

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DORIEL RIOS GAVA

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DE FADIGA EM CABOS DE PONTES
ESTAIADAS**

VITÓRIA
2019

DORIEL RIOS GAVA

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DE FADIGA EM CABOS DE PONTES
ESTAIADAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

VITÓRIA
2019

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de
Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

G279a Gava, Doriel Rios, 1994-
Análise paramétrica de fadiga em cabos de pontes
estaiadas / Doriel Rios Gava. - 2019.
174 f. : il.

Orientador: Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Pontes estaiadas. 2. Pontes de concreto. 3. Aço - Fadiga. 4.
Cabos. I. Luchi, Lorenzo Augusto Ruschi e. II. Universidade
Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DE FADIGA EM CABOS DE PONTES
ESTAIADAS**

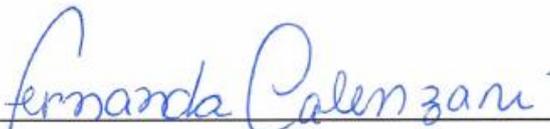
Doriel Rios Gava

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **19 de agosto de 2019** por:



Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi
Doutor em Engenharia Civil
Orientador – UFES



Profa Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Interno – UFES



Prof. Dr. Rui Nobhiro Oyamada
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Externo – USP
Por meio de video conferência

Vitória – ES, agosto de 2019

RESUMO

Esta pesquisa tem como principal objetivo analisar e avaliar o comportamento à fadiga dos cabos de pontes estaiadas. A partir de uma revisão bibliográfica foram definidos critérios para pré-dimensionamento e controle do funcionamento em serviço dos elementos que compõem a estrutura da ponte, bem como escolhidas seções transversais a serem estudadas. Utilizando-se o software de elementos finitos ANSYS, foi realizada uma análise paramétrica, variando algumas propriedades como: espaçamento e números dos estais, seção do tabuleiro, comprimento dos vãos, configuração longitudinal dos cabos e vinculação do tabuleiro à torre. Em relação ao comportamento à fadiga dos estais, observaram-se bons resultados para razões vão lateral / vão central de 0,2 a 0,3, enquanto para as razões de 0,4 a 0,5 os estais devem ser analisados em cada caso, especialmente os estais de ancoragem.

Palavras-chave: Pontes Estaiadas, Fadiga, Análise Paramétrica.

ABSTRACT

The main objective of this research is to analyze and evaluate the fatigue behavior of cable-stayed bridges. Based on a literature review, some criteria were defined for pre-designing and controlling the service behavior of the elements of the bridge, as well as the chosen cross sections to be studied. Using the FEM software ANSYS, a parametric analysis was performed, varying some properties such as: spacing numbers of stay cables, cross section types, length of spans, cable systems and the connection of the stiffening girder to the pylon. In relation to the fatigue behaviour of the stays, good results were observed for side span / central span ratios of 0,2 to 0,3, while for the ratios of 0,4 to 0,5, these should be analyzed in each case, especially the anchorage stay cable.

Keywords: Cable-stayed bridges, Fatigue, Parametric analysis

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Embarcação egípcia com cordas sustentando a vela	16
Figura 2.2 - Ponte estaiada de madeira	17
Figura 2.3 - Sistemas de pontes estaiadas estudados por Navier	18
Figura 2.4 - Sistema proposto por Clive	19
Figura 2.5 - Albert Brige	19
Figura 2.6 - Ponte Brooklyn e detalhe dos cabos na torre.....	20
Figura 2.7 - Ponte Estaiada Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino.....	23
Figura 2.8 - Ponte Alencastro.....	23
Figura 2.9 - Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília	24
Figura 2.10 - Ponte sobre o Rio Guamá, Belém do Pará	24
Figura 2.11 - Ponte Newton Navarro, em Natal.....	25
Figura 2.12 - Ponte Octavio Frias, São Paulo	26
Figura 2.13 - Pilar e bloco de ancoragem.....	27
Figura 2.14 - Três casos limites	28
Figura 2.15 - Plano central	30
Figura 2.16 - Viaduto de Millau, França.....	30
Figura 2.17 - Dois planos de cabo.....	31
Figura 2.18 - Ponte da Ilha Russky, Rússia	32
Figura 2.19 - Sistema em harpa, leque, semi-harpa e assimétrico	33
Figura 2.20 - Componentes horizontais diferentes sob carga assimétrica	34
Figura 2.21 - Ponte do Saber, inaugurada em 2012 no Rio de Janeiro	35
Figura 2.22 - Região de ancoragem no sistema semi-harpa (direita) e leque (esquerda) para análise preliminar	38
Figura 2.23 - Casos de carga para máxima e mínima tração no cabo de ancoragem	38
Figura 2.24 - Variação da relação de extensão crítica $lalm$ com a relação da cargas de tráfego e carga permanente pg e do fator de tração kac	40
Figura 2.25 - Caso de força máxima no cabo.....	41
Figura 2.26 - Caso de maior força no cabo de ancoragem	42
Figura 2.27 - Caso de carregamento para força máxima no cabo superior, sistema em harpa com tabuleiro rígido.....	43
Figura 2.28 - Caso de carregamento para força máxima no cabo superior, sistema em harpa com mastro rígido.....	43
Figura 2.29 - Solicitações de momento, devido a carga permanente, em ponte de viga contínua e ponte estaiada	45
Figura 2.30 - Distribuição de força concentrada no tabuleiro	46
Figura 2.31 - Formas de se criar descontinuidades em pontes estaiadas	47
Figura 2.32 - Deflexão causada por cargas assimétricas.....	47
Figura 2.33 - Ponte estaiada com tabuleiro contínuo	48
Figura 2.34 - Quatro seções básicas de tabuleiro	49
Figura 2.35 – Deslocamento do mastro e tabuleiro na longitudinal.....	51
Figura 2.36 - Comportamento do mastro com restrição longitudinal do tabuleiro.	52
Figura 2.37 - Força resultante e as forças de tração nos cabos.....	53
Figura 2.38 - Direção da força resultante no mastro deformado	54
Figura 2.39 - Direção da força resultante, quando o tabuleiro se deforma lateralmente	54

Figura 2.40 - Direção da força resultante e esforços no mastro.....	55
Figura 2.41 - Duas formas de vinculação do mastro com um plano de cabos.....	56
Figura 2.42 - Duas formas de vinculação do mastro com dois planos de cabos.....	57
Figura 2.43 - Mastro em forma de “A” e em forma de “λ”	57
Figura 2.44 – Falha por fadiga	58
Figura 2.45 - Aceleração do processo de fadiga por fricção	60
Figura 2.46 - Arranjos de ancoragem no mastro, e selas.....	61
Figura 2.47 - Rotação entre cabo e tabuleiro produzida por carregamento variável.	61
Figura 2.48 - Exemplo do sistema de ancoragem dos estais	62
Figura 2.49 - Exemplo de tensão com amplitude constante.....	63
Figura 2.50 - Exemplo de tensão com amplitude variável	63
Figura 2.51 - Curva típica de resistência a fadiga do aço	66
Figura 2.52 - Método da gota d’água	68
Figura 2.53 - Histórico da variação de tensões	69
Figura 2.54 - Exemplo Método da gota d’água para picos e vales.....	69
Figura 2.55 - Histograma da contagem dos ciclos	70
Figura 2.56 - Equipamento de ensaio à fadiga.....	71
Figura 2.57 - Esquema do teste com a aplicação do deslocamento Δh	72
Figura 2.58 - Esquema do ensaio do estai com “selas”	73
Figura 2.59 - Variação de tensão durante um teste de fadiga	74
Figura 2.60 - Curva S-N para tensão axial nos cabos.....	74
Figura 2.61 - Veículo tipo proposto pela norma brasileira	76
Figura 2.62 - Modelo de Fadiga 1	77
Figura 2.63 - Modelo veículo tipo para fadiga (FLM3).....	78
Figura 2.64 - Modelo analisado à fadiga	80
Figura 2.65 - Modelos em leque e semi-harpa utilizado por Pipinato.....	81
Figura 2.66 - Comparação da flutuação de tensão do sistema em leque e do sistema em semi-harpa	82
Figura 3.1 - Elemento LINK180	85
Figura 3.2 – Elemento BEAM188.....	86
Figura 3.3 – Elemento SHELL181	87
Figura 3.4 - Especificações das cordoalhas para Pontes Estaiadas	88
Figura 3.5 - Seção do tabuleiro e das transversinas	88
Figura 3.6 - Detalhe dos Encontros.....	89
Figura 3.7 – Aparelho de apoio (H)	90
Figura 3.8 – Casos de carregamento	91
Figura 3.9 - Exemplo da numeração para uma ponte com 24 cabos em cada plano	94
Figura 4.1 – Modelo em Semi-Harpa	97
Figura 4.2 - Seção do mastro	98
Figura 4.3 – Seção do tabuleiro	98
Figura 4.4 – Detalhe da extremidade da ponte com cabos a cada 2m	101
Figura 4.5 - Deformada aumentada 20x (pré-dimensionamento).....	114
Figura 4.6 - Deformada aumentada 20x (+10%)	115
Figura 4.7 – Deformada, aumentada 20x, para modelo 13 com valores de pré-dimensionamento.....	132
Figura 4.8 – Deformada, aumentada 20x, para modelo 13 com valores aumentados em 15%.	132
Figura 4.9 – Seção Celular.....	157

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores ensaiados	71
Tabela 2.2 - Recomendações normativas obtidas em ensaio para análise à fadiga.	75
Tabela 2.3 – Valores das cargas para FLM1	77
Tabela 4.1 – Legenda para os resultados	97
Tabela 4.2 – Dimensões das longarinas e transversinas em metros.	100
Tabela 4.3 - Carregamento vertical nos estais	101
Tabela 4.4 - Dados dos estais	102
Tabela 4.5 - Tensões nos estais	104
Tabela 4.6 - Resumo dos resultados de variação de tensão.....	165

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Carregamento da NBR x Eurocode	99
Gráfico 4.2 – Modelo 01 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	105
Gráfico 4.3 - Modelo 01 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	106
Gráfico 4.4 - Modelo 01 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	107
Gráfico 4.5 - Modelo 01 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	107
Gráfico 4.6 - Modelo 02 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	108
Gráfico 4.7 - Modelo 02 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	109
Gráfico 4.8 - Modelo 02 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	110
Gráfico 4.9 - Modelo 02 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	110
Gráfico 4.10 - Modelo 03 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	111
Gráfico 4.11 - Modelo 03 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	112
Gráfico 4.12 - Modelo 03 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	113
Gráfico 4.13 - Modelo 03 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	113
Gráfico 4.14 - Modelo 04 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	115
Gráfico 4.15 - Modelo 04 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	116
Gráfico 4.16 - Modelo 04 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	117
Gráfico 4.17 - Modelo 04 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	117
Gráfico 4.18 - Modelo 05 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	118
Gráfico 4.19 - Modelo 06 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	119
Gráfico 4.20 - Modelo 07 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	120
Gráfico 4.21 - Modelo 07 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	121
Gráfico 4.22 - Modelo 07 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	121
Gráfico 4.23 - Modelo 07 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	122
Gráfico 4.24 - Modelo 08 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	123
Gráfico 4.25 - Modelo 09 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	124
Gráfico 4.26 - Modelo 10 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	125
Gráfico 4.27 - Modelo 10 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	126
Gráfico 4.28 - Modelo 10 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	127
Gráfico 4.29 - Modelo 10 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	127
Gráfico 4.30 - Modelo 11 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	128
Gráfico 4.31 - Modelo 11 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	129
Gráfico 4.32 - Modelo 11 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	129
Gráfico 4.33 - Modelo 11 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	130
Gráfico 4.34 - Modelo 12 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	131
Gráfico 4.35 - Modelo 13 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	133
Gráfico 4.36 - Modelo 13 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	134
Gráfico 4.37 - Modelo 13 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	134
Gráfico 4.38 - Modelo 13 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	135
Gráfico 4.39 - Modelo 14 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	136
Gráfico 4.40 - Modelo 15 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	137
Gráfico 4.41 - Modelo 16 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	138
Gráfico 4.42 - Modelo 16 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	139
Gráfico 4.43 - Modelo 16 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	139
Gráfico 4.44 - Modelo 16 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	140
Gráfico 4.45 - Modelo 17 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	141
Gráfico 4.46 - Modelo 18 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	142

Gráfico 4.47 - Modelo 19 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	143
Gráfico 4.48 - Modelo 19 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	144
Gráfico 4.49 - Modelo 19 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	145
Gráfico 4.50 - Modelo 19 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	145
Gráfico 4.51 - Modelo 20 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	146
Gráfico 4.52 - Modelo 21 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	147
Gráfico 4.53 - Modelo 21 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	147
Gráfico 4.54 - Modelo 21 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	148
Gráfico 4.55 - Modelo 21 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	148
Gráfico 4.56 - Modelo 22 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	149
Gráfico 4.57 - Modelo 23 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	150
Gráfico 4.58 - Modelo 23 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	151
Gráfico 4.59 - Modelo 23 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	151
Gráfico 4.60 - Modelo 23 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	152
Gráfico 4.61 - Modelo 24 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	153
Gráfico 4.62 - Modelo 25 com vão lateral igual a 50% do vão central.....	154
Gráfico 4.63 - Modelo 25 com vão lateral igual a 40% do vão central.....	154
Gráfico 4.64 - Modelo 25 com vão lateral igual a 30% do vão central.....	155
Gráfico 4.65 - Modelo 25 com vão lateral igual a 20% do vão central.....	155
Gráfico 4.66 - Modelo 26 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central.	156
Gráfico 4.67 - Modelo 27 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	158
Gráfico 4.68 - Modelo 27 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	158
Gráfico 4.69 - Modelo 28 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	159
Gráfico 4.70 - Modelo 29 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	160
Gráfico 4.71 - Modelo 30 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	161
Gráfico 4.72 - Modelo 30 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	162
Gráfico 4.73 - Modelo 31 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	163
Gráfico 4.74 - Modelo 31 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	163
Gráfico 4.75 - Modelo 32 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET.....	164

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	BREVE HISTÓRICO	16
2.2	PONTES ESTAIADAS NO BRASIL	22
2.3	ESTRUTURA E CONCEPÇÃO	26
2.3.1	CONFIGURAÇÃO TRANSVERSAL	29
2.3.1.1	UM PLANO CENTRAL	29
2.3.1.2	DOIS PLANOS	30
2.3.2	CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL	32
2.3.3	ESPAÇAMENTO ENTRE OS ESTAIS	36
2.3.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ESTAIS	37
2.3.4.1	SISTEMA EM LEQUE	37
2.3.4.2	SISTEMA EM HARPA	42
2.3.4.3	FORÇA DE PROTENSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE DISCHINGER	44
2.3.5	TABULEIRO	45
2.3.5.1	VÍNCULOS DE APOIO	46
2.3.5.2	MATERIAIS E SEÇÃO TRANSVERSAL	48
2.3.6	MASTRO	49
2.3.6.1	COMPORTAMENTO DA DIREÇÃO LONGITUDINAL	50
2.3.6.2	COMPORTAMENTO DA DIREÇÃO TRANSVERSAL	52
2.3.6.3	CONDIÇÕES DE APOIO	55
2.4	FADIGA	58
2.4.1	Fadiga em pontes estaiadas	59
2.4.1.1	Tensões locais	60
2.4.1.2	Tensões de flexão	61
2.4.2	Fadiga Estrutural	62
2.4.3	Regimes de Fadiga	64
2.4.4	Método de Análise	64
2.4.4.1	Curvas S-N ou Curvas de Woehler	65
2.4.4.2	Acumulação de Danos por Fadiga	66

2.4.4.3	Contagem de ciclos de tensão	67
2.4.5	Ensaio de fadiga.....	70
2.4.5.1	Procedimento	70
2.4.6	Tensões Limites	73
2.4.7	Cálculo de Fadiga pela NBR	75
2.4.8	Cálculo da Fadiga pelo Eurocode	76
2.5	Estado da arte.....	79
2.5.1	Trabalhos que inspiraram o tema.....	79
2.5.2	Outros estudos sobre fadiga	82
3	METODOLOGIA	84
3.1	ELEMENTOS UTILIZADOS NA MODELAGEM.....	84
3.1.1	LINK180	84
3.1.2	BEAM188.....	85
3.1.3	SHELL181	86
3.2	MODELAGEM.....	87
3.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	92
3.3.1	Estais	92
3.3.2	Mastros	94
3.3.2	Longarinas e Transversinas	96
4	RESULTADOS.....	97
4.1	ESTUDO COMPARATIVO PARA ESTIMAR O FATOR DE REDUÇÃO ψ_1 ...	97
4.2	ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM VIGAS VINCULADO AO MASTRO	99
4.2.1	Carregamentos e dimensões para cada caso de espaçamento.....	100
4.2.2	Sistema em Semi-Harpa	101
4.2.2.1	Modelo 01 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 8m	102
4.2.2.2	Modelo 02 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 12m.....	108
4.2.2.3	Modelo 03 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 16m.....	111
4.2.2.4	Modelo 04 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 8m	114
4.2.2.5	Modelo 05 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 12m.....	118
4.2.2.6	Modelo 06 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 16m.....	119
4.2.2.7	Modelo 07 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 8m	120
4.2.2.8	Modelo 08 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 12m.....	123
4.2.2.9	Modelo 09 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 16m.....	124
4.2.3	Sistema em Leque	125
4.2.3.1	Modelo 10 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 8m	125
4.2.3.2	Modelo 11 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 12m.....	128

4.2.3.3 Modelo 12 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 16m.....	130
4.2.3.4 Modelo 13 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 8m	131
4.2.3.5 Modelo 14 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 12m.....	135
4.2.3.6 Modelo 15 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 16m.....	136
4.2.3.7 Modelo 16 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 8m	137
4.2.3.8 Modelo 17 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 12m.....	140
4.2.3.9 Modelo 18 - Vão central igual a 600m e espaçamento de 16m.....	141
4.3 ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM VIGAS EM SUSPENSÃO TOTAL	142
4.3.1 Sistema em Semi-Harpa	143
4.3.1.1 Modelo 19 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 8m	143
4.3.1.2 Modelo 20 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 16m.....	146
4.3.1.3 Modelo 21 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 8m	146
4.3.1.4 Modelo 22 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 16m.....	149
4.3.2 Sistema em Leque	150
4.3.2.1 Modelo 23 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 8m	150
4.3.2.2 Modelo 24 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 16m.....	152
4.3.2.3 Modelo 25 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 8m	153
4.3.2.4 Modelo 26 - Vão central igual a 400m e espaçamento de 16m.....	156
4.4 ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM SEÇÃO CELULAR.....	156
4.4.1 Sistema em Semi-harpa.....	157
4.4.1.1 Modelo 27 – Vão central de 400m e espaçamento de 8m	157
4.4.1.2 Modelo 28 – Vão central de 400m e espaçamento de 12m	159
4.4.1.3 Modelo 29 – Vão central de 400m e espaçamento de 16m	160
4.4.2 Sistema em Leque	160
4.4.2.1 Modelo 30 - Vão central de 400m e espaçamento de 8m	161
4.4.2.2 Modelo 31 – Vão central de 400m e espaçamento de 12m	162
4.4.2.3 Modelo 32 – Vão central de 400m e espaçamento de 16m	164
4.5 RESUMO DOS RESULTADOS.....	160
5 CONCLUSÃO	166
5.1 Sugestão para trabalhos futuros.....	167
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

As pontes estaiadas são uma alternativa moderna e econômica para transpor grandes obstáculos, com vãos entre 200 e 1000 metros. Sua viabilidade técnica tem-se evidenciado entre os profissionais, a partir do discernimento de novas técnicas construtivas, e da evolução dos materiais, que tem permitido concepções cada vez mais ousadas, com estética atrativa à sociedade.

A ponte estaiada é composta pelo tabuleiro, pelos estais e pelos mastros. Nesse sistema estrutural, os estais (tracionados) são responsáveis por transmitir os carregamentos permanentes e móveis que atuam no tabuleiro para os mastros, que trabalham comprimidos. Os estais ainda possuem outra função: servir como apoios elásticos para o tabuleiro, reduzindo o vão teórico, o que permite que esse elemento seja mais esbelto.

Para uma mesma necessidade de projeto, existem diversas soluções que podem ser mais eficientes do ponto de vista de consumo de materiais ou fases construtivas. Além disso, se trata de um sistema altamente hiperestático, com sistema estrutural e métodos construtivos complexos, sendo imprescindível uma análise criteriosa, com ferramentas computacionais capazes de dar suporte às variações e análises de projeto, a fim de representar fielmente as características da estrutura em operação.

Segundo Peyrot (1978), como este tipo de sistema estrutural sustentado por cabos está sujeito a grandes deformações, devem ser levados em conta os efeitos da não-linearidade geométrica. Por meio da utilização de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), é possível descrever e analisar estes efeitos.

De acordo com Pipinato (2012), além das complexidades de projeto e da não-linearidade, os cabos estão vulneráveis a danos prematuros, relacionados a fadiga. Torneri (2002) ainda ressalta que a fadiga é um problema importante, já que os estais são responsáveis por garantir a segurança estrutural das pontes. Com isso, esse trabalho visa realizar um estudo comparativo para avaliar as flutuações de tensões,

introduzindo alguns parâmetros e relações de fadiga ao meio técnico que carece de informações relacionadas a esse assunto.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho visa, por meio de um estudo paramétrico, utilizando software de elementos finitos, estudar o comportamento à fadiga dos estais de pontes estaiadas.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar um levantamento com informações geométricas referentes à diversas pontes estaiadas com intuito de se obter alguns critérios de pré-dimensionamento para elaboração dos modelos;
- Elaborar uma rotina de programação com a linguagem APDL do software *ASYS* para criação dos modelos;
- Observar como a modificação de algumas características geométricas das pontes estaiadas influenciam no comportamento à fadiga;

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação será composta por cinco capítulos. No primeiro capítulo será apresentada a contextualização do tema, introduzindo os conceitos principais, justificativa do tema proposto para a pesquisa, e os objetivos da pesquisa.

No segundo capítulo será mostrado um breve histórico sobre as pontes estaiadas, uma revisão bibliográfica sobre o comportamento estrutural das pontes, e como é realizado o pré-dimensionamento dos estais. Ainda será abordada a fadiga, como são realizados os ensaios que determinam a resistência à fadiga, os parâmetros de variação de tensão nos estais indicados por normas e comitês internacionais, e o cálculo de fadiga pela norma brasileira e pela norma europeia.

No terceiro capítulo será mostrada a metodologia utilizada na análise paramétrica.

No quarto capítulo serão apresentados os resultados e discussões.

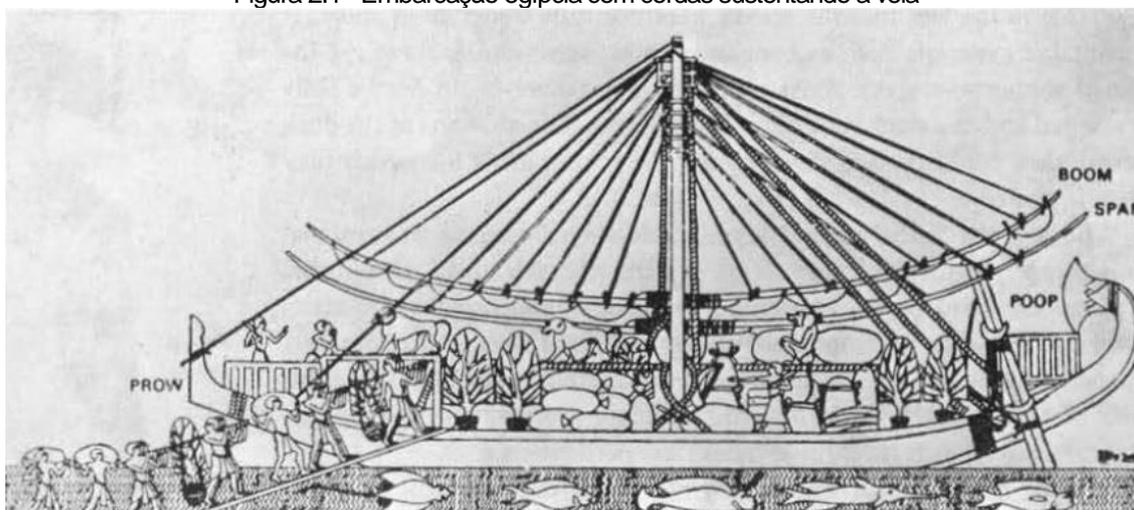
O quinto capítulo, enfim, será apresentada a conclusão, com base nos resultados encontrados no trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BREVE HISTÓRICO

Segundo Troitsky (1988), o princípio estrutural das pontes estaiadas, com cabos, cordas ou correntes inclinadas e presos a um mastro é uma solução conhecida desde a Antiguidade. Um exemplo dessa aplicação remete aos egípcios, que usavam essa ideia em seus veleiros, conforme Figura 2.1.

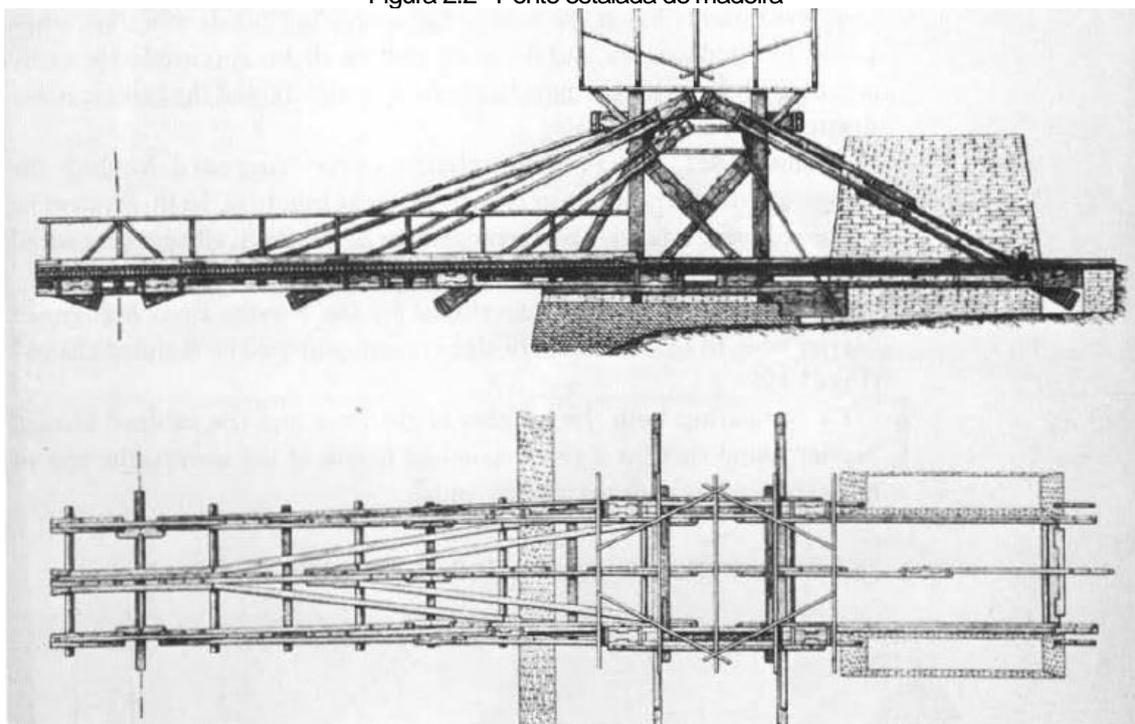
Figura 2.1 - Embarcação egípcia com cordas sustentando a vela



Fonte: Troitsky (1988).

Em 1617, na Itália, Faustus Verantius propôs um tipo de ponte constituída por um tabuleiro de madeira suportado por barras de aço inclinadas (Troitsky, 1988). Apesar desse registro, a primeira aparição de uma ponte estaiada, propriamente dita foi em 1784, que, conforme Walther (1999), foi construída por um carpinteiro alemão, C. T. Loescher, construída com tabuleiro e estais de madeira (Figura 2.2), possuía 32 metros de vão livre.

Figura 2.2 - Ponte estaiada de madeira

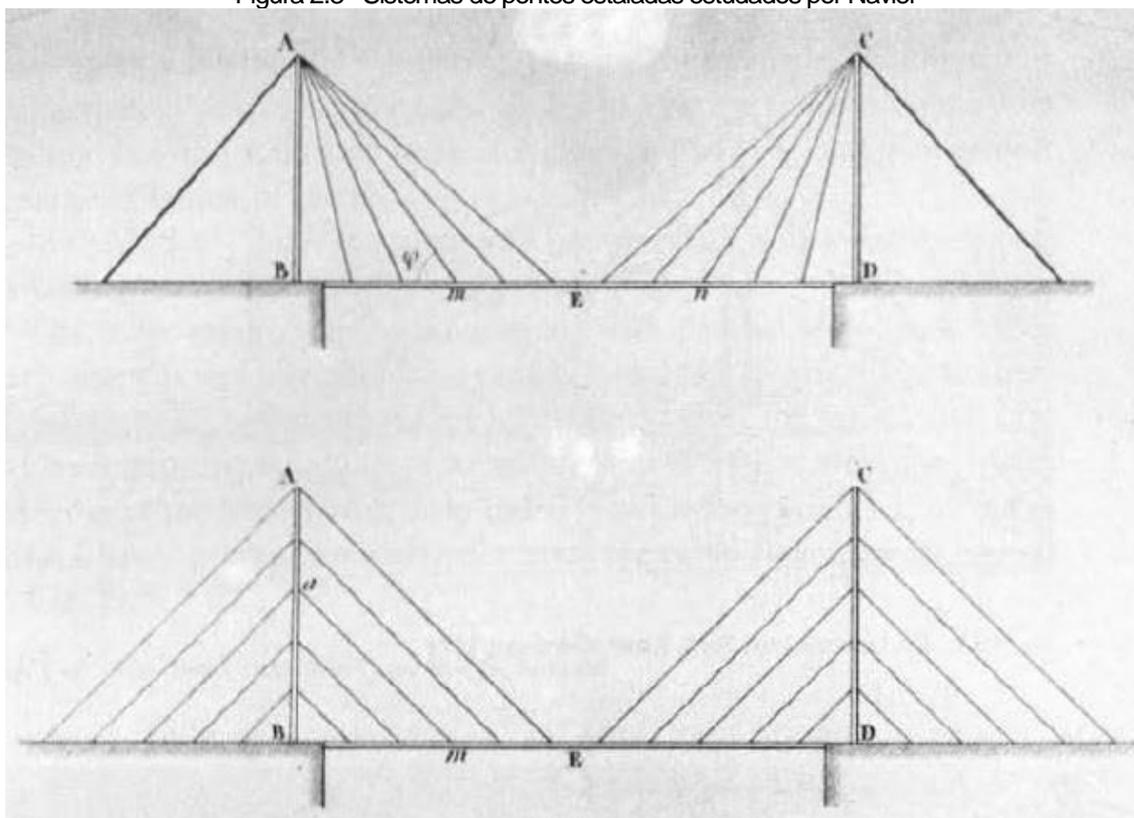


Fonte: Troitsky (1988).

Em 1817, dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, projetaram uma passarela na Inglaterra, com 33,6m de vão livre, com os cabos presos em torres de ferro fundido (Troitsky, 1988).

De acordo com Gimsing e Georgakis (2012) e Troitsky (1988), o engenheiro francês Claude Navier, que realizou um estudo sobre pontes estaiadas com correntes inclinadas, propôs um modelo e realizou um comparativo. No primeiro modelo, os cabos eram ancorados no topo do mastro e, no segundo, os cabos eram ancorados ao longo do comprimento do mastro, conforme Figura 2.3. Assim, concluiu-se que, para uma determinada extensão e altura da torre, os custos eram aproximadamente iguais.

Figura 2.3 - Sistemas de pontes estaiadas estudados por Navier

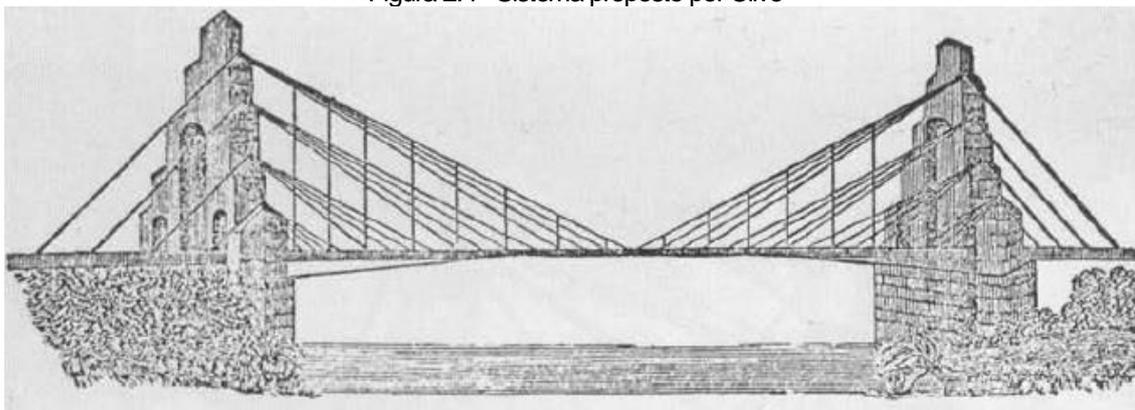


Fonte: Troitsky (1988).

De acordo com Gimsing e Georgakis (2012), alguns acidentes começaram a ocorrer com as pontes estaiadas devido ao vento, com o primeiro exemplo notável sendo a ponte de Dryburgh Abbey, na Inglaterra, em 1818, que entrou em colapso durante uma tempestade. Somado com outros colapsos, como a ponte sobre o rio Saale na Alemanha, em 1824, os projetistas passaram a acreditar que o sistema de pontes estaiadas não era uma solução eficiente. Conforme Walther (1999), com os conhecimentos da época, Navier atribuiu os colapsos à falta de rigidez das pontes estaiadas e instabilidade aerodinâmica, afirmando que o modelo de pontes pênséis era mais confiável.

Em 1840, Hatley sugeriu o modelo de harpa modificado, em que os estais ficam paralelos entre si ao longo do mastro e outros cabos paralelos ligando os cabos, formando um quadriculado. Ele mencionou que este sistema ofereceu menos rigidez que o sistema em leque. Diferentes sistemas de cabos foram surgindo, em 1843, na Inglaterra, Clive propôs um sistema interessante, mas que não voltou a ser utilizado (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Sistema proposto por Clive



Fonte: Troitsky (1988).

Em 1873 foi construída a Albert Bridge (Figura 2.5), com 122 metros de vão, que combina os sistemas de pontes pênséis e estaiadas. Parte do carregamento é transmitido pelos pendurais ao cabo superior parabólico, e o restante por meio de cabos inclinados que irradiam do topo do mastro (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Figura 2.5 - Albert Brige

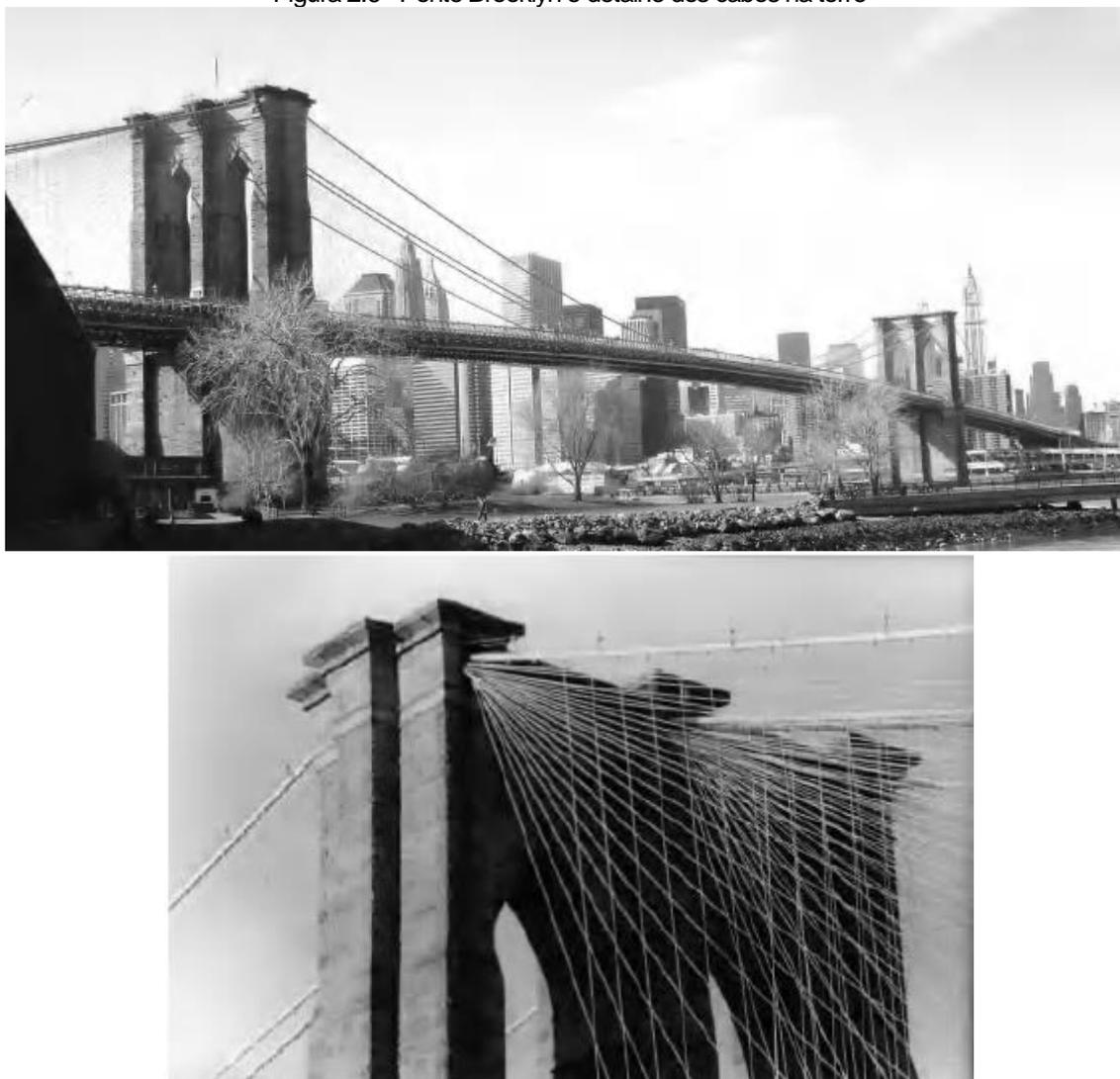


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Segundo Walther (1999), em 1883 foi construída umas das mais notáveis pontes suspensas, com sistema híbrido: a Ponte do Brooklyn, em New York, com vão de 486,5m (Figura 2.6). A parte central é sustentada pelo cabo parabólico e os estais atuam na região próxima à torre. J. Roebling concebeu uma estrutura altamente

hiperestática, usando dos cabos inclinados para aumentar a rigidez e estabilidade aerodinâmica e evitar a ruína caso os cabos parabólicos falhassem.

Figura 2.6 - Ponte Brooklyn e detalhe dos cabos na torre



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Com o sucesso das pontes híbridas, as pontes estaiadas foram pouco utilizadas. Somente após a Segunda Guerra Mundial, com a falta de aço na Europa, as pontes estaiadas voltaram a ter destaque. A necessidade de aproveitar a infraestrutura das pontes destruídas, construindo uma superestrutura mais leve, capaz de compensar o aumento das cargas de tráfego, levou à utilização do antigo conceito de pontes estaiadas, em conjunto com novas tecnologias, a se tornar a principal solução.

Em 1952, Leonhardt, em seus estudos de estabilidade aerodinâmica, chegou à conclusão de que as pontes deveriam ser projetadas para evitar problemas de

oscilação perigosa, como cantos agudos causadores do efeito de Von Kármán em vez de tentar contê-los à custa de elevada rigidez. A partir destes e outros estudos, as pontes estaiadas passaram por uma rápida evolução. (TORNERI, 2002).

Com o avanço de estudos e a melhora tecnológica dos materiais e métodos construtivos as pontes estaiadas vieram em grande evolução. Diferentes configurações geométricas das torres e dos cabos, diferentes materiais usados nas torres e nos tabuleiros, assim como a utilização de aços de alta resistência para os estais, contribuíram para essa evolução, como pode ser mostrado em alguns exemplos:

- Ponte Severin (Alemanha, 1959, vão de 302 metros), foi a primeira ponte com a torre em forma de “A” com estais na configuração de leque;
- Ponte Friedrich Ebert (Alemanha, 1967, vão de 280 m), primeira ponte a utilizar múltiplos estais;
- Pontes sobre o Lago Maracaibo (Itália, 1962, vão de 235 m), pioneira para pontes de múltiplos vãos, sua concepção estrutura é composta por uma série de torres em concreto protendido em forma de W e utiliza apenas um par de estais e tabuleiro muito rígido;
- Ponte Knie (Alemanha, 1969, vão de 320 m), ponte com dois mastros em aço, independentes, com cabos em sistema de harpa, com duas vigas I únicas por uma laje de aço;
- Ponte de Brotonne (França, 1977, vão de 320 m), possui mastro único com cabos em semi-harpa e tabuleiro celular de concreto protendido pré-moldado;
- Ponte Dusseldorf Flehe (Alemanha, 1979, vão de 368 m), torre de concreto em forma de Y invertido, com um plano de cabos em semi-harpa e tabuleiro de concreto protendido;
- Ponte Dieppoldsau (Suíça, 1985, vão de 97 m), primeira ponte a utilizar tabuleiro delgado de concreto, a laje era a própria viga de rigidez, possui dois planos de cabos em configuração de semi-harpa.

Conforme Torneri (2002), os grandes vãos eram de domínio das pontes pênséis. Contudo, a partir da década de 90 as pontes estaiadas começaram a se destacar nesse quesito, quebrando recordes antigos.

A maior ponte estaiada na atualidade é a Ponte da ilha Russky, na Rússia, construída em 2012, que possui 1104 metros de vão principal e torres com 320,9 m de altura com dois planos de cabos em semi-harpa. Outras duas pontes com vãos acima de 1000 metros são a Ponte Sutong (China, 2008, com vão de 1088 m) e a Ponte Stonecutters (Hong Kong, 2009, com 1018 metros de vão).

2.2 PONTES ESTAIADAS NO BRASIL

De acordo com Mazarim (2011), as pontes estaiadas vieram a surgir mais tarde no Brasil do que em outros países. Isso se deu pelo fato do pouco conhecimento das técnicas utilizadas nessas construções por parte dos escritórios de cálculo estrutural e das construtoras. Inicialmente, os projetos eram feitos em parcerias com empresas estrangeiras. Contudo, nos dias atuais já existem empresas nacionais com domínio das técnicas, e reconhecimento, inclusive, internacional.

A primeira ponte estaiada inaugurada no Brasil foi a Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino (Figura 2.7), com vão de 122 metros. Essa ponte faz parte da ligação metroviária da linha 5 (Santo Amaro) do metrô de São Paulo, foi inaugurada no ano de 2000.

Figura 2.7 - Ponte Estaiada Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino



Fonte: <<http://www.enescil.com.br/index.php/br/estacao-de-metro-engenheiro-jamil-sabino>>, acesso em 25 fevereiro 2018.

O primeiro projeto de pontes estaiada no Brasil foi o da Ponte de Porto Alencastro (Figura 2.8), que possui 350 metros de vão livre. A construção foi iniciada em 1995, porém, devido a algumas paralisações, só foi inaugurada no ano de 2003.

Figura 2.8 - Ponte Alencastro



Fonte: <<http://protendesistemas.criadorlw.com.br/case-ponte-sobre-o-rio-parnaiba>>, acesso em 25 fev. 2018.

Logo, várias pontes estaiadas foram construídas no país, destacando-se alguns projetos:

- A Ponte Juscelino Kubitschek (Figura 2.9), inaugurada em 2002 em Brasília, se destaca pela sua beleza, com três arcos metálicos que representam o quicar de uma pedra no espelho d'água;

Figura 2.9 - Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília



Fonte: <<http://www.soubrasil.com/turismo/ponte-jk-brasilia/>>, acesso em 25 fev. 2018.

- Ponte sobre o rio Guamá em Belém do Pará (Figura 2.10), com trecho estaiado de 582,4 metros e 1900 metros de comprimento, inaugurada em 2003.

Figura 2.10 - Ponte sobre o Rio Guamá, Belém do Pará



Fonte: <<http://www.reporterdobrasiljr.com.br/portal/?p=1762>>, acesso em 25 de fev. 2018.

- A Ponte Newton Navarro (Figura 2.11), localizada em Natal, inaugurada em 2007, se destaca pela elevada altura. A ponte possui comprimento de 1780

metros e vão central estaiado de 400 m, e o tabuleiro fica a uma altura de 56 m do Rio Potengi.

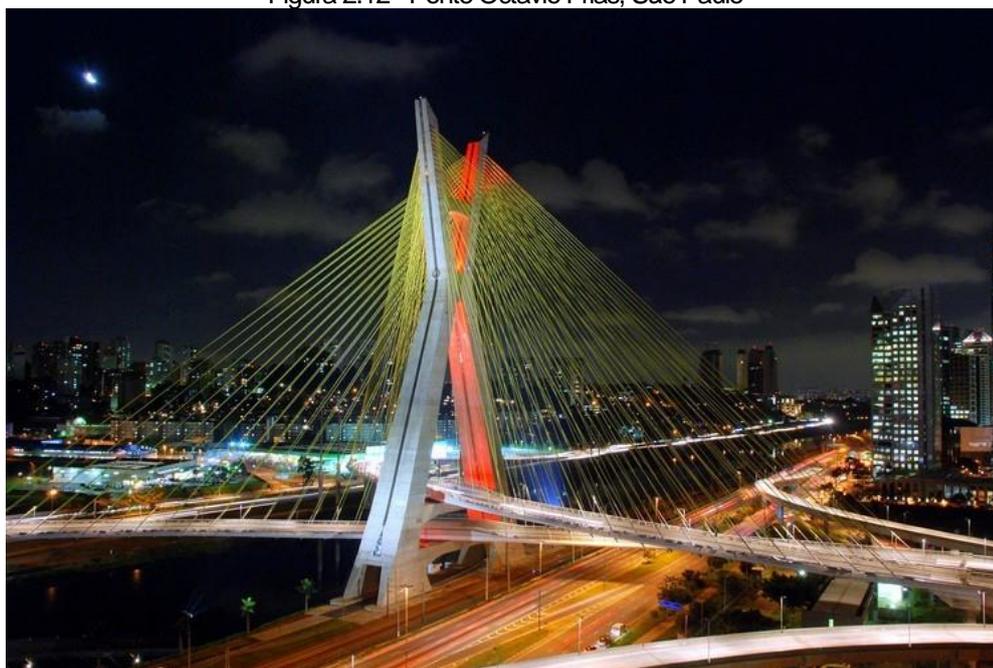
Figura 2.11 - Ponte Newton Navarro, em Natal



Fonte: <http://www.cgu.gov.br/noticias/2014/08/relatorio-da-cgu-em-obra-de-ponte-em-natal-resulta-em-condenacao-de-sete-pessoas-e-tres-empresas/ponte_newton_navarro.jpg/view>, acesso em 25 fev. 2018.

- Ponte Octavio Frias de Oliveira (Figura 2.12), localizada em São Paulo, é a primeira ponte do mundo a suportar dois tabuleiros curvos em um único mastro. No centro do mastro em forma de “X”, passam os dois tabuleiros em diferentes níveis altimétricos, reduzindo a área de intervenção de 40.000 m² para 20.000 metros quadrados.

Figura 2.12 - Ponte Octavio Frias, São Paulo



Fonte: <<https://olhares.uol.com.br/ponte-octavio-frias-de-oliveira-sao-paulo-foto2699592.html>>, acesso em 25 fev. 2018.

Conforme Ytza (2009), a opção crescente pela solução em pontes estaiadas se dá pelo desenvolvimento tecnológico dos materiais e métodos construtivos, que têm permitido maior competitividade econômica e facilidade de construção, além dessas pontes oferecerem uma estética muito agradável. Além disso, a evolução dos computadores e dos softwares disponíveis para análise estrutural tem permitido uma maior velocidade de processamento e obtenção de resultados desses sistemas altamente hiperestáticos.

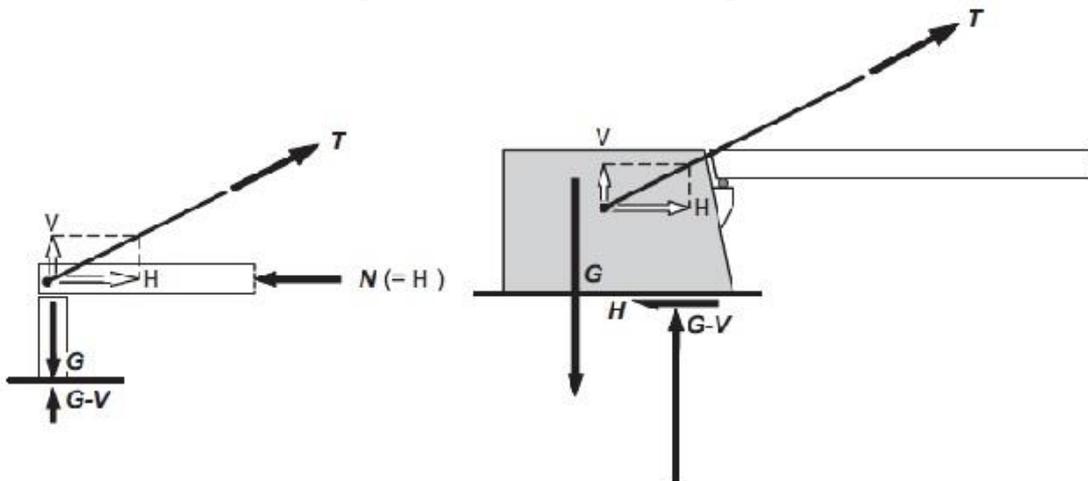
2.3 ESTRUTURA E CONCEPÇÃO

As pontes estaiadas têm por característica a utilização de um sistema de cabos inclinados, ancorados à um mastro, que suportam diretamente o tabuleiro, criando apoios elásticos ao longo dos vãos. Segundo Gimsing e Georgakis (2012) este sistema estrutural pode ser dividido em quatro componentes:

- O tabuleiro (seção celular ou longarinas ligadas pela laje) é responsável por equilibrar as componentes horizontais, que são transferidas dos estais como forças de compressão no tabuleiro;

- O sistema de cabos que suportam o tabuleiro é responsável por sustentar o tabuleiro, e pode admitir diferentes arranjos, que são inerentes às condições que envolvem o projeto e execução;
- Os mastros ou torres são responsáveis por suportar o sistema de cabos e resistir às componentes horizontais e transmitir as componentes verticais à fundação;
- Blocos de ancoragem ou pilares de ancoragem são responsáveis por suportar o sistema de cabos verticalmente e horizontalmente (blocos) ou apenas verticalmente (pilares) nas extremidades, conforme Figura 2.13.

Figura 2.13 - Pilar e bloco de ancoragem

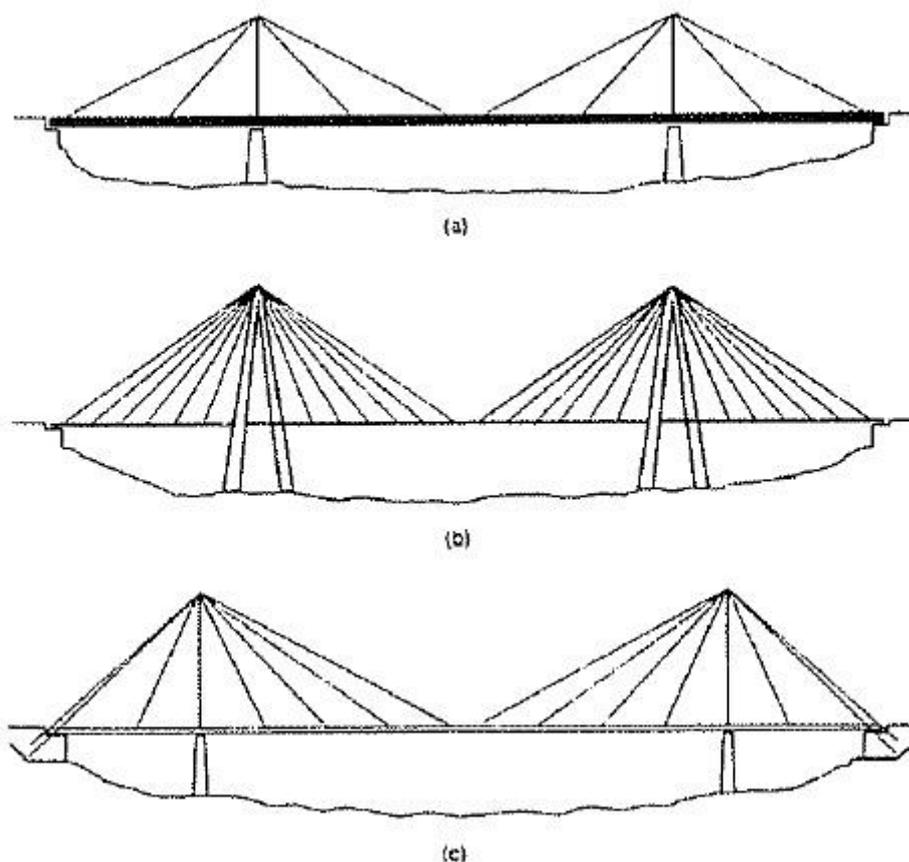


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Menn (1986) afirma que os cabos de ancoragem que ligam o topo do mastro aos blocos ou pilares de ancoragem ajudam a reduzir os momentos fletores e deslocamentos do mastro quando o tabuleiro está parcialmente carregado. Porém esses cabos estão sujeitos a elevadas flutuações de tensão e, portanto, podem ocorrer problemas de fadiga, que devem ser verificados.

De acordo com Walther (1999) os três principais elementos de suporte estão sujeitos a três casos limites, conforme Figura 2.14.

Figura 2.14 - Três casos limites



Fonte: Walther (1999).

No caso da Figura 2.14 (a), os poucos estais utilizados aumentam o espaço entre os apoios elásticos e levam a necessidade de um tabuleiro muito rígido para resistir aos momentos, e, por outro lado, a torre fica pouco solicitada, podendo ser mais esbelta. É uma situação que geraria alto custo de construção, não sendo indicada.

No caso da Figura 2.14 (b), o mastro possui elevada rigidez, sendo capaz de resistir aos momentos devido a cargas assimétricas, e há muitos estais pouco espaçados, fazendo com que os momentos no tabuleiro sejam pequenos, permitindo que ele seja mais esbelto. É uma solução indicada para pontes com múltiplos vãos

No caso da Figura 2.14 (c), os próprios estais são os elementos estabilizantes, e quando o tabuleiro está submetido às forças variáveis desequilibrantes, os cabos de ancoragem desempenham o papel fundamental, de resistir aos momentos causados por essas cargas, permitindo que os mastros e o tabuleiro possuam seções mais esbeltas.

Conforme Torneri (2002), é possível otimizar o comportamento estrutural das pontes estaiadas através de concepções diferentes, variando alguns parâmetros como: configurações dos cabos, vinculações, seções transversais, materiais e métodos construtivos. Além disso, no caso de estruturas muito esbeltas, se faz necessário avaliar os efeitos da não-linearidade física e geométrica, assim como os efeitos dinâmicos e de instabilidade aerodinâmica.

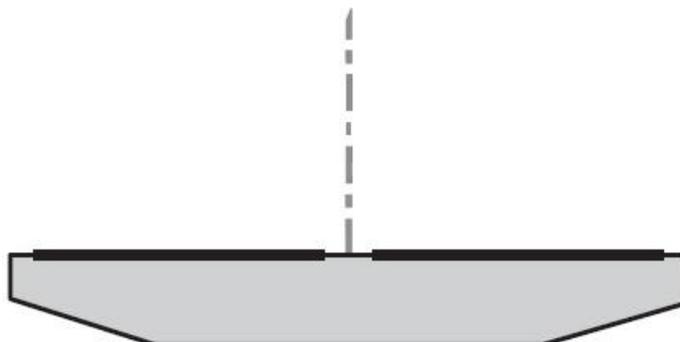
2.3.1 Configuração Transversal dos Estais

A configuração dos estais, na direção transversal da ponte, está diretamente ligada a aspectos estéticos, técnicos e, conseqüentemente, econômicos. Existem também diferentes posições dos cabos que podem ser adotadas, que conferem algumas desvantagens e vantagens à obra de arte.

2.3.1.1 Um plano central de estais

A configuração com um plano central de estais (Figura 2.15) traz um aspecto mais limpo e agradável, pois evita o cruzamento visual dos cabos, porém do ponto de vista estrutural não é a melhor opção, pois as cargas variáveis assimétricas geram momentos torsores e o tabuleiro precisará ser rígido à torção para resistir a estes esforços. Gimsing e Georgakis (2012) aconselha o uso de seções celulares nestas situações e Walther (1999) afirma que se for utilizado um tabuleiro mais rígido a torção melhora a distribuição de esforços dos cabos, reduzindo o número de cabos e ancoragens, esse sistema pode se tornar mais atrativo.

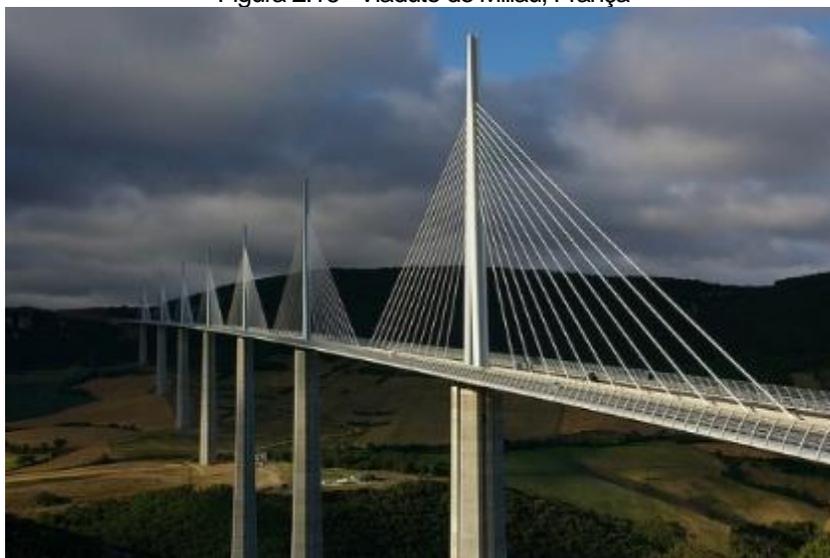
Figura 2.15 - Plano central



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Mazarim (2011) destaca outro ponto prejudicial, que é a passagem do mastro pelo centro do tabuleiro, porém é um aspecto que não interfere muito em pontes com vãos pequenos, uma vez que as dimensões das torres estão ligadas aos vãos vencidos. Um exemplo desta configuração é o Viaduto de Millau, na França, mostrado na Figura 2.16.

Figura 2.16 - Viaduto de Millau, França



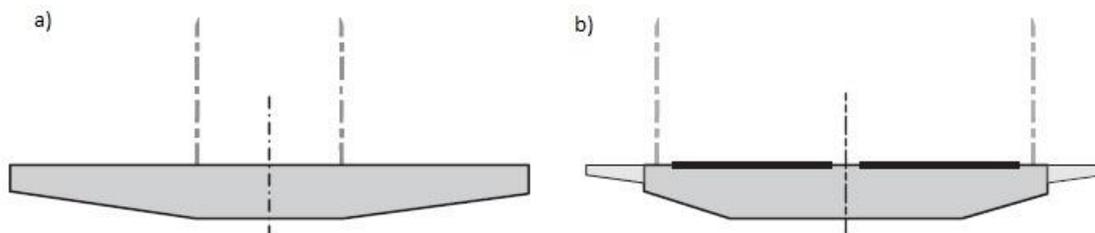
Fonte: <<http://blog.construir.arq.br/obras-incriveis-viaduto-millau-alto-mundo/>>, acesso em 27 fev. 2018.

2.3.1.2 Dois planos de estais

Segundo Gimsing e Georgakis (2012), a configuração com dois planos de estais, conforme Figura 2.17 (a) é interessante, quando há uma elevada carga central, como

de uma ferrovia entre as pistas, porém o suporte a torção, oferecido pelos cabos, é reduzido drasticamente.

Figura 2.17 - Dois planos de cabo



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Já a configuração com dois planos verticais nas bordas, mostrada na Figura 2.17 (b), é tradicionalmente usada, pois é capaz de suportar o tabuleiro verticalmente e torsionalmente. Torneri (2002) recomenda a utilização de dois planos de cabos e tabuleiros com seções transversais que possuam rigidez à torção, para reduzir a variação de tensão nos estais e evitar problemas de fadiga. Para as duas situações se o tabuleiro for muito largo, utilizar protensão transversal reduz os efeitos da flexão permitindo tabuleiros mais esbeltos.

É possível ainda utilizar de dois planos inclinados com o mastro em formato de “A”, onde os cabos são ligados à extremidade do tabuleiro e convergem para o topo da torre, garantindo o suporte vertical e grande eficiência à torção para o conjunto. A inclinação dos cabos pode trazer problemas ao gabarito da ponte. Mazarim (2011) indica que se as ancoragens forem feitas de maneira externa ao tabuleiro, por meio de mecanismos de fixação, a interferência dos cabos no gabarito diminuem. O autor ainda salienta ao fato de que em tabuleiros curvos a interferência é ainda mais desfavorável.

Segunda Vargas (2007) as pontes com 2 planos inclinados são indicadas para vencer grandes vãos, em que a estabilidade aerodinâmica é determinante. Um exemplo é a Ponte da ilha Russky, na Rússia (Figura 2.18).

Figura 2.18 - Ponte da Ilha Russky, Rússia

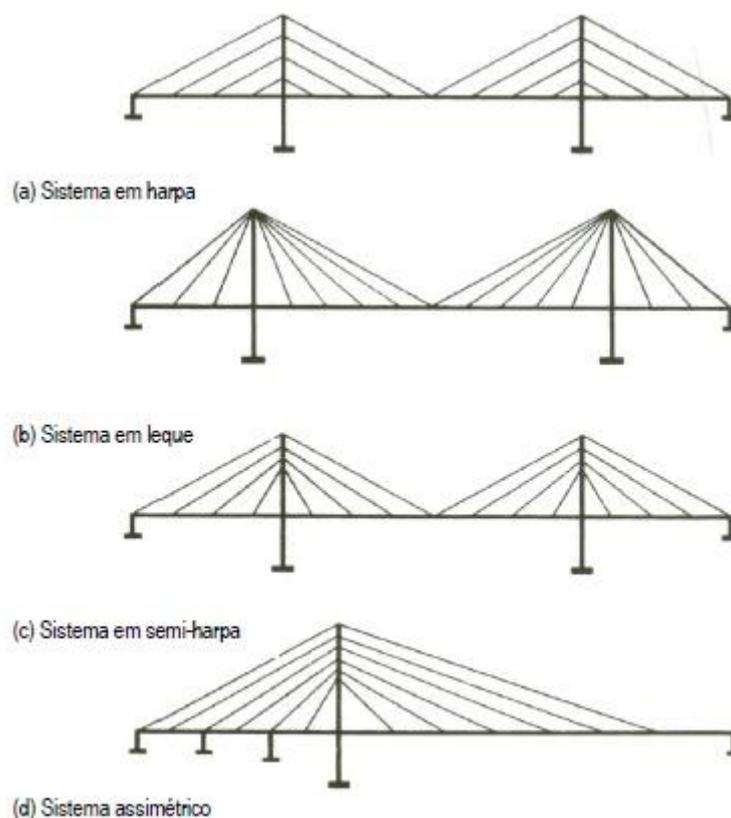


Fonte: <<https://gigantesdomundo.blogspot.com.br/2013/08/menor-ponte-estaiada-do-mundo.html>>, acesso em 27 fev. 2018.

2.3.2 Configuração Longitudinal dos Estais

De acordo com Walther (1999) as configurações utilizadas não interferem apenas no comportamento estrutural, mas também nos métodos construtivos e nas questões econômicas. Nesse contexto, o autor apresenta os quatro modelos básicos (harpa, leque, semi-harpa e assimétrico), conforme Figura 2.19:

Figura 2.19 - Sistema em harpa, leque, semi-harpa e assimétrico

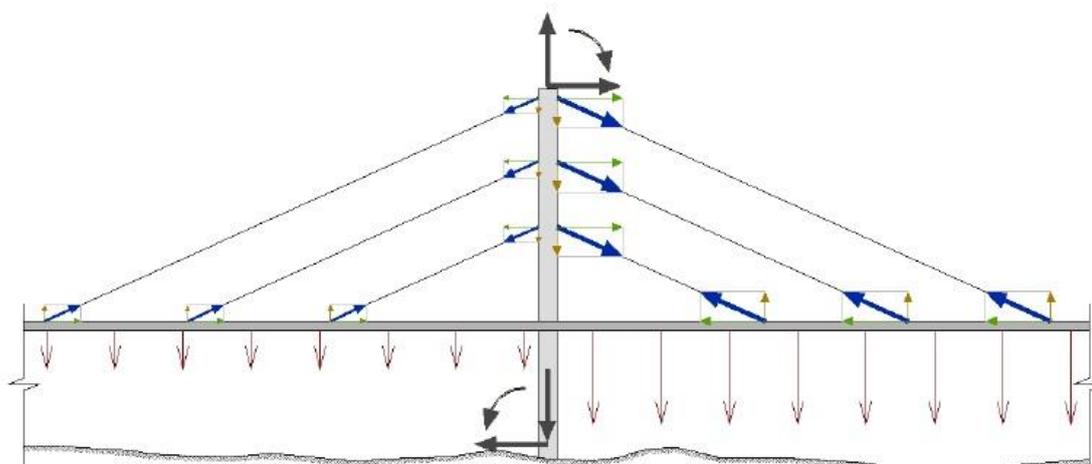


Fonte: Walther (1999).

No sistema em harpa, Figura 2.19 (a), os cabos são dispostos ao longo do mastro, paralelos entre si. Conforme Troitsky (1988) esse modelo é o preferido do ponto de vista estético, porém, do ponto de vista estrutural, não é um dos melhores. Apesar de oferecer maior rigidez ao vão central, a menor inclinação dos cabos com a horizontal, eleva as componentes horizontais, o que proporciona aumento dos momentos fletores nos mastros, aumentando sua instabilidade.

Mazarim (2011) acrescenta que quando submetidos apenas às cargas permanentes o sistema se comporta bem, com as componentes horizontais se anulando, porém, sob a ação das cargas assimétricas essas componentes são elevadas, necessitando que o mastro seja mais robusto, conforme Figura 2.20.

Figura 2.20 - Componentes horizontais diferentes sob carga assimétrica



Fonte: Mazarim (2011).

No sistema em leque, Figura 2.19 (b), os cabos fixados ao longo do tabuleiro convergem no topo da torre. Troitsky (1988) afirma que o congestionamento de cabos chegando no topo da torre dificulta a execução, além de gerar complexidade nos cálculos e detalhamento dessa região, além de não ser muito esteticamente aceito.

Segundo Walther (1999), do ponto de vista estrutural esse é o sistema mais eficiente, pois os cabos chegam mais verticalmente ao topo do mastro e no tabuleiro. Isso faz com que os esforços nos estais sejam reduzindo, que por consequência reduz também sua área. Os esforços no tabuleiro também são menores, e com isso as tensões nas ancoragens diminuem e não há necessidade de enrijecimento da seção para garantir a estabilidade, diferente do que pode ocorrer com o sistema em harpa. Além disso, a flexão na torre também é reduzida, pois os esforços provenientes das cargas assimétricas são transferidos pelo cabo de ancoragem.

O sistema em semi-harpa, Figura 2.19 (c), busca evitar os problemas do sistema em harpa e do sistema em leque, pois ao distribuir os cabos ao longo do mastro com inclinação variável, é possível tornar menos complexas as regiões das ancoragens, e reduzir a componente horizontal do tabuleiro e do mastro, o que faz deste modelo o mais difundido no mundo.

Segundo Torneri (2002) as primeiras pontes estaiadas possuíam tabuleiro muito rígido e poucos estais, e, por conta disso, não havia grande alívio nas tensões do cabo de ancoragem quando a carga variável atua no vão lateral. Ainda assim é recomendável utilizar relações para os vãos laterais inferiores a metade do vão central. Gimsing e

Georgakis (2012) recomenda que, para pontes em harpa, o vão lateral tenha de 30 a 45% da extensão do vão central, para pontes em leque seja de 20 a 40% da extensão do vão central e para pontes em semi-harpa o vão lateral tenha comprimento menor que 50% do vão central.

Ainda segundo Torneri (2002), nas pontes atuais com múltiplos estais os tabuleiros são muito esbeltos e uma configuração simétrica é inviável, pois, para algumas combinações de carregamento, os cabos de ancoragem não atingem uma tensão mínima e ficam sujeitos a problemas de fadiga.

No caso do sistema assimétrico, Figura 2.19 (d), de acordo com Vargas (2007), a escolha depende das condições topográficas. Se o gabarito longitudinal só necessitar de um único vão para transpor o obstáculo, não há como utilizar um tramo lateral para equilibrar a estrutura. Utilizam-se, então, cabos de ancoragens concentrados (ilustrado na Figura 2.21), afim de promover tal equilíbrio, e é usual reduzir a inclinação dos cabos a fim de reduzir também a componente vertical, para que não tenha necessidade de ancoragens em rochas.

Figura 2.21 - Ponte do Saber, inaugurada em 2012 no Rio de Janeiro



Fonte: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_do_Saber>, acesso em 28 fev. 2018.

2.3.3 Espaçamento entre os estais

Nas primeiras pontes estaiadas modernas utilizavam-se poucos estais com grandes espaçamentos, e um tabuleiro muito rígido. Esse tipo de concepção, atualmente, não seria competitiva para grandes estruturas, pois requer uma grande quantidade de materiais e custosos equipamentos de montagem (VARGAS, 2007).

As estruturas mais atuais são construídas com grande quantidade de estais, pouco espaçados e apresentam algumas vantagens, como por exemplo, a possibilidade de tabuleiros mais esbeltos pelo grande número de apoios elásticos oferecidos pelos estais. Segundo Menn (1986), esse tipo de concepção, permite métodos construtivos mais simples e econômicos, como o método de balanços sucessivos, onde o espaçamento corresponde ao comprimento da aduela, que possui entre 3 e 10 metros, dependendo do equipamento utilizado.

De acordo com Torneri (2002) existe a possibilidade de utilizar protensão entre duas aduelas consecutivas para viabilidade de içamento da aduela não conectada ao estai, Vargas (2007) ainda diz que quando há possibilidade de moldar in loco as aduelas, seria possível utilizar os estais em cada aduela, para que servissem de suporte, o que evitaria a protensão de montagem.

Outras vantagens apontadas por Vargas (2007) é a simplificação das instalações da ancoragem, pois utilizam-se cabos individuais. E quando há necessidade de substituição dos estais, principalmente dos afetados por corrosão, a operação também é mais simples.

O espaçamento dos estais dependem de alguns fatores, como largura e forma do tabuleiro. Outro fator importante é o material utilizado, quando os tabuleiros são compostos por aço ou aço-concreto, é interessante espaçar os estais entre 15 e 25 metros.

2.3.4 Pré-dimensionamento dos estais

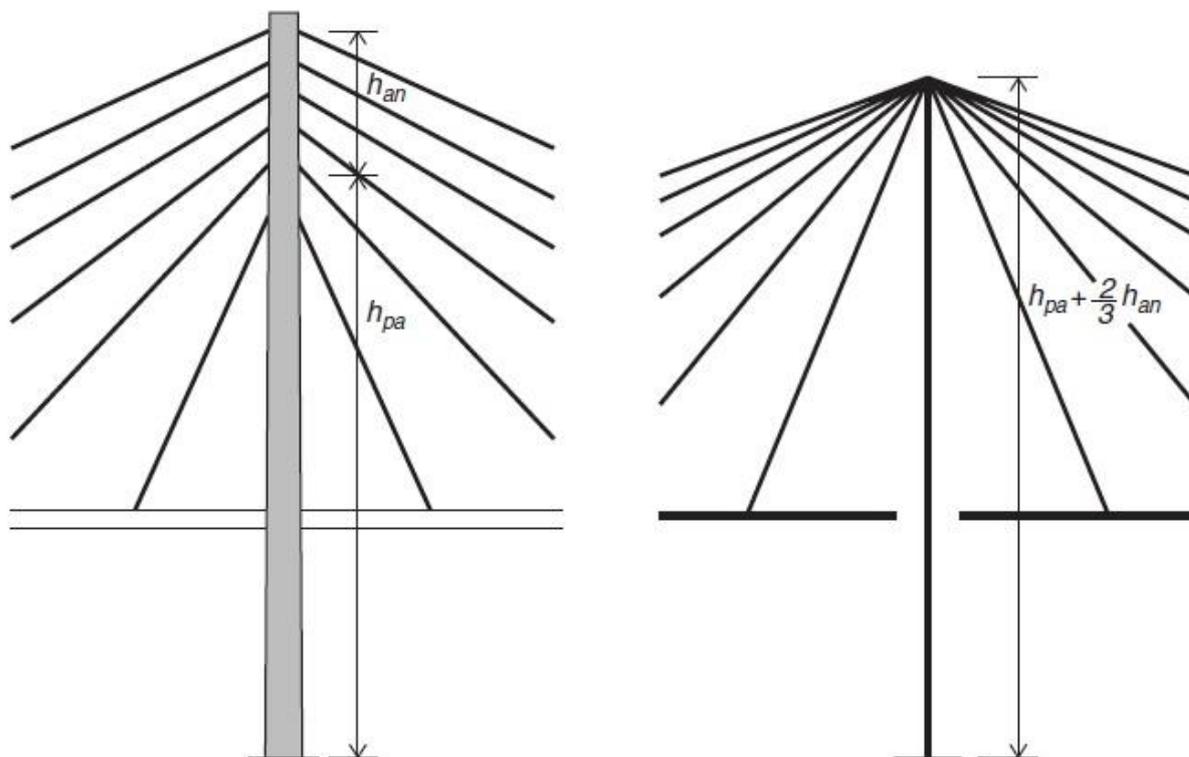
O aço utilizado em muitas pontes já executadas no Brasil para os estais, é CP 177 RB. A resistência característica à ruptura de protensão (f_{ptk}) desse aço é igual a 1770 MPa. Atualmente tem-se optado por utilizar o aço de maior resistência, o CP 190 RB. A seção transversal do estai irá depender da carga que esse suportará. São apresentadas as formulações para determinar a área dos estais para os sistemas de cabos de pontes estaiadas.

2.3.4.1 Sistema em leque

Como já mencionado no item 2.3.2, esse é o sistema mais eficiente do ponto de vista estrutural, porém é mais comumente usado na sua forma adaptada (semi-harpa), onde os cabos de ancoragem são espalhados em uma certa altura, a partir do topo do mastro, para que tenha espaço para utilização de ancoragens individuais (Figura 2.22, à esquerda).

Conforme Gimsing e Georgakis (2012), se a altura da região de ancoragem for relativamente pequena, o sistema se comporta como um sistema em leque puro (sem adaptações), e as análises preliminares podem ser feitas considerando um único cabo posicionado no terço superior da zona de ancoragem (Figura 2.22, à direita).

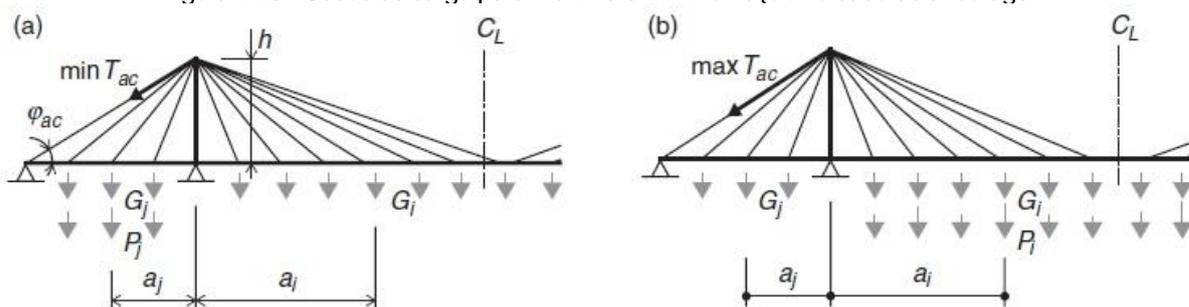
Figura 2.22 - Região de ancoragem no sistema semi-harpa (direita) e leque (esquerda) para análise preliminar



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

No caso do sistema em leque o cabo de ancoragem desempenha um papel fundamental na estabilidade da estrutura e para que seu funcionamento seja eficiente ele deve se manter tracionado em qualquer combinação de carga (Figura 2.23).

Figura 2.23 - Casos de carga para máxima e mínima tração no cabo de ancoragem



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Desconsiderando a rigidez a flexão do tabuleiro, quando a carga de tráfego está no vão lateral apenas, é possível determinar a mínima tração no cabo de ancoragem ($\min T_{ac}$) com a expressão (2.1).

$$\min T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i a_i - \sum_{j=i}^m (G_j + P_j) a_j}{h \cos \phi_{ac}} \quad (2.1)$$

Em que:

n é o número de pontos de carregamento em uma metade do vão principal;

m é o número de pontos de carga no vão lateral.

G é a carga permanente

P é a carga variável referente ao tráfego

Quando o carregamento móvel está apenas no vão central é possível determinar a máxima tração no cabo de ancoragem ($\max T_{ac}$) com a expressão (2.2).

$$\max T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i + P_i) a_i - \sum_{j=i}^m G_j a_j}{h \cos \phi_{ac}} \quad (2.2)$$

A relação entre a tração mínima e a máxima no cabo de ancoragem, denominada fator k_{ac} , para uma seção contínua e carregamento uniforme pode ser determinada com a equação (2.3).

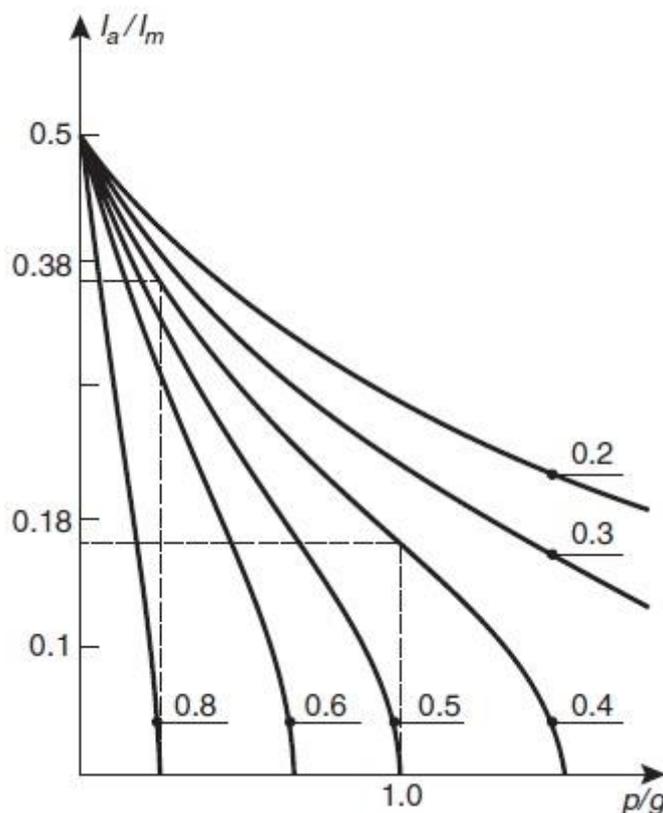
$$k_{ac} = \frac{\min T_{ac}}{\max T_{ac}} = \frac{g l_m^2 - 4(g + p) l_a^2}{(g + p) l_m^2 - 4g l_a^2} \quad (2.3)$$

Essa relação serve para determinar o vão lateral a partir do vão central, de forma que o cabo de ancoragem não deixe de ficar tracionado. Conforme expressão (2.4).

$$l_a = \frac{1}{2} l_m \sqrt{\frac{(1 - k_{ac})g - k_{ac}p}{(1 - k_{ac})g + p}} \quad (2.4)$$

Gimsing e Georgakis (2012) mostra um gráfico (Figura 2.24) com o fator k_{ac} sendo o parâmetro da curva, em função da relação vão lateral/vão central, e da relação carga permanente/carga móvel. O autor ainda evidencia que a maior relação entre os vãos é de 0,5, conforme recomendado.

Figura 2.24 - Variação da relação de extensão crítica l_a/l_m com a relação da cargas de tráfego e carga permanente p/g e do fator de tração k_{ac}



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Segundo Gimsing e Georgakis (2012), para realizar o pré-dimensionamento do cabo deve-se partir do pressuposto que o estai está submetido ao carregamento permanente (g) e ao carregamento móvel (p), que atua no tabuleiro em um comprimento igual ao espaçamento dos estais, ou seja, o comprimento de influência (Figura 2.25), acrescentando ainda o valor da carga concentrada (P). A força no cabo ($T_{sc,i}$) pode ser determinada com a expressão (2.5).

$$T_{sc,i} \approx (g + p) \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2 \sin \phi_i} + \frac{P}{\sin \phi_i} + A_{sc,i} \gamma_{cb} \frac{a_i}{\sin \phi_i \cos \phi_i} \quad (2.5)$$

Em que:

$A_{sc,i}$ é a área do cabo;

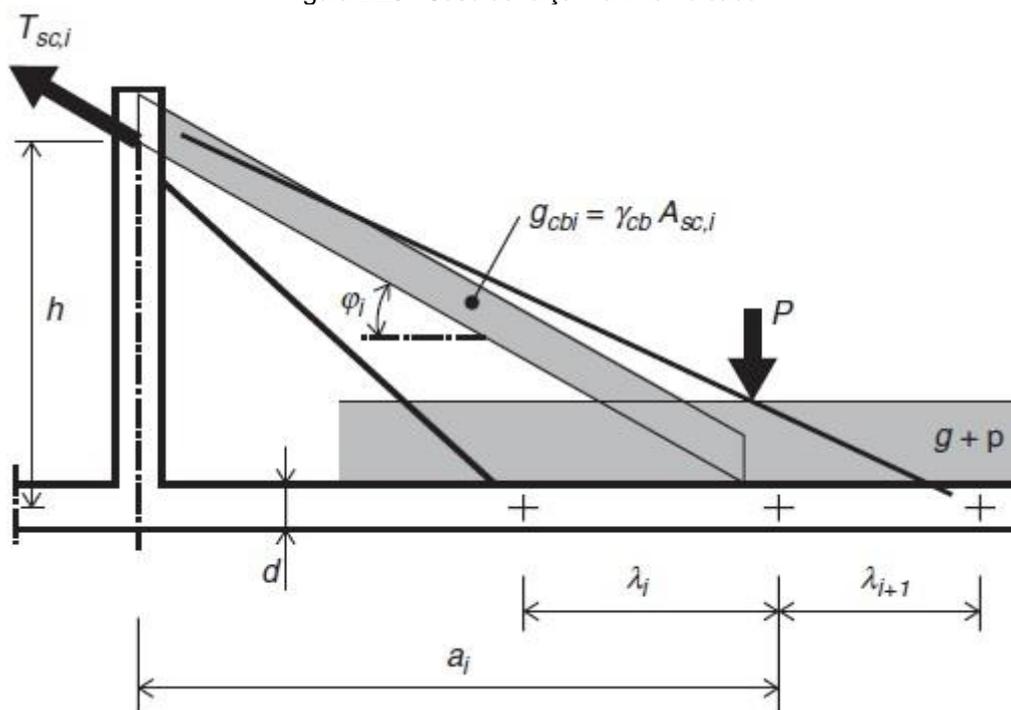
γ_{cb} é o peso específico do aço do estai.

Como $T_{sc,i} = A_{sc,i} \sigma_{g+p}$, é possível determinar a área do cabo com a equação (2.6).

$$A_{sc,i} \approx \frac{[(g + p)(\lambda_i + \lambda_{i+1}) + 2P] \cos \phi_i}{2(\sigma_{g+p} \sin \phi_i \cos \phi_i - \gamma_{cb} \alpha_i)} \quad (2.6)$$

Em que σ_{g+p} é a máxima tensão admissível no cabo, tomada como $0,45 f_{ptk}$.

Figura 2.25 - Caso de força máxima no cabo

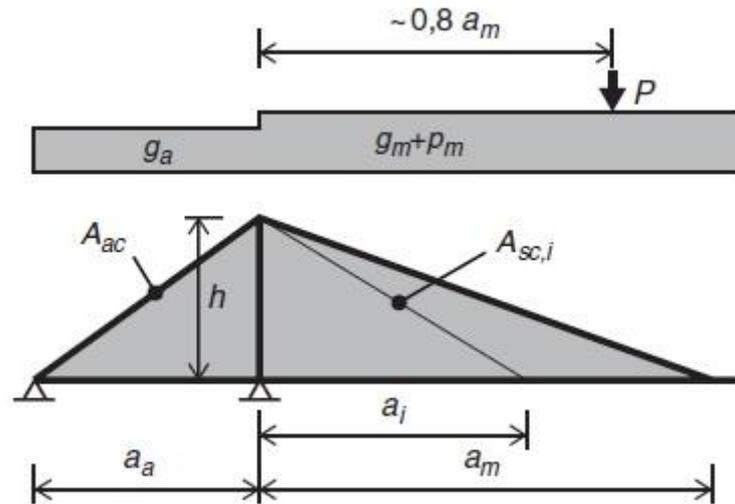


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

No caso do cabo de ancoragem, a maior força aparecerá quando houver carregamento assimétrico, ou seja, a carga do tráfego apenas no vão central e a carga permanentes no vão lateral e no vão central de acordo com a seção transversal (Figura 2.26). A área do cabo necessária será dada pela equação (2.7).

$$A_{ac} \approx \frac{\frac{1}{2}(g_m + p_m)a_m^2 - \frac{1}{2}g_a a_a^2 + 0.8Pa_m + \frac{1}{2}\gamma_{cb} \sum_{i=1}^n (A_{sc,i} a_i^2 / \cos \phi_i)}{h\sigma_{g+p} \cos \phi_{ac}} \quad (2.7)$$

Figura 2.26 - Caso de maior força no cabo de ancoragem



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

2.3.4.2 Sistema em harpa

Para o sistema em harpa, com exceção do cabo do topo do mastro, as áreas dos cabos podem ser calculadas conforme a equação (2.6). Para o cabo do topo do mastro a força dependerá da rigidez do tabuleiro e do mastro, e a formulação estará sujeita à algumas variações.

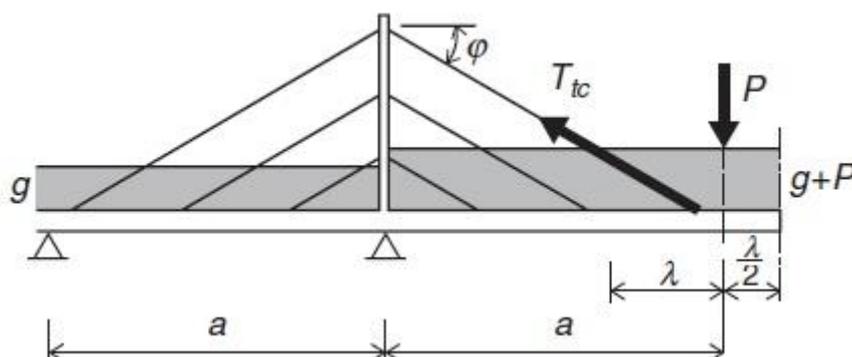
Com a rigidez do tabuleiro sendo mais significativa que a do mastro (Figura 2.27), a força do cabo superior (T_{tc}) é dada pela expressão (2.8).

$$T_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{4}pa + P}{\text{sen } \phi} + \gamma_{cb} A_{tc} \frac{a}{\text{sen } \phi \cos \phi} \quad (2.8)$$

Com $T_{tc} = A_{tc}\sigma_{g+p}$, a área (A_{tc}) pode ser determinada pela equação (2.9).

$$A_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{4}pa + P}{\sigma_{g+p} \text{sen } \phi \cos \phi - \gamma_{cb} a} \cos \phi \quad (2.9)$$

Figura 2.27 - Caso de carregamento para força máxima no cabo superior, sistema em harpa com tabuleiro rígido



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

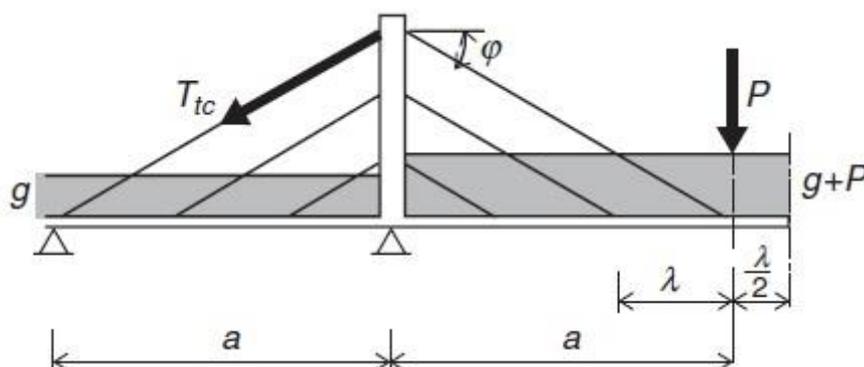
No caso de uma ponte com maior rigidez do mastro (Figura 2.28), a força no cabo superior deverá ser determinada a partir da equação (2.10).

$$T_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{2}pa + P}{\text{sen } \phi} + \gamma_{cb} A_{tc} \frac{a}{\text{sen } \phi \cos \phi} \quad (2.10)$$

E sua área determinada pela expressão (2.11).

$$A_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{2}pa + P}{\sigma_{g+p} \text{sen } \phi \cos \phi - \gamma_{cb} a} \cos \phi \quad (2.11)$$

Figura 2.28 - Caso de carregamento para força máxima no cabo superior, sistema em harpa com mastro rígido



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Nos casos em que não houver simetria entre o vão central e lateral, a área do cabo superior do tramo central será determinada conforme as equações (2.9) e (2.11) de acordo com seus respectivos casos e o cabo de ancoragem ligado ao apoio do vão lateral, será determinado conforme equação (2.7).

2.3.4.3 Força de Protensão e Módulo de Elasticidade de Dischinger

Conforme Dischinger (1949, *apud* CARDOSO, 2013, pg. 3) os cabos de pontes estaiadas são tradicionalmente modelados como elementos de treliça com sua rigidez axial modificada. Deve-se então modificar o módulo de elasticidade levando em consideração a perda de rigidez devido a curvatura do cabo, que é causada pelo seu peso próprio. A obtenção do Módulo de Elasticidade Equivalente ou Módulo de Elasticidade de Dischinger ($E_{eq,D}$) já foi detalhada em outros trabalhos como, Torneri (2002), Vargas (2007) e Cardoso (2013).

De acordo com a formulação proposta tem-se a expressão (2.12).

$$E_{eq,D} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma_{cb}^2 L^2 E}{12\sigma^3}} \quad (2.12)$$

Em que:

E é o módulo de elasticidade do estai

γ_{cb} é o peso específico do aço do estai

L é a projeção horizontal do estai

σ é a tensão média do estai, que pode ser tomada simplificada, como a tensão devido às cargas permanentes.

Conforme Torneri (2012) um critério simplificado para estimar a força de protensão dos estais consiste em admitir que cada estai será responsável por equilibrar a carga permanentes atuante na sua largura de influência. Para o lançamento do modelo de barra pode-se inserir o alongamento axial do estai, a partir da força de protensão estimada, simulando desta forma o efeito da protensão. O pré-alongamento inicial (ε) pode ser determinado, conforme a expressão (2.13).

$$\varepsilon = \frac{N_{protensão}}{AE_{eq,D}} \quad (2.13)$$

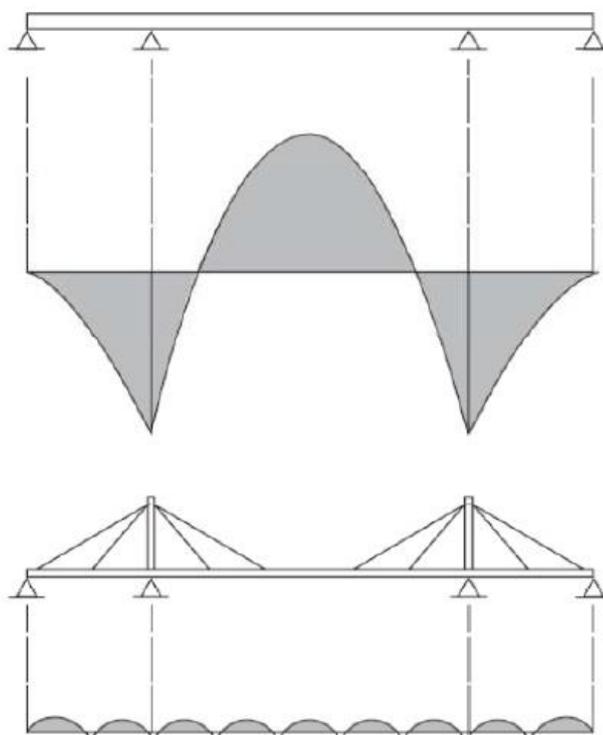
Em que a força de protensão é determinada pela equação (2.14).

$$N_{protensão} = \frac{P_{permanente}}{\sen \phi} \quad (2.14)$$

2.3.5 Tabuleiro

O tabuleiro é a parte responsável por receber as cargas móveis e as cargas permanentes e distribuir estes esforços entre os pontos de ancoragem. Conforme Gimsing e Georgakis (2012) a presença de estais, mesmo que pequena, contribui para redução das solicitações de carga permanente no tabuleiro, e isso pode ser mostrado claramente, por meio de uma análise simples, comparando o tabuleiro de uma ponte estaiada e de uma ponte com viga contínua, conforme Figura 2.29.

Figura 2.29 - Solicitações de momento, devido a carga permanente, em ponte de viga contínua e ponte estaiada

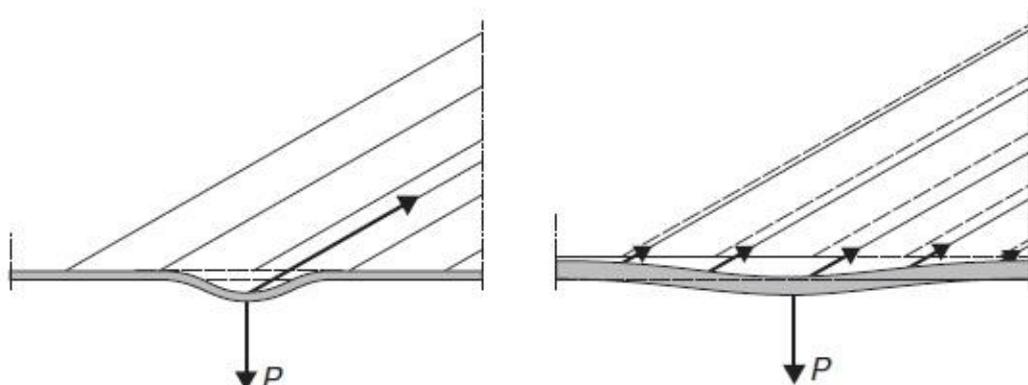


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Os tabuleiros têm sua seção definida, principalmente, pelo número de planos de cabos e espaçamento entre estais. Por exemplo, quando há apenas um plano central de cabos, o tabuleiro deve ser suficientemente rígido a torção, e seções celulares são adotadas, e em casos ainda que o espaçamento dos cabos for elevado, o tabuleiro tem de ter rigidez a flexão capaz de resistir a esses esforços entre os pontos de ancoragem. A inclinação dos estais também influencia: quanto mais vertical chegar no tabuleiro, menor serão os esforços longitudinais atuantes e mais eficiente será o estai.

Para garantir a estabilidade das pontes, a transmissão do carregamento vertical é extremamente importante, portanto, o tabuleiro deve ter rigidez suficiente à flexão, para que seja capaz de auxiliar o sistema de cabos no transporte global dos carregamentos. Segundo Gimsing e Georgakis (2012), a capacidade de distribuição das forças concentradas do tabuleiro será solicitada principalmente em pontes estaiadas com grandes números de cabos. Quando as deformações no tabuleiro forem elevadas, e não houver rigidez suficiente para distribuição dos esforços, os cabos adjacentes não serão solicitados; por isso, é importante que tenha rigidez suficiente para uniformizar a curvatura do tabuleiro nos pontos de força concentrada, como exemplificado na Figura 2.30.

Figura 2.30 - Distribuição de força concentrada no tabuleiro

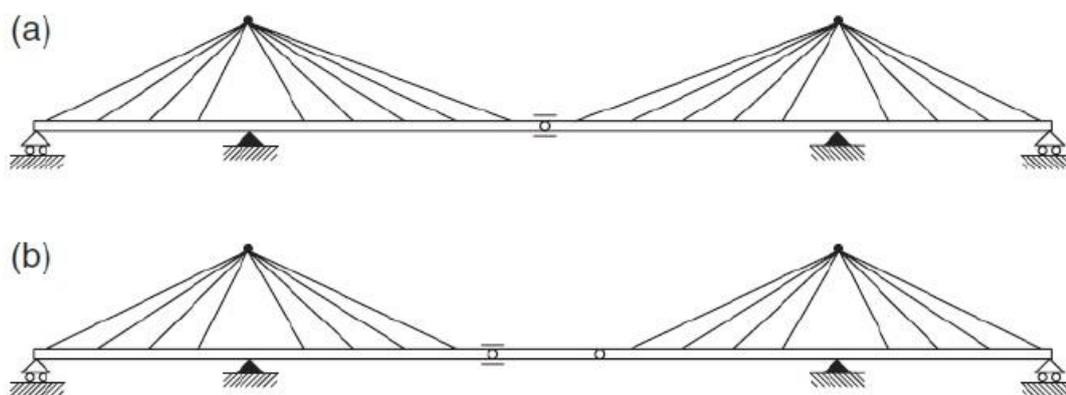


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

2.3.5.1 Vínculos de apoio

Em pontes auto ancoradas, as componentes de forças horizontais vão se acumulando da região central do vão até o mastro, dessa forma, não é possível criar descontinuidades nesses pontos. Gimsing e Georgakis (2012) mostra, na Figura 2.31, duas formas de criar descontinuidades na região central do vão, pois nestes pontos a componentes horizontal é nula.

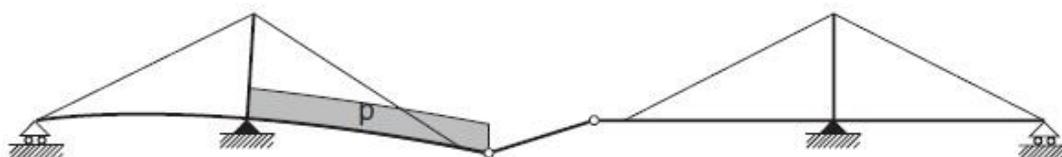
Figura 2.31 - Formas de se criar descontinuidades em pontes estaiadas



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Na situação da Figura 2.31 (a) é criada uma rótula central, através de juntas de dilatação e na situação Figura 2.31 (b) utilizando de duas rótulas, cria-se um vão isostático. Ainda segundo Gimsing e Georgakis (2012), o sistema (a) deve ser preferido pois permite espaçamentos próximos dos pontos de ancoragem e o meio do vão, já o sistema (b) deve ser evitado pois sob carregamento variável em apenas um lado do vão as deflexões verticais são elevadas (Figura 2.32), o sistema (b) só foi aplicado em poucas situações onde havia um tabuleiro rígido de concreto e as deformações devido às cargas de tráfego eram pequenas.

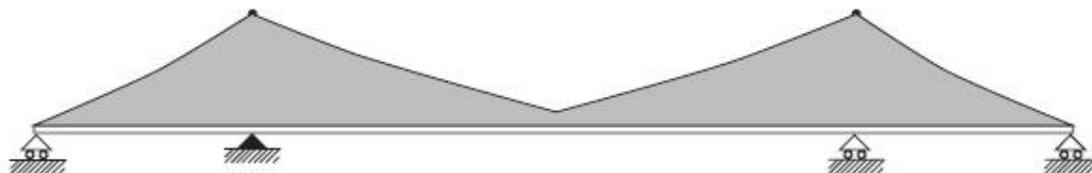
Figura 2.32 - Deflexão causada por cargas assimétricas



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Conforme Gimsing e Georgakis (2012), o sistema mais utilizado é o de tabuleiro contínuo (Figura 2.33), em que podem haver três vínculos móveis e um vínculo fixo, ou dois vínculos fixos nas torres e dois vínculos móveis, ou ainda quatro vínculos móveis. Nesse último caso, o sistema de cabos e os mastros fixados nos pilares principais devem garantir a restrição longitudinal. No caso de dois apoios fixos nas torres é importante permitir certa flexibilidade longitudinal, para que o tabuleiro possa expandir e contrair sob efeito da temperatura, sem gerar esforços internos inaceitáveis.

Figura 2.33 - Ponte estaiada com tabuleiro contínuo



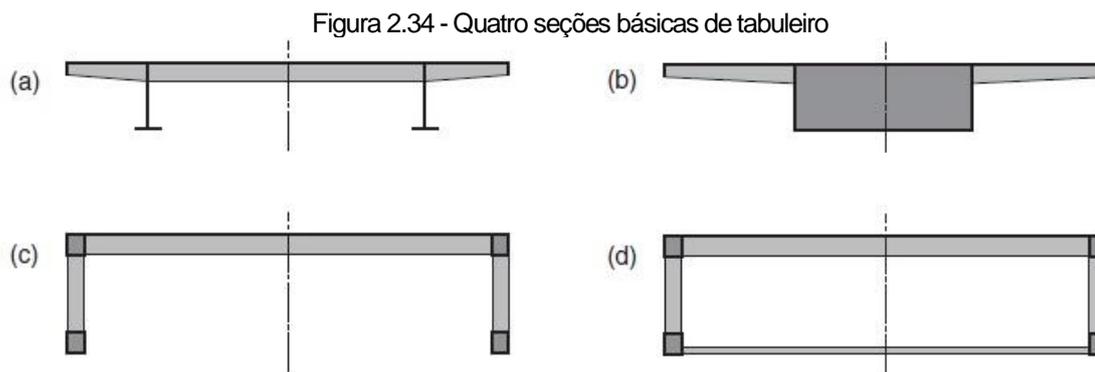
Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Quando há possibilidade de ancoragens em terra, através dos blocos de ancoragem, obtém-se uma grande vantagem, pois as grandes alterações angulares que ocorrem no mastro, devido às cargas variáveis assimétricas, são eliminadas. Por outro lado, os momentos negativos que surgem nas regiões próximas ao mastro são elevados, o que pode exigir que seja utilizado aço de alta resistência nessas regiões. Gimsing e Georgakis (2012) afirma que quando as pontes são suportadas por múltiplos cabos de uma extremidade a outra, é possível omitir os apoios verticais no tabuleiro na região da torre, a fim de reduzir este esforço de momento negativo.

2.3.5.2 Materiais e Seção Transversal

Independente do material utilizado, as pontes atuais possuem uma característica determinante para melhor distribuição dos esforços axiais no tabuleiro, que é a integração da laje com a viga de enrijecimento.

Existem vários tipos de seções e materiais que podem ser utilizados no tabuleiro. Gimsing e Georgakis (2012) aponta quatro tipos básicos de seção para tabuleiros, ilustrados na Figura 2.34, (a) e (c) são seções abertas e, portanto, necessita de configurações dos cabos que sejam eficientes contra torção, e (b) e (d) que são seções fechadas, celulares e fechadas por treliças, respectivamente, e possuem rigidez torcional.



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Segundo Walther (1999), os tabuleiros metálicos possuem vantagem para grandes vãos, uma vez que são mais leves, e o peso próprio é reduzido em relação às seções de concreto, o que influencia no dimensionamento dos demais elementos (torres, estais, pilares e fundações). Porém, para médios e pequenos vãos, a utilização do tabuleiro de aço não reflete em grande economia nos estais, uma vez que estes representam cerca de 10 a 20% do custo total, além da relação (carga variável / carga permanente) elevada, tornando os problemas de fadiga predominantes.

Já para tabuleiros em concreto, sua principal vantagem é o custo em relação ao aço e a execução mais simples. Podem ser pré-moldados ou concretados in loco, com seção unicelular ou multicelular e o principal método construtivo é por balanços sucessivos. São muito atrativos ainda em pontes auto ancoradas onde os esforços de compressão são elevados.

Walther (1999) não recomenda o uso de seções mistas para o tabuleiro de pontes estaiadas, uma vez que as tensões de compressão podem ser elevadas (dependendo das condições de vinculação horizontal), e são acentuadas pelos efeitos de retração e fluência, causando problemas de instabilidade local nas vigas de aço.

2.3.6 Mastro

Os mastros ou torres são elementos que sofrem predominantemente compressão, e tem por função transmitir as cargas originadas pelo sistema de cabos à fundação, tendo seu comportamento estrutural definido pelos estais. São normalmente

construídos em concreto armado, apesar de na literatura serem citados mastros de aço, e estes aparecerem em algumas construções, não são economicamente viáveis.

O dimensionamento das torres é governado pela compressão e por eventuais esforços de flexão, ambos oriundos das componentes dos cabos. Segundo Gomes (2013), para o correto lançamento da estrutura, torna-se necessário avaliar o desempenho frente às solicitações longitudinais, transversais e o tipo de restrição do apoio.

A relação da altura da torre e o sistema de cabos estão ligados, pois a inclinação dos estais que definirá a eficiência das torres, e, a altura da torre definirá a inclinação dos cabos. Não é recomendado que os estais tenham inclinação inferior a 25° com a horizontal. Adota-se, normalmente, uma altura para as torres de 20% a 25% do comprimento do vão central.

2.3.6.1 Comportamento da Direção Longitudinal

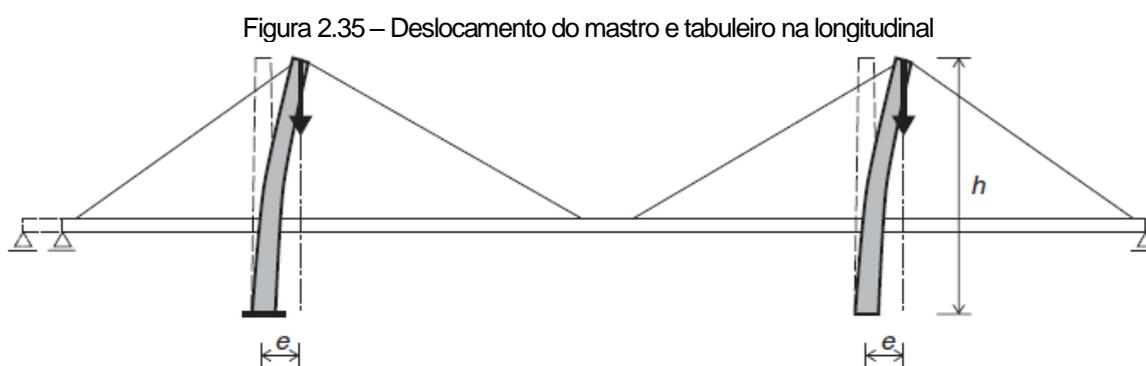
As configurações longitudinais das torres associadas às condições de equilíbrio estático devem garantir, de maneira adequada, a estabilidade longitudinal e um ótimo desempenho em serviço. Para concepção deste projeto deve-se levar em conta a localização dos estais, o número de peças montadas e as condições locais como: terreno de fundação, vento e sismos, por exemplo (Walther, 1999).

Walther (1999) fala sobre o comportamento do mastro em diferentes sistemas de configuração dos estais:

- No sistema em harpa as cargas assimétricas podem ser balanceadas pela flexão longitudinal dos mastros ou do tabuleiro. Para reduzir a deformabilidade do tabuleiro, deve-se garantir elevada rigidez a flexão das torres para que essas resistam aos momentos fletores provenientes das cargas assimétricas. Por outro lado, um tabuleiro muito rígido permite torres mais esbeltas, já que essas não terão mais uma função significativa no comportamento global da estrutura.

- No caso do sistema em leque, os cabos de ancoragem têm função de reduzir os esforços horizontais gerados pelas cargas assimétricas, permitindo, assim, o uso de mastros mais esbeltos, devendo ter rigidez suficiente apenas para assegurar sua estabilidade transversal.
- No sistema semi-harpa, o funcionamento é semelhante ao do sistema de harpa, portanto a estabilidade da estrutura fica em função da rigidez a flexão do mastro ou do tabuleiro.

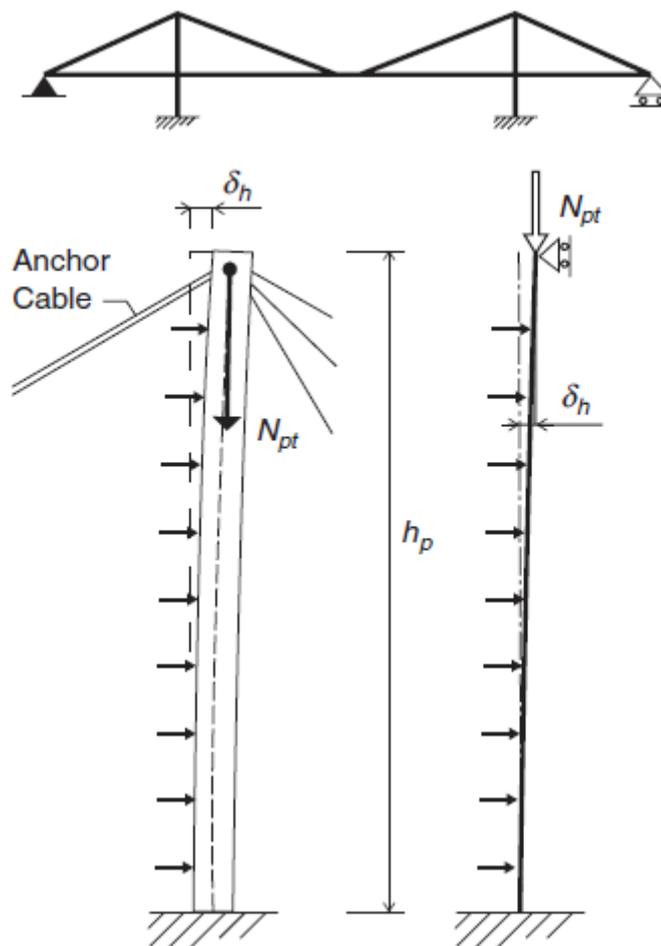
Para a análise do comportamento e estabilidade do mastro na longitudinal devem ser observadas as restrições do tabuleiro nas suas extremidades. Segundo Gimsing e Georgakis (2012), quando o tabuleiro não possui restrição longitudinal o mastro deve ser considerado como engastado e livre, com comprimento de flambagem igual a duas vezes a altura do mastro ($2h$). Pois quando há deformação no mastro e este se deforma, há também, deslocamentos longitudinais no tabuleiro (Figura 2.35), não sendo possível considerar que os estais impeçam o deslocamento no topo do mastro.



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012)

Quando o tabuleiro tem restrição aos deslocamentos na longitudinal, o comprimento de flambagem pode ser considerado igual a $0,7h$ de uma barra engastada-apoiada, pois como as extremidades do tabuleiro não se deslocam. O estai de ancoragem oferece uma restrição considerável aos deslocamentos no topo do mastro (Figura 2.36).

Figura 2.36 - Comportamento do mastro com restrição longitudinal do tabuleiro.

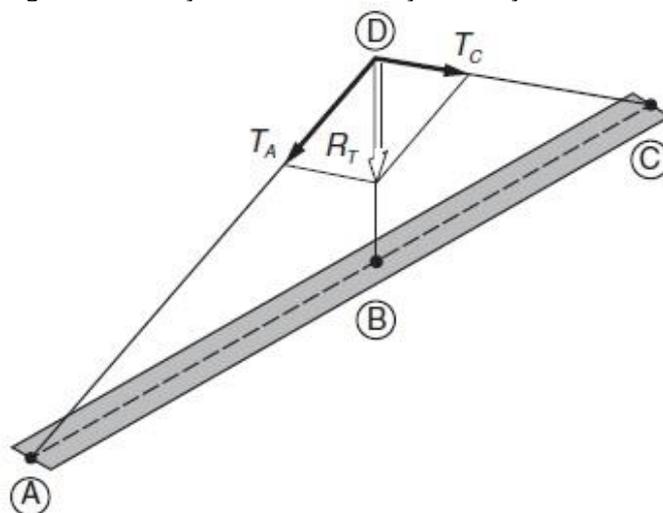


Fonte: Gimsing e Georgakis (2012)

2.3.6.2 Comportamento da Direção Transversal

A força de compressão que atuará no mastro será a soma das componentes verticais transmitidas a eles pelo sistema de cabos, e o comportamento a flambagem do mastro não será de uma haste livre, uma vez que o sistema de cabos promove contenção lateral à torre. Gimsing e Georgakis (2012) explica este comportamento por meio de um exemplo simples, com dois cabos irradiando do topo do pilar, onde R_T é a resultante das componentes T_A e T_C , como mostra a Figura 2.37:

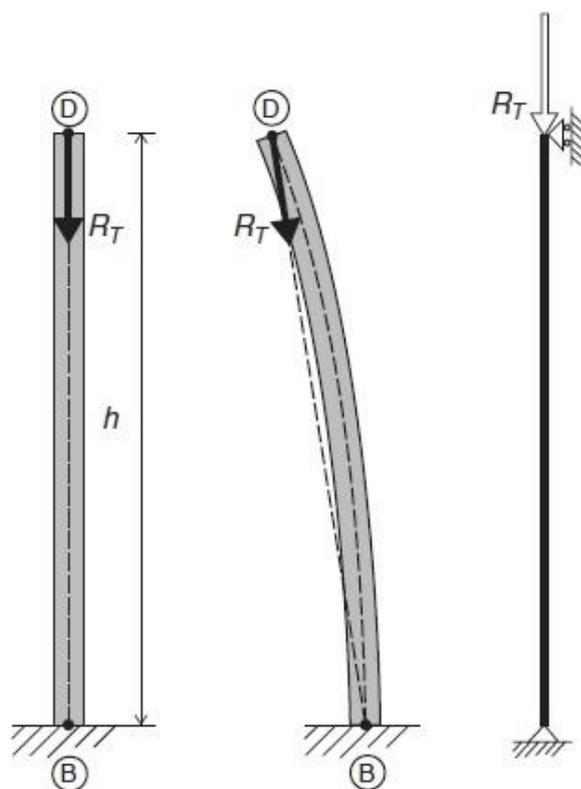
Figura 2.37 - Força resultante e as forças de tração nos cabos



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Como o plano de cabos é definido pelos pontos de ancoragem A e C e pelo topo do mastro (ponto D), a resultante também atua neste plano, e, ao considerar a curvatura do mastro, esta força R_T continuará a ser direcionada ao ponto B, no qual o eixo do mastro e o tabuleiro se cruzam, dessa forma o comprimento a flambagem deve ser igual a altura do mastro (h) e não igual a duas vezes essa altura ($2h$), como aconteceria se a força continuasse na vertical mesmo após a deflexão do mastro (Figura 2.38).

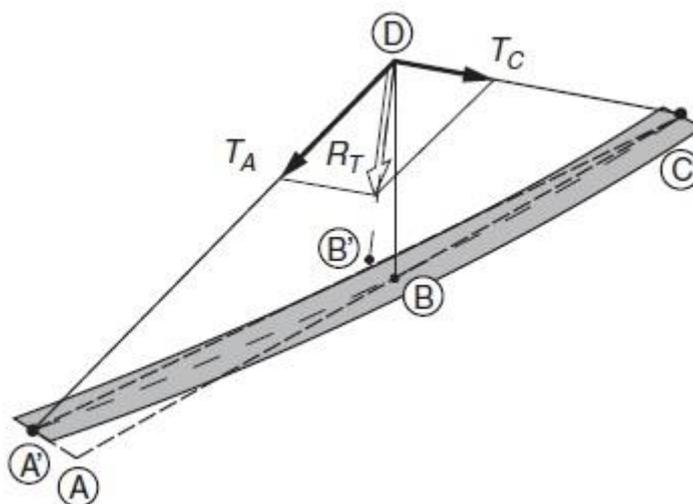
Figura 2.38 - Direção da força resultante no mastro deformado



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

No caso do tabuleiro carregado lateralmente (Figura 2.39), ocorrem deformações por flexão do tabuleiro, na horizontal e o plano dos cabos passa a ser determinado por $A'DC$, e a resultante vertical passa a apontar agora para um ponto B' .

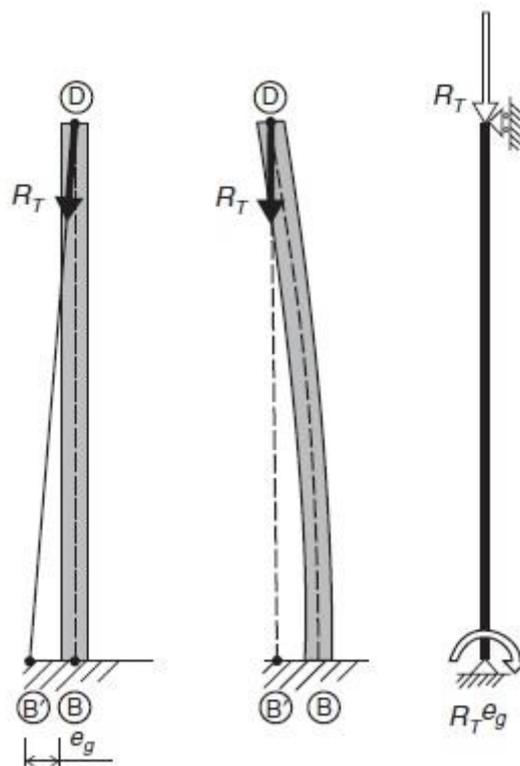
Figura 2.39 - Direção da força resultante, quando o tabuleiro se deforma lateralmente



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Nessa configuração, o modelo matemático apropriado é novamente o caso de coluna simplesmente apoiada, porém, além da resultante axial R_T surge um momento que surge na parte inferior do mastro de valor $R_T e_g$, conforme Figura 2.40.

Figura 2.40 - Direção da força resultante e esforços no mastro



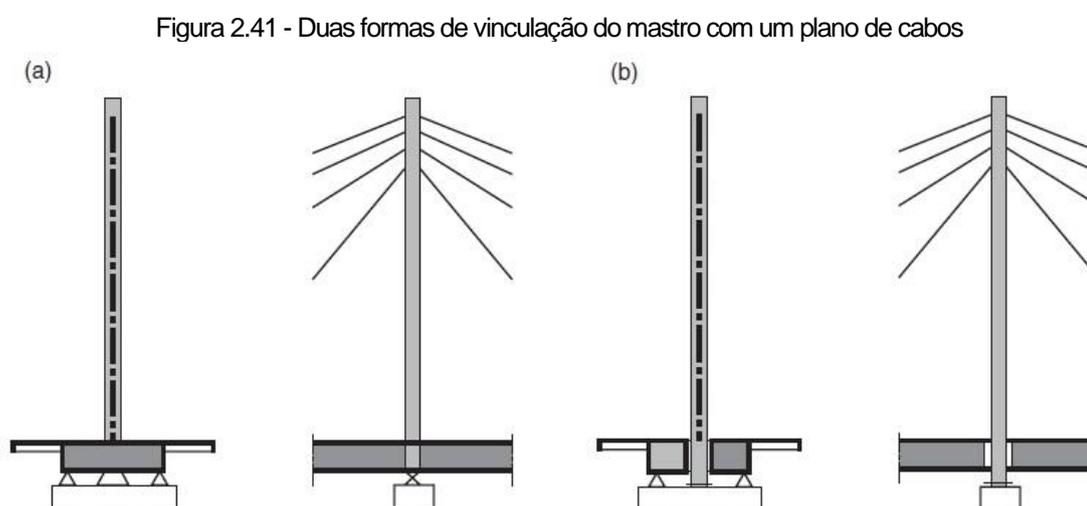
Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Em uma análise de segunda ordem, não se pode impor que as cargas sejam conservativas, uma vez que as direções das componentes dos estais não se mantêm paralelas ao mastro. Análises computacionais devem ser feitas sem muitas dificuldades por meio de análise aproximada de segunda ordem, por processo P-Delta, uma vez que o modelo seja sofisticado e detalhado (Gomes, 2013).

2.3.6.3 Condições de apoio

A principal função do mastro é transmitir as reações dos cabos para a infraestrutura, e, para que isso ocorra de maneira econômica, deve-se utilizar condições de apoio que induzam apenas solicitações axiais no mastro.

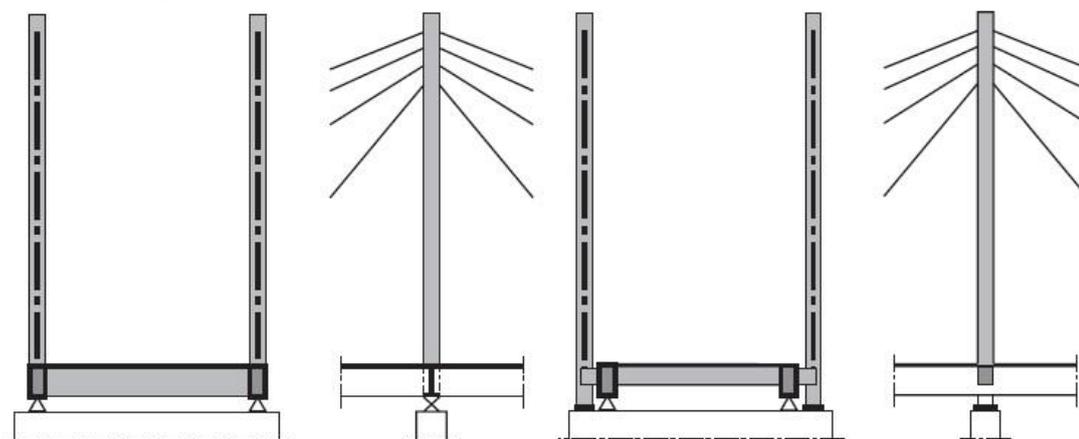
Para o caso de sistemas com um plano de cabo com mastro central, existem duas soluções básicas, conforme Figura 2.41. Na solução (a), a torre é engastada no tabuleiro por meio de uma viga transversal rígida apoiada nas extremidades, e esses apoios tem a finalidade de equilibrar os momentos torsores do tabuleiro. A flexão no mastro, causada pelas componentes horizontais dos cabos, não é transmitida para infraestrutura, uma vez que sob o tabuleiro há uma ligação que permite a rotação e garante que apenas as cargas axiais sejam transmitidas à infraestrutura. Na solução (b) o mastro é engastado diretamente no pilar e não é vinculado ao tabuleiro, de forma que os apoios do tabuleiro sirvam para equilibrar os momentos torsores e demais esforços nele atuantes.



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Em caso de dois planos de cabos, essas duas soluções também são possíveis, conforme a Figura 2.42.

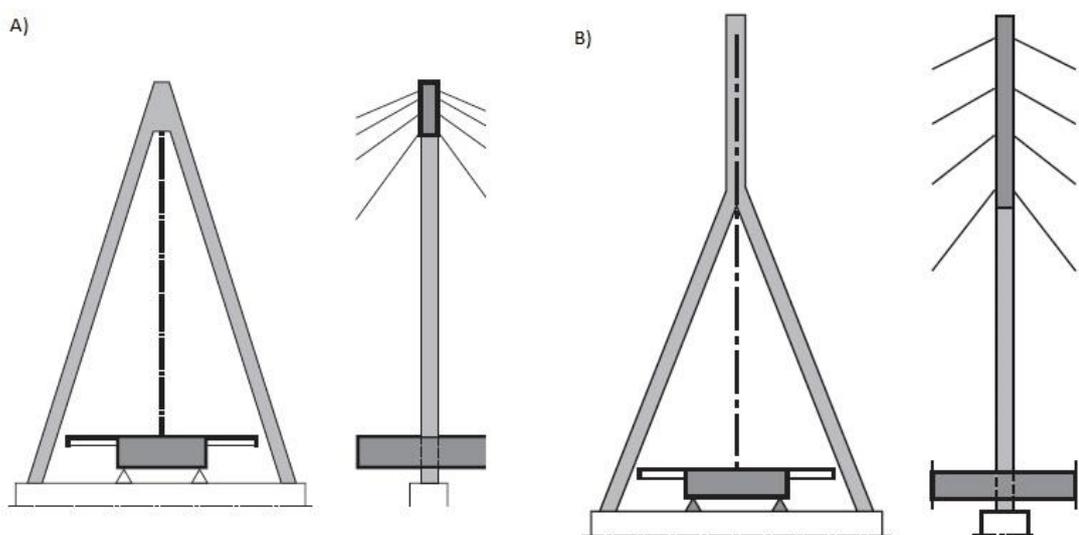
Figura 2.42 - Duas formas de vinculação do mastro com dois planos de cabos



Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Existe também a possibilidade de usar um plano de cabo com o mastro em forma de “A”, Figura 2.43 (A), em que apenas o sistema de leque é possível. No entanto, se no topo do “A” for construída uma parte do pilão na vertical é possível utilizar o sistema de harpa e de semi-harpa, Figura 2.43 (B). Com o mastro nesse formato, é possível que os cabos passem entre as pistas do tabuleiro, ocupando uma região menor que o mastro, o que permite uma redução da largura do tabuleiro, porém os mastros ficam mais custosos, por não haver uma transmissão direta das forças verticais à infraestrutura.

Figura 2.43 - Mastro em forma de “A” e em forma de “λ”



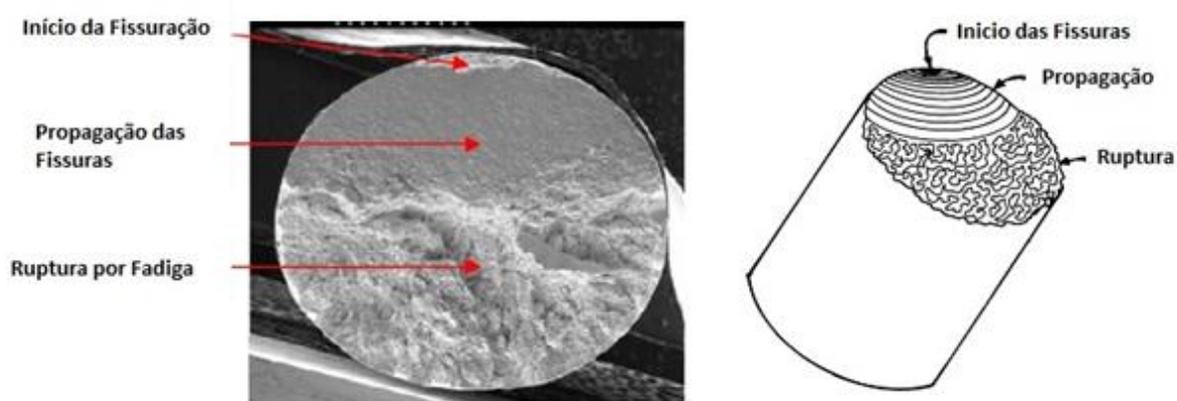
Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

2.4 FADIGA

Um dos aspectos mais importante a ser considerado no projeto de ponte estaiadas é o desempenho dos estais durante seu período de funcionamento, que estão sujeitos a variações de esforços, do vento, tráfego, pessoas, etc. Esses carregamentos cíclicos aplicados ao elemento provocam uma degradação progressiva nos estais e em seus elementos de ligação (ancoragens). Esse fenômeno, conhecido como fadiga, é um dos principais motivos de desgastes de elemento sujeito a carregamento variante no tempo.

O fenômeno do dano por fadiga ocorre em estruturas metálicas submetidas a variações de tensão, principalmente em conexões e áreas de concentrações de tensões. A falha por fadiga ocorre em três estágios, o surgimento de fissuras microscópicas, a propagação das fissuras que começam a surgir em nível macroscópicos e pôr fim a ruptura (Figura 2.44). É um processo que se desenvolve lentamente na fase inicial, mas que em estágios avançados ocorre rapidamente, levando a uma ruptura frágil do material, Khairussaleh (2016).

Figura 2.44 – Falha por fadiga



Fonte: Khairussaleh (2016), adaptado.

Com a tendência de modelos estruturais cada vez mais esbeltos e flexíveis, os efeitos de fadiga merecem atenção. É importante salientar que as estruturas de pontes estão sujeitas a alguns fatores que tendem a elevar as flutuações de tensão, como a variação de velocidade dos veículos e as irregularidades do pavimento.

2.4.1 Fadiga em pontes estaiadas

Os cabos das pontes estaiadas estão propensos à danos por fadiga, principalmente os cabos de ancoragem. Segundo Khairussaleh (2016), vários fatores variáveis como: as propriedades dos materiais, mudanças de geometria e fatores ambientais impostos ao projeto e construção das pontes estaiadas, tornaram estas mais suscetíveis a problemas de fadiga. Os diferentes sistemas de cabos e a maneira como são dispostos também irão influenciar na ocorrência de fadiga.

Segundo Ishii (2006) a fadiga atuante nos cabos pode ser dividida em fadiga axial e fadiga devido a flexão. A fadiga axial é causada pela variação da carga acidental e uma das formas de reduzir seu efeito é reduzindo a tensão limite do cabo. Já a rigidez a flexão ocorre devido à vibração dos cabos provocadas pelo vento ou pela rotação do tabuleiro, e pode ter seu efeito reduzido utilizando mecanismos de controle de vibração e atenuadores de flexão.

Segundo Khairussaleh (2016, *apud* KHAN, 2014), os deslocamentos excessivos dos tabuleiros elevam o problema, e podem levar a uma ruptura por fadiga prematura, especialmente nos cabos de ancoragem. Essas grandes deflexões fazem com que os cabos oscilem fora do plano, podendo ocorrer alta fadiga de flexão, além de problemas de fadiga por atrito nos estais.

Segundo Santos (2006) a resistência à fadiga dos estais está principalmente relacionada às ancoragens e não apenas à seção do cabo. Isso ocorre porque as deformações do tabuleiro produzem variação de tensão axial, além de rotações nas ancoragens e essas regiões estão sujeitas a tensões locais elevadas. As rotações nas ancoragens, também surgem através de ações que produzem tensões de flexão no cabo, como o peso próprio e ações do vento que incidem ao longo do seu comprimento.

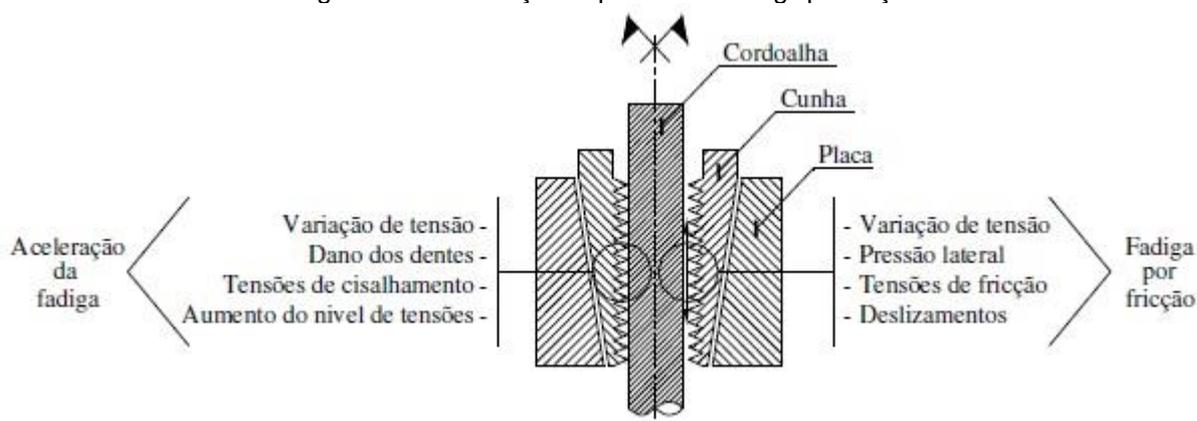
De acordo com Khairussaleh (2016), apesar de existirem alguns estudos de caso e ensaios, o comportamento à fadiga ainda precisa ser investigado, principalmente dos cabos de ancoragem.

2.4.1.1 Tensões locais

O cabo transfere o esforço para ancoragem através do cisalhamento entre as superfícies, o que eleva as tensões de contato nas ancoragens. O aperto dos dentes da cunha à elevadas tensões podem causar danos ao cabo, esse problema somado aos carregamentos cíclicos que elevam e diminuem o nível de tensão das ancoragens, diminuem a expectativa de vida à fadiga do cabo (Figura 2.45).

Segundo Santos (2006) duas soluções básicas podem ser aplicadas, a fim de reduzir os problemas causados pela tensão local: podem ser utilizadas cunhas especiais que limitam a penetração nas cordoalhas, porém essa solução permite deslizamento e os danos da fadiga por fricção devem ser avaliados; outra solução é utilizar resina epóxi flexível para balancear a variação de tensão antes que atinja a ancoragem, reduzindo as tensões no nível da cunha.

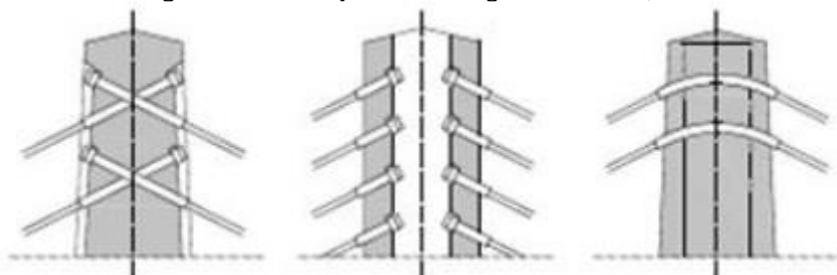
Figura 2.45 - Aceleração do processo de fadiga por fricção



Fonte: Santos (2006).

Quando são utilizadas selas ao invés de ancoragens, essas são preenchidas com graute após a protensão, o que não impede, totalmente, seu deslizamento. Nesse caso a movimentação do cabo pode provocar problemas de desgaste por atrito, o que origina problemas adicionais à fadiga. A Figura 2.46 ilustra as formas de arranjo dos cabos com o mastro.

Figura 2.46 - Arranjos de ancoragem no mastro, e selas

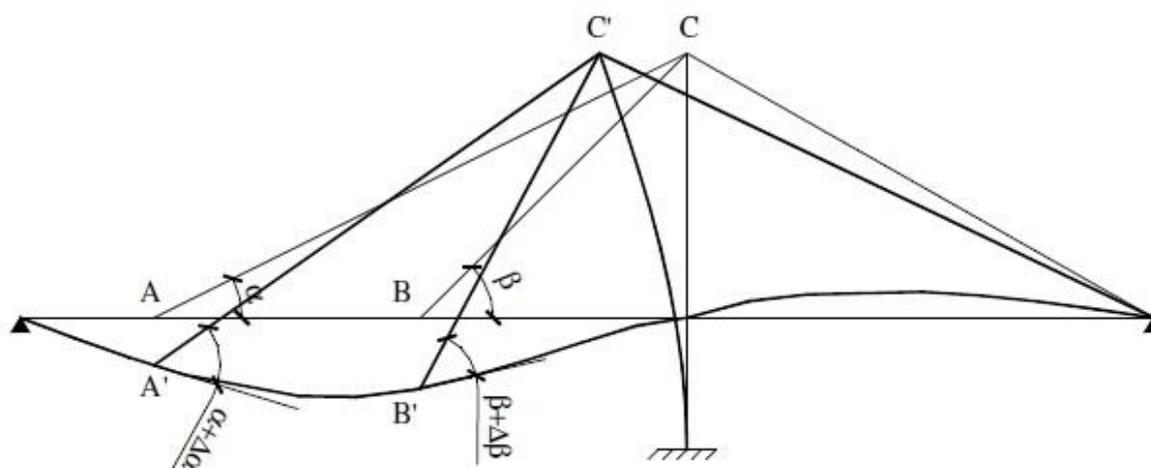


Fonte: FIB-B30 (2005).

2.4.1.2 Tensões de flexão

As rotações relativas (Figura 2.47) que ocorrem no tabuleiro (ou na torre) e nas ancoragem são difíceis de analisar, pois são causadas por ações (variação de temperatura, vento, vibração, instalação da ancoragem) que não são claramente determinadas. Se for considerado o efeito da curvatura do cabo, fica ainda mais complicado avaliar o problema.

Figura 2.47 - Rotação entre cabo e tabuleiro produzida por carregamento variável



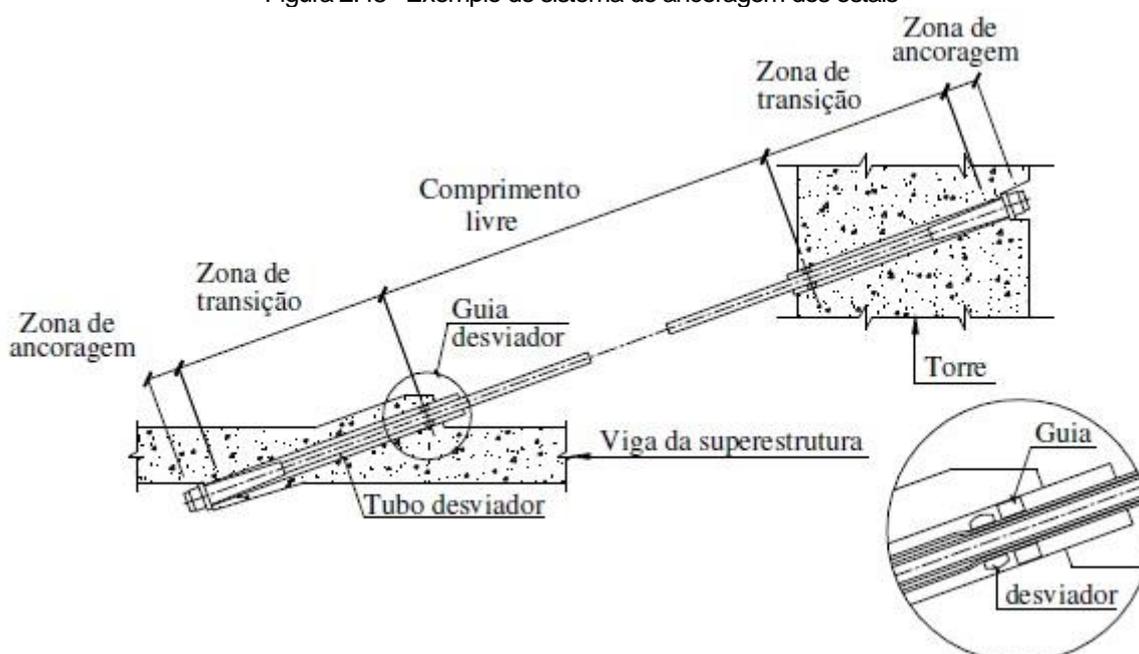
Fonte: Santos (2006).

Se as ligações de ancoragem forem feitas através de rótulas, há rotação relativa e, portanto, não há tensões de flexão. Porém o atrito presente na movimentação da articulação pode gerar tensões indesejáveis e não desprezíveis.

Santos (2006) descreve uma solução bastante utilizada, que consiste em usar tubos de transição com guia desviador (Figura 2.48), a fim de reduzir, ou eliminar, as tensões

de flexão nas ancoragens. Com a utilização do guia desviador é possível conter lateralmente o cabo, e reduzir as rotações relativas das ancoragens.

Figura 2.48 - Exemplo do sistema de ancoragem dos estais



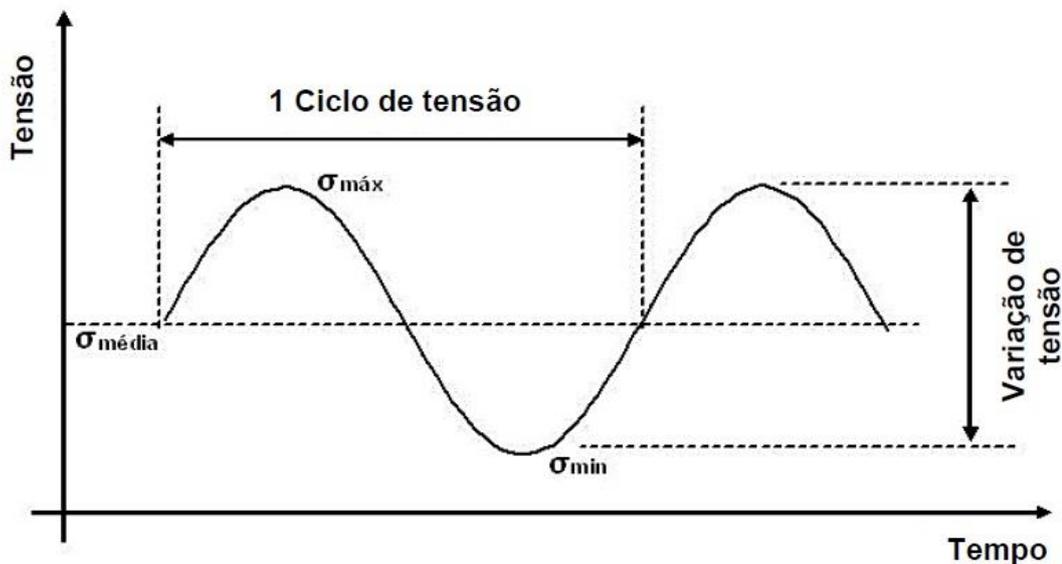
Fonte: FIB-B30 (adaptado, 2005).

2.4.2 Fadiga Estrutural

Qualquer elemento estrutural sujeito a elevadas variações de tensão ao longo do tempo pode sofrer fratura por fadiga. Segundo Leitão (2014), os ciclos de tensão podem ser de diferentes tipos, como ciclos de tração, ciclos de compressão, ciclos alternados de tração e compressão, ciclos com tensões repetidas, ciclos flutuantes, entre outros.

De forma geral esses ciclos podem ser divididos entre dois tipos: ciclos com tensões de amplitude constante e ciclos com tensões de amplitudes variáveis. As tensões de amplitude constante (Figura 2.49) estão associadas ao funcionamento de máquinas.

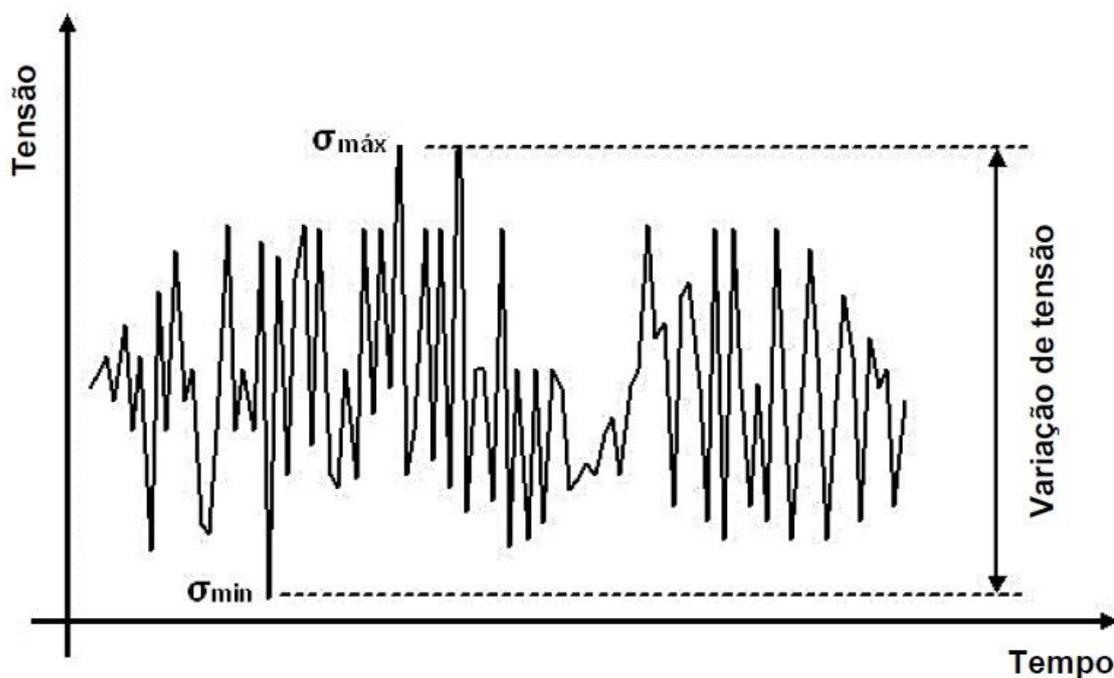
Figura 2.49 - Exemplo de tensão com amplitude constante



Fonte: Leit\~ao (2014)

J\~a as tens\~oes com amplitude vari\~avel (Figura 2.50) est\~ao associadas a cargas de vento, passagem de ve\~iculo, algumas atividades f\~isicas, entre outras. Leit\~ao (2014) ainda destaca que, independentemente do tipo de carregamento, as normas de projeto levam em considera\~ao a faixa de varia\~ao de tens\~ao.

Figura 2.50 - Exemplo de tens\~ao com amplitude vari\~avel



Fonte: Leit\~ao (2014)

2.4.3 Regimes de Fadiga

Leitão (2014) afirma que se deve classificar o regime de fadiga de acordo com a quantidade de ciclos de tensão que são aplicadas ao elemento durante sua vida útil em serviço, e podem ser de dois tipos: de alto ciclo ou de baixo ciclo. No de alto ciclo predominam-se tensões de baixa amplitude com elevado número de ciclos e deformações elásticas. Já no de baixo ciclo, predominam-se tensões com elevada amplitude, deformações plásticas e pequeno número de ciclos até a falha do elemento.

2.4.4 Método de Análise

Segundo Leitão (2014), prever danos por fadiga em componentes estruturais submetidos a carregamentos variáveis é um assunto complexo. Muito pouco se conhece dos mecanismos de fadiga a ponto de se identificar ou prever danos por fadiga a partir de conceitos estabelecidos com base em ensaios de laboratório, principalmente quando se trata de tensões de amplitude variável e comportamento aleatório.

Conforme Gomes (2006), existem dois métodos de análise para fadiga: um primeiro baseia-se na mecânica da fratura, em que são estudadas a propagação de fissuras devido à fadiga, o segundo método consiste no uso de curvas de resistência à fadiga determinadas experimentalmente.

Ainda segundo Gomes (2006), considerando que no primeiro método se desconhece, inicialmente, a dimensão das fissuras, torna-se insuficiente sua aplicação. Desta forma o segundo método é mais fácil de se aplicar a projetos, uma vez que é necessário conhecer apenas as variações de tensão que o elemento estrutural está submetido.

2.4.4.1. Curvas S-N ou Curvas de Woehler

Um dos métodos utilizados para determinar a resistência à fadiga são as curvas S-N. Essas curvas são determinadas a partir de ensaios experimentais de flexão rotativa ou compressão e tração, e relacionam o número de ciclos (N) e a amplitude de tensão (S). Os corpos de prova padronizados são submetidos a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a falha, os resultados passam por um tratamento estatístico e as curvas são, assim, determinadas.

De forma geral, as características das curvas de resistência podem ser explicadas, relacionando o número de ciclos (N) com a amplitude de tensão normal ($\Delta\sigma$), expressa pela equação (2.15).

$$N = C \cdot \Delta\sigma^{-m} \quad (2.15)$$

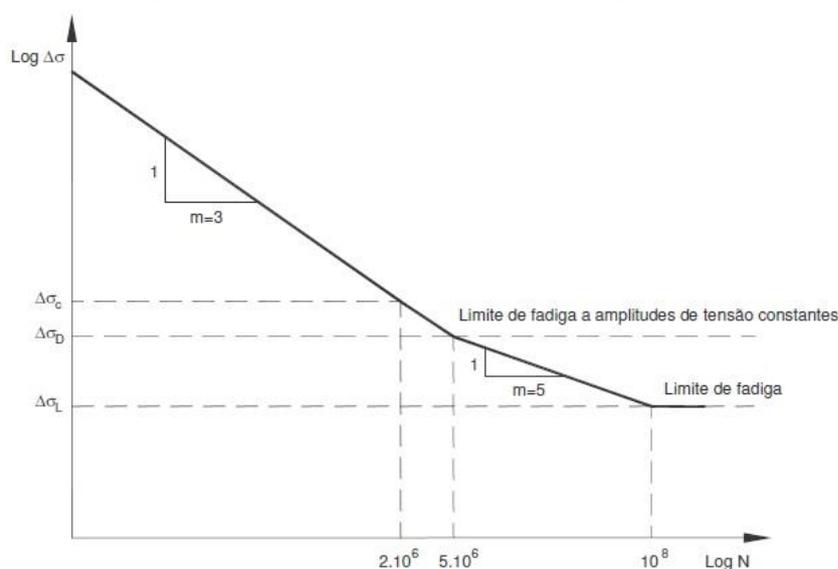
Em que C e m são parâmetros determinados pelo ensaio.

Segundo Gomes (2006), na prática essas curvas aparecem em escala logarítmica dupla, expressão pela equação (2.16), em forma de linhas retas, onde o parâmetro m corresponde a inclinação da reta.

$$\log N = \log C - m \cdot \log \Delta\sigma \quad (2.16)$$

Ainda segundo o autor, as curvas S-N são normalmente caracterizadas por uma resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos, para uma amplitude de tensão de $\Delta\sigma_C$; uma resistência à fadiga sob ciclos de tensão de amplitude constante $\Delta\sigma_D$; e uma tensão limite de fadiga $\Delta\sigma_L$, associada normalmente aos 100 milhões de ciclos de tensão. A Figura 2.51 representa uma curva típica de resistência a fadiga do aço.

Figura 2.51 - Curva típica de resistência a fadiga do aço



Fonte: Gomes (2006).

2.4.4.2. Acumulação de Danos por Fadiga

Os elementos sujeitos aos carregamentos cíclicos, com determinada amplitude de tensão, sofrem com a deterioração de suas propriedades, sendo esse o fenômeno considerado por fadiga (D). Existem alguns modelos e teorias para determinar o dano por fadiga a partir das curvas S-N. De acordo com Leitão (2014), o modelo mais simples e geralmente utilizado é o de dano linear proposto por Palmgren e Miner

Conhecido como regra de Miner, a teoria considera os danos acumulados, por meio de regra linear, considerando que o dano acumulado seja proporcional à energia absorvida pelo material, sendo expressa pela equação (2.17).

$$\sum D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (2.17)$$

Em que n é o número de ciclos aplicados, k é o número de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento e N é o número total de ciclos que provocaria a fatura, conforme as curva S-N.

A falha ocorre quando o resultado obtido é maior ou igual a 1. Porém, segundo Leitão (2014), esse método não leva a resultados conservadores, pois considera que o dano

é acumulado no mesmo nível de tensão dado, sem considerar o impacto das cargas anteriores.

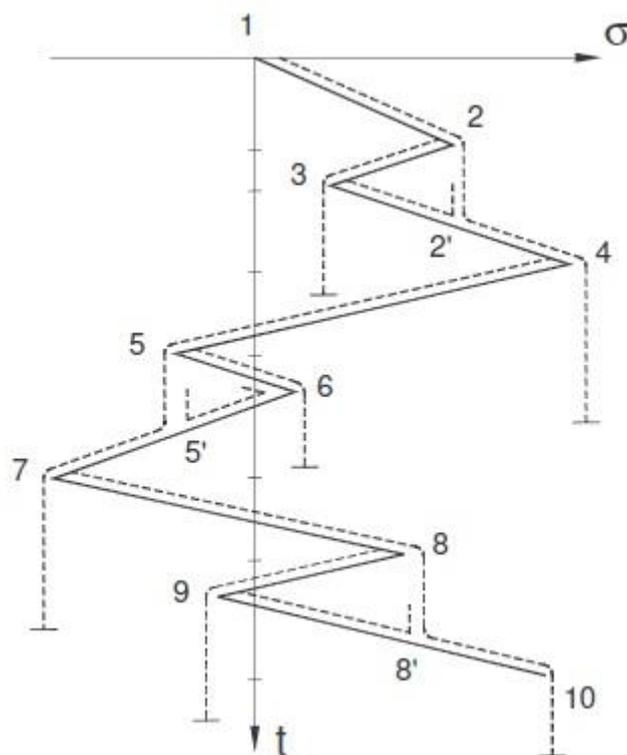
2.4.4.3 Contagem de ciclos de tensão

A análise do efeito dos danos à fadiga pode ser feita através de um histórico de variação de tensões. Esse histórico pode ser obtido através de modelos matemáticos ou por medições em estruturas existentes, e partir dele é realizada uma contagem no número de ciclos de carregamentos, através de métodos de contagem.

Recomendado por diversas normas (EN 1993 (2003), AASTHO (2012), CHBDC (2006), entre outras) o método *Rainflow* é o mais conhecido para análise de contagem de ciclos para determinar o dano à fadiga. Com esse método, é possível determinar o número de ciclos (n) e a amplitude de tensões ($\Delta\sigma_i$) de um diagrama real ou teórico de variação de tensão.

Deve-se analisar o histórico de tensão para determinar os meios ciclos de tensão a partir dos máximos e mínimos. Segundo Gomes (2006), esse método pode ser entendido, analogamente, pelo exemplo: uma gota escoando em um telhado quando chega ao perímetro, cai verticalmente a um outro telhado e continua a escoar, repetindo o processo, conforme Figura 2.52.

Figura 2.52 - Método da gota d'água



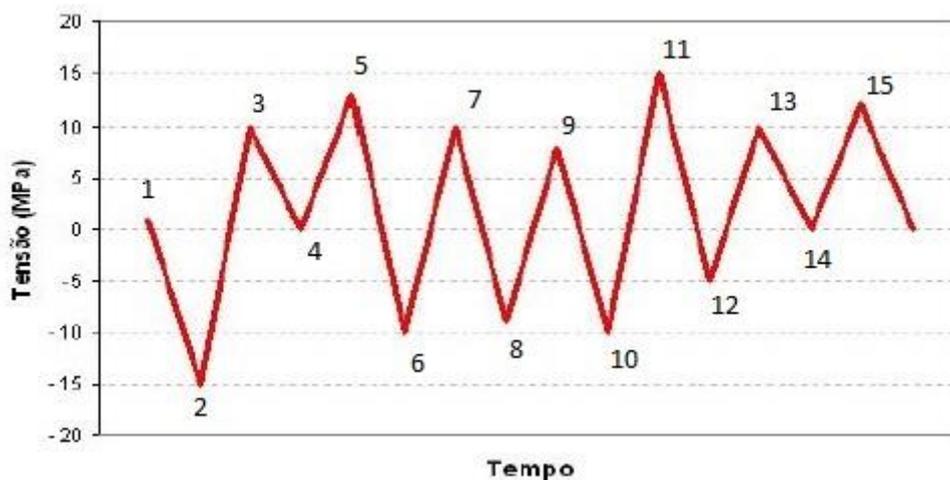
Fonte: Gomes (2006).

O início e fim de cada caminho define as extremidades de meios ciclos, e algumas condições devem ser satisfeitas:

- uma gota escoando-se ao longo de um telhado para se cruzar com uma gota que caia de um telhado acima. Por exemplo, o percurso 6-5' que intersecta o percurso da gota que precipita verticalmente de 5;
- uma gota que cai da ponta de um telhado termina o seu percurso se a gota ao cair passar do lado oposto a um pico de tensão mais positiva do que a tensão do início do percurso em estudo, ou um vale que possui tensão mais negativa do que no início do percurso. Neste contexto a origem é considerada um vale se a tensão se desenvolve numa direção negativa. Por exemplo, o percurso 2-3, que termina em 3 porque o pico 4 é mais positivo que o 2;
- um percurso não é iniciado antes do anterior ter terminado.

Leitão (2014) mostra um exemplo (Figura 2.53) de histórico de tensão e como se determina os ciclos:

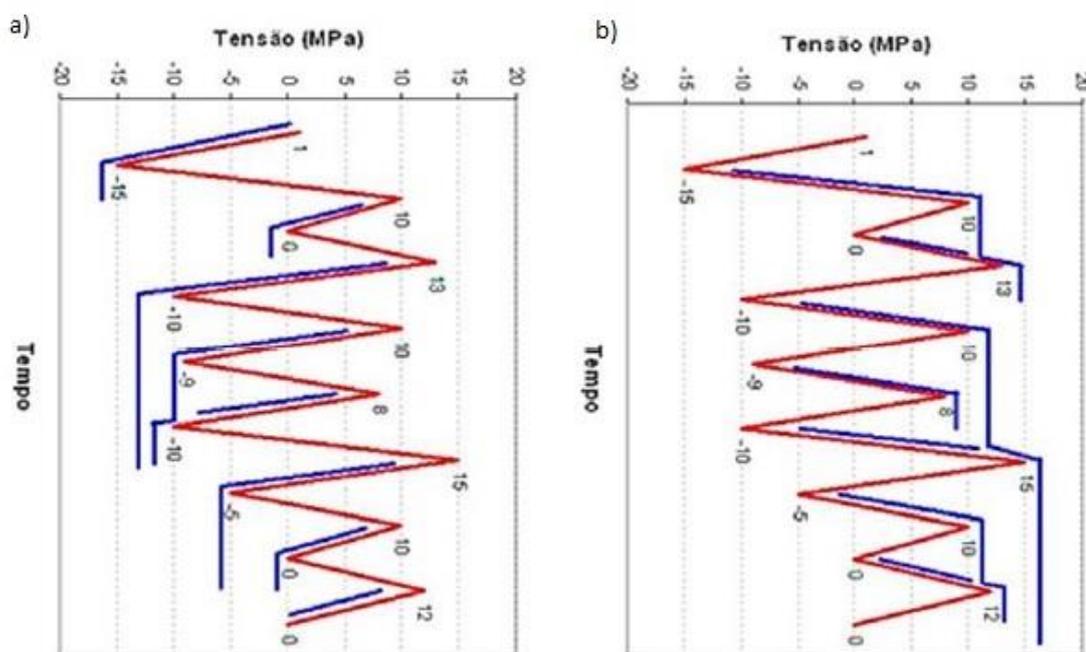
Figura 2.53 - Histórico da variação de tensões



Fonte: Leitão (2014).

A partir das condições que devem ser satisfeitas, são mostrados os meio ciclos de tensão, por meio da Figura 2.54.

Figura 2.54 - Exemplo Método da gota d'agua para picos e vales



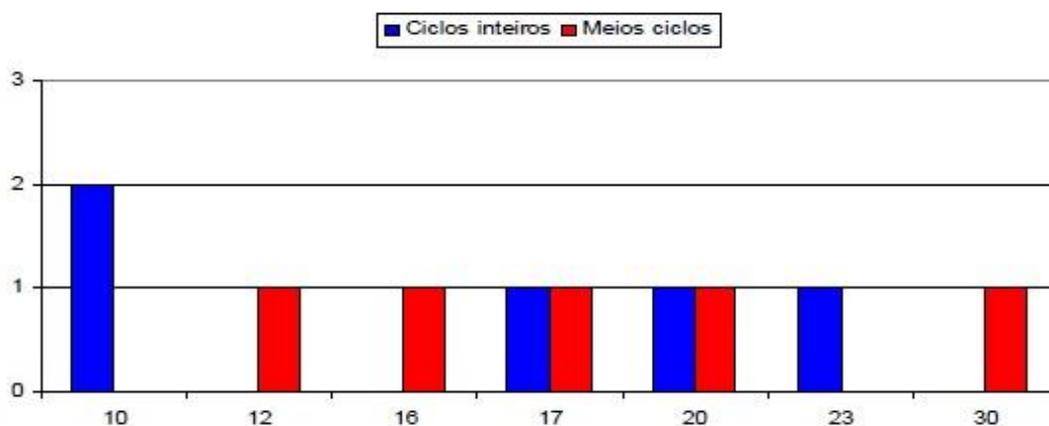
Fonte: Leitão (2014).

Para o caso do histórico ilustrado, com a numeração dos pontos definidos na figura 40, tem-se o seguinte caso para melhor entender a determinação dos meio ciclos: o ponto 1 (onde inicia o trecho) possui tensão mais positiva que o ponto 2 (onde termina o trecho), caracterizando um pico. Observa-se que o próximo pico possui tensão

13MPa (mais positiva que a do início do trecho em estudo), então o meio ciclo termina no ponto 2, como mostrado na figura 41.a). Já do ponto 2 para o 3 há um vale, onde a tensão no próximo vale (0MPa) não é mais negativa que a do vale em estudo (-15MPa), portanto o trecho não termina no ponto 3, conforme a figura 41.b).

Determinando o número de ciclos, monta-se um histograma, dos números de ciclos e tensão, conforme Figura 2.55.

Figura 2.55 - Histograma da contagem dos ciclos



Fonte: Leitão (2014).

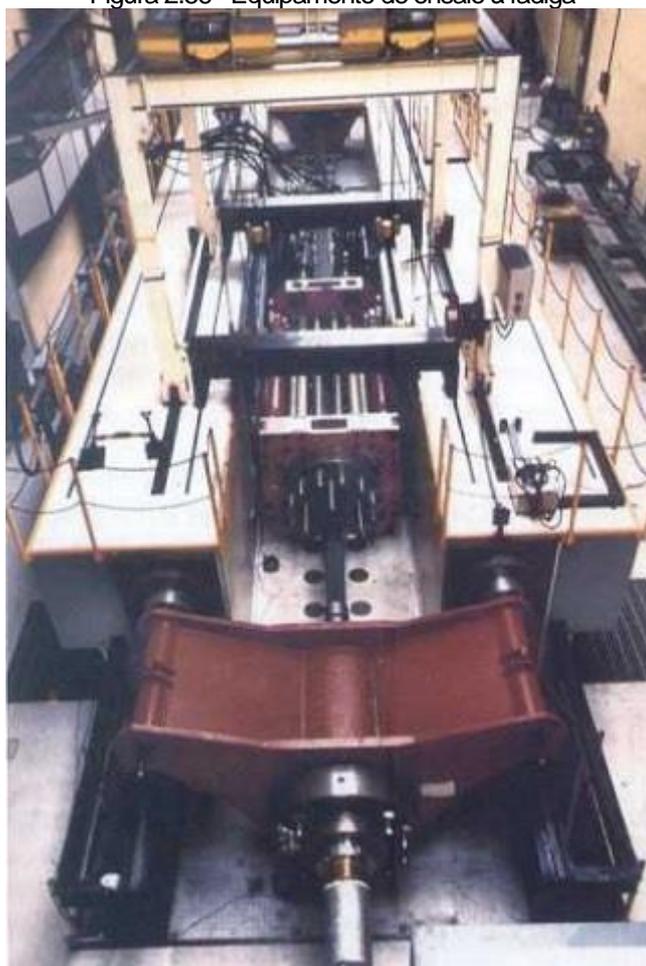
2.4.5 Ensaio de fadiga

Segundo Gomes (2006) os ensaios de fadiga são ainda relativamente recentes, e tem sofrido alguns ajustes para o seu aperfeiçoamento. Serão descritos alguns procedimentos comuns nos ensaios de tirantes.

2.4.5.1 Procedimento

O corpo de prova (tirante) com comprimento maior ou igual a 5 metros, é colocado no banco de ensaio (Figura 2.56) com suas extremidades fixadas e é submetido à 5 a 10 ciclos de carregamento, com as tensões variando entre σ_{max} e $0,5\sigma_{max}$, a fim de estabilizar os componentes do sistema.

Figura 2.56 - Equipamento de ensaio à fadiga



Fonte: Setra (2002)

O corpo de prova é ensaiado com valores de tensão e ângulos de desvio de acordo com a Norma Francesa (NF A 35-035), descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores ensaiados

Categoria de Utilização	Estais
Varição da tensão axial ($\Delta\sigma$)	200 MPa
Varição angular ($\Delta\alpha$)	10 mrad
σ_{max}	$0,45 f_{ptk}$
α_{max}	10 mrad
σ_{min}	$0,45 f_{ptk} - 200 MPa$
α_{min}	0 mrad

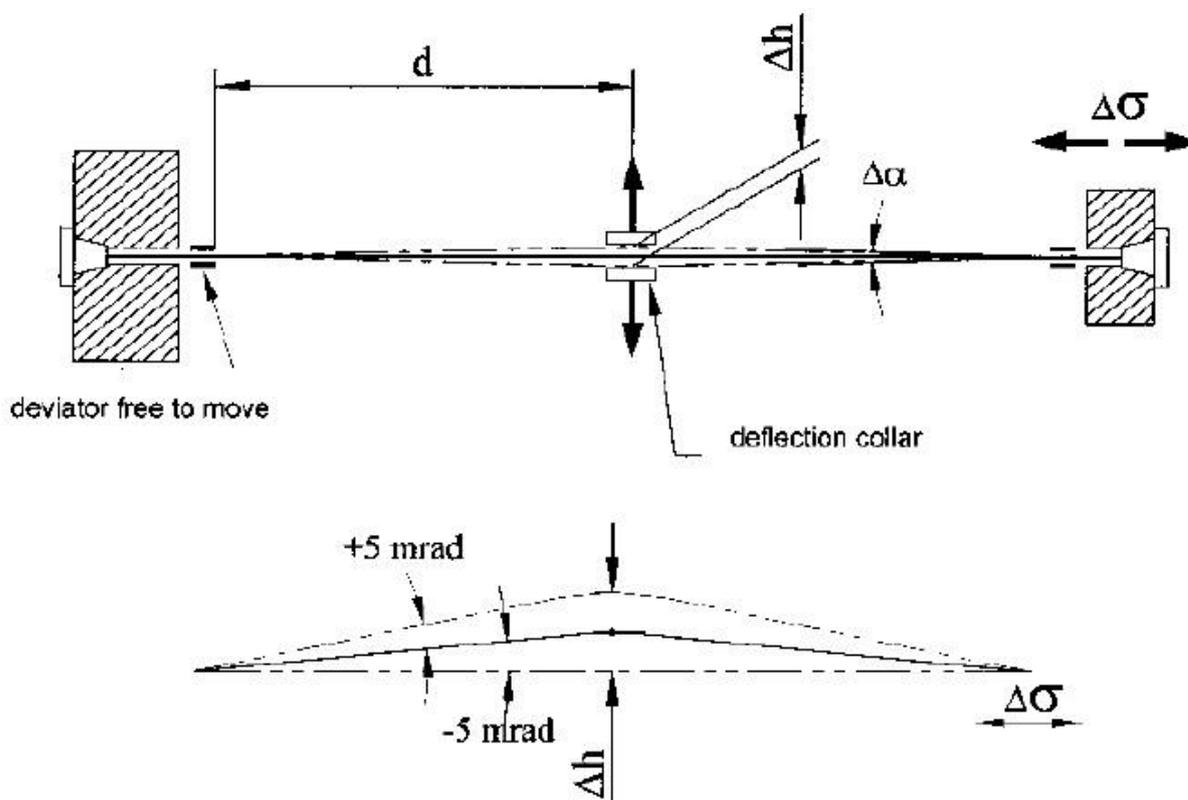
Fonte: Setra (2002).

As tensões axiais aplicadas variam entre σ_{max} e σ_{min} com amplitude de $\Delta\sigma/2$, ao mesmo tempo que o cabo sofre desvios da linha de eixo da ancoragem, entre α_{max} e α_{min} , com amplitude de $\Delta\alpha/2$.

Segundo Setra (2002), as tensões máximas e mínimas devem estar sincronizadas com ângulos máximos de desvio de forma a se obter o pior caso de deformação do estai. Na ausência de um mecanismo de controle dos desvios, a frequência e oscilação angular deve ser um pouco menor do que a frequência da aplicação da tensão, a fim de obter combinações aleatórias de esforço axial e angular. Gomes (2006) comenta que essas variações nas combinações são interessantes, uma vez que em casos reais de carregamento a variação nas tensões axiais não ocorre de maneira constante.

O desvio angular pode ser obtido aplicando um deslocamento transversal no centro do estai, conforme Figura 2.57. Esse deslocamento permite as rotações que ocorrem nas extremidades do tirante.

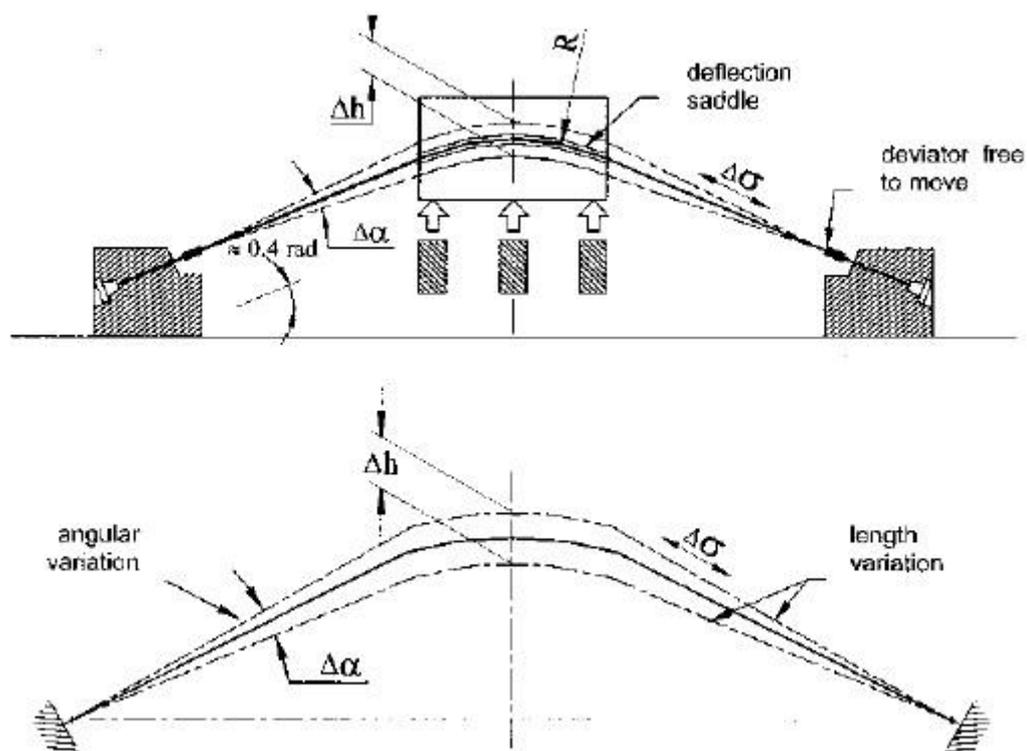
Figura 2.57 - Esquema do teste com a aplicação do deslocamento Δh .



Fonte: Setra (2002)

Outra maneira de realizar o ensaio, é montando o estai com "sela", e introduzir deslocamentos verticais na "sela", o que resulta a aplicação de tensões axiais e desvios angulares, simultaneamente (Figura 2.58).

Figura 2.58 - Esquema do ensaio do estai com "selas"



Fonte: Setra (2002)

Segundo Gomes (2006), os ensaios devem ser monitorados, a fim de detectar o surgimento de fendas ou fissuras nos fios e cordoalhas, isso é possível com o uso de sensores acústicos na ancoragem. A medição do decaimento de tensão, a contagem do número de ciclos, a deformação longitudinal do corpo de prova, e a deformação das ancoragens, também devem ser monitorados.

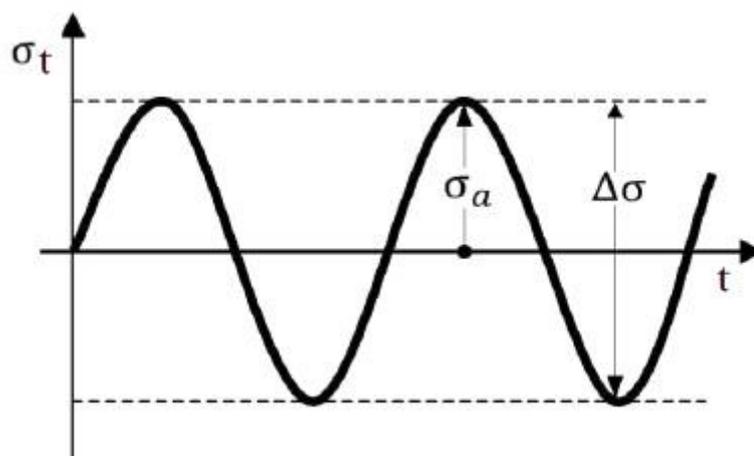
De acordo com o Setra (2002), o ensaio é considerado positivo quando o corpo de prova, após dois milhões de ciclos de tensão axial, não sofrer fissuras em mais de 2% dos fios que constituem o tirante, e, que o comprimento efetivo se estabilize depois de 100.000 ciclos, não variando mais que 5mm até os 2 milhões de ciclos.

2.4.6 Tensões Limites

A análise de fadiga de estruturas suportadas por cabo depende em grande parte dos dados obtidos dos testes de fadiga. O teste clássico de fadiga para fios, cordoalhas e cabos é o teste de tração rotativa. A resistência à fadiga é caracterizada pelo número

de ciclos que produzem a ruptura da amostra para uma faixa de tensão dada $\Delta\sigma$ relacionada à amplitude da tensão σ_a , ilustrado na Figura 2.59.

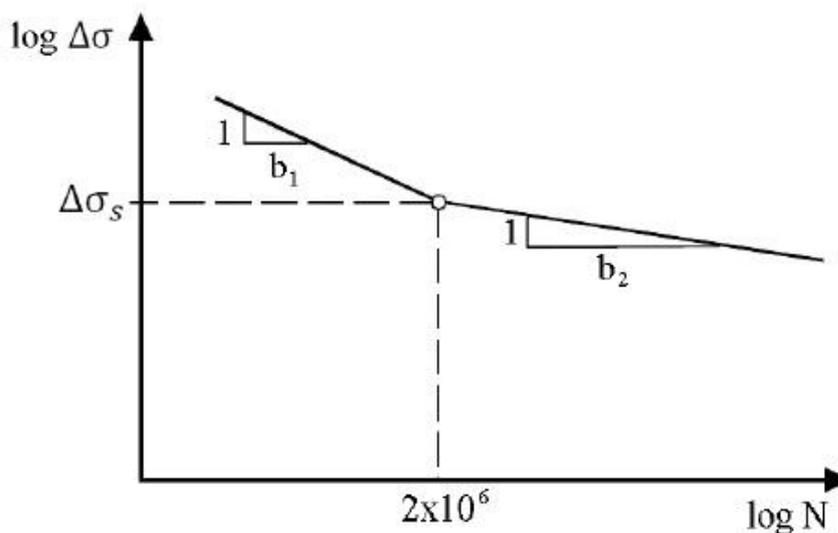
Figura 2.59 - Variação de tensão durante um teste de fadiga



Fonte: Winkler (2014).

Os resultados são apresentados pelo diagrama Wöhler (S-N), que mostra a tensão versus o número de ciclos até a falha. Os dados do teste S-N geralmente são exibidos em um gráfico log-log, com uma linha que representa a média dos dados de vários testes, sendo que as inclinações das retas dependem do material e das condições de teste. O Eurocode 3 (parte 1-11, 2006) fornece a curva de resistência à fadiga para componentes de tensão derivados de testes de fadiga axial em cabos (Figura 2.60).

Figura 2.60 - Curva S-N para tensão axial nos cabos



Fonte: EN 1993, parte 1-11 (2006)

Conforme Paulson (1983, *apud* WINKLER, 2014, pg. 24), os pesquisadores da Universidade do Texas em Austin em seus relatórios técnicos, compararam testes em amostras de cabos de vários fabricantes com testes em uma amostra de fio. Utilizou-se dados de fadiga da literatura e dos testes, que foram combinados para formar um banco de dados de fadiga, posteriormente analisados por meio de técnicas de regressão. Após resumo dos testes de fadiga axial para cabos de sete fios, chegaram na equação (2.18) para determinar a variação de tensão.

$$\log N = 14 - 3,5 \log \Delta \sigma \quad (2.18)$$

Winkler (2014) ainda fez um levantamento em forma de tabela (Tabela 2.2) das recomendações atuais de normas e instituições de pesquisa como, PTI (Post-Tensioning Institute's), FIB (International Federation for Structural Concrete), SETRA e o Eurocode 3 Part 1-11. Todos os resultados são de testes com 2 milhões de ciclos.

Tabela 2.2 - Recomendações normativas obtidas em ensaio para análise à fadiga

Tipo de Recomendação	PTI	FIB	SETRA	EUROCODE
$\Delta \sigma_{fad}$	159 MPa	200MPa	200MPa	160MPa
Varição Angular ($\Delta \alpha$)	10^{-2} rad	10mrad	10mrad	-
$\sigma_{m\acute{a}x}$	$0,45f_{ptk}$	$0,45f_{ptk}$	$0,45f_{ptk}$	$0,45f_{ptk}$
σ_{min}	$0,45f_{ptk}-159$	$0,45f_{ptk}-200$	$0,45f_{ptk}-200$	$0,45f_{ptk}-160$

Fonte: Winkler (2014).

2.4.7 Cálculo de Fadiga pela NBR

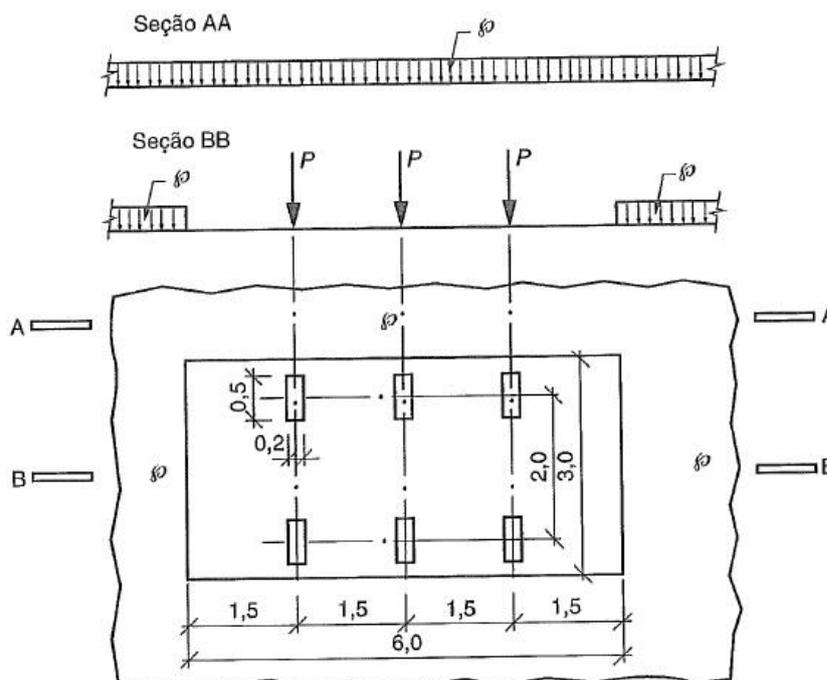
A NBR 6118:2014 estabelece que o cálculo de fadiga deve ser feito baseado em análise elástica e que a verificação deve ser feita considerando uma única intensidade, utilizando combinação frequente das ações, conforme expressão (2.19).

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_2 F_{qjk} \quad (2.19)$$

Porém, para o caso dos estais, não há valores definidos para os coeficiente ψ_1 . Alguns possíveis valores para estes coeficientes, seriam os utilizados para vigas de pontes, que de acordo com NBR 8681:2003, para vãos de 200m é igual a 0,4 e para vãos maiores ou iguais a 300m é igual a 0,3.

De acordo com a NBR 7188:2013 a carga móvel variável, para rodovias, pode ser obtida por meio do veículo tipo padrão TB-450, com seis rodas de 75KN, com três eixos afastados entre si em 1,5m e área de ocupação de 18m², circundado por carga uniformemente distribuídas constantes de 5KN/m², conforme Figura 2.61.

Figura 2.61 - Veículo tipo proposto pela norma brasileira



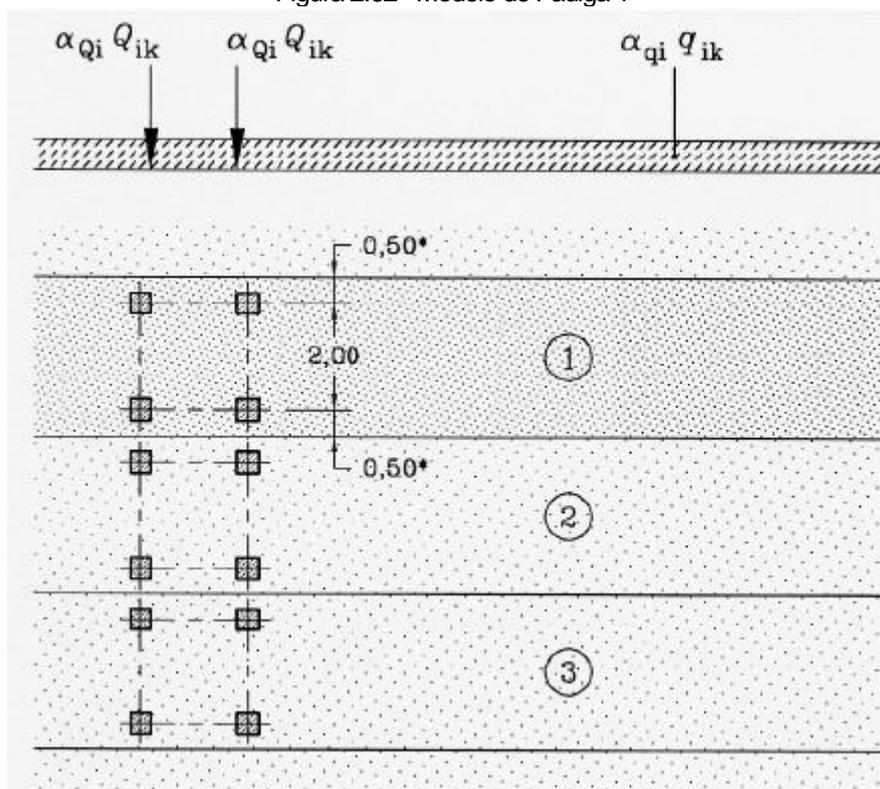
Fonte: ABNT NBR 7188:2013

2.4.8 Cálculo da Fadiga pelo Eurocode

O Eurocode 1 parte 2 (2003) especifica modelos de carregamento para verificar os problemas de fadiga, são os *Fatigue Load Models* (FLM).

O Modelo de Fadiga 1 (FLM1) tem configurações geométricas iguais ao Modelo de Carga 1, utilizando para avaliar o estado limite último e de serviço. Este modelo consiste em cargas distribuídas e concentradas distribuídas em vias, com distância longitudinal entre eixos igual a 1,2 metros, conforme Figura 2.62.

Figura 2.62 - Modelo de Fadiga 1



Fonte: Eurocode 1 parte 2 , 2003

As cargas concentradas Q_{ik} , devem ser multiplicadas por um fator de redução α_{Qi} e distribuídas q_{ik} por um fator de redução α_{qi} , para o caso de fadiga esses valores são desses coeficientes são de 0,7 e 0,3, respectivamente. As cargas em cada via são definidas de acordo com Tabela 2.3, e os resultados obtidos com este modelo são mais conservadores.

Tabela 2.3 – Valores das cargas para FLM1

Localização	Veículo Tipo	Carga de Multidão
	Cargas concentradas por eixo Q_{ik} (kN)	Cargas distribuídas q_{ik} (kN/m ²)
Via Número 1	300	9
Via Número 2	200	2,5
Via Número 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Vias restantes	0	2,5

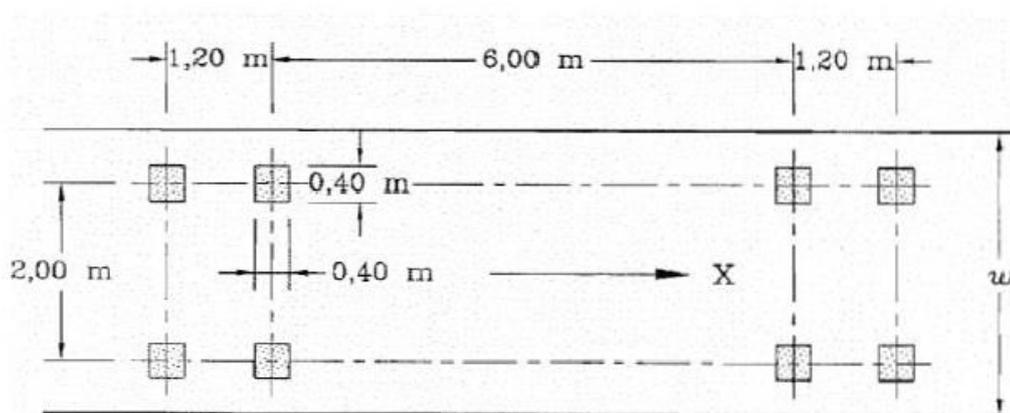
Fonte: Eurocode 1 parte 2, adaptado (2003)

O Modelo de Fadiga 2 (FLM2) consiste num conjunto de caminhões frequentes.

O Modelo da Fadiga 3 (FLM3) é constituído por 4 eixos, cujo espaçamento longitudinal entre eles segue a sequência 1.20 - 6.00 - 1.20 metros. Cada eixo é constituído por duas rodas iguais de superfície de contato quadrada com 0,40 metros de lado e a carga aplicada por cada eixo é de 120 kN (ou seja, 60 kN por roda), ilustrado na Figura 2.63.

De acordo com Almeida (2013), por se tratar de um modelo simplificado, o FML3 é amplamente utilizado.

Figura 2.63 - Modelo veículo tipo para fadiga (FLM3)



Fonte: EUROCODE 1 (2003).

O Modelo de Fadiga 4 (FLM4), consiste num conjunto de caminhões padrão, que produzem efeitos equivalentes ao tráfego normal.

O Modelo de Fadiga 5 (FLM5) é determinado a partir de dados de tráfego registrado, utilizando informações do tráfego de uma localidade específica onde a ponte estará localizada.

O EUROCODE 2 parte 1 (2004) define que, para a avaliação de fadiga, deve ser realizada a combinação das ações considerando valores característicos para ações permanentes, valor frequente para ação variável principal, valores quase-permanentes para o restante das ações variáveis e valor característico para a carga que provoca a fadiga, conforme equação (2.20).

$$E_d = \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (2.20)$$

Em que:

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$ são correspondentes às ações permanentes

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ é a ação referente à ação variável principal com fator para combinação frequente

$\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ é a parcela referente às cargas variáveis restantes, com fator para ação quase-permanente

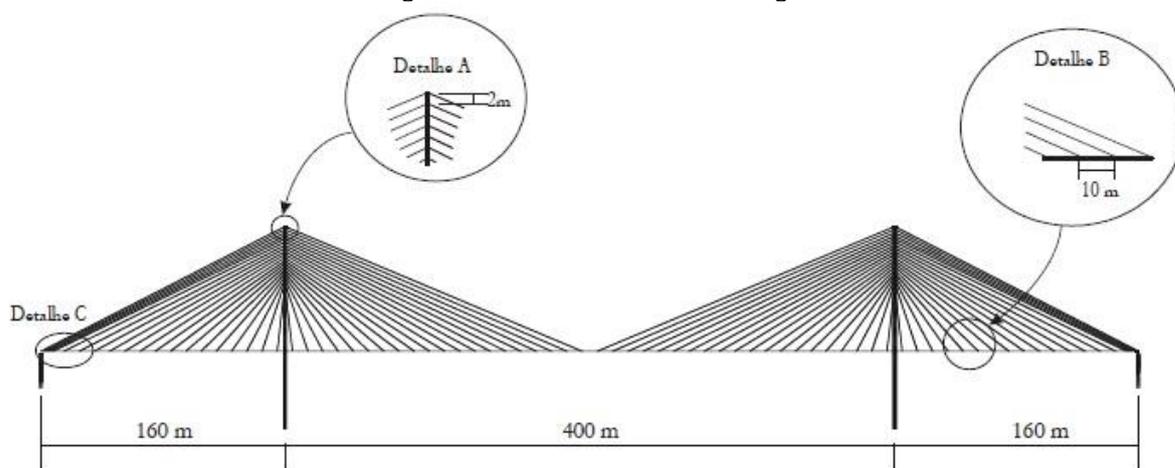
Q_{fat} é a carga característica de fadiga

2.5 Estado da arte

2.5.1 Trabalhos que inspiraram o tema

Torneri (2002) realizou uma análise simplificada à fadiga, no software ADINA, onde foi desprezado o efeito do veículo tipo, e foi utilizada somente a carga uniformemente distribuída. Com a falta do coeficiente ψ_1 para o caso de avaliação da fadiga dos estais, a autora atribuiu o valor de 0,5 e 0,4, de acordo com a extensão da linha de influência carregada para obtenção do máximo e mínimo esforço normal no estai. O modelo utilizado foi um com configuração em semi-harpa, com o vão lateral correspondente a 40% do vão central, conforme Figura 2.64. Os estais na região próxima aos apoios espaçados a 2 m foram considerados como cabos de ancoragem, e os demais estais foram espaçados a 10 metros.

Figura 2.64 - Modelo analisado à fadiga



Fonte: Torneri (2002)

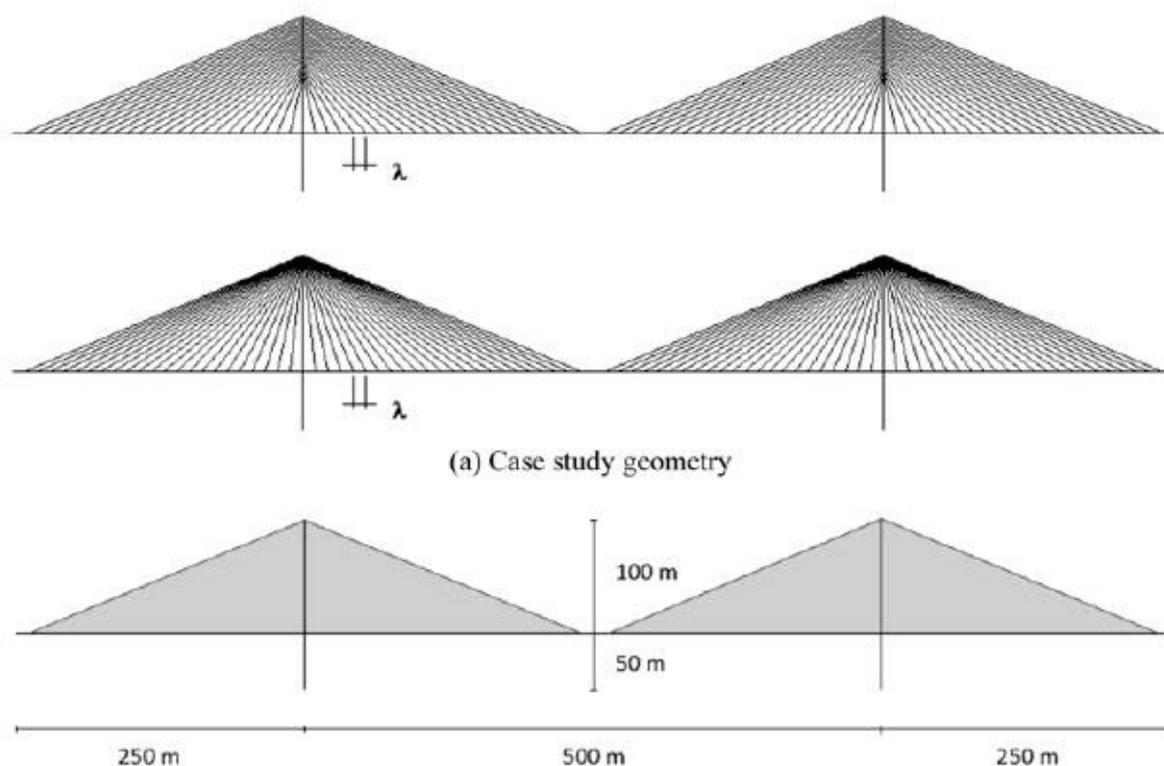
Na sua análise a flutuação de tensão limite utilizada foi de 125 MPa, com a tensão máxima no aço de $0,45 f_{ptk}$ e a tensão mínima, devido à falta de informações no meio técnico, foi considerada como $0,15 f_{ptk}$.

A autora verificou que os estais extremos não tiveram o limite de flutuação de tensão atendidos, e alguns também não atenderam o da máxima tensão admissível. Para tentar resolver o problema a área dos estais foram multiplicadas pela relação $\Delta\sigma_{CF}/125$, porém, devido ao alto grau de hiperestaticidade do sistema, alterar a área de alguns estais modifica a distribuição de tensão no sentido desfavorável.

Torneri (2002) ainda tentou modificar o nível de protensão inicial, porém, com a falta de critérios no meio técnico e com a utilização de alguns valores estipulados não foi possível atender todos os critérios considerados. Mas foi possível identificar um comportamento inicial do sistema, e como se altera a distribuição das tensões, quando se modifica alguns parâmetros.

Pipinato (2012) realizou um estudo comparativo à fadiga entre os sistemas de leque e o sistema semi-harpa (Figura 2.65). A ponte do modelo utilizado possui 2 planos de cabos com simetria na longitudinal e na transversal, 1000 m de comprimento e 27 metros de largura.

Figura 2.65 - Modelos em leque e semi-harpa utilizado por Pipinato

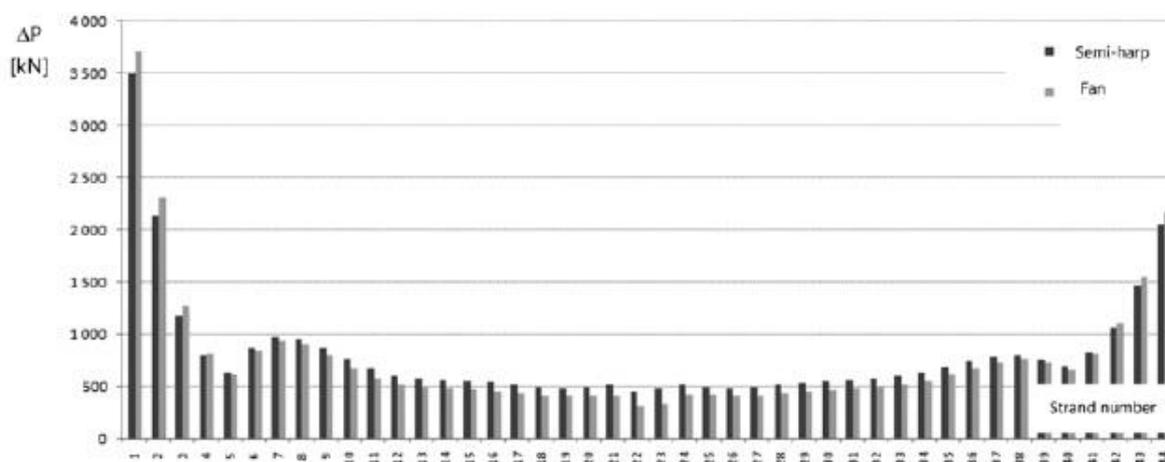


Fonte: Pipinato (2012).

As análises comparativas, utilizando o *MIDASoft*, foram feitas variando o espaçamento dos cabos (λ) em 10,87 m, 8,93 m e 7,58 metros. Para a análise à fadiga foi utilizado o modelo de veículo tipo proposto pelo Eurocode 1 parte 2, com o limite de flutuação de tensão apresentado no Eurocode 1 parte 11 de 160 MPa.

Em sua análise, Pipinato (2012) concluiu que comparação com os 2 sistemas, o sistema em leque tem maiores flutuações de tensão nos cabos extremos que no sistema em semi-harpa. Já no sistema em semi-harpa, as variações de tensões são maiores nos cabos internos, quando comparado com o sistema em leque. Apesar dessa comparação, pode-se identificar que os cabos mais extremos são os que possuem as flutuações de tensões mais elevadas, conforme Figura 2.66. E o autor pôde observar ainda que, alterando o espaçamento dos cabos e a vinculação do tabuleiro, as condições comparadas permaneceram praticamente inalteradas.

Figura 2.66 - Comparação da flutuação de tensão do sistema em leque e do sistema em semi-harpa



Fonte: Pipinato (2012).

2.5.2 Outros estudos sobre fadiga

Lan (2009) realizou testes experimentais em um cabo com sinais de corrosão de uma ponte estaiada. Nos testes foi simulado o carregamento de fadiga para verificar a produção e propagação de fissuras. A avaliação do dano foi feita por meio da utilização de sensores piezoelétricos que detectaram a formação de fissuras ou rachaduras durante os testes. Pode-se verificar que a vida útil à fadiga reduziu drasticamente nos cabos analisados.

Tang (2010) realça a importância de entender o problema da fratura por fadiga para que metodologias de inspeção e manutenção dos estais possam ser desenvolvidas. Com o aumento do fluxo de tráfego os problemas estruturais por fadiga se tornam cada vez mais importantes de serem verificados.

Esse autor estudou a propagação das fissuras por fadiga, sendo feito primeiro a detecção de defeitos microscópicos chamados de fonte de fadiga. Depois realizou cálculos numéricos para determinar o comportamento da propagação das fissuras, concluindo que a fratura de fadiga dos fios de aço exibe uma característica frágil.

Jun (2014) analisou o tirante de vários modelos de pontes, como pontes com arco superior, pontes pênséis e pontes estaiadas. Primeiro, o autor realizou um levantamento de várias pontes construídas, para modelagem em elementos finitos.

Depois, a carga real de tráfego foi obtida a partir de dados de uma rodovia, a fim de utilizar esses valores em software e obter um histórico de fadiga nos elementos (cabo).

Em seu comparativo, determinou a linha de influência dos tirantes em cada caso de ponte, e concluiu que quando a extensão da linha de influência do elemento é curta, ocorre mais ciclos de carga em um mesmo intervalo de tempo e existe um risco maior de danos por fadiga, como é o caso dos tirantes de pontes em arco.

Maljaars (2014) apresenta um método de avaliação de falha de cabos com fios fraturados. Seu estudo foi realizado nos fios que constituíam os cabos da Ponte Ewijk, esses cabos tinham defeitos iniciais causados no processo de laminação. Apesar do carregamento moderado as fissuras por fadiga começaram a crescer por causa dos defeitos, até que a fratura ocorreu.

Um modelo probabilístico, baseado na mecânica de fratura, foi construído para avaliar a resistência do cabo. A confiabilidade calculada para os estais foi muito inferior ao valor alvo, de modo que as medidas realmente precisavam ser tomadas.

3 METODOLOGIA

Com intuito de avaliar a variação de tensão nos estais, foram desenvolvidos modelos utilizando o método dos elementos finitos através software comercial *ANSYS 17.0*. Utilizando a linguagem APDL do software, foi desenvolvida uma rotina para criação da geometria da ponte, atribuição das propriedades dos elementos e geração de malha, assim como um pré-dimensionamento dos estais e extração dos resultados. O coeficiente redutor (ψ_1) foi estimado a partir de um estudo comparativo.

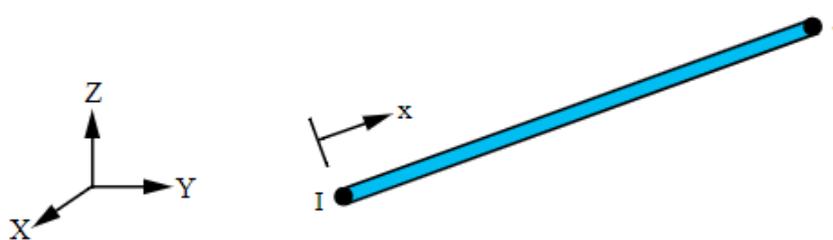
3.1 ELEMENTOS UTILIZADOS NA MODELAGEM

A modelagem no *ANSYS* foi realizada utilizando elementos de treliça, barra e elemento de placa, considerando os materiais como elástico-lineares. Foi considerada a não linearidade geométrica nos modelos.

3.1.1 LINK180

O LINK180 é um elemento 3D que pode ser aplicado em diversas situações da engenharia, como na modelagem de barras de treliça, cabos, molas, entre outros elementos em estado uniaxial de tensão, uma vez que nenhum tipo de flexão é considerado. O elemento possui 3 graus de liberdade por nó: deslocamentos nas direções x, y e z. A geometria, os locais dos nós e o sistema de coordenadas para este elemento são mostrados na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Elemento LINK180



Fonte: ANSYS v. 17.0

O LINK180 oferece opções de compressão e tração, somente tração e somente para compressão. Ainda é possível impor um estado inicial de tensão ou de deformação.

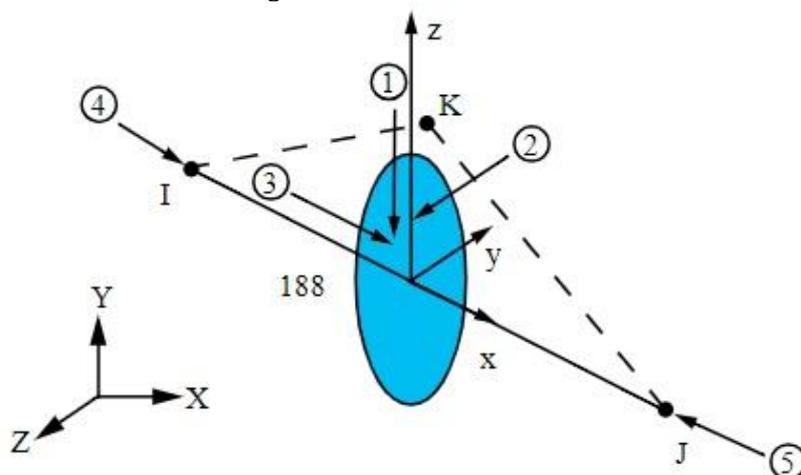
3.1.2 BEAM188

O BEAM188 é adequado para analisar estruturas de vigas esbeltas e moderadamente esbeltas. O elemento é formulado com base na Teoria de Vigas de Timoshenko, que inclui efeitos de deformação por cisalhamento.

É um elemento linear, quadrático ou cúbico de dois nós em 3D. Possui seis graus de liberdade por nó, com deslocamentos e rotações nas direções x, y e z, sendo opcional inserir um sétimo grau de liberdade, onde a distorção é considerada. É adequado a aplicações lineares e não lineares.

A geometria, o posicionamento dos nós, o sistema de coordenadas e as direções das tensões para este elemento são mostrados na Figura 3.2. BEAM188 é definido pelos nós I e J no sistema de coordenadas global. O nó K é uma maneira de definir a orientação do elemento.

Figura 3.2 – Elemento BEAM188



Fonte: ANSYS v. 17.0

3.1.3 SHELL181

O SHELL181 é adequado para analisar estruturas de casca finas a moderadamente espessas. É um elemento de quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x , y e z e rotações nos eixos x , y e z . É adequado para aplicações lineares, de rotação grande e/ou não lineares de grande tensão. A Figura 3.3 mostra a geometria, o posicionamento dos nós e o sistema de coordenadas do elemento. O elemento é definido por quatro nós (I, J, K e L).

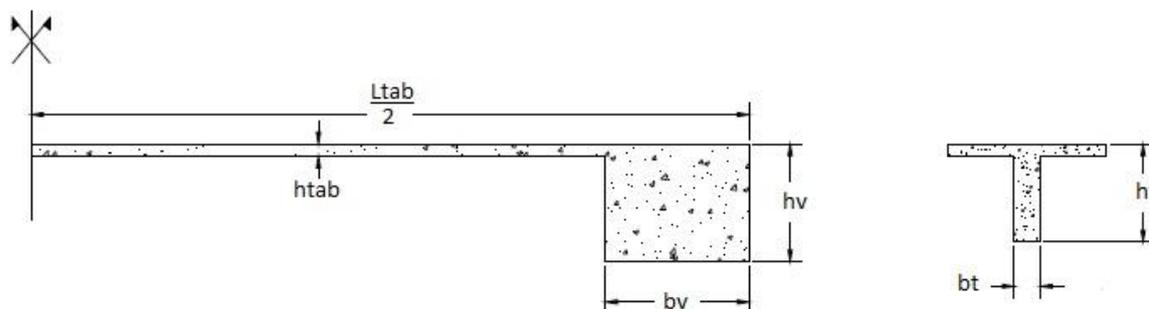
Figura 3.4 - Especificações das cordoalhas para Pontes Estaiadas

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento total min. após ruptura (%)
Cordoalhas de 7 fios CP 190, cor preta							
Cord. CP 177 RB 12,70*	12,7	101	99	900	171	154	
Cord. CP 177 RB 15,70	15,7	150	147	1.290	261	230	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.290	279	246	

Fonte: Catálogo Técnico Arcelor Mittal (2015)

As pontes modeladas possuem sua seção transversal composta por duas vigas e a laje do tabuleiro (Figura 3.5) e foram dispostas transversinas a cada 5,0 metros. O mastro é formado por duas torres, com vigas de travamento com dimensões de 2,0x2,5 metros, a 4 metros abaixo do topo do mastro. As vigas, transversinas e mastros foram representados, no ANSYS, pelo elemento BEAM188 e a laje do tabuleiro pelo elemento SHELL181.

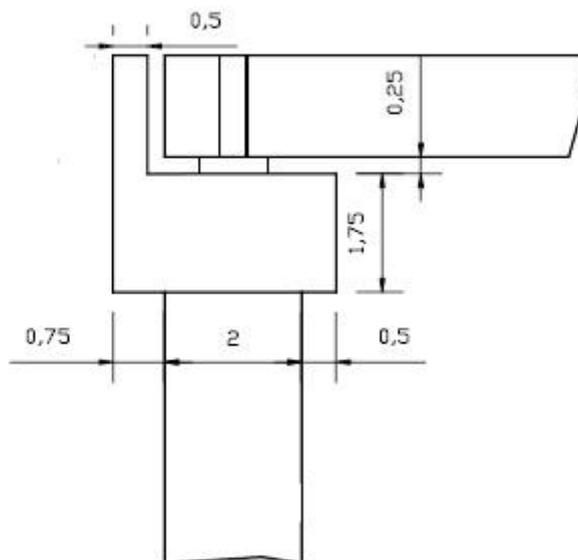
Figura 3.5 - Seção do tabuleiro e das transversinas



Fonte: Ytza (2009), adaptado.

Os encontros foram modelados com elemento BEAM 188, com as dimensões definidas na Figura 3.6.

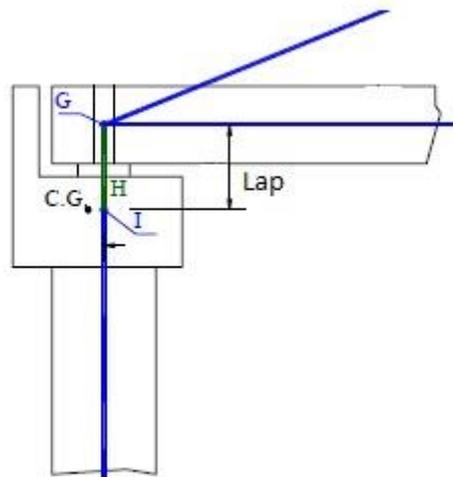
Figura 3.6 - Detalhe dos Encontros, dimensões em metros.



Fonte: Torneri (2002), adaptado.

As vinculações longitudinal e transversal entre o tabuleiro e os encontros foram definidas da seguinte forma: em um plano de cabos foram considerados os apoios móveis; e no outro plano de cabo os apoios fixos transversalmente. Segundo Torneri (2002) essa consideração de vinculação oferece algumas vantagens, como a redução dos momentos fletores das torres e redução dos momentos fletores nas fundações. Os aparelhos de apoio, definidos pela barra H (Figura 3.7) foram modelados com o elemento LINK180, considerando a extremidade superior do elemento, com as translações, transversal e longitudinal, permitidas, quando apoio móvel; e a translação transversal impedida e a longitudinal permitida, quando o apoio é fixo transversalmente. O aparelho de apoio considerado possui módulo de elasticidade igual a 3 MPa. O comprimento do elemento (L_{ap}) é definido de acordo com a Figura 3.7.

Figura 3.7 – Aparelho de apoio (H)



Fonte: Tomeri (2002), adaptado.

A área dos aparelhos de apoio foi determinada considerando que a rigidez axial do aparelho de apoio calculada com as dimensões do catálogo (K_c) é igual a rigidez axial do modelo (K_{ap}).

$$K_c = K_{ap} \quad (3.1)$$

Como:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (3.2)$$

A área utilizada no modelo (A_{ap}) será determinada com a equação (3.3).

$$A_{ap} = \frac{L_{ap}A_c}{L_c} \quad (3.3)$$

Em que:

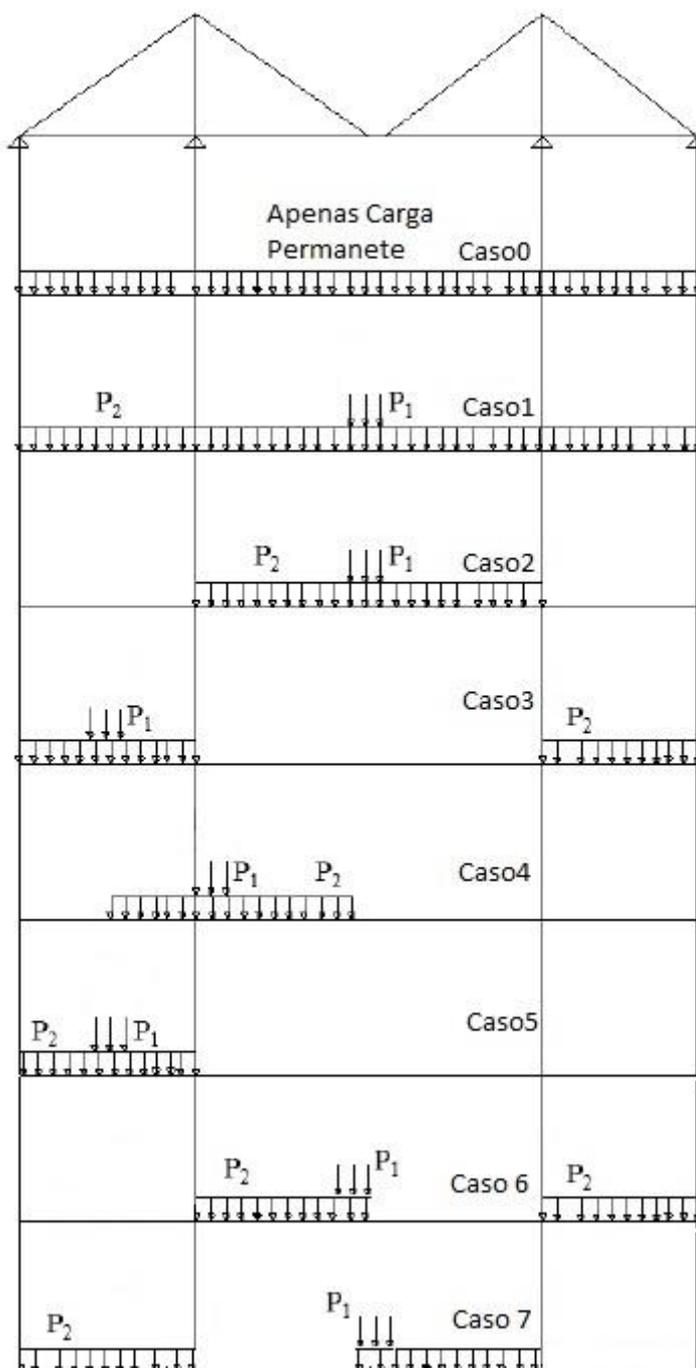
A_c área do aparelho de apoio no catálogo

L_c altura do aparelho de apoio no catálogo

Os mastros foram considerados engastados na base.

Para determinar a variação de tensão nos cabos, os carregamentos foram posicionados conforme indicados na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Casos de carregamento



Fonte: Ali, Katsuchi e Yamada (2018), adaptado

3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para o estudo paramétrico foi realizado o pré-dimensionamento dos principais elementos da estrutura: mastro, tabuleiro e estais.

3.3.1 Estais

O pré-dimensionamento dos estais foi realizado utilizando o Método do Tabuleiro Articulado (MTA). Este método consiste em considerar que cada estai é responsável por suportar os esforços contidos em uma largura de influência, considerando metade do espaçamento dos estais para cada um dos lados. Para o pré-dimensionamento foram utilizados os seguintes carregamentos:

- Peso próprio, com as dimensões conforme Figura 3.5 (g_1)

$$g_1 = \gamma_{conc} [(2 \cdot h_v b_v) + h_{tab} \cdot (L_{tab} - 2 \cdot b_v)] \quad (3.4)$$

- Pavimento, considerando leito carroçável igual a $(L_{tab} - 2 \cdot b_v)$, espessura de 10cm com γ_{pav} igual a 24 kN/m³ (g_2)

$$g_2 = \gamma_{pav} [h_{pav} (L_{tab} - 2 \cdot b_v)] \quad (3.5)$$

- Dois guarda-rodas com peso de aproximadamente 20 kN/m (g_R)

$$g_R = 40 \quad (3.6)$$

- Duas transversinas , com as dimensões conforme Figura 3.5 (g_T)

$$g_T = 2 \cdot \gamma_{conc} [h_t b_t \cdot (L_{tab} - 2 \cdot b_v)] \quad (3.7)$$

- A sobrecarga de multidão de 5KN/m², aplicada no leito carroçável

$$p = 5 \cdot (L_{tab} - 2 \cdot b_v) \quad (3.8)$$

OBS: O coeficiente de impacto que, conforme NBR 7188:2013, deve ser utilizado para pontes até 200 metros, foi considerado igual a 1,0 em todos os modelos, uma vez que o menor vão analisado é de 200 metros e, após algumas análises preliminares, concluiu-se que este coeficiente é pouco significativo.

- Foi utilizada a carga de multidão na projeção do veículo de tipo, com a finalidade de facilitar os cálculos. Desta forma a carga das rodas do veículo tipo, para carga móvel rodoviária padrão TB-450, foi reduzida (trem tipo homogeneizado).

$$P = 450 - (5.6.3) = 360 \text{ kN}$$

A carga total que solicita um estai (P_{total}) foi calculada conforme equação (3.9).

$$P_{total} = \frac{g_1 + g_2 + g_R + g_T + p}{2} + P \quad (3.9)$$

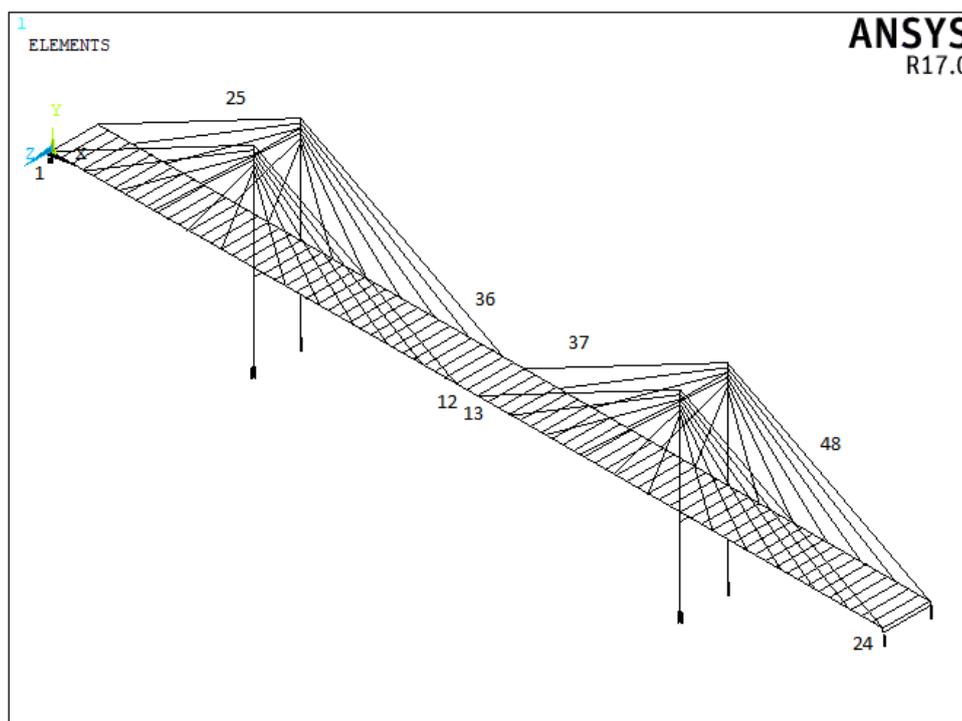
A carga devida às ações permanentes (g) foi determinado com a equação (3.10).

$$g = \frac{g_1 + g_2 + g_R + g_T}{2} \quad (3.10)$$

A força de protensão foi introduzida como um estado inicial de deformação. Foram calculadas de acordo com as equações de pré-dimensionamento apresentadas no item 2.3.4 deste trabalho.

Os estais foram enumerados da esquerda para direita, iniciando pelo 1º plano de cabos e depois numerando o 2º plano de cabos, conforme Figura 3.9.

Figura 3.9 - Exemplo da numeração para uma ponte com 24 cabos em cada plano



Fonte: Ansys R17.0

3.3.2 Mastros

Conforme Godinho (2014), quando se dimensiona uma ponte estaiada, os elementos estruturais - tirantes (cabos), mastro e tabuleiro - estão estritamente inter-relacionados. A rigidez das torres é dependente da rigidez do tabuleiro, e da distribuição longitudinal e transversal dos estais. Já a altura das torres tem influência na intensidade das componentes horizontais dos estais que nela incidem. Neste trabalho adotou-se altura, acima do tabuleiro, igual a 25% do vão central. Com base nos trabalhos de Torneri (2002), Ytza (2009), Pipinato *et al.* (2012) e Khairussaleh (2016) que utilizam, em seus modelos, valores entre 25 e 55 metros para altura do pilar abaixo do tabuleiro, utilizou-se para este trabalho uma altura de 40 metros.

Segundo Gimsing e Georgakis (2012), a carga mais importante para o dimensionamento das torres é o esforço axial oriundo das componentes verticais das forças nos cabos. Os momentos fletores mais relevantes são os na direção longitudinal, quando o tabuleiro está submetido a carregamento assimétrico. Desta forma estimou-se o esforço axial nos mastros de acordo com a equação (3.11).

$$N_{mastro} = 1,5 n_{cabos} P_{total} \quad (3.11)$$

Em que n_{cabos} é o número de cabos que chegam no mastro. E o coeficiente 1,5 foi utilizando, a fim de representar esforços de flexão do mastro.

Conforme discutido o comportamento do mastro no item 2.3.6, e de acordo com os vínculos adotados nos aparelhos de apoio, o comprimento de flambagem (L_e) na direção transversal deve ser considerado igual h , e na direção longitudinal igual a $2h$. Conforme sugerido por Godinho (2014) o pré-dimensionamento dos mastros baseou-se em dois parâmetros: carga crítica de flambagem de Euler (P_{cr}), conforme equação (3.12) e influência da rigidez dos mastros no deslocamento vertical do tabuleiro.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (3.12)$$

Em que E é o módulo de elasticidade e I o momento de inércia.

Considerando então que $P_{cr} = N_{mastro}$, e conhecendo os comprimentos de flambagem do mastro, é possível determinar o momento de Inércia na direção transversal (3.13) e longitudinal (3.14).

$$I_{trans} = \frac{N_{mastro}(h)^2}{\pi^2 E} \quad (3.13)$$

$$I_{long} = \frac{N_{mastro}(2h)^2}{\pi^2 E} \quad (3.14)$$

Adotando seção retangular, é possível estimar as dimensões do mastro.

$$a = \left(\frac{144 \cdot I_{long}^3}{I_{trans}} \right)^{\frac{1}{8}} \quad (3.15)$$

$$b = \left(\frac{144 \cdot I_{trans}^3}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{8}} \quad (3.16)$$

Em que a é a dimensão na direção longitudinal e b na direção transversal.

Conforme Hwang, Kim e Park (2018), o *Korean Bridge Design Code* define o deslocamento vertical limite do tabuleiro para pontes penseis, pontes estaiadas e outras pontes como, $L/350$, $L/400$ e $L/600$, respectivamente. De acordo com o manual de projetos N400 (2015) da Noruega a flecha negativa ou positiva tem limite de $L/350$ e deve ser analisada utilizando combinação frequente das ações, considerando apenas a carga de tráfego. O limite de $L/350$ foi o adotado neste trabalho.

3.3.2 Longarinas e Transversinas

Com base nos trabalhos de Torneri (2002) e Ytza (2009), adotou-se como critério de pré-dimensionamento, a altura das longarinas sendo fixadas em 15% do espaçamento dos estais, e a base em 10% da largura do tabuleiro.

Para as transversinas, adotou-se sua altura como 15 centímetros menor que a das longarinas, e sua largura como aproximadamente 30% da sua altura.

4 RESULTADOS

Para melhor entendimento dos resultados utilizou-se legendas conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Legenda para os resultados

Legenda para os resultados	
Vão lateral igual a 50% do vão central	VLVC50
Vão lateral igual a 40% do vão central	VLVC40
Vão lateral igual a 30% do vão central	VLVC30
Vão lateral igual a 20% do vão central	VLVC20
Casos de carregamento	CC-CASO ¹

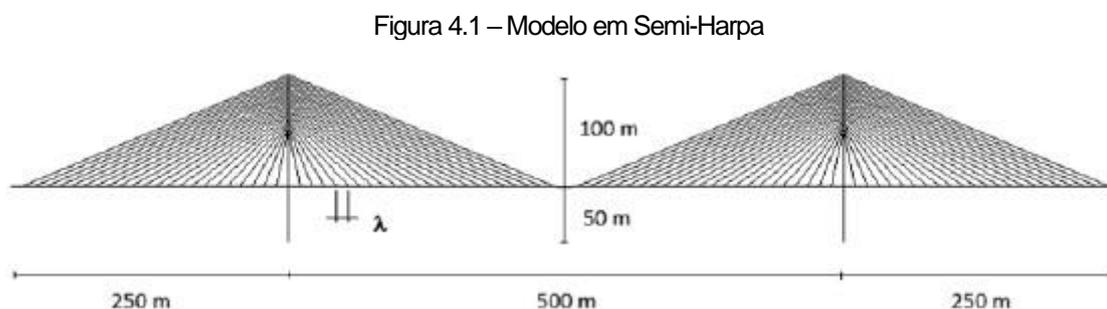
¹ Numeração do caso de carregamento conforme Figura 3.8

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.1 ESTIMATIVA DO FATOR DE REDUÇÃO ψ_1

Para estimar o fator de redução ψ_1 , com o qual se determina o valor frequente das ações, foi realizado um estudo comparativo a partir de resultados obtidos no trabalho de Pipinato *et al.* (2012).

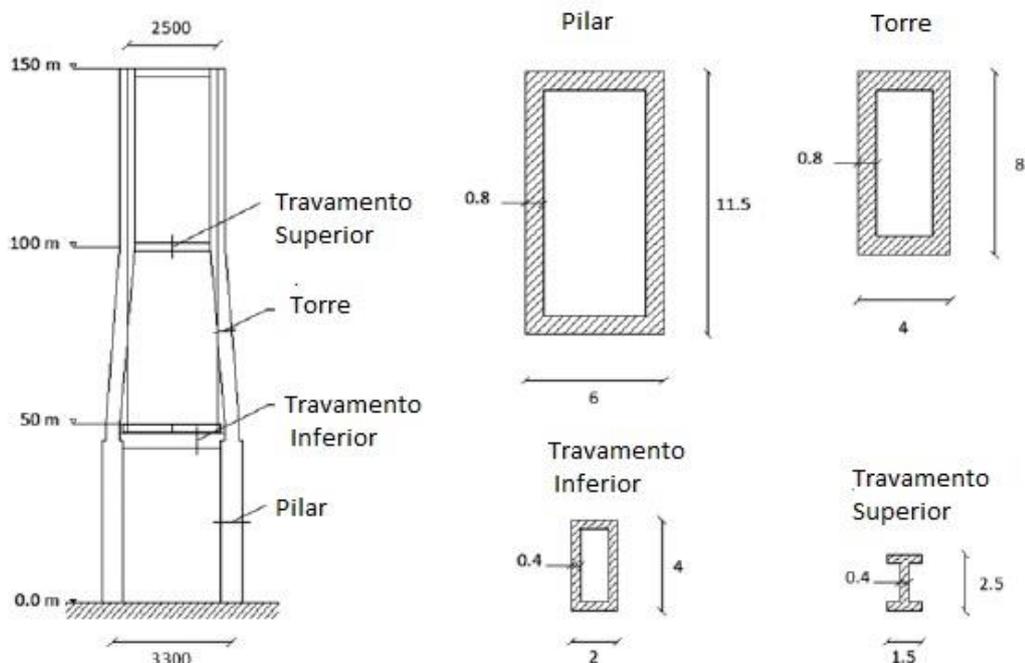
O referido autor realizou um estudo de caso em uma ponte estaiada em semi-harpa (Figura 4.1). A ponte é composta por 44 estais por mastro, espaçados a cada 10.87 m (λ), e cada estai possui 20 cm de diâmetro e é constituído de aço com tensão de ruptura igual 1570 MPa.



Fonte: Pipinato *et al.* (2012), adaptado.

Os mastros são em concreto armado, C30, com seção indicada na Figura 4.2.

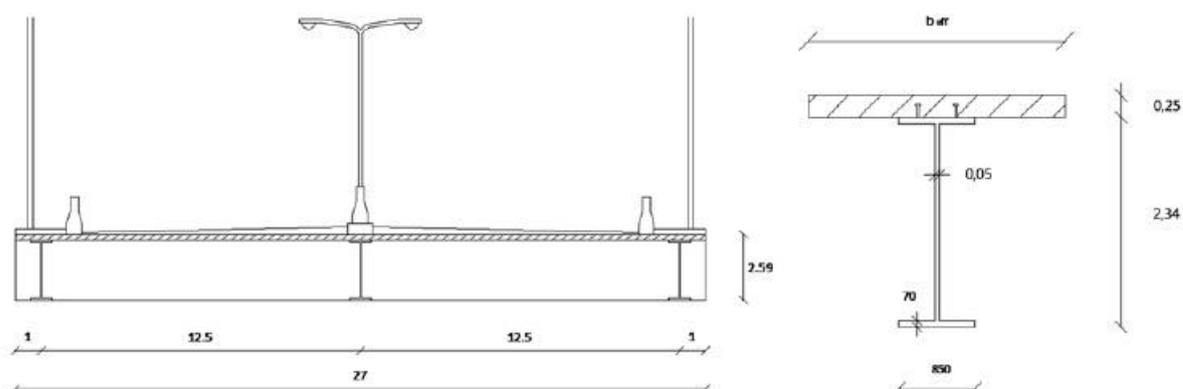
Figura 4.2 - Seção do mastro



Fonte: Pipinato *et al.* (2012).

O tabuleiro é composto por uma seção mista de três vigas metálicas, sendo o aço com tensão de ruptura igual a 510 MPa e tensão de escoamento igual a 355 MPa e laje em concreto C30, com as dimensões indicadas na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Seção do tabuleiro

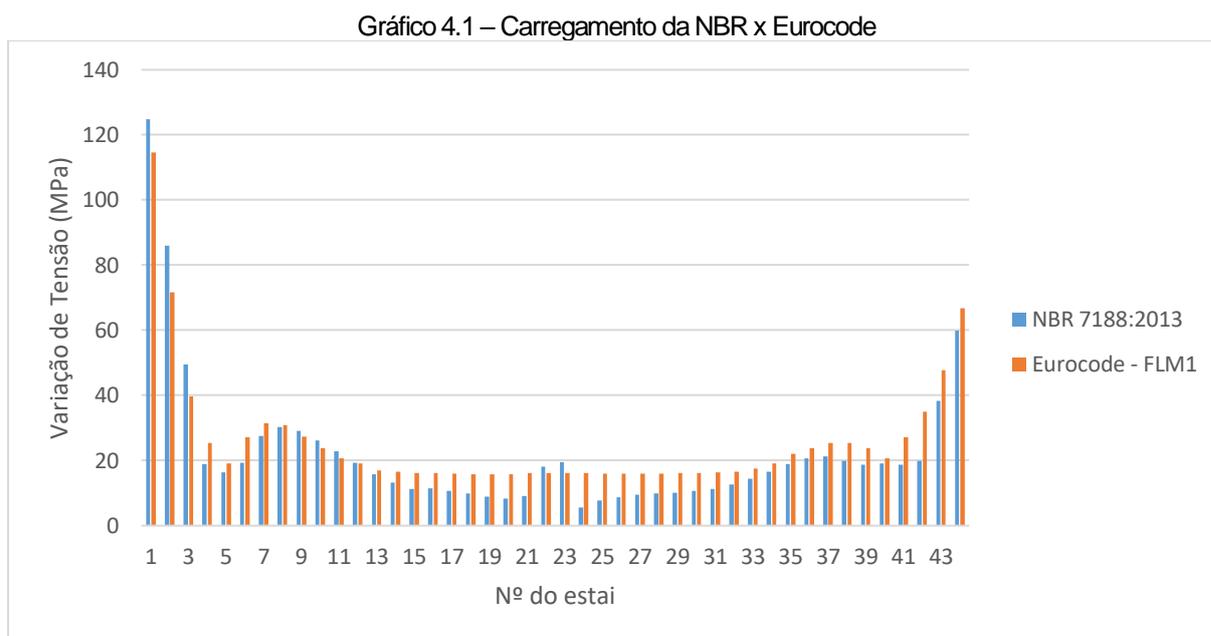


Fonte: Pipinato *et al.* (2012).

Em seu estudo Pipinato *et al.* (2012) utilizou o Modelo de Fadiga 1 (FLM1) proposto pelo Eurocode 1 parte 2 (2003), ou seja, com fator redutor de 0,3 para cargas distribuídas e 0,7 para cargas concentradas. No presente trabalho, optou-se por

manter os mesmos valores propostos pelo Eurocode para os coeficientes de redução, no entanto, utilizou-se o carregamento proposto pela NBR 7188:2013.

Os resultados obtidos foram comparados com o modelo de Pipinato *et al.* (2012), chegando nos valores indicados no Gráfico 4.1, para cada estai com numeração definida na Figura 3.9.



Fonte: Elaborado pelo autor

O coeficiente de 0,3 proposto pelo Eurocode 1 parte 2 (2003) não é diferente do proposto para vigas pela NBR 8681:2003 para vãos maiores que 300 metros. Como a análise realizada é não linear, os coeficientes devem ser aplicados ao carregamento. Em geral, as razões entre as variações de tensões obtidas pela norma brasileira e europeia são inferiores a 10%. Desta forma, concluiu-se que os valores para ψ_1 (0,3 para cargas distribuídas e 0,7 para cargas concentradas) conduzem a resultados satisfatórios, e, portanto, foram utilizados neste trabalho.

4.2 ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM VIGAS VINCULADO AO MASTRO

Para o estudo paramétrico foram analisadas pontes com vão central entre 200 e 600 metros. Para as pontes estaiadas com vão central de 200, 400 e 600 m, foi realizada

uma variação nos espaçamentos dos cabos, de 8, 12, e 16 metros. Além disso, variou-se a relação entre o vão lateral e o central, em 50%, 40%, 30% e 20%. O tabuleiro foi considerado como engastado à torre.

4.2.1 Carregamentos e dimensões para cada caso de espaçamento

As pontes foram modeladas com duas vigas ligadas pela laje, possuindo largura do tabuleiro igual a 22 metros, a altura da laje igual 20 centímetros e espessura do pavimento de 10 cm. As dimensões das longarinas e transversinas, para cada espaçamento, foram calculadas conforme o item 3.3.2 e estão indicadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Dimensões das longarinas e transversinas em metros.
Dimensões das Longarinas e Transversinas (m)

Espaçamentos		8m	12m	16m
Longarina	Base	2.2	2.2	2.2
	Altura	1.2	1.8	2.4
Transversinas	Base	0.4	0.5	0.7
	Altura	1.05	1.65	2.25

Fonte: Elaborada pelo autor

Os carregamentos verticais para o pré-dimensionamento dos estais foram determinados com a formulação apresentada no item 3.3.1. Para cada espaçamento os carregamentos foram calculados e indicados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Carregamento vertical nos estais
Carregamento Vertical em cada estais (kN)

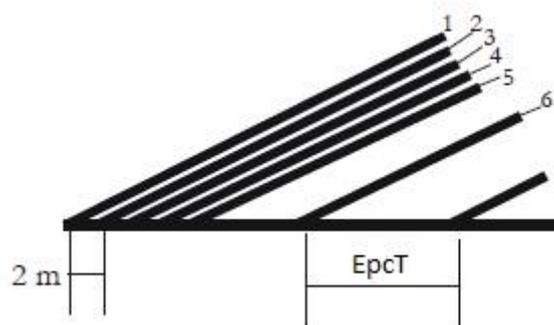
Espaçamento	8m	12m	16m
Peso Próprio	1760	3432	5632
Pavimento	403.2	604.8	806.4
Transversina	369.6	726	1386
Guarda-Rodas	320	480	640
Carga Permanente Total (A)	2854	5244	8465
Carga variável de Multidão (B)	840	1260	1680
Carga variável do Trem-Tipo Homogeneizado (C)	360	360	360
Carga Total - $(A+B)/2 + C$	2207	3612	5433
Relações de carga – $B / A \approx$	0,30	0,25	0,20

Fonte: Elaborado pelo autor

4.2.2 Sistema em Semi-Harpa

No sistema em semi-harpa, quando a relação entre o vão lateral e o vão central é inferior a 50%, não é possível manter a simetria, em relação ao mastro, para os espaçamentos dos cabos. Nesse caso, mantém-se a mesma quantidade de cabos por lado da torre, com uma concentração maior de cabos na extremidade da ponte, espaçados de 2 metros, conforme Figura 4.4.

Figura 4.4 – Detalhe da extremidade da ponte com cabos a cada 2 metros



Fonte: Tomeri (2002), adaptado.

4.2.2.1 Modelo 01 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 8 metros

Com base no pré-dimensionamento definido no item 3.3.2, determinou-se que a altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal são de 1,8 e 3,6 metros, respectivamente. Foram adotados 22 estais no vão central e 11 nos vãos laterais.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

De acordo com as expressões apresentadas no item 2.3.4 foi determinada a área e o pré-alongamento dos estais, indicados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Dados dos estais

Número do Estai	Ângulo °	Carga Total (kN)	Área (x10-3 m ⁴)	Carga de Protensão (kN)	Módulo de Elasticidade Reduzido (MPa)	Pré-Alongamento (x10-3)
1º Plano de Cabos						
1	27.77	10327.55	12.97	6712.91	193.7	2.672
2	28.9	4663.157	5.85	3048.51	194	2.685
3	30.23	4465.975	5.61	2915.87	194.1	2.679
4	31.8	4256.226	5.34	2775.49	194.3	2.673
5	33.71	4032.981	5.06	2626.82	194.4	2.668
6	36.05	3795.558	4.77	2469.41	194.6	2.663
7	38.98	3543.871	4.45	2303.26	194.7	2.659
8	42.73	3279.107	4.12	2129.14	194.8	2.655
9	47.67	3005.088	3.77	1949.54	194.9	2.652
10	54.32	2730.991	3.43	1770.42	194.9	2.649
11	63.47	2476.654	3.11	1604.59	195	2.647
12	63.47	2476.654	3.11	1604.59	195	2.647
13	54.32	2730.991	3.43	1770.42	194.9	2.649
14	47.67	3005.088	3.77	1949.54	194.9	2.652
15	42.73	3279.107	4.12	2129.14	194.8	2.655
16	38.98	3543.871	4.45	2303.26	194.7	2.659
17	36.05	3795.558	4.77	2469.41	194.6	2.663
18	33.71	4032.981	5.06	2626.82	194.4	2.668
19	31.8	4256.226	5.34	2775.49	194.3	2.673

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 4.4 - Dados dos estais (continuação)

Número do Estai	Ângulo °	Carga Total (kN)	Área (x10-3 m ⁴)	Carga de Protensão (kN)	Módulo de Elasticidade Reduzido (MPa)	Pré-Alongamento (x10-3)
1º Plano de Cabos						
20	30.23	4465.975	5.61	2915.87	194.1	2.679
21	28.9	4663.157	5.85	3048.51	194	2.685
22	27.77	7588.166	9.53	4932.31	193.7	2.672
23	27.77	7588.166	9.53	4932.31	193.7	2.672
24	28.9	4663.157	5.85	3048.51	194	2.685
25	30.23	4465.975	5.61	2915.87	194.1	2.679
26	31.8	4256.226	5.34	2775.49	194.3	2.673
27	33.71	4032.981	5.06	2626.82	194.4	2.668
28	36.05	3795.558	4.77	2469.41	194.6	2.663
29	38.98	3543.871	4.45	2303.26	194.7	2.659
30	42.73	3279.107	4.12	2129.14	194.8	2.655
31	47.67	3005.088	3.77	1949.54	194.9	2.652
32	54.32	2730.991	3.43	1770.42	194.9	2.649
33	63.47	2476.654	3.11	1604.59	195	2.647
34	63.47	2476.654	3.11	1604.59	195	2.647
35	54.32	2730.991	3.43	1770.42	194.9	2.649
36	47.67	3005.088	3.77	1949.54	194.9	2.652
37	42.73	3279.107	4.12	2129.14	194.8	2.655
38	38.98	3543.871	4.45	2303.26	194.7	2.659
39	36.05	3795.558	4.77	2469.41	194.6	2.663
40	33.71	4032.981	5.06	2626.82	194.4	2.668
41	31.8	4256.226	5.34	2775.49	194.3	2.673
42	30.23	4465.975	5.61	2915.87	194.1	2.679
43	28.9	4663.157	5.85	3048.51	194	2.685
44	27.77	10327.55	12.97	6712.91	193.7	2.672

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os dados sobre os estais são iguais para o segundo plano de cabos. No modelo, utilizando análise não linear geométrica, foram determinadas as tensões para cada caso de carregamento, e são apresentadas na Tabela 4.5.

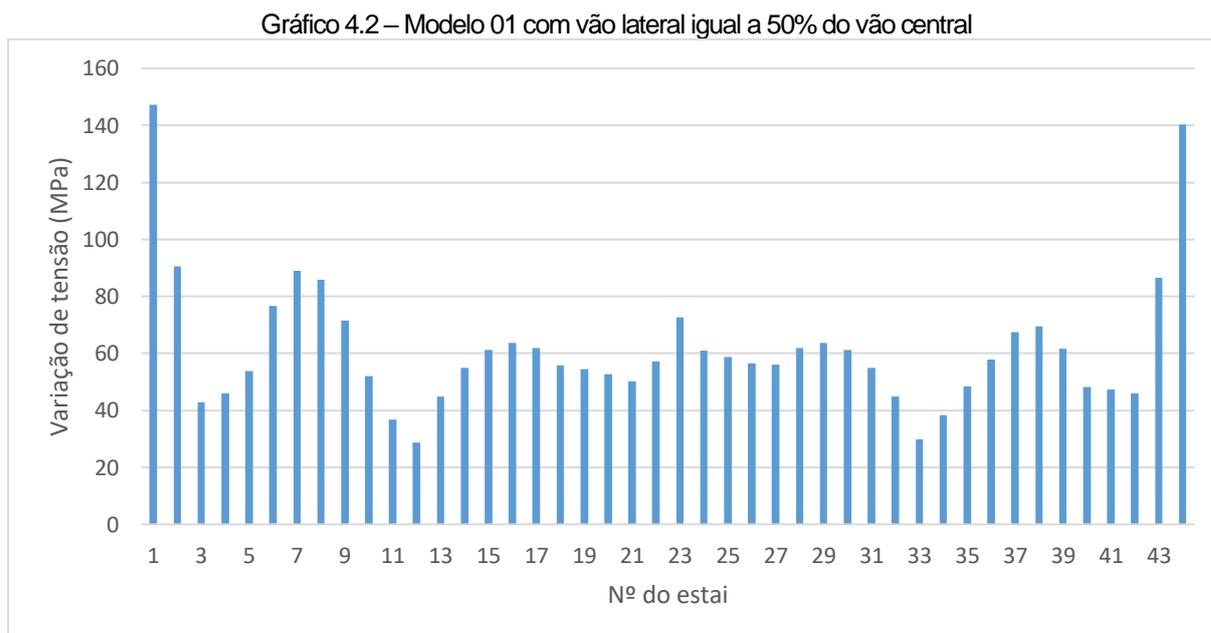
Tabela 4.5 - Tensões nos estais (MPa)

Número do Estai	Caso 0	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Mínima	Máxima	Variação
1º Plano de Cabos											
1	397	433	485	338	442	344	378	462	338	485	147
2	439	479	502	411	472	416	439	486	411	502	91
3	478	521	516	481	499	484	496	506	478	521	43
4	510	556	528	542	523	543	545	524	510	556	46
5	534	582	537	588	544	588	581	537	534	588	54
6	550	599	543	620	562	619	603	545	543	620	77
7	556	607	547	636	577	635	613	549	547	636	89
8	558	608	549	635	589	635	614	551	549	635	86
9	555	604	551	621	595	622	608	551	551	622	71
10	547	592	550	596	591	598	594	546	546	598	52
11	529	563	540	553	566	557	562	531	529	566	37
12	563	587	578	573	588	569	560	589	560	589	29
13	564	602	598	570	604	567	560	605	560	605	45
14	557	602	600	559	605	557	552	607	552	607	55
15	549	597	597	549	601	547	542	603	542	603	61
16	540	591	592	540	594	538	534	598	534	598	64
17	532	583	585	531	585	529	527	589	527	589	62
18	521	573	575	520	571	519	522	575	519	575	56
19	509	562	563	508	553	510	519	557	508	563	55
20	498	550	550	498	533	503	521	534	498	550	53
21	490	540	539	493	513	502	530	510	490	540	50
22	487	533	530	492	495	506	544	486	486	544	57
23	487	533	530	487	512	471	486	544	471	544	73
24	490	540	539	489	507	479	510	530	479	540	61
25	498	550	550	496	507	492	534	521	492	550	59
26	509	562	563	507	513	507	557	519	507	563	56
27	521	573	575	519	521	521	575	522	519	575	56
28	532	583	585	531	529	533	589	527	527	589	62
29	540	591	592	540	537	542	598	534	534	598	64
30	549	597	597	549	545	551	603	542	542	603	61
31	557	602	600	559	554	559	607	552	552	607	55
32	564	602	598	569	561	568	605	560	560	605	45
33	563	587	578	572	559	568	589	560	559	589	30
34	529	563	540	551	532	525	531	562	525	563	38
35	547	592	550	589	549	545	546	594	545	594	48
36	555	604	551	608	555	555	551	608	551	608	58
37	558	608	549	617	556	558	551	614	549	617	67
38	556	607	547	616	555	557	549	613	547	616	69
39	550	599	543	605	548	550	545	603	543	605	62
40	534	582	537	579	535	534	537	581	534	582	48
41	510	556	528	538	513	509	524	545	509	556	47
42	478	521	516	482	484	475	506	496	475	521	46
43	439	479	502	415	450	434	486	439	415	502	87
44	397	433	485	345	413	390	462	378	345	485	140

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como o veículo-tipo foi posicionado próximo ao primeiro plano de cabos, os resultados de variação de tensão foram mais expressivos nesse plano. Dessa forma os

resultados serão discutidos para o primeiro plano de Cabos, a partir do Gráfico 4.2. Para cada um desses casos de carregamento, verificou-se que as maiores flechas nos vãos laterais e central foram 0,24 e 0,21 metros, respectivamente, ambas no caso de carregamento 3 (carga de multidão nos vãos laterais), ficando abaixo do limite adotado de $L/350$.



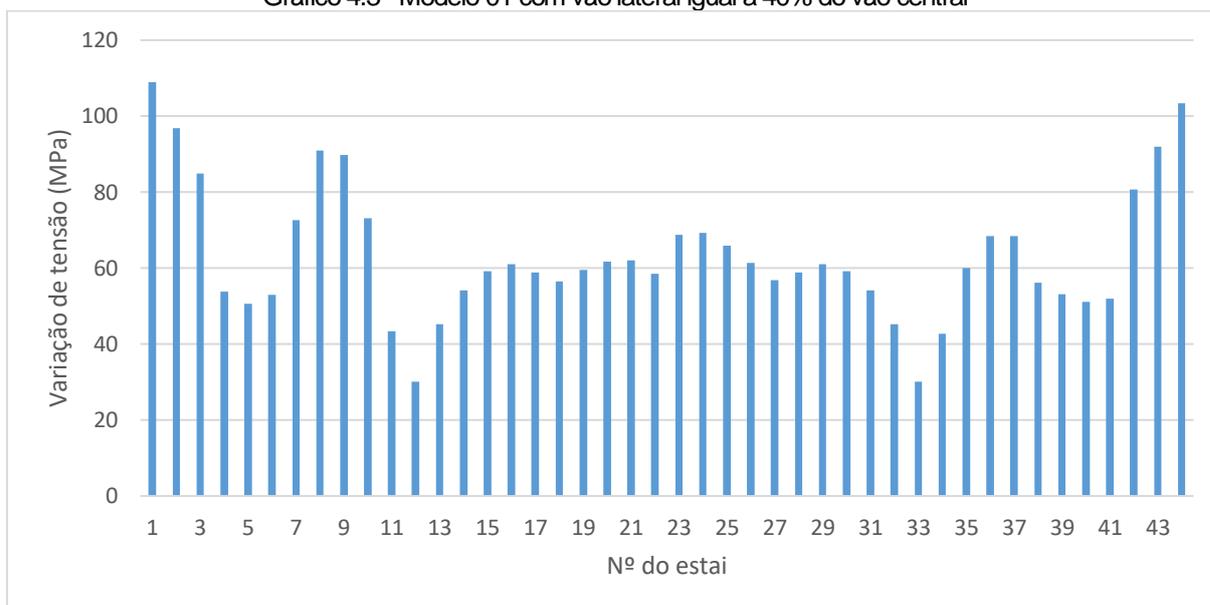
Fonte: Elaborado pelo autor

Os cabos 1 e 44 apresentaram as variações de tensão mais elevadas, pois são eles os cabos de ancoragem. O cabo 1 teve tensão máxima e mínima igual a 485 e 338 MPa, respectivamente. Já no cabo 44 a tensão máxima também é de 485 MPa, porém a mínima é de 345 MPa. Isso ocorre, pois, o veículo tipo no vão lateral causa maior “alívio” no estai de ancoragem, conforme caso de carregamento 3 (CC-3). A maior variação de tensão, de 147 MPa, ficou abaixo do valor limite.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.3 mostra os resultados do 1º plano de cabos, que é o mais solicitado.

Gráfico 4.3 - Modelo 01 com vão lateral igual a 40% do vão central



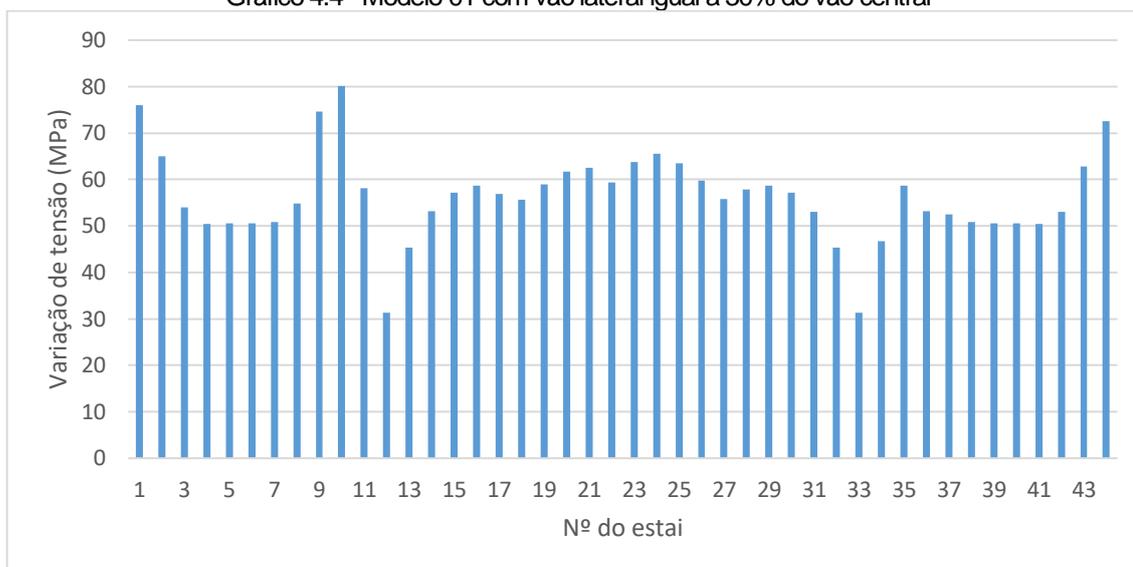
Fonte: Elaborado pelo autor

Os cabos 1 e 44 apresentaram maior variação de tensão. Com a redução do vão lateral, há um aumento da força desequilibrante e os cabos de ancoragem passam a ser mais solicitados, e mesmo com o aumento da área desse estai, a tensão máxima aumentou. Utilizando VLVC40, passou-se a ter um comprimento menor do vão lateral que causa “alívio” do cabo de ancoragem, quando CC-3, dessa forma a tensão mínima aumentou de maneira tal que a variação de tensão diminuiu. A tensão máxima do cabo 1 é de 549 MPa, e a tensão mínima é de 440 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.4 mostra os resultados do 1º plano de cabos.

Gráfico 4.4 - Modelo 01 com vão lateral igual a 30% do vão central



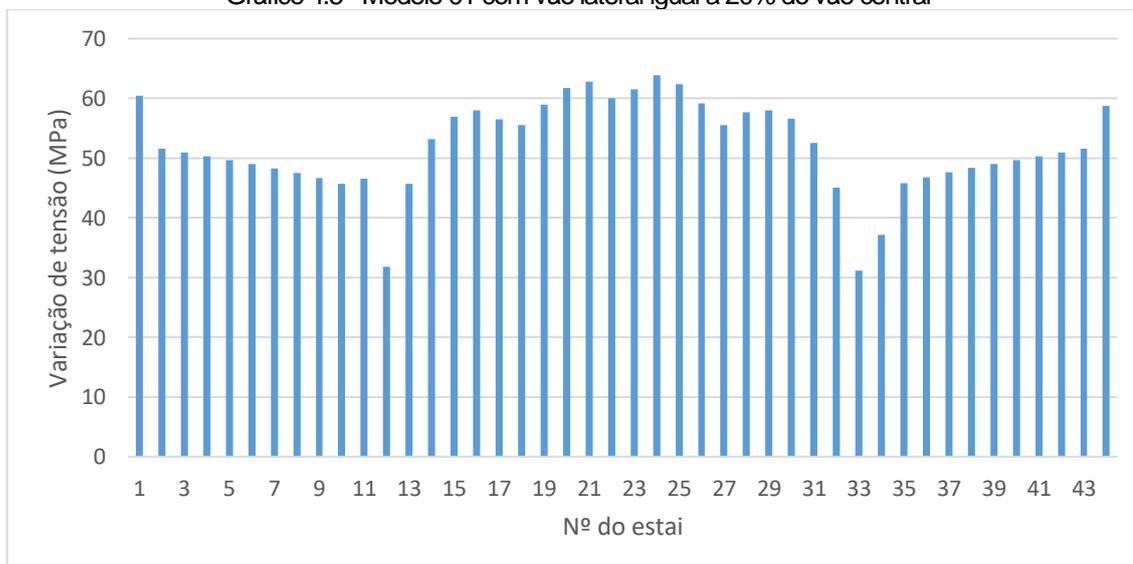
Fonte: Elaborado pelo autor

Na situação VLVC30, observa-se que as tensões dos cabos de ancoragem ficam muito próximas às tensões dos cabos próximos ao mastro e dos cabos centrais. Nesse caso a maior variação de tensão está no cabo 10, as tensões máximas e mínimas ocorrem nos casos de carregamento 5 e 7, respectivamente. A variação de tensão é de 80 MPa, com tensão máxima de 659 MPa e tensão mínima de 601 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.4 mostra os resultados do 1º plano de cabos.

Gráfico 4.5 - Modelo 01 com vão lateral igual a 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor

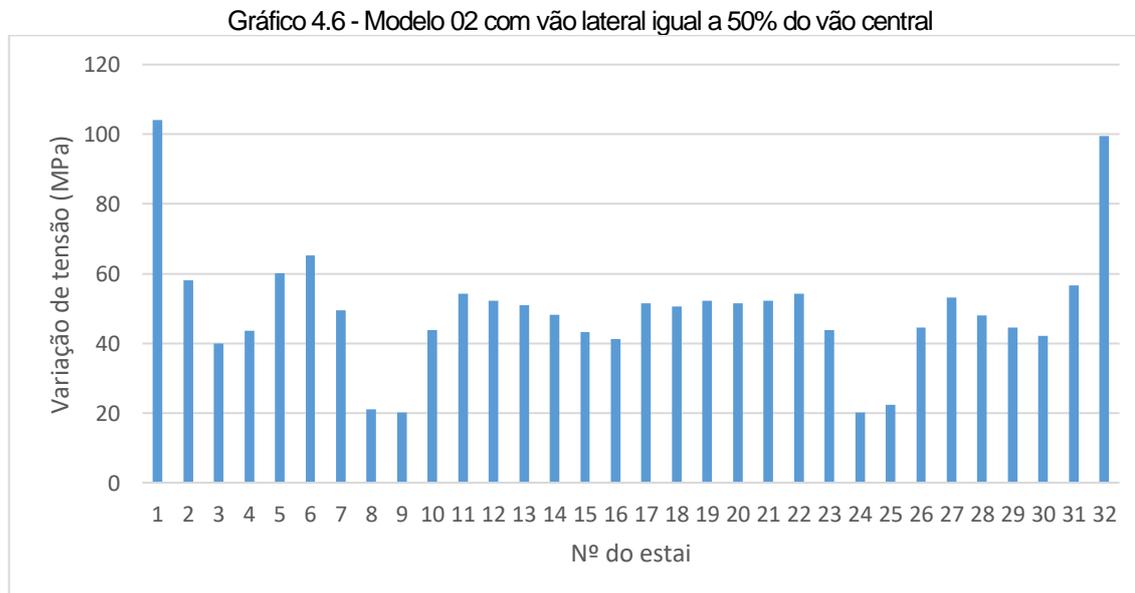
Quando utilizado VLVC20, as maiores variações de tensões ocorrem nos estais ao centro do vão central. Os estais 21 e 24 tiveram as maiores variações, com 63 e 64 MPa, respectivamente. A tensão máxima nesses estais ocorreu no CC-2 e a mínima no CC-5. No estai 24 o valor de tensão máxima e mínima foi de 703 e 639 MPa, respectivamente.

4.2.2.2 Modelo 02 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal são de 1,9 e 3,8 metros, respectivamente. Foram adotados 16 estais no vão central e 8 nos vãos laterais.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

O Gráfico 4.6 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.



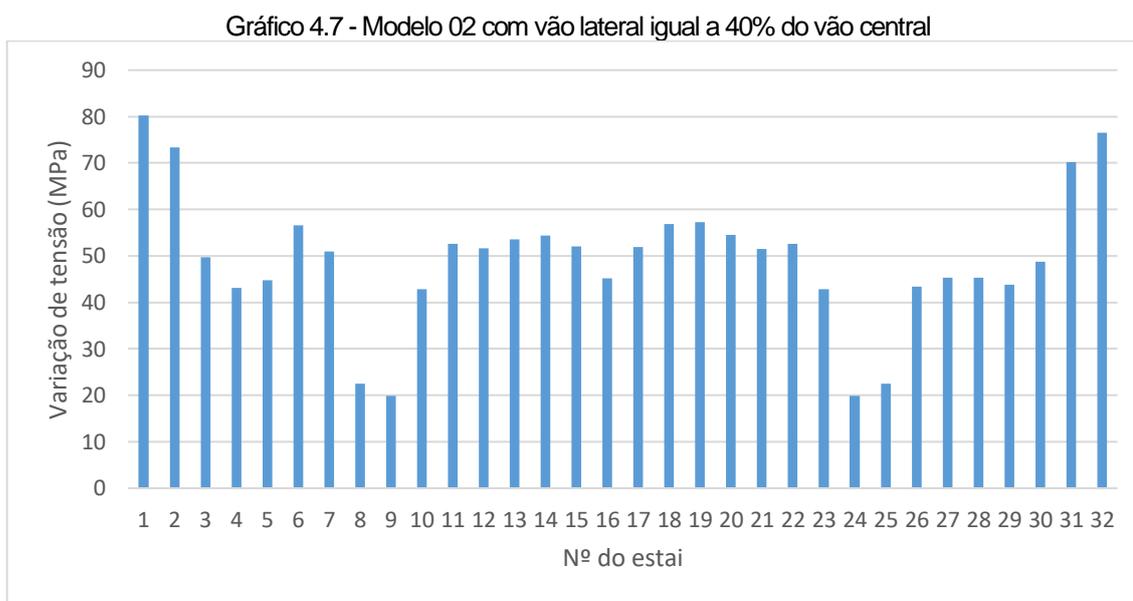
Fonte: Elaborado pelo autor

De acordo com os critérios de pré-dimensionamento adotados (item 3.3.2) e consequente resultados apresentados na Tabela 4.3 o aumento do espaçamento dos estais reduz a relação entre a carga variável e a carga permanente. As maiores variações de tensões ocorrem nos cabos de ancoragem. O cabo 1, que devido ao posicionamento do veículo tipo, possui a maior variação (104 MPa), tem tensão

máxima de 510 MPa e tensão mínima de 406 MPa obtidas nos casos de carregamento, CC-2 e CC-3, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.7 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.



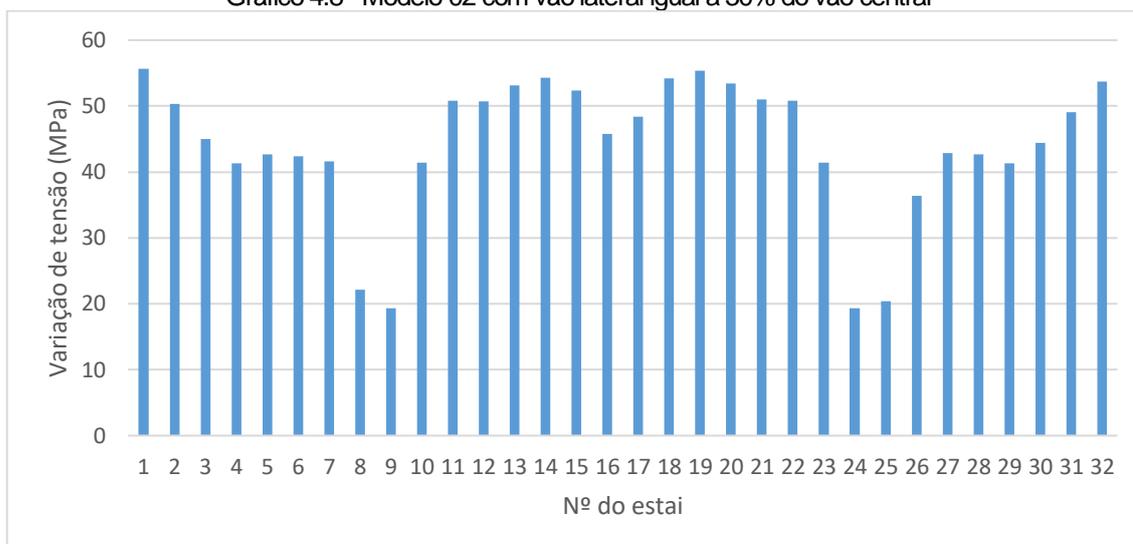
Fonte: Elaborado pelo autor

Os cabos de ancoragem são os mais solicitados, devido a carga desequilibrante, para CC-2 tem-se tensão máxima de 588 MPa. Quando a carga de multidão está no vão lateral o mastro sofre deslocamentos que tendem a aliviar a tensão em dos cabos nesse vão, principalmente o estai de ancoragem. Dessa forma quando o comprimento do vão lateral é reduzido, a tensão mínima se eleva. A variação de tensão para VLVC40 é de 80 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.8 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.

Gráfico 4.8 - Modelo 02 com vão lateral igual a 30% do vão central



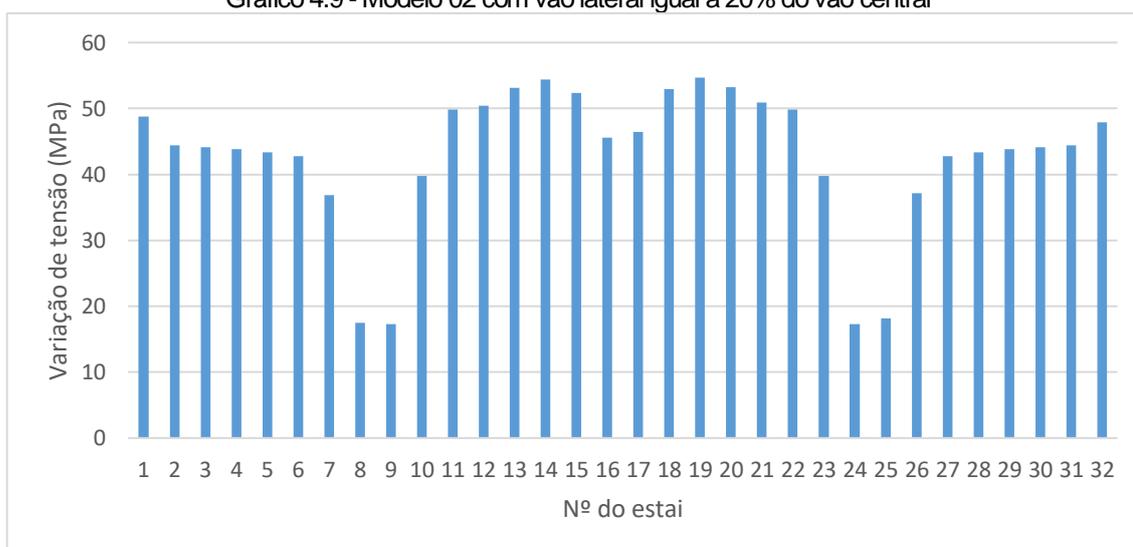
Fonte: Elaborado pelo autor

Os cabos de ancoragem 1 e 32, e os cabos mais internos como os cabos 14 e 19 apresentaram variação de tensões muito próximas, da ordem de 55 MPa. Os estais 15 e 18 possuem a maior tensão máxima, com 794 MPa, quando submetidos aos casos de carregamento, CC-1 ou CC-2.

- Vão Lateral/ Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.9 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.

Gráfico 4.9 - Modelo 02 com vão lateral igual a 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor

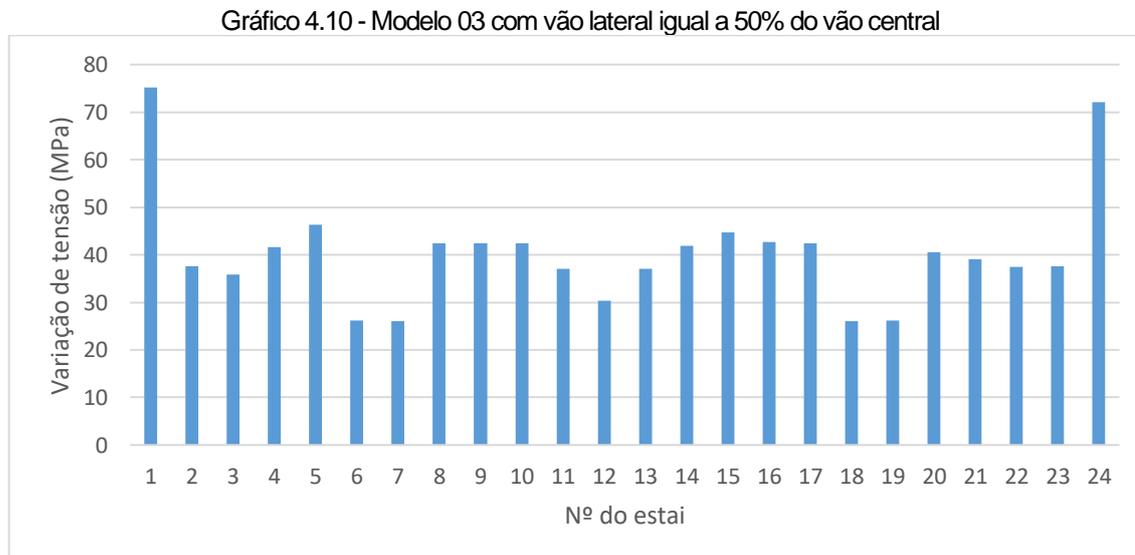
Quanto mais é reduzido o comprimento do vão lateral, maior é a carga desequilibrante, e os cabos de ancoragem passam a ser mais solicitados. Em contrapartida menor é o alívio causado quando o carregamento variável está no vão lateral (CC-3). Assim, os cabos internos, 14 e 19, possuem as maiores variações de tensão, com 54 e 55 MPa, respectivamente.

4.2.2.3 Modelo 03 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal são de 2,0 e 4,0 metros, respectivamente. Foram adotados 12 estais no vão central e 6 nos vãos laterais.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

O Gráfico 4.10 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.



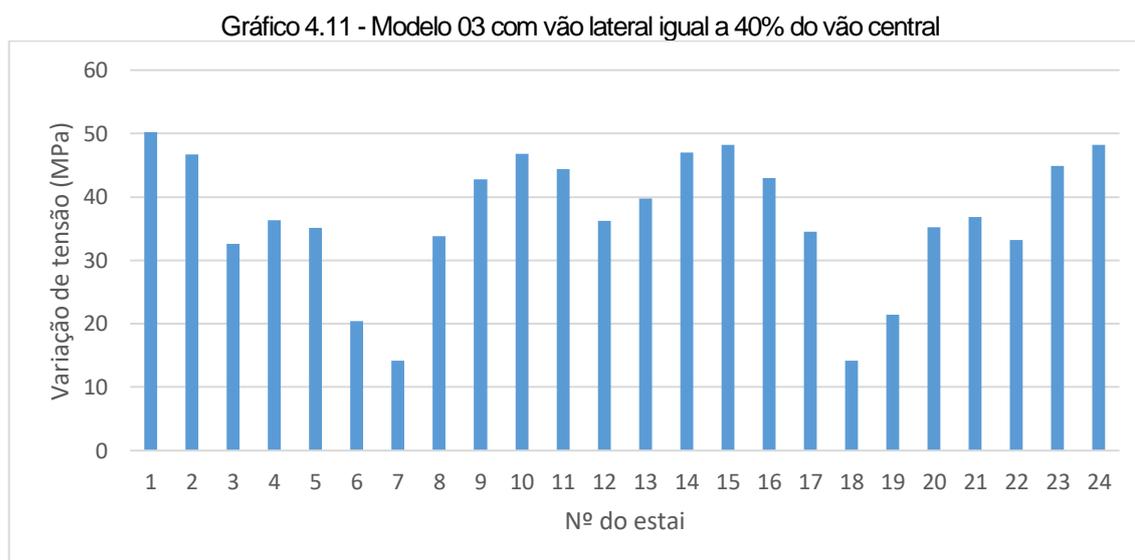
Fonte: Elaborado pelo autor

Reduzindo ainda mais a relação entre a carga permanente e a carga variável, ao adotar-se espaçamento de 16 metros e vigas de maior seção transversal, a maior variação de tensão reduziu em relação ao Modelo 01 e Modelo 02. O cabo 1 apresentou tensão máxima de 542 MPa e tensão mínima de 467 MPa, com variação

de tensão igual a 75 MPa. Apesar do aumento da área dos estais, devido ao aumento da carga permanente, as tensões nos estais aumentam.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.11 apresenta os resultados do 1º plano de cabos, o mais solicitado.



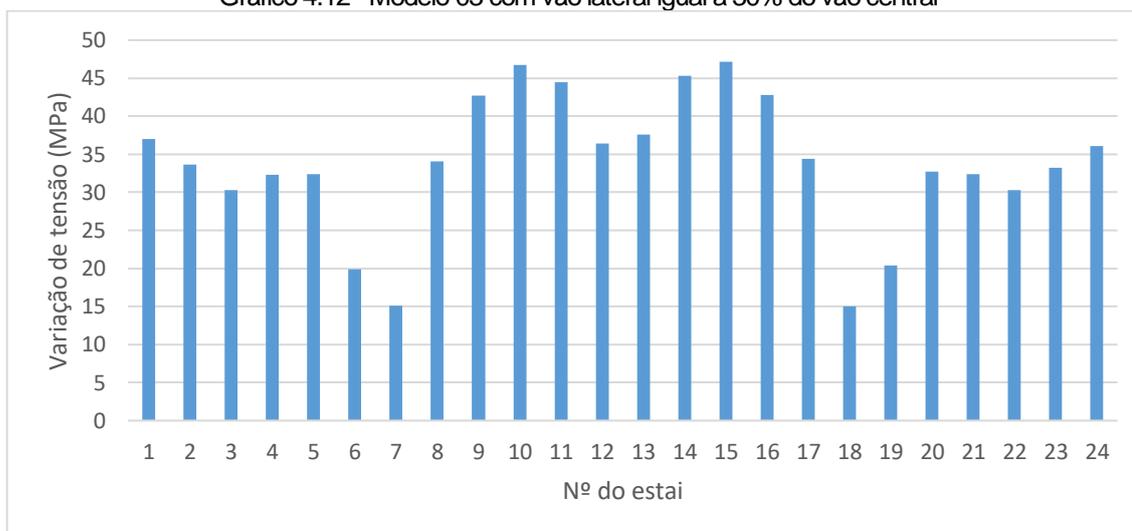
Fonte: Elaborado pelo autor

A variação de tensão no estai de ancoragem continua sendo a mais elevada, com 50 MPa, tensão máxima de 652 MPa e tensão mínima de 602 MPa. Os cabos internos 10 e 15, apresentam variação de tensão iguais a 47 e 48 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.12 apresenta os resultados do 1º plano de cabos.

Gráfico 4.12 - Modelo 03 com vão lateral igual a 30% do vão central



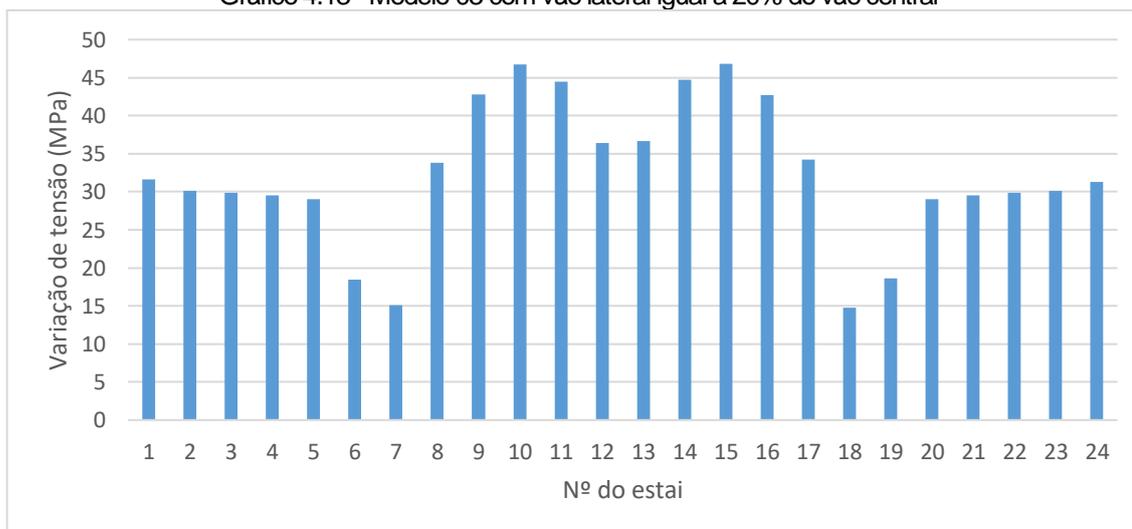
Fonte: Elaborado pelo autor

A variação de tensão dos cabos de ancoragem passa a não ser a mais elevada, com 37 MPa. Os cabos internos 10 e 15 apresentam a maior variação, de 47 MPa, com tensão máxima de 871 MPa e tensão mínima de 824 MPa para os casos de carregamento CC-2 e CC-0, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.13 apresenta os resultados do 1º plano de cabos.

Gráfico 4.13 - Modelo 03 com vão lateral igual a 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor

As maiores variações ocorreram nos cabos internos, da mesma forma que no caso VLVC30. No cabo 1 a variação de ancoragem foi de 32 MPa. Nos casos VLVC40,

VLVC30 e VLVC20 as tensões máximas ficarem acima do recomendado, de $0,45f_{ptk}$ e as variações de tensão ficarem muito abaixo do limite.

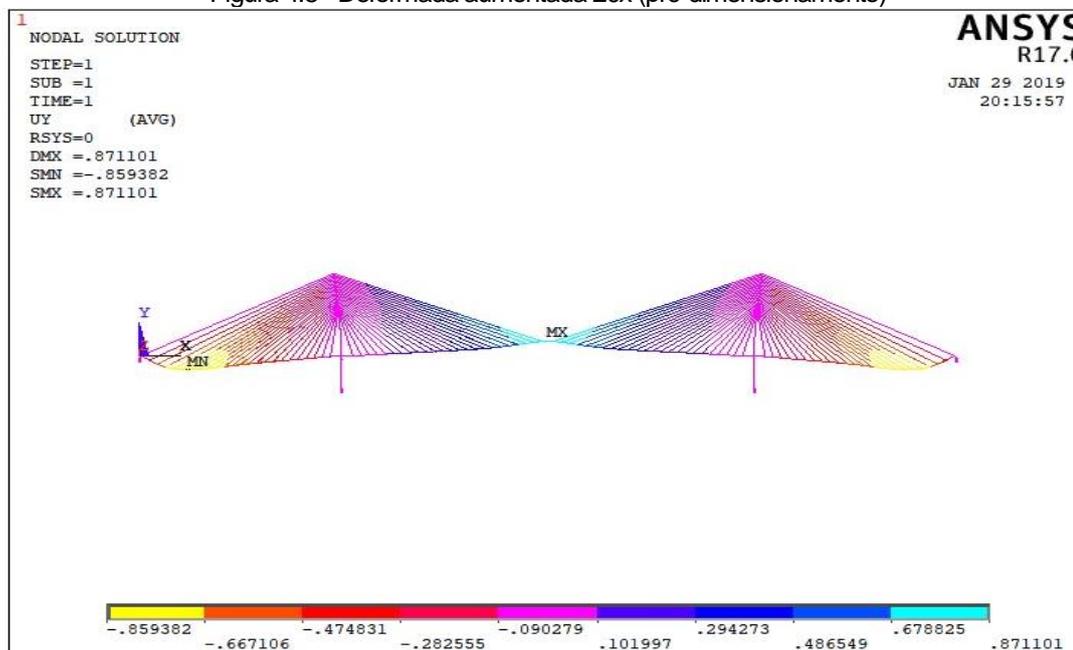
4.2.2.4 Modelo 04 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 8 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 2,7 e 5,4 metros, respectivamente. Foram adotados 48 estais no vão central e 24 nos vãos laterais

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Para esse modelo as dimensões do mastro tiveram de ser alteradas, pois caso de carregamento 3 (CC-3) o limite de flecha não foi respeitado. No vão lateral as flechas ,de aproximadamente 0,86 metros, ficaram muito acima do limite de 0,57 metros (Figura 4.5).

Figura 4.5 - Deformada aumentada 20x (pré-dimensionamento)

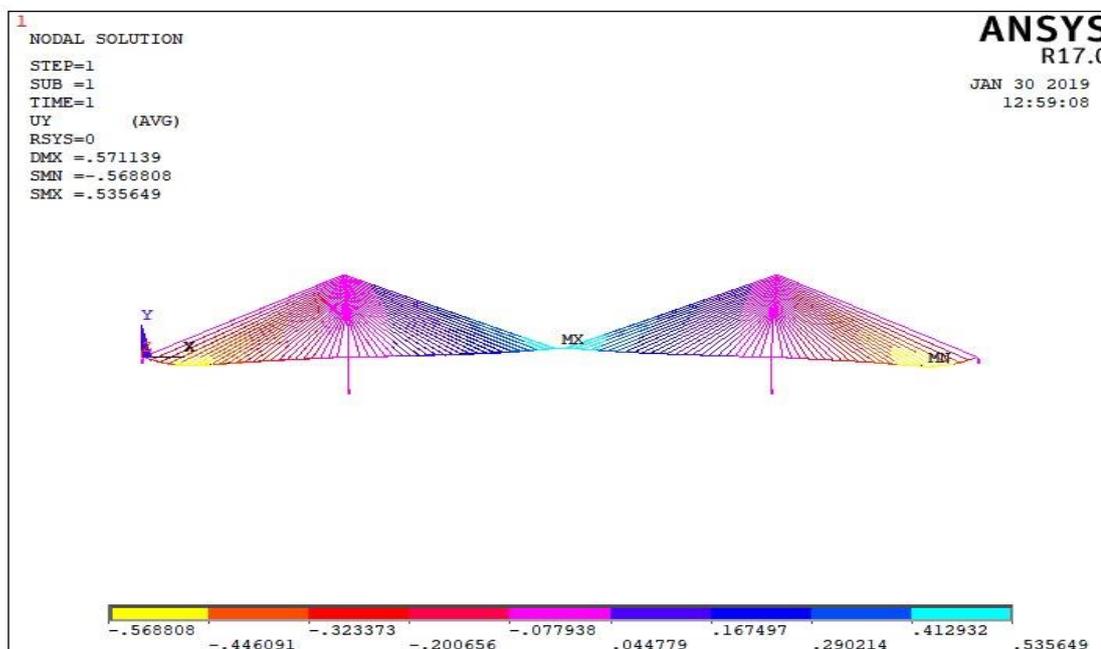


Fonte: Ansys 17.0

Foram adotados mastros com dimensão na direção transversal de 5 metros e na longitudinal de 8 metros. Como enrijecer o mastro não foi suficiente, foi aumentada,

em 10%, a área e a força de protensão dos estais nos vãos laterais. Dessa forma a flecha foi controlada, conforme Figura 4.6.

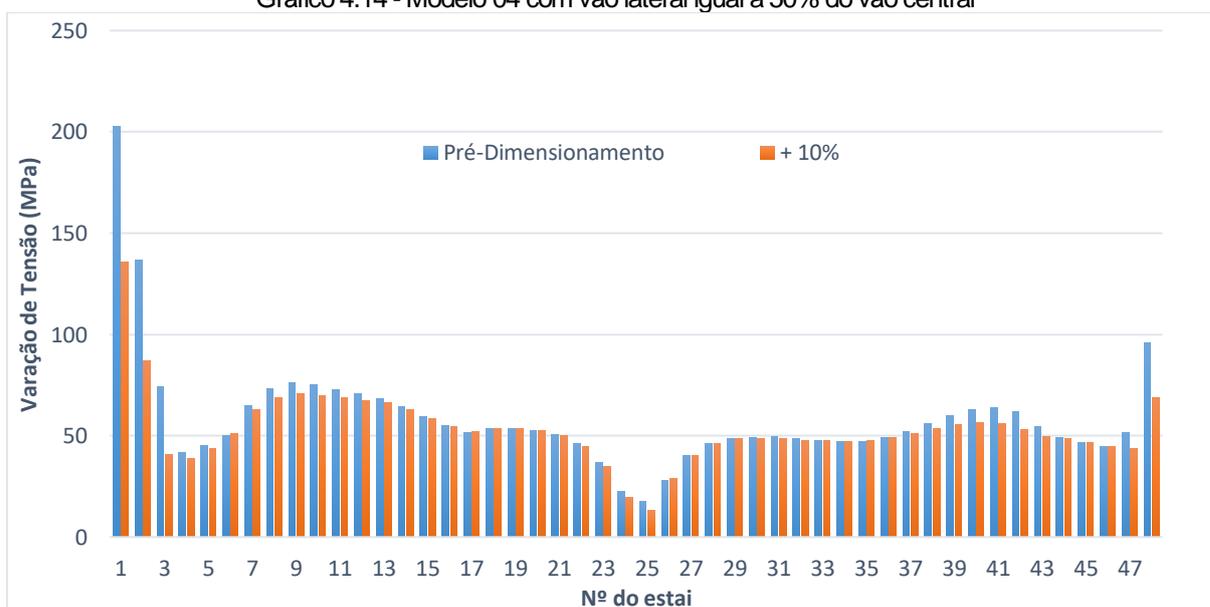
Figura 4.6 - Deformada aumentada 20x (+10%)



Fonte: Ansys 17.0

O Gráfico 4.14 mostra os resultados de variação de tensão para a metade do 1º plano de cabos na situação pré-dimensionada e com os ajustes no vão lateral.

Gráfico 4.14 - Modelo 04 com vão lateral igual a 50% do vão central

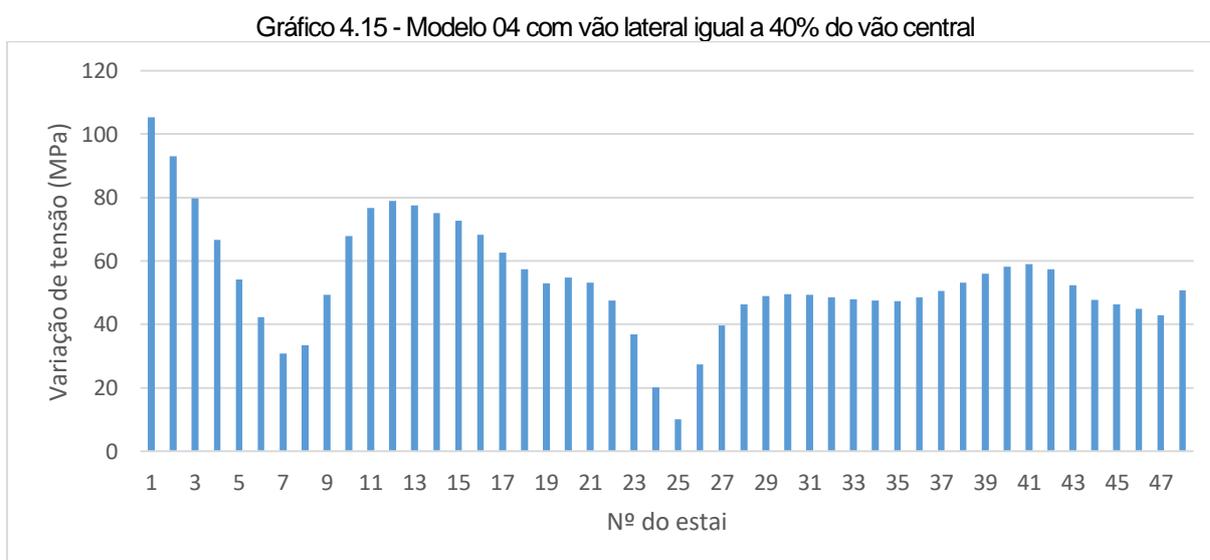


Fonte: Elaborado pelo autor

Quando utilizado os valores resultantes do pré-dimensionamento observa-se grandes variações de tensão nos cabos 1 e 96, próximas a 200 MPa. Quando adotado uma maior seção transversal do mastro, e alterada a área e força de protensão dos estais, a variação de tensão é reduzida para 135 MPa. A partir dos casos de carregamento CC-2 e CC-3 obteve-se a tensões máxima de 365 MPa e tensão mínima de 229 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Para VLVC40 os valores de pré-dimensionamento da seção transversal mastro e das seções transversais dos estais foram suficientes e, portanto, utilizadas. Não houve problema da flecha no vão lateral, devido a redução do comprimento deste vão. O cabo de ancoragem garantiu o controle da deformação do mastro, quando o vão central foi mais solicitado, mantendo a flecha controlada. O Gráfico 4.15 mostra metade do plano de cabo mais solicitado desse modelo.



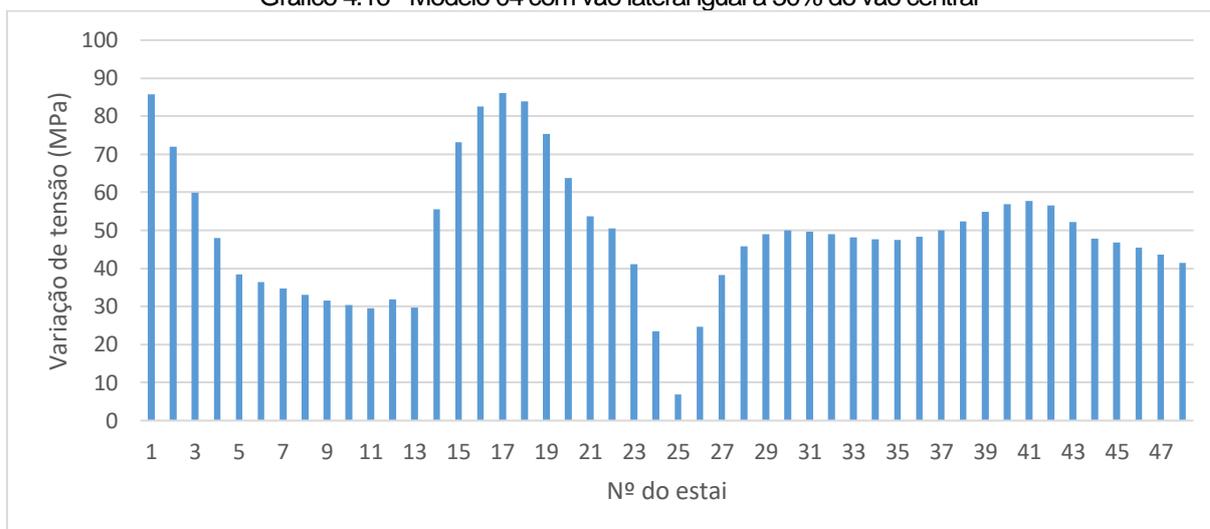
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os cabos de ancoragem possuem a maior variação de tensão, o cabo 1, que é o mais crítico possui tensão máxima de 403 MPa e tensão mínima de 298 MPa, com variação de 105MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.16 mostra metade do plano de cabo mais solicitado.

Gráfico 4.16 - Modelo 04 com vão lateral igual a 30% do vão central



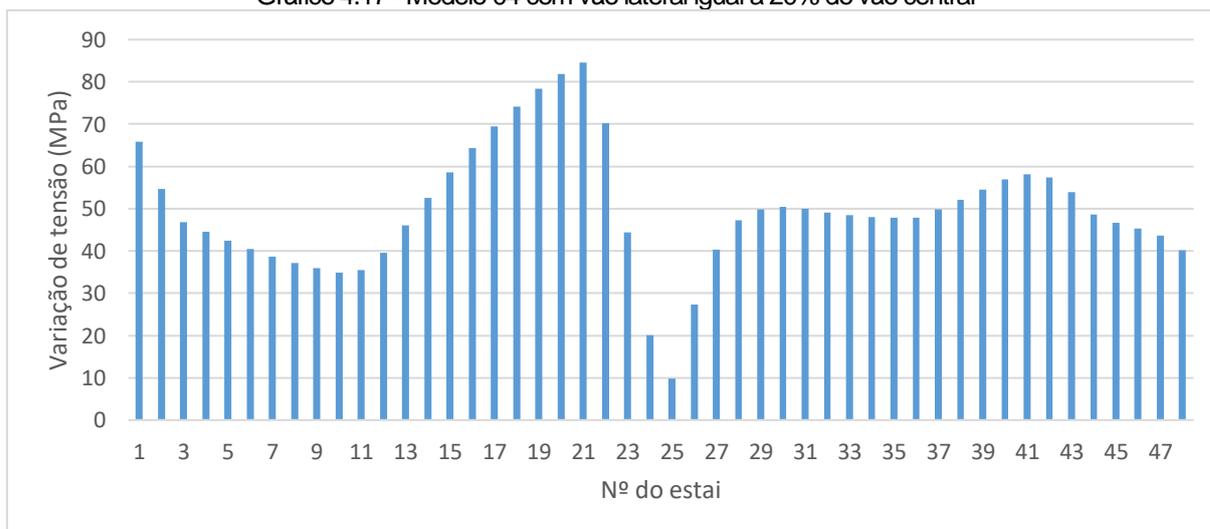
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estais 1 e 17 possuem variação de tensão igual a 86 MPa. No cabo 1 a tensão máxima (600 MPa) ocorre no CC-2 e a tensão mínima (514 MPa) no CC-3. Já no cabo 17 a máxima tensão (593 MPa) ocorre no CC-5 e a tensão mínima (507 MPa) ocorre no CC-2.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.17 mostra metade do plano de cabo mais solicitado.

Gráfico 4.17 - Modelo 04 com vão lateral igual a 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor.

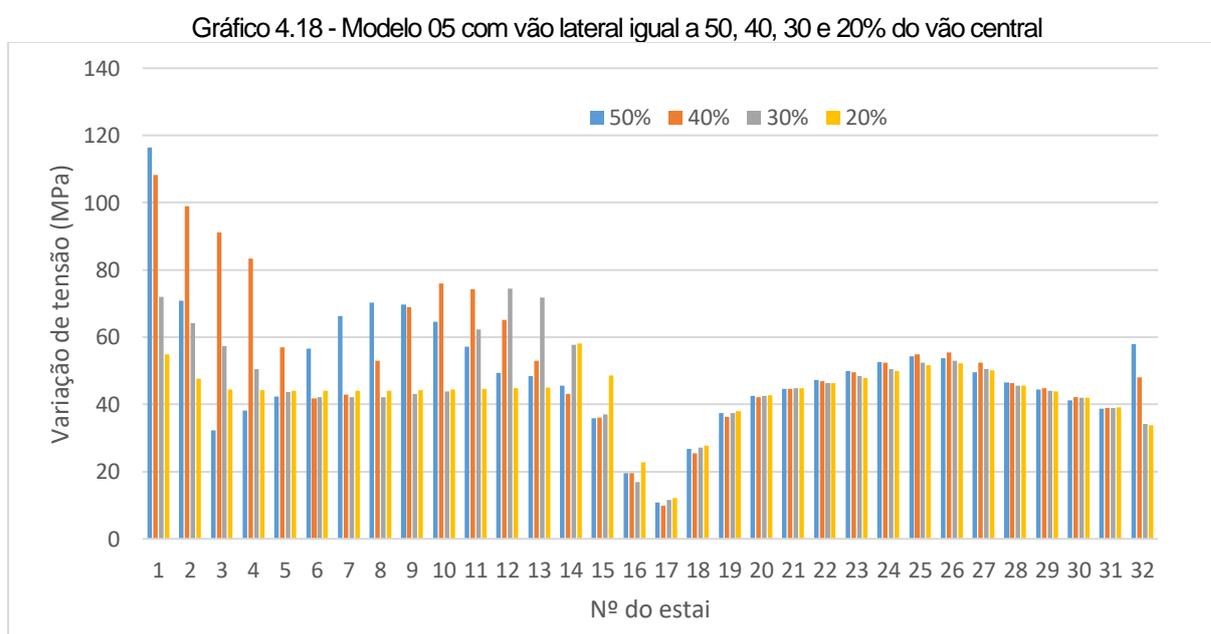
Para VLVC20 os cabos de ancoragem não apresentaram o maior valor de variação de tensão. Isto ocorre no cabo 21, localizado no vão lateral, com variação de tensão

igual a 85 MPa. A tensão máxima (518 MPa) ocorre no CC-3 e a tensão mínima (434 MPa) ocorre no CC-2.

4.2.2.5 Modelo 05 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 2,9 e 5,7 metros, respectivamente. Foram adotados 32 estais no vão central e 16 nos vãos laterais

Para vão lateral igual a 50% do vão central, foi utilizado mastro 5x8 e aumento de 10% da área e força de protensão dos cabos laterais, a fim de controlar as flechas. Para os modelos com vão lateral igual a 40%, 30% e 20% foram utilizados os valores do pré-dimensionamento. No Gráfico 4.18 estão representados 32 estais, para VLVC50, VLVC40, VLVC30 e VLVC20.



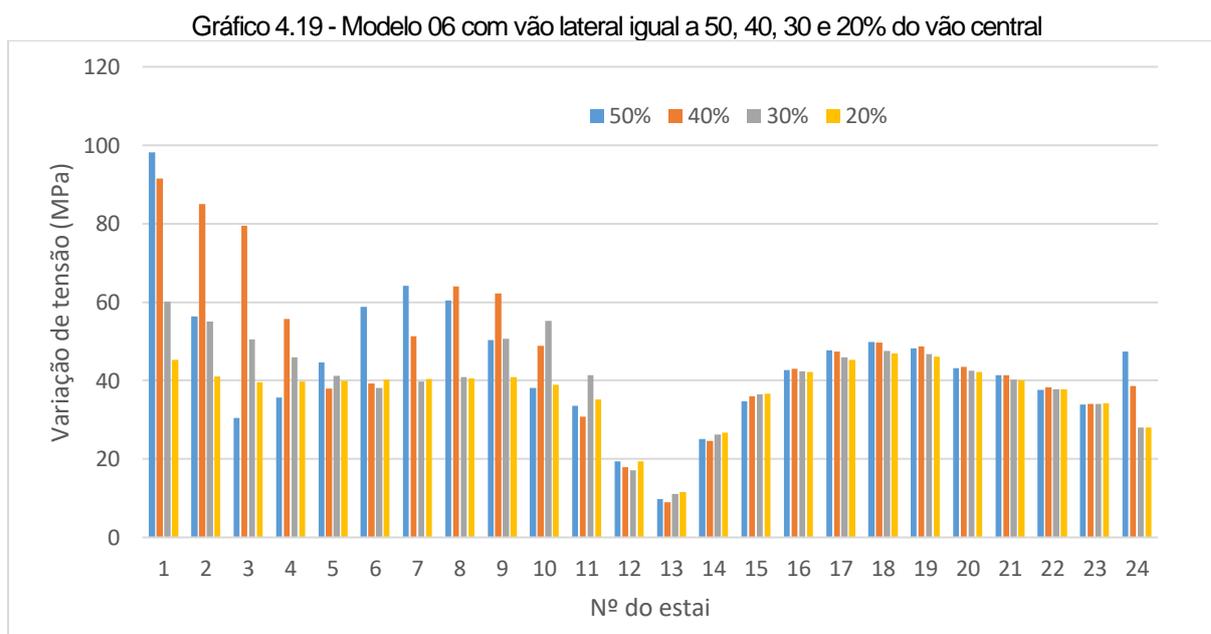
Fonte: Elaborado pelo autor.

Para VLVC50 e VLVC40 a maior variação de tensão ocorre no estai 1, com 116 MPa e 108 MPa, nos respectivos casos. Para VLVC30 o estai 12 possui a maior variação de tensão, com 74 MPa, e para VLVC20 ocorre no estai 14 com 58 MPa, ambos os estai estão no vão lateral.

4.2.2.6 Modelo 06 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,0 e 5,9 metros, respectivamente. Foram adotados 24 estais no vão central e 12 nos vãos laterais

Para vão lateral igual a 50% do vão central, foi utilizado mastro 5x8 e aumento de 10% da área e força de protensão dos cabos laterais. Para os casos de vão lateral igual a 40, 30 e 20% foram utilizados os valores do pré-dimensionamento. No Gráfico 4.19 estão representados 24 estais, referente a meia ponte, para VLVC50, VLVC40, VLVC30 e VLVC20.



Fonte: Elaborado pelo autor.

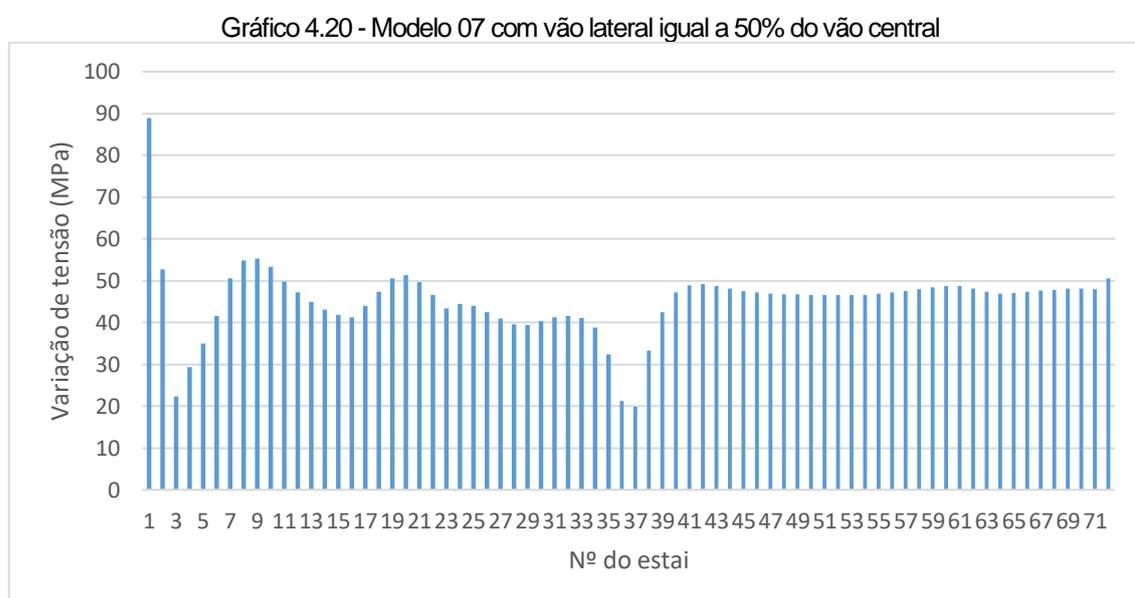
O estai 1 apresentou maior variação de tensão com 98 MPa para VLVC50, 92 MPa quando VLVC40 e de 60 MPa quando VLVC30. Para VLVC20 o estai 17 possui a maior variação, com 47 MPa. Esse estai, presente no vão central, teve máxima tensão (785 MPa) e mínima tensão (738 MPa) ocorrendo nos casos de carregamento 7 e 6, respectivamente.

4.2.2.7 Modelo 07 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 8 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,5 e 7,0 metros, respectivamente. Foram adotados 72 estais no vão central e 36 nos vãos laterais

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Foi adotado mastro 8x14 e aumento de 20% da força de protensão e área dos estais. O Gráfico 4.20 é referente a metade dos estais do plano de cabo mais solicitado.



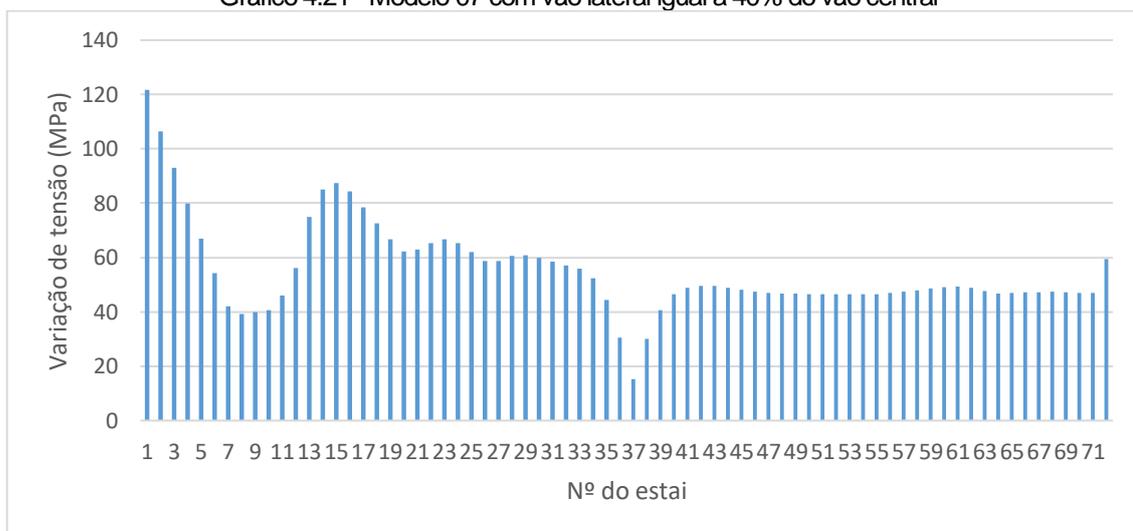
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem (1) possui variação de tensão de 89 MPa, com tensão máxima e mínima de 511 MPa e 422 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Foi adotado mastro 4x8 e uma redução de 10% na área e força de protensão, em relação ao pré-dimensionamento, a fim de controlar flechas positivas nesse vão. As variações de tensão para meio plano de cabos é apresentada no Gráfico 4.21.

Gráfico 4.21 - Modelo 07 com vão lateral igual a 40% do vão central



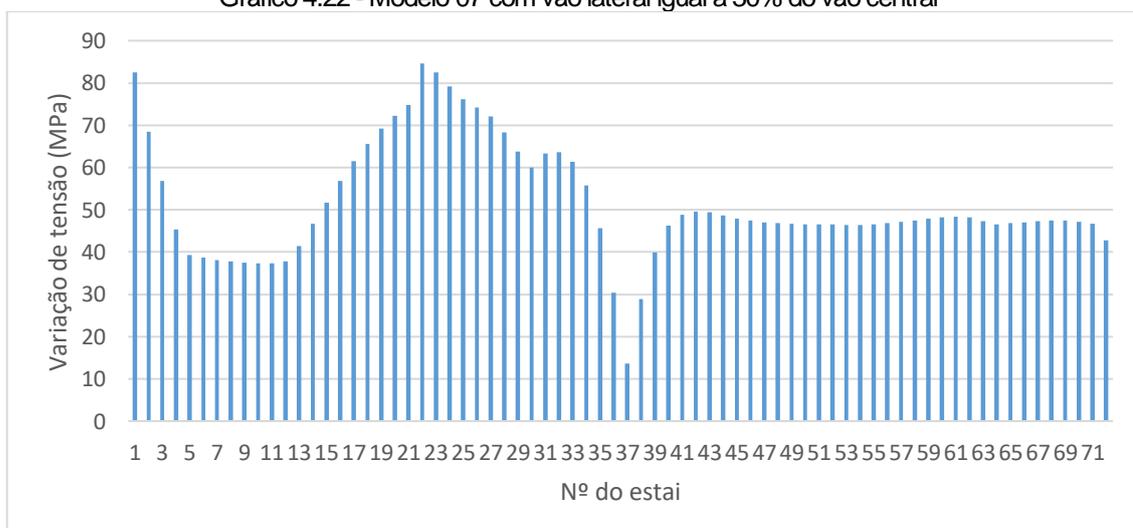
Fonte: Elaborado pelo autor.

Como a área no vão lateral foi reduzida, os valores das tensões foram mais altos. O estai 1 teve tensão máxima de 534 MPa e tensão mínima de 412 MPa com variação de 122 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

Foi adotado mastro 4x8 e uma redução de 10% na área e força de protensão, em relação ao pré-dimensionamento, a fim de controlar flechas positivas nesse vão. As variações de tensão para meio plano de estais são mostradas no Gráfico 4.22.

Gráfico 4.22 - Modelo 07 com vão lateral igual a 30% do vão central

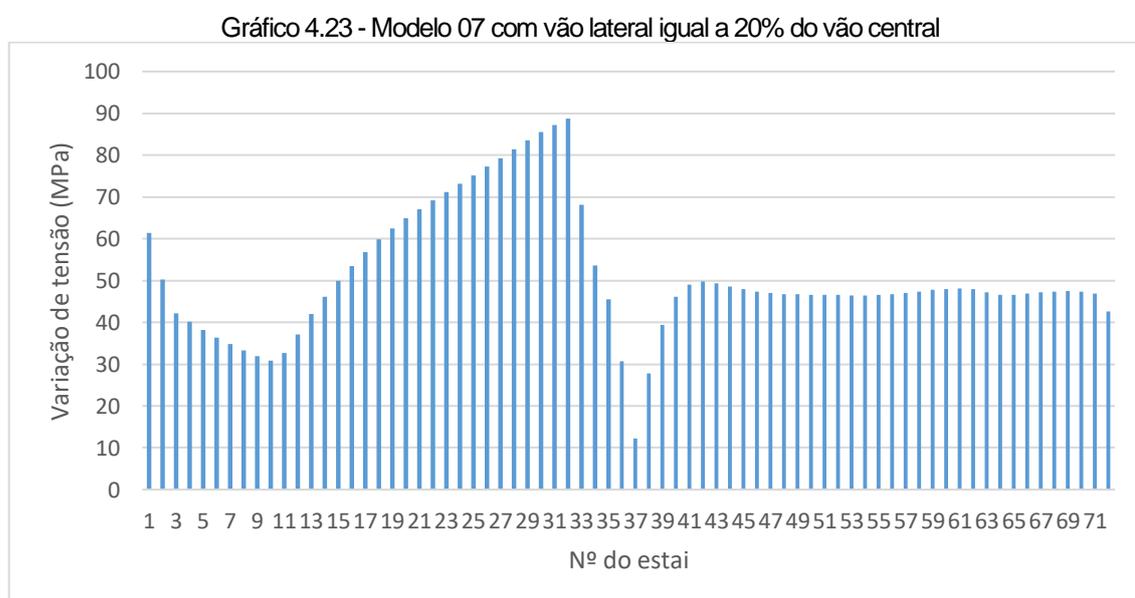


Fonte: Elaborado pelo autor.

Reduzindo o comprimento do vão lateral para VLVC30 o estai de ancoragem passou a não possuir a maior variação de tensão, essa ocorreu em outro estai localizado no vão lateral. O estai 22 teve variação de 85 MPa, com a tensão máxima igual a 708 MPa (caso de carregamento 5) e tensão mínima igual a 624 MPa (caso de carregamento 2).

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

Foi adotado mastro 4x8 e uma redução de 10% na área e força de protensão, em relação ao pré-dimensionamento, para controlar flechas positivas. O Gráfico 4.23 mostra a variação de tensão para meio plano de estais.



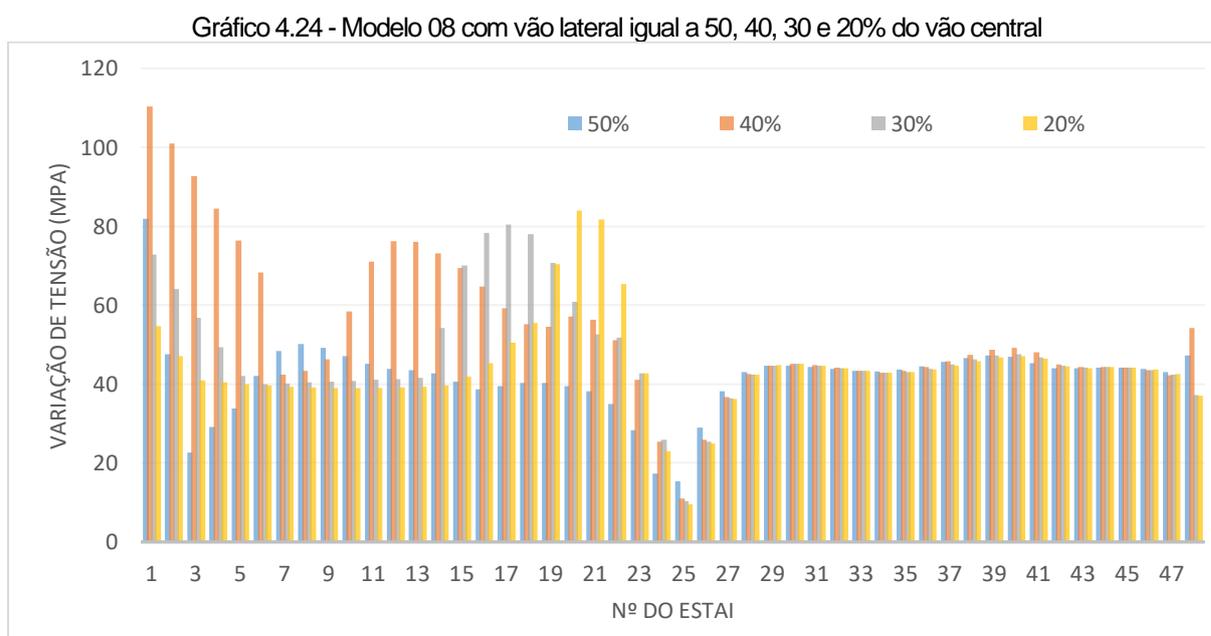
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os cabos do vão lateral tiveram maiores variações de tensão que o cabo de ancoragem. No caso VLVC30 o cabo de maior variação estava mais ao centro do vão lateral, para o caso de VLVC20 esse cabo está mais próximo ao mastro. O estai 32 teve variação de 89 MPa, com tensão máxima e tensão mínima de 626 MPa (CC-5) e 537 MPa (CC-2), respectivamente.

4.2.2.8 Modelo 08 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,7 e 7,3 metros, respectivamente. Foram adotados 48 estais no vão central e 24 nos vãos laterais

Para o vão lateral igual a 50% do vão central foi adotado mastro 8x14 e aumento de 20% da força de protensão e área dos estais e para vão lateral igual a 40, 30 e 20% do vão central foi adotado mastro 4x8 e redução de 10% da força de protensão e da área dos estais laterais. O Gráfico 4.24 é referente a metade dos estais do plano de cabo mais solicitado.



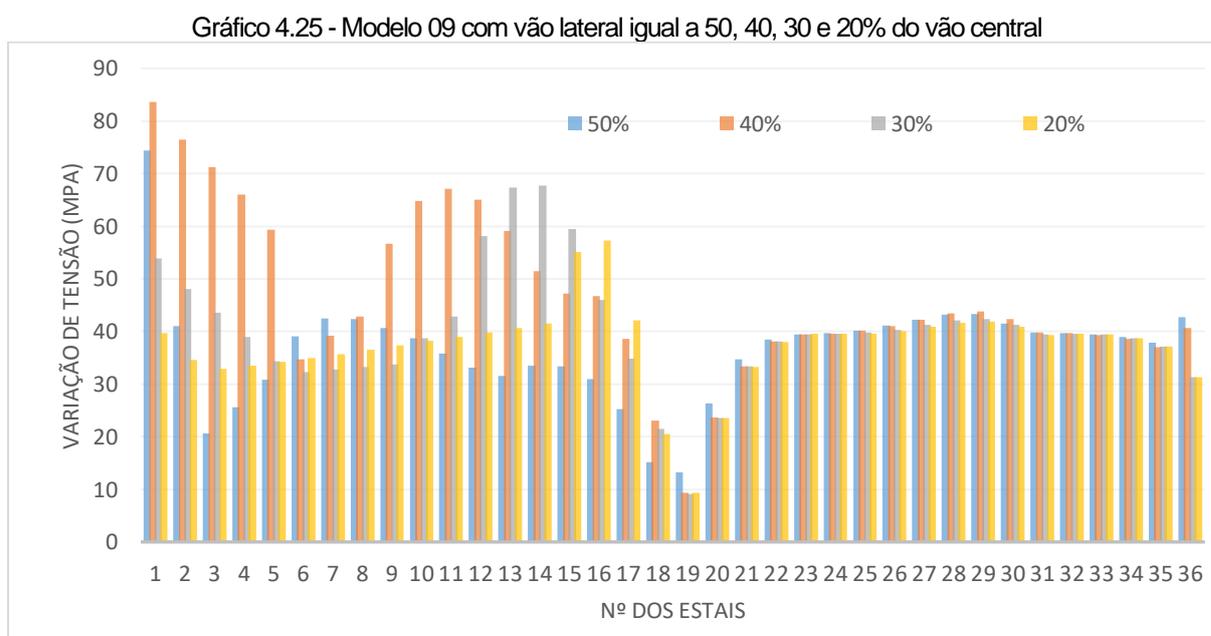
Fonte: Elaborado pelo autor.

Como para VLVC50 a área dos estais foi aumentada e para VLVC40 a área foi reduzida, a variação de tensão no estai de ancoragem ficou maior em VLVC40 quando comparado os dois casos. Para VLVC50 e VLVC40 a variação de tensão foi de 82 e 110 MPa, respectivamente. Pelo gráfico observa-se que de acordo com a redução do vão lateral, as maiores variações de tensão passam a ocorrer mais próximas ao mastro. Para VLVC30 e para VLVC20 a maior variação de tensão ocorreu no cabo 17 com 80 MPa e no cabo 20 com 84 MPa, respectivamente.

4.2.2.9 Modelo 09 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,8 e 7,6 metros, respectivamente. Foram adotados 36 estais no vão central e 18 nos vãos laterais

Para o vão lateral igual a 50% do vão central foi adotado mastro 8x14 e aumento de 20% da força de protensão e área dos estais e para vão lateral igual a 40, 30 e 20% do vão central foi adotado mastro 4x8 e redução de 10% da força de protensão e da área dos estais laterais. O Gráfico 4.25 é referente a metade dos estais do plano de cabo mais solicitado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para VLVC50 e VLVC40 a maior variação ocorre no estai 1, de ancoragem, com 74 e 84 MPa, respectivamente. Para VLVC30 a maior variação de tensão ocorre no cabo 14 com 68 MPa e para VLVC20 ocorre no estai 16 com 57 MP.

4.2.3 Sistema em Leque

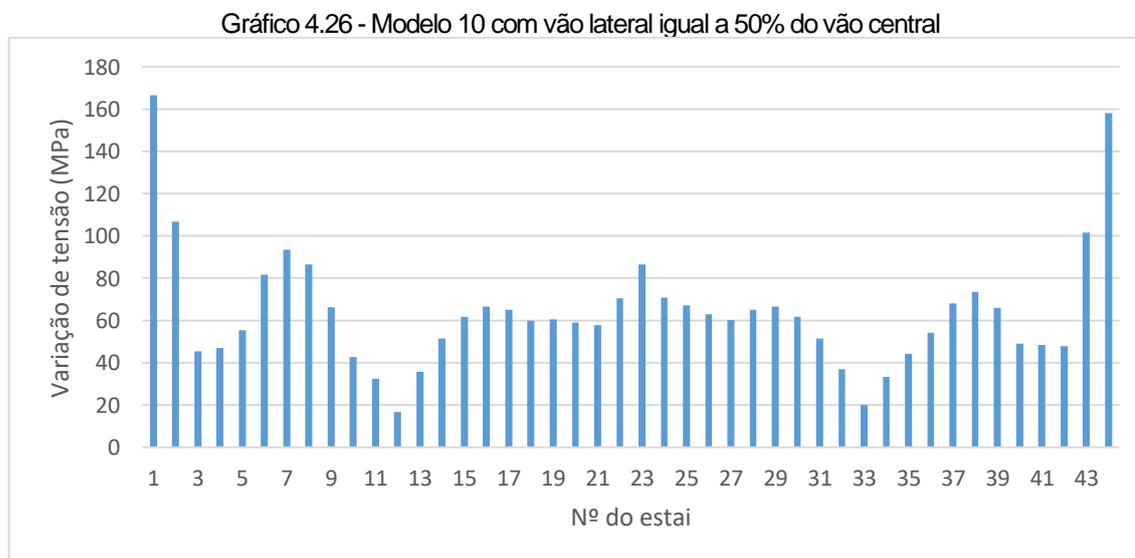
Para o sistema em leque, quando utilizado vão lateral inferior a 50% do central, foi reduzido o número de estais no vão lateral.

4.2.3.1 Modelo 10 - Vão central igual a 200m e espaçamento de 8 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 1,8 e 3,6 metros, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Foram adotados 22 estais no vão central e 11 nos vãos laterais. O Gráfico 4.26 mostra as tensões para meio plano de cabos.

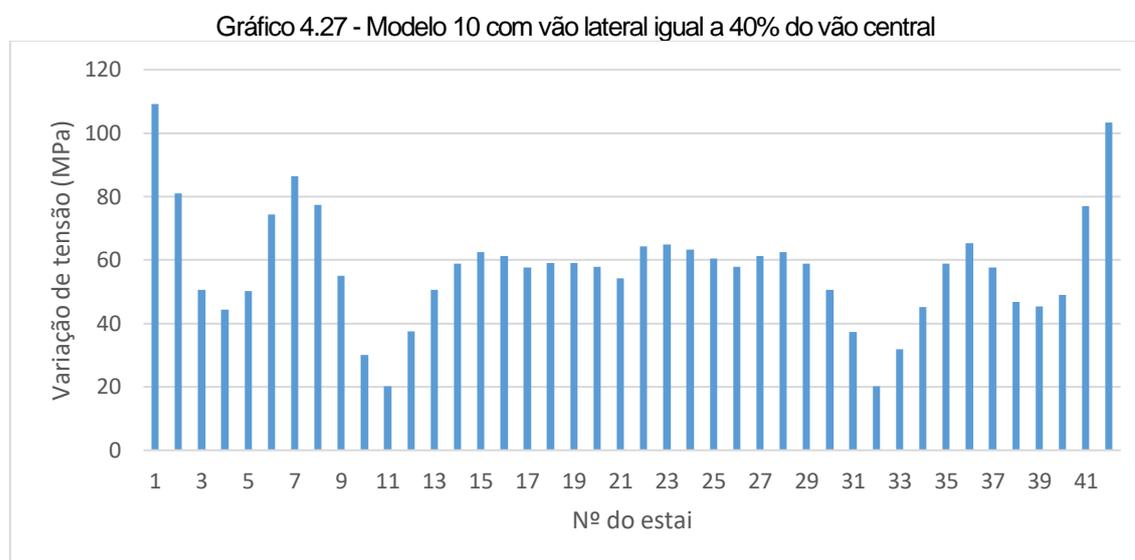


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem 1 possui a maior variação de tensão com 166 MPa, a tensão máxima (caso de carregamento 2) e a tensão mínima (caso de carregamento 3) foram de 514 MPa e 348 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Foram adotados 22 estais no vão central e 10 nos vãos laterais. Os resultados de variação de tensão são apresentados no Gráfico 4.27.



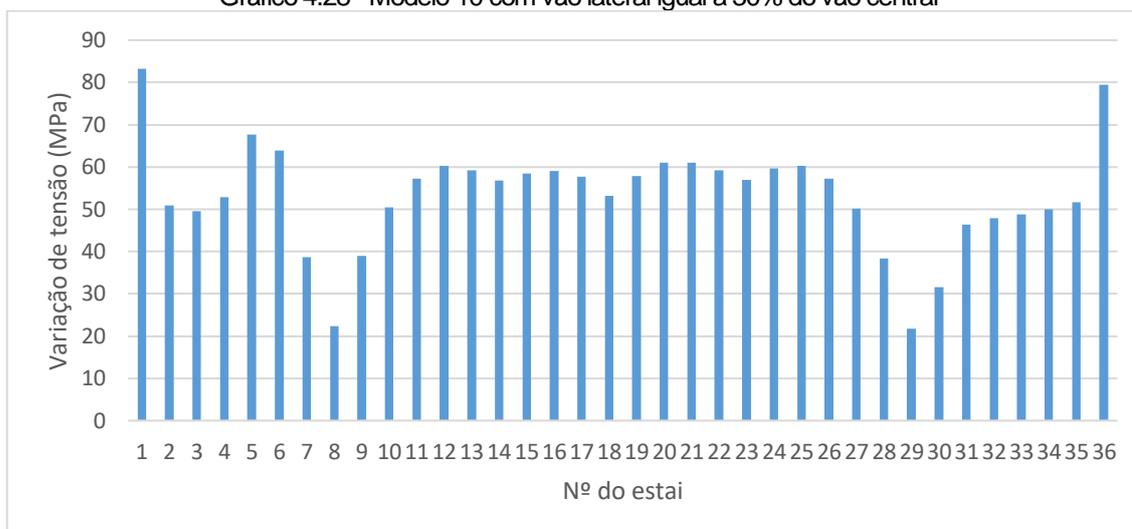
Fonte: Elaborado pelo autor.

Reduzindo o vão lateral houve redução da variação de tensão, principalmente nos estais 1, 2, 41 e 42. Com o menor comprimento do vão lateral, a carga desequilibrada no estai de ancoragem é maior para o caso de carregamento 2, porém a área desse estai aumenta de forma a resistir aos esforços. E o alívio causado pelo caso de carregamento 3 é menor. Dessa forma a variação de tensão diminuiu, sendo a maior de 109 MPa no estai 1.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Foram adotados 22 estais no vão central e 7 nos vãos laterais. Com os resultados apresentados no Gráfico 4.28.

Gráfico 4.28 - Modelo 10 com vão lateral igual a 30% do vão central



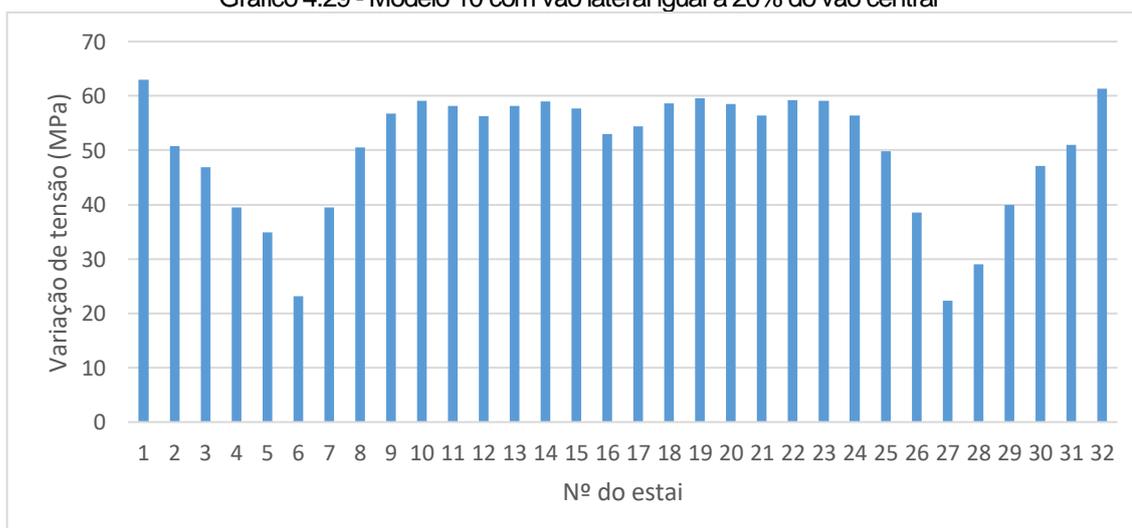
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem 1 apresentou maior variação de tensão com 83 MPa, com tensão máxima de 650 MPa e tensão mínima de 567 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

Foram adotados 22 estais no vão central e 5 nos vãos laterais. Os resultado de variação de tensão são mostrados no Gráfico 4.29.

Gráfico 4.29 - Modelo 10 com vão lateral igual a 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem ainda apresenta maior variação de tensão, 63 MPa, com tensão máxima de 670 MPa e mínima de 607 MPa. Os estais centrais apresentam níveis de

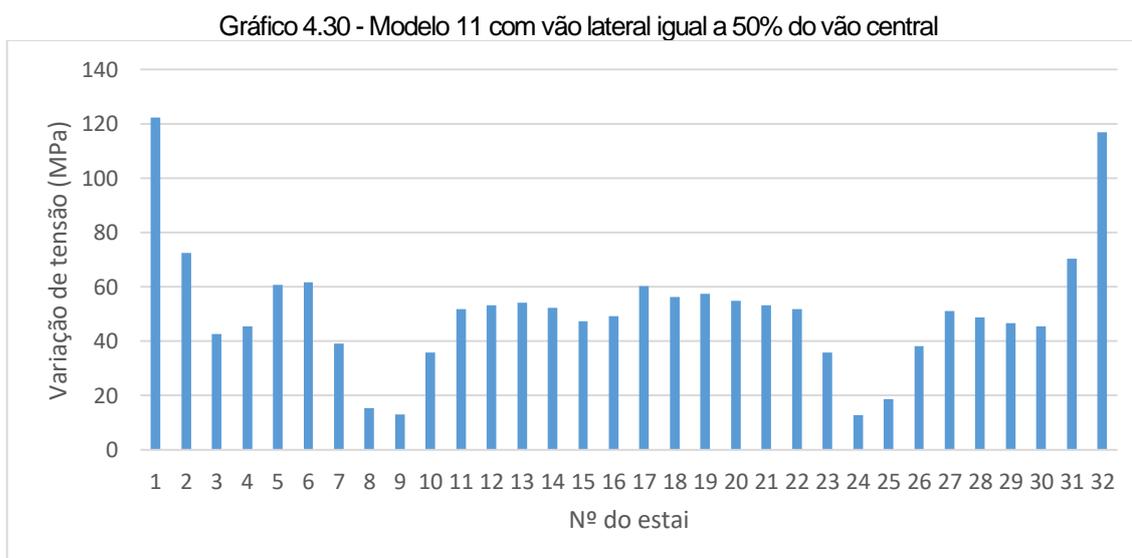
variação de tensão bem próximos aos estais de ancoragem, com variação de até 60 MPa (estai 19).

4.2.3.2 Modelo 11 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 1,9 e 3,8 metros, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Foram adotados 16 estais no vão central e 8 nos vãos laterais. Com os resultados no Gráfico 4.30.

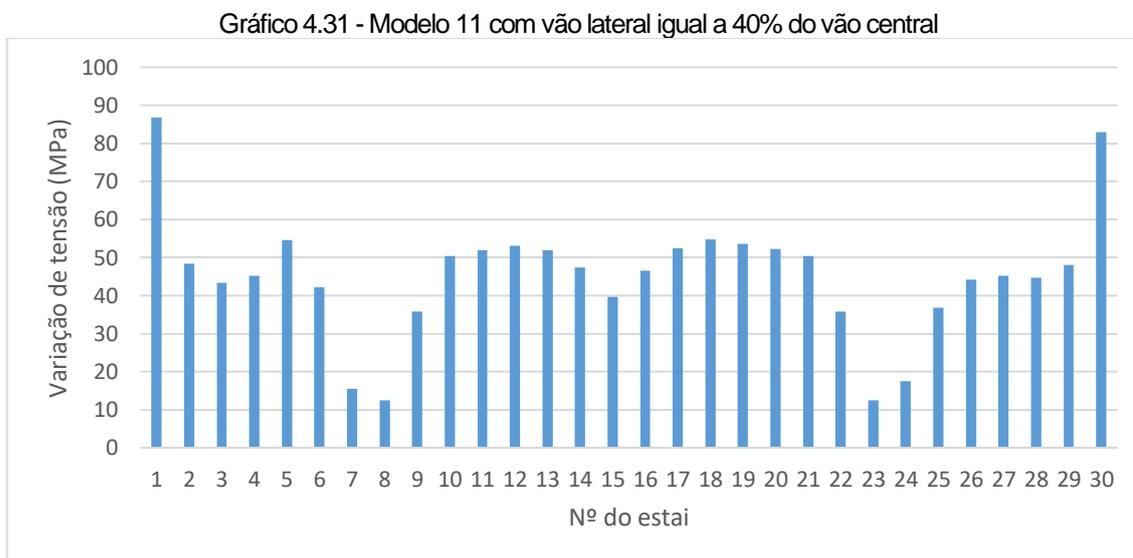


Fonte: Elaborado pelo autor.

Quando se aumentou o espaçamento dos estais, devido aos critérios de pré-dimensionamento, a relação entre a carga variável e a carga permanente diminuiu, desta forma houve também redução da variação das tensões. O estai de ancoragem apresentou variação de 122 MPa com tensão máxima e tensão mínima de 590 e 467 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Foram adotados 16 estais no vão central e 7 nos vãos laterais. Os resultados são mostrados no Gráfico 4.31.

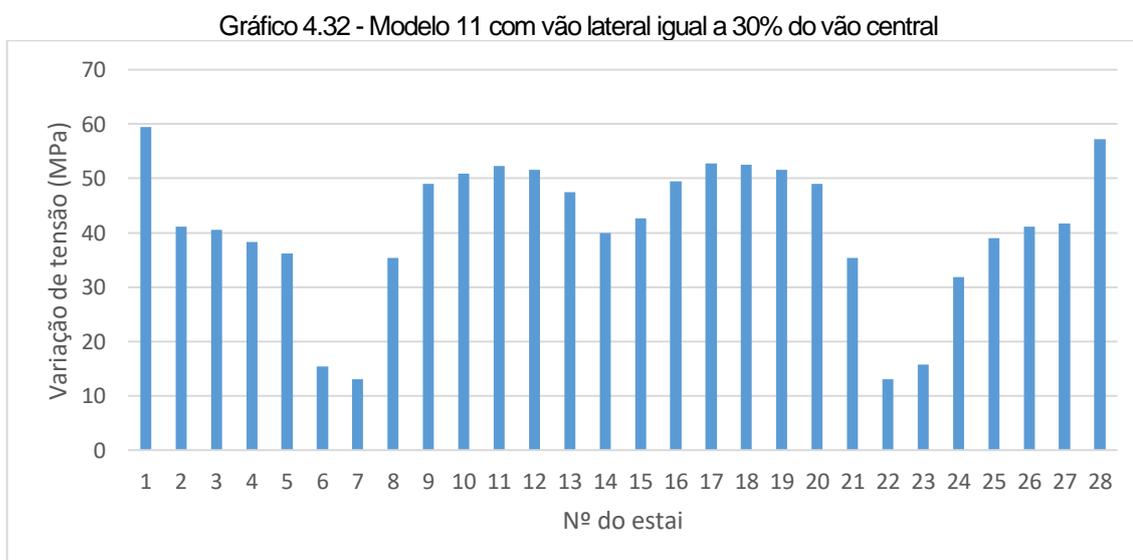


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem 1 apresenta maior variação de tensão, de 87 MPa, com tensão máxima e tensão mínima de 628 e 541 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

Foram adotados 16 estais no vão central e 6 nos vãos laterais. Os resultados de variação de tensão estão apresentados no Gráfico 4.32.

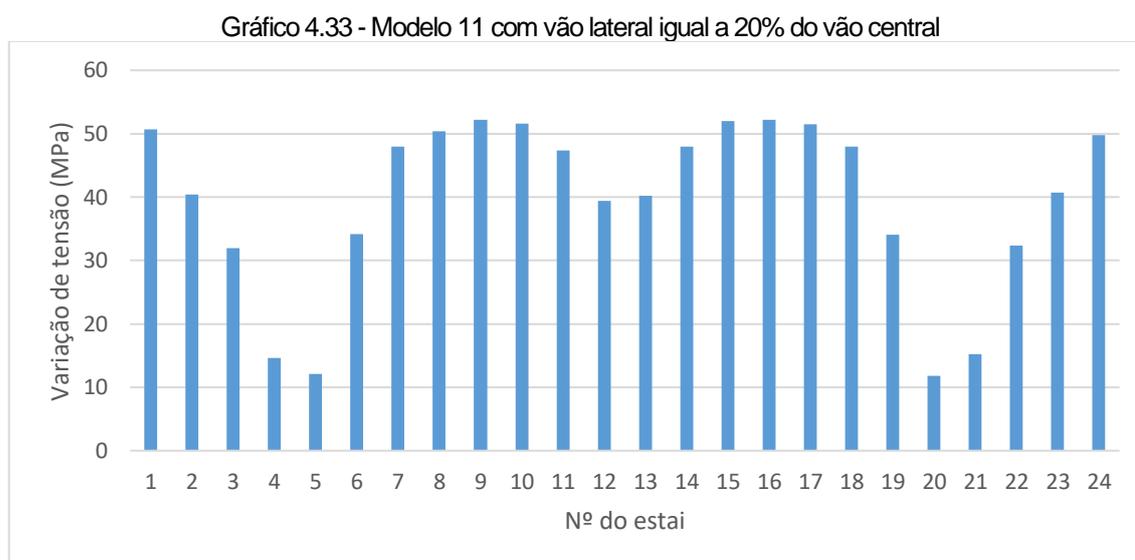


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai 1 apresenta maior variação de tensão (59 MPa), com tensão máxima de 664 MPa ocorrendo no caso de carregamento 2 e a tensão mínima de 605 MPa ocorrendo no caso de carregamento 3.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

Foram adotados 16 estais no vão central e 4 nos vãos laterais. Os resultados estão apresentados no Gráfico 4.33.



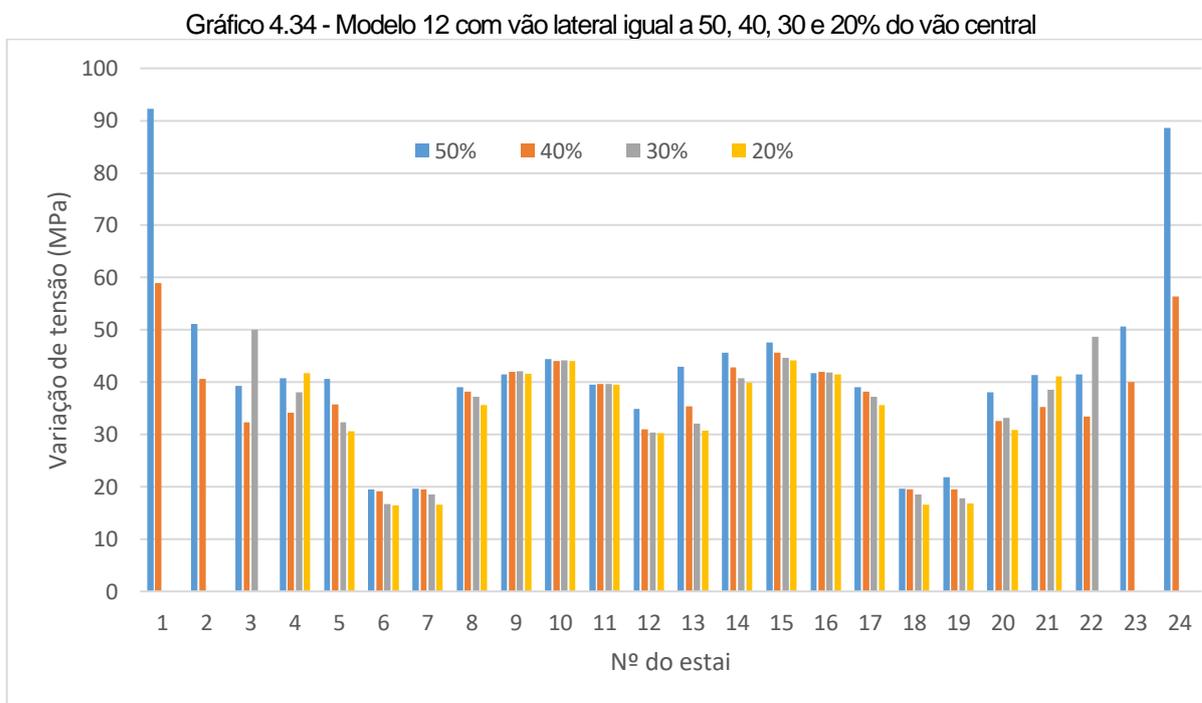
Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo em que houve a redução do vão lateral os estais internos mantiveram um nível de variação de tensão em torno de 52 MPa, enquanto no estai de ancoragem essa variação diminuiu. Para VLVC20 a variação de tensão no cabo de ancoragem foi de 51 MPa.

4.2.3.3 Modelo 12 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 50 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 2,0 e 4,0 metros, respectivamente.

Para todos os casos foram adotados 12 estais no vão central, para o vão lateral foram adotados 6, 6, 4 e 3 estais para 50, 40, 30 e 20%, respectivamente. Os resultados de variação de tensão são apresentado no Gráfico 4.34.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para VLVC50 e VLVC40 o estai de ancoragem apresentou maior variação de tensão, com 92 MPa e 59 MPa, respectivamente. No caso VLVC30 o estai 3 apresentou maior variação com 50 MPa e no caso VLVC20 os estais do vão central tiveram maior variação com a maior de 44 MPa.

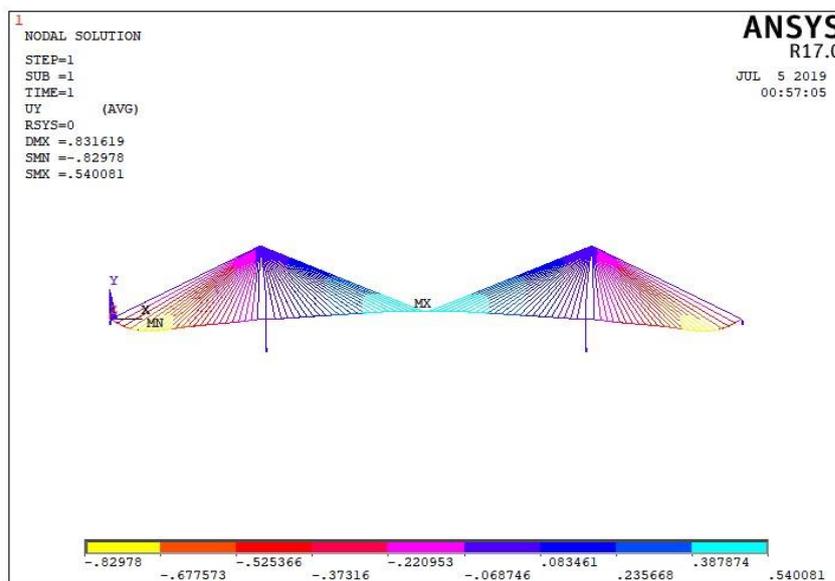
4.2.3.4 Modelo 13 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 8 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 2,7 e 5,4 metros, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Foram adotados 48 estais no vão central e 24 nos vãos laterais. Utilizando as dimensões do pré-dimensionamento as flechas ficaram acima do limite, conforme Figura 4.7.

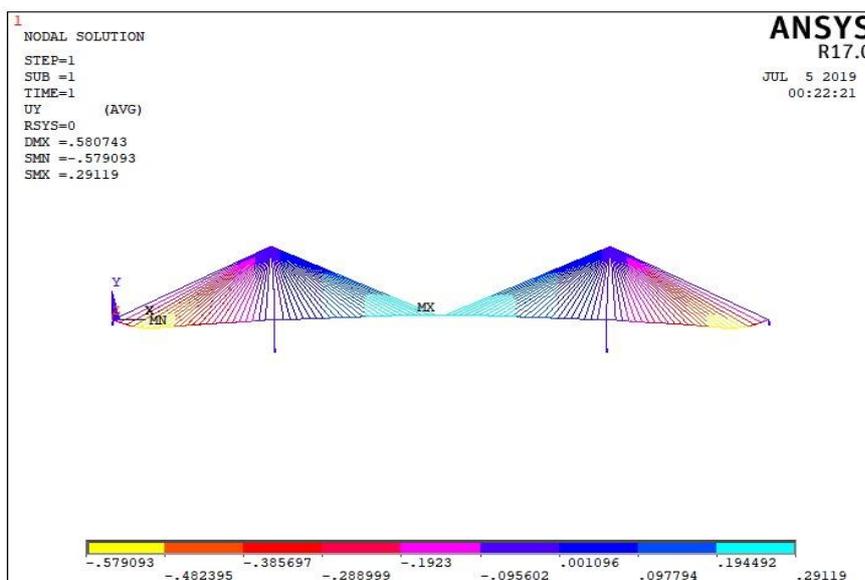
Figura 4.7 – Deformada, aumentada 20x, para modelo 13 com valores de pré-dimensionamento



Fonte: Elaborado pelo autor.

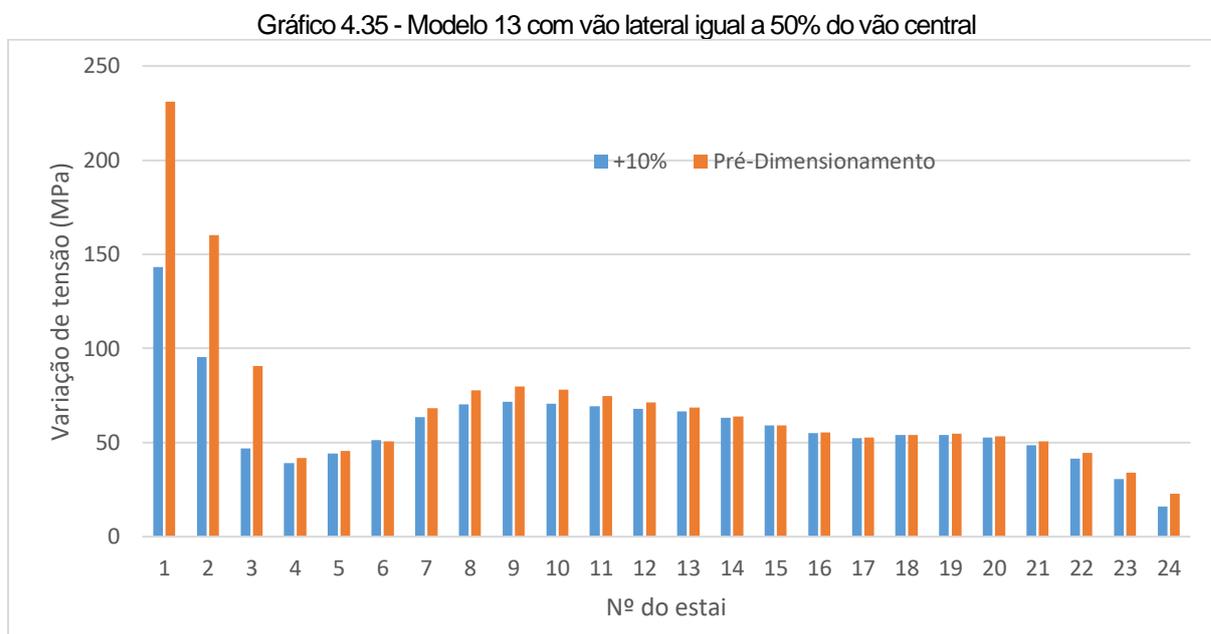
O mastro adotado possui 5x8 metros e a área do estai de ancoragem foi aumentada em 10% em relação ao pré-dimensionamento, para controle da flecha (Figura 4.8).

Figura 4.8 – Deformada, aumentada 20x, para modelo 13 com valores aumentados em 15%.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 4.35 mostra apenas as variações de tensão referente a meio plano de cabos.



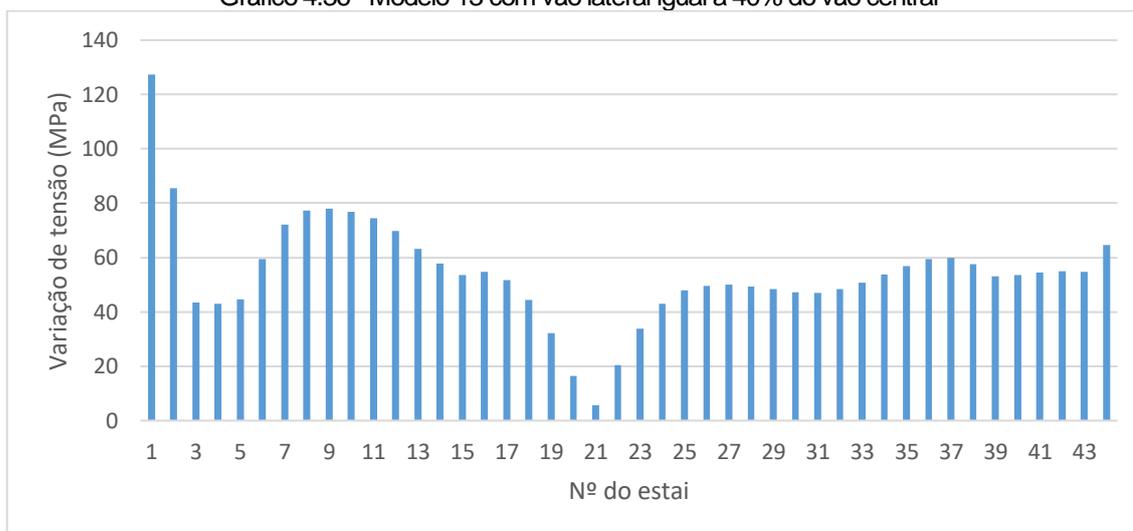
Fonte: Elaborado pelo autor.

Analisando o gráfico observa-se que o estai 1 possui a maior variação de tensão com 231 MPa considerando o pré-dimensionamento e com 143 MPa ajustando o mastro e os estais. Como os ajustes nos estais foram muito pequenos, pode-se afirmar que a rigidez do mastro foi o que mais influenciou na alteração dos resultados. Quando submetido ao caso de carregamento 2 (CC-2) o estai de ancoragem é mais o solicitado e quando submetido ao caso de carregamento 3 (CC-3) ocorre o maior alívio, pode-se afirmar que as deformações do mastro intensificam as tensões máximas e mínimas obtidas nesses casos.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Foram adotados 48 estais no vão central e 20 nos vãos laterais. As dimensões dos mastros e estais, foram a de pré-dimensionamento. O Gráfico 4.36 mostra os resultados de variação de tensão.

Gráfico 4.36 - Modelo 13 com vão lateral igual a 40% do vão central



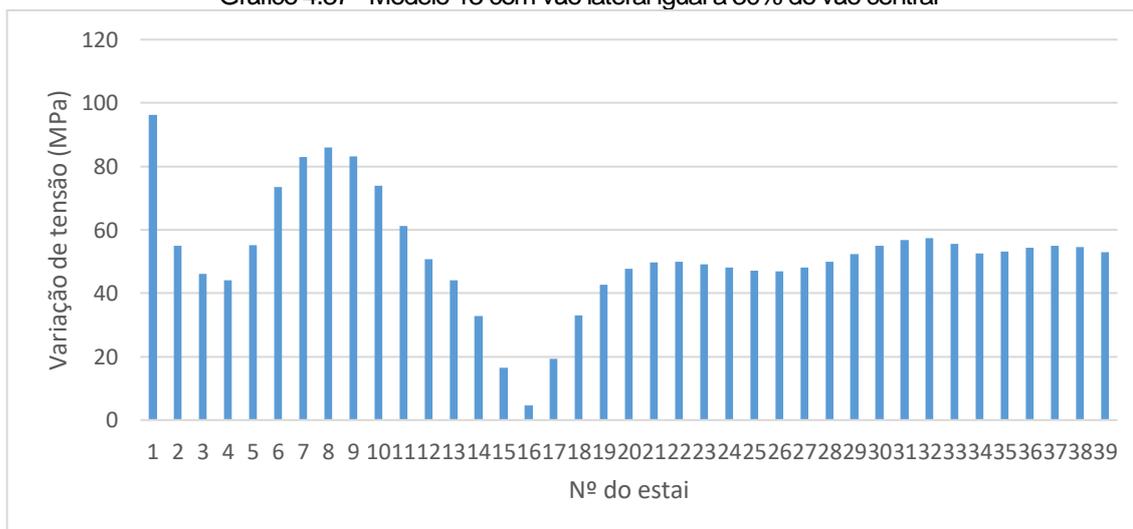
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem apresentou variação de tensão de 127 MPa com tensão máxima e tensão mínima de 515 e 388 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

Foram adotados 48 estais no vão central e 15 nos vãos laterais. As dimensões dos mastros e estais, foram a de pré-dimensionamento. O Gráfico 4.37 mostra os resultados.

Gráfico 4.37 - Modelo 13 com vão lateral igual a 30% do vão central

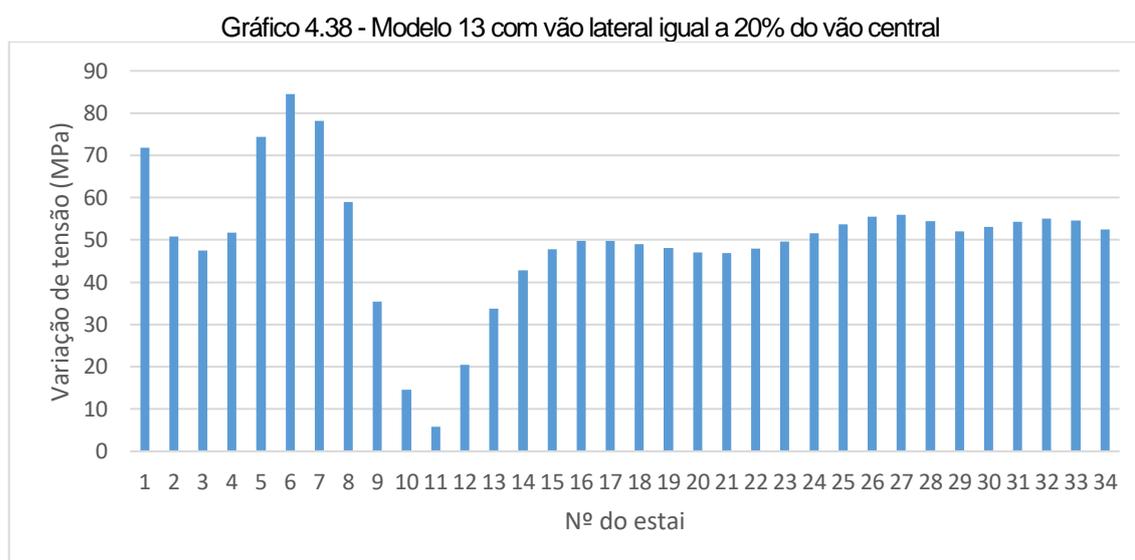


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem (1) apresentou variação de tensão de 96 MPa com tensão máxima e tensão mínima de 671 e 574 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

Foram adotados 48 estais no vão central e 10 nos vãos laterais. As dimensões dos mastros e estais, foram a de pré-dimensionamento. Os resultados estão apresentados no Gráfico 4.38.



Fonte: Elaborado pelo autor.

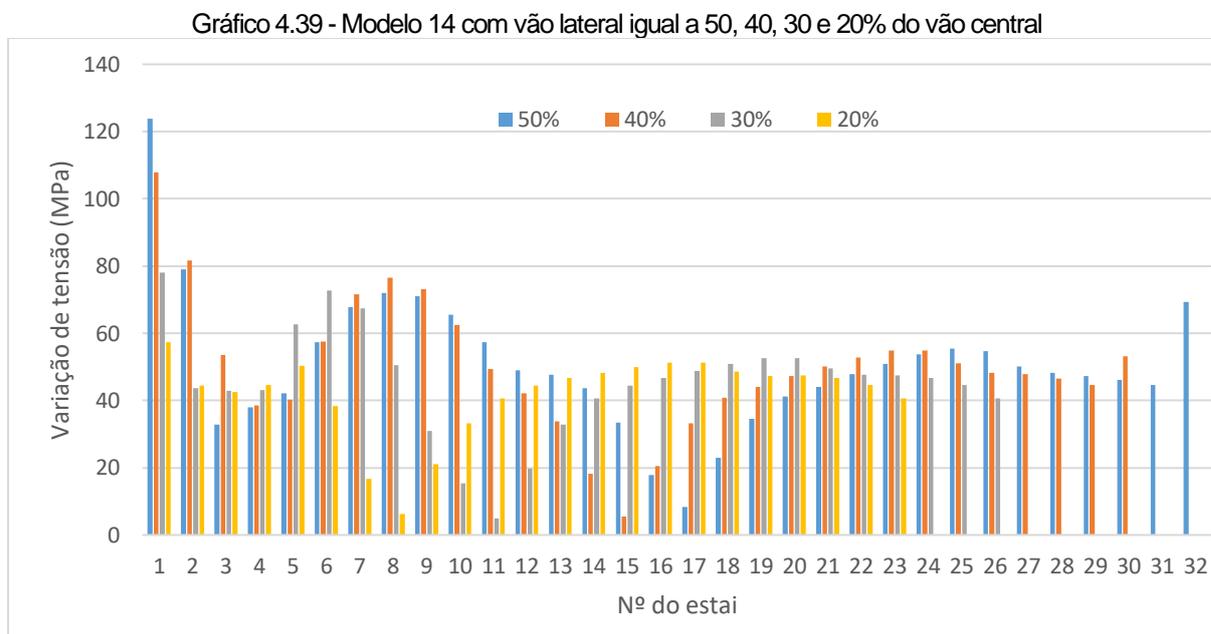
O estai 6, presente no vão lateral, apresentou a maior variação de tensão com 84 MPa, a tensão máxima, de 586 MPa, ocorreu no caso de carregamento 5 e a tensão mínima, de 502 MPa, ocorreu no caso de carregamento 2.

4.2.3.5 Modelo 14 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 2,9 e 5,7 metros, respectivamente. Para 40, 30 e 30% foram utilizadas as dimensões pré dimensionadas. Para 50% foi utilizada seção 5x8 metros e aumento de 10% na área e força de protensão do cabo de ancoragem.

Para todos os casos foram adotados 32 estais no vão central, para o vão lateral foram adotados 16, 14, 10 e 7 estais para 50, 40, 30 e 20%, respectivamente. O Gráfico 4.39

representa meia ponte, para VLVC50 vai do estai 1 ao 32, para VLVC40 vai do estai 1 ao 30, para VLVC30 do estai 1 ao 26 e para VLVC20 do 1 ao 23.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em todos os casos a maior variação de tensão ocorre no estai de ancoragem. Para VLVC50, VLVC40, VLVC30 e VLVC20 essa variação foi de 124 MPa, 108 MPa, 78 MPa e 57MPa, respectivamente, com a tensão máxima ocorrendo no caso de carregamento 2 e a tensão mínima no caso de carregamento 3.

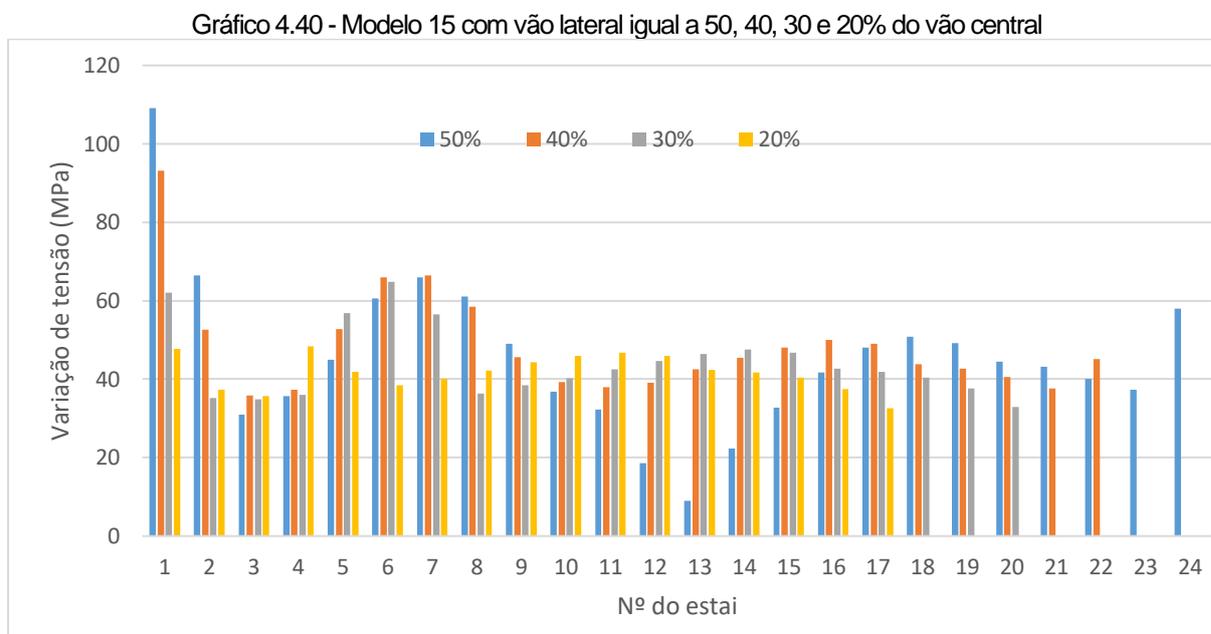
4.2.3.6 Modelo 15 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 100 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,0 e 5,9 metros, respectivamente.

Para 40, 30 e 30% foram utilizadas as dimensões pré-dimensionadas. Para 50% foi utilizada seção 5x8 metros e aumento de 10% na área e força de protensão do estai de ancoragem.

Em todos os casos foram adotados 24 estais no vão central, e no vão lateral foram adotados 12, 10, 8 e 5 estais para relação entre o vão lateral e o vão central 0,5, 0,4,

0,3 e 0,2, respectivamente. O Gráfico 4.40 representa meio plano de cabos, para VLVC50 vai do estai 1 ao 24, para VLVC40 vai do estai 1 ao 22, para VLVC30 do estai 1 ao 20 e para VLVC20 do 1 ao 17.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em todos os casos o estai de ancoragem apresentou maior variação de tensão. Essa variação foi de 109, 93, 62 e 48 MPa para VLVC50, VLVC40, VLVC30 e VLVC20, respectivamente.

4.2.3.7 Modelo 16 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 8 metros

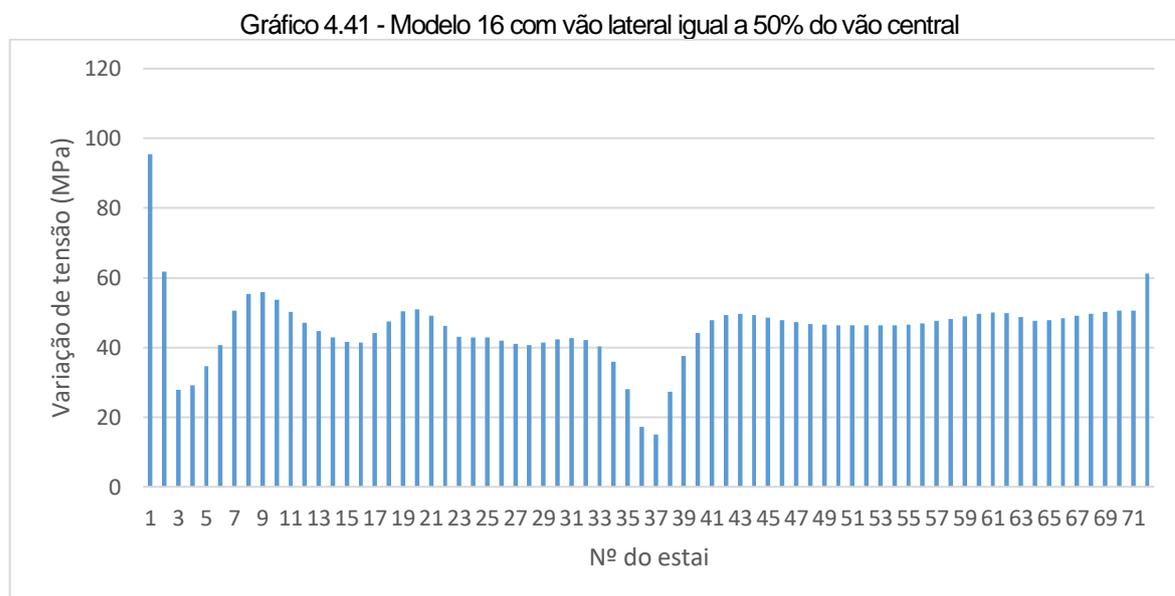
A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,5 e 7,0 metros, respectivamente.

Para 40, 30 e 30% foram utilizadas as dimensões pré dimensionadas, a área e força de protensão dos estais laterais foram reduzidas em 10%. Para 50% foi utilizada seção 8x14 metros e aumento de 20% na área e força de protensão dos estais laterais.

Em todos os casos foram adotados 72 estais no vão central, para o vão lateral foram adotados 36, 30, 22 e 15 estais para 50, 40, 30 e 20%, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

O Gráfico 4.41 representa os resultados para meio plano de estais.



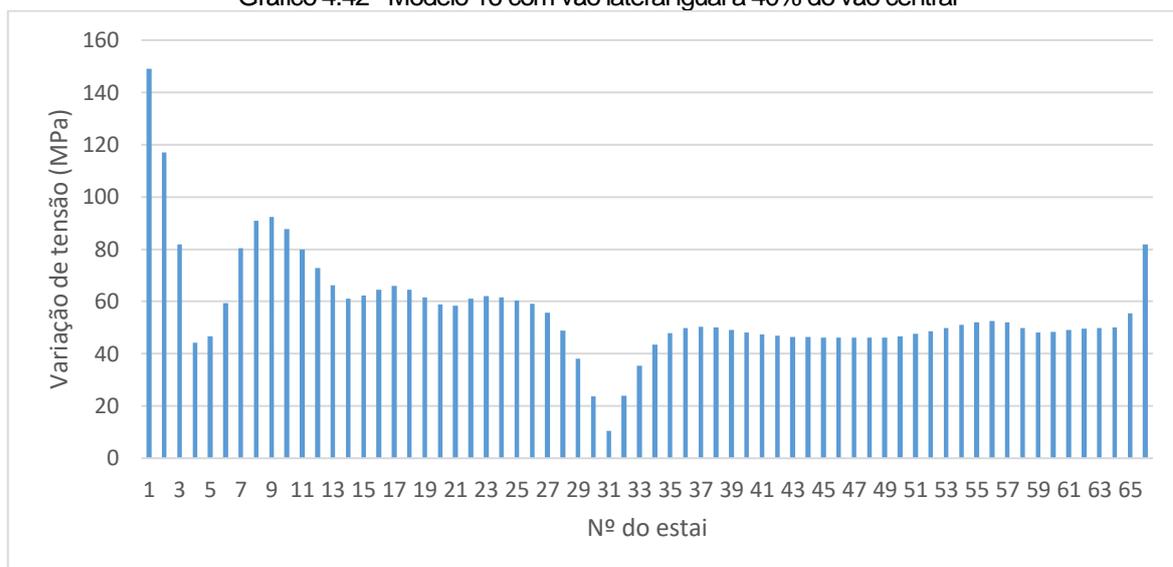
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem possui tensão máxima de 434 MPa e tensão mínima de 339 MPa, com variação de 96 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.42 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de cabos.

Gráfico 4.42 - Modelo 16 com vão lateral igual a 40% do vão central



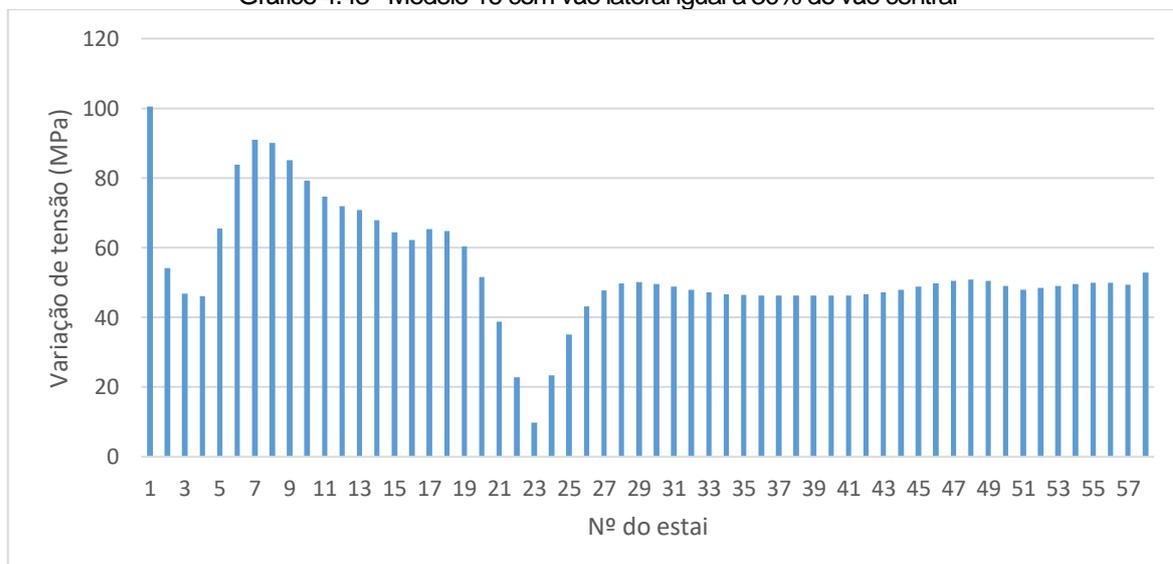
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem com tensão máxima e tensão mínima de 565 e 416 MPa, respectivamente, possui variação de 149 MPa. A variação de tensão para VLVC40 ficou maior que para VLVC50 devido a utilização de mastro de menor rigidez, devido aos ajustes feitos na área dos estais em cada um dos casos.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.43 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de cabos.

Gráfico 4.43 - Modelo 16 com vão lateral igual a 30% do vão central

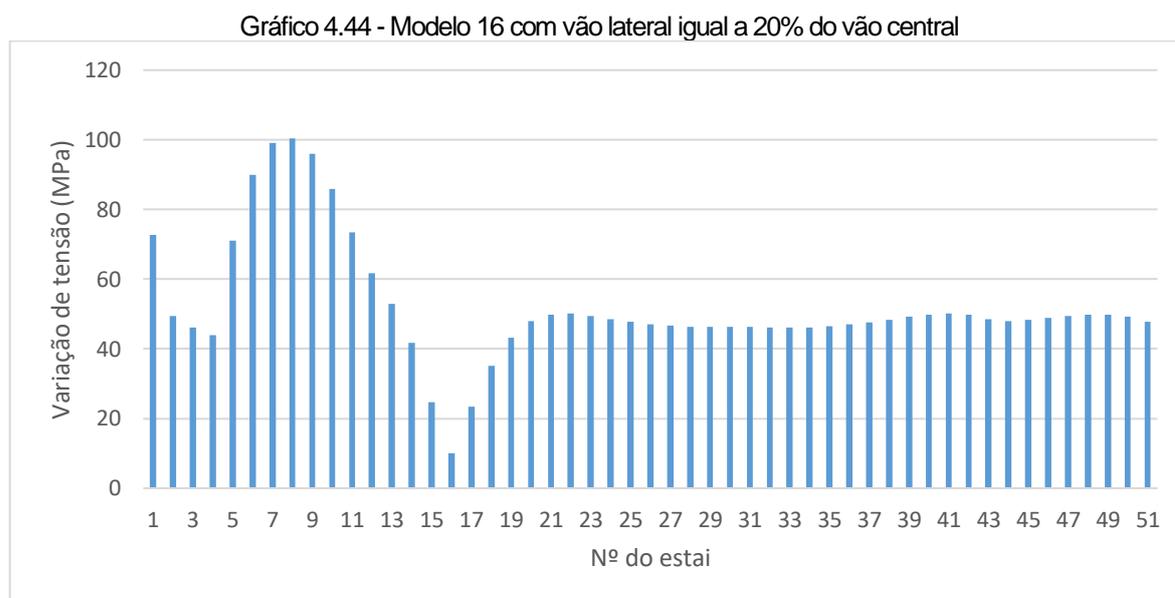


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem, com 100 MPa, possui a maior variação de tensão.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.44 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de cabos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

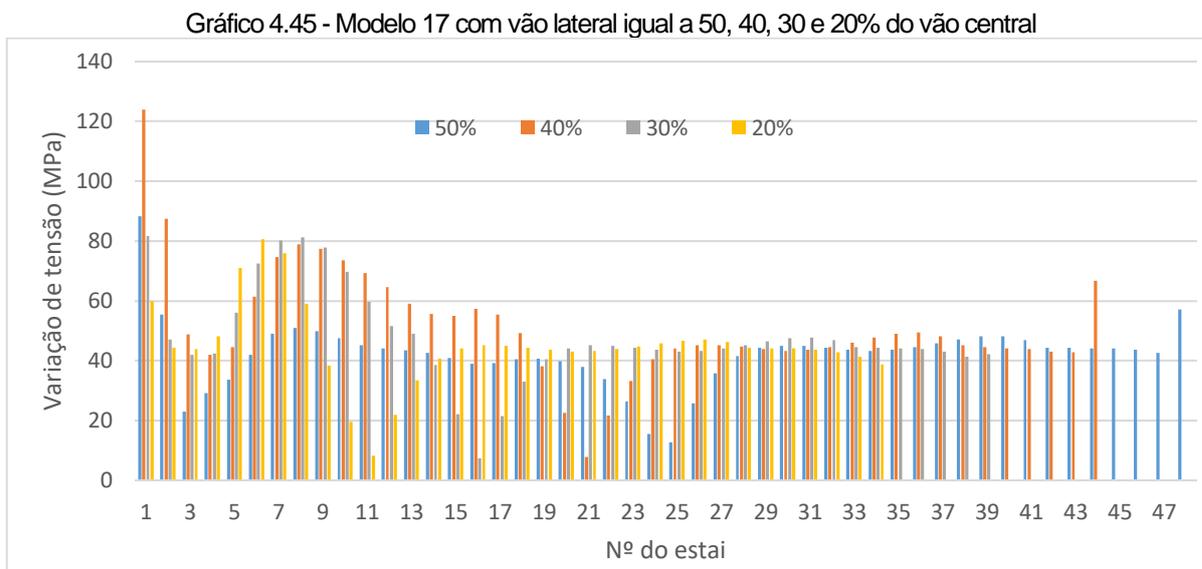
O estai 8, pertencente ao vão lateral, apresenta a maior variação de tensão, com 100 MPa, a máxima tensão de 671 MPa ocorre no caso de carregamento 5, e a mínima tensão de 571 MPa ocorre no caso de carregamento 2.

4.2.3.8 Modelo 17 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 12 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,7 e 7,3 metros, respectivamente.

Para 40, 30 e 30% foram utilizadas as dimensões pré dimensionadas, a área e força de protensão dos estais laterais foram reduzidas em 10%. Para 50% foi utilizada seção 8x15 metros e aumento de 20% da área e força de protensão dos estais laterais.

Em todos os casos foram adotados 48 estais no vão central, para o vão lateral foram adotados 24, 20, 15 e 10 estais para 50, 40, 30 e 20%, respectivamente. O Gráfico 4.45 representa meio plano de cabos, para VLVC50 vai do estai 1 ao 48, para VLVC40 vai do estai 1 ao 44, para VLVC30 do estai 1 ao 39 e para VLVC20 do 1 ao 34.



O estai de ancoragem (1) apresentou a maior variação de tensão no caso VLVC50 com 88 MPa, no caso VLVC40 com 124 MPa e no caso VLVC30 com 82 MPa. No caso VLVC20 a maior variação de tensão ocorreu no estai 6, com 81 MPa.

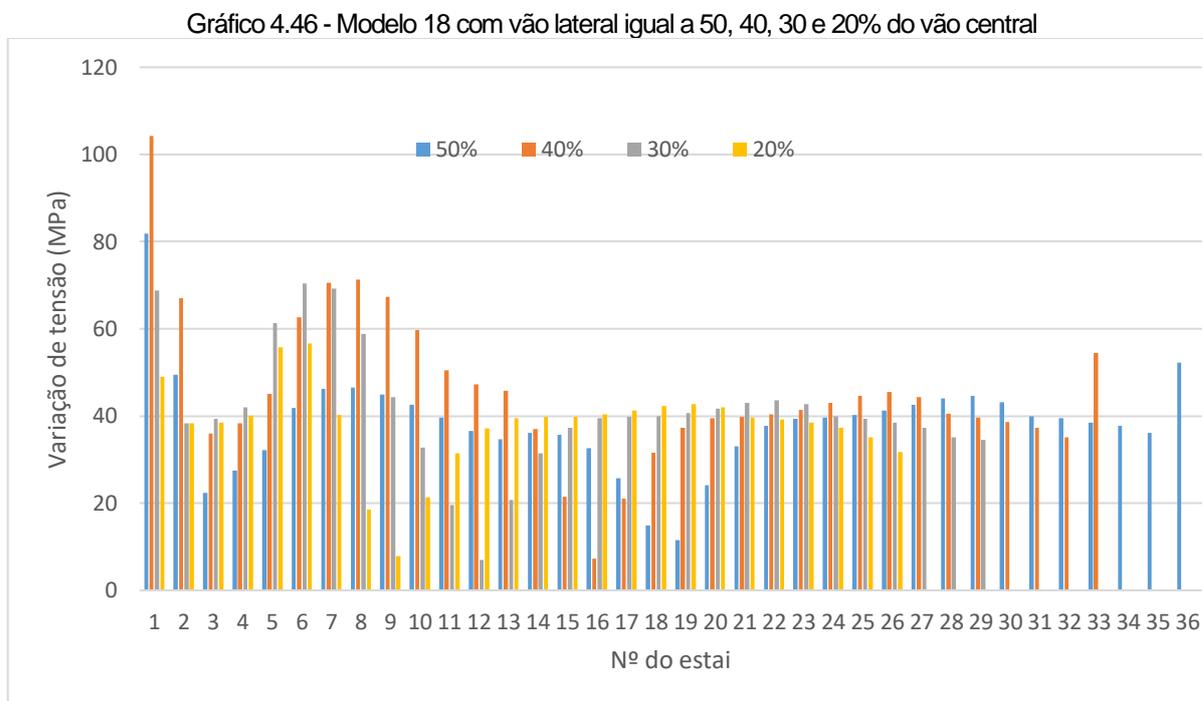
4.2.3.9 Modelo 18 - Vão central igual a 600 metros e espaçamento de 16 metros

A altura do mastro, acima do tabuleiro, é de 150 metros. As dimensões na direção transversal e longitudinal, inicialmente pré-dimensionadas, são de 3,8 e 7,6 metros, respectivamente.

Para 40, 30 e 30% foram utilizadas as dimensões pré-dimensionadas, a área e força de protensão dos estais laterais foram reduzidas em 10%. Para 50% foi utilizada seção 8x14 e aumento de 20% na área e força de protensão dos estais laterais.

Em todos os casos foram adotados 36 estais no vão central, para o vão lateral foram adotados 18, 15, 11 e 8 estais para 50, 40, 30 e 20%, respectivamente. O Gráfico 4.46

representa meio plano de cabos, para 50% vai do estai 1 ao 36, para 40% vai do estai 1 ao 33, para 30% do estai 1 ao 29 e para 20% do 1 ao 26.



O estai de ancoragem (1) apresentou a maior variação de tensão no caso VLVC50 com 82 MPa e no caso VLVC40 com 104 MPa. Já para o caso VLVC30 e VLVC20 a maior variação de tensão ocorreu nos estais 6 com 70 MPa e 57 MPa, respectivamente.

4.3 ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM VIGAS EM SUSPENSÃO TOTAL

Foram analisados alguns dos modelos descritos no item 4.2, modificando a vinculação do tabuleiro à torre, antes utilizado os tabuleiros engastados a torre, agora utilizando o tabuleiro desvinculado a torre. Foram analisados os vãos centrais de 200 e 400 metros, pois com 600 m de vão central foi necessário tomar critérios que reduziu, em muito, a variação de tensão. Os espaçamentos analisados foram apenas de 8 e 16 metros. Na análise feita no item 4.2 a relação entre a carga variável e a carga permanente de 0,30 utilizada para espaçamento de 8 metros apresentou variações de

tensão mais próximas ao limite de fadiga. A relação de carga de 0,20 quando espaçamento de 16 metros foi analisada para observar se há um padrão de variação de tensão com a mudança da relação de carga.

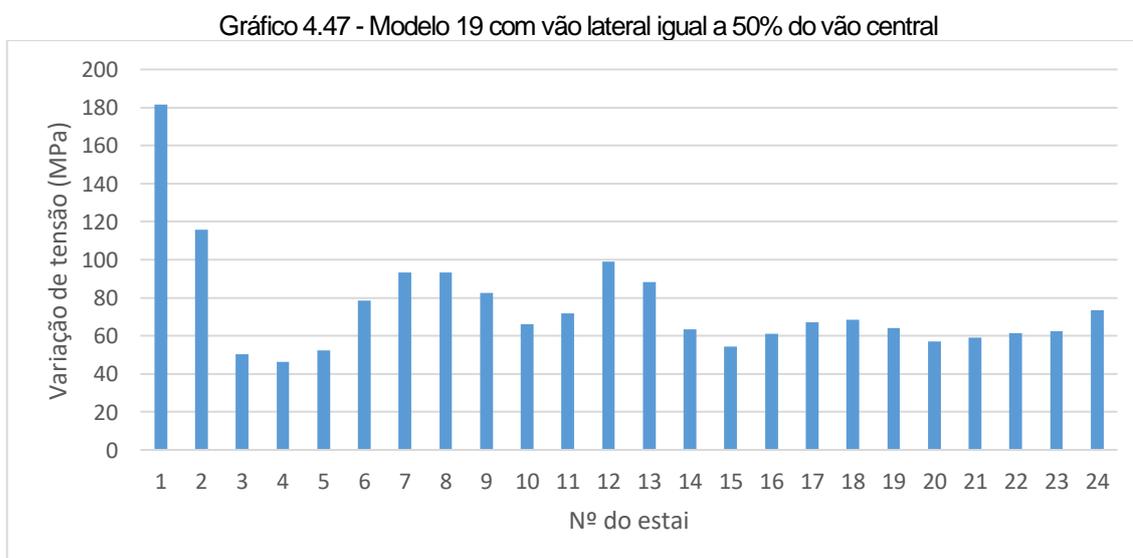
4.3.1 Sistema em Semi-Harpa

O número dos estais são os mesmos definidos no item 4.2. Apenas as dimensões da seção transversal dos mastros que foram alteradas. Os mastros adotados foram de 2x4 metros para vão central igual a 200 metros e de 3x9 m para vão central igual a 400 metros, sendo a maior dimensão na direção longitudinal. Foi necessário aumentar essa dimensão pois agora toda a carga é transmitida de uma única forma, pelos estais ao topo do mastro, aumentando a solicitação, exigindo maior inércia para controle das flechas.

4.3.1.1 Modelo 19 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 8 metros

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

O Gráfico 4.47 mostra os resultados para meio plano de estais, o mais solicitado.

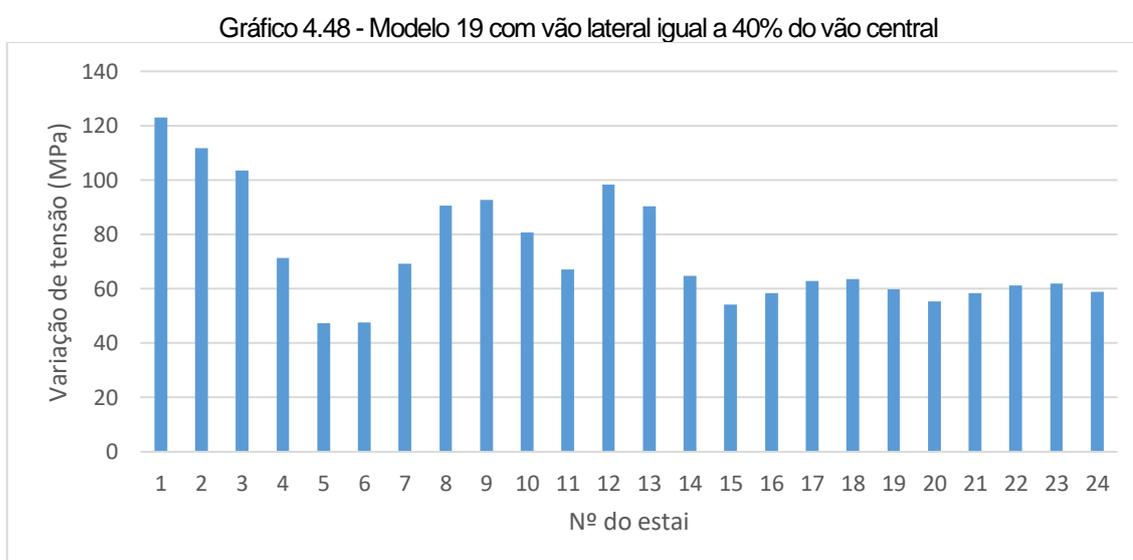


Fonte: Elaborado pelo autor.

Utilizando suspensão total, elevou-se a tensão máxima dos estais, em relação aos modelos de tabuleiro engastado à torre. O estai de ancoragem (1) apresenta variação de tensão de 182 MPa, com tensão máxima e tensão mínima de 477 e 296 MPa, respectivamente. Essa variação ficou acima do limite proposto pelo Eurocode.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.48 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de estais.



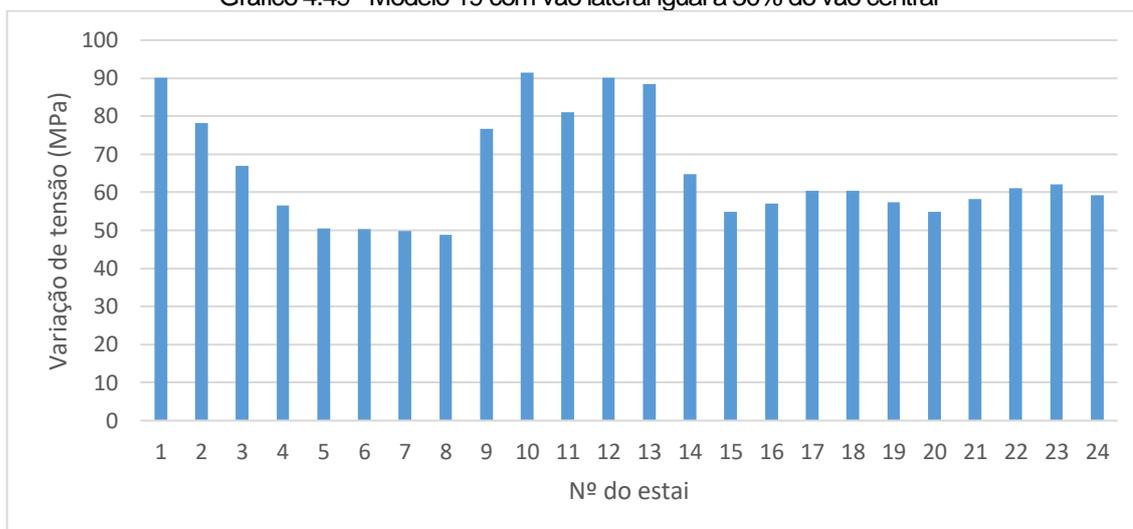
Fonte: Elaborado pelo autor.

Reduzindo o vão lateral, como esperado, reduziu-se também a variação de tensão no cabo de ancoragem quando comparado a VLVC50. Porém, fica acima da variação de tensão encontrada para o mesmo caso utilizando tabuleiro engastado. A variação de tensão foi de 123 MPa, com tensão máxima e tensão mínima de 563 e 440 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.49 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de estais.

Gráfico 4.49 - Modelo 19 com vão lateral igual a 30% do vão central



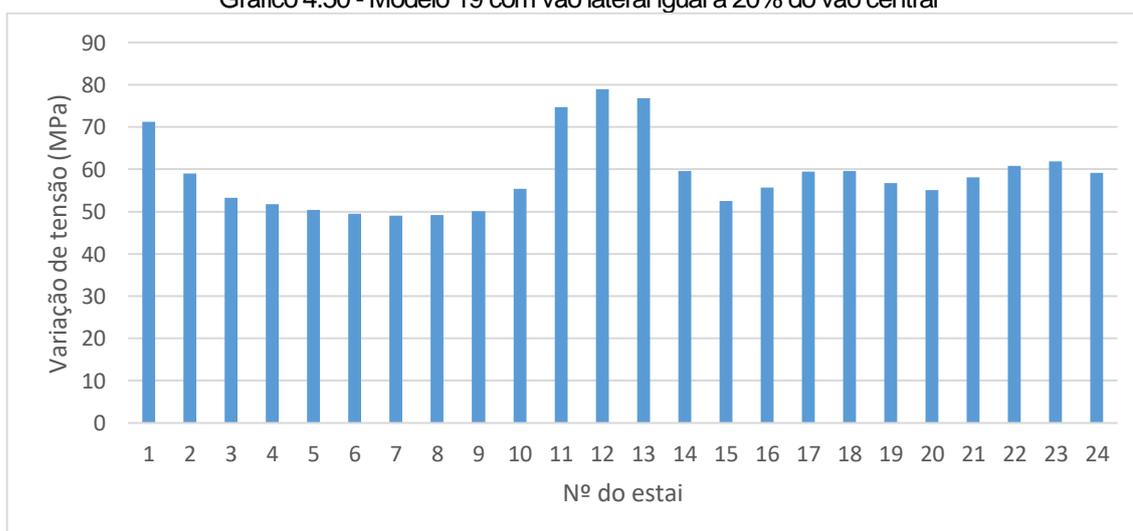
Fonte: Elaborado pelo autor.

Neste caso a variação de tensão no estai de ancoragem fica bem próxima dos estais próximos a torre, com variação da ordem de 90 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.50 representa os resultados de variação de tensão para meio plano de estais.

Gráfico 4.50 - Modelo 19 com vão lateral igual a 20% do vão central

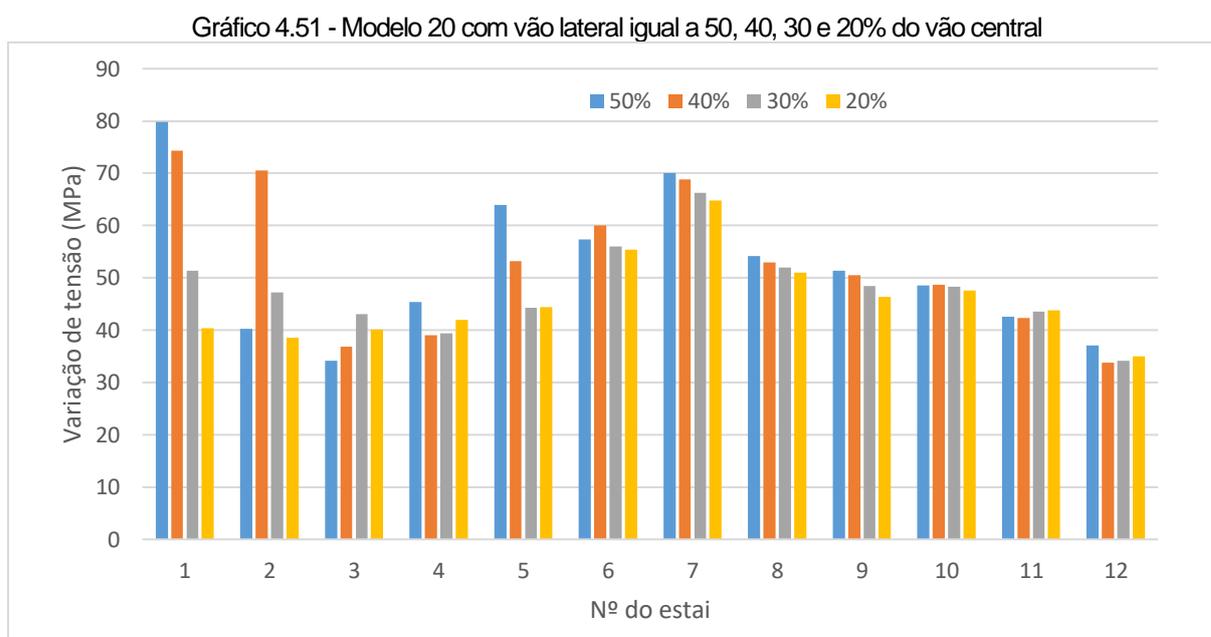


Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estais próximos a torre (estais 12 e 13) apresentaram a maior variação de tensão, próximas a 80 MPa, com tensão máxima e mínima ocorrendo no caso de carregamento 4 e 0, respectivamente.

4.3.1.2 Modelo 20 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 16 metros

Os resultados apresentados no Gráfico 4.51 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).



Fonte: Elaborado pelo autor.

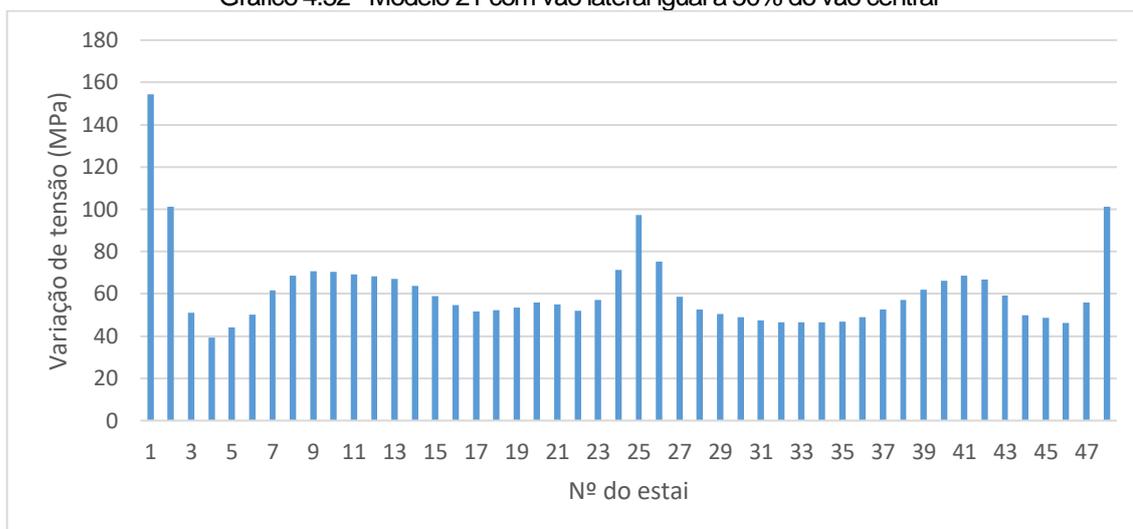
Com a redução da relação entre a carga variável e a carga permanente, a variação de tensão dos estais reduziram bem abaixo do limite. A maior variação de tensão ocorre no caso VLVC50 com 80 MPa. As tensões com tabuleiro em suspensão total ficaram mais elevadas que quando utilizado tabuleiro engastado à torre.

4.3.1.3 Modelo 21 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 8 metros

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

O Gráfico 4.52 representa os resultados para meio plano de estais.

Gráfico 4.52 - Modelo 21 com vão lateral igual a 50% do vão central



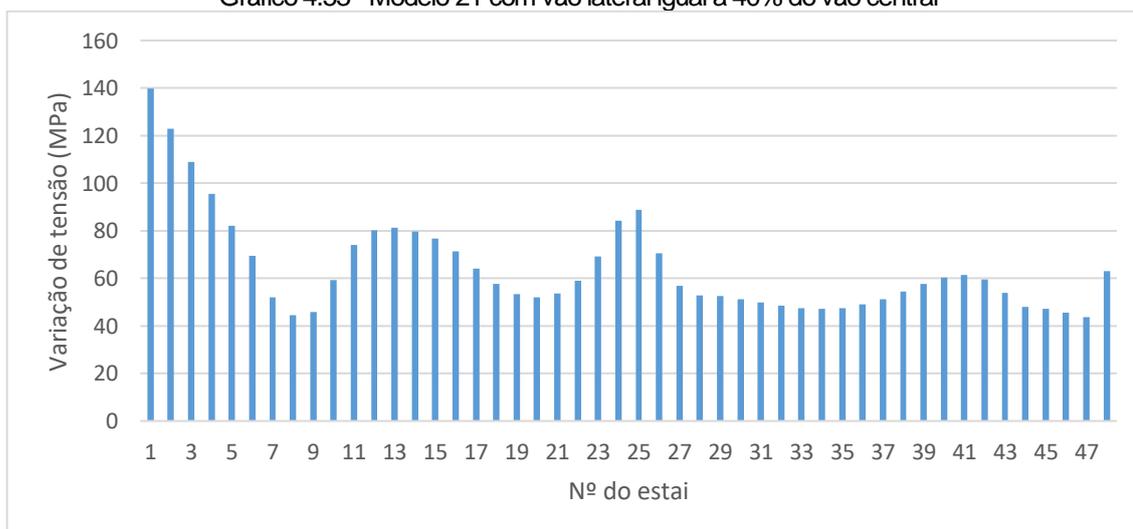
Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem (estai 1) apresentou a maior variação de tensão, com 154 MPa, as tensões máximas e mínimas foram obtidas nos casos de carregamento 2 e 3, com 399 e 245 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

O Gráfico 4.53 representa os resultados para meio plano de estais.

Gráfico 4.53 - Modelo 21 com vão lateral igual a 40% do vão central

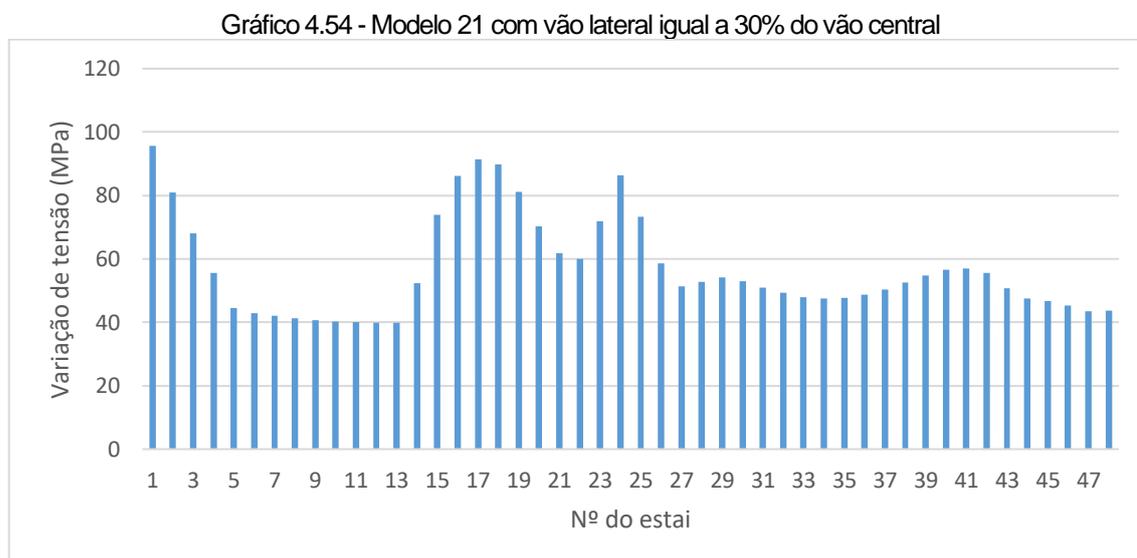


Fonte: Elaborado pelo autor.

A maior variação de tensão ocorreu no estai 1 com 140 MPa, tensão máxima de 558 MPa e tensão mínima de 418 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

O Gráfico 4.54 representa os resultados para meio plano de estais.

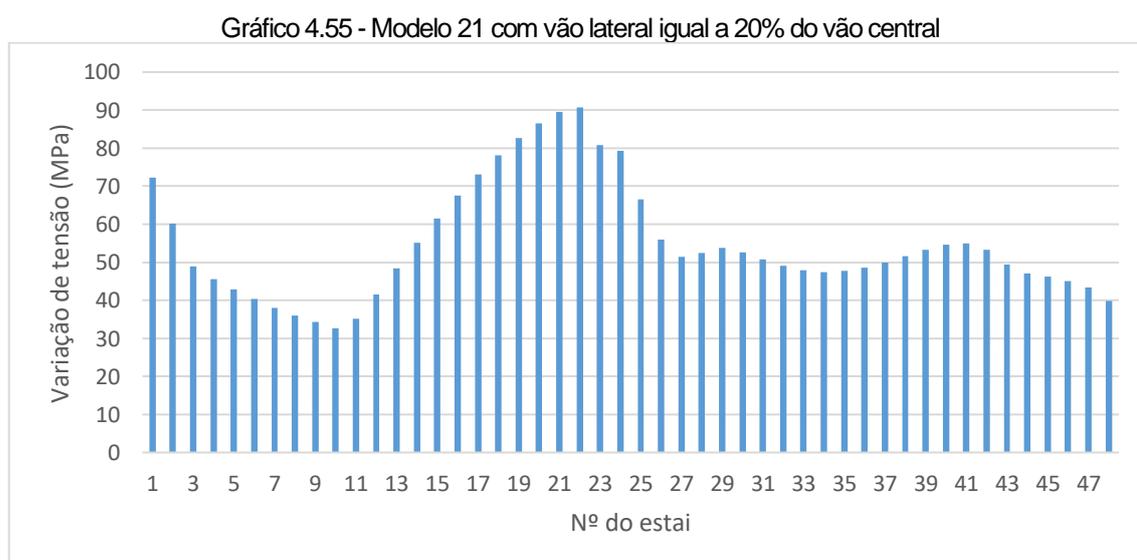


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem apresenta maior variação com 96 MPa, tensão máxima de 647 MPa e tensão mínima de 551 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

O Gráfico 4.55 mostra os resultados para meio plano de estais.

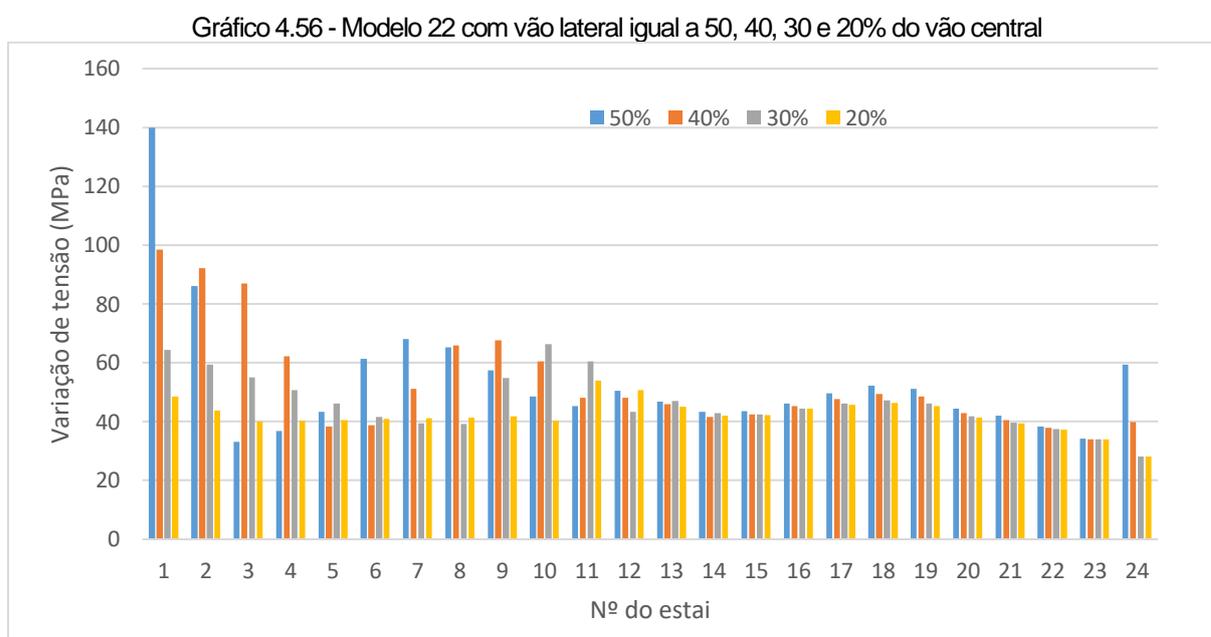


Fonte: Elaborado pelo autor.

O cabo de ancoragem não apresenta mais a maior variação de tensão, essa ocorre nos estai mais próximos ao mastro (estai 22), com 91 MPa, tensão máxima de 723 MPa (caso de carregamento 5) e tensão mínima de 632 MPa (caso de carregamento 7).

4.3.1.4 Modelo 22 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 16 metros

Os resultados apresentados no Gráfico 4.56 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A variação de tensão para os casos VLVC40, VLVC30 e VLVC20 ficaram muito abaixo do valor limite. Para VLVC50 o estai de ancoragem apresentou variação de 140 MPa, com tensão máxima e tensão mínima de 494 e 345 MPa, respectivamente.

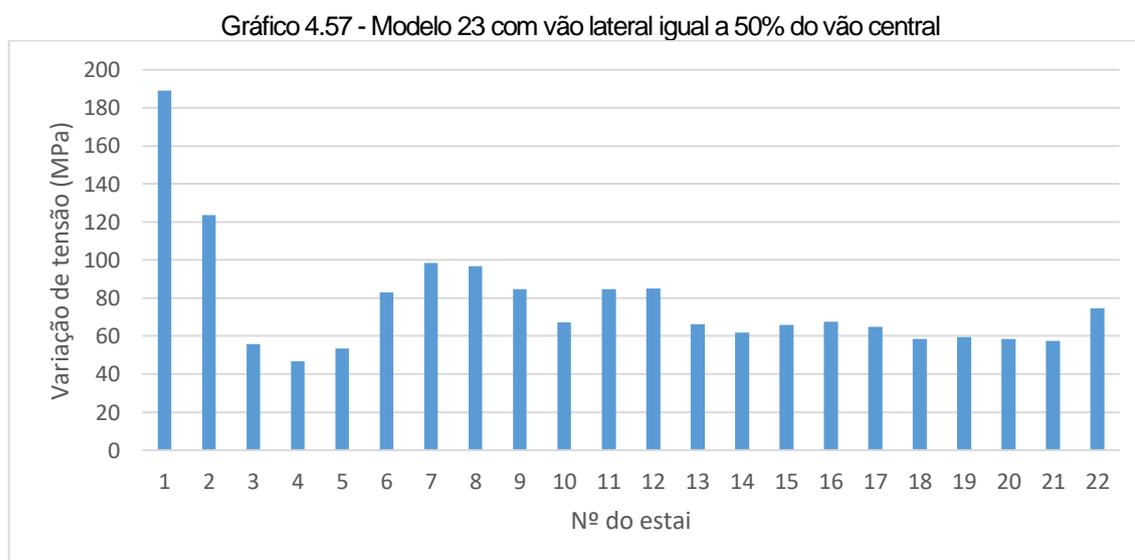
4.3.2 Sistema em Leque

Foram analisados vãos centrais de 200 e 400 metros, com espaçamentos entre estais de 8 e 16 metros. O número dos estais são os mesmos definidos no item 4.2.3. Foram realizadas as mesmas alterações na seção transversal do mastro, descritas no item 4.3.1.

4.3.2.1 Modelo 23 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 8 metros

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Os resultados apresentados no Gráfico 4.57 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).



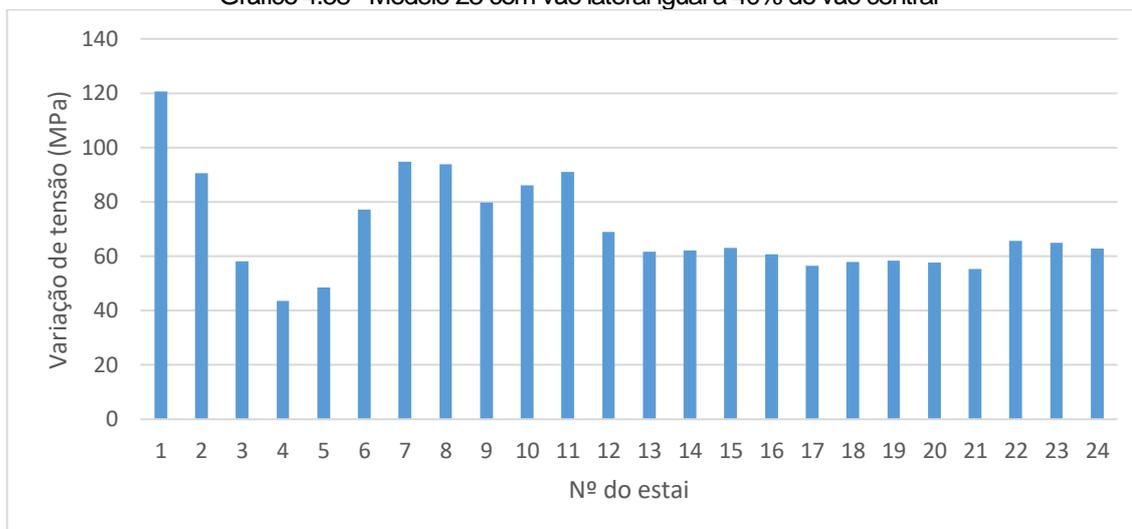
Fonte: Elaborado pelo autor.

A tensão no estai de ancoragem chega a 189 MPa, ficando acima do limite do Eurocode. A tensão máxima e a tensão mínima nesse estai é de 520 e 331 MPa, respectivamente.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Os resultados apresentados no Gráfico 4.58 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).

Gráfico 4.58 - Modelo 23 com vão lateral igual a 40% do vão central



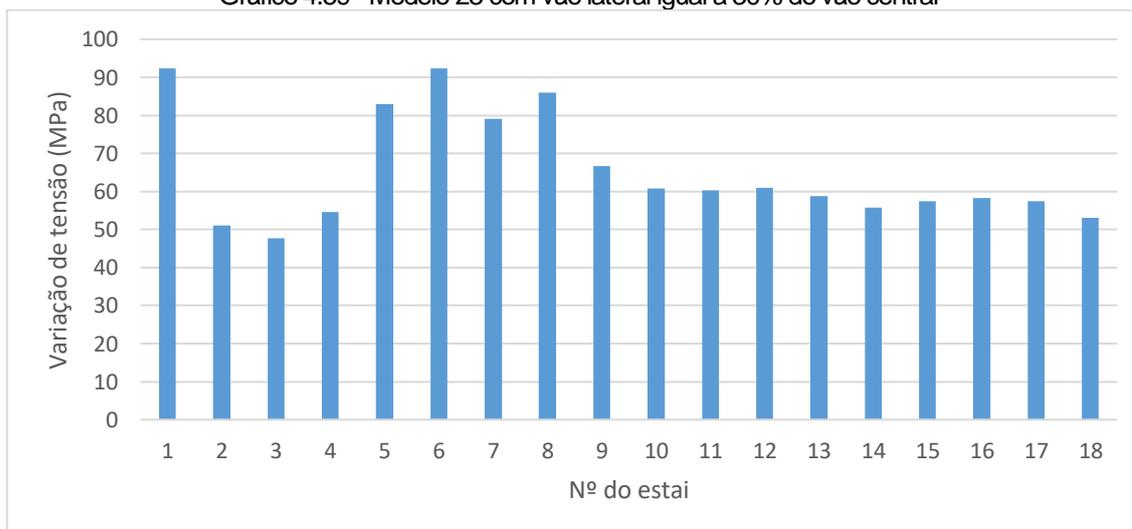
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estai de ancoragem apresenta maior variação de tensão, com 121 MPa, tensão máxima de 508 MPa e tensão mínima de 388 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)

Os resultados de variação de tensão do Gráfico 4.59 representam meio plano de estais.

Gráfico 4.59 - Modelo 23 com vão lateral igual a 30% do vão central

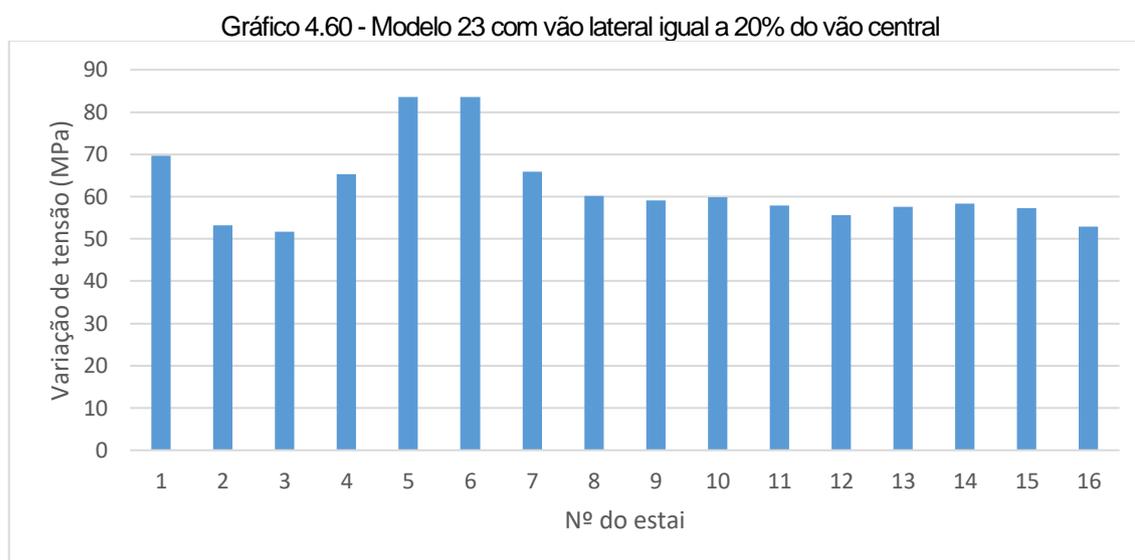


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai 1 e o estai 6 apresentam as maiores variações de tensão, com 91 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

Os resultados de variação de tensão do Gráfico 4.60 representam meio plano de estais.



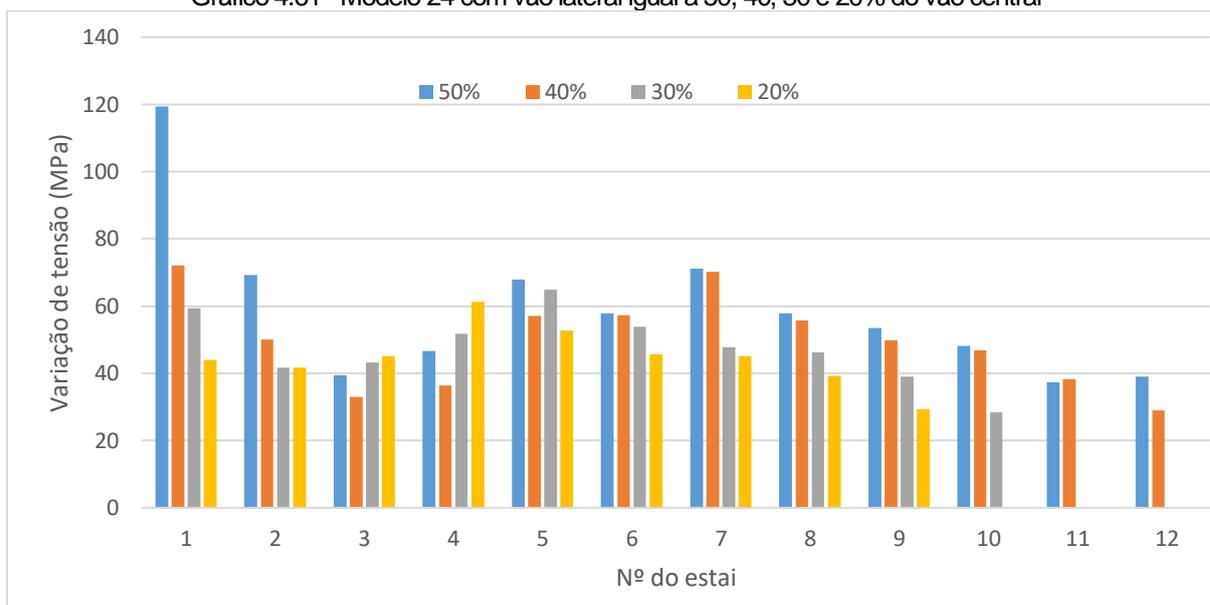
Fonte: Elaborado pelo autor.

A maior variação ocorre nos estais mais próximos ao mastro (estai 5 e 6), com 84 MPa.

4.3.2.2 Modelo 24 - Vão central igual a 200 metros e espaçamento de 16 metros

Os resultados apresentados no Gráfico 4.61 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).

Gráfico 4.61 - Modelo 24 com vão lateral igual a 50, 40, 30 e 20% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor.

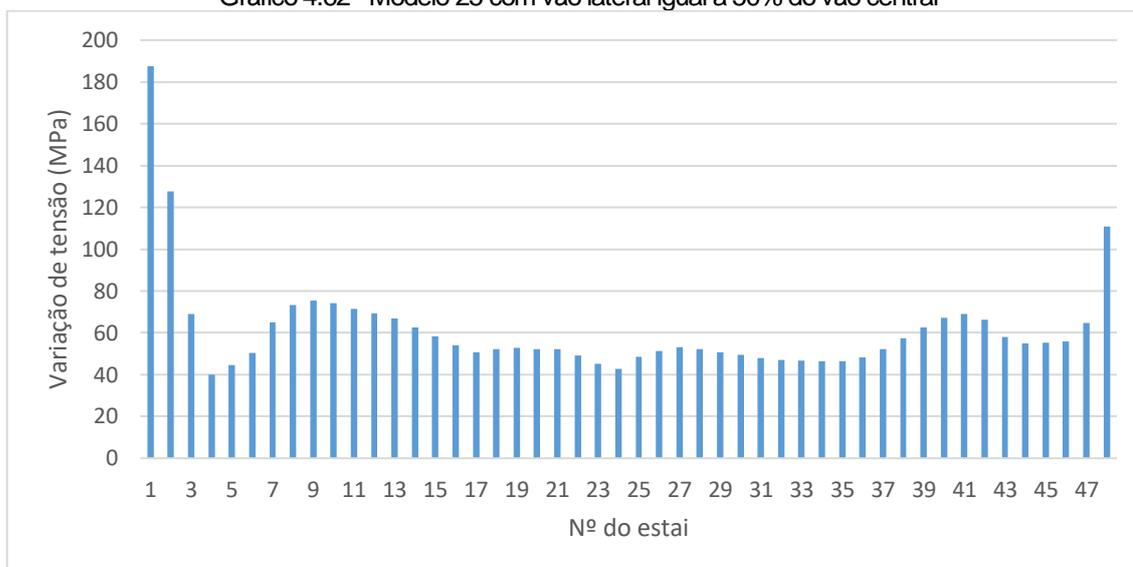
As variações de tensão para VLVC40, VLVC30 e VLVC20 ficaram muito abaixo do valor limite. Para VLVC50 o estai de ancoragem apresentou variação de 119 MPa, com máxima e mínima de 591 e 472 MPa, respectivamente.

4.3.2.3 Modelo 25 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 8 metros

Os resultados apresentados nos Gráfico 4.62, Gráfico 4.63, Gráfico 4.64 e Gráfico 4.65 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Gráfico 4.62 - Modelo 25 com vão lateral igual a 50% do vão central

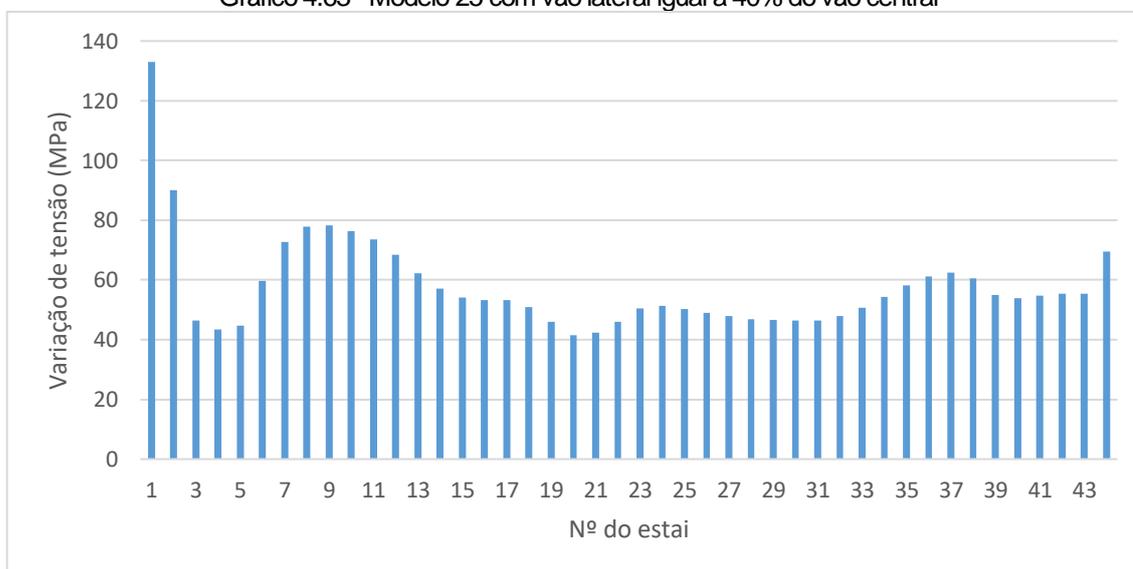


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem apresenta a maior variação de tensão, 187 MPa, máxima de 439 MPa e tensão mínima de 252 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

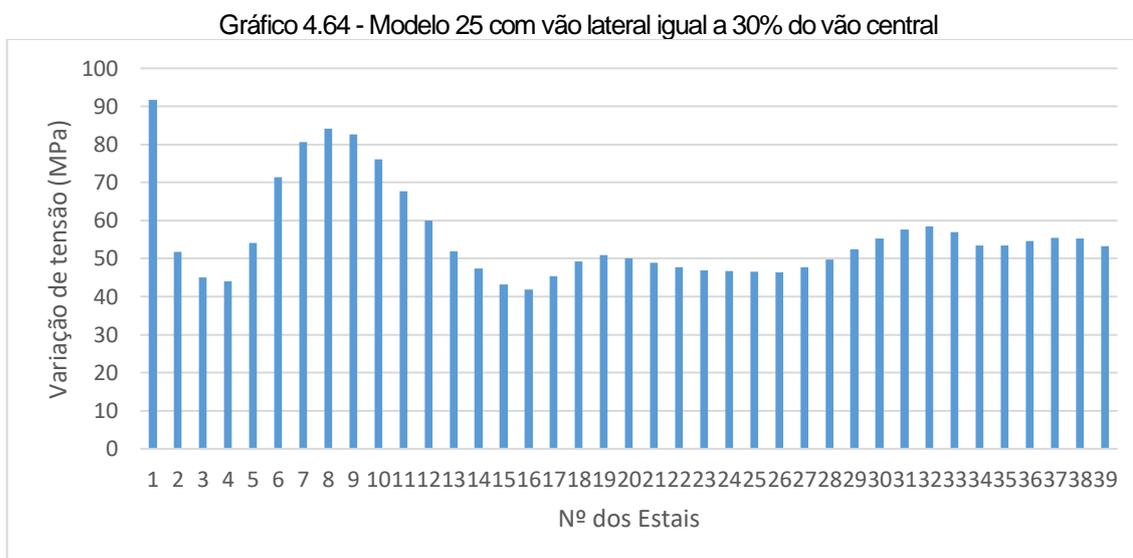
Gráfico 4.63 - Modelo 25 com vão lateral igual a 40% do vão central



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estai de ancoragem apresenta maior variação com 133 MPa, tensão máxima de 552 MPa e tensão mínima de 419 MPa.

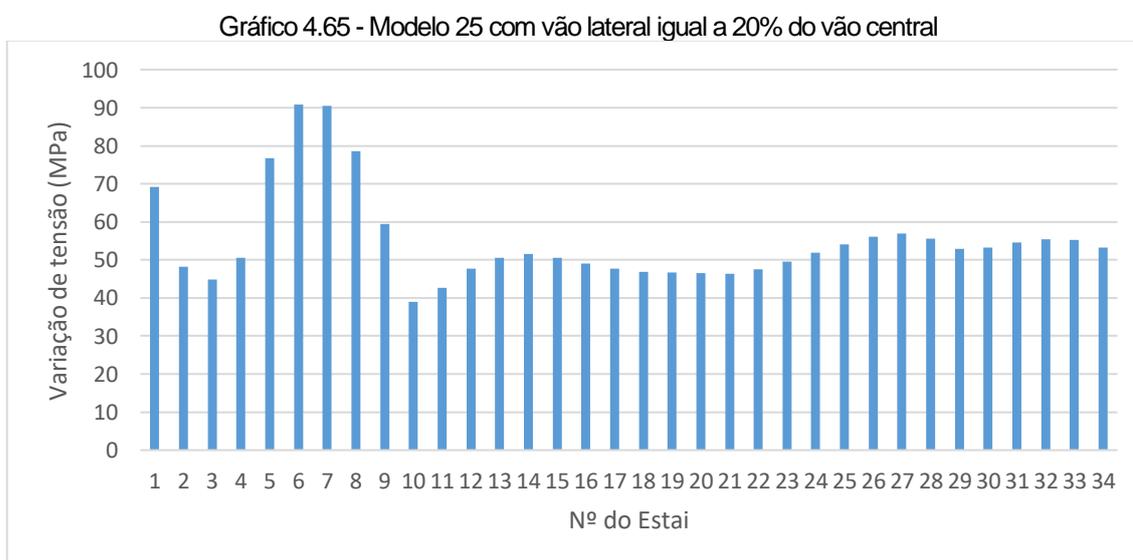
- Vão Lateral/Vão Central 0,30 (VLVC30)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estai de ancoragem apresenta maior variação com 92 MPa, tensão máxima de 654 MPa e tensão mínima de 512 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,20 (VLVC20)

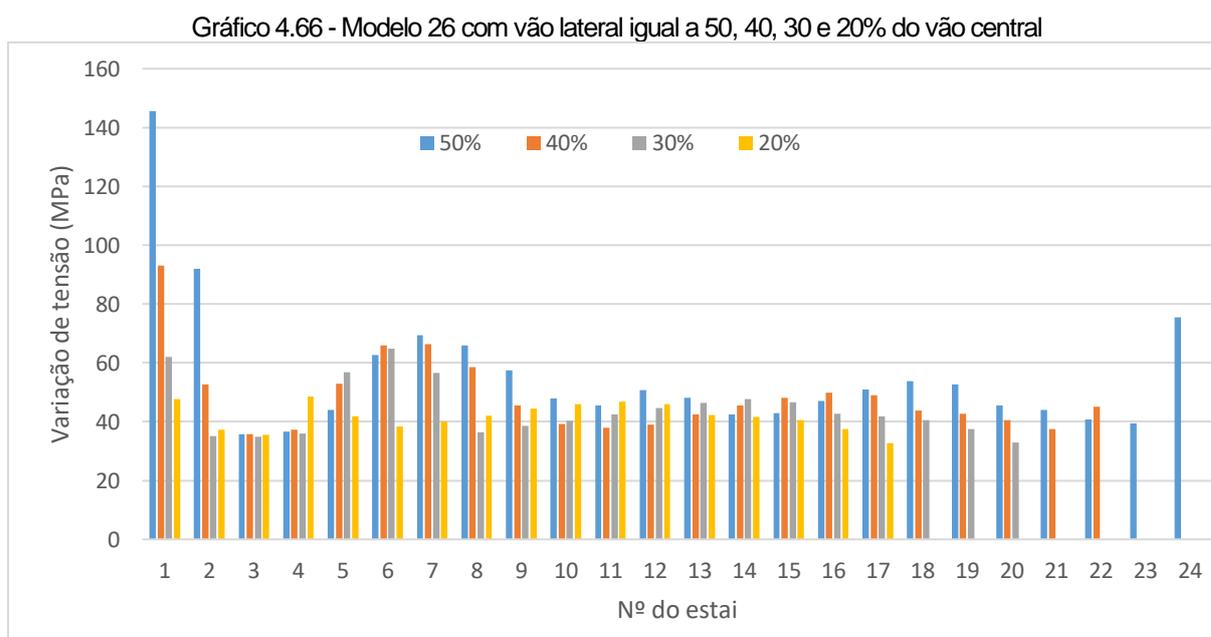


Fonte: Elaborado pelo autor.

A maior variação ocorre nos estai mais próximos ao mastro (estais 6 e 7), com 91 MPa, as tensões máxima e mínima ocorreram nos casos de carregamento 5 e 2, respectivamente.

4.3.2.4 Modelo 26 - Vão central igual a 400 metros e espaçamento de 16 metros

Os resultados apresentados no Gráfico 4.66 representam meio plano de cabos (o mais solicitado).



Fonte: Elaborado pelo autor.

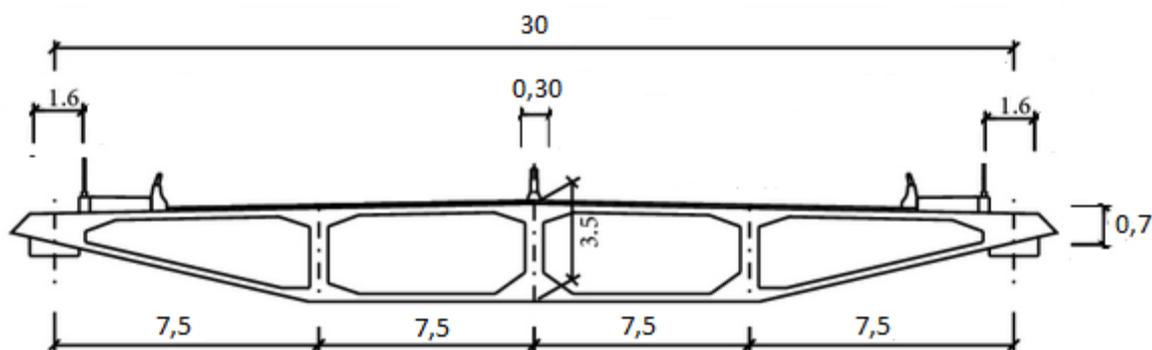
As variações de tensão para VLVC40, VLVC30 e VLVC20 ficaram muito abaixo do valor limite. Para VLVC50 a maior variação de tensão fica no estai 1 com 146 MPa, com tensão máxima de 504 MPa e tensão mínima de 359 MPa.

4.4 ANÁLISE DE FADIGA COM TABULEIRO EM SEÇÃO CELULAR

Mantendo a relação entre a carga variável e a carga permanente em aproximadamente 0,32, foi realizado o estudo em ponte com 400 metros de vão central, com número de estais iguais aos modelos do item 4.2. Analisando os resultados dos modelos anteriores, observa-se que utilizar vão lateral igual a 20 e 30% do vão central dificilmente irá apresentar problemas de fadiga. Dessa forma só foram utilizadas as relações entre vão lateral e vão central de 0,40 e 0,50.

O mastro adotado é vazado e possui dimensões da seção transversal na direção longitudinal e transversal da ponte, de 8 e 3 metros, respectivamente, com parede de 80 centímetros. O tabuleiro possui seção celular com as dimensões apresentadas na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Seção Celular



Fonte: Li, *et al.* (2013), adaptado.

4.4.1 Sistema em Semi-harpa

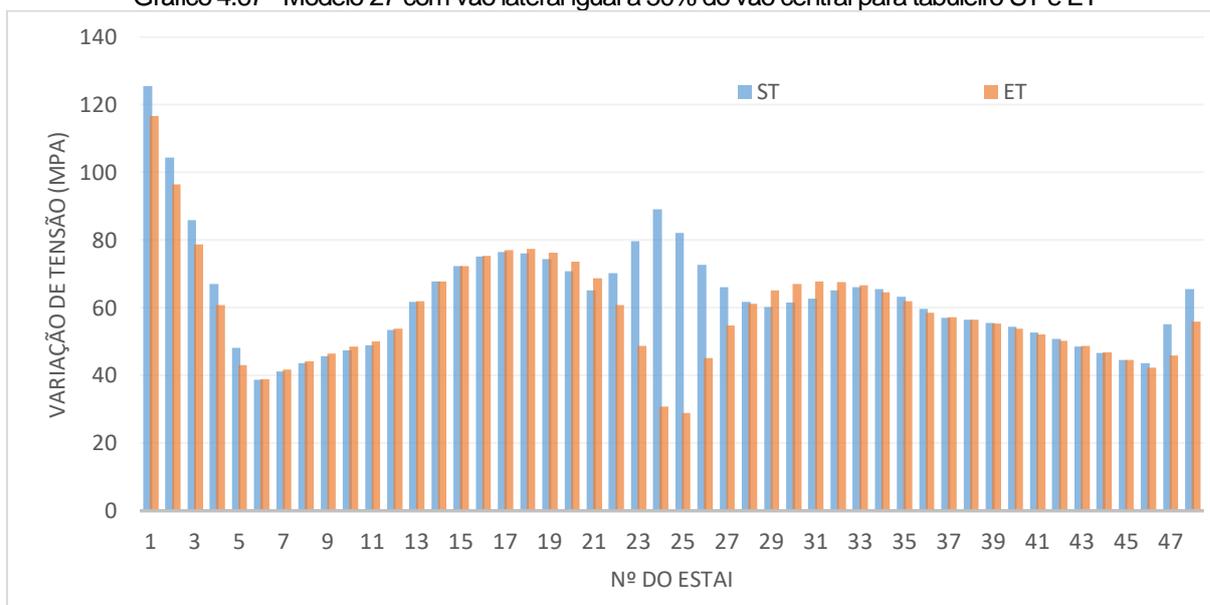
Utilizando espaçamento entre estais de 8, 12 e 16 metros, foram analisados os resultados para tabuleiro engastado à torre (ET) e tabuleiro em suspensão total (ST), observando a influência da alteração dos espaçamentos para uma mesma relação de carga em ambos os casos.

4.4.1.1 Modelo 27 – Vão central de 400 metros e espaçamento de 8 metros

O Gráfico 4.67 e o Gráfico 4.68 representam a variação de tensão para meio plano de estais, o mais solicitado.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Gráfico 4.67 - Modelo 27 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET

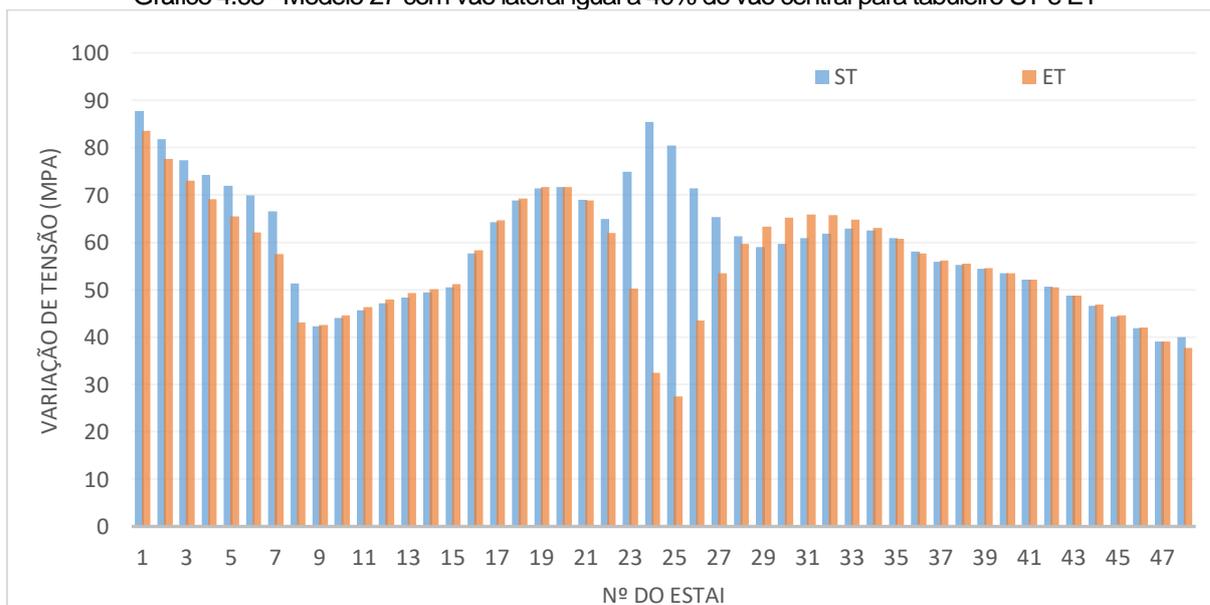


Fonte: Elaborado pelo autor.

O tabuleiro em suspensão total apresenta maior variação de tensão com 126 MPa, com máxima e mínima tensão de 398 e 272 MPa, respectivamente. O tabuleiro engastado ao mastro apresentou maior variação de 117 MPa, com tensão máxima de 410 MPa e tensão mínima de 293 MPa.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Gráfico 4.68 - Modelo 27 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET

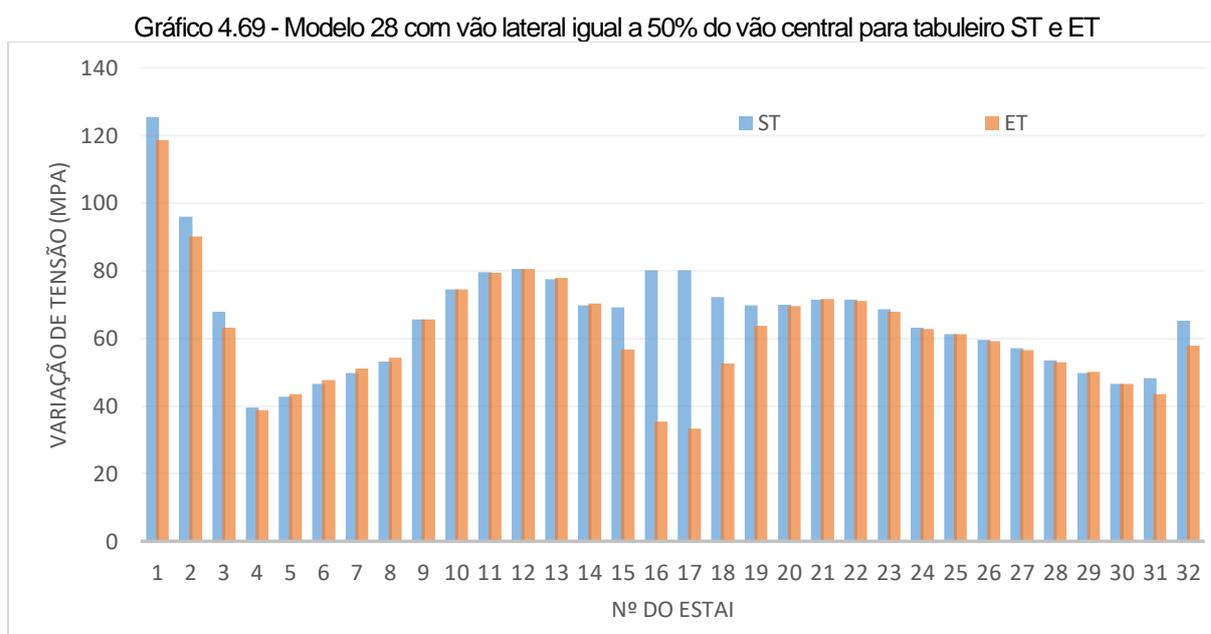


Fonte: Elaborado pelo autor.

Para VLVC40 as variações de tensão ficaram muito abaixo do limite. Vale observar que para o caso de suspensão total os estais próximos ao mastro ficam muito superior que no caso de tabuleiro engastado, chegando a ficar bem próximas ao estai de ancoragem.

4.4.1.2 Modelo 28 – Vão central de 400 metros e espaçamento de 12 metros

Como no item 4.4.1.1 para vão lateral igual a 40% do central, não houve problemas de fadiga, apenas os resultados para 50% serão apresentados. O Gráfico 4.69 é referente a meio plano de estais.

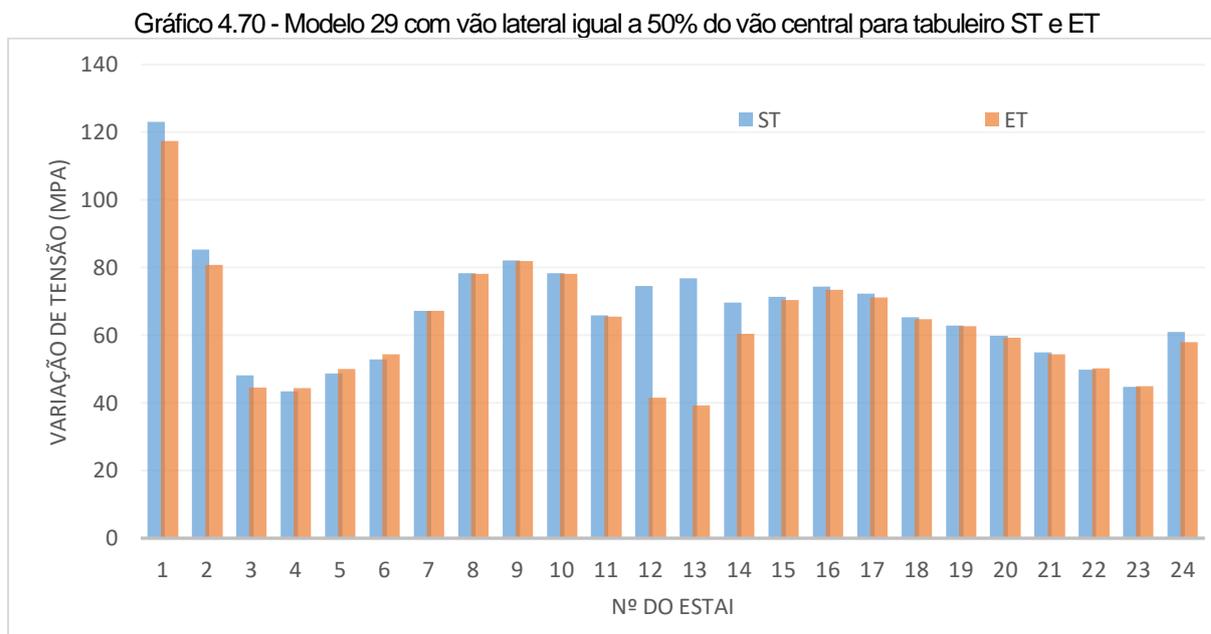


Fonte: Elaborado pelo autor.

O nível de variação de tensão no estai de ancoragem se manteve aproximadamente o mesmo do Modelo 27, com 125 MPa, tensão máxima de 388 MPa e tensão mínima de 263 MPa para tabuleiro em suspensão total e variação de tensão de 119 MPa com tensão máxima de 401 MPa e tensão mínima de 283 MPa para tabuleiro engastado à torre.

4.4.1.3 Modelo 29 – Vão central de 400 metros e espaçamento de 16 metros

O Gráfico 4.70 representa meio plano de estais, o mais solicitado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O nível de variação de tensão no estai de ancoragem se manteve aproximadamente o mesmo que nos Modelos 27 e 28, com 123 MPa para ST e 117 MPa para ET. Isso mostra que modificar os espaçamentos entre os estais e manter a relação de carga não conduz a resultados com diferenças expressivas de variação de tensão.

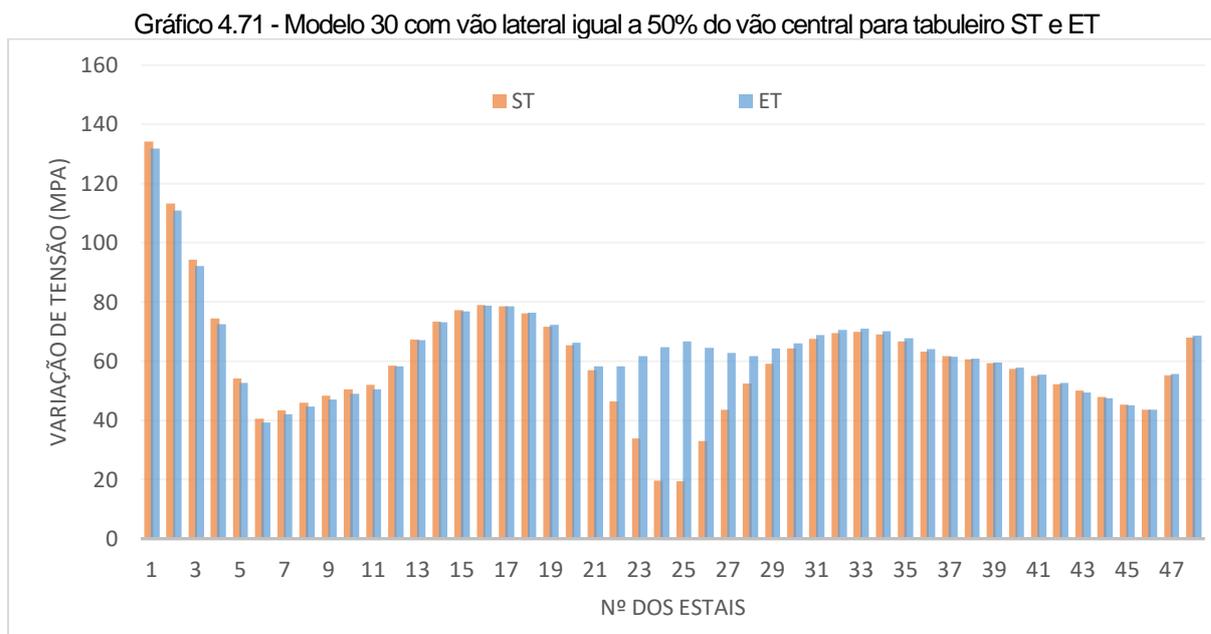
4.4.2 Sistema em Leque

Utilizando espaçamento entre estais de 8, 12 e 16 metros, foram analisados os resultados do tabuleiro engastado à torre (ET) e em suspensão total (ST), observando a influência da alteração dos espaçamentos para uma mesma relação de carga em ambos os casos.

4.4.2.1 Modelo 30 - Vão central de 400 metros e espaçamento de 8 metros

Os Gráfico 4.71 e Gráfico 4.72 representam meio plano de estais, o mais solicitado.

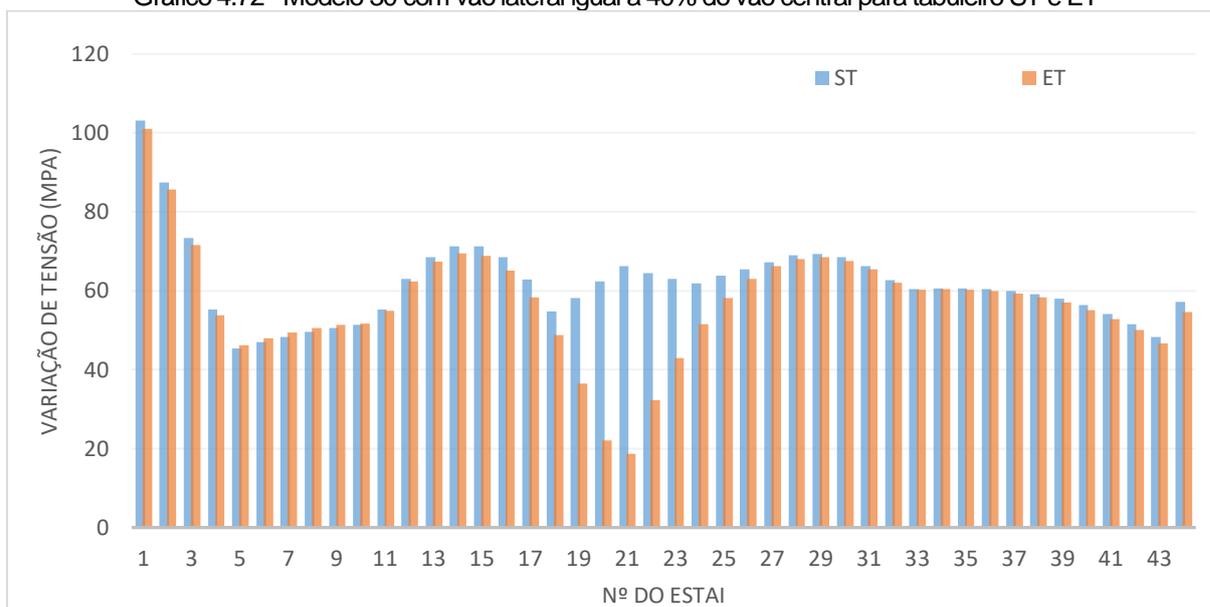
- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)



A maior variação de tensão ocorre nos estais de ancoragem. Para ST a maior variação é de 132 MPa com tensão máxima de 392 MPa e tensão mínima de 260 MPa. Para ET com tensão máxima de 430 e tensão mínima de 296 MPa, a variação é de 134 MPa.

- .Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Gráfico 4.72 - Modelo 30 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET



Fonte: Elaborado pelo autor.

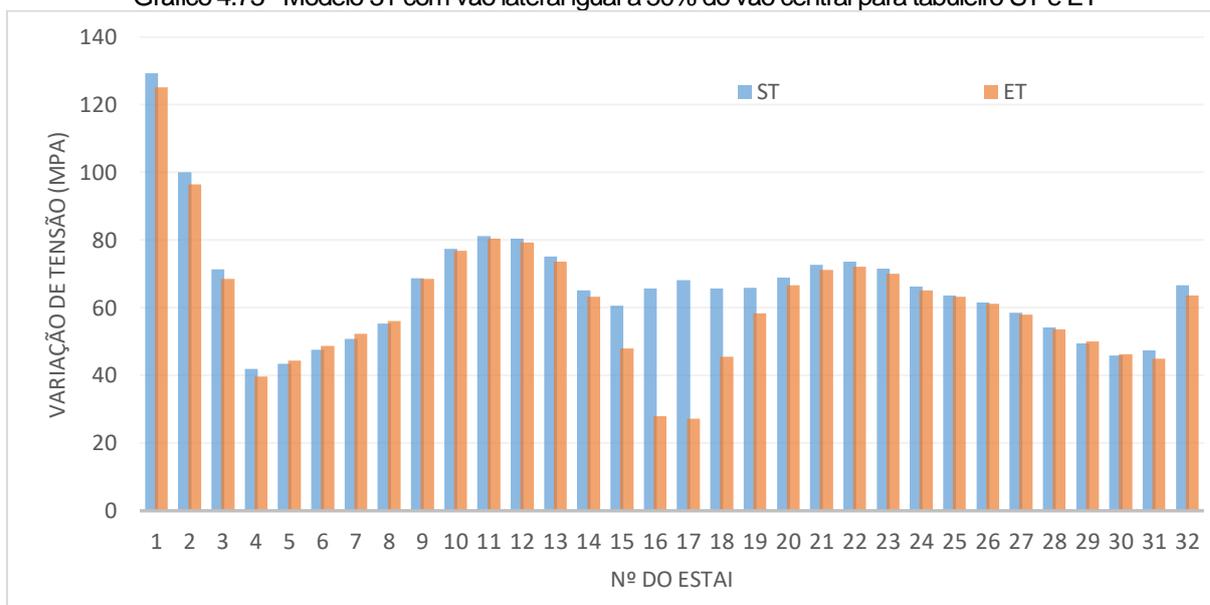
Neste caso a maior variação de tensão ocorre no estai de ancoragem com 103 e 101 MPa, para o modelo ST e ET, respectivamente.

4.4.2.2 Modelo 31 – Vão central de 400 metros e espaçamento de 12 metros

O Gráfico 4.73 e Gráfico 4.74 representam meio plano de estais, o mais solicitado.

- Vão Lateral/Vão Central 0,50 (VLVC50)

Gráfico 4.73 - Modelo 31 com vão lateral igual a 50% do vão central para tabuleiro ST e ET

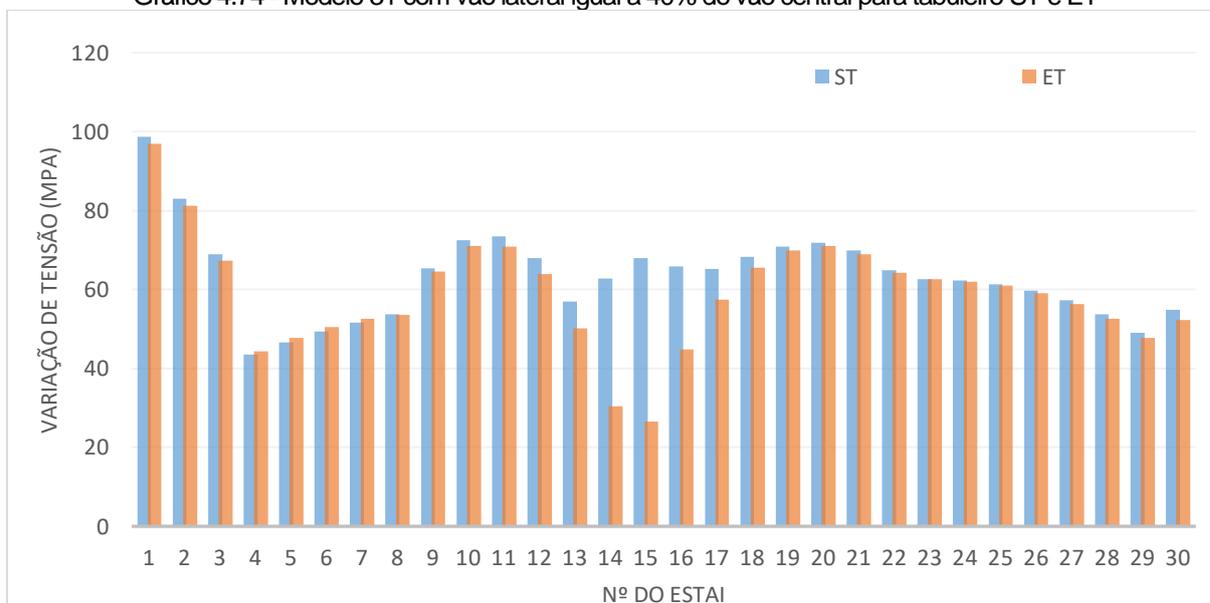


Fonte: Elaborado pelo autor.

A maior variação de tensão ocorre no estai de ancoragem, com 129 MPa para ST e 125 MPa para ET.

- Vão Lateral/Vão Central 0,40 (VLVC40)

Gráfico 4.74 - Modelo 31 com vão lateral igual a 40% do vão central para tabuleiro ST e ET

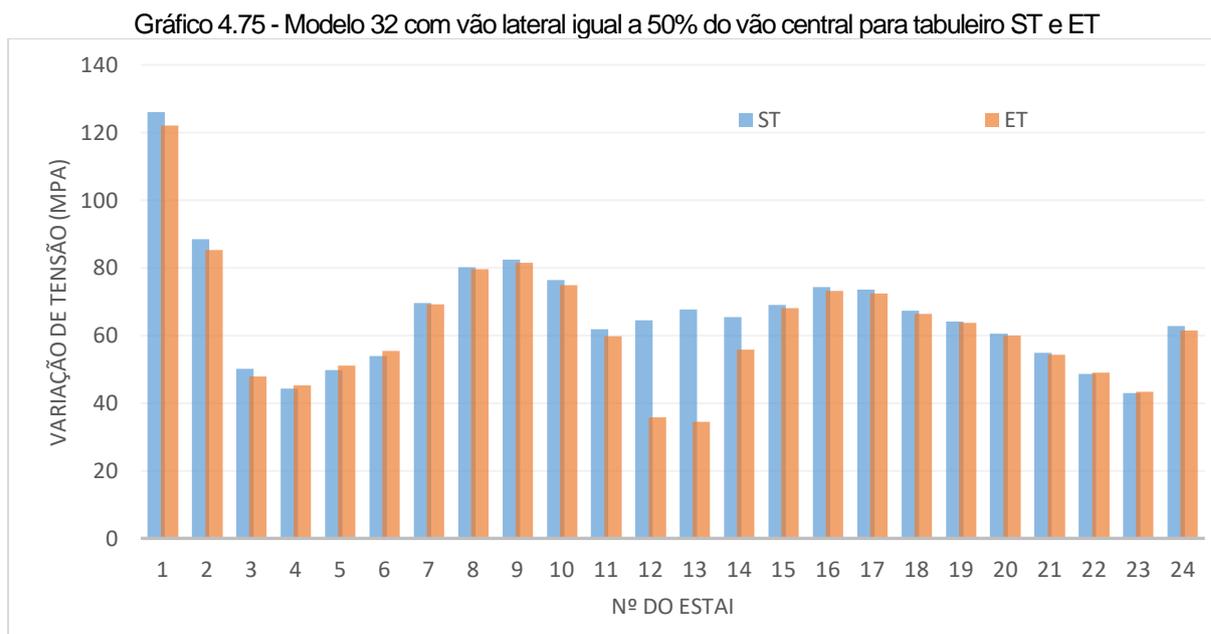


Fonte: Elaborado pelo autor.

O estai de ancoragem possui a maior variação, porém fica abaixo do limite.

4.4.2.3 Modelo 32 – Vão central de 400 metros e espaçamento de 16 metros

O Gráfico 4.75 representa meio plano de estais, o mais solicitado. Para vão lateral igual a 40% do central os resultados já se mostraram abaixo do limite em outros casos similares, por isso, não será discutido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A maior variação de tensão ocorre no estai de ancoragem. Para ST essa variação foi de 126 MPa, com tensão máxima de 388 MPa e tensão mínima de 262 MPa. E para ET a variação foi de 122 MPa, a tensão máxima foi de 402 MPa e a tensão mínima de 280 MPa.

4.5 RESUMO DOS RESULTADOS

A Tabela 4.6 apresenta o resumo dos resultados das variações de tensão dos modelos. Lembrando que os códigos ET e ST correspondem, respectivamente, a tabuleiro engastado à torre e tabuleiro em suspensão total. A sigla SC da tabela significa seção celular.

Tabela 4.6 - Resumo dos resultados de variação de tensão (MPa)

Vão Central	Espaçamento	Sistema de Cabos	Relação entre o vão lateral e o vão central				
			50%	40%	30%	20%	
200	8	Semi-Harpa ET	147	109	80	64	
		Semi-Harpa ST	182	123	91	79	
		Leque ET	166	109	83	63	
		Leque ST	189	121	92	84	
200	12	Semi-Harpa ET	104	80	56	55	
		Leque ET	117	87	59	52	
200	16	Semi-Harpa ET	75	50	47	47	
		Semi-Harpa ST	80	74	66	65	
		Leque ET	92	59	50	44	
		Leque ST	119	72	65	61	
400	8	Semi-Harpa ET	136	105	86	85	
		Semi-Harpa ST	154	140	96	91	
		Leque ET	143	127	96	84	
		Leque ST	187	133	92	91	
		SC	Semi-Harpa ET	117	84	-	-
			Semi-Harpa ST	126	88	-	-
		SC	Leque ET	134	101	-	-
			Leque ST	132	103	-	-
400	12	Semi-Harpa ET	116	108	74	58	
		Leque ET	124	108	78	57	
		SC	Semi-Harpa ET	119	90	-	-
			Semi-Harpa ST	125	93	-	-
		SC	Leque ET	125	97	-	-
			Leque ST	129	99	-	-
400	16	Semi-Harpa ET	98	92	60	47	
		Semi-Harpa ST	140	99	64	54	
		Leque ET	106	93	65	48	
		Leque ST	146	93	65	48	
		SC	Semi-Harpa ET	117	82	-	-
			Semi-Harpa ST	123	82	-	-
		SC	Leque ET	122	82	-	-
			Leque ST	126	82	-	-
600	8	Semi-Harpa ET	89	122	85	89	
		Leque ET	96	149	100	100	
600	12	Semi-Harpa ET	82	110	80	84	
		Leque ET	88	124	82	81	
600	16	Semi-Harpa ET	74	84	68	57	
		Leque ET	82	104	70	57	

Legenda: resultados em fonte normal correspondem à variação de tensão ocorrida nos estais de ancoragem; resultados em fonte em negrito e itálico correspondem à variação de tensão ocorrida nos estais internos.

Fonte: Elaborada pelo autor.

5 CONCLUSÃO

Foram elaborados diversos modelos de pontes estaiadas variando algumas propriedades como: espaçamento e números dos estais, seção do tabuleiro, comprimento dos vãos, configuração longitudinal dos cabos e vinculação do tabuleiro à torre. Os resultados foram analisados com o intuito de observar como essas propriedades influenciam no comportamento à fadiga.

Dentre os modelos analisados, poucos apresentaram problemas de fadiga. Nenhum dos casos de pontes com vão lateral igual a 40, 30 e 20% do vão central apresentou variação de tensão acima do limite, ou seja, problemas de fadiga. Isto só ocorreu em alguns casos com a relação entre o vão lateral e o vão central igual a 0,5. Vale ressaltar que para alguns casos de relação 0,4, houve variação de tensão próxima ao limite. Nos casos com relação 0,5 e 0,4 pode-se observar que o estai de ancoragem é o que apresenta maior variação de tensão. Para os casos com relação de 0,3 e 0,2, os estais do vão central apresentaram níveis de variação de tensão um pouco maiores, ou bem próximos, dos estais de ancoragem.

Na comparação entre os sistemas de cabos, observou-se que o sistema em leque apresentou maior variação de tensão do que o sistema em semi-harpa. Comparando-se os vínculos, houve aumento da variação de tensão para pontes com tabuleiro em suspensão total em relação ao tabuleiro vinculado ao mastro. Ambas as análises comparativas foram realizadas em modelos com mesmas características, tais como: mesmo espaçamento dos estais, mesmo vão central, mesma razão entre os vãos lateral e central, e mesma relação entre a carga variável e a carga permanente.

Alterou-se a relação entre a carga variável e a carga permanente, de acordo com o espaçamento dos estais, que foi de aproximadamente 0,3, 0,25 e 0,2, para os espaçamentos de 8, 12 e 16 metros, respectivamente. A variação de tensão foi tanto maior quanto maior foi a relação de carga. A variação de tensão máxima sofreu redução à medida em que se aumentou o vão central, sendo mais crítica para vão central de 200 metros, e menos para os vãos de 400 e 600 metros. Isto ocorreu, pois, a rigidez do tabuleiro foi mantida, de acordo com cada caso de espaçamento, e a rigidez do mastro foi aumentada consideravelmente, a fim de controlar as flechas, pois a deformação do mastro tem influência nos resultados de variação de tensão. Essa

influência ficou evidente quando analisados os resultados de variação de tensão para o mastro inicialmente pré-dimensionado e com sua seção transversal ajustada. Ou seja, a rigidez do mastro influencia diretamente a variação de tensão e seu aumento pode ser favorável no dimensionamento à fadiga dos cabos.

Em um último estudo foi mantida a relação entre a carga variável e a carga permanente, foi utilizada seção celular e variando o espaçamento dos estais em 8, 12 e 16 metros, ajustando a área e a força de protensão de acordo com o Método do Tabuleiro Articulado para cada caso. Foram analisados dois casos: o tabuleiro vinculado ao mastro e o tabuleiro desvinculado ao mastro, com os resultados tendo ficado muito próximos. O sistema em leque apresentou variação de tensão um pouco maior nos respectivos casos de vínculos. O nível de variação de tensão se manteve aproximadamente o mesmo em cada espaçamento utilizado, porém quanto maior foi esse espaçamento maior foram as tensões máximas e tensões mínimas nos estais. Conclui-se que modificar o espaçamento entre os estais, para uma mesma relação de carga, não influencia no comportamento à fadiga dos estais, porém deve-se atentar aos limites de tensão máxima permitida.

5.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho tratou de alguns aspectos relativos à fadiga em cabos de pontes estaiadas, como a variação da relação entre vãos laterais e central, da relação entre carga variável e a permanente, dos sistemas em leque e semi-harpa, e espaçamentos entre estais, sempre para apenas três vãos estaiados. As sugestões para trabalhos futuros envolvem a introdução e variação de outros parâmetros, a fim de se extraírem conclusões mais amplas acerca do tema:

- Quantificar a influência da deformação do mastro e das alterações de força de protensão para controle de deformação do tabuleiro nos resultados de variação de tensão;
- Observar o comportamento à fadiga com diferentes vínculos na região dos aparelhos de apoio e em pontes com vínculos de ancoragem intermediários no vão lateral;

- Avaliar a influência de outras ações, como vento e temperatura na fadiga;
- Avaliar os problemas de fadiga em pontes com apenas um plano de estais e em pontes estaiadas com múltiplos vãos;
- Avaliar a flutuação de tensão em pontes com trem-tipo ferroviário;
- Estudo construtivo, observando a influência de aspectos construtivos na flutuação de tensão dos estais. O estudo pode ser realizado em diferentes configurações de mastro.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALI, K., KATSUCHI, H., YAMADA, H. **Parametric study on cable safety of cable-stayed bridge considering ultimate and fatigue limite states**. Journal of Structural Engineering Vol.64, 2018.

ALMEIDA, P. M. N. **Cálculo de esforços em tabuleiros de pontes de tirantes durante a fase construtiva**. Dissertação de Mestrado - Universidade do Porto, Porto, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

Catálogo Técnico - Arcelor Mittal. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. 2015.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2: Eurocode 1: **Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1: Eurocode 2: **Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildngs**. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993-1: Eurocode 3: **Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components**. Brussels, 2006.

FIP-CEB - Bulletin 30 - **Acceptance of stay cable systems using prestressing steels**. January 2005.

GIMSING, N. J., GEORGAKIS, C. T. **Cable supported bridges: concept and design**. 3^a ed. Chichester: John Wiley & Sons, Ltd, 2012.

GOMES, L. M. L. C. **Excitação Paramétrica em Tirantes de Pontes**. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto, Porto, 2006.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Handbok N400 Bruprosjektering. **N400: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner**. Statens vegvesen, Noruega, 2015.

HANG, E. S., KIM, D. Y, PARK, K. J. **Investigation of live load deflection limit for steel cable stayed and suspension bridges**. Maintenance, Safety, Risk, Management and Life-Cycle Performance of Bridges, Austrália, 2018.

ISHII, M. **Sistemas estruturais de pontes extradorso**. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

JUN, X., QINGMEI, Y., RUI, G. **Analysis on Fatigue Load Effects of Bridge Cables Based on Traffic Load Simulation**. 7th International Conference on Intelligent Computation Technology and Automation, China, 2014.

KHAIRUSSALEH, N. A. B. M. **Fatigue of cable anchorages on a cable-stayed bridge**. Tese de Doutorado - University of Surrey, Guildford, Surrey, 2016.

LAN, C., W. Zhou, H. Li, **Damage propagation monitoring and fatigue properties of parallel wire cable**. Nondestructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security 2009, 729416 (8 April 2009); doi:10.1117/12.817479

LEITÃO, F. N. **Modelagem do comportamento dinâmico e verificação à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)**. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

LI, W. H., BIN, T. Y., FENG, Q. S., ZHE, Z. **Geometric Nonlinear Analysis of Self-Anchored Cable-Stayed Suspension Bridges**. 2013

MALJAARS, J., VROUWENVELDER, T. “**Fatigue failure analysis of stay cables with initial defects: Ewijk bridge case study**”. Structural Safety, 2014

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MENN, C. **Prestressed concrete bridges**. Berlim: Birkhäuser Verlag, 1986.

PAULSON, K. H. Frank, J.E. Breen, **A Fatigue Study of Prestressing Strand**, Ferguson Structural, Engineering Laboratory Research Report, 1983

PEYROT, A. H., GOULOIS, A. M. **Analysis of cable structures, Computer & Structures**, v. 10, 805-813. Great Britain: Pergamon Press Ltd. 1978.

PIPINATO, A., Pellegrino,C., Fregno,G. and Modena,C. **Influence of Fatigue On Cable Arrangement In Cable-Stayed Bridges**, *International Journal of Steel Structures*, 12, 2012

SANTOS, D.M. **Comportamento estrutural de pontes com protensão no extradorso**. Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES. **Cable Stays: Recommendations of French interministerial commission on Prestressing**. França, 2002.

TANG, X.S., LI, C.X., XIANG, G. B. “**Fatigue crack growth of cable steel wires in a suspension bridge: Multiscaling and mesoscopic fracture mechanics**”. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2010.

TORNERI, P. **Comportamento estruturas de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

TROITSKY, M. S. **Cable stayed bridges**. Oxford: BSP Professional Books.1988.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

WALTHER, R. et al, ***Cable stayed bridges***. 2nd ed., London: Thomas Telford Ltd,1999.

YTZA, M. F.Q. **Métodos construtivos de pontes estaiadas: estudo da distribuição de forças nos estais**. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.