIO DA MÍNIMA ENERGIA POTENCIAL

O processo de análise das estruturas pode ser decomposto em duas etapas. A primeira etapa consiste em equacionar um modelo matemático capaz de representar de modo satisfatório o comportamento da estrutura. A segunda etapa equivale a resolução computacional do modelo matemático previamente equacionado. Sendo assim, para que a análise estrutural seja bem sucedida, é necessário que, além de uma formulação correta do modelo, seja possível resolvê-la através do conhecimento das possibilidades de resolução computacional.

O princípio da mínima energia potencial total é, inquestionavelmente, o conceito mais indicado para a análise não linear elástica das estruturas. Uma vez expressa a função energia potencial total em relação aos deslocamentos nodais, a configuração de equilíbrio é representada pelos pontos de mínimo desta função.

---

### 11.1 Composição da energia potencial total

Seja um modelo estrutural reticular qualquer, que possua um total de  $m$  deslocamentos nodais possíveis. Seja ainda  $x$  o vetor representante dos deslocamentos nodais desta estrutura (onde cada componente  $i$  representa o deslocamento de um dado nó  $n$  em uma dada direção  $d$ ) e o vetor  $f$  representante das forças nodais externas (onde cada componente  $i$  representa a força atuante em um dado nó  $n$  em uma dada direção  $d$ ).

### 11.1.1 Trabalho das forças externas

A função  $\tau$  que define o trabalho realizado pela ação das forças externas pode ser expresso da seguinte forma:

$$\tau = f_1x_1 + f_2x_2 + f_3x_3 + \dots + f_ix_i + \dots + f_mx_m$$

Na forma matricial:

$$\tau = f'x$$

Os componentes do vetor gradiente do trabalho das forças externas  $\nabla\tau$  são obtidos da seguinte maneira:

$$\frac{\partial\tau}{\partial x_i} = \frac{\partial(f_1x_1 + f_2x_2 + f_3x_3 + \dots + f_ix_i + \dots + f_mx_m)}{\partial x_i} = f_i$$

Ou seja:

$$\nabla\tau = f$$

### 11.1.2 Energia potencial de deformação

Uma vez determinada isoladamente a energia de deformação de todos os elementos que compõem a estrutura em função de seus deslocamentos nodais (quer sejam elementos de tensionamento, elementos de pórtico ou elementos de vínculos elásticos), é possível definir a energia potencial de deformação  $\Phi$  da estrutura. Para tanto, basta somar algebricamente a energia potencial de deformação de todos estes elementos.

Por sua vez, os componentes do vetor gradiente da energia potencial de deformação  $\nabla\Phi$  são obtidos derivando a função  $\Phi$  em relação aos deslocamentos nodais.

Seja:

$$\nabla\Phi = \begin{pmatrix} \nabla\Phi_1 \\ \nabla\Phi_2 \\ \nabla\Phi_3 \\ \vdots \\ \nabla\Phi_i \\ \vdots \\ \nabla\Phi_m \end{pmatrix}$$

Para obter o componente  $\nabla\Phi_i$ , é preciso derivar a energia potencial de deformação da estrutura  $\Phi$  em relação ao deslocamento  $x_i$ .

Este procedimento equivale a percorrer todos os elementos que compõem a estrutura, a fim de identificar aqueles que estão associados ao deslocamento  $x_i$ . O componente  $\nabla\Phi_i$  corresponde a soma das parcelas do gradiente de energia potencial de deformação associadas ao deslocamento  $x_i$  destes elementos.

### 11.1.3 Energia potencial total

A energia potencial final total da estrutura  $\Pi$  corresponde a energia potencial inicial total da estrutura  $\Pi_0$ , somada a diferença entre a energia potencial de deformação e o trabalho realizado pelas forças externas.

$$\Pi = \Pi_0 + (\Phi - \tau)$$

O vetor gradiente da energia potencial total  $\nabla\Pi$  é obtido através da diferença entre o gradiente de energia de

deformação da estrutura e o gradiente do trabalho realizado pelas forças externas.

$$\nabla\Pi = \nabla\Phi - \nabla\tau$$

### 11.2 Ponto de mínimo da energia potencial total

Um procedimento indicado para se encontrar o ponto de mínimo de uma função resume-se em, partindo de um ponto conhecido qualquer e caminhando em um dado sentido de forma que a função decresça, encontrar o mínimo da função de modo a obter assim um novo ponto de partida, estipulando em seguida um novo sentido para que a função decresça novamente. Esta rotina deve ser repetida tantas vezes quantas forem necessárias para que o ponto de mínimo local seja atingido.

Seja  $\Pi$  a energia potencial total de uma estrutura dada em função dos deslocamentos nodais representados pelo vetor  $x$ .

$$\Pi(x) = \Pi \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_i \\ \vdots \\ x_m \end{pmatrix}$$

Considere o ponto  $x$  pertencente a uma reta que passa pelo ponto  $x^o$  e tem como direção o vetor  $d$ .

$$x = x^o + \kappa d \Rightarrow x_i = x_i^o + \kappa d_i$$

Admitindo conhecidos o ponto  $x^o$  e o vetor  $d$ , tem-se que  $\Pi$  é função apenas do escalar  $\kappa$ .

A derivada de primeira ordem da função  $\Pi$  é dada por:

$$\frac{d\Pi}{d\kappa} = \frac{\partial\Pi}{\partial x_1} \frac{dx_1}{d\kappa} + \frac{\partial\Pi}{\partial x_2} \frac{dx_2}{d\kappa} + \frac{\partial\Pi}{\partial x_3} \frac{dx_3}{d\kappa} + \dots + \frac{\partial\Pi}{\partial x_i} \frac{dx_i}{d\kappa} + \dots + \frac{\partial\Pi}{\partial x_m} \frac{dx_m}{d\kappa}$$

Mas:

$$\frac{dx_i}{d\kappa} = d_i$$

Logo:

$$\frac{d\Pi}{d\kappa} = \sum_{i=1}^m \frac{\partial\Pi}{\partial x_i} d_i$$

Seja  $r$  o vetor gradiente de energia potencial total (também denominado vetor resíduo), expresso da seguinte forma:

$$r(x) = \nabla\Pi(x) = \begin{pmatrix} \frac{\partial\Pi}{\partial x_1} \\ \frac{\partial\Pi}{\partial x_2} \\ \frac{\partial\Pi}{\partial x_3} \\ \vdots \\ \frac{\partial\Pi}{\partial x_i} \\ \vdots \\ \frac{\partial\Pi}{\partial x_m} \end{pmatrix} \Rightarrow r_i = \frac{\partial\Pi}{\partial x_i}$$

Assim, a derivada de primeira ordem da função  $\Pi$  pode ser expressa da seguinte forma:

$$\frac{d\Pi}{d\kappa} = \sum_{i=1}^m r_i d_i \Rightarrow \frac{d\Pi}{d\kappa} = r^t d$$

Já a derivada de segunda ordem da função  $\Pi$  é dada por:

$$\frac{d^2\Pi}{d\kappa^2} = \frac{d\left(\sum_{i=1}^m \frac{\partial\Pi}{\partial x_i} d_i\right)}{d\kappa} = \sum_{i=1}^m d_i \frac{d\left(\frac{\partial\Pi}{\partial x_i}\right)}{d\kappa} = \sum_{i=1}^m d_i \sum_{j=1}^m \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_i \partial x_j} \frac{dx_j}{d\kappa} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_i \partial x_j} d_i d_j$$

Seja  $S$  a matriz hessiana de energia potencial total, também denominada matriz jacobiana do vetor resíduo.

$$S = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_1^2} & \cdots & \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_1 \partial x_m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_m \partial x_1} & \cdots & \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_m^2} \end{bmatrix} \Rightarrow S_{ij} = \frac{\partial^2\Pi}{\partial x_i \partial x_j}$$

Desta forma, a derivada de segunda ordem da função  $\Pi$  pode ser expressa da seguinte forma:

$$\frac{d^2\Pi}{d\kappa^2} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m S_{ij} d_i d_j \Rightarrow \frac{d^2\Pi}{d\kappa^2} = d^t S d$$

Como  $\Pi$  é função apenas através do escalar  $\kappa$ , é possível expandir esta função em série de Taylor. Logo:

$$\Pi(\kappa) = \Pi|_{\kappa=0} + \kappa \frac{d\Pi}{d\kappa} \Big|_{\kappa=0} + \frac{\kappa^2}{2!} \frac{d^2\Pi}{d\kappa^2} \Big|_{\kappa=0} + \dots$$

Ou seja:

$$\Pi(x^o + \kappa d) = \Pi(x^o) + \kappa \left( r(x^o)^t d \right) + \frac{\kappa^2}{2!} \left( d^t S(x^o) d \right) + \dots$$

## 11.2.1 Direção de descida

Reorganizando a equação anterior, pode-se escrever:

$$\Pi(x^o + \kappa d) - \Pi(x^o) = \kappa \left( r(x^o)^t d \right) + \frac{\kappa^2}{2!} \left( d^t S(x^o) d \right) + \dots$$

É importante que o escalar  $\kappa$  assumira somente valores não negativos, pois o sentido da direção de descida deve ser imposto pelo vetor  $d$ . Assim, para valores reduzidos de  $\kappa$ , o sinal do segundo membro da equação é dado pelo sinal da multiplicação dos vetores  $r(x^o)^t$  e  $d$ .

Supondo:

$$r(x^o)^t d < 0$$

Segue que há um intervalo para pequenos valores de  $\kappa$  onde:

$$\Pi(x^o) > \Pi(x^o + \kappa d)$$


---

Assim a função  $\Pi$  partiu do ponto  $x^o$  e caminhou para o ponto  $x^o + \kappa d$ , tendo seu valor diminuído. Logo, nesta situação, o vetor  $d$  é uma direção de descida.

Seja  $A$  uma matriz definida positiva qualquer. Uma direção de descida  $d$ , partindo de um determinado ponto  $x^o$ , pode ser obtido da seguinte forma:

$$d = -Ar(x^o)$$

Pois, deste modo:

$$r(x^o)^t d = -r(x^o)^t Ar(x^o) < 0 \quad \forall r(x^o)$$

Os métodos computacionais empregados no processo de obtenção do ponto de mínimo local de uma função não linear diferenciam-se entre si principalmente devido a escolha da matriz  $A$ . O método Quase-Newton atribui a matriz  $A$  uma aproximação da inversa da matriz  $S$  no ponto  $x^o$  (a inversa exata da matriz  $S$  não é utilizada devido ao excessivo esforço computacional requerido para a sua obtenção).

O algoritmo a seguir exibido, conhecido como atualização BFGS, foi extraído da referência [8]. O fator de escala  $\gamma$  está associado com o bom condicionamento da matriz, ao passo que o escalar  $\lambda$  representa o número de iterações.

$$x \leftarrow x^o \text{ (ponto de partida)}$$

$$A \leftarrow I \text{ (matriz identidade)}$$

$$d \leftarrow -r(x)$$

$$j \leftarrow 0 \text{ (contador)}$$

Enquanto  $\|r(x)\| > \varepsilon$  e  $j < \lambda$  faça:

*Começo*

$$j \leftarrow j+1$$

$$p \leftarrow x$$

$$q \leftarrow r(x)$$

$$\kappa \leftarrow \text{busca uni dimensional}$$

$$x \leftarrow x + \kappa d$$

$$p \leftarrow x - p$$

$$q \leftarrow r(x) - q$$

$$v \leftarrow \frac{(q' A q)^{1/2} p}{p' q} - \frac{A q}{(q' A q)^{1/2}} \text{ (vetor BFGS)}$$

$$\gamma \leftarrow \frac{p'q}{q'Aq} \quad (\text{fator de escala})$$

$$A \leftarrow \gamma \left( A - \frac{Aq q' A}{q' A q} + vv' \right) + \frac{pp'}{p'q}$$

$$d \leftarrow -Ar(x) \quad (\text{direção de descida})$$

*Fim*

### 11.2.2 Busca unidimensional

Denomina-se busca unidimensional o procedimento empregado para se determinar um ponto de mínimo de uma função em uma dada direção e sentido.

É sabido que  $\Pi$  é função apenas do escalar  $\kappa$ . Sendo assim, o que se deseja é encontrar o ponto de mínimo da função  $\Pi(\kappa)$  onde  $\kappa$  deve assumir apenas valores não negativos. Este ponto é dado pelas coordenadas  $(\kappa^*, \Pi(\kappa^*))$  (Figura 11.1).

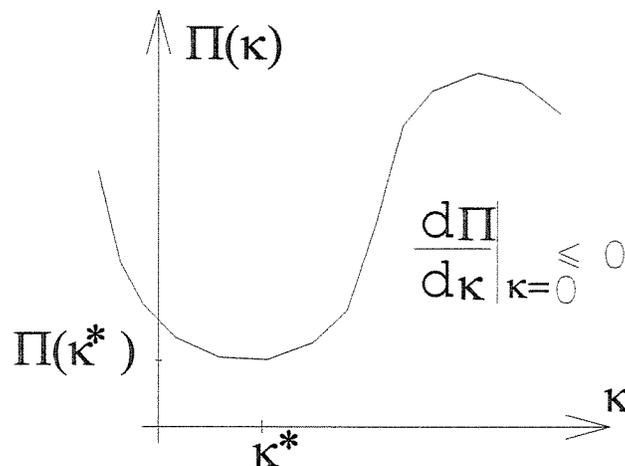


Figura 11.1

Diversos são os métodos empregados na busca unidimensional. No entanto, do ponto de vista da análise estrutural, o método da interpolação cúbica, presente nas referências [6] e [7], merece um maior destaque.

Primeiramente, é preciso encontrar um intervalo de  $\kappa$  ( $\kappa_1, \kappa_2$ ) de maneira que  $\kappa^*$  esteja contido neste intervalo. Em seguida, sendo conhecidos os valores de  $\Pi(\kappa_1)$ ,  $\Pi'(\kappa_1)$ ,  $\Pi(\kappa_2)$  e  $\Pi'(\kappa_2)$ , interpola-se uma função cúbica utilizando os pontos extremos do intervalo ( $\kappa_1, \kappa_2$ ). Definida a função, é possível determinar seu ponto de mínimo ( $\kappa, \Pi(\kappa)$ ) e redefinir o intervalo com a ajuda de  $\kappa$  e de sinal de  $\Pi'(\kappa)$ . Esta seqüência de operações deve ser realizada  $n$  vezes para que o valor de  $\kappa$  obtido na última seqüência ( $\kappa_n$ ) seja próximo o suficiente do valor de  $\kappa$  encontrado na seqüência anterior ( $\kappa_{n-1}$ ), conforme critério pré-estabelecido. Por fim, atribui-se a  $\kappa^*$  o valor de  $\kappa_n$ .

É importante ressaltar que, no método Quase-Newton, a matriz  $A$  utilizada para se obter a direção de descida é atualizada em cada iteração com um novo valor de  $\kappa$ . Desta forma, a busca unidimensional deve ser suficientemente exata de tal modo que o valor de  $\kappa$  obtido produza uma matriz  $A$  que garanta uma direção de descida. Tal exatidão é conseguida pelo seguinte critério de parada:

$$|\Pi'(\kappa)| \leq -\varepsilon \Pi'(0), \text{ onde } 0 \leq \varepsilon < 1$$

O emprego de um contador para limitar o número de interpolações também deve compor o critério de parada, pois,

dependendo do valor de  $\varepsilon$ , a equação acima pode nunca ser satisfeita.

Caso o limite de interpolações seja atingido, o valor de  $\kappa$  obtido, quando introduzido no método Quase-Newton, pode eventualmente não produzir uma direção de descida. Desta forma, deve-se testar a seguinte condição no início da rotina da busca unidimensional:

$$\Pi'(\kappa=0) < 0$$

Caso a condição não seja satisfeita, todo o processo deve ser interrompido.

### 11.2.3 Fluxograma para obtenção da geometria deformada

Todo o processo descrito neste capítulo pode ser expresso de forma simplificada por meio do seguinte fluxograma (Figura 11.2).

---

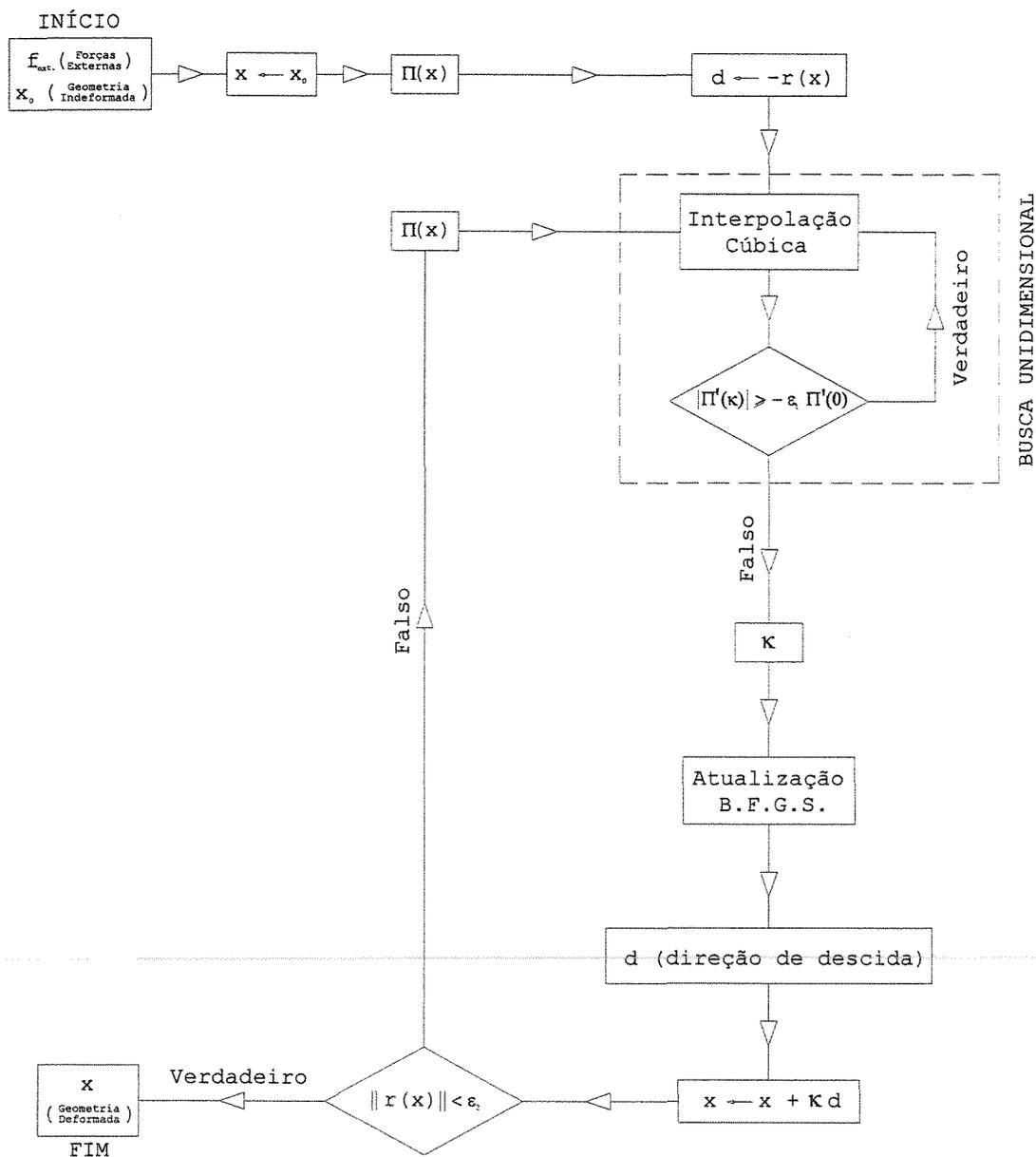


Figura 11.2

## 12 PROCESSO CONSTRUTIVO

O conhecimento do processo construtivo de uma obra estaiada é de grande importância para a elaboração do projeto executivo.

Durante a fase construtiva, a estrutura é solicitada por esforços diferentes daqueles que a mesma será submetida na fase de serviço. O exemplo mais evidente refere-se a execução do tabuleiro em balanços sucessivos, pois o trecho do tabuleiro até então executado fica exposto a momentos fletores negativos (tração na fibra superior). No entanto, na fase de serviço, dependendo da posição da carga móvel, este mesmo trecho fica exposto a momentos fletores positivos (tração na fibra inferior).

Além da determinação dos esforços na estrutura ao longo de todo o processo construtivo, o estudo do faseamento da obra é essencial para acompanhar as deformações do tabuleiro. A força de tensionamento dos estais, a protensão longitudinal do tabuleiro, dentre outras atividades, devem ser previamente definidas para que o tabuleiro, no término de sua execução, apresente a conformação geométrica (greide) previamente definida.

Por este motivo, na elaboração de um programa computacional para estudo do comportamento estático de pontes estaiadas, é extremamente necessário que o mesmo seja capaz de avaliar as várias etapas construtivas da obra.

## 12.1 Estratégia de modelagem da estrutura

Para avaliar as várias etapas construtivas durante a execução de uma ponte estaiada, é preciso que a metodologia adotada considere dois importantes fatores no equacionamento do modelo matemático.

O primeiro fator refere-se a necessidade de que novos elementos integrem a estrutura já deformada a medida em que as fases construtivas são cumpridas. O segundo fator diz respeito a determinação da geometria deformada da estrutura e dos esforços solicitantes nestes novos elementos.

### 12.1.1 Inclusão de novos elementos

A integração de novos elementos na estrutura deformada (quer sejam elementos de tensionamento, elementos de pórtico ou elementos de vinculação elástica) deve ocorrer no momento em que o modelo esteja submetido aos carregamentos condizentes com o instante em que a incorporação destes novos elementos é feita. Esta consideração é extremamente relevante, pois desta forma tem-se a exata conformação geométrica da estrutura deformada no momento em que estes novos elementos são unidos ao modelo.

### 12.1.2 Determinação dos esforços solicitantes

O procedimento de cálculo deve considerar que a configuração deformada da estrutura (ou seja, os deslocamentos nodais), verificada no instante em que estes novos elementos são unidos ao modelo, não contribui para a determinação dos esforços internos atuantes nestes elementos incorporados.

Seja uma estrutura qualquer submetida a um carregamento  $q$ , onde o vetor  $x_q$  representa a conformação geométrica deformada da estrutura submetida a este carregamento (ou seja, cada componente  $x_q^i$  define o deslocamento de um dado nó em uma dada direção quando a estrutura está sob ação do carregamento  $q$ ).

Na próxima etapa, novos elementos passam a compor a estrutura, submetida agora ao carregamento  $q+1$ . Neste momento, o vetor que representa a nova configuração geométrica do modelo é dado por  $x_{q+1}$ .

Para os elementos que compõem a estrutura desde o primeiro carregamento, os deslocamentos nodais a serem considerados no cálculo da energia potencial de deformação nesta nova configuração de equilíbrio estão expressos no vetor  $x_{q+1}$ . No entanto, para os elementos que passaram a integrar a estrutura somente no carregamento  $q+1$ , os deslocamentos nodais a serem considerados no cálculo da energia potencial de deformação são definidos por  $x_{q+1} - x_q$ , pois a configuração deformada da estrutura anterior a sua anexação ao modelo não contribui para a sua própria deformação.

O algoritmo a seguir ilustra o procedimento a ser adotado para a obtenção dos deslocamentos nodais de cada elemento utilizados no cálculo da energia potencial de deformação.

$q$  (fase atual da estrutura)

$x_q$  (configuração geométrica da estrutura na fase "q", submetida ao carregamento "q")

início (fase em que o elemento "e" passa a integrar a estrutura)

*Para todos os elementos "e" unidos a estrutura até a fase "q" faça :*

*Começo*

*Se "e" for elemento de pórtico*

*Para local ← 1 até 2 faça*

*global ← e.global(local)*

*Para eixo ← 1 até 6 faça*

*i ← índice(global, eixo)*

*Se o deslocamento na direção "i" estiver restringido*

*Então*

*x.e(local, eixo) ← 0.0*

*Senão*

*Se e.início=1*

*Então*

*x.e(local, eixo) ←  $x_q(i)$*

*Senão*

*x.e(local, eixo) ←  $x_q(i) - x_{início-1}(i)$*

*Se "e" for elemento de tensionamento*

*Para local ← 1 até 2 faça*

*global ← e.global(local)*

*Para eixo ← 1 até 3 faça*

*i ← índice(global, eixo)*

*Se o deslocamento na direção "i" estiver restringido*

*Então*

*x.e(local, eixo) ← 0.0*

*Senão*

*Se e.início=1*

*Então*

$$x.e(local,eixo) \leftarrow x_q(i)$$

*Senão*

$$x.e(local,eixo) \leftarrow x_q(i) - x_{início-1}(i)$$

*Se "e" for elemento de vinculação elástica*

$$i \leftarrow índice(e.global,e.eixo)$$

*Se e.início=1*

*Então*

$$x.e \leftarrow x_q(i)$$

*Senão*

$$x.e \leftarrow x_q(i) - x_{início-1}(i)$$

*Fim*

---

## 13 EXEMPLOS DE SIMULAÇÃO DE ESTRUTURAS ESTAIADAS

### 13.1 Exemplo 01

Este exemplo, retirado da referência [1], corresponde a um modelo plano de uma ponte estaiada, composto por três estais dispostos radialmente (Figura 13.1). O vão principal possui 60m de comprimento, enquanto o vão de equilíbrio tem um comprimento igual a 20m. A base do mastro de estaiamento (que não possui rigidez a flexão) encontra-se impedida de realizar qualquer movimento de translação, sem apresentar no entanto restrição ao movimento de rotação. Os demais apoios impedem somente o deslocamento vertical do tabuleiro.

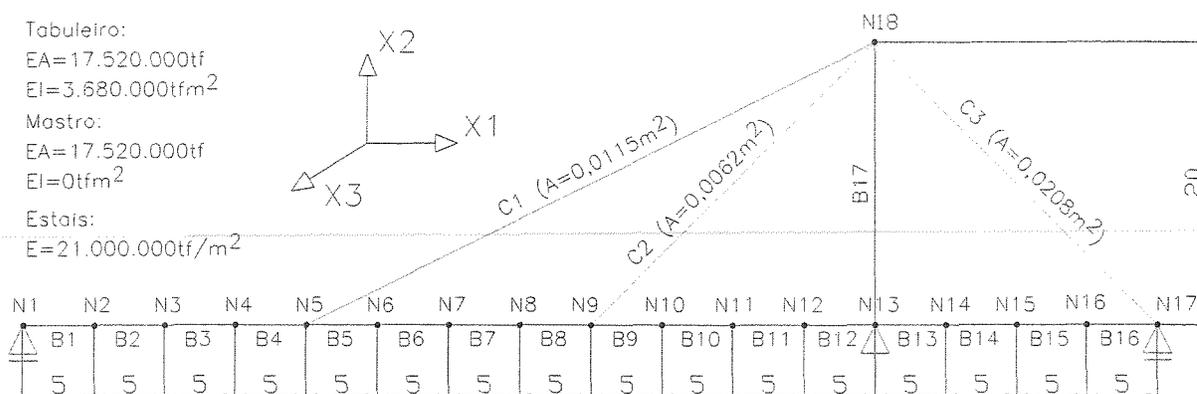
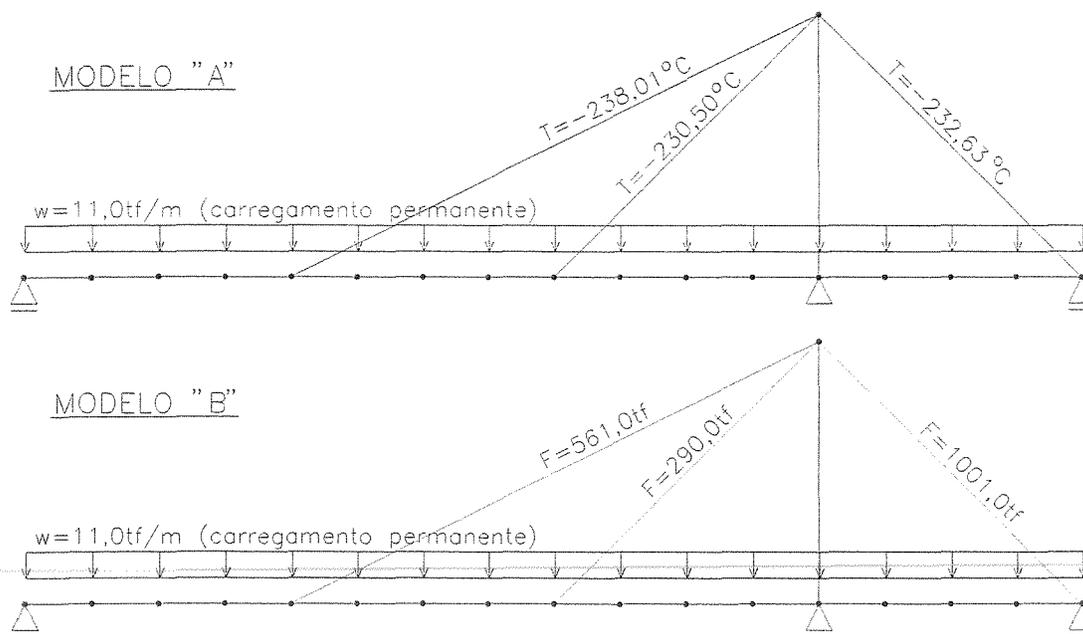


Figura 13.1

A força de tensionamento dos estais foi definida em [1] de tal modo que os deslocamentos verticais nos pontos onde os estais estão ancorados no tabuleiro (nós 5 e 9), bem como o deslocamento horizontal do topo do mastro (nó 18), fossem nulos quando submetidos a ação do peso próprio da estrutura, igual a 11,0tf/m ao longo do tabuleiro, sendo desconsiderado o peso do mastro e dos estais.

A modelagem da estrutura foi feita de duas maneiras distintas. No modelo "A", os estais foram representados por barras de pórtico com rigidez nula, sendo o tensionamento simulado por meio de gradiente de temperatura. No modelo "B", os estais foram representados por meio de barras que apresentam um comportamento geométrico não linear (Figura 13.2).



**Figura 13.2**

O modelo "A" foi processado pelo programa comercial STRAP (Structural Program System) e pelo programa PHASE, ao passo que o modelo "B" foi resolvido apenas pelo programa PHASE, uma vez que o STRAP não possibilita a modelagem com elementos de comportamento geométrico não linear. Os resultados obtidos estão a seguir resumidos nas tabelas 13.1 e 13.2.

Nós	STRAP			Referência [1]		
	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ ( $10^{-4}$ rad)	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ ( $10^{-4}$ rad)
1	1,38	0,00	-5,632	2,7	0,0	-5,7
2	1,38	-2,40	-3,317	2,4	-2,4	-3,4
3	1,38	-2,96	1,136	2,1	-3,0	1,1
4	1,38	-1,53	3,991	2,0	-1,6	3,9
5	1,38	0,14	1,511	1,9	0,0	1,4
6	1,24	-0,11	-1,513	1,7	-0,3	-1,6
7	1,09	-0,66	-0,290	1,6	-0,9	-0,4
8	0,95	-0,32	1,442	1,4	-0,6	1,5
9	0,81	0,24	-0,053	1,2	0,0	0,0
10	0,61	-0,37	-1,541	0,9	-0,6	-1,4
11	0,40	-0,76	0,211	0,6	-0,9	0,3
12	0,20	-0,24	1,467	0,3	-0,3	1,6
13	0,00	0,00	-1,511	0,0	0,0	-1,4
14	-0,20	-1,66	-3,944	-0,2	-1,6	-3,9
15	-0,40	-3,06	-1,057	-0,4	-3,0	-1,1
16	-0,61	-2,46	3,416	-0,6	-2,4	3,4
17	-0,81	0,00	5,737	-0,8	0,0	5,7
18	-0,68	-1,33	0,000	0,0	-1,8	0,0
	PHASE ("A")			PHASE ("B")		
Nós	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ (rad)	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ (rad)
1	1,38	0,00	-5,632	1,38	0,0	-5,859
2	1,38	-2,40	-3,317	1,38	-2,52	-3,536
3	1,38	-2,96	1,136	1,38	-3,18	0,943
4	1,38	-1,53	3,991	1,38	-1,84	3,840
5	1,38	0,14	1,511	1,38	-0,22	1,421
6	1,24	-0,11	-1,513	1,24	-0,51	-1,538
7	1,09	-0,66	-0,290	1,09	-1,05	-0,256
8	0,95	-0,32	1,442	0,95	-0,68	1,530
9	0,81	0,24	-0,053	0,81	-0,06	0,084
10	0,61	-0,37	-1,541	0,61	-0,60	-1,374
11	0,40	-0,76	0,211	0,40	-0,90	0,381
12	0,20	-0,24	1,467	0,20	-0,30	1,611
13	0,00	0,00	-1,511	0,00	0,00	-1,421
14	-0,20	-1,66	-3,944	-0,20	-1,63	-3,913
15	-0,40	-3,06	-1,057	-0,40	-3,02	-1,068
16	-0,61	-2,46	3,416	-0,61	-2,44	3,379
17	-0,81	0,00	5,737	-0,81	0,00	5,692
18	-0,68	-1,33	0,000	38,82	-1,32	0,000

Tabela 13.1

Nós	STRAP		Referência [1]		PHASE ("A")		PHASE ("B")	
	N(tf)	M(tf.m)	N(tf)	M(tf.m)	N(tf)	M(tf.m)	N(tf)	M(tf.m)
1	0,0	0,0	1,4	-11,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,0	294,9	1,4	282,8	0,0	294,9	0,0	296,1
3	0,0	314,8	0,8	302,1	0,0	314,8	0,0	317,3
4	0,0	59,6	0,3	46,3	0,0	59,6	0,0	63,4
5	0,0	-470,5	0,0	-484,4	0,0	-470,5	0,0	-465,4
6	-502,1	-20,5	-501,5	-29,3	-502,1	-20,5	-501,9	-15,8
7	-502,1	154,6	-501,5	148,6	-502,1	154,6	-501,9	158,7
8	-502,1	54,6	-501,3	49,0	-502,1	54,6	-501,9	58,3
9	-502,1	-320,4	-500,9	-327,2	-502,1	-320,4	-501,9	-317,1
10	-707,2	55,5	-706,1	46,5	-707,2	55,6	-707,1	56,8
11	-707,2	156,5	-705,8	144,6	-707,2	156,5	-707,1	155,7
12	-707,2	-17,5	-705,5	-31,9	-707,2	-17,5	-707,1	-20,5
13	-707,2	-466,6	-705,5	-480,8	-707,2	-466,6	-707,1	-471,6
14	-707,2	62,6	-709,8	58,1	-707,2	62,6	-707,1	58,8
15	-707,2	316,7	-709,5	313,4	-707,2	316,7	-707,1	314,2
16	-707,2	295,9	-709,5	294,4	-707,2	295,9	-707,1	294,6
17	-707,2	0,0	-709,5	0,0	-707,2	0,0	-707,1	0,0
18	-1163,5	0,0	-1165,3	0,0	-1163,5	0,0	-1164,0	0,0

Tabela 13.2

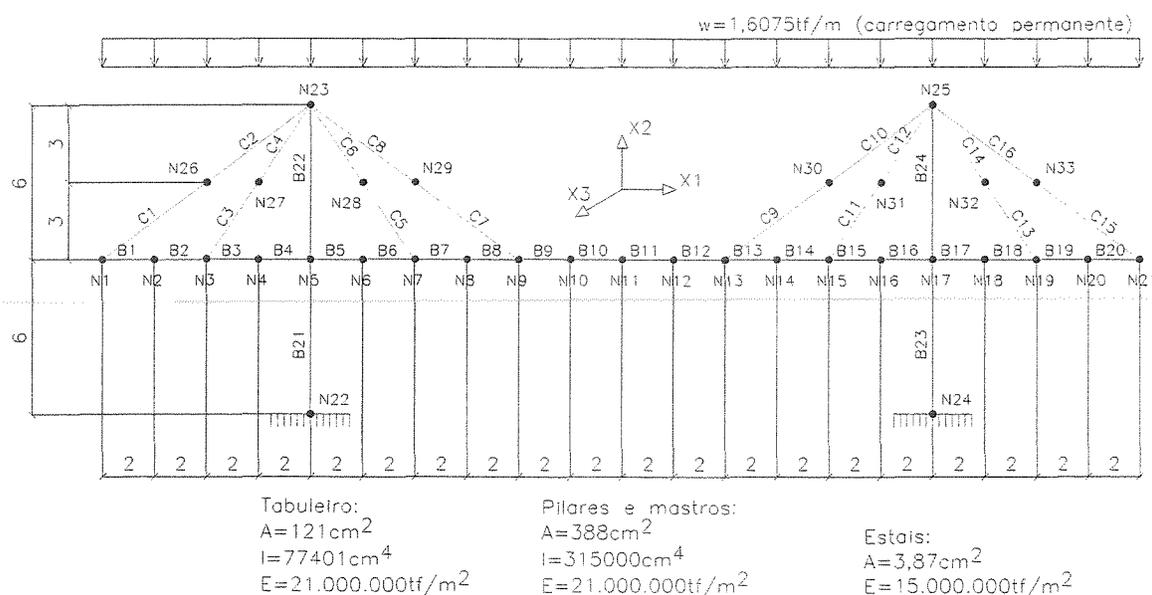
### 13.2 Exemplo 02

Este exemplo, retirado da referência [13], corresponde a um modelo plano de uma ponte estaiada, composto por dois mastros e por quatro estais dispostos radialmente em cada mastro (Figura 13.3).

O vão principal possui 24m de comprimento, enquanto os vãos de equilíbrio possuem 8m. Os pilares de 6m de altura encontram-se engastados junto ao tabuleiro, estando sua outra extremidade com todos os movimentos impedidos. Os mastros, com 6m de altura, estão da mesma forma engastados no tabuleiro, sendo os estais ancorados em sua outra extremidade.

Esta estrutura foi modelada de duas formas. No modelo "A", os estais foram simulados por barras de pórtico com rigidez nula, ao passo que no modelo "B" os estais foram representados por barras que apresentam um comportamento geométrico não linear. Em ambos os modelos os estais foram simulados por meio de uma linha poligonal composta por duas barras de mesmo comprimento articuladas entre si.

O peso próprio atuante na estrutura equivale a uma carga distribuída igual a  $1,6075\text{tf/m}$  ao longo do tabuleiro, não sendo considerados o peso dos pilares, mastros e estais. Nesta situação os estais não se encontram pré-tensionados.



**Figura 13.3**

O modelo "A" foi resolvido pelo programa comercial STRAP (Structural Program System) e pelo programa PHASE, ao passo que o modelo "B" foi processado apenas pelo programa PHASE, uma vez que o STRAP não possibilita a modelagem com elementos

de comportamento geométrico não linear. Os resultados obtidos estão a seguir resumidos nas tabelas 13.3 a 13.5.

NÓ	STRAP			PHASE ("A")			PHASE ("B")		
	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ ( $10^{-4}$ rad)	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ ( $10^{-4}$ rad)	$\delta_{x1}$ (mm)	$\delta_{x2}$ (mm)	$\theta_{x3}$ ( $10^{-4}$ rad)
1	0,86	-0,45	-0,376	0,86	-0,45	-0,376	0,86	-0,56	-0,210
2	0,83	-0,35	1,843	0,83	-0,35	1,843	0,83	-0,44	2,006
3	0,80	0,23	3,224	0,80	0,23	3,224	0,80	0,18	3,377
4	0,75	0,64	0,164	0,75	0,64	0,164	0,75	0,62	0,297
5	0,70	-0,24	-10,940	0,70	-0,24	-10,940	0,70	-0,24	-10,844
6	0,55	-5,85	-41,903	0,55	-5,85	-41,904	0,55	-5,82	-41,657
7	0,40	-15,94	-56,995	0,40	-15,94	-56,997	0,40	-15,85	-56,680
8	0,28	-27,73	-58,336	0,28	-27,73	-58,337	0,27	-27,58	-58,027
9	0,15	-38,50	-48,043	0,15	-38,50	-48,044	0,15	-38,29	-47,813
10	0,07	-46,30	-27,977	0,07	-46,30	-27,978	0,07	-46,05	-27,863
11	0,00	-49,16	0,000	0,00	-49,16	0,000	0,00	-48,90	0,000
12	-0,07	-46,30	27,977	-0,07	-46,30	27,978	-0,07	-46,05	27,978
13	-0,15	-38,50	48,043	-0,15	-38,50	48,044	-0,15	-38,29	47,813
14	-0,28	-27,73	58,336	-0,28	-27,73	58,337	-0,27	-27,58	58,027
15	-0,40	-15,94	56,995	-0,40	-15,94	56,997	-0,40	-15,85	56,680
16	-0,55	-5,85	41,903	-0,55	-5,85	41,904	-0,55	-5,82	41,657
17	-0,70	-0,24	10,940	-0,70	-0,24	10,940	-0,70	-0,24	10,844
18	-0,75	0,64	-0,164	-0,75	0,64	-0,164	-0,75	0,62	-0,297
19	-0,80	0,23	-3,224	-0,80	0,23	-3,224	-0,80	0,18	-3,377
20	-0,83	-0,35	-1,843	-0,83	-0,35	-1,843	-0,83	-0,44	-2,006
21	-0,86	-0,45	0,376	-0,86	-0,45	0,376	-0,86	-0,56	0,210
22	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000
23	11,11	-0,35	-20,541	11,11	-0,35	-20,542	11,01	-0,35	-20,364
24	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000
25	-11,11	-0,35	20,541	-11,11	-0,35	20,542	-11,01	-0,35	20,364

Tabela 13.3

Força nos estais (tf)	STRAP	PHASE ("A")	PHASE ("B")
Estais C1-C2 e C15-C16	4,791	4,791	4,791
Estais C3-C4 e C13-C14	4,208	4,209	4,207
Estais C5-C6 e C11-C12	5,658	5,659	5,654
Estais C7-C8 e C9-C10	8,196	8,197	8,205

Tabela 13.4

B	Nó i	Nó j	STRAP			PHASE ("A")			PHASE ("B")		
			N (tf)	Mi (tf.m)	Mj (tf.m)	N (tf)	Mi (tf.m)	Mj (tf.m)	N (tf)	Mi (tf.m)	Mj (tf.m)
1	1	2	-3,833	0,000	2,534	-3,833	0,000	2,534	-3,834	0,000	2,529
2	2	3	-3,833	-2,534	-1,361	-3,833	-2,534	-1,361	-3,834	-2,529	-1,372
3	3	4	-6,167	1,361	-4,684	-6,167	1,361	-4,684	-6,172	1,372	-4,707
4	4	5	-6,167	4,684	-14,436	-6,167	4,684	-14,437	-6,172	4,707	-14,473
5	5	6	-19,172	33,756	-17,643	-19,173	33,757	-17,644	-19,059	33,601	-17,554
6	6	7	-19,172	17,643	-7,960	-19,173	17,644	-7,960	-19,059	17,554	-7,936
7	7	8	-16,034	7,960	4,710	-16,034	7,960	4,710	-15,934	7,936	4,675
8	8	9	-16,034	-4,710	10,949	-16,034	-4,710	10,949	-15,934	-4,675	10,856
9	9	10	-9,477	-10,949	20,594	-9,477	-10,949	20,595	-9,388	-10,856	20,501
10	10	11	-9,477	-20,594	23,809	-9,477	-20,595	23,810	-9,388	-20,501	23,716
11	11	12	-9,477	-23,809	20,594	-9,477	-23,810	20,595	-9,388	-23,716	20,501
12	12	13	-9,477	-20,594	10,949	-9,477	-20,595	10,949	-9,388	-20,501	10,856
13	13	14	-16,034	-10,949	4,710	-16,034	-10,949	4,710	-15,934	-10,856	4,675
14	14	15	-16,034	-4,710	-7,960	-16,034	-4,710	-7,960	-15,934	-4,675	-7,936
15	15	16	-19,172	7,960	-17,643	-19,173	7,960	-17,644	-19,059	7,936	-17,554
16	16	17	-19,172	17,643	-33,756	-19,173	17,644	-33,757	-19,059	17,554	-33,601
17	17	18	-6,167	14,436	-4,684	-6,167	14,437	-4,684	-6,172	14,473	-4,707
18	18	19	-6,167	4,684	-1,361	-6,167	4,684	-1,361	-6,172	4,707	-1,372
19	19	20	-3,883	1,361	2,534	-3,883	1,361	2,534	-3,834	1,372	2,529
20	20	21	-3,833	-2,534	0,000	-3,833	-2,534	0,000	-3,834	-2,529	0,000
21	22	5	-32,150	-16,368	-40,491	-32,151	-16,369	-40,492	-32,151	-16,209	-40,120
22	5	23	-16,002	21,171	0,000	-16,003	21,171	0,000	-16,029	20,991	0,000
23	24	17	-32,150	16,368	40,491	-32,151	16,369	40,492	-32,151	16,209	40,120
24	17	25	-16,002	-21,171	0,000	-16,003	-21,171	0,000	-16,029	-20,991	0,000

Tabela 13.5

De acordo com a referência [13], o deslocamento vertical do ponto central do tabuleiro (nó 11) é de 4,8135cm, diferindo em 1,57% do resultado encontrado.

### 13.3 Exemplo 03

Este exemplo refere-se a ponte metroviária sobre o rio Pinheiros, descrita detalhadamente no item 6.

O projeto executivo do processo construtivo desta obra foi realizado através do programa BC (Bridge Construction). As mesmas etapas da fase construtiva desta ponte foram modeladas pelo programa PHASE. No entanto, os programas BC e PHASE possuem diferentes recursos e metodologias de modelagem e resolução. As diferenças mais significativas são as seguintes:

- O programa PHASE utiliza o conceito de minimização de energia potencial total da estrutura, ao passo que o programa BC realiza uma análise matricial da estrutura.
- O programa PHASE considera o comportamento não linear dos elementos de tensionamento, ao passo que no programa BC estes elementos apresentam um comportamento linear.
- O programa BC considera as mudanças das características da estrutura ao longo do tempo, como por exemplo alteração no módulo de elasticidade dos materiais, efeitos da deformação lenta dos materiais, das perdas de protensão, dentre outras. O programa PHASE não considera nenhuma alteração das características dos materiais ao longo do tempo.
- O programa BC possibilita que as barras de pórtico sejam modeladas com características geométricas variáveis ao longo de seu comprimento. Já as barras de pórtico modeladas com o

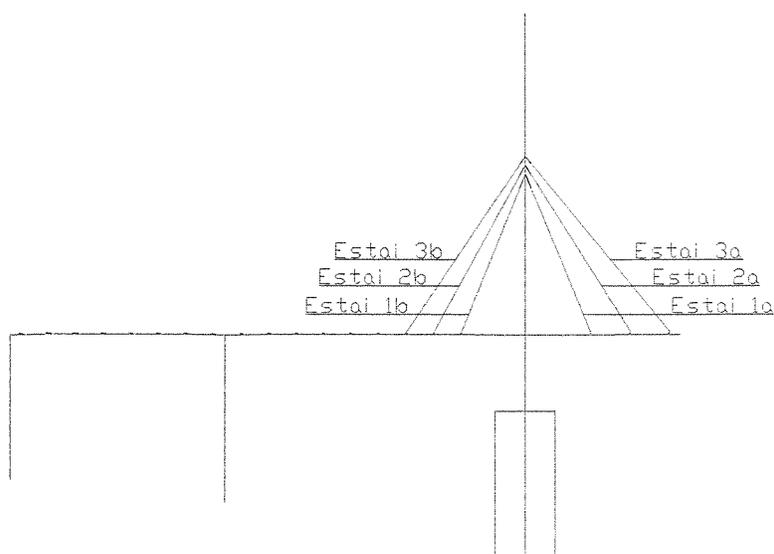
programa PHASE possuem características geométricas constantes ao longo de todo seu comprimento (barras prismáticas).

- O programa BC permite que os cabos de protensão descrevam curvas parabólicas ao longo do comprimento das barras. Já o programa PHASE permite apenas que a carga de protensão seja feita através de cabos paralelos a linha do CG das barras.

O processamento das fases construtivas foi realizado com o programa PHASE até o tensionamento do terceiro estai (Figura 13.4), totalizando quinze etapas de carregamento. São elas:

- 1) Concretagem da primeira aduela (nesta fase a treliça suporta o peso desta aduela, uma vez que a resistência do concreto ainda não foi atingida).
- 2) Integração das barras que representam a primeira aduela junto ao modelo (nesta fase a treliça suporta apenas seu próprio peso).
- 3) Sobrecarga de  $50\text{kgf/m}^2$  ao longo do trecho em balanço (carga de serviço).
- 4) Retirada da sobrecarga de serviço, execução do lastro de contra-peso no tabuleiro do vão 171-172 na faixa correspondente ao primeiro estai, retirada da treliça, integração das barras que representam o primeiro par de estai junto ao modelo seguida de seu tensionamento.
- 5) Colocação da treliça descarregada.
- 6) Concretagem da segunda aduela.
- 7) Integração das barras que representam a segunda aduela junto ao modelo (nesta fase a treliça suporta apenas seu próprio peso), protensão do tabuleiro.
- 8) Sobrecarga de  $50\text{kgf/m}^2$  ao longo do trecho em balanço (carga de serviço).

- 9) Retirada da sobrecarga de serviço, execução do lastro de contra-peso no tabuleiro do vão 171-172 na faixa correspondente ao segundo estai, retirada da treliça, integração das barras que representam o segundo par de estai junto ao modelo seguida de seu tensionamento.
- 10) Colocação da treliça descarregada.
- 11) Concretagem da terceira aduela.
- 12) Integração das barras que representam a terceira aduela junto ao modelo (nesta fase a treliça suporta apenas seu próprio peso), protensão do tabuleiro.
- 13) Sobrecarga de  $50\text{kgf/m}^2$  ao longo do trecho em balanço (carga de serviço).
- 14) Retirada da sobrecarga de serviço, execução do lastro de contra-peso no tabuleiro do vão 171-172 na faixa correspondente ao terceiro estai, retirada da treliça, integração das barras que representam o terceiro par de estai junto ao modelo seguida de seu tensionamento.
- 15) Colocação da treliça descarregada.



**Figura 13.4**

É importante ressaltar que, desde a primeira fase do processamento, o tabuleiro dos vãos 170-171 e 171-172 encontra-se protendido, compondo a estrutura inicial juntamente com os apoios 170, 171 e 172 (inclusive o mastro de estaiamento).

A tabela 13.6 ilustra a deformação do tabuleiro executado em balanço sucessivo, enquanto a tabela 13.7 demonstra os valores das forças nos estais junto a ancoragem no tabuleiro.

Deslocamento vertical na extremidade da aduela (mm)											
Aduela		PHASE	BC	Aduela		PHASE	BC	Aduela		PHASE	BC
Etapa 01	Disparo	-2,24	-3,60	Etapa 06	Disparo	-3,32	-4,80	Etapa 11	Disparo	-4,12	-5,70
	Aduela 01				Aduela 01	-4,58	-4,70		Aduela 01	-6,72	-6,50
	Aduela 02				Aduela 02				Aduela 02	-7,65	-6,90
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03		
Etapa 02	Disparo	-2,44	-3,90	Etapa 07	Disparo	-3,32	-4,90	Etapa 12	Disparo	-4,10	-5,90
	Aduela 01	-2,12	-2,50		Aduela 01	-4,32	-4,50		Aduela 01	-6,23	-6,50
	Aduela 02				Aduela 02	-2,80	-3,30		Aduela 02	-6,34	-6,40
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	-3,31	-5,50
Etapa 03	Disparo	-2,46	-3,90	Etapa 08	Disparo	-3,37	-5,00	Etapa 13	Disparo	-4,18	-6,00
	Aduela 01	-2,18	-2,50		Aduela 01	-4,47	-4,60		Aduela 01	-6,49	-6,70
	Aduela 02				Aduela 02	-3,05	-3,50		Aduela 02	-6,83	-6,90
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	-4,06	-6,20
Etapa 04	Disparo	-1,64	-3,20	Etapa 09	Disparo	-1,91	-3,70	Etapa 14	Disparo	-2,24	-4,30
	Aduela 01	0,41	-0,30		Aduela 01	0,75	-0,10		Aduela 01	0,78	-0,40
	Aduela 02				Aduela 02	7,08	5,20		Aduela 02	8,46	6,40
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	20,54	15,10
Etapa 05	Disparo	-2,08	-3,60	Etapa 10	Disparo	-2,52	-4,20	Etapa 15	Disparo	-2,95	-4,90
	Aduela 01	-0,88	-1,40		Aduela 01	-1,28	-1,90		Aduela 01	-1,66	-2,50
	Aduela 02				Aduela 02	3,09	1,70		Aduela 02	3,34	1,80
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	12,20	7,70

Tabela 13.6

Força nos estais junto a ancoragem no tabuleiro (tf)											
Aduela		PHASE	BC	Aduela		PHASE	BC	Aduela		PHASE	BC
Etapa 01	Estai 1a			Etapa 06	Estai 1a	159,71	157,81	Etapa 11	Estai 1a	160,18	156,66
	Estai 1b				Estai 1b	154,95	154,44		Estai 1b	153,18	151,86
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	171,03	165,37
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,23	164,02
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 02	Estai 1a			Etapa 07	Estai 1a	158,94	156,35	Etapa 12	Estai 1a	159,00	155,67
	Estai 1b				Estai 1b	154,95	154,17		Estai 1b	153,05	151,64
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	167,83	162,88
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,08	163,84
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 03	Estai 1a			Etapa 08	Estai 1a	159,19	156,56	Etapa 13	Estai 1a	159,43	156,05
	Estai 1b				Estai 1b	154,98	154,21		Estai 1b	153,14	151,71
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	168,65	163,58
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,22	163,97
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 04	Estai 1a	150,57	150,57	Etapa 09	Estai 1a	147,49	146,70	Etapa 14	Estai 1a	145,14	143,74
	Estai 1b	153,65	153,65		Estai 1b	150,66	150,33		Estai 1b	147,50	146,77
	Estai 2a				Estai 2a	145,66	145,66		Estai 2a	140,01	139,09
	Estai 2b				Estai 2b	161,33	161,33		Estai 2b	157,30	156,85
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a	152,36	152,36
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b	172,57	172,57
Etapa 05	Estai 1a	152,92	152,59	Etapa 10	Estai 1a	150,92	149,66	Etapa 15	Estai 1a	148,48	146,77
	Estai 1b	153,98	153,95		Estai 1b	151,35	150,91		Estai 1b	148,77	147,81
	Estai 2a				Estai 2a	152,49	151,59		Estai 2a	147,95	146,03
	Estai 2b				Estai 2b	162,40	162,26		Estai 2b	159,14	158,40
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a	165,36	163,84
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b	175,23	174,85

Tabela 13.7

A mesma estrutura foi modelada no programa comercial STRAP. Neste processamento, a geometria e o carregamento da estrutura são idênticos ao modelado pelo programa PHASE. No entanto, o STRAP não realiza o faseamento da estrutura, sendo necessário utilizar o seguinte artifício para determinar os

esforços e a deformação da estrutura ao longo de suas fases construtivas.

Para cada fase construtiva deve ser modelada uma estrutura diferente. Sendo assim, para simular as quinze etapas anteriormente descritas, serão necessários quinze modelos.

O carregamento atuante no modelo  $k$  deve respeitar o seguinte critério:

- Caso na fase  $k$  haja a integração de uma nova barra a estrutura, o modelo  $k$  não deve ser submetido ao carregamento já considerado no modelo anterior  $k-1$ . Sendo assim, este modelo deve ser exposto somente a cargas que comecem a atuar nesta fase. No entanto, caso exista alguma carga que atue na fase  $k-1$  e que seja retirada na fase  $k$  (como por exemplo a carga devido a movimentação da treliça), o modelo  $k$  deve ser submetido a esta carga com o sinal trocado.

- Caso na fase  $k$  não haja a integração de uma nova barra a estrutura, o modelo  $k$  deve ser submetido ao carregamento já considerado no modelo anterior  $k-1$ , somado as novas cargas relativas a esta fase. Caso exista alguma carga que atue na fase  $k-1$  e que seja retirada na fase  $k$  (como por exemplo a carga devido a movimentação da treliça), basta excluir esta carga do modelo  $k$ .

É importante salientar que o tensionamento é simulado por um gradiente axial de temperatura aplicado nas barras que representam os estais. Sendo assim, é preciso seguir um método iterativo para que o gradiente de temperatura aplicado

produza a tensão desejada na barra. Este procedimento está proposto no seguinte algoritmo.

$\sigma$  (tensão imposta conhecida)

$\alpha$  (coeficiente de dilatação térmica)

$E$  (módulo de elasticidade)

$\varepsilon$  (a dimensão que estabelece o critério de parada:  $0 \leq \varepsilon < 1$ )

*Começo*

Para todos os elementos submetidos a uma tensão imposta faça :

$\Delta t \leftarrow -\sigma/\alpha E$

Processamento do modelo  $\rightarrow \sigma'$

Enquanto  $\varepsilon\sigma < \sigma' < \sigma/\varepsilon$  falso faça :

*Começo*

$\Delta t \leftarrow \Delta t \sigma/\sigma'$

Processamento do modelo  $\rightarrow \sigma'$

*Fim*

$\sigma \leftarrow \sigma'$

*Fim*

Considerando as etapas construtivas descritas anteriormente, tem-se que os modelos 2, 7 e 12 são caracterizados pela integração de elementos que representam as novas aduelas junto a estrutura. Já os modelos 4, 9 e 14 são caracterizados pela integração de elementos que representam os novos estais junto a estrutura.

Os resultados (esforços solicitantes e deslocamentos) referentes a cada etapa construtiva são obtidos através da combinação destes quinze modelos, de acordo com o seguinte algoritmo.

$k$  (*fase da estrutura*)

$q$  (*fase atual da estrutura*)

$x_k$  (*configuração geométrica da estrutura na fase "k"*)

$s_k$  (*esforços internos da estrutura na fase "k"*)

*Começo*

$x \leftarrow 0$

$s \leftarrow 0$

*Para*  $k \leftarrow 2$  *até*  $q$  *faça*

*Se houver inclusão de novos elementos a estrutura na fase*  $k$

$x \leftarrow x + x_{k-1}$

$s \leftarrow s + s_{k-1}$

$x_q \leftarrow x + x_q$

$s_q \leftarrow s + s_q$

*Fim*

A tabela 13.8 demonstra a deformação do tabuleiro executado em balanço sucessivo, enquanto na tabela 13.9 estão presentes os valores das forças nos estais junto a ancoragem no tabuleiro.

Os valores obtidos com o programa PHASE foram novamente expressos nestas tabelas para facilitar a análise comparativa entre estes dois procedimentos.

Deslocamento vertical na extremidade da aduela (mm)											
Aduela		PHASE		STRAP		Aduela		PHASE		STRAP	
Etapa 01	Disparo	-2,24	-2,25	Etapa 06	Disparo	-3,32	-3,32	Etapa 11	Disparo	-4,12	-4,12
	Aduela 01				Aduela 01	-4,58	-4,57		Aduela 01	-6,72	-6,70
	Aduela 02				Aduela 02				Aduela 02	-7,65	-7,63
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03		
Etapa 02	Disparo	-2,44	-2,44	Etapa 07	Disparo	-3,32	-3,32	Etapa 12	Disparo	-4,10	-4,10
	Aduela 01	-2,12	-2,11		Aduela 01	-4,32	-4,31		Aduela 01	-6,23	-6,21
	Aduela 02				Aduela 02	-2,80	-2,80		Aduela 02	-6,34	-6,32
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	-3,31	-3,31
Etapa 03	Disparo	-2,46	-2,46	Etapa 08	Disparo	-3,37	-3,37	Etapa 13	Disparo	-4,18	-4,18
	Aduela 01	-2,18	-2,17		Aduela 01	-4,47	-4,45		Aduela 01	-6,49	-6,47
	Aduela 02				Aduela 02	-3,05	-3,05		Aduela 02	-6,83	-6,82
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	-4,06	-4,06
Etapa 04	Disparo	-1,64	-1,64	Etapa 09	Disparo	-1,91	-1,91	Etapa 14	Disparo	-2,24	-2,23
	Aduela 01	0,41	0,42		Aduela 01	0,75	0,78		Aduela 01	0,78	0,82
	Aduela 02				Aduela 02	7,08	7,10		Aduela 02	8,46	8,52
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	20,54	20,62
Etapa 05	Disparo	-2,08	-2,08	Etapa 10	Disparo	-2,52	-2,52	Etapa 15	Disparo	-2,95	-2,95
	Aduela 01	-0,88	-0,86		Aduela 01	-1,28	-1,26		Aduela 01	-1,66	-1,63
	Aduela 02				Aduela 02	3,09	3,11		Aduela 02	3,34	3,40
	Aduela 03				Aduela 03				Aduela 03	12,20	12,27

Tabela 13.8

Força nos estais junto a ancoragem no tabuleiro (tf)											
Aduela		PHASE	STRAP	Aduela		PHASE	STRAP	Aduela		PHASE	STRAP
Etapa 01	Estai 1a			Etapa 06	Estai 1a	159,71	159,70	Etapa 11	Estai 1a	160,18	160,14
	Estai 1b				Estai 1b	154,95	155,00		Estai 1b	153,18	153,19
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	171,03	170,99
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,23	265,29
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 02	Estai 1a			Etapa 07	Estai 1a	158,94	158,92	Etapa 12	Estai 1a	159,00	158,96
	Estai 1b				Estai 1b	154,95	154,96		Estai 1b	153,05	153,06
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	167,83	167,79
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,08	165,13
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 03	Estai 1a			Etapa 08	Estai 1a	159,19	159,17	Etapa 13	Estai 1a	159,43	159,39
	Estai 1b				Estai 1b	154,98	155,00		Estai 1b	153,14	153,15
	Estai 2a				Estai 2a				Estai 2a	168,65	168,61
	Estai 2b				Estai 2b				Estai 2b	165,22	165,27
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a		
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b		
Etapa 04	Estai 1a	150,57	150,57	Etapa 09	Estai 1a	147,49	147,47	Etapa 14	Estai 1a	145,14	145,09
	Estai 1b	153,65	153,66		Estai 1b	150,66	150,67		Estai 1b	147,50	147,94
	Estai 2a				Estai 2a	145,66	145,63		Estai 2a	140,01	139,93
	Estai 2b				Estai 2b	161,33	161,38		Estai 2b	157,30	157,32
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a	152,36	152,30
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b	172,57	172,61
Etapa 05	Estai 1a	152,92	152,91	Etapa 10	Estai 1a	150,92	150,90	Etapa 15	Estai 1a	148,48	148,43
	Estai 1b	153,98	154,00		Estai 1b	151,35	151,36		Estai 1b	148,77	148,77
	Estai 2a				Estai 2a	152,49	152,46		Estai 2a	147,95	147,76
	Estai 2b				Estai 2b	162,40	162,44		Estai 2b	159,14	159,18
	Estai 3a				Estai 3a				Estai 3a	165,36	165,32
	Estai 3b				Estai 3b				Estai 3b	175,23	175,28

Tabela 13.9

Comparando os resultados encontrados com os programas PHASE e STRAP, verifica-se que o efeito da não linearidade geométrica considerada nos elementos de tensionamento é pouco relevante para esta estrutura até a inclusão do terceiro par de estais.

Isto ocorre pelo fato da estrutura ser extremamente rígida até esta etapa construtiva.

Outra análise importante que se busca com este exemplo é verificar a importância da escolha das unidades de medida quando se deseja processar um modelo utilizando o conceito de minimização de energia.

Com este intuito, a mesma estrutura foi processada até a sexta etapa utilizando as seguintes unidades:

Unidades de força: 0.001tf, 0.01tf, 0.1tf, 1tf e 10tf.

Unidades de comprimento: dm, m e dam.

O número máximo de iterações permitidas para se atingir a precisão desejada (1kgf e 1kgf.m) é 500000. Todas estas quinze combinações foram resolvidas pelo programa PHASE com o uso do processador Celeron 950MHz, sendo o tempo necessário para a resolução de cada modelo demonstrado na tabela 13.10.

	Tempo de processamento (seg.)				
	0.001tf	0.01tf	0.1tf	1tf	10tf
dm	25367	18910	18745	21908	15882
m	4408	4445	3685	3148	4134
dam	21162	19485	19369	17067	17199

**Tabela 13.10**

Todas as situações onde a unidade de comprimento adotada foi o decâmetro atingiram o número máximo de iterações para a etapa 4 (inclusão das barras que representam os estais) sem atingir a precisão desejada. Já para as situações onde a unidade de comprimento adotada foi o decímetro, o número

máximo de iterações foi atingido nas etapas 4, 5 e 6 sem atingir a precisão desejada.

Os modelos onde foi utilizado o metro como unidade de comprimento alcançaram a precisão desejada antes de se atingir o número máximo de iterações, mostrando-se, para esta estrutura, ser a unidade mais indicada.

É importante salientar que a escolha das unidades varia de acordo com a estrutura modelada.

## 14 CONCLUSÕES

Inquestionavelmente, a solução proposta para execução de pontes e viadutos em obras estaiadas vem atingindo um crescimento vertiginoso nestes últimos anos no Brasil.

Acrescentado as características arquitetônica que este tipo de obra possui, outros aspectos de igual relevância devem ser considerados para avaliar a preferência atual por este tipo de solução.

Primeiramente, convém ressaltar as características intrínsecas deste tipo de obra, como a possibilidade de vencer grandes vãos sem apoios intermediários, a opção por executar tabuleiro extremamente esbeltos, aumentando o gabarito sob a obra sem a necessidade de elevar o nível do greide, dentre outras.

Outro aspecto importante a ser mencionado diz respeito ao fato deste tipo de solução estar integralmente nacionalizada, ou seja, não há necessidade de recorrer a importação nem de tecnologia para a elaboração de projeto nem de materiais e execução da obra. Evidentemente, este fato tem um grande impacto na redução dos custos desta obra.

Por fim, a grandiosidade deste tipo de estrutura cumpre de forma completa a função de marco, quer seja de uma região ou de uma administração pública ou privada, fazendo com que, embora seus custos sejam superiores ao de uma obra corrente, esta solução seja preferida.

No que diz respeito a análise estática deste tipo de estrutura, o método da minimização de energia se mostrou bastante eficiente, pois com o emprego de unidades de medida adequadas, o tempo necessário para o processamento do modelo foi satisfatório. Além disto, este método permite considerar de forma natural os efeitos da não linearidade geométrica dos elementos de tensionamento bem como possibilita avaliar os efeitos das etapas construtivas, sem a necessidade da inclusão de artifícios matemáticos.

## 15 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1]Antunes O.S., J.L.; Contribuição ao estudo de pontes estaiadas - Tese de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1984.

[2]Bazaraa, M.S.; Sherali, H.D.; Shetty, C.M.; Nonlinear programming - theory and algorithms, second edition, John Wiley & Sons, Singapore, 1993.

[3]Chen, W.F.; Duan, L.; Bridge engineering handbook, CRC press LLC, Florida, 2000.

[4]Farquhar, D.J.; The manual of bridge engineering, first edition, Thomas Telford, London, 2000.

[5]Gill, P.E.; Murray, W.; Wright, M.H.; Practical optimization, Academic press, London, 1981.

[6]Gill, P.E.; Murray, W.; Wright, M.H.; Two steps length algorithms for numerical optimization, technical report SOL 79-25, 1979.

[7]Lasdon, L.S.; Optimization theory for large systems, Macmillan, New York, 1970.

[8]Luenberger, D.G.; Linear and nonlinear programming, second edition, Addison Wesley, Massachusetts, 1989.

[9]Mathivat, J.; Construcción de puentes de hormigon pretensado por voladizos sucesivos, primera edición, Editores Técnicos Asociados, España, 1980.

[10] Moreira, D. F.; Análise matricial das estruturas, Editora da Universidade de São Paulo, Rio de Janeiro, 1977.

[11] Podolny, W.; Scalzi, J.B.; Construction and design of cable-stayed bridges, John Wiley & Sons, New York, 1976.

[12] Post-tensioning Institute Guide Specification; Recommendations for stay cable design, testing and installation, fourth edition, Post-Tensioning Institute, U.S.A, 2001.

[13] Pulino F., A.R.; Contribuição ao estudo das coberturas pênseis - Tese de doutorado, Departamento de Mecânica Computacional da Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de Campinas, 1991.

[14] Troitsky, M.S.; Cable-stayed bridges - Theory and design, Crosby Lockwood Staples, London, 1977.

---

[15] Walther, R.; Cable stayed bridges, second edition, Thomas Telford, London, 1999.