DANIEL MIRANDA DOS SANTOS

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES COM PROTENSÃO NO EXTRADORSO

São Paulo

2006

DANIEL MIRANDA DOS SANTOS

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES COM PROTENSÃO NO EXTRADORSO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de mestre em engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo

2006

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

São Paulo, 07 de agosto de 2006.

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Santos, Daniel Miranda dos
Comportamento estrutural de pontes com protensão no extradorso / D.M. dos Santos. -- São Paulo, 2006.
132 p.

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

1.Pontes 2.Concepção estrutural 3.Protensão extradorsal 4.Estudo paramétrico I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações II.t.

À minha mãe, exemplo de vida, e à minha noiva, meu porto seguro, pelo apoio inestimável.

AGRADECIMENTOS

Ao prof. Fernando Rebouças Stucchi, pela excelente orientação, pela confiança e amizade demonstrada na elaboração deste trabalho.

Aos professores Ricardo França e Hideki Ishitani, pelo estímulo e contribuições dadas no exame de qualificação.

Aos professores, colegas e funcionários do departamento de estruturas e fundações, pelo apoio e amizade nestes anos de convívio.

Aos amigos Augusto e Rute, por tornarem a nossa adaptação em São Paulo mais agradável, pelo conforto nos momentos difíceis e pela alegria compartilhada em todas as conquistas destes últimos anos.

À CAPES, pela bolsa de mestrado concedida.

À minha mãe, Célia Regina, pelo apoio, pelo amor incondicional por seus filhos e pelas lições de vida que sempre levarei comigo.

Aos meus irmãos, André e Julie, meu pai, Jorge Modesto e meus sobrinhos, Luisa e Lucas, pelo carinho e confiança.

À minha sogra, Cátia Moreira, pelo incentivo e amor dispensados como a um filho.

À minha noiva, Priscila Soeiro Moreira, pelo amor incondicional e pela confiança na construção de um futuro melhor.

RESUMO

Nos últimos anos, a protensão externa aplicada a estruturas de pontes tem evoluído de forma excepcional, o que permite maior liberdade de projeto e, consequentemente, possibilita o surgimento de novas tipologias estruturais.

Um exemplo desse desenvolvimento é a ponte com protensão no extradorso, que começa a se difundir no meio técnico como uma transição econômica entre as pontes de concreto protendido e as estaiadas. A idéia, atribuída ao engenheiro francês Jacques Mathivat, consiste em utilizar protensão externa sobre os apoios intermediários, com o auxílio de pequenas torres.

Neste trabalho é apresentada uma revisão bibliográfica ampla sobre os diversos tipos de pontes com emprego de protensão, visando focar nos aspectos importantes e que auxiliam no entendimento do comportamento estrutural das pontes com protensão no extradorso. É realizado, também, um estudo da flutuação de tensão nos cabos de protensão, com vistas à fadiga dos mesmos, que é um fator de extrema importância.

Além disso, é realizado um vasto estudo paramétrico de diversos tipos de modelos estruturais, que têm por objetivo um aprofundamento da compreensão do comportamento estrutural das pontes com protensão no extradorso, sendo que, a partir da análise dos resultados obtidos, foram sugeridos alguns critérios de projeto.

ABSTRACT

In recent years, external prestressing applied to structures of bridges has experienced exceptional development, permitting a greater freedom in design and, consequently, the appearance of new structural typologies.

An exemple of such development is the extradosed bridge, a concept that begins to spread in technical media as a low cost transition between prestressed concrete bridges and cable-stayed bridges. The idea, which should be attributed to French engineer Jacques Mathivat, consists of using external prestressing at intermediate supports, with the help of small towers.

In this work, a comprehensive review of the literature about different types of bridges using prestressing is presented, aiming at the important aspects that help us understand the structural behavior of extradosed bridges. A study of stress fluctuation in prestressing cables is also presented, having in mind fatigue, an extremely important factor.

Besides, an ample parametric study of different types of structural arrangements is performed, with the purpose of having a deeper understanding of the structural behavior of extradosed bridges. Analysis of the results led to suggesting some desing criteria.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ____ *i*

LISTA DE TABELAS ____ *vii*

LISTA DE SÍMBOLOS ____ *ix*

1 INTRODUÇÃO ____ *1*

1.1. GENERALIDADES E JUSTIFICATIVAS ____ **1**

1.2. OBJETIVOS ____ **3**

1.3. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO ____ **3**

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ____ *5*

2.1. GENERALIDADES ____ **5**

2.2. PONTES DE CONCRETO PROTENDIDO ____ **8**

2.2.1. Protensão interna aderente ____ 9

2.2.2. Protensão interna não aderente ____ 11

2.2.3. Protensão externa ____ 12

2.2.4. Construção de pontes de concreto pelo método dos balanços sucessivos ____ 14

2.3. PONTES ESTAIADAS ____ **16**

2.3.1. Breve histórico ____ 16

2.3.2. Análise da evolução das pontes estaiadas e suas características ____ 19

2.3.3. Configuração do sistema de cabo ____ 20

2.3.3.1. Sistema longitudinal dos cabos ____ 21

2.3.3.2. Sistema transversal dos cabos ____ 22

2.3.3.3. Sistema de cabos em múltiplos vãos ____ 24

2.4. PONTES SUPORTADAS POR CABOS PROTENDIDOS INFERIORES **26**

2.5. PONTES COM PROTENSÃO NO EXTRADORSO ____ **28**

2.5.1. Ponte Odawara Blueway ____ 30

2.5.2. Ponte Tsukuhara ____ 31

2.5.3. Ponte Second Mandaue - Mactan ____ 32

2.5.4. Pontes Kiso River e Ibi River ____ 33

2.5.5. Terceira ponte sobre o Rio Acre ____ 33

2.5.6. Ponte da integração Brasil-Peru 34
2.5.7. Pontes construídas com algumas características do sistema de protensão no extradorso 35
2.5.8. Conclusões sobre as pontes com protensão no extradorso construídas 36

2.6. COMPORTAMENTO À FADIGA DE CABOS PÓS-TRACIONADOS 37

2.6.1. Generalidades. 37
2.6.2. Ensaios de resistência à fadiga e curvas Wöhler. 38
2.6.3. Fadiga por fricção ("fretting fatigue") 41
2.6.4. Resistência à fadiga condicionada pelas ancoragens 43
2.6.4.1. Tensões locais 43
2.6.4.2. Tensões de flexão 44
2.6.5. Resistência à fadiga de sistemas de protensão com pós - tração 45

3 ESTUDO PARAMÉTRICO 50

3.1. INTRODUÇÃO 50

3.2. MÉTODO DE ANÁLISE 51

3.3. PARÂMETROS ADOTADOS 52

3.3.1. Propriedades físicas dos materiais 52
3.3.2. Modelo básico 52

3.4. PARÂMETROS ANALISADOS 55

3.4.1. Altura da torre e do tabuleiro 55
3.4.2. Nível de tensão dos cabos no extradorso 56
3.4.3. Grau de compensação das cargas permanentes 56
3.4.4. Vão lateral 57
3.4.5. Altura variável do tabuleiro 57
3.4.6. Modelos considerados 59

3.5. AÇÕES E HIPOTESES DE CARREGAMENTOS 59

3.5.1. Peso próprio 59
3.5.2. Revestimento e guarda rodas 60
3.5.3. Carga variável 60

3.6. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE ANÁLISE 61

3.6.1. Cálculo da protensão dos cabos no extradorso (modelo básico) 62
3.6.2. Determinação da área de aço extradorsal (modelo básico) 66

4 RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO 68

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 68

4.2. RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DO MODELO BÁSICO _____ 68

4.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO VARIAR A ALTURA DA TORRE E A DO TABULEIRO _____ 72

4.3.1. Influência sobre a protensão média, área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos _____ 72

4.3.2. Influência sobre as solicitações normais e as flechas imediatas no tabuleiro _____ 75

4.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO MODIFICAR O NÍVEL DE TENSÃO DOS CABOS NO EXTRADORSO_____ 81

4.4.1. Influência sobre a área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos_ _____ 81

4.4.2. Influência sobre as solicitações normais e as flechas imediatas no tabuleiro _____ 82

4.5. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO MODIFICAR O NÍVEL DE COMPENSAÇÃO DE CARGAS PERMANENTES _____ 84

4.6. ANÁLISE DA PROPORÇÃO ENTRE O VÃO LATERAL E O VÃO CENTRAL _____ 87

4.6.1. Influência sobre a área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos_ _____ 87

4.4.3. Influência sobre os diagramas de momento fletor, de esforço normal e sobre as flechas imediatas. _____ 89

4.7. RESULTADO DO PROCESSAMENTO DO MODELO 10 (h VARIÁVEL) _____ 93

4.8. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL FRENTE À PROTENSÃO INTERNA OU EXTERNA CONVENCIONAL_____ 94

4.8.1. Comportamento estrutural do modelo básico frente à protensão de pequena excentricidade_____ 96

4.8.2. Comportamento estrutural do modelo com 80% de compensação das cargas permanentes frente à protensão de pequena excentricidade _____ 106

4.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS CABOS NO EXTRADORSO DO MODELO BÁSICO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO_____ 113

4.10. MODELOS 5a e 5c COMPARADOS À VIGA CONTÍNUA _____ 115

4.11. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DA PROTENSÃO INTERNA E EXTRADORSAL CONDICIONADA AO MÉTODO CONSTRUTIVO _____ 118

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES _____ *121*

5.1. CONCLUSÕES _____ **121**

5.2. SUGESTÕES PARA CRITÉRIOS DE PROJETO _____ **125**

5.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS _____ **126**

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS _____ *128*

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR _____ *131*

ANEXO I: PROTENSÃO, ÁREA, PESO E TENSÕES DOS CABOS NO EXTRADORSO DOS 21 MODELOS ANALISADOS

ANEXO II: MOMENTOS FLETORES NO TABULEIRO AO VARIAR A SUA ALTURA E A DA TORRE

ANEXO III: ALGUNS MODELOS COM ALTURA DE TABULEIRO VARIÁVEL

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ponte Odawara Blueway, Japão (1994). 1
Figura 2.1 - Ponte Ganter, Suíça (1980). 5
Figura 2.2 – Sistemas de cabos protendidos de pequena excentricidade, (a) moderada excentricidade (b) e grande excentricidade (c).....7
Figura 2.3 – Exemplos de traçado de cabos para vigas de dois vãos, (a) protensão interna e (b) combinação da protensão interna com a extradorsal. 10
Figura 2.4 – Ponte sobre o rio Deba, Espanha (2004). 11
Figura 2.5 – Ponte Long Key - Disposição da protensão externa. 12
Figura 2.6 – Ponte Arbois (França, 1985).....14
Figura 2.7 – Construção por balanços sucessivos (ponte em viga), (a) tramo inicial, (b) fase intermediária e (c) fechamento do vão. 14
Figura 2.8 – Ponte projetada por Löscher, Alemanha em 1784 (POLDONY; SCALZI, 1976).....16
Figura 2.9 – Ponte estaiada de concreto armado sobre o canal Donzère (vão central de 81 m, 1952) na França. Foto: Nicolas Janberg (www.structurae.net).....18
Figura 2.10 – Ponte da Normandia, França (1994). 19
Figura 2.11 – Sistema-auto ancorado (a) e externamente ancorado (b). 20
Figura 2.12 – Disposição longitudinal dos cabos: (a) leque, (b) harpa e (c) semi-harpa.....21
Figura 2.13 – Exemplos de seção transversal para a suspensão central: (a) seção unicelular e (b) seção bicelular.....23
Figura 2.14 – Equilíbrio do momento torsor, provocado pela força P, através de suspensão lateral em tabuleiro com rigidez a torção desprezível (GIMSING, 1983). 23
Figura 2.15 – Comportamento estrutural de uma ponte estaiada com três vãos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001). 24
Figura 2.16 – Deformação de pontes estaiadas com múltiplos vãos para carregamentos assimétricos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001).....25
Figura 2.17 – Soluções possíveis para pontes com cabos em múltiplos vãos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001). 25

Figura 2.18 – Esquema da ponte Obere Argen na Argentina, 1989 (CAZET, 1990).27
Figura 2.19 – Ponte The Truc De La Fare, França (VIRLOGEUX et al. 1994).....27
Figura 2.20 – Ponte Osormort na Espanha (1995). 28
Figura 2.21 – Ponte Odawara Blueway, Japão (1994). 30
Figura 2.22 – Ponte Tsukuhara, Japão (1998).....31
Figura 2.23 – Ponte Second Mandaue – Mactan, Filipinas (1999). 32
Figura 2.24 - Ponte Kiso River, Japão (2001).....33
Figura 2.25 - Terceira ponte sobre o Rio Acre, Brasil (2006).....34
Figura 2.26 – Ponte da integração Brasil – Peru, Brasil (2006).....35
Figura 2.27 – Ponte Sunninberg, Suíça (1998). 36
Figura 2.28 – Variação de tensão axial durante ensaio de fadiga. 38
Figura 2.29 – Exemplo de curva Wöhler para cordoalhas de aço protendido. 39
Figura 2.30 – Diagrama de Goodman para armaduras passivas. 40
Figura 2.31 – Condições favoráveis aos danos de fadiga por fricção, (a) protensão aderente e (b) protensão externa.....41
Figura 2.32 – Aceleração do processo da fadiga e fadiga por fricção nas ancoragens. 44
Figura 2.33 – Variação da rotação entre o cabo e o tabuleiro produzida por carregamento variável (adaptado de VIRLOGEUX, 1994).....44
Figura 2.34 – Exemplo de sistema de ancoragem em estais (adaptado de FIB, 2005). 45
Figura 3.1 – Seções transversais do tabuleiro e da torre do modelo básico.....53
Figura 3.2 – Modelo básico.....54
Figura 3.3 – Características geométricas adotadas para o estudo do vão lateral.....57
Figura 3.4 – Modelo com tabuleiro variável (modelo 10). 58
Figura 3.5 – Seções transversais adotadas no modelo que possui tabuleiro com seção variável.....58
Figura 3.6 – Casos adotados de carregamento variável.....61
Figura 3.7 – Procedimento de cálculo da protensão em cada cabo. 62
Figura 3.8 – Esquema estrutural da etapa 1. 63
Figura 3.9 – Esquema estrutural da etapa 1 considerando a simetria.....63
Figura 3.10 – Esquema estrutural da etapa 2 considerando a simetria.....64

Figura 3.11 – Esquema estrutural da etapa 3 considerando a simetria. 64
Figura 3.12 – Esquema estrutural da etapa j considerando a simetria. 65
Figura 3.13 – Numeração genérica dos cabos no extradorso. 66
Figura 4.1 – Vista longitudinal do modelo básico (modelo 5a da tabela 3.3).....68
Figura 4.2 – Configuração original e deformada (ampliada 100 vezes) para o modelo básico, submetido ao carregamento permanente. 70
Figura 4.3 - Configuração original e deformada (ampliada 100 vezes) para o modelo básico, submetido ao carregamento 5 da figura 3.6.....71
Figura 4.4 – Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor (modelo básico). 71
Figura 4.5 - Diagrama de esforço normal no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de esforço normal (modelo básico). 72
Figura 4.6 - Área de aço de protensão extradorsal necessária ao variar a altura da torre. 74
Figura 4.7 - Flutuação de tensão máxima dos cabos no extradorso ao variar a altura do tabuleiro. 75
Figura 4.8 – Momento fletor mínimo sobre o apoio intermediário ao variar a altura do tabuleiro. 77
Figura 4.9 - Momento fletor máximo no meio do vão central ao variar a altura do tabuleiro.....77
Figura 4.10 – Diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10). 78
Figura 4.11 - Diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33). 78
Figura 4.12 – Envoltória de momento fletor (combinação rara) ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10). 79
Figura 4.13 – Envoltória de momento fletor ao variar a altura da torre (h = L/33)....79
Figura 4.14 – Esforço normal máximo no tabuleiro ao variar a altura da torre. 80
Figura 4.15 - Flecha imediata do tabuleiro ao variar a sua altura. 80
Figura 4.16 – Envoltória de momentos fletores ao variar a tensão admissível dos cabos, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33). 83

Figura 4.17 – Momento fletor permanente ao variar o nível de compensação de cargas permanentes, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33). 85
Figura 4.18 – Momentos máximos e mínimos devidos apenas aos carregamentos variáveis ao modificar o nível de compensação de cargas, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33). 86
Figura 4.19 – Envoltórias de momento fletor ao variar o nível de compensação de cargas permanentes, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33). 86
Figura 4.20 – Flutuação de tensão máxima dos cabos no extradorso ao variar o comprimento do vão lateral, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33); 88
Figura 4.21 – Momento máximo no meio do vão central ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33).....90
Figura 4.22 – Flecha imediata no tabuleiro central ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33). 90
Figura 4.23 – Reação mínima nos apoios extremos ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33). 91
Figura 4.24 – Momento fletor devido ao carregamento permanente ao variar o comprimento do vão lateral, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33).....91
Figura 4.25 – Envoltória de momento fletor ao variar o comprimento do vão lateral, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33). 92
Figura 4.26 – Idealização do trecho do tabuleiro com altura variável.....93
Figura 4.27 – Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo básico).....96
Figura 4.28 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo básico).....97
Figura 4.29 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo básico).....97
Figura 4.30 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo básico).....98
Figura 4.31 – Posição e comprimento da protensão interna adotada no tabuleiro para o modelo básico. 98

Figura 4.32 – Representação de cada protensão através de carregamento equivalente. 99
Figura 4.33 – Diagramas de momento hiperestático devido à protensão interna unitária (modelo básico).....100
Figura 4.34 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro, para a CF, considerando a protensão interna (modelo básico).....103
Figura 4.35 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro, para a CF, considerando a protensão interna (modelo básico).....103
Figura 4.36 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro, para a CQP, considerando a protensão interna (modelo básico). 104
Figura 4.37 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a CQP, considerando a protensão interna (modelo básico).....104
Figura 4.38 – Momento hiperestático de protensão (modelo básico).....105
Figura 4.39 - Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor, considerando o hiperestático de protensão (modelo básico). 105
Figura 4.40 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo 5c).....107
Figura 4.41 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo 5c).....107
Figura 4.42 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo 5c).....108
Figura 4.43 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo 5c).....108
Figura 4.44 - Posição e comprimento da protensão interna adotada no tabuleiro para o modelo 5c. 109
Figura 4.45 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c)...110
Figura 4.46 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c)...110

Figura 4.47 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c). 111
Figura 4.48 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c). 111
Figura 4.49 – Momento hiprestático de protensão (modelo 5c).....112
Figura 4.50 - Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor considerando o hiperestático de protensão (modelo 5c).....112
Figura 4.51 – Diagramas de momento fletor devido à carga permanente para os modelos 5a, 5c e para a viga contínua de três vãos. 116
Figura 4.52 - Envoltórias de momento fletor para os modelos 5a, 5c e para a viga contínua de três vãos.....116
Figura 4.53 - Envoltórias de momento fletor provocados, apenas, pelas cargas variáveis (modelos 5a, 5c e de viga contínua de três vãos). 117
Figura 4.54 – Modelo estrutural simplificado para o cálculo da protensão interna, assumindo a construção pelo método dos balanços sucessivos. 119
Figura 4.55 – Associação do método dos balanços sucessivos com escoramentos móveis. 120

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Estados limites de serviço relativos à fissuração a serem verificados para cada tipo de protensão (NBR6118, 2003). 8
Tabela 2.2 – Algumas pontes com protensão no extradorso construídas até 2001 e as duas pontes brasileiras. 29
Tabela 2.3 – Resistência à fadiga de cordoalhas a 2 milhões de ciclos (adaptado de SETRA, 2001). 47
Tabela 2.4 – Resultados em escala real do comportamento do sistema de ancoragem da ponte Odawara Blueway, no Japão (CHO, 2000). 47
Tabela 3.1 - Propriedades geométricas das seções transversais adotadas nas torres..55
Tabela 3.2 – Propriedades geométricas das seções transversais adotadas em todos os tabuleiros de seção constante considerados. 55
Tabela 3.3 – Modelos analisados. 59
Tabela 3.4 – Peso próprio da viga longitudinal e das transversinas. 59
Tabela 3.5 – Protensão necessária nos cabos extradorsais. 66
Tabela 3.6 – Área de aço referente à tensão no ato da protensão igual a 1045 MPa. 67
Tabela 3.7 – Determinação da área de aço necessária para o modelo básico. 67
Tabela 4.1 - Protensão, tensão máxima e mínima, área de aço e flutuação de tensão dos cabos no extradorso do modelo básico. 69
Tabela 4.2 - Protensão média, área de aço extradorsal e variação de tensão dos cabos ao variar a altura da torre e a altura do tabuleiro. 73
Tabela 4.3 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar a altura da torre e a altura do tabuleiro. 76
Tabela 4.4 - Área de aço extradorsal e flutuação de tensão nos tirantes ao variar a tensão admissível dos cabos. 81
Tabela 4.5 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o nível de tensão dos cabos. 82
Tabela 4.6 – Área de aço extradorsal e flutuação de tensão máxima ao variar o nível de compensação de cargas. 84
Tabela 4.7 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o nível de compensação de cargas permanentes. 85

Tabela 4.8 - Área de aço extradorsal e flutuação de tensão máxima ao variar o comprimento do vão lateral. 87
Tabela 4.9 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o comprimento do vão lateral. . 89
Tabela 4.10 - Protensão, tensão máxima e mínima, área de aço e flutuação de tensão dos cabos no extradorso do modelo 10. 93
Tabela 4.11 – Seções críticas, tensões de tração a serem combatidas e a relação entre momento hiperestático e protensão (modelo básico). 101
Tabela 4.12 – Área de aço extradorsal considerando a protensão interna (modelo básico). 106
Tabela 4.13 – Área de aço extradorsal considerando a protensão interna (modelo 5c). 113
Tabela 4.14 – Peso de aço de protensão (modelo 5a e 5c). 113
Tabela 4.15 – Tensão máxima nos cabos extradorsais considerando a combinação última das ações. 114
Tabela 4.16 – Alguns esforços solicitantes e flechas imediatas. 115
Tabela 4.17 – Protensão extradorsal, considerando a interna no apoio intermediário, em função da construção por balanços sucessivos. 120

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a – Flecha imediata no tabuleiro

a_{perm} – Flecha imediata no tabuleiro devido às cargas permanentes

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto

$f_{ct,f}$ – Resistência do concreto à tração na flexão

$f_{ctk,inf}$ – Resistência característica inferior do concreto à tração direta

f_{ptk} – Resistência última característica do aço de protensão

h – Altura do tabuleiro

h_a – Altura do tabuleiro no apoio intermediário

h_c – Altura do tabuleiro no trecho central do tabuleiro

w_k – Abertura característica de fissuras na superfície do concreto

y_i – Distância do centro de gravidade da seção à fibra extrema inferior

y_s – Distância do centro de gravidade da seção à fibra extrema superior

Letras romanas maiúsculas

A – Área da seção transversal

A_p – Área da seção transversal cabo protendido

$A_{p,\ total}$ – Soma da área de aço extradorsal de todos os cabos

E_c – Módulo de elasticidade do concreto

E_p – Módulo de elasticidade do aço protendido

E* – Módulo de elasticidade de Dischinger

H – Altura da torre

I – Momento de inércia da seção transversal

L – Comprimento do vão principal ou vão central

L_H – Projeção horizontal do comprimento do cabo no extradorso

L_i – Distância entre cada cabo do grupo i e a torre

L_l – Comprimento do vão lateral

L_V – Projeção vertical do comprimento do cabo no extradorso

M – Momento fletor

$M_{máx}$ – Momento fletor máximo

$M_{mín}$ – Momento fletor mínimo

M_{perm} – Momento fletor devido às cargas permanentes

M_q – Momento fletor devido às cargas variáveis

N – Esforço normal

N_{ciclos} – Número de ciclos de flutuação de tensão

$N_{máx}$ – Esforço normal máximo

$N_{mín}$ – Esforço normal mínimo

N_{perm} – Esforço normal devido às cargas permanentes

N_q – Esforço normal devido às cargas variáveis

P – Força de protensão

P_i – Força de protensão no cabo i

$P_{média}$ – Força de protensão extradorsal média

R_i – Reação de apoio correspondente ao grupo de cabos i

X_p – Momento hiperestático de protensão

<u>Letras gregas minúsculas</u>

α_i – Ângulo do cabo no extradorso i em relação a horizontal

$\alpha_{máx}$ – Ângulo de rotação máxima nas ancoragens do cabo no extradorso

$\alpha_{mín}$ – Ângulo de rotação mínimo nas ancoragens do cabo no extradorso

γ – Peso específico

γ_c – Peso específico do concreto estrutural

γ_p – Peso específico do aço protendido

σ_{adm} – Tensão admissível dos cabos no extradorso para a combinação rara das ações

σ_m – Tensão média

$\sigma_{máx}$ – Tensão máxima

$\sigma_{máx,\ i}$ – Tensão máxima em cada cabo do grupo i

$\sigma_{mín}$ – Tensão mínima

σ_p – Tensão no aço extradorsal no ato da protensão

$\sigma_{p,\,i}$ – Tensão em cada cabo do grupo i no ato da protensão

ψ_1 – Coeficiente de redução para a combinação freqüente das ações

ψ_{1fad} – Coeficiente de redução para a análise da segurança ao estado limite último de fadiga

ψ_2 – Coeficiente de redução para a combinação quase permanente das ações

Letras gregas maiúsculas

$\Delta\sigma$ – Flutuação de tensão

$\Delta\sigma_{fad}$ – Resistência limite à fadiga

$\Delta\sigma_p$ – Flutuação de tensão no aço de protensão

$\Delta\sigma_{p,máx}$ – Flutuação de tensão máxima dentre os cabos no extradorso

1 INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES E JUSTIFICATIVAS

A ponte com protensão no extradorso é um novo conceito estrutural definido por MATHIVAT (1988) como sendo uma solução intermediária entre a ponte de concreto com protensão externa e a ponte estaiada.

A morfologia estrutural desse tipo de ponte se assemelha com a das estaiadas modernas, porém a utilização de torres menores e alturas maiores no tabuleiro permitem associar as vantagens do concreto protendido com a utilização de tirantes.

A idéia foi desenvolvida em um estudo para o viaduto Arrêt Darré na França, que infelizmente não foi escolhido. A primeira aplicação deste tipo estrutural foi em 1994 com a construção da ponte Odawara Blueway no Japão (figura 1.1). Desde então várias pontes vêm sendo construídas com a mesma tecnologia, onde se pode destacar a Kiso River no Japão, que possui o vão principal de 275 m, e as pontes sobre o Rio Acre e a integração Brasil-Peru, que são as primeiras com protensão no extradorso do Brasil.

Figura 1.1 – Ponte Odawara Blueway, Japão (1994).

A limitada altura da torre em relação ao vão proporciona um aspecto estético bastante interessante em locais onde se deseja que a ponte não entre em conflito com a paisagem em volta. Além disso, em locais próximos a aeroportos e que necessitam de grandes vãos livres para a navegação essa solução parece ser a ideal.

Ao dispor de tabuleiros mais rígidos em relação às pontes estaiadas, as com protensão no extradorso possuem flutuações de tensões menores nos tirantes, amenizando assim, os efeitos de fadiga que podem ocorrer, o que possibilita o emprego de uma tensão admissível, para a combinação rara das ações, maior no aço de protensão. O valor que vem sendo utilizado nas construções existentes é de 60% da resistência última, enquanto em estais o usual é entre 40% e 45%.

A aplicação da protensão acima da viga com o auxilio de pequenas torres, na verdade, não é tão nova, pois, ao longo dos anos, algumas pontes utilizaram essa prática nas suas etapas construtivas. Um exemplo é a ponte Ganter na Suíça (1980) que possui uma torre relativamente pequena, porém após a construção do tabuleiro os tirantes foram cobertos por um painel de concreto.

Em pontes de concreto protendido construídas por balanços sucessivos, é necessária uma grande quantidade de cabos na parte superior da viga na fase construtiva. A depender do comprimento do vão, podem surgir problemas para posicionar as bainhas com intuito de manter uma excentricidade desejável. Ao utilizarmos à solução da protensão no extradorso, é possível aumentar consideravelmente a excentricidade e ao mesmo tempo atribuir ao aço de protensão a função de tirante, permitindo assim, que o transporte das cargas aos apoios seja realizado pela interação do cabo via tração axial e do tabuleiro a flexão.

Embora haja um crescimento na construção de pontes com protensão no extradorso, ainda existem poucos trabalhos disponíveis e, mesmo assim, estes são incompletos e com dados não divulgados. Portanto, cabe aos estudos científicos preencher essa lacuna. É muito importante evidenciar os benefícios e as dificuldades dessa técnica, no intuito de orientar os engenheiros de pontes nas tomadas de decisões que norteiam o projeto desse tipo de obra de arte.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é fornecer subsídios para a concepção de uma ponte com protensão no extradorso, analisando o seu comportamento através de modelos estruturais bem definidos. Para tanto, os objetivos específicos são:

- Reunir informações a partir da bibliografia existente e de utilizações práticas, analisando-as criticamente, de forma a elaborar um estudo da arte sobre o assunto;
- Estudar e quantificar os parâmetros que definem as pontes com protensão no extradorso e que as diferenciam das estaiadas e as de concreto protendido convencionais;
- Definir modelos estruturais com base na proposta de MATHIVAT (1988) e das construções existentes, de forma a estabelecer critérios para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte;
- Analisar o comportamento estático da fase final;
- Estudar a fadiga do aço de protensão, questão importante na definição da tensão admissível dos cabos no extradorso e da flutuação de tensão máxima que pode ser empregada nos cabos sem que haja perda de resistência significativa.

1.3. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

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

O *Capítulo 2* contém uma revisão bibliográfica. Inicialmente é realizada uma conceituação das pontes com protensão no extradorso. Com o intuito de aprofundar e consolidar tais idéias, foi feita uma revisão dos conceitos básicos das pontes de concreto com protensão interna e externa, além das estaiadas, de forma a extrair informações vitais para o entendimento do comportamento estrutural da ponte em estudo. Em seguida, são citados vários exemplos de pontes com protensão extradorsal, onde são retiradas diversas conclusões. Por fim, é conduzido um estudo

de fundamental importância para o projeto das pontes com protensão no extradorso que é a análise do comportamento de cabos pós-tensionados à fadiga.

No *Capítulo 3*, é descrita a análise paramétrica, apresentando as características de todos os modelos que foram elaborados, relacionando cada um com os parâmetros que se deseja estudar.

Os resultados obtidos do estudo paramétrico são examinados no *Capítulo 4*. Esta análise é feita através de comparação entre modelos com o auxílio de tabelas e gráficos.

No *Capitulo 5*, são apresentadas as conclusões obtidas no trabalho e as recomendações para pré-dimensionamento de uma ponte com protensão no extradorso, além de sugestões para trabalhos futuros dentro da mesma linha de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. GENERALIDADES

Nos últimos anos, as pontes de concreto protendido e as estaiadas se tornaram bastante difundidas no meio técnico. O domínio da tecnologia empregada em ambas vem permitindo a criação de novas configurações, nas quais a liberdade de projeto tem desenvolvido pontes com qualidades estéticas cada vez melhores. Isto ocorre com uma nova tipologia estrutural: as pontes com protensão no extradorso.

A obra pioneira, em termos de evolução, das pontes com protensão no extradorso é a famosa ponte Ganter (figura 2.1) projetada por Christian Menn. A viga celular de concreto é "estaiada" através de painéis de concreto protendido que a "suspende" por uma torre muito pequena. No entanto, esta ponte tem sido muito mais admirada por sua elegância estrutural e perfeita integração com a paisagem da montanha suíça, do que sua por inovação tecnológica (VIRLOGEUX, 1999).

Figura 2.1 - Ponte Ganter, Suíça (1980).

A utilização do painel de concreto permite empregar o sistema de protensão do concreto protendido clássico. Contudo, esse tipo de ponte tem algumas desvantagens, como a impossibilidade de substituição dos cabos e o custo de montagem desses painéis. Por isso, poucas pontes foram construídas da mesma forma, como por exemplo: a ponte Socorridos (1993) em Portugal que possui um plano central de cabos.

A principal diferença entre os estais e os sistemas de cabos pós-tensionados tradicionais é a influência da fadiga no projeto. Em estruturas de concreto protendido a oscilação da tensão nos cabos em serviço é pequena e, normalmente, a resistência à fadiga não é um fator limitante. Entretanto, nas pontes estaiadas, esta oscilação é elevada, sendo necessário o uso de uma tensão admissível relativamente baixa, além de dispositivos de ancoragens mais sofisticados.

Em conseqüência disto, é lógico aceitar que a fadiga é um ponto fundamental na diferenciação dos sistemas de cabos protendidos, que podem ser divididos em três grupos fundamentais (Figura 2.2):

(a) Pequena excentricidade: O transporte das cargas até os apoios é realizado basicamente por flexão da viga. Por exemplo: concreto protendido com protensão interna e externa.
(b) Moderada excentricidade: O transporte das cargas até os apoios é realizado com a colaboração da viga à flexão e do sistema de cabos à tração. Por exemplo: pontes com protensão no extradorso.
(c) Grande excentricidade: O transporte das cargas até os apoios é realizado basicamente pelo sistema de cabos à tração. Por exemplo: pontes estaiadas modernas.

O sistema de cabos protendidos de pequena excentricidade (a) é de simples diferenciação em relação aos outros, pois, normalmente, a posição dos cabos se limita às fibras extremas da viga. No caso dos sistemas (b) e (c), essa diferenciação não é tão clara. Não existe uma excentricidade específica que os limita, no entanto, conforme será visto neste trabalho, ela pode ser medida indiretamente pelos fenômenos de fadiga associados aos cabos de ambos os sistemas.

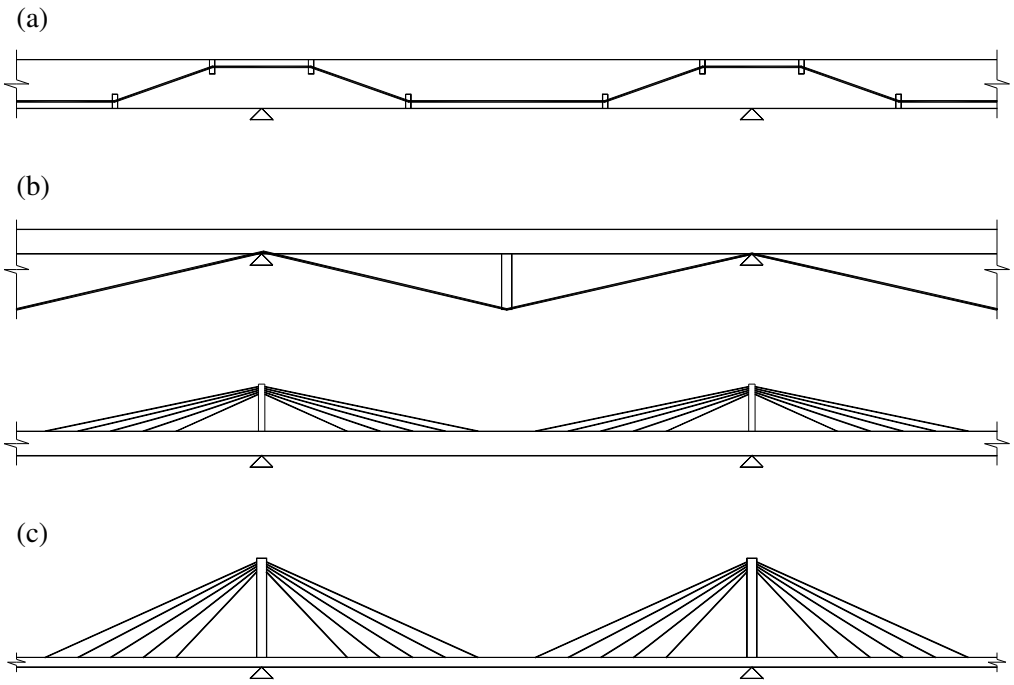


Figura 2.2 – Sistemas de cabos protendidos de pequena excentricidade, (a) moderada excentricidade (b) e grande excentricidade (c).

Podemos definir a protensão extradorsal como sendo aquela que sobressai da altura do tabuleiro, por cima ou por baixo, de forma que o sistema de protensão empregado seja tecnologicamente similar ao dos cabos externos pós-tensionados. No entanto, será adotada a nomenclatura usual encontrada na literatura que é: protensão no extradorso quando os cabos se posicionarem acima do tabuleiro e suportada por cabos protendidos inferiores quando estiverem abaixo.

Segundo MATHIVAT (1980), a ponte tradicional de concreto protendido é limitada do ponto de vista técnico e econômico em um vão livre de 150 m. Embora algumas pontes tenham sido construídas com vãos superiores, esse tipo de obra começa a ter muitos inconvenientes. Acima de 150 m, começa o campo de aplicação das pontes estaiadas, porém o custo das construções para vãos inferiores a 250 m é elevado. Surgindo assim, a ponte com protensão no extradorso que é uma transição econômica entre ambas.

O presente capítulo visa expor os aspectos relevantes do comportamento estrutural das pontes com protensão no extradorso. Para tanto, mostra-se necessário, como ponto de partida, rever as idéias e conceitos básicos que regem as pontes de

concreto protendido e as estaiadas, incluindo o comportamento quanto à fadiga dos cabos protendidos, de forma a estabelecer as características principais que serão levadas em consideração no estudo paramétrico.

2.2. PONTES DE CONCRETO PROTENDIDO

A idéia da protensão é muito antiga e já era utilizada em barris de madeira e rodas de carreta. A primeira proposição de se pré-comprimir o concreto foi feita em 1886 por P. H. Jackson (LEONHARDT, 1983), a partir daí, várias experiências foram realizadas, mas os efeitos das perdas de protensão devido à retração e à fluência do concreto praticamente anulavam o pré-alongamento das barras.

O desenvolvimento da prática do concreto protendido é atribuído ao engenheiro francês Eugene Freyssinet que, em 1928, utilizou arames refilados de alta resistência para resolver o problema das perdas progressivas.

O campo de aplicação do concreto armado é limitado pela sua fissuração. Contudo, o emprego da protensão permite a eliminação ou a redução das tensões de tração no elemento estrutural, de forma a suprimir as fissuras para as combinações de carregamentos externos desejados. Adicionalmente, é possível controlar os deslocamentos, melhorando sensivelmente o comportamento em serviço, o que resulta em maiores vãos e estruturas mais esbeltas.

Normalmente, o cálculo da protensão necessária é realizado considerando os estados limites de serviço relativos à fissuração da estrutura (tabela 2.1). Em casos especiais pode-se determinar a protensão em função da deformabilidade da mesma, assim como ocorre nas pontes estaiadas.

Tabela 2.1 – Estados limites de serviço relativos à fissuração a serem verificados para cada tipo de protensão (NBR6118, 2003).

Tipos de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações a ser verificada
Protensão parcial	ELS – W $w_k \leq 0{,}2$ mm	Freqüente
Protensão limitada	ELS - F	Freqüente
	ELS - D	Quase permanente
Protensão completa	ELS - F	Rara
	ELS - D	Freqüente

Sendo que os estados limites de serviço são:

- Estado limite de abertura das fissuras (ELS – W): Estado em que a abertura de fissura máxima é igual a um valor determinado (para concreto protendido, $w_k = 0,2$ mm);
- Estado limite de formação de fissuras (ELS – F): Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que isto ocorre quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência à tração do concreto;
- Estado limite de descompressão (ELS – D): Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão é nula, não havendo tração no restante da seção.

O concreto protendido sempre cumpriu uma dupla função. Em primeiro lugar, é uma ação que se introduz na estrutura com o intuito de modificar o efeito de outras ações. A segunda é servir de armadura resistente. Todavia, esta técnica, totalmente consolidada, está experimentando uma evolução interessante. Sua função como ação tem sido incrementada, abrindo novas possibilidades, enquanto a sua função como armadura passiva se reduz. Da protensão interna aderente para a externa, depois para a protensão extradorsal e deste ultimo aos estais (MANTEROLA, 1997).

2.2.1. Protensão interna aderente

Assim como o concreto armado, o desenvolvimento inicial do concreto protendido se deu devido aos seguintes fatores:

- A boa aderência da superfície de aço com o concreto;
- Os coeficientes de dilatação do aço e do concreto são aproximadamente iguais.

A aderência entre o aço e o concreto permite que acréscimos de carregamentos resultem em incrementos de deformações iguais no cabo e no concreto vizinho ao mesmo, ou seja, existe uma compatibilidade de deformações.

As primeiras aplicações da protensão interna foram com o sistema de protensão chamado de pré-tração, onde o pré-alongamento do aço é realizado com o auxílio de apoios independentes antes do lançamento do concreto. Tempos depois, foi desenvolvido outro sistema de protensão, onde a armadura é ancorada no próprio elemento estrutural, após o seu endurecimento e a aderência é realizada posteriormente através de injeção de nata de cimento.

Esse novo método, chamado de pós-tração, permite que a protensão seja realizada com a peça estrutural no seu local definitivo e, somado a isso, o desenvolvimento de fios e cordoalhas possibilita um traçado de cabo que acompanha o diagrama de momentos fletores do elemento estrutural.

Devido a disposições construtivas, em vigas contínuas, não é possível fazer um traçado de cabo que tenha a mesma lei de variação dos momentos fletores. No entanto, ao combinar a protensão interna com a extradorsal (figura 2.3, item (b)), isso é possível e incrementa a eficiência da protensão.

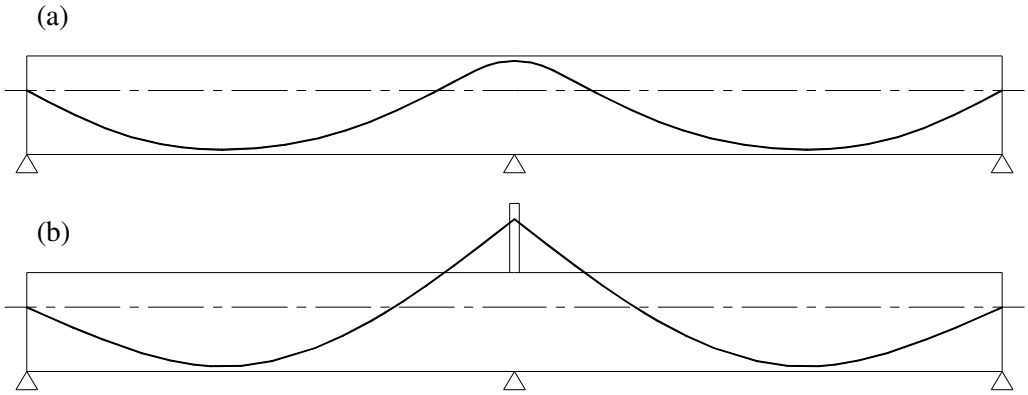


Figura 2.3 – Exemplos de traçado de cabos para vigas de dois vãos, (a) protensão interna e (b) combinação da protensão interna com a extradorsal.

A primeira aplicação de um traçado combinando a protensão interna e a extradorsal foi utilizada na ponte Saint-Rémy-de-Maurienne (1996) na França. Outro exemplo é a ponte sobre o rio Deba (Figura 2.4), na Espanha. São três vãos de 42, 66 e 42 m, o tabuleiro é em formato de U e ambas as nervuras têm 2,7 m. de altura. O

traçado dos cabos é similar ao da figura 2.3 item (a), sendo que a maioria deles ultrapassa a fibra superior, se tornando externo ao tabuleiro.

Figura 2.4 – Ponte sobre o rio Deba, Espanha (2004).

2.2.2. Protensão interna não aderente

Protensão não aderente é aquela na qual a armadura está livre para deslizar em relação ao concreto, ao longo de toda a viga, exceto nos pontos de ancoragem. O fato de não haver aderência faz com que a compatibilidade de deformações em cada seção não seja mais válida. Entretanto, a variação do comprimento do cabo não aderente é equivalente à integral das deformações do concreto ao longo do traçado do cabo, caracterizando assim, uma compatibilidade de deslocamentos que pode ser descrita da seguinte forma:

$$\Delta l_p = \int \varepsilon_{c,p} dx$$

Com isso, após as perdas por atrito e encunhamento, a variação de tensão da armadura aderente é constante entre as ancoragens e dada por:

$$\Delta \sigma_p = E_p \frac{\Delta l_p}{l_p}$$

Esta variante da protensão aderente tem sido largamente utilizada em edifícios e não em pontes. Contudo, os sistemas de protensão com monocordoalhas engraxadas e bainha plástica extrudada também são bastante utilizados na protensão externa.

O desenvolvimento de protensão sem aderência tem possibilitado, também, o emprego de armaduras não metálicas, como fibras sintéticas que têm alta resistência à tração e uma ótima resistência à corrosão.

2.2.3. Protensão externa

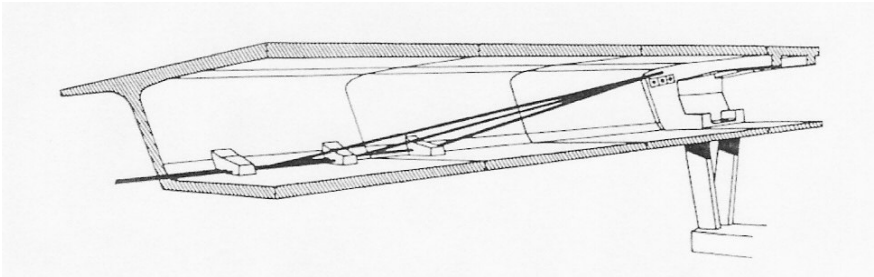


Figura 2.5 – Ponte Long Key - Disposição da protensão externa.

A primeira aplicação da protensão externa se deu ainda nas primeiras idades do concreto protendido. Na Alemanha, Franz Dischinger, em 1934, garantiu a patente pela utilização de vigas de concreto com barras externas protendidas. Em 1936, ele projetou a primeira ponte de concreto protendido em Aue na Alemanha que utilizava cabos externos. O uso de barras de aço com baixa tensão de escoamento, assim como nas primeiras aplicações da protensão interna, foi um erro, já que devido à fluência, à retração do concreto e à relaxação do aço o efeito da protensão se perdeu.

A protensão externa era vista como um meio de evitar a patente de Freyssinet e, com isso, diversas pontes foram construídas com esta técnica, principalmente na Bélgica, França, Alemanha e Inglaterra. Porém, a protensão externa esbarrou em uma dificuldade, a corrosão do aço. Muitas obras tiveram sérios problemas de corrosão, sendo necessário efetuar reparos, como substituição de cabos e até a demolição de algumas pontes.

Em virtude dessas experiências mal sucedidas, dos custos de algumas aplicações, da tecnologia limitada na época e do conhecimento insuficiente sobre o comportamento estrutural, a protensão externa adquiriu uma imagem ruim.

A utilização de cabos externos foi praticamente abandonada nos anos sessenta e setenta, mas nos anos oitenta, devido à necessidade de reforço de muitas pontes com protensão interna que apresentavam problemas de fissuração, uma vez que as perdas de protensão tinham sido subestimadas, essa técnica foi revitalizada.

Outros fatores que contribuíram para o retorno dessa prática foram os desenvolvimentos de cordoalhas de alta resistência e de sistemas mais adequados de proteção contra a corrosão.

A protensão externa tem prosperado quando se pretende controlar o estado de conservação da protensão e a possibilidade de sua substituição. Esta técnica também tem sido largamente utilizada em reforço de estruturas devido ao seu caráter ativo. Outras vantagens em relação à protensão aderente são: redução do peso da estrutura e melhores condições de concretagem em virtude da ausência de bainhas ou cabos no interior da seção; facilidade na instalação, nas operações de protensão dos cabos e de inspeção e simplificação do traçado.

Por outro lado, existem algumas desvantagens que são: maior vulnerabilidade em relação a atos de vandalismo; maior exposição à agressividade do próprio ambiente e ao fogo; os sistemas de protensão externa tendem a ser mais caros e maior consumo de aço passivo.

A maior dificuldade do uso da protensão externa em pontes de grandes vãos é a grande quantidade de ancoragens intermediárias necessárias, sendo usual a utilização de uma solução mista, na qual parte da protensão é externa e parte interna aderente. Apesar disso, a protensão externa parece ter um futuro promissor, devido, principalmente, à grande preocupação atual com a durabilidade das estruturas. Além disso, tem permitido o desenvolvimento de pontes mistas protendidas (fig. 2.6), onde a alma da seção transversal é substituída por elementos metálicos com o intuito de reduzir o peso próprio que é grande parte do carregamento total das pontes de concreto.

Figura 2.6 – Ponte Arbois (França, 1985).

2.2.4. Construção de pontes de concreto pelo método dos balanços sucessivos

O método dos balanços sucessivos consiste em construir o tabuleiro de uma ponte por meio de aduelas que avançam em balanço, para os dois lados, de um pilar ou torre (figura 2.7). As aduelas a serem montadas são unidas a anterior por medidas auxiliares e no momento em que o concreto adquire resistência suficiente estas medidas são removidas.

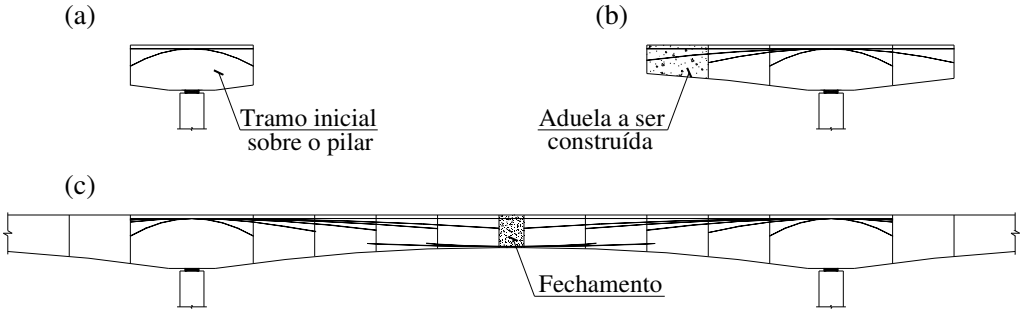


Figura 2.7 – Construção por balanços sucessivos (ponte em viga), (a) tramo inicial, (b) fase intermediária e (c) fechamento do vão.

Esse processo era utilizado anteriormente em construções de madeira e metálicas, com a primeira aplicação datada de 1811, realizada por Thomas Pope em uma ponte de madeira com vão de 550 m. A primeira aplicação em concreto foi na ponte de Herval, no Brasil, projetada por Emilio Baumgart, em 1930. Esta obra, destruída por uma enchente em 1983, foi mencionada em inúmeras revistas

internacionais. No entanto, este tipo de construção em concreto armado tinha muitos inconvenientes e era muito lenta.

O concreto protendido impulsionou a técnica dos balanços sucessivos. O engenheiro alemão Finsterwalder inicia o desenvolvimento do método ao construir a ponte sobre o rio Lahn, em 1951, que possui 62m de vão.

A partir daí, a evolução da construção das pontes de concreto protendido por este procedimento acelerou de forma notável. O sistema se difundiu e experimentou numerosos aperfeiçoamentos, tanto em sistemas auxiliares e tecnológicos, como em esquemas estáticos (CHO, 2000).

A lentidão da construção utilizando o concreto moldado no local e as importantes deformações por fluência e retração do concreto são bastante reduzidas ao utilizar aduelas pré-moldadas.

A principal vantagem do método dos balanços sucessivos é eliminar o escoramento, liberando o espaço situado abaixo da obra. Este procedimento se adapta particularmente bem nas seguintes condições locais (MATHIVAT, 1980):

- Vales largos e profundos com necessidade de pilares com grande altura (os escoramentos têm custo elevado);
- Rios com correntezas fortes;
- Necessidade de um vão livre para circulação de veículos ou navegação sob a obra durante a construção.

O campo de aplicação das pontes de concreto protendido construídas por balanços sucessivos, do ponto de vista técnico e econômico, começa em um vão de, aproximadamente, 60 m e vai até 120 m, podendo chegar a 150 m. Estes tipos de pontes são condicionados pelos momentos fletores durante a construção.

Uma possibilidade construtiva é o uso de tirantes provisórios para sustentação das aduelas, com o intuito de reduzir os momentos durante a construção. Esta solução tem sido empregada em poucas pontes, devido aos custos das torres e dos tirantes provisórios.

Entretanto, é interessante observar que mais um argumento para o desenvolvimento das pontes com protensão no extradorso é a construção pelo

método dos balanços sucessivos, pois se os tirantes fossem definitivos, teríamos o mesmo esquema estrutural de tais pontes.

De fato, a proposta para o viaduto Arrêt Darré, no qual MATHIVAT (1988) introduziu o conceito, tinha como premissa principal a utilização de protensão externa com cabos totalmente substituíveis. Como a construção por balanços sucessivos exigia que parte da protensão fosse interna, a solução encontrada foi posicioná-los acima da seção transversal.

As pontes Stolmasundet e Raftsundet na Noruega possuem vãos de 301 e 298 m respectivamente, que são os recordes atuais para vigas retas de concreto, ambas construídas pelo método dos balanços sucessivos.

2.3. PONTES ESTAIADAS

2.3.1. Breve histórico

A idéia de suportar um vão por meio de cabos ou correntes que partem de uma torre de sustentação é muito antiga. Os egípcios, por exemplo, já utilizavam este conceito quando projetavam suas embarcações. Indícios arqueológicos mostram que os índios americanos construíam passarelas pênseis de madeira. Pontes pênseis de ferro, construídas nas montanhas do Tibet, estão em registros imperiais chineses de 65 D.C. (WITTFOHT, 1984).

A mais antiga experiência é datada de 1784, quando um carpinteiro alemão, Immanuel Löscher, projetou uma ponte de madeira com tirantes ancorados em uma torre (Figura 2.8). Em 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu utilizar barras de aço suspendidas por mastros de grande altura (MATHIVAT, 1980).

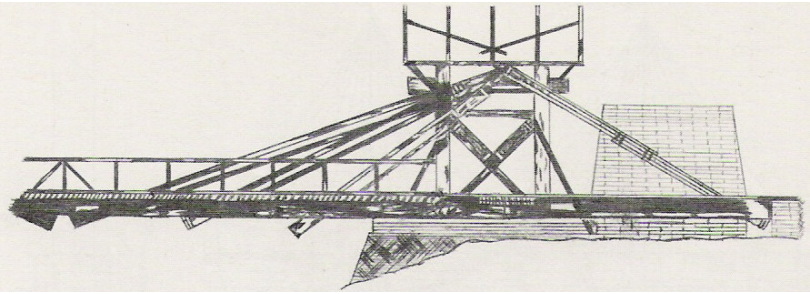


Figura 2.8 – Ponte projetada por Löscher, Alemanha em 1784 (POLDONY; SCALZI, 1976).

Contudo, o colapso de algumas pontes, como as construídas sobre os rios Tweed e Saale, no inicio do século XIX, fez com que a idéia fosse praticamente abandonada. Devido ao comportamento satisfatório de algumas aplicações, J. Roebling introduziu alguns estais inclinados no projeto de uma ponte pênsil em Niagara, nos Estados Unidos, com o intuito de diminuir a deformabilidade da estrutura.

Em 1883, foi construída, em Nova York, uma das mais notáveis pontes suportadas por cabos: a famosa ponte Brooklyn, com um vão central de 486,50 m e um comprimento total de 1059,90 m. Esta obra é considerada por vários autores como a primeira grande obra de arte, na qual os estais ocupam um papel importante, suportando quase a totalidade das cargas permanentes. Ela foi projetada por J. Roebling, que utilizou os mesmos princípios de dimensionamento da ponte de Niagara, onde o trecho central é suportado pelo cabo parabólico e os estais atuam principalmente na vizinhança das torres (TORNERI, 2002).

Em 1925, Eduardo Torroja construiu a ponte do aqueduto de Tempul. Os estais foram empregados para poder suprimir os pilares intermediários que não puderam ser construídos devido às condições locais.

O desenvolvimento das pontes estaiadas modernas é atribuído ao engenheiro alemão Franz Dischinger que introduziu estais protendidos no projeto da ponte sobre o rio Elbe em 1938. Ele publicou trabalhos onde propôs o uso de aço de alta resistência, submetido à elevada tensão, de modo a reduzir a deformabilidade da ponte e minimizar a perda de rigidez devido à curvatura dos cabos.

Houve um impressionante desenvolvimento das pontes estaiadas após a Segunda Guerra Mundial. Várias pontes foram destruídas na Europa, que, após os conflitos, precisou ser reconstruída. O país que teve um papel fundamental neste desenvolvimento foi a Alemanha que depois foi seguida por todo o mundo.

A primeira ponte estaiada moderna (Figura 2.9) foi construída sobre o canal Donzère na França em 1952.

Apesar desse fato, a obra que deu inicio ao desenvolvimento das pontes estaiadas foi a ponte metálica Strömsund na Suécia com vão principal de 182 m sob a influência de Dischinger. É interessante ressaltar que apesar de ter sido construída depois da ponte sobre o canal Donzère, é comum encontrar na literatura a ponte Strömsund como sendo a primeira ponte estaiada moderna.

Figura 2.9 – Ponte estaiada de concreto armado sobre o canal Donzère (vão central de 81 m, 1952) na França. Foto: Nicolas Janberg (www.structurae.net).

Após ambas as experiências, foi construída a primeira ponte Alemã. A Theodor Heuss (1956) com vão principal de 260 m que faz parte da família de pontes estaiadas sobre o rio Reno na cidade de Düsseldorf. As outras são: a Knie (1969) com vão de 320 m e a Oberkassel (1973) com vão de 258 m. Todas possuem tabuleiros metálicos e configuração dos estais em harpa.

Em 1962, Ricardo Morandi projetou a famosa ponte sobre o lago Maracaibo, na Venezuela. As idéias aplicadas nessa obra eram bastante inovadoras e muito diferentes das construções até o momento. A torre é extremamente rígida e na forma de um V invertido, com um par de estais que suportam o tabuleiro. A parte central consiste em seis torres e cinco vãos principais de 235 m. O método de construção desta ponte foi a maior realização técnica da época (VIRLOGEUX, 2001).

Morandi construiu, ainda, várias pontes com o mesmo princípio, porém modificou o processo em cada nova realização (CHO, 2000). As principais são:

- O viaduto Polcevera na Itália (1967), com três torres e dois vãos principais de 280 m;
- A ponte Wadi-Kuf na Líbia (1971), com duas torres e vão principal de 281 m.

Um marco no desenvolvimento moderno das pontes estaiadas foi a construção, em 1967, da ponte Friedrich Ebert em Bonn. O projeto de Helmut Homberg possui vão central de 280 m e utilizou pela primeira vez múltiplos estais.

A ponte Pasco-Kennewick (vão central de 300 m, 1978) foi a primeira ponte com suspensão total. Nesta concepção, os estais suportam o tabuleiro ao longo de toda a sua extensão, inclusive próximo às torres (TORNERI, 2002).

Um passo adiante foi o conceito de pontes estaiadas com tabuleiros flexíveis, inventado por Ulrich Finsterwalder e Fritz Leonhardt e desenvolvido por René Walther na construção da ponte Dieppoldsau na Suécia (VIRLOGEUX, 2001). Esta ponte possui um vão principal de 97 m e o tabuleiro é composto por uma laje de concreto com 55 cm de espessura.

A ponte da Normandia (figura 2.10), na França, pode ser considerada como o maior salto neste campo e a última grande evolução até o momento. A estrutura é híbrida, sendo os vãos de acesso e a região do vão central próxima à torre em concreto e o trecho central em seção celular metálica ortotrópica. A altura da torre (trecho acima do tabuleiro) tem em torno de 160 m e a altura do tabuleiro é de 3 m.

Figura 2.10 – Ponte da Normandia, França (1994).

Atualmente, o recorde de vão é da ponte Tatara (vão de 890m, 1999) no Japão que possui estrutura similar à da Normandia.

2.3.2. Análise da evolução das pontes estaiadas e suas características

Podemos dividir o desenvolvimento moderno das pontes estaiadas em duas gerações. A primeira é caracterizada por um pequeno número de cabos bastante espaçados. Os tabuleiros são rígidos devido à necessidade de resistir aos elevados momentos fletores entre os pontos de ancoragem. No entanto, os custos elevados de construção tornam este tipo de obra impraticável nos dias atuais. Alguns exemplos

são as pontes sobre o canal Donzère (Figura 2.9), a Strömsund e a família de pontes sobre o rio Reno.

A segunda geração tem como característica o emprego de múltiplos estais, pouco espaçados. Os tabuleiros são flexíveis e possuem um comportamento análogo ao de viga sobre apoios elásticos. A montagem dos tirantes e do tabuleiro é simples e a construção por balanços sucessivos é altamente recomendada, inclusive do ponto de vista econômico.

Adicionalmente, com intuito de reduzir os deslocamentos no topo da torre e a sua rigidez, utilizam-se estais de ancoragem (figura 2.11) que têm um importante papel no comportamento estrutural da ponte e sofrem uma flutuação de tensão muito alta ao longo de sua vida útil, sendo necessário tomar precauções quanto aos efeitos de fadiga.

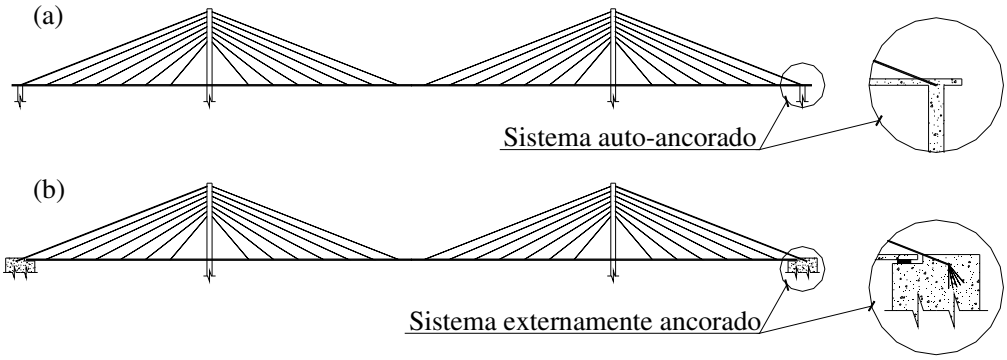


Figura 2.11 – Sistema-auto ancorado (a) e externamente ancorado (b).

Alguns autores dividem o desenvolvimento em três grupos, sendo que a ultima geração é dividida em duas e o tipo de suspensão é o parâmetro de diferenciação adotado. Sendo a segunda geração as pontes com suspensão “parcial” e a terceira as com suspensão total.

2.3.3. Configuração do sistema de cabo

A configuração dos estais é um dos itens fundamentais no projeto de uma ponte estaiada. Isso, de fato, influencia não apenas o comportamento estrutural, mas também o método de construção e a sua economia (WALTHER et al., 1999).

2.3.3.1. Sistema longitudinal dos cabos

Os sistemas longitudinais (figura 2.12) comumente utilizados são: em leque, no qual os cabos convergem no topo da torre, em harpa, no qual os cabos são paralelos, e em semi-harpa que é uma solução intermediária.

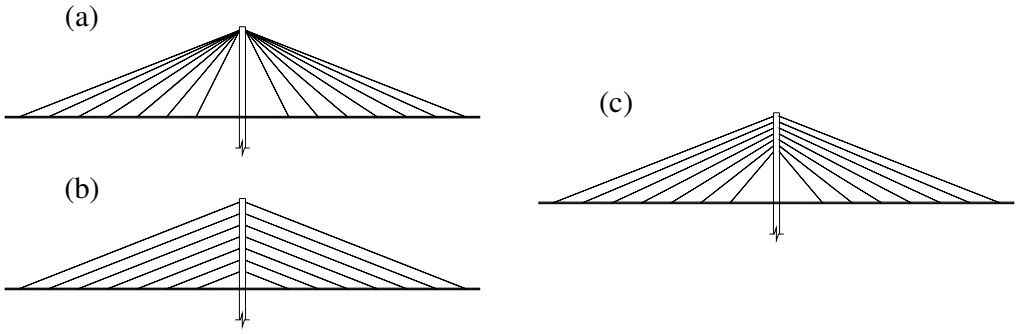


Figura 2.12 – Disposição longitudinal dos cabos: (a) leque, (b) harpa e (c) semi-harpa.

O sistema em harpa é o mais atrativo esteticamente, contudo é o menos eficiente em termos de economia e comportamento estrutural. Entretanto, o fato dos cabos serem paralelos simplifica as ancoragens em ambos os extremos.

O sistema em leque é o mais eficiente, uma vez que os estais têm maiores inclinações. WALTHER et al. (1999) indica algumas vantagens que são:

- O peso total dos cabos é substancialmente menor do que no sistema em harpa;
- A força horizontal introduzida no tabuleiro pelos cabos é menor;
- Os momentos longitudinais nas torres são reduzidos, uma vez que a componente desequilibrada do esforço horizontal pode ser transferida diretamente para o cabo de ancoragem;
- Os deslocamentos da torre e do tabuleiro são reduzidos pelos mesmos motivos que o item anterior.

No entanto, uma desvantagem é que as ancoragens nas torres são mais difíceis e custosas, sendo que um modo de contornar este problema é utilizar o sistema em semi-harpa, onde as ancoragens ficam mais afastadas.

A escolha da disposição longitudinal dos cabos tem que levar em conta, ainda, as condições topográficas e os vãos necessários. É recomendável sempre projetar o vão lateral menor ou igual à metade do central. Isso se deve ao fato de que o alívio de tensão nos estais de ancoragem é menor, sendo muitas vezes recomendável utilizar disposições assimétricas de cabos ou pilares intermediários que aumentam o numero destes estais de ancoragem e reduzem os deslocamentos nos cabos adjacentes.

Se os comprimentos dos vãos são fixados desde o inicio e a relação mais favorável entre eles não pode ser escolhida, o alivio da tensão nos cabos do vão principal, devido à carregamentos variáveis, deve ser prevenido por meios adicionais. Em pontes de vãos curtos pode ser suficiente aumentar a rigidez à flexão do tabuleiro. Contudo, qualquer transferência de carga dos cabos para o tabuleiro reduz a eficiência global do sistema (MENN, 1990).

Em pontes com pouco estais, como as primeiras pontes estaiadas construídas, a grande rigidez do tabuleiro evita um grande alívio do cabo de ancoragem sob efeito da carga variável no vão lateral, uma vez que uma parcela da carga é transportada pela flexão do tabuleiro sem ser suspensa. Essa característica é similar às pontes com protensão no extradorso.

2.3.3.2. Sistema transversal dos cabos

As disposições transversais são, normalmente, de dois tipos: um único plano central de cabos (suspensão central) e dois planos de cabos posicionados externamente à largura útil da ponte ou entre a calçada e a pista (suspensão lateral).

A suspensão central é a melhor esteticamente, pois evita o cruzamento visual dos cabos. No entanto, não é a melhor solução sob o ponto de vista estático. Os momentos torsores gerados por cargas excêntricas na seção exigem uma elevada rigidez à torção. Como conseqüência disso, há um aumento da rigidez à flexão que normalmente não é necessária, principalmente em pontes com estais pouco espaçados.

O plano central de cabos permite o uso de seções unicelulares clássicas que é conveniente para pontes largas (REIS; PEREIRA, 1994). A utilização de apenas uma

célula torna necessário utilizar elementos estruturais inclinados para o equilíbrio das forças introduzidas pelos estais. Outra possibilidade é utilizar uma seção bicelular com a alma central coincidindo com o plano de cabos (fig. 2.13).

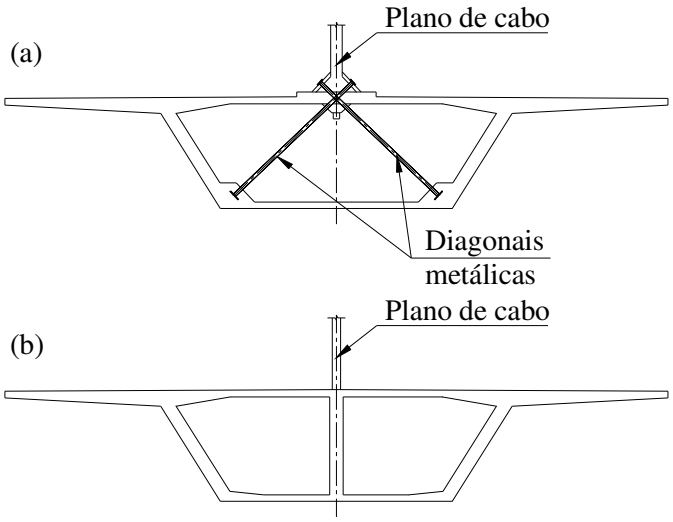


Figura 2.13 – Exemplos de seção transversal para a suspensão central: (a) seção unicelular e (b) seção bicelular.

No caso de seções bicelulares, a solicitação transversal será muito grande sem meios adicionais como transversinas ou tirantes inclinados, sendo que a utilização de transversinas parece ser menos complicada.

Na suspensão lateral, o equilíbrio dos momentos torsores pode ser realizado pelo sistema de cabos a tração e pela flexão transversal da estrutura, podendo a seção transversal, em alguns casos, ter rigidez torsional desprezível (figura 2.14).

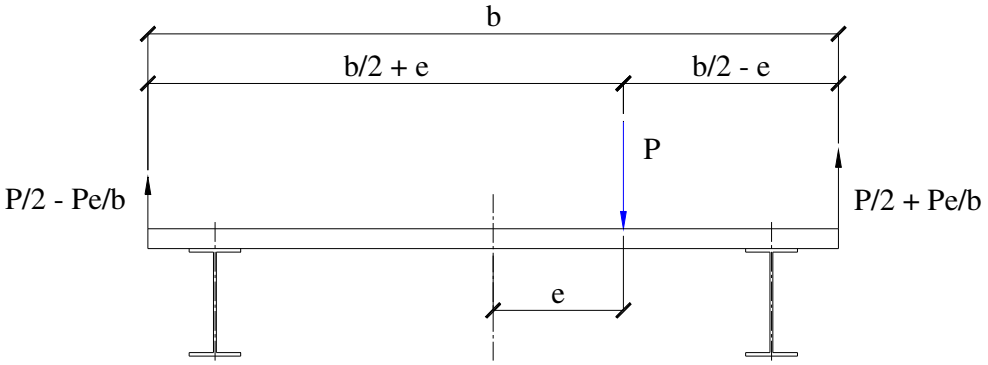


Figura 2.14 – Equilíbrio do momento torsor, provocado pela força P, através de suspensão lateral em tabuleiro com rigidez a torção desprezível (GIMSING, 1983).

A suspensão lateral melhora a estabilidade aerodinâmica das pontes estaiadas, aumentando a rigidez à torção da estrutura, principalmente no caso de cabos inclinados partindo de uma torre em "A", que distribui melhor os esforços.

2.3.3.3. Sistema de cabos em múltiplos vãos

No caso específico das pontes estaiadas de três vãos, o carregamento do vão central produz deslocamentos verticais descendentes que aumentam as tensões nos estais centrais, movendo a torre no sentido do vão carregado (figura 2.15). Essa configuração deformada da ponte gera uma pequena variação das tensões nos estais laterais (devido aos deslocamentos ascendentes no vão lateral), exceto nos cabos extremos, que, por estarem ancorados, são sujeitos à alta variação de tensão. Esses estais de ancoragem são responsáveis pelo controle dos deslocamentos da torre, bem como do tabuleiro, uma vez que equilibram praticamente toda a componente horizontal provocada pela variação de tensão dos estais centrais.

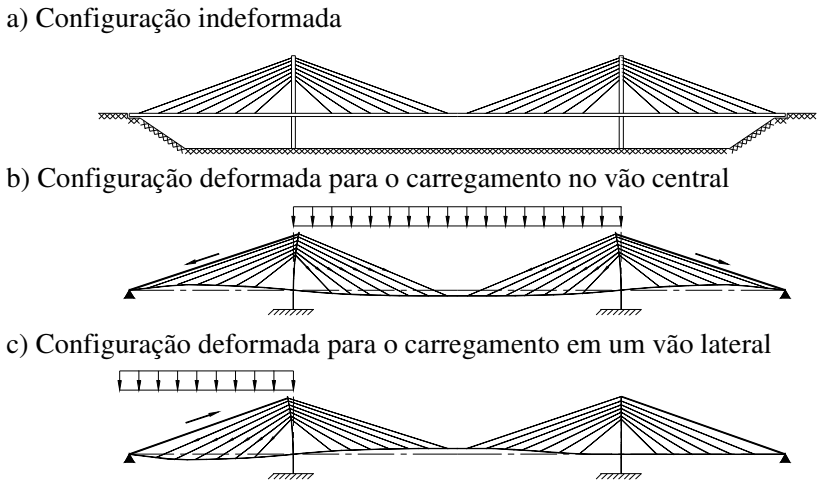


Figura 2.15 – Comportamento estrutural de uma ponte estaiada com três vãos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001).

No caso de pontes com sistema de cabos em múltiplos, o comportamento estrutural é diferente em relação àquelas que possuem dois ou três vãos. A ausência de pilares intermediários que exclui o uso de cabos de ancoragem faz com que os deslocamentos globais gerados por cargas assimétricas só possam ser controlados pelas rigidezes do tabuleiro e da torre (figura 2.16).

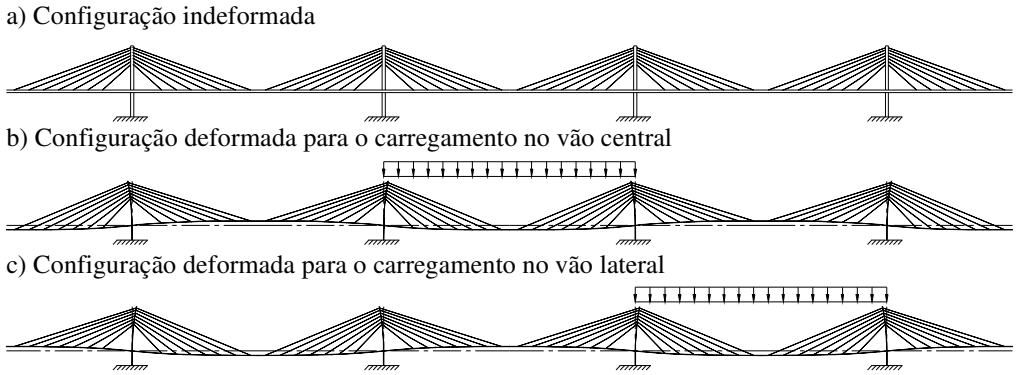


Figura 2.16 – Deformação de pontes estaiadas com múltiplos vãos para carregamentos assimétricos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001).

VIRLOGEUX (2001) faz uma análise considerando torres e tabuleiros similares àqueles comumente utilizados em pontes de três vãos. As deformações para cargas assimétricas são tão grandes que resultam em momentos fletores elevados tanto no tabuleiro, como na torre, além disso, ao carregar o vão adjacente o sentido destes esforços se inverte.

Algumas soluções são possíveis, sendo a maioria delas esteticamente pobres. A primeira (figura 2.17, item a) e mais lógica, porém, nem sempre possível de se aplicar, seria construir pilares intermediários que dividem os vãos e reduzem os seus deslocamentos, além de permitir tirantes de ancoragem. A segunda (figura 2.17, item b) é inspirada nas pontes penseis e utiliza cabos ligando o topo das torres. Outra solução é adicionar cabos ligando o topo de uma torre à outra adjacente no nível do tabuleiro (figura 2.17, item c).

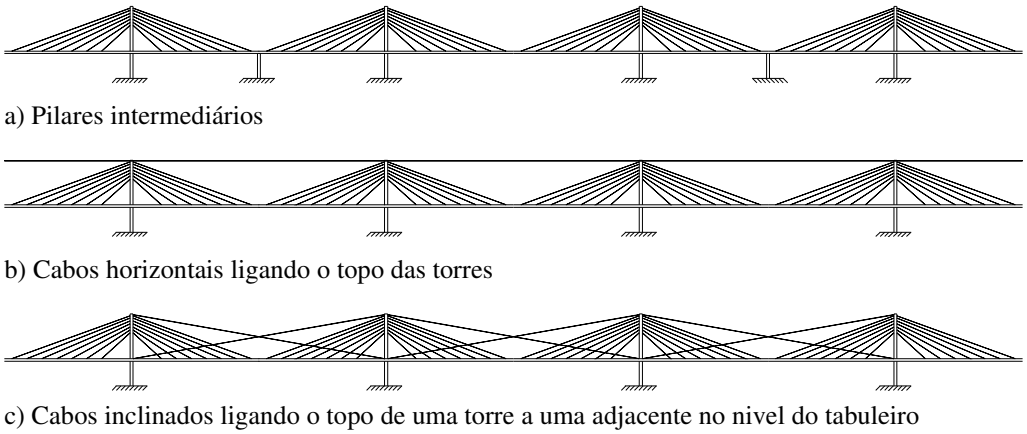


Figura 2.17 – Soluções possíveis para pontes com cabos em múltiplos vãos (adaptado de VIRLOGEUX, 2001).

Outra solução é elevar a rigidez dos elementos que compõem a estrutura, permitindo três possibilidades (VIRLOGEUX, 2001):

- Tabuleiros suficientemente rígidos para resistir aos momentos fletores induzidos pela carga variável. Esta solução é aplicável em pontes com vãos curtos, pois a transferência de carga dos cabos para o tabuleiro reduz a eficiência global da ponte.
- Torres extremamente rígidas, assim como na ponte sobre o lago Maracaibo, que permite a utilização de tabuleiros flexíveis.
- Distribuir a rigidez entre o tabuleiro e a torre, sendo esta a solução mais elegante.

De qualquer forma, elevar a rigidez da torre ou do tabuleiro eleva o custo da construção. Somando a isto o aspecto estético das outras soluções, as pontes com cabos em múltiplos vãos não têm tido muitas aplicações práticas. Alguns exemplos são: a ponte Ting Kau, o viaduto Arena (1993) e o viaduto Milau (França, 2004) que tem sido admirado pela altura dos pilares que chegam a 245 m.

2.4. PONTES SUPORTADAS POR CABOS PROTENDIDOS INFERIORES

As pontes com cabos protendidos inferiores consistem em construir escoras no tabuleiro que é suportado por cabos protendidos de forma a criar apoios flexíveis intermediários. Esse esquema estrutural é parecido com as pontes com protensão no extradorso, pois o transporte das cargas sobre o tabuleiro até os apoios também é realizado com a colaboração da viga à flexão e do sistema de cabos à tração.

A primeira ponte construída desta forma foi a Weitigen (1978) que cruza o vale Neckar na Alemanha. Por razões geológicas, pilares não puderam ser construídos no declive arborizado do vale. Por isso, vãos extremos longos (263 m, lado sul) foram necessários, onde uma viga celular foi escorada por nervuras metálicas sobre estais (LEONHARDT, 1982).

Em 1989, J. Schlaich repete a aplicação de cabos inferiores, em uma rara e interessante combinação com estais superiores para a ponte Obere Argen (figura

2.18) na Argentina. O vão extremo com 258 m utiliza cabos superiores e inferiores com a mesma lei de variação dos momentos fletores da ponte.

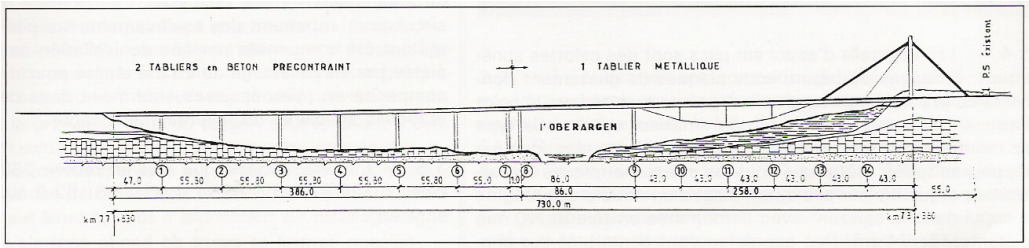


Figura 2.18 – Esquema da ponte Obere Argen na Argentina, 1989 (CAZET, 1990).

Uma vantagem deste tipo de ponte é a possibilidade de utilização em vãos isostáticos, assim como na ponte The Truc de la Fare em 1993 (figura 2.19) na França. O tabuleiro consiste em uma laje (vão de 53 m) com três escoras metálicas em forma de V, sendo que a central tem 5 m de altura e as laterais 3,5 m. A variação de tensão nos cabos protendidos para a carga variável máxima foi de 112 MPa, que é da mesma ordem de grandeza dos estais das pontes estaiadas.

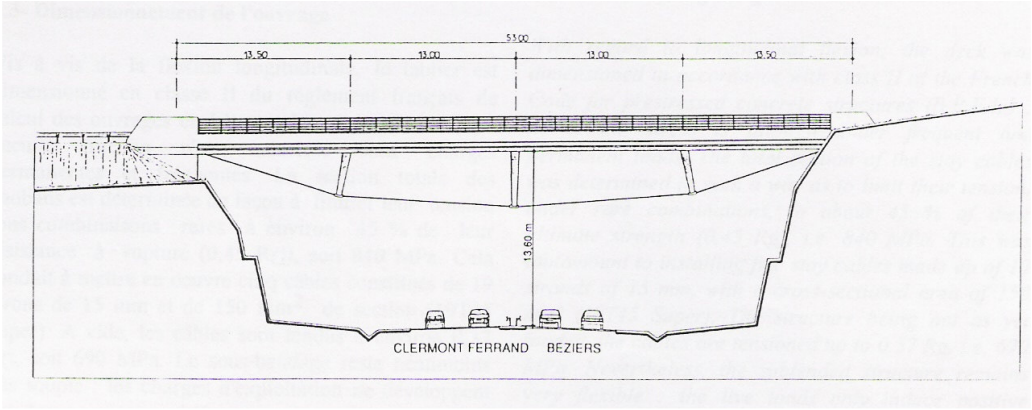


Figura 2.19 – Ponte The Truc De La Fare, França (VIRLOGEUX et al. 1994).

Essas três pontes podem ser associadas às pontes estaiadas de primeira geração, pois possuem tabuleiros com rigidez suficiente para resistir aos momentos entre as escoras ou entre escora e apoio e por possuírem sistemas de protensão tecnologicamente similares aos estais.

A utilização de uma protensão extradorsal inferior foi aplicada pela primeira vez de uma maneira sistemática na ponte Osormort (figura 2.20), de 504 m de comprimento e vãos de 40 m. A oscilação da tensão nos tirantes inferiores, para

sobrecarga máxima, não passava de 8 Kg/mm² (80 MPa), o que permitiu o uso de ancoragens correspondentes a protensão externa (MANTEROLA, 1997). As escoras inferiores possuem 5 m de comprimento (H = L/8).

Figura 2.20 – Ponte Osormort na Espanha (1995).

2.5. PONTES COM PROTENSÃO NO EXTRADORSO

As pontes com protensão no extradorso utilizam cabos tecnologicamente similares à protensão externa, situados acima do tabuleiro e que são desviados ou ancorados em pequenas torres.

O emprego de tabuleiros mais rígidos e de menores alturas de torre em relação às pontes estaiadas reduz a eficiência global do sistema, no entanto, isto se justifica, devido às seguintes razões:

- O aumento do consumo de aço, devido à menor inclinação dos cabos, pode ser compensado, em parte, pela utilização de uma tensão admissível maior;
- A construção da torre é mais simples e tem menos custo;
- A utilização de sistemas de protensão similares à protensão externa reduz, consideravelmente, o custo das ancoragens em relação às pontes estaiadas.

MATHIVAT (1988) sugere que essa tipologia de ponte tenha altura constante no tabuleiro, com valores ótimos entre L/35 e L/30, e sugere também o valor da altura da torre em L/15, sendo L o comprimento do vão principal.

As obras existentes (tabela 2.2) possuem, em sua maioria, altura variável no tabuleiro. As obras de concreto, normalmente, têm altura em torno de L/35 nos apoios intermediários e L/55 no meio do vão. A altura da torre varia entre L/14 e L/8, exceto para as pontes Miyakoda e Matakina que possuem dois vãos e características não usuais para este tipo de estrutura.

Observar que nas pontes estaiadas a altura do tabuleiro varia entre L/120 e L/80 (sendo usual o valor L/100) e a altura da torre varia entre L/5 e L/4.

Tabela 2.2 – Algumas pontes com protensão no extradorso construídas até 2001 e as duas pontes brasileiras.

Ponte	Material estrutural	Vãos	Comp. Total	Vão máximo	Altura da torre	H/L	Altura do tabuleiro	h/L	Ano
			(m)	(m)	(m)		(m)		
Odawara Blueway	Concreto	3	270	122	10,7	1/11	3,5 ~ 2,2	1/35 ~ 1/55	1994
Yashiro (ponte sul)	Concreto	4	340	105	12	1/9	2,5	1/42	1996
Yashiro (ponte norte)	Concreto	3	200	90	10	1/9	2,5	1/36	1996
Tsukuhara	Concreto	3	323	180	16	1/11	5,5 ~ 3,0	1/33 ~ 1/60	1998
Second Mandaue	Concreto	3	410	185	18,2	1/10	4,9 ~ 3,1	1/38 ~ 1/60	1999
Matakina	Concreto	2	200	109,3	26,4	1/4	6,0 ~ 3,5	1/18 ~ 1/31	2000
Ibi River	Mista Conc./Aço	5	1145	275	30	1/9	7,0 ~ 4,0	1/39 ~ 1/69	2001
Kiso River	Mista Conc./Aço	6	1397	271,5	30	1/9	7,0 ~ 4,0	1/39 ~ 1/68	2001
Japan Palau Friendship	Mista Conc./Aço	3	413	247	27	1/9	7,0 ~ 3,5	1/35 ~ 1/71	2001
Shikari	Concreto	5	610	140	10	1/14	6,0 ~ 3,0	1/23 ~ 1/47	2001
Miyakoda	Concreto	2	268	133	20	1/7	6,5 ~ 4,0	1/20 ~ 1/33	2001
Hozu	Concreto	6	368	100	10	1/10	2,8	1/36	2001
3ª ponte de Rio Branco	Concreto	3	198	90	9	1/8	2,5 ~ 2,0	1/36 ~ 1/45	2006
Integração Brasil Peru	Concreto	3	240	110	15	1/7	3,35 ~2,35	1/33 ~ 1/47	2006
H – Altura da torre			h – Altura do tabuleiro				L – Vão máximo		

A seguir serão descritas de forma resumida algumas pontes da tabela 2.2.

2.5.1. Ponte Odawara Blueway

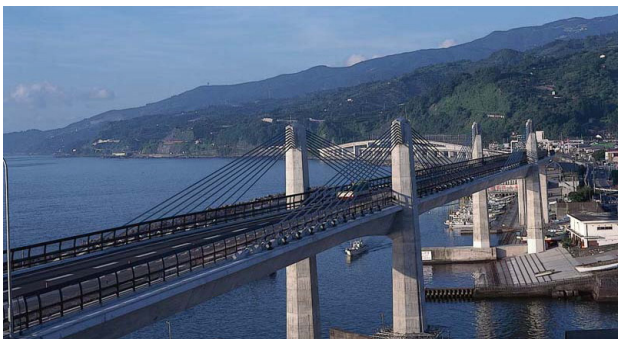


Figura 2.21 – Ponte Odawara Blueway, Japão (1994).

A ponte Odawara Blueway (fig. 2.21) é a primeira construída com protensão no extradorso. Ela possui três vãos de 74, 122 e 74 m, a largura total do tabuleiro é de 15,92 m. A altura da viga é igual a 3,5 m (~L/35) nos apoios intermediários e 2,2 m (~L/55) no meio do vão. A relação entre a altura da torre e o vão principal é de aproximadamente 1/12.

Devido à maior rigidez do tabuleiro associada a uma menor altura da torre, a oscilação da tensão nos cabos protendidos, em virtude das sobrecargas, foram reduzidas em, aproximadamente, um quarto daquelas obtidas nos estais das pontes estaiadas. Por isso, se adotou uma tensão admissível de 60% da tensão de ruptura do aço.

As ancoragens utilizadas no tabuleiro são as mesmas da protensão externa convencional. Nesta ponte foram introduzidas selas no topo da torre que simplificam os detalhes. Os cabos foram ancorados por fora da sela, com o intuito de não permitir deslizamentos, melhorando assim, o comportamento a fadiga do sistema. A resistência da sela foi confirmada por testes em escala real.

Para suprimir as vibrações induzidas pela chuva nos cabos, foram utilizados amortecedores de borracha na parte inferior de cada tirante.

2.5.2. Ponte Tsukuhara

Figura 2.22 – Ponte Tsukuhara, Japão (1998).

A ponte Tsukuhara (fig. 2.22) construída no Japão é uma estrutura em pórtico com três vãos (65,4 m + 180 m + 76,4 m). A relação entre a altura da torre e o vão principal é de aproximadamente 1/12. O tabuleiro consiste em uma viga unicelular com altura de 5,5 m (~L/33) na região das torres e 3,0 m (L/60) no meio do vão e largura efetiva de 9,25 m.

Originalmente, a ponte Tsukuhara foi planejada como uma ponte em arco. No entanto, a tipologia foi modificada por causa do sucesso no Japão da ponte Odawara Blueway e para obter melhor harmonia com uma passarela estaiada adjacente (OGAWA; MATSUDA; KASUGA, 1998).

Doze cabos externos de 19ϕ15,2 mm foram utilizados no trecho central para resistir aos momentos fletores. A ponte possui também cabos internos de 12ϕ12,7 mm, a maioria devido à construção por balanços sucessivos. Além disso, foram empregadas cordoalhas de 28,6 mm de diâmetro com aderência posterior para protensão transversal da laje superior. Os cabos no extradorso são de 27ϕ15,2 mm, protegidos contra a corrosão por meio de dupla camada de polietileno.

A máxima flutuação de tensão nos cabos é de 3,7 kg/mm² (~37 MPa), o que permite o emprego de uma tensão admissível de sessenta por cento da tensão de ruptura do aço e as ancoragens da protensão externa clássica.

Os pilões (pilar e torre no mesmo elemento estrutural) são em formato de V. Não foram necessárias vigas de travamento devido à pequena altura da torre (trecho acima do tabuleiro) e selas foram utilizadas para simplificar a instalação da

armadura. Foi necessário utilizar contrapesos dentro da seção celular nos vãos extremos com o intuito de reduzir os momentos fletores nos pilões.

Uma vez que a região em que a ponte foi construída é susceptível a sismos, uma análise estrutural sob tal ação foi realizada.

Uma das vantagens do esquema estrutural com protensão no extradorso em relação às pontes estaiadas é que não foi necessário nenhum ajuste nas forças dos tirantes ao término da construção, ou seja, a protensão de um tirante não modifica (significativamente) a força daqueles já instalados. Isso significa que não foi preciso empregar aparatos especiais para sustentar os macacos hidráulicos, que puderam ser colocados na forma deslizante (OGAWA; MATSUDA; KASUGA, 1998).

2.5.3. Ponte Second Mandaue - Mactan

Figura 2.23 – Ponte Second Mandaue – Mactan, Filipinas (1999).

A ponte Second Mandaue – Mactan (figura 2.23) é a ponte de concreto com protensão no extradorso de maior vão livre do mundo. Essa estrutura em viga contínua de três vãos (111,5 m + 185,0 m + 111,5 m) possui altura de torre aproximadamente igual a L/10. A altura do tabuleiro é variável e igual a 5,1 m (~L/36) nos apoios intermediários e 3,3 m (~L/56) no meio do vão, além de largura total de 21 m.

A tipologia de ponte com protensão no extradorso foi empregada devido à proximidade com o aeroporto internacional de Cebu, o que tornou necessário utilizar torres pequenas.

Os cabos no extradorso consistem de 48ϕ15,2 mm com tripla proteção contra corrosão, revestimento de epóxi, nata de cimento e tubos de polietileno de alta densidade.

2.5.4. Pontes Kiso River e Ibi River

Figura 2.24 - Ponte Kiso River, Japão (2001).

As pontes Ibi River e Kiso River (figura 2.24) são as primeiras aplicações de estruturas mistas associadas à protensão no extradorso. São projetos similares de pontes com sistema de cabos em múltiplos vãos, no qual o trecho central de todos os vãos intermediários consiste em uma seção celular metálica de 100 m de comprimento, sendo o restante do tabuleiro em seção celular de concreto.

As pontes Ibi River e Kiso River possuem comprimento total de 1397 m (vãos de 154 + 4x271,5 + 157 m) e de 1145 m (vãos de 160 + 3x275 + 160 m), respectivamente. Em ambas, a altura da torre é de 30 m, a do tabuleiro é de 7 m nos apoios intermediários e de 4 m no meio do vão e a largura total é de 33 m. O emprego de trechos metálicos reduz o peso da estrutura e permite alcançar vãos comuns às pontes estaiadas.

A construção das seções de concreto foi realizada pelo método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas. O peso de cada segmento varia de 300 a 400 toneladas, que foram transportadas por barcaças e suspendidas e montadas em sua posição final. Os trechos metálicos que pesam aproximadamente 2000 toneladas foram içados em apenas uma etapa.

2.5.5. Terceira ponte sobre o Rio Acre

A terceira ponte sobre o Rio Acre (figura 2.25) é a primeira construída com protensão no extradorso do Brasil. Ela possui três vãos de 54, 90 e 54 m e a largura total do tabuleiro é de 17,4 m. A obra possui dois planos de cabos (suspensão

lateral), a altura das torres é de 12 m, sendo que os cabos se posicionam entre 6 e 9 m acima do tabuleiro.

Figura 2.25 - Terceira ponte sobre o Rio Acre, Brasil (2006).

Os tirantes são constituídos de 16 cordoalhas de aço CP176RB e receberam três camadas de proteção contra corrosão: galvanização dos fios a quente, filme de cera de petróleo e revestimento de polietileno de alta densidade.

A altura do tabuleiro varia entre 2,5 m (na região do apoio intermediário) e 2,0 m (na região central do vão) e é formado por duas vigas longitudinais. O espaçamento dos cabos no extradorso é de 3,9 m e foram empregadas transversinas com o mesmo espaçamento. Para melhoria da resistência da seção do apoio intermediário em relação aos momentos negativos, foram adotadas lajes inferiores de 3 m de largura em cada viga nessa região.

2.5.6. Ponte da integração Brasil-Peru

A ponte da integração Brasil-Peru (figura 2.26) transpõe o Rio Acre, ligando os municípios de Assis Brasil do estado do Acre no Brasil e Inãpari no Peru (Ishii et al., 2005). Embora a conclusão da ponte tenha sido realizada após a terceira ponte sobre o Rio Acre, esta foi inaugurada antes, o que a torna, a primeira ponte com protensão no extradorso brasileira.

Figura 2.26 – Ponte da integração Brasil – Peru, Brasil (2006).

A ponte possui três vãos de 65, 110 e 65 m, largura total de 16,8 m. A obra tem dois planos de cabos, altura de torre igual a 15 m e os tirantes são constituídos de 17 cordoalhas de 15,2 mm de aço CP176RB.

O tabuleiro é constituído de uma viga celular de concreto com altura variando de 2,35 m (~L/47) no centro do vão principal a 3,35 m (~L/33) na região dos apoios intermediários.

2.5.7. Pontes construídas com algumas características do sistema de protensão no extradorso

A ponte Kanisawa (1998) construída no Japão é uma estrutura em viga continua de três vãos (99,275 m + 180 m + 99,275 m). A altura da torre é aproximadamente igual a 1/8 do vão central e a altura do tabuleiro varia entre L/60 e L/33.

Embora as dimensões dessa ponte tenham a mesma ordem de grandeza das pontes na tabela 2.2 e, conseqüentemente, o comportamento estrutural seja similar, a flutuação de tensão nos tirantes é relativamente grande (~100MPa), o que limitou a tensão admissível em 40% da resistência última do aço (CHO, 2000). A adoção de sistema de protensão similar ao das pontes estaiadas gera distorções na especificação, o que em nossa opinião é uma combinação ineficiente de ambas.

Outra obra que pode ser encontrada na literatura equivocadamente definida como sendo protendida no extradorso é a ponte Sunniberg na Suíça (figura 2.27). O projeto conceitual é de Christian Menn, que devido às exigências não usuais relativas

à estética propôs uma ponte estaiada com altura de torre aproximadamente igual a 10% do vão principal. A estrutura utiliza sistema de cabos em múltiplos vãos com disposição em harpa, o tabuleiro é extremamente flexível e a impossibilidade de ter tirantes de ancoragens intermediários, levou à adoção de pilões extremamente rígidos conectados monoliticamente ao tabuleiro, com o intuito de reduzir os deslocamentos da estrutura que poderiam ser inaceitáveis.

Figura 2.27 – Ponte Sunninberg, Suíça (1998).

2.5.8. Conclusões sobre as pontes com protensão no extradorso construídas

Podemos obter algumas conclusões ao estudar as pontes com protensão no extradorso construídas que são:

- As pontes de concreto com protensão no extradorso oferecem uma solução econômica para vãos entre 100 e 200 m;
- A construção deste tipo de ponte requer o conhecimento das tecnologias empregadas nas pontes de concreto protendido em viga e estaiadas;
- Houve um excepcional crescimento na construção das pontes com protensão no extradorso;
- Devido à alta rigidez à flexão do tabuleiro, o emprego de sistema de cabos em múltiplos vãos não necessita de meios adicionais em relação à

ponte de três vãos. Adicionalmente, não há necessidade de ajustar a tensão nos tirantes, nem durante a construção, nem ao final da obra, ao contrário do que ocorre nas pontes estaiadas;

- As pontes com protensão no extradorso, assim como ocorre na ponte Second Mandaue – Mactan, são ideais em regiões próximas a aeroportos que necessitam grandes vãos;
- Um dimensionamento adequado dos elementos da ponte permite evitar grandes flutuações de tensão, descartando de forma quase que absoluta o risco de fadiga, tanto no cabo, quanto nas ancoragens, permitindo a utilização da tecnologia da protensão externa;
- A união do conceito da protensão no extradorso em pontes de estrutura mista com a utilização de concreto de alta resistência, tal como ocorre nas pontes Ibi e Kiso River, permitem alcançar vãos das pontes estaiadas convencionais;
- Devido a menores inclinações dos cabos na torre é comum a utilização de sela, o que simplifica bastante a armação e permite espaçamentos pequenos dos cabos no topo da torre, gerando uma disposição em leque.

2.6. COMPORTAMENTO À FADIGA DE CABOS PÓS-TRACIONADOS

2.6.1. Generalidades.

A fadiga de um material é a deterioração progressiva de sua resistência quando o mesmo é submetido a uma serie de ciclos de flutuação de tensão, estando o mesmo em regime elástico. Este fenômeno de deterioração progressiva da propriedade mecânica do material que pode gerar uma ruptura prematura e frágil é conhecido como dano por fadiga.

Em estruturas que utilizam cabos protendidos, a análise da resistência à fadiga é um fator muito importante para a integridade estrutural. Embora em elementos de concreto protendido não seja comum a verificação da fadiga, alguns pesquisadores evidenciaram que a resistência à fadiga de estruturas com protensão parcial ou externa pode ser bastante reduzida.

Nos últimos anos, diversos comitês e pesquisadores têm se preocupado com especificações e recomendações referentes aos ensaios de resistência à fadiga. Normalmente, tais especificações são produto da extração e ampliação do código alemão (DIN 1073), que por bastante tempo foi a única referência neste assunto. Atualmente, podem-se citar três recomendações que podem auxiliar o engenheiro em projetos: as recomendações americanas PTI (2000), as francesas SETRA (2001) e as de um grupo internacional de pesquisadores FIB (2005).

Os critérios de fadiga são baseados essencialmente em análise experimental, em ensaios de cabos com comprimentos e áreas limitados e os resultados são extrapolados para o comportamento global do tirante.

O objetivo deste item é revisar os conceitos de fadiga relacionados ao aço de protensão, de forma a estabelecer um critério consistente para o projeto de pontes com protensão no extradorso.

2.6.2. Ensaios de resistência à fadiga e curvas Wöhler.

O ensaio clássico de barras ou cordoalhas de aço consiste em ancorar a amostra em uma extremidade e na outra instalar uma tensão inicial, fazendo-a variar de forma gradual e alternada ao longo do tempo entre dois pontos pré-estabelecidos (fig. 2.28). Sendo a resistência à fadiga caracterizada pelo número de ciclos em que a amostra rompe para determinada flutuação de tensão.

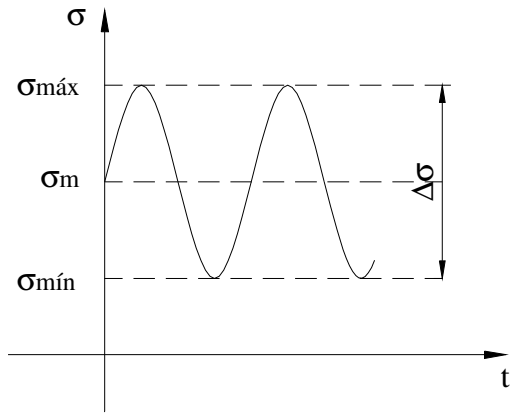


Figura 2.28 – Variação de tensão axial durante ensaio de fadiga.

As tensões máximas e mínimas são dadas por:

$$\sigma_{máx} = \sigma_m + \frac{\Delta\sigma}{2}$$
$$\sigma_{mín} = \sigma_m - \frac{\Delta\sigma}{2}$$

Logo,

$$\Delta\sigma = \sigma_{máx} - \sigma_{mín}$$

Os resultados de diversas amostras submetidas a flutuações de tensão diferentes são, normalmente, apresentados graficamente e são conhecidos como curvas de Wöhler (fig. 2.29). Estas curvas são dadas para uma determinada tensão máxima (média ou mínima) e relaciona a flutuação de tensão com o numero de ciclos ao qual o material resiste.

Freqüentemente, a curva Wöhler é representada por duas linhas retas, sendo que a partir de um determinado número de ciclos a oscilação da tensão tem pequena variação e a reta é quase horizontal.

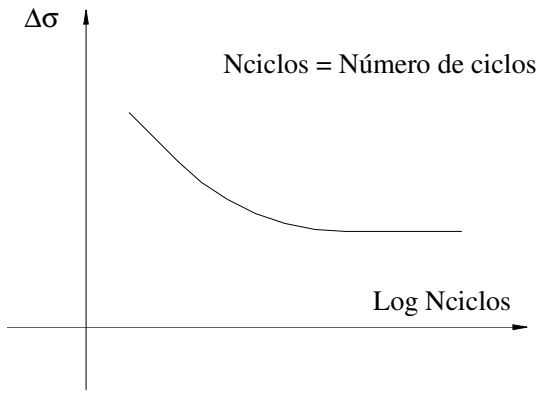


Figura 2.29 – Exemplo de curva Wöhler para cordoalhas de aço protendido.

Denomina-se resistência limite à fadiga, para a tensão máxima de referência de ensaio, a máxima flutuação de tensão que a peça suporta independente do número de ciclos, o que corresponde a considerar uma reta horizontal na curva Wöhler. Em casos práticos, a determinação deste limite é impraticável, devido à duração dos

ensaios e com isso, convenciona-se que o número de ciclos representativo do comportamento a longo prazo do aço protendido é de 2 milhões.

Finalmente, é preciso estabelecer um critério para determinar o valor limite da resistência à fadiga a ser aplicada em projeto. Em regra geral, recomenda-se que após o ensaio de fadiga, a amostra, que não deve ter sofrido ruptura, seja submetida a um ensaio de ruptura por tração, sendo que a resistência residual deve ser maior que 95% de f_{ptk} (da amostra intacta).

Percebe-se que as curvas Wöhler dependem de um valor fixo de tensão que, normalmente, é tomado o valor máximo. Portanto, a determinação da resistência limite para diversos valores de tensão adotada é demorada e dispendiosa. No entanto, é possível representar a flutuação limite de fadiga ($\Delta\sigma_{fad}$) como função de $\sigma_{máx}$ que pode ser linearizada como mostra o diagrama de Goodman (figura 2.30).

No caso do aço protendido, existem algumas particularidades que serão estudadas a seguir, como a fadiga na região das ancoragens e a por fricção, que podem gerar discrepâncias no diagrama proposto por Goodman, para aço passivo.

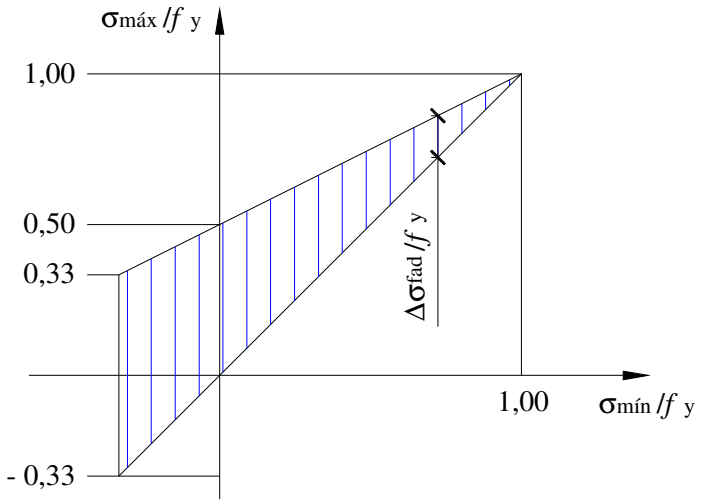


Figura 2.30 – Diagrama de Goodman para armaduras passivas.

O ensaio descrito é conhecido, habitualmente, como de variação pura de tração com amostras ao ar, e em muitos casos não representa a realidade. Isto ocorre por que não são considerados outros efeitos que podem ser determinantes para os danos de fadiga como: tensões de flexão nos cabos, agressividade do meio ambiente, fricção entre superfícies, etc.

2.6.3. Fadiga por fricção (“fretting fatigue”)

A combinação da ação de fricção entre metais e altas pressões locais de contato em cordoalhas sujeitas a fadiga pode levar a abrasões no contato dos elementos e acelerar a formação e propagação de fissuras de fadiga nos fios (RYALS et al., 1993). Este fenômeno é comumente conhecido como fadiga por fricção (“fretting fatigue”) e pode causar uma ruptura prematura da cordoalha, pois diminui apreciavelmente a resistência a fadiga das cordoalhas quando comparada aos testes realizados ao ar.

É importante o conhecimento do fenômeno de fadiga por fricção, mesmo em estruturas de concreto com protensão aderente, pois pesquisas mostram que ocorre a perda da aderência entre o aço e o concreto adjacente às fissuras de flexão durante carregamento cíclico, o que leva a deslizamentos da armadura. Obviamente, esta preocupação também é pertinente no caso de protensão não aderente e, principalmente, de protensão externa, já que devido aos pequenos raios dos desviadores as pressões de contato são bastante elevadas.

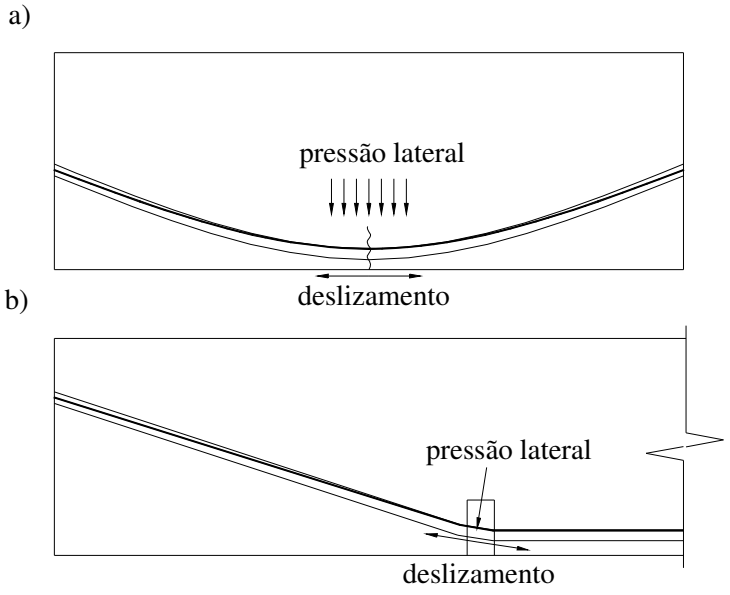


Figura 2.31 – Condições favoráveis aos danos de fadiga por fricção, (a) protensão aderente e (b) protensão externa.

WOLLMANN et al. (1996) realizaram vários ensaios em vigas de concreto (em escala real e reduzida) com protensão aderente com bainhas metálicas e de

polietileno. Assegurou-se que houvesse fissuras no concreto para permitir o deslizamento do aço sob carregamento cíclico. A partir dos resultados foram elaboradas as seguintes conclusões:

- A fricção entre cordoalhas e entre a bainha e cordoalha reduz a expectativa de vida à fadiga das vigas com cabos curvos e aderentes. Por essa razão, os resultados de ensaios de amostras ao ar não são adequados para representar tal situação;
- A utilização de bainhas plásticas melhora o desempenho de apenas uma cordoalha, pois elimina a fricção entre cordoalha e bainha. No entanto, em cabos com múltiplas cordoalhas, a fricção entre elas torna o uso de bainha plástica menos efetiva;
- Um único ensaio, com emprego de recobrimento de epóxi, mostrou que a fricção entre cordoalhas e entre bainha e cordoalha foi eliminada, melhorando o comportamento à fadiga.

RYALS et al. (1993) apresentam resultados de estudos experimentais sobre a fadiga por fricção em vigas externamente protendidas. Foram montados três tipos de selas, onde o angulo de desvio do cabo foi pré-fixado (10°) e a da bainha foi selecionada para reproduzir três situações de instalação: ideal (13°), ruim (7,5°) e péssima (2°). As conclusões foram seguintes:

- A fricção foi muito mais danosa nos desviadores desalinhados com o cabo, provavelmente devido a maiores pressões de contato. O número de ciclos determinados na situação ideal foi o dobro daquele onde o cabo e a bainha não estavam alinhados;
- A maioria das fissuras de fadiga dos fios foi causada por fricção entre cordoalhas e entre os fios da mesma.

Existem algumas possibilidades para redução dos impactos da deterioração por fricção, como: redução da oscilação da tensão, redução das pressões de contato e do coeficiente de atrito. O método mais simples seria aplicar uma lubrificação duradoura entre as superfícies em contato. O recobrimento com metais suaves como

o zinco ou o alumínio, tem efeitos favoráveis, ao contrário da galvanização a quente, devido à ligação quebradiça ferro-zinco (CHO, 2000). Além disso, o recobrimento de epóxi, que vem sendo utilizada em pontes com protensão no extradorso, também tem efeitos bastante favoráveis.

2.6.4. Resistência à fadiga condicionada pelas ancoragens

A resistência à fadiga dos estais é governada pelas ancoragens e não pela seção típica do cabo. Isso acontece por duas razões: devido às tensões locais, que enfraquecem os cabos e às deformações da ponte estaiada, que além de produzir variação de tensão axial, também desenvolve rotações nas ancoragens.

Tais rotações, que também são geradas por carregamentos aplicados ao longo do comprimento do cabo (como vento e peso próprio), desenvolvem tensões de flexão nos cabos que devem ser adicionadas aos efeitos dos esforços axiais.

2.6.4.1. Tensões locais

A transferência do esforço no cabo para a ancoragem é realizada por cisalhamento entre as superfícies dos fios e a superfície da cunha, o que gera concentração de tensões no contato, além da possibilidade de dano pelo aperto dos dentes da cunha. Ao submeter à ancoragem um carregamento cíclico, o nível de tensão nas mesmas reduz a expectativa de vida à fadiga em relação a uma seção típica do cabo de aço.

Existem algumas soluções para aumentar a resistência à fadiga condicionada às tensões locais. Para alguns sistemas de protensão, cunhas especiais foram projetadas para limitar a penetração na cordoalha, reduzindo assim, tais tensões. Porém, isso permite deslizamentos, e o problema da fadiga por fricção passa a ser uma preocupação (fig.2.32).

Outra solução pode ser o balanceamento da variação de tensão antes de atingir à ancoragem. Isto pode ser feito com o emprego de uma resina de epóxi flexível que, através de tensões de cisalhamento, reduz as tensões no nível da cunha.

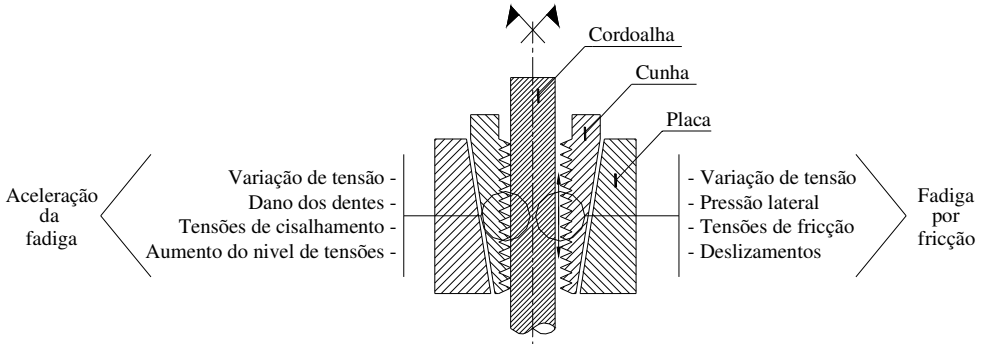


Figura 2.32 – Aceleração do processo da fadiga e fadiga por fricção nas ancoragens.

2.6.4.2. Tensões de flexão

As deformações da ponte sob efeito de diversas ações produzem rotações relativas entre o tabuleiro (ou a torre) e a ancoragem (figura 2.33). Essas rotações são difíceis de serem analisadas, uma vez que elas são também geradas por ações que não são claramente determinadas, tais como: variação de temperatura, ação do vento, tolerâncias de instalação das ancoragens e vibrações do cabo. Além disso, se considerarmos o efeito da curvatura do cabo ("sag effect") o problema se torna ainda mais complicado.

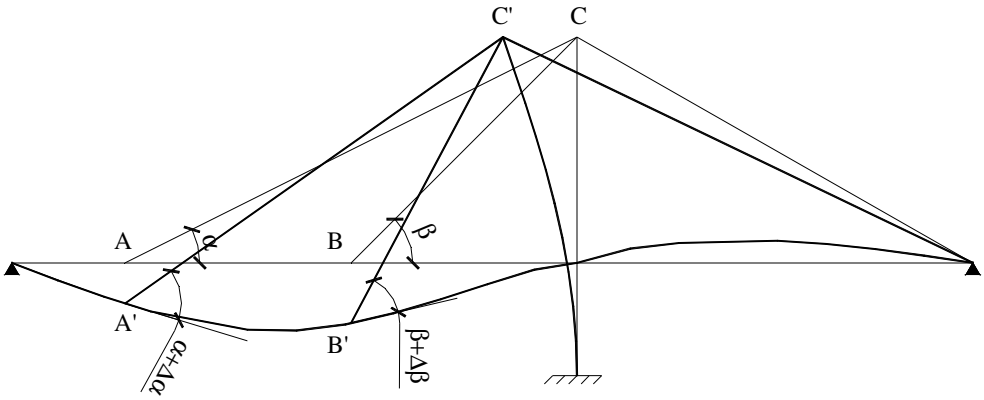


Figura 2.33 – Variação da rotação entre o cabo e o tabuleiro produzida por carregamento variável (adaptado de VIRLOGEUX, 1994).

Se a ancoragem for conectada a estrutura através de rótulas, de tal forma que possa girar livremente em relação ao tabuleiro (ou torre), as rotações relativas não

serão produzidas e, conseqüentemente, não ocorrerão tensões de flexão. No entanto, o atrito mobilizado neste tipo de articulação pode produzir tensões não desprezíveis.

Uma solução bastante utilizada em pontes estaiadas para a redução ou eliminação de tensões de flexão nas ancoragens é o emprego de tubos de transição com guia desviador (fig. 2.34). Este guia desviador é instalado próximo à ancoragem, suportando lateralmente o cabo e limitando os deslocamentos transversais no ponto onde se encontra e, também, reduz as rotações relativas nas ancoragens. Embora essa solução permita amortecer parcialmente as vibrações dos cabos, é possível que sejam necessários utilizar amortecedores de fato.

Todas as soluções discutidas anteriormente para melhorar o desempenho da região das ancoragens tornam o custo dos sistemas estaiados muito elevado. Em virtude desse fato, VIRLOGEUX (1994) relata a tentativa, com pouco sucesso, de construir pontes estaiadas de médios vãos em competição com soluções clássicas.

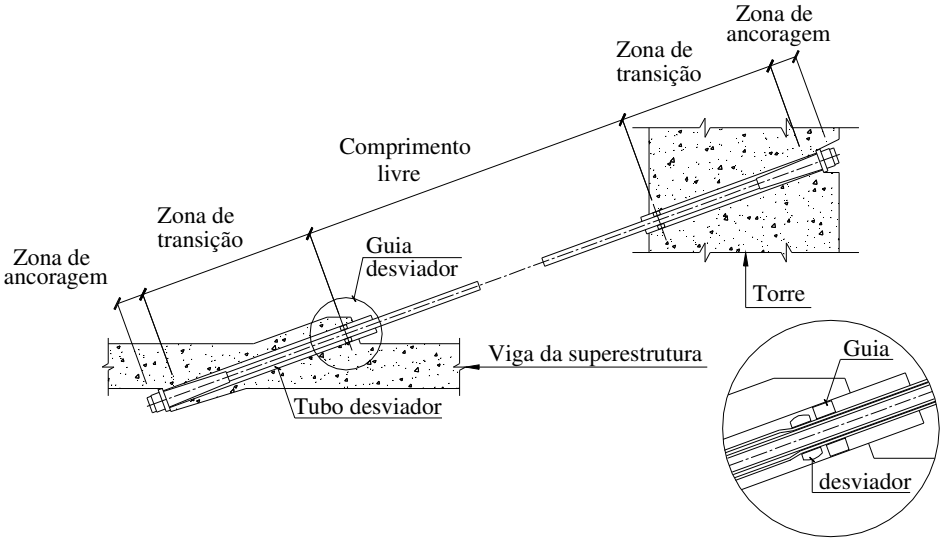


Figura 2.34 – Exemplo de sistema de ancoragem em estais (adaptado de FIB, 2005).

2.6.5. Resistência à fadiga de sistemas de protensão com pós - tração

Nos itens anteriores foi realizada uma pequena revisão qualitativa dos efeitos da fadiga em cabos pós-tracionados. Neste item será realizada uma revisão quantitativa, com as recomendações de alguns comitês internacionais e de

pesquisadores, com o intuito de auxiliar a adoção de parâmetros para a análise paramétrica que se realizará mais adiante.

Diversos ensaios de fadiga de cordoalhas ao ar mostram que quanto maior for a tensão máxima, menor é a sua resistência. Esta é uma razão para que em pontes estaiadas a tensão máxima permitida em serviço seja entre 40% e 45% de f_{ptk}.

Pesquisadores da Universidade do Texas fizeram diversos ensaios de fadiga com cordoalhas ao ar para utilização em estruturas de concreto protendido. Através dos resultados obtidos, foi sugerida uma curva Wöhler, onde o valor da resistência limite a fadiga é de 140 MPa (RYALS et al., 1993) & (WOLLMANN et al., 1996).

RYALS et al. (1993) sugerem que a resistência à fadiga de vigas de concreto com protensão externa deve estar de acordo com as recomendações da AASHTO de 1989 para a curva de variação de tensão admissível da categoria C (estruturas de rota de carga excessiva). O limite de resistência à fadiga é de 70 MPa, no entanto, essa recomendação foi realizada considerando condições ruins de instalação dos desviadores.

As recomendações para os estais são bastante diferentes e, conforme discutido no item 2.6.4, depende das ancoragens. PTI (2000) especifica as flutuações de tensão máximas para fios, cordoalhas e barras (com 2 milhões de ciclos) iguais a 194, 159 e 105 MPa, respectivamente. Segundo FIB (2005) estes valores mostraram bons resultados no passado. Contudo, materiais melhores se tornaram disponíveis e recomendações mais recentes como SETRA (2001) e muitas outras têm especificado o valor de 200 MPa para cordoalhas.

As especificações para aceitação do sistema de cabo do SETRA (2001) para cordoalhas e barras são respectivamente 200 e 110 MPa. Tanto PTI (2000) como SETRA (2001) limitam a tensão máxima em 45% da resistência característica à tração do aço, sendo que o último limita também a variação da rotação angular em ±10 mrad (±0,6°). Além disso, estes dados são especificações de ensaios e o uso em projeto tem que ser minorado por fatores de segurança.

FIP (1993) especifica que a resistência mínima a fadiga de sistemas pós-tracionados, para uma tensão máxima de 65% f_{ptk}, deverá ser definida por uma oscilação de 80 MPa para 2 milhões de ciclos, sem que apresente ruptura de mais de 5% da área inicial do cabo ensaiado.

SETRA (2001) faz recomendações para resistência à fadiga de cordoalhas, considerando 2 milhões de ciclos para as três categorias de protensão (tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Resistência à fadiga de cordoalhas a 2 milhões de ciclos (adaptado de SETRA, 2001).

Categoria de utilização	Estais	Protensão extradorsal	Protensão externa
$\Delta\sigma_{fad}$	200 MPa	140 MPa	80 MPa
Variação angular ($\Delta\alpha$)	10 mrad	0	0
$\sigma_{máx}$	0,45 f_{ptk}	0,55 f_{ptk}	0,65 f_{ptk}
$\sigma_{mín}$	0,45 f_{ptk} – 200 MPa	0,55 f_{ptk} – 140 MPa	0,65 f_{ptk} – 80 MPa
$\alpha_{máx}$	10 mrad	0	0
$\alpha_{mín}$	0 mrad	0	0

Para a construção da primeira ponte com protensão no extradorso (Odawara Blueway), foi realizada uma série de ensaios para estudar o método de instalação e tensionamento dos cabos externos Dywidag. O ensaio consistiu na protensão de 19 cordoalhas de 15,2 mm com recobrimento de epóxi e bainhas de polietileno com tensionamento por ambos extremos do cabo. No centro, os cabos estavam desviados por uma sela que simulava o comportamento no topo da torre. Os resultados estão apresentados na tabela 2.4 (CHO, 2000).

Tabela 2.4 – Resultados em escala real do comportamento do sistema de ancoragem da ponte Odawara Blueway, no Japão (CHO, 2000).

Ensaio	Condições do ensaio		Resultados do ensaio
1	Tensão mínima	0,6*f_{pu}	Sem ruptura
	Oscilação de tensão	100 MPa	
	Número de ciclos	2x10^6	
2	Tensão mínima	0,45*f_{pu}	Sem ruptura
	Oscilação de tensão	200 MPa	
	Número de ciclos	2x10^6	
3	Tensão mínima	0,45*f_{pu}	Sem ruptura
	Oscilação de tensão	250 MPa	
	Número de ciclos	2x10^6	

Os resultados dos ensaios da tabela 2.4 não apresentaram nem ruptura, nem deslizamentos nas cunhas, além do ensaio estático respeitar o critério de resistência residual superior a 95% da resistência inicial.

A ponte estaiada do Brotonne foi a primeira a utilizar selas no topo da torre, no entanto, alguns engenheiros consideravam que o uso de selas reduzia a capacidade resistente à fadiga dos cabos. Devido às críticas, para a construção da ponte Coatzacoalcos, foram realizados testes de fadiga no EMPA (suíça), sendo os mesmos reproduzidos dois anos depois para a construção da ponte Sunshine Skyway. Ambos evidenciaram que a fadiga era governada pelas ancoragens e não pela região da sela (VIRLOGEUX, 1994). É válido ressaltar que todos estes testes não permitiram deslizamentos no topo da sela, pois poderia ocorrer fadiga por fricção.

No caso especifico das pontes com protensão no extradorso, as recomendações do SETRA (2001) são: para o estado limite de serviço, combinação rara, a força atuante no cabo tem que ser menor ou igual a 60% da capacidade resistente característica do cabo e a flutuação de tensão máxima dos tirantes para a combinação freqüente das cargas tem que ser menor ou igual a 50 MPa.

A adoção da flutuação de tensão máxima igual a 50 MPa parece bem razoável, pois embora existam recomendações para a protensão externa de tal flutuação ser igual a 80 MPa, os efeitos de vibração e as tensões de flexão na região das ancoragens dos cabos no extradorso podem ser negligenciados, devido a um fator de segurança de 1,6.

A partir da revisão bibliográfica realizada neste item, podemos definir alguns critérios que serão utilizados no estudo paramétrico, bem como sugestões para projetos de pontes com protensão no extradorso:

- Com o intuito de empregar uma tecnologia similar à utilizada em estruturas com protensão externa, é preciso tomar alguns cuidados como: não permitir deslizamentos em selas e utilizar tubo de transição com guias e desviadores na região da ancoragem, de forma a eliminar ou poder negligenciar as tensões de flexão no cabo;
- Recomenda-se aplicar proteções contra corrosão do cabo, como por exemplo, recobrimento de epóxi e bainhas de polietileno que também permite melhorar a resistência à fadiga por corrosão e/ou fricção;

- A integridade estrutural dos cabos devido à fadiga é considerada satisfatória, se a máxima flutuação de tensão em serviço (combinação freqüente) não superar 50 MPa e a tensão máxima para a combinação rara não ultrapasse 60% da resistência característica de ruptura do aço de protensão.

3 ESTUDO PARAMÉTRICO

3.1. INTRODUÇÃO

O comportamento estrutural de uma ponte com protensão no extradorso, assim como ocorre nas pontes estaiadas, é o resultado da interação de diversos parâmetros. Por se tratar de uma estrutura com alto grau de hiperestaticidade, a alteração de uma ou mais características pode modificar substancialmente o funcionamento da ponte.

Os parâmetros considerados mais importantes são: altura da torre e do tabuleiro, nível de tensão nos tirantes, grau de compensação das cargas permanentes, relação entre os vãos lateral e central, o emprego de protensão interna e externa de pequena excentricidade, altura variável do tabuleiro, tipo de ligação entre a superestrutura e o pilar e a distância do primeiro cabo em relação à torre.

Uma forma de tentar entender o comportamento estático desse tipo de ponte é fazer variar, um a um, esses parâmetros, de forma a determinar a influência que os mesmos têm sobre o desempenho do conjunto.

Essa análise será realizada tendo em vista a investigação dos parâmetros mais significativos, focando o estudo na determinação de dimensões prévias, de tal forma que o comportamento da estrutura não seja governado por danos de fadiga, ou seja, que as flutuações de tensão nos cabos estejam dentro do limite estabelecido no capítulo 2.

A premissa básica adotada foi a transposição de um vão de 150 m que acreditamos ser um valor intermediário do campo de aplicação das pontes com tabuleiros de concreto. Os diversos modelos, definidos adiante, foram elaborados no

programa de análise estrutural ADINA (Automatic Dinamic Incremental NonLinear Analysis).

3.2. MÉTODO DE ANÁLISE

Por se tratar de um estudo comparativo e não do dimensionamento de uma solução específica, foram utilizados modelos de barras considerando que a estrutura tem comportamento linear.

Os tirantes foram representados por elementos de treliça e a perda de rigidez devido ao efeito da curvatura dos cabos foi desprezada, sendo que mais adiante será mostrado que essa análise é desnecessária. Entretanto, poderíamos levar em consideração essa redução através de uma correção no módulo de elasticidade do aço formulada por Dischinger e mostrada a seguir:

$$E^* = \frac{E_p}{1 + \dfrac{\gamma_p \cdot L_H^{\,2} \cdot E_p}{12 \cdot \sigma_m^{\,3}}} \tag{3.1}$$

onde E^* é o módulo de elasticidade de Dischinger, E_p e γ_p são o módulo de elasticidade e o peso específico do aço protendido no extradorso, respectivamente, L_H é a projeção horizontal do comprimento do cabo no extradorso e σ_m é a tensão média no cabo.

Na análise é assumido que os cabos protendidos são capazes de suportar tensões de compressão, embora estas não devam ocorrer. Se, por ventura, existir algum cabo submetido à compressão ou à tração relativamente pequena (menor que $0{,}15\, f_{ptk}$), a geometria será reavaliada.

Os efeitos de retração e fluência do concreto foram negligenciados, assim como a relaxação do aço. No entanto, em projeto de tal tipo de estruturas esses efeitos devem ser avaliados.

É assumido que a estrutura se comporta elasticamente, cuja formulação é baseada na teoria de viga de Bernoulli-Euler.

3.3. PARÂMETROS ADOTADOS

3.3.1. Propriedades físicas dos materiais

As propriedades físicas do concreto utilizado no tabuleiro e na torre são:

- Resistência característica à compressão: $f_{ck} = 40\,\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_c = 30000\,\text{MPa}$;
- Peso específico: $\gamma_c = 25\,\text{kN/m}^3$.

O aço de protensão utilizado tanto para a protensão extradorsal, como para a interna foi o CP190RB que possui as seguintes propriedades físicas:

- Resistência característica à tração: $f_{ptk} = 1900\,\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_p = 195000\,\text{MPa}$;
- Peso específico: $\gamma_p = 78{,}5\,\text{kN/m}^3$.

3.3.2. Modelo básico

Na análise paramétrica, foi adotado um modelo básico que possui dimensões típicas de uma ponte com protensão no extradorso com altura de tabuleiro constante. Nesse modelo foram adotados também alguns parâmetros que, conforme já descrito, serão alterados, individualmente, sendo mantidos constantes os restantes. Esse procedimento visa identificar a influência de cada um no comportamento estrutural da ponte.

Foi adotada uma ponte com três vãos de comprimento 90 m, 150 m e 90 m, sendo a relação entre o vão lateral e o central igual a 0,6. A altura da torre é 15 m (L/10) e a altura do tabuleiro 4,5 m (~L/33). As seções transversais da torre e do tabuleiro estão indicadas na figura 3.1.

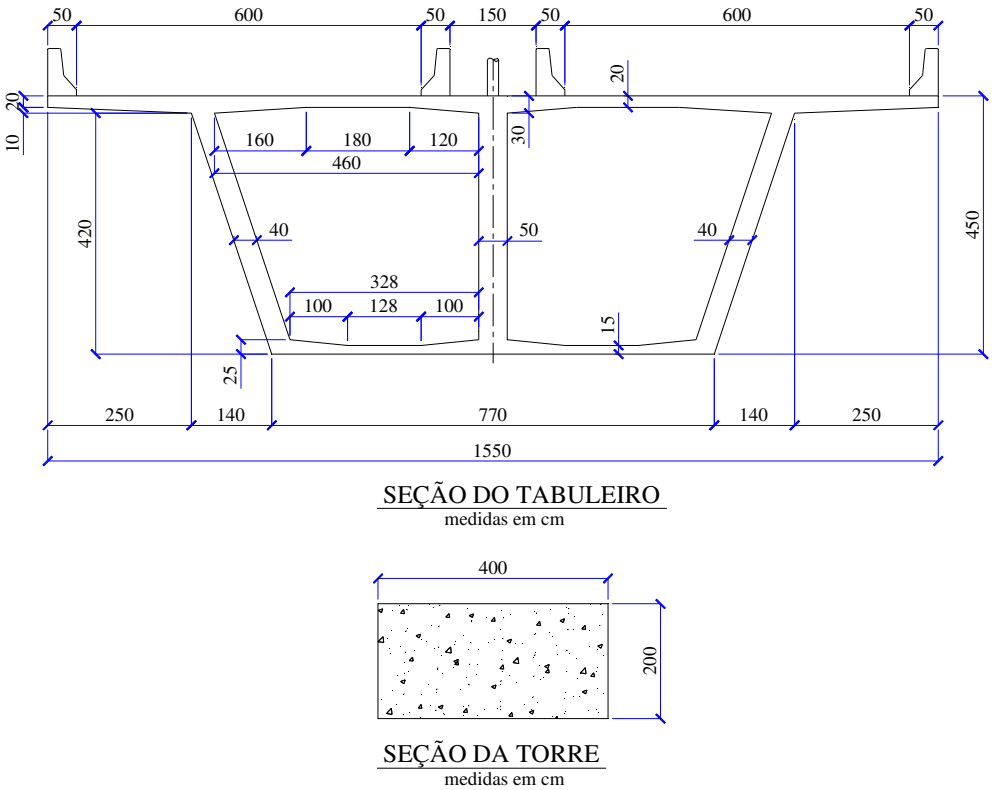


Figura 3.1 – Seções transversais do tabuleiro e da torre do modelo básico.

Embora se admita que a ponte seja construída em uma só fase, para o cálculo da protensão necessária em cada cabo, foi assumido que a construção se deu pelo método dos balanços sucessivos. A hipótese básica é que à medida que um par de cabos (simétricos em relação à torre) é instalado, o deslocamento vertical do tabuleiro nos pontos de inserção de tais cabos é nulo.

A tensão máxima permitida nos tirantes para a combinação rara das cargas é de 60% de f_{ptk}, ou seja, $\sigma_{adm} = 0{,}6 f_{ptk} = 0{,}6 \cdot 1900 = 1140\ \text{MPa}$. A máxima flutuação de tensão no sistema de cabos no extradorso para a combinação freqüente das cargas, conforme visto no capítulo 2, é igual a 50 MPa.

O sistema longitudinal dos cabos adotado em todos os modelos possui disposição em semi-harpa. Em razão do uso de selas no topo da torre, o espaçamento adotado entre os cabos nessa região foi de 40 cm.

Por razões estéticas e simplicidade dos detalhes de ancoragem, foram empregadas disposições simétricas dos cabos em relação aos apoios intermediários (eixo da torre).

O sistema transversal dos cabos foi escolhido em função da adoção de seção transversal celular no tabuleiro, que possui elevada rigidez à flexão e à torção. Em razão disso, optou-se por uma suspensão central por ter melhores características estéticas, funcionais e estáticas para a viga celular adotada.

O espaçamento dos cabos no extradorso foi adotado considerando o tabuleiro construído pelo método dos balanços sucessivos. Segundo MENN (1990), em tabuleiros esbeltos e flexíveis (ponte estaiada), esse espaçamento deve ser de tal forma que permita a montagem da aduela sem a necessidade de tirantes provisórios. Com isso, esse valor corresponde, normalmente, ao comprimento da aduela que varia tipicamente entre 6 e 8 m.

Por outro lado, nas pontes em viga reta as seções são maiores, o que eleva o peso por unidade de comprimento e reduz a dimensão de uma aduela que varia, usualmente, entre 3 e 5 m. Em virtude disso, e levando em consideração que os tabuleiros das pontes com protensão no extradorso têm dimensões intermediárias, o espaçamento considerado em todos os casos analisados foi 5 m.

A distância do primeiro cabo em relação à torre, geralmente, se encontra entre 18% a 20% do vão principal, sendo tomado o valor de 28 m.

Finalmente, foram dispostas transversinas em todos os pontos de inserção dos cabos no tabuleiro para auxiliar no equilíbrio das forças introduzidas pelos tirantes e, também, para evitar o surgimento de distorções indesejadas nas seções de ancoragem dos cabos.

A figura 3.2 mostra as características geométricas adotadas no modelo básico.

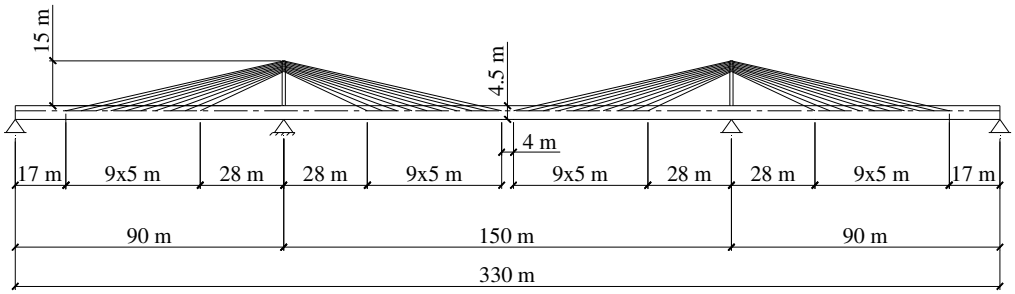


Figura 3.2 – Modelo básico.

3.4. PARÂMETROS ANALISADOS

3.4.1. Altura da torre e do tabuleiro

Além da altura da torre adotada no modelo básico, foram considerados mais dois valores baseados na recomendação de MATHIVAT (1988) e na relação entre a altura da torre e o vão principal usualmente empregada nas pontes estaiadas, que têm dimensões iguais a 10 m (L/15) e 30 m (L/5), respectivamente. As propriedades geométricas estão resumidas na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Propriedades geométricas das seções transversais adotadas nas torres.

H (m)	Dimensões (m)	y_i (m)	y_s (m)	A (m²)	I (m^4)
10 (L/15)	2 x 3,5	1,75	1,75	7,00	7,146
15 (L/10)	2 x 4,0	2,00	2,00	8,00	10,667
30 (L/5)	2 x 5,0	2,50	2,50	10,00	20,833

Para a definição de mais duas alturas de tabuleiro, procurou-se utilizar alturas intermediárias entre aquelas correspondentes às pontes de concreto protendido em viga reta (mais robustas) e às estaiadas (muito esbeltas). Com isso, os valores adotados foram: 3 m (h = L/50) e 6 m (h = L/25). As propriedades geométricas estão resumidas na figura 3.2.

Tabela 3.2 – Propriedades geométricas das seções transversais adotadas em todos os tabuleiros de seção constante considerados.

h (m)	y_i (m)	y_s (m)	A (m²)	I (m^4)
3,0 (L/50)	1,82	1,18	8,614	11,143
4,5 (L/33)	2,67	1,83	10,384	28,488
6,0 (L/25)	3,55	2,45	12,184	56,158

Combinando as alturas de torre com as alturas de tabuleiro, temos nove modelos, incluindo o básico. Ressalta-se que todos os parâmetros restantes são os mesmos descritos no item 3.3. A numeração de cada um deles está indicada na tabela 3.3 e são: 1, 2, 3, 4a, 5a (básico), 6a, 7a, 8a e 9a.

3.4.2. Nível de tensão dos cabos no extradorso

Conforme já discutido, a tensão máxima admissível dos cabos no extradorso é, usualmente, igual a sessenta por cento da tensão de ruptura do aço ($0{,}6 \cdot f_{ptk}$), enquanto nas pontes estaiadas a tensão admissível, normalmente, é de quarenta e cinco por cento do mesmo valor ($0{,}45 \cdot f_{ptk}$). De maneira a investigar a influência desse parâmetro, foram elaborados mais seis modelos similares aos 4a, 5a, 6a, 7a, 8a, 9a, porém com tensão admissível igual a: $0{,}45 \cdot 1900 = 855\ \text{MPa}$.

Esses modelos adicionais estão indicados na tabela 3.3 com a numeração: 4b, 5b, 6b, 7b, 8b e 9b.

3.4.3. Grau de compensação das cargas permanentes

A hipótese de deslocamento vertical nulo, sob a ação da totalidade das cargas permanentes e da protensão nos tirantes, conforme será detalhado no item 3.6, considera que o tabuleiro tenha sido construído pelo método dos balanços sucessivos.

CHO (2000) faz um estudo paramétrico de uma ponte com características similares à da ponte Odawara Blueway durante a construção pelo método dos balanços sucessivos. O resultado da análise mostra que para a compensação total das cargas permanentes surgem tensões elevadas de tração nas fibras inferiores do tabuleiro, à medida que os tirantes são instalados, tornando inviável essa condição. Em uma segunda análise CHO (2000) estabelece que o valor ótimo de compensação de cargas permanentes para a ponte em estudo é de 80%.

Diante do exposto e uma vez que não será realizado um estudo das pontes com protensão no extradorso construídas pelo método dos balanços sucessivos, foi realizado um modelo adicional (derivado do modelo básico) com compensação de 80% das cargas permanentes para avaliar a sua influência no comportamento estrutural (tabela 3.3, modelo 5c).

3.4.4. Vão lateral

O vão lateral é um parâmetro de extrema importância no projeto de uma ponte com protensão no extradorso. A relação entre os vãos lateral e central deve ser bem escolhida para que não seja necessário utilizar contrapesos, assim como na ponte Tsukuhara ($L_l / L \cong 0{,}36$).

A priori, não parece ser recomendável a utilização de cabos de ancoragem, uma vez que estes são os cabos com maior flutuação de tensão numa ponte estaiada, contudo para a análise da proporção do vão lateral, será adotado um modelo no qual a relação entre os vãos é de 0,48, o que significa que os cabos extremos estarão posicionados sobre o apoio extremo. Além desta proporção foram assumidos os seguintes valores de L_l/L: 0,50; 0,55; 0,65 (tabela 3.3, modelos 5d, 5e, 5f e 5g).

Obviamente, este estudo só tem fundamento para dimensões típicas de uma ponte com protensão no extradorso (figura 3.3), ou seja, com as alturas de torre e de tabuleiro iguais às do modelo básico.

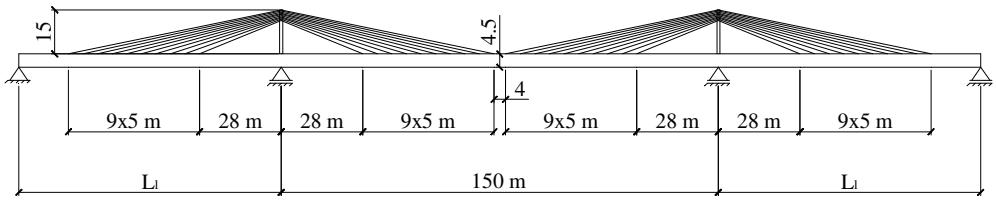


Figura 3.3 – Características geométricas adotadas para o estudo do vão lateral.

3.4.5. Altura variável do tabuleiro

De forma a determinar a influência do emprego de alturas variáveis no tabuleiro, foi realizado um modelo adicional com intuito de compará-lo ao básico.

Inicialmente, as características geométricas foram escolhidas através das recomendações de CHO (2000) e estão indicadas na figura 3.4. A altura do tabuleiro nos apoios intermediários é de 5 m (h_c = L/30) e no trecho central é de 3,3 (h_a ~ L/45), sendo a razão entre eles igual a 1,5. A distância entre o eixo da torre e o primeiro tirante é 38 m (~0,25L) e entre a torre e o ponto onde a seção se torna constante é 27 m (0,18L). A altura da torre é igual a 15 m (L/10) e apesar de a viga

ter inércia variável, o que influencia na determinação da proporção entre os vãos, será adotado o mesmo valor considerado no modelo básico.

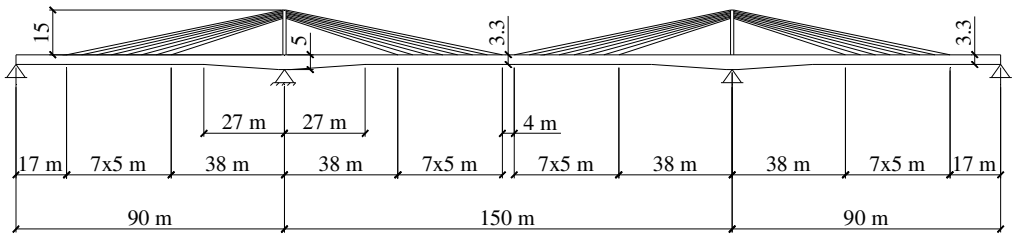


Figura 3.4 – Modelo com tabuleiro variável (modelo 10).

A variação da altura do tabuleiro foi considerada linear, embora seja mais comum a utilização de uma forma parabólica que acompanha o diagrama de momentos fletores permanentes.

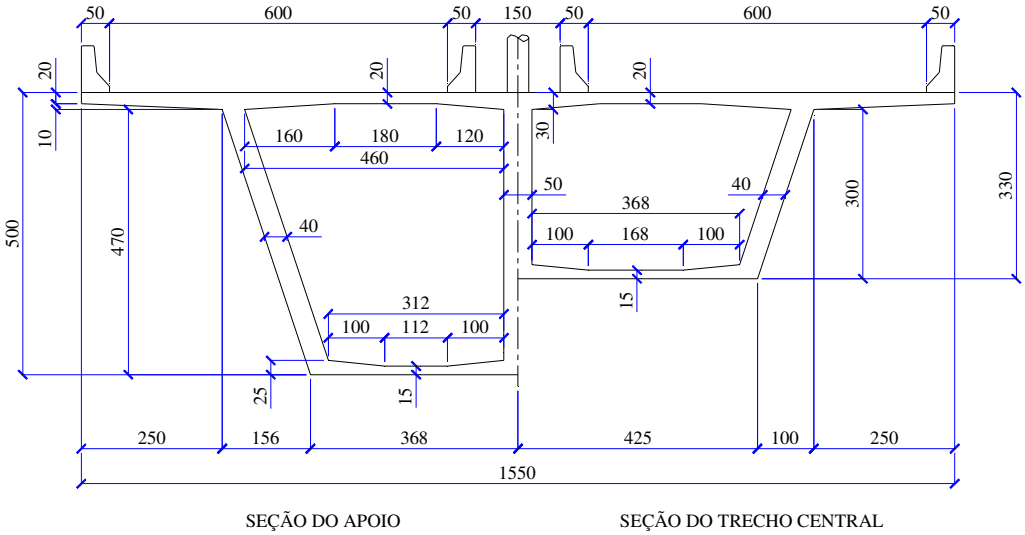


Figura 3.5 – Seções transversais adotadas no modelo que possui tabuleiro com seção variável.

3.4.6. Modelos considerados

A tabela 3.3 exibe todos os modelos realizados no estudo paramétrico.

Tabela 3.3 – Modelos analisados.

Modelo	H (m)	h (m)	σ_{adm}/f_{ptk}	Compensação de carga permanente	Vão lateral
1	10	3,0	60%	100%	90 m
2	10	4,5	60%	100%	90 m
3	10	6,0	60%	100%	90 m
4a	15	3,0	60%	100%	90 m
4b	15	3,0	45%	100%	90 m
5a (básico)	15	4,5	60%	100%	90 m
5b	15	4,5	45%	100%	90 m
5c	15	4,5	60%	80%	90 m
5d	15	4,5	60%	100%	72 m
5e	15	4,5	60%	100%	75 m
5f	15	4,5	60%	100%	82,5 m
5g	15	4,5	60%	100%	97,5 m
6a	15	6,0	60%	100%	90 m
6b	15	6,0	45%	100%	90 m
7a	30	3,0	60%	100%	90 m
7b	30	3,0	45%	100%	90 m
8a	30	4,5	60%	100%	90 m
8b	30	4,5	45%	100%	90 m
9a	30	6,0	60%	100%	90 m
9b	30	6,0	45%	100%	90 m
10	15	5,0 ~ 3,3	60%	100%	90 m

3.5. AÇÕES E HIPOTESES DE CARREGAMENTOS

3.5.1. Peso próprio

O peso próprio considerado em cada modelo depende da altura do tabuleiro e estão resumidos na tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Peso próprio da viga longitudinal e das transversinas.

Modelos	Altura do tabuleiro h (m)	Peso linear da viga celular (kN/m)	Transversinas (kN)
1, 4a, 4b, 7a e 7b	3,0	215,35	153,00
2, 5a, 5b ... 5g, 8a e 8b	4,5	259,60	230,10
3, 6a, 6b, 9a e 9b	6,0	304,60	297,45
10	5,0 ~ 3,3	274,60 ~ 223,60	168,00

3.5.2. Revestimento e guarda rodas

O revestimento possui 10 cm de espessura e foi adotado nas duas pistas de 6 m e no trecho central de 1,5 m. Considerando o peso específico (γ) igual a 24 kN/m³, temos um carregamento linear aplicado na viga longitudinal de 32,4 kN/m.

Foram considerados quatro guarda-rodas, dois extremos e dois centrais que protegem os cabos, sendo o peso aproximado, de cada um, igual a 8,5 kN/m.

3.5.3. Carga variável

A carga móvel foi adotada como sendo uma sobrecarga de multidão de valor igual a 5 kN/m². Foi desconsiderado o carregamento de trem tipo TT-45[I], pois o mesmo tem pouca influência frente à atuação da carga de multidão e com isso a análise se torna mais simples.

A disposição da carga variável deve ser escolhida de forma a obter os esforços (flexão, cortante, torção, normal, etc.) máximos e mínimos para cada seção analisada. Essa disposição, normalmente, é determinada através de linhas de influência para o esforço em questão, entretanto, em pontes com protensão no extradorso, devido ao alto grau de hiperestaticidade e a quantidade de parâmetros que influi nos esforços, a definição de tais linhas de influência seria muito trabalhosa e, para o estudo em questão, desnecessário. Em razão disso, buscou-se, por simplificação, estabelecer alguns casos de posição da carga variável que represente as situações críticas com uma boa aproximação.

A figura 3.6 mostra um procedimento que já foi adotado por diversos autores em estudos comparativos de pontes estaiadas, tais como WALTHER et al. (1999) e TORNERI (2002).

[I] O trem tipo TT-45 tem suas propriedades definidas pela Norma NBR7188 (1984) – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

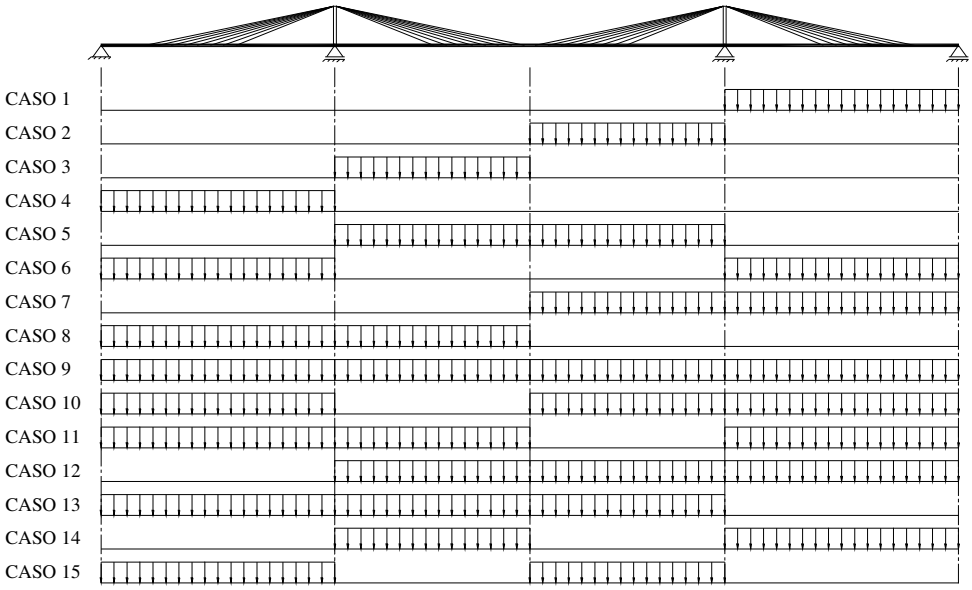


Figura 3.6 – Casos adotados de carregamento variável.

3.6. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE ANÁLISE

Por se tratar de pontes com vigas longitudinais celulares e apenas um plano de cabos (suspensão central), a estrutura de todos os casos em estudo foi representada por modelo de pórtico plano. As transversinas não foram discretizadas e o peso de cada uma foi aplicado na viga longitudinal.

As hipóteses adotadas para a disposição da carga variável têm por intuito estabelecer situações criticas de flexão no tabuleiro e na torre, além de esforços axiais nos tirantes. Não foram analisadas as solicitações tangenciais (cortante e torção).

A determinação da protensão necessária foi realizada por partes (figura 3.7). Na primeira fase, foi modelado apenas o trecho do tabuleiro partindo do apoio central (pelos dois lados) até a distancia do primeiro cabo que foi substituído por um apoio vertical. Na segunda fase, foram acrescidas duas aduelas de comprimento igual a 5 m em ambos os lados, o apoio correspondente ao primeiro cabo foi substituído pela reação obtida na primeira etapa e foi adotado um apoio vertical correspondente ao segundo cabo. As etapas seguintes foram realizadas com a mesma filosofia.

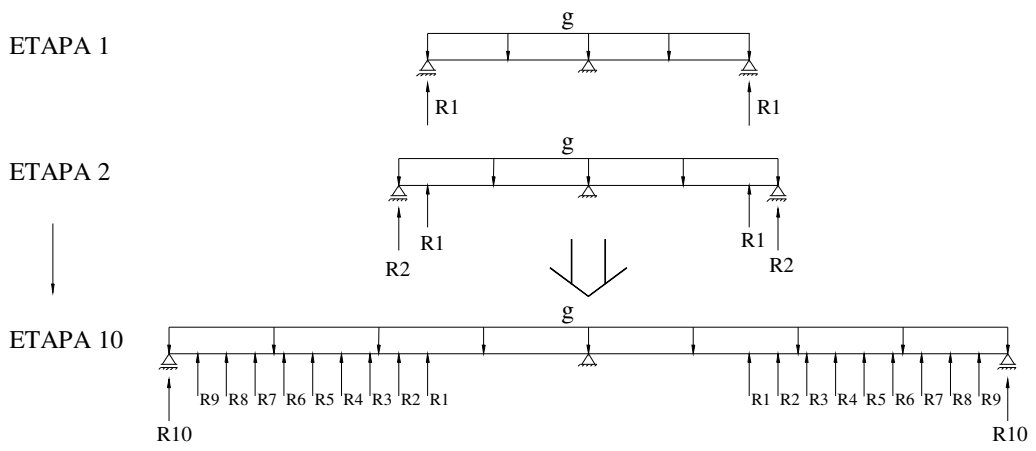


Figura 3.7 – Procedimento de cálculo da protensão em cada cabo.

De posse das reações (Ri) de cada apoio, em todas as etapas descritas, a protensão é calculada pela expressão:

$$P_i = \frac{R_i}{sen\alpha_i} \tag{3.2}$$

sendo α_i o ângulo do cabo em relação a horizontal.

É importante observar que o procedimento de cálculo da protensão descrito compensaria as cargas permanentes apenas na etapa de construção e não após o seu término.

Além disso, a hipótese de compensação das cargas permanentes nas pontes com protensão no extradorso é praticamente impossível. No caso das pontes estaiadas, a existência de estais de ancoragem permite o controle dos possíveis movimentos das torres, de tal forma que a hipótese de deslocamento vertical nulo é facilmente satisfeita. Entretanto, nas pontes com protensão no extradorso, onde não existem esses tirantes de ancoragem, a obtenção de tal hipótese é difícil de controlar.

3.6.1. Cálculo da protensão dos cabos no extradorso (modelo básico)

Para o cálculo da protensão em cada cabo é necessário estabelecer a reação vertical, em cada etapa.

➢ Etapa 1

A primeira etapa consiste em considerar a construção do tabuleiro partindo do apoio intermediário até o ponto de inserção do primeiro cabo, ou seja, 28 m para cada lado. O esquema estrutural é mostrado na figura 3.8. Lembrando que o peso próprio do tabuleiro é 259,60 kN/m, do revestimento é 32,40 kN/m e dos guarda-rodas é 34,00 kN/m (4 x 8,50), somando um total de 326 kN/m.

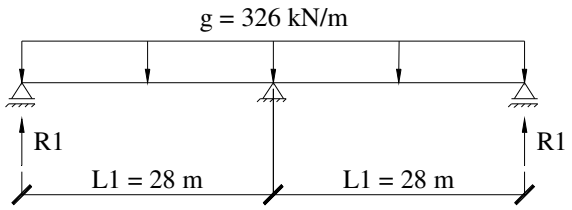


Figura 3.8 – Esquema estrutural da etapa 1.

Considerando a simetria da estrutura e do carregamento (figura 3.9) para facilitar os cálculos e resolvendo o modelo estrutural através de algum método conveniente (como o teorema dos trabalhos virtuais), obtemos o valor de R_1:

$$R_1 = \frac{3gL_1}{8} = \frac{3 \cdot 326{,}00 \cdot 28}{8} = 3423{,}00\,kN$$

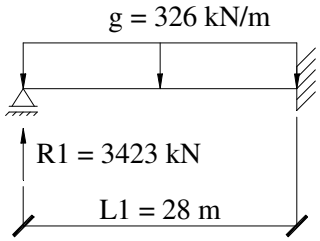


Figura 3.9 – Esquema estrutural da etapa 1 considerando a simetria.

➢ Etapa 2

A segunda etapa consiste em considerar a execução de duas aduelas de 5 m (uma em cada extremidade), onde serão instalados mais dois cabos. Embora a protensão desses cabos modifique o valor da protensão daqueles já instalados, será admitido que isso não ocorre, ou seja, a componente vertical da protensão dos dois

primeiros cabos permanece constante e igual a 3423,00 kN que equivale à reação obtida na etapa 1. O esquema estrutural da segunda etapa é mostrado na figura 3.10.

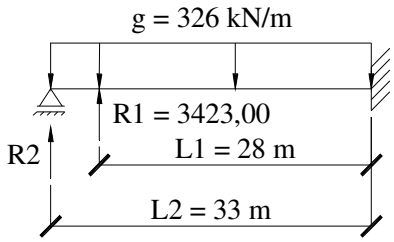


Figura 3.10 – Esquema estrutural da etapa 2 considerando a simetria.

Resolvendo o modelo estrutural temos:

$$R_2 = \frac{3gL_2}{8} - R_1\left[\frac{3}{2}\left(\frac{L_1}{L_2}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{L_1}{L_2}\right)^3\right]$$

$$R_2 = \frac{3 \cdot 326{,}00 \cdot 33}{8} - 3423{,}00\left[\frac{3}{2}\left(\frac{28}{33}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{28}{33}\right)^3\right] = 1383{,}25\,kN$$

- Etapa 3

A terceira etapa tem a mesma filosofia da segunda etapa e o esquema estrutural é mostrado na figura 3.11.

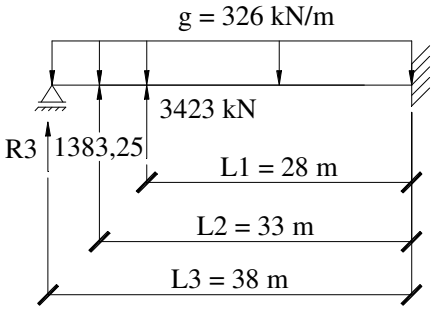


Figura 3.11 – Esquema estrutural da etapa 3 considerando a simetria.

Resolvendo a estrutura temos:

$$R_3 = \frac{3gL_3}{8} - R_1\left[\frac{3}{2}\left(\frac{L_1}{L_3}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{L_1}{L_3}\right)^3\right] - R_2\left[\frac{3}{2}\left(\frac{L_2}{L_3}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{L_2}{L_3}\right)^3\right]$$

$$R_3 = \frac{3 \cdot 326{,}00 \cdot 38}{8} - 3423{,}00\left[\frac{3}{2}\left(\frac{28}{38}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{28}{38}\right)^3\right] - 1383{,}250\left[\frac{3}{2}\left(\frac{33}{38}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{33}{38}\right)^3\right]$$

$$R_3 = 1430{,}68\, kN$$

- Etapa j

A etapa j é uma etapa genérica e o seu esquema estrutural é indicado na figura 3.12.

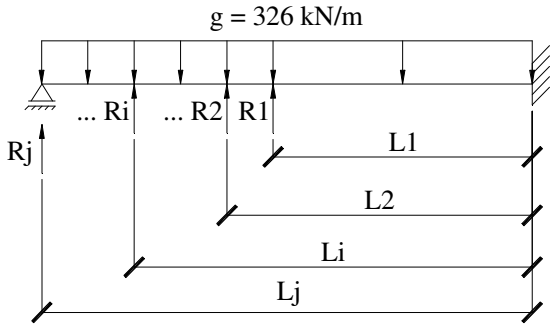


Figura 3.12 – Esquema estrutural da etapa j considerando a simetria.

Resolvendo o modelo estrutural temos:

$$R_j = \frac{3gL_j}{8},\ j = 1$$

$$R_j = \frac{3gL_j}{8} - \sum_{i=1}^{j-1} R_1\left[\frac{3}{2}\left(\frac{L_i}{L_j}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{L_i}{L_j}\right)^3\right],\ j > 1$$

Após resolver as 10 etapas e de posse das forças verticais em cada ponto de inserção dos cabos no extradorso, o próximo passo é somar a essas valores o peso de uma transversina (230,1 kN) e dividir o resultado pelo seno do ângulo que o cabo (correspondente a posição de cada força) faz com a linha horizontal.

A tabela 3.5 mostra o valor da protensão em cada ponto, ressaltando que cada posição representa um grupo de quatro cabos no extradorso da ponte.

Tabela 3.5 – Protensão necessária nos cabos extradorsais.

Posição	L_H	L_V	tgα	α	senα	R_i	P
	M	m		°		kN	kN
1	28	13,23	0,473	25,291	0,427	3653,10	8551,03
2	33	13,63	0,413	22,442	0,382	1613,35	4226,20
3	38	14,03	0,369	20,265	0,346	1660,78	4794,98
4	43	14,43	0,336	18,551	0,318	1690,62	5313,98
5	48	14,83	0,309	17,169	0,295	1711,51	5798,00
6	53	15,23	0,287	16,032	0,276	1727,21	6253,90
7	58	15,63	0,269	15,082	0,260	1739,58	6685,55
8	63	16,03	0,254	14,276	0,247	1749,66	7095,50
9	68	16,43	0,242	13,583	0,235	1758,07	7485,64
10	73	16,83	0,231	12,983	0,225	1765,23	7857,52

3.6.2. Determinação da área de aço extradorsal (modelo básico)

A figura 3.13 indica a numeração adotada para os cabos no extradorso (em todos os modelos).

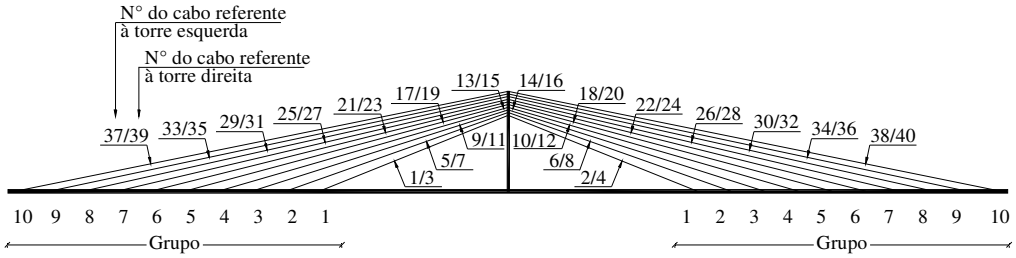


Figura 3.13 – Numeração genérica dos cabos no extradorso.

O procedimento adotado para o cálculo da área de cada cabo é iterativo e bem simples. O primeiro passo foi adotar um valor de tensão no ato da protensão para todos os cabos, por exemplo, $0{,}55f_{ptk}$ (1045 MPa), a partir disso, podemos calcular a área de aço dividindo a protensão de cada cabo pela tensão adotada (tabela 3.6).

Tabela 3.6 – Área de aço referente à tensão no ato da protensão igual a 1045 MPa.

Grupo	Cabos	A_p (cm²)	ε	Grupo	Cabos	A_p (cm²)	ε
1	1 a 4	81,83	5,36E-03	6	21 a 24	59,85	5,36E-03
2	5 a 8	40,44	5,36E-03	7	25 a 28	63,98	5,36E-03
3	9 a 12	45,88	5,36E-03	8	29 a 32	67,90	5,36E-03
4	13 a 16	50,85	5,36E-03	9	33 a 36	71,63	5,36E-03
5	17 a 20	55,48	5,36E-03	10	37 a 40	75,19	5,36E-03

Os cabos foram agrupados de quatro em quatro, pois além de possuírem a mesma protensão, eles têm obrigatoriamente a mesma área, uma vez que os tirantes simétricos em relação à torre pertencem ao mesmo cabo (desviado pela sela).

O passo seguinte foi resolver a estrutura no ADINA com as áreas obtidas na tabela 3.6, sendo que a protensão foi simulada através de deformações prévias. Então, comparam-se as tensões máximas (para as diversas combinações raras, figura 3.6), de cada grupo de cabos com a tensão admissível. Se todas essas tensões máximas estiverem dentro do intervalo [1138 MPa, 1142 MPa], isto é, 1140 MPa ± 2 MPa, é considerado que as áreas de aço obtidas são as desejadas, senão soma-se a diferença entre a tensão admissível e a máxima (de cada grupo) obtida pelo programa ao valor da tensão no ato da protensão, ou seja:

$$\sigma_{p,\,grupo}{}^{k+1} = \sigma_{p,\,grupo}{}^{k} + \left(\sigma_{adm} - \sigma_{máx,\,grupo}{}^{k}\right)$$

após essa operação, repete-se o processo.

A tabela 3.7 mostra a determinação da área de aço para o modelo básico, sendo que foi necessária apenas uma iteração.

Tabela 3.7 – Determinação da área de aço necessária para o modelo básico.

Grupo	P	σ_p^0	A_p^0	$\sigma_{máx}^0$	$\sigma_{adm} - \sigma_{máx}^0$	σ_p^1	A_p^1	$\sigma_{máx}^1$
	kN	MPa	cm²	MPa	MPa	MPa	cm²	MPa
1	8551,03	1045	81,83	1121	19	1064	80,37	1141
2	4226,20	1045	40,44	1117	23	1068	39,57	1141
3	4794,98	1045	45,88	1111	29	1074	44,65	1141
4	5313,98	1045	50,85	1106	34	1079	49,25	1139
5	5798,00	1045	55,48	1102	38	1083	53,54	1139
6	6253,90	1045	59,85	1100	40	1085	57,64	1139
7	6685,55	1045	63,98	1100	40	1085	61,62	1139
8	7095,50	1045	67,90	1099	41	1086	65,34	1141
9	7485,64	1045	71,63	1099	41	1086	68,93	1141
10	7857,52	1045	75,19	1099	41	1086	72,35	1141

4 RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, os resultados obtidos a partir do processamento dos modelos definidos na tabela 3.3 foram comparados entre si.

No entanto, com o intuito de dar uma idéia do comportamento estrutural de uma ponte com protensão no extradorso, serão apresentados primeiramente os resultados obtidos através do processamento do modelo básico[II].

4.2. RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DO MODELO BÁSICO

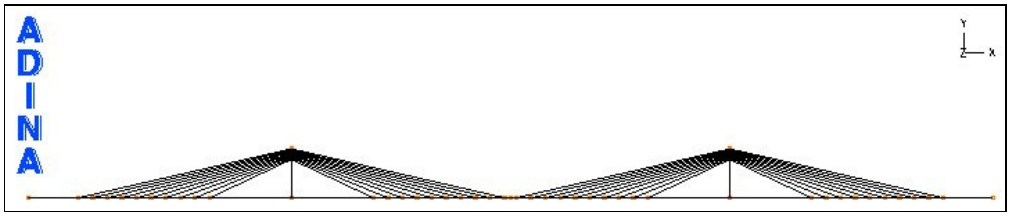


Figura 4.1 – Vista longitudinal do modelo básico (modelo 5a da tabela 3.3).

Na tabela 4.1, temos a protensão média, a tensão máxima e mínima, a área de aço e a flutuação de tensão de cada cabo no extradorso do modelo básico. Para a determinação das tensões máximas e mínimas, utilizou-se a combinação rara das ações cujos posicionamentos estão indicados na figura 3.6. Para a flutuação de tensão, foi considerada a combinação freqüente das ações com ψ_1 igual a 0,5, embora a NBR8681 (2003) permita que, para vãos de 150 m, ψ_{1fad} seja igual a 0,45.

[II] Alguns resultados do processamento dos outros modelos da tabela 3.3 podem ser vistos no anexo I.

Tabela 4.1 - Protensão, tensão máxima e mínima, área de aço e flutuação de tensão dos cabos no extradorso do modelo básico.

Cabo		P (kN)	A_p (cm²)	$\sigma_{máx}$ (MPa)	$\sigma_{mín}$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
1	4	8551,03	80,37	1134	1070	32
2	3			1141	1066	38
5	8	4226,20	39,57	1136	1070	33
6	7			1141	1068	37
9	12	4794,98	44,65	1139	1073	33
10	11			1141	1071	35
13	16	5313,98	49,25	1139	1074	33
14	15			1139	1073	33
17	20	5798,00	53,54	1139	1075	32
18	19			1137	1076	31
21	24	6253,90	57,64	1139	1072	34
22	23			1133	1076	29
25	28	6685,55	61,62	1139	1065	37
26	27			1126	1075	26
29	32	7095,50	65,34	1141	1060	41
30	31			1122	1076	23
33	36	7485,64	68,93	1141	1053	44
34	35			1115	1075	20
37	40	7857,52	72,35	1141	1048	47
38	39			1110	1073	19

$\sigma_{máx}$, $\sigma_{mín}$ – Tensão máxima e mínima, respectivamente, considerando a combinação rara das ações.
$\Delta\sigma_p$ – Flutuação de tensão nos cabos considerando a combinação freqüente das ações (ψ_1 = 0,5).
Numeração dos cabos conforme figura 3.13.

Algumas conclusões podem ser retiradas da tabela 4.1:

- A flutuação de tensão máxima é de 47 MPa, correspondente aos cabos 37 e 40 que são os extremos (em relação à torre) de ambos os vãos laterais. Esse valor de flutuação é bastante próximo ao limite estabelecido no capítulo 2, o que mostra que os parâmetros adotados para o modelo básico estão de acordo com a definição de ponte com protensão no extradorso;
- Os cabos com maior protensão e maior área de aço são aqueles mais próximos às torres. Isso se deve ao procedimento de cálculo estabelecido para a protensão associada à grande distância entre o primeiro cabo e a torre;

- A perda de rigidez dos cabos devido à sua curvatura foi analisada para os cabos extremos (37 e 40), que possuem o maior comprimento de projeção horizontal (L_H = 73 m). Foi adotada a tensão mínima, ao invés da média, que é igual a 1048 MPa (conforme tabela 4.1). Com isso, através da expressão 3.1, temos:

$$\frac{E^*}{E_p} = \frac{1}{1 + \dfrac{78{,}5^2 \cdot 73^2 \cdot 195000}{12 \cdot 1048^3} \cdot 10^{-6}} = 0{,}9995$$

portanto, o valor da redução é pequeno e pode ser desprezado para as dimensões e os parâmetros aqui adotados.

As posições do carregamento variável que procovam as tensões máximas e mínimas são os casos 5 e 6 da figura 3.6, respectivamente. O momento máximo no vão lateral é produzido pelo caso 6, o máximo no vão central é pelo caso 5 e os momentos mínimos nos apoios intermediários pelos casos 12 (apoio direito) e 13 (apoio esquerdo).

A deformação da estrutura devido ao carregamento permanente (incluindo a protensão dos cabos) é apresentada na figura 4.2.

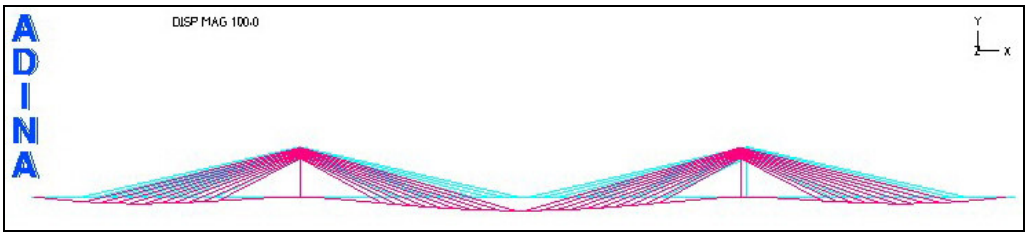


Figura 4.2 – Configuração original e deformada (ampliada 100 vezes) para o modelo básico, submetido ao carregamento permanente.

O deslocamento máximo (flecha) em virtude do carregamento permanente é de 4,6 centímetros no meio do vão principal.

A flecha (*a*), considerando o carregamento variável (valor integral), também ocorre no meio do vão e tem valor igual a 20,4 cm, sendo que o caso de carregamento é o 5. A deformação da estrutura para o caso 5 de carregamento da figura 3.6 é mostrada na figura 4.3.

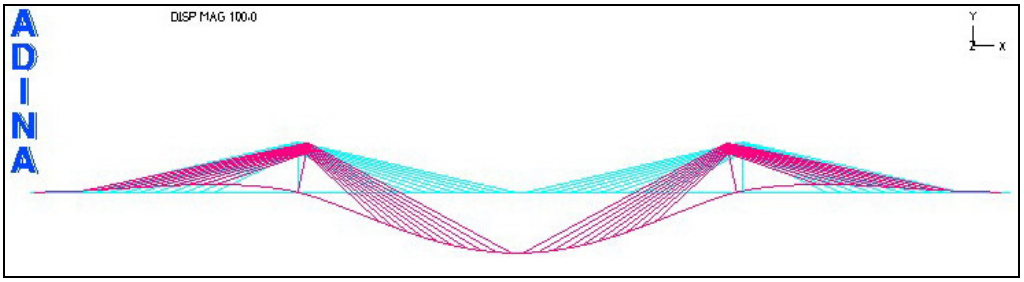


Figura 4.3 - Configuração original e deformada (ampliada 100 vezes) para o modelo básico, submetido ao carregamento 5 da figura 3.6.

O diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente e a envoltória do mesmo (para combinação rara) são mostrados na figura 4.4. Percebe-se que na região dos cabos 1 e 2 (e dos cabos 3 e 4 devido à simetria) existe um ponto anguloso no diagrama, isso ocorre pois a componente vertical destes cabos é, pelo menos, duas vezes a componente de qualquer outro cabo.

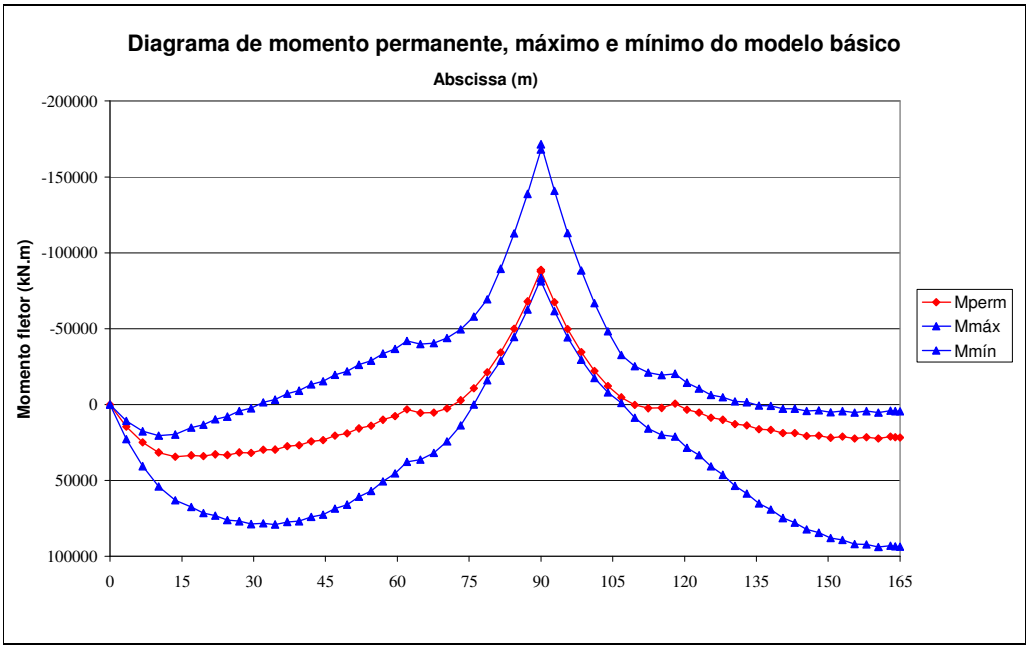


Figura 4.4 – Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor (modelo básico).

O diagrama de esforço normal devido ao carregamento permanente e a envoltória do mesmo são apresentados na figura 4.5. Percebe-se que o diagrama de $N_{mín}$ é bem próximo do diagrama de N_{perm}, sendo a máxima redução igual a 2,57%.

Quanto ao diagrama de $N_{máx}$, a diferença em relação à N_{perm} também não é grande, com aumento máximo de 6,12%.

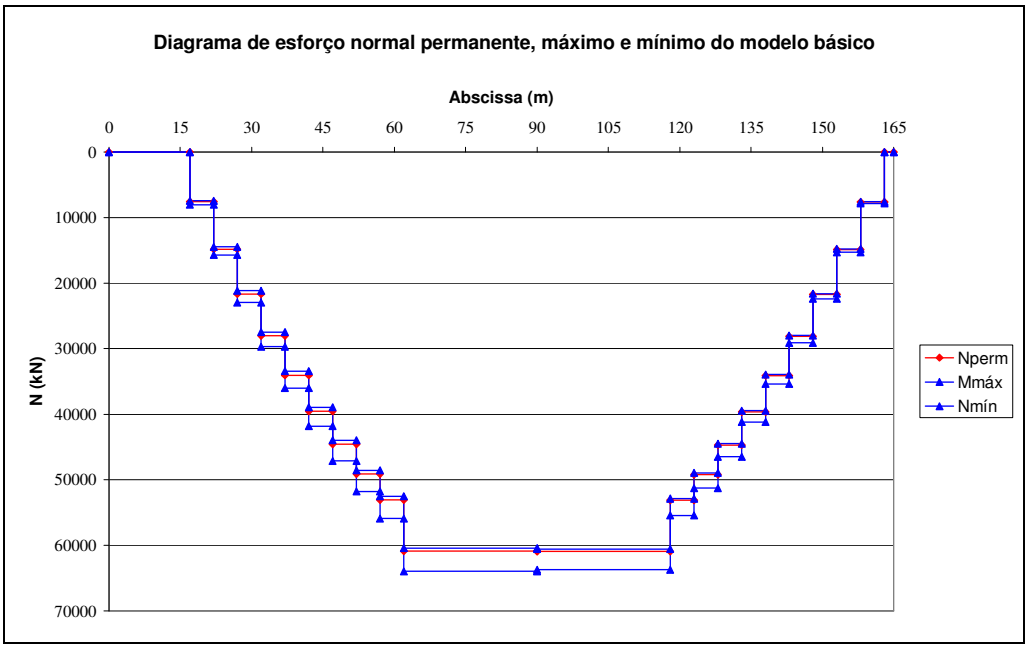


Figura 4.5 - Diagrama de esforço normal no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de esforço normal (modelo básico).

4.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO VARIAR A ALTURA DA TORRE E A DO TABULEIRO

Neste item serão comparados nove modelos que são: 1, 2, 3, 4a, 5a, 6a, 7a, 8a, 9a.

4.3.1. Influência sobre a protensão média, área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos

A tabela 4.2 mostra a protensão média, a área de aço extradorsal e a variação de tensão dos cabos ao variar a altura da torre e a altura do tabuleiro.

Tabela 4.2 - Protensão média, área de aço extradorsal e variação de tensão dos cabos ao variar a altura da torre e a altura do tabuleiro.

Modelo	H	h	$P_{média}$	$A_{p,\ total}$	$\Delta\sigma_{p,\ máx}$
	(m)	(m)	(kN)	(cm²)	(Mpa)
1	10	3,0	8373,65	3191,00	76
2	10	4,5	9348,72	3356,36	37
3	10	6,0	10214,35	3586,96	21
4a	15	3,0	5598,00	2231,92	95
5a	15	4,5	6406,23	2372,96	47
6a	15	6,0	6203,28	2563,80	26
7a	30	3,0	3100,45	1299,56	133
8a	30	4,5	3635,67	1399,80	68
9a	30	6,0	4146,96	1529,04	39

$A_{p,\ total}$ – Área total de aço de protensão extradorsal.
$\Delta\sigma_{p,\ máx}$ – Flutuação máxima de tensão nos tirantes para CF (ψ_1 = 0,5).

A partir dos dados da tabela 4.2 é possível obter as seguintes conclusões:

- Quanto maior a altura da torre e menor a altura do tabuleiro, menor a quantidade de aço necessária (figura 4.6). No entanto, percebe-se que a influência da altura do tabuleiro é muito pequena em relação à altura da torre. Por exemplo: ao aumentar a torre de 15 m (L/10) para 30 m (L/5), considerando a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33), há uma redução de 41% na área de aço e 43% na protensão média. Enquanto que ao diminuir a altura do tabuleiro de 6 m (L/25) para 3 m (L/50) considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10), a redução na área de aço é de apenas 13%;
- Essa relação inversa entre a altura da torre e seu efeito sobre a área de aço e, também, sobre a protensão média (figura 4.6), se deve à menor ou maior eficiência dos tirantes em obter a resultante vertical da protensão estabelecida;

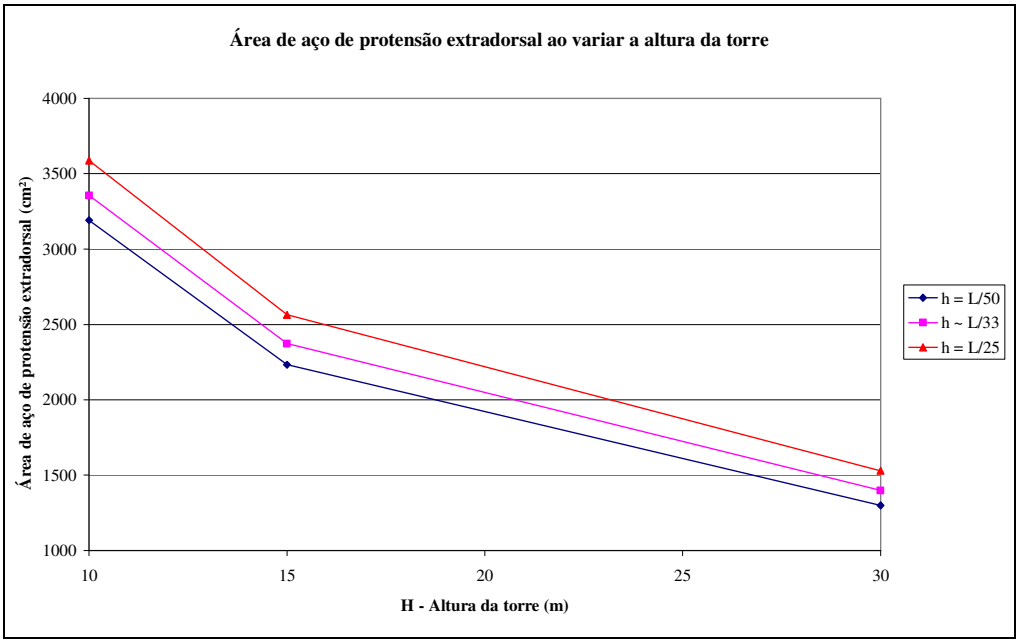


Figura 4.6 - Área de aço de protensão extradorsal necessária ao variar a altura da torre.

- Em todos os casos analisados, os cabos com maior flutuação de tensão foram os mesmos do modelo básico (cabos 37 e 40);
- Quanto maior a altura do tabuleiro e menor a altura da torre, menor a flutuação de tensão máxima nos cabos (figura 4.7). Contudo, percebe-se que a influência da altura da torre é menor que a da altura do tabuleiro. Por exemplo: ao variar h de 3 m (L/50) para 4,5 m (L/33), mantendo H em 15 m (L/10), a flutuação de tensão reduz em 51%, se a variação for para h igual a 6 m (L/25) essa redução passa para 73%, enquanto que ao reduzir H de 30 m (L/5) para 10 m (L/15), mantendo h em 4,5 m (L/33), a redução é de 46%;
- Pelo critério de segurança à fadiga adotado, observa-se que para altura de torre igual a L/15 a altura do tabuleiro pode chegar a aproximadamente L/37, o que está bastante próximo da proposta de MATHIVAT (1988). No caso de altura de torre igual a L/10 esse valor aumenta para L/34 e para H igual a L/5 passa a ser L/27;

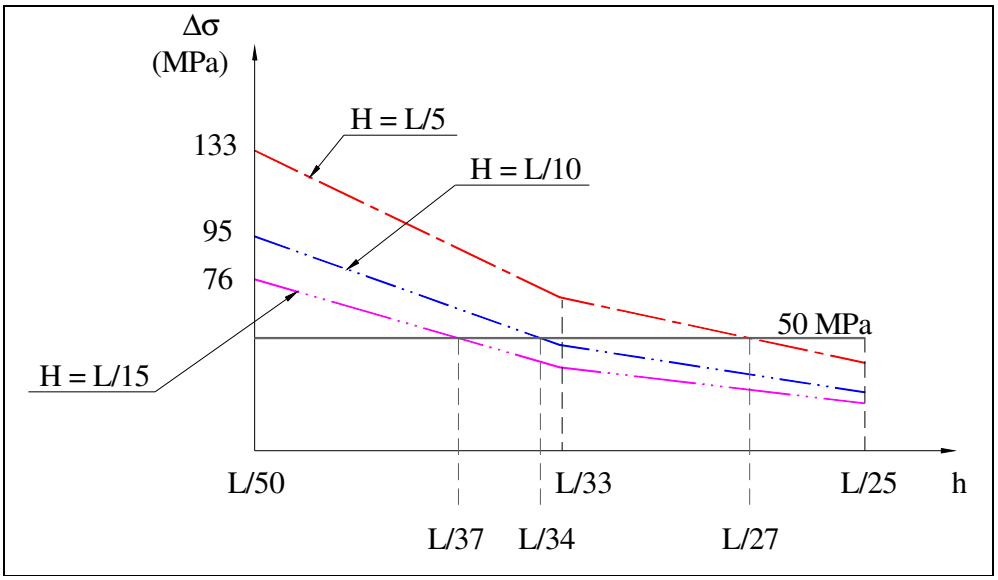


Figura 4.7 - Flutuação de tensão máxima dos cabos no extradorso ao variar a altura do tabuleiro.

De acordo com a conclusão de que para altura de torre igual a L/5, a altura do tabuleiro precisa ser no mínimo igual a L/27, podemos perceber o porquê das pontes com protensão no extradorso não possuirem torres comuns às pontes estaiadas. Não parece razoável que ao invés de usar uma solução estaiada com altura de tabuleiro em torno de L/100, aplique-se uma solução com protensão extradorsal com altura igual a L/27, o aumento considerável de material não compensa a redução dos custos do sistema de protensão.

4.3.2. Influência sobre as solicitações normais e as flechas imediatas no tabuleiro

A tabela 4.3 mostra o efeito da variação da altura do tabuleiro e da torre nos momentos fletores máximos no vão lateral e no meio do vão central, o momento mínimo no apoio intermediário, além dos esforços normais máximos (considerando o sinal positivo como sendo compressão) e flechas imediatas no tabuleiro.

Tabela 4.3 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar a altura da torre e a altura do tabuleiro.

Modelo	H	h	$N_{máx}$	Vão lateral	Apoio int.	Vão central	*a*
				$M_{máx}$	$M_{mín}$	$M_{máx}$	
	m	m	kN	kN.m	kN.m	kN.m	cm
1	10	3,0	88316,4	74369,5	-154575	87183,8	47,8
2	10	4,5	93228,7	81086,7	-187362	105088,0	22,8
3	10	6,0	99414,6	86493,9	-209286	115042,0	12,7
4a	15	3,0	59976,4	71638,9	-133439	72937,0	40,0
5a	15	4,5	63978,2	78978,4	-171505	93543,8	20,4
6a	15	6,0	69030,8	84740,1	-196912	106189,0	11,8
7a	30	3,0	30840,3	68820,3	-110256	55182,6	30,7
8a	30	4,5	33291,2	76222,2	-151603	77971,4	17,1
9a	30	6,0	36281,8	82543,6	-181049	93298,8	10,4

A partir dos dados da tabela 4.3 é possível obter as seguintes conclusões:

- Quanto menor a altura do tabuleiro e maior a altura da torre, menores os momentos fletores máximos, em módulo, no vão lateral, no apoio intermediário e no meio do vão;
- O momento máximo no vão lateral varia relativamente pouco ao variar a altura da torre ou a altura do tabuleiro, embora este último seja mais influente. Por exemplo: ao variar H de L/5 para L/15, com h igual a L/33, o acréscimo gerado é de apenas 6,3% e ao aumentar h de L/50 para L/25, com H igual a L/10, o acréscimo é de 18%;
- No caso do momento mínimo sobre o apoio, a altura do tabuleiro é o parâmetro que mais tem influência. Por exemplo: ao diminuir a torre de L/5 para L/15, considerando h igual a L/33, há um acréscimo de 23,6%, enquanto que ao aumentar o tabuleiro de L/50 para L/25 considerando H igual a L/10, há um acréscimo de 47%. É interessante observar que a variação do momento em relação à altura do tabuleiro é praticamente linear, independente da altura da torre (figura 4.8);
- No caso do momento máximo no meio do vão central, tanto a altura da torre, quanto a altura do tabuleiro têm relativa influência sobre o mesmo (figura 4.9).

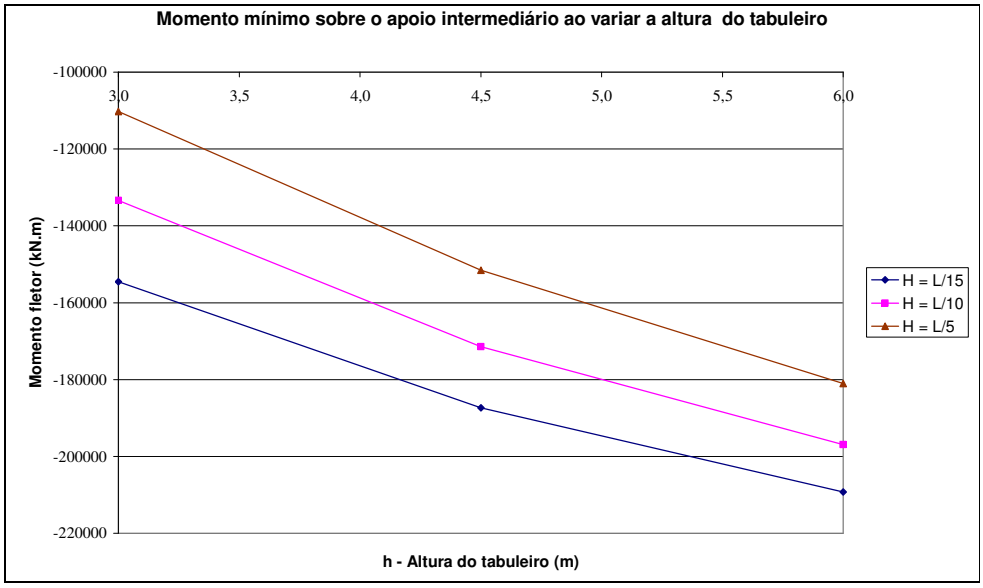


Figura 4.8 – Momento fletor mínimo sobre o apoio intermediário ao variar a altura do tabuleiro.

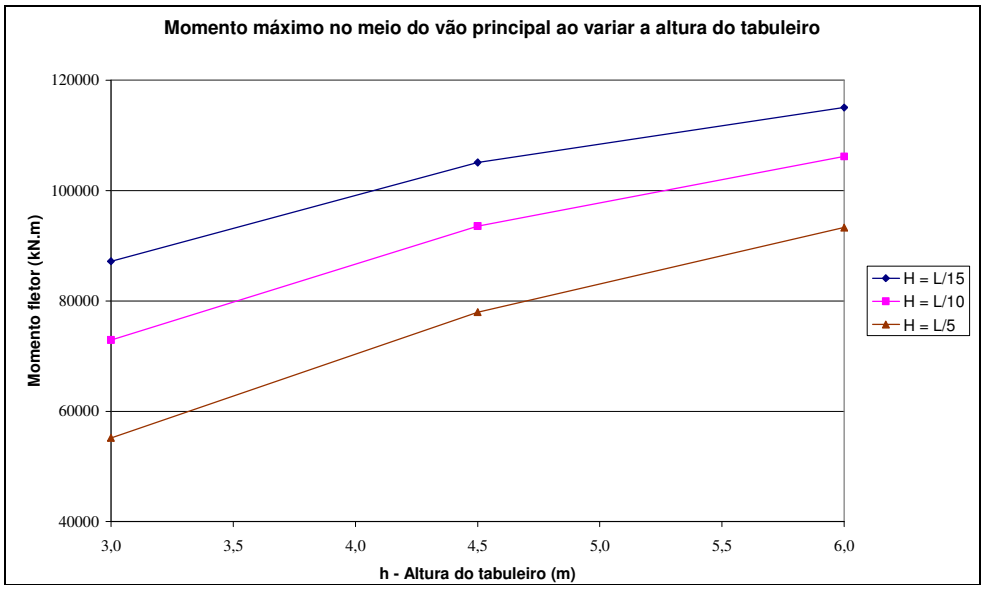


Figura 4.9 - Momento fletor máximo no meio do vão central ao variar a altura do tabuleiro.

As figuras 4.10 e 4.11 apresentam os diagramas de momento permanente ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a L/10[III], e ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual a L/33[IV], respectivamente.

[III] Os diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura de torre igual L/15 e L/5 podem ser vistos no anexo II.

[IV] Os diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual L/50 e L/25 podem ser vistos no anexo II.

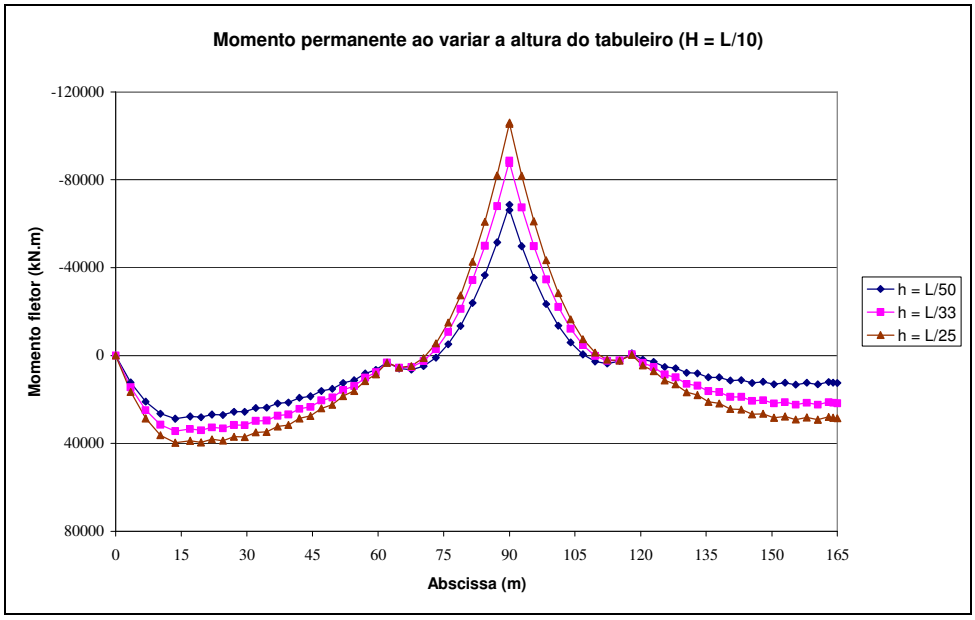


Figura 4.10 – Diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10).

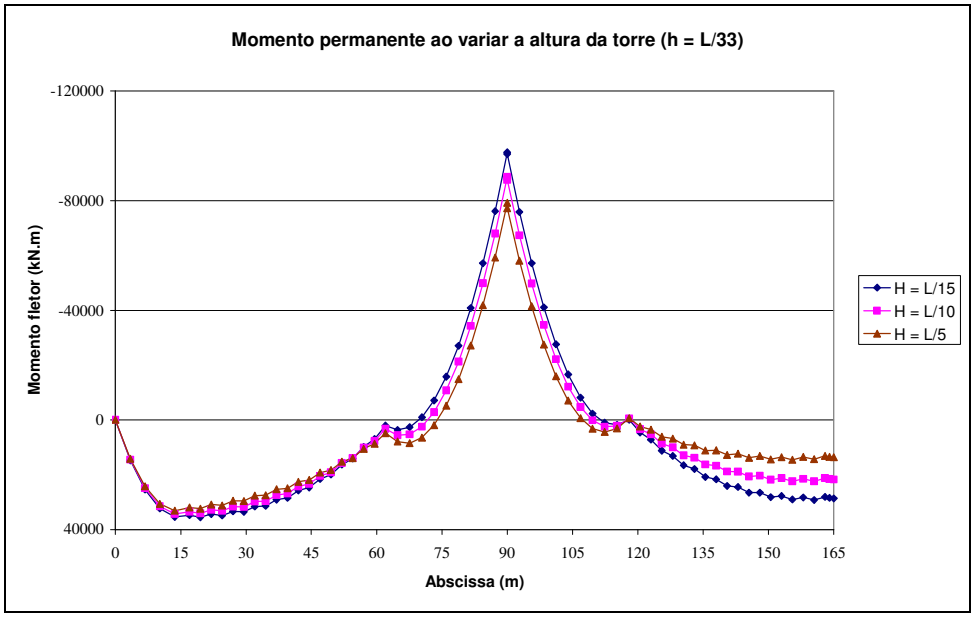


Figura 4.11 - Diagramas de momento fletor permanente ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33).

A figura 4.12 mostra a envoltória de momento fletor ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10)[V].

[V] As envoltórias de momento fletor ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura de torre igual a 10 m (L/15) e 30 m (L/5) podem ser vistas no anexo II.

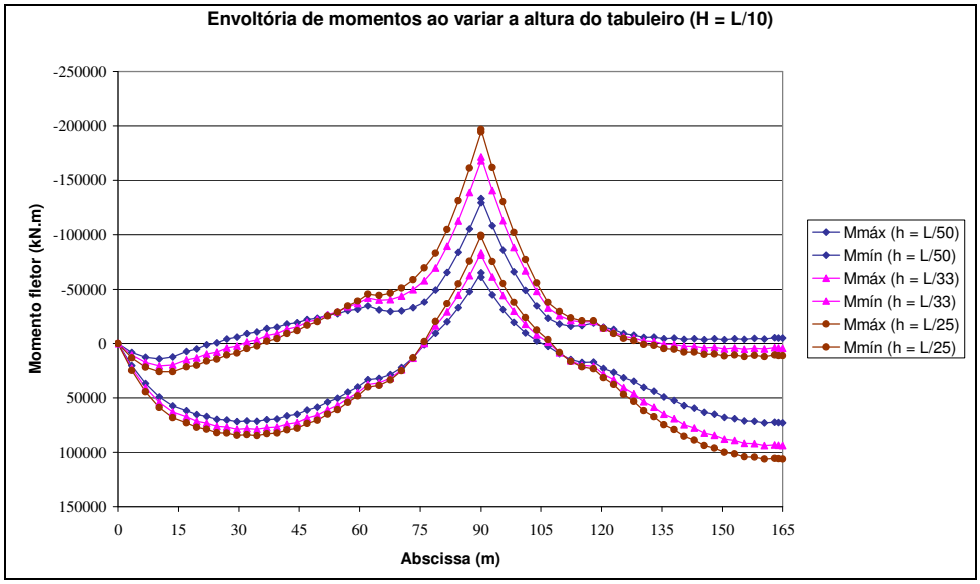


Figura 4.12 – Envoltória de momento fletor (combinação rara) ao variar a altura do tabuleiro, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10).

A figura 4.13 mostra as envoltórias de momento fletor ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33)[VI].

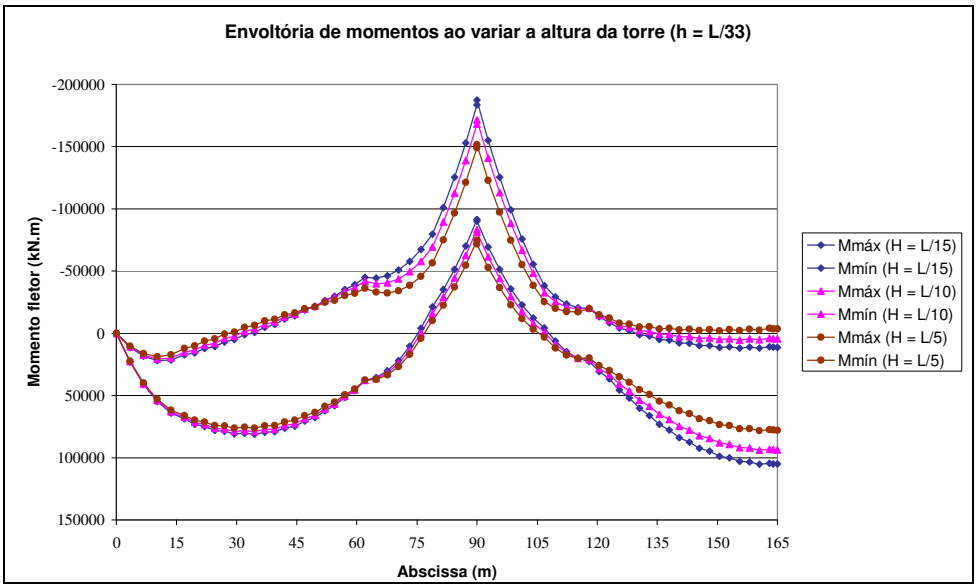


Figura 4.13 – Envoltória de momento fletor ao variar a altura da torre (h = L/33).

Com relação ao esforço normal máximo no tabuleiro, o comportamento é similar ao da protensão média e da área de aço necessária, ou seja, quanto maior a altura da torre e menor a altura do tabuleiro, menor a normal máxima (figura 4.14).

[VI] As envoltórias de momento fletor ao variar a altura da torre, considerando a altura do tabuleiro igual a 3 m (L/50) e 6 m (L/25) podem ser vistas no anexo II.

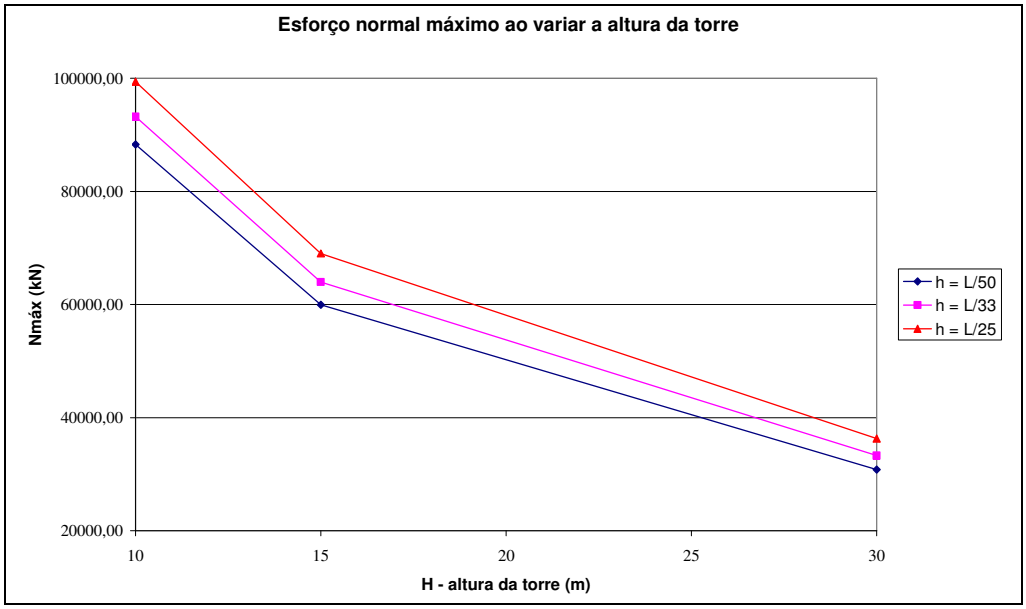


Figura 4.14 – Esforço normal máximo no tabuleiro ao variar a altura da torre.

Em referência à flecha imediata (*a*), quanto maiores forem as alturas da torre e do tabuleiro, menor a flecha (figura 4.15). Isso ocorre, pois quanto maior for a rigidez do tabuleiro ou do sistema de cabos, menor é a deformabilidade da ponte. Em todos os casos analisados, a combinação de carregamento variável que provoca tal deslocamento vertical é o caso 5 da figura 3.6.

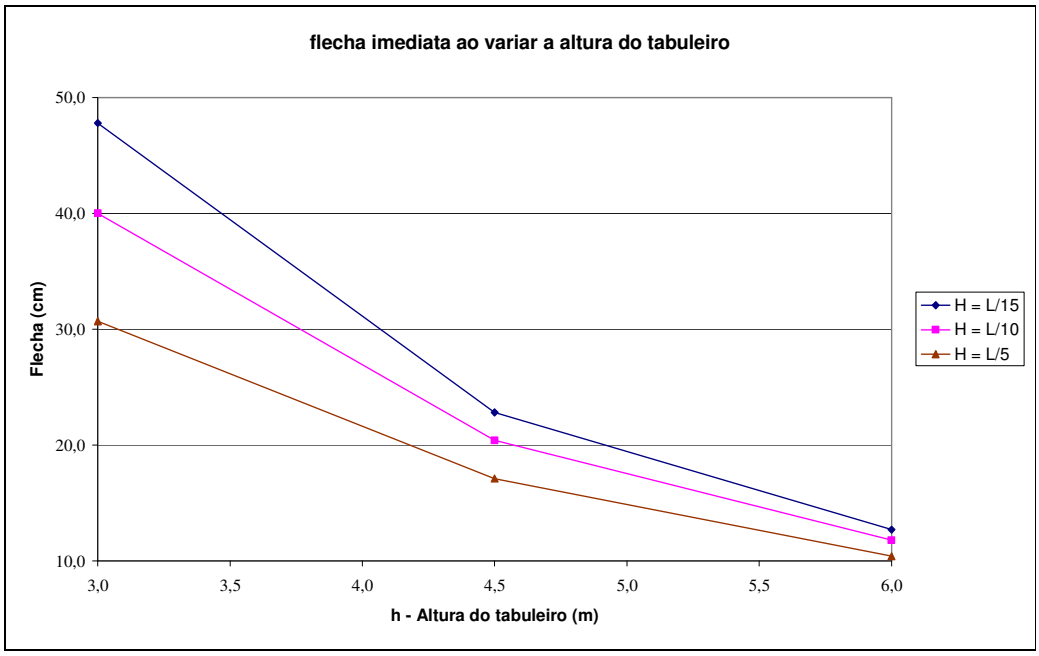


Figura 4.15 - Flecha imediata do tabuleiro ao variar a sua altura.

Analisando o pré-dimensionamento definido pelo critério de fadiga dos cabos no extradorso (item 4.3.1) e levando em conta o efeito da variação da altura da torre e do tabuleiro nas solicitações normais e na área de aço extradorsal, pode-se concluir que é bastante razoável utilizar a torre com altura igual a L/10. Uma vez que a altura mínima, em relação a H = L/15, não aumenta consideravelmente e a área de aço e as solicitações normais no tabuleiro são reduzidas.

4.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO MODIFICAR O NÍVEL DE TENSÃO DOS CABOS NO EXTRADORSO

Neste item serão comparados os modelos: 4a e 4b; 5a e 5b; 6a e 6b; 7a e 7b; 8a e 8b; 9a e 9b.

4.4.1. Influência sobre a área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos

Tabela 4.4 - Área de aço extradorsal e flutuação de tensão nos tirantes ao variar a tensão admissível dos cabos.

Modelo	H	h	σ_{adm}	$A_{p,\ total}$	Peso de aço	$\Delta\sigma_{p,\ máx}$
	(m)	(m)	% f_{ptk}	(cm²)	(Ton)	MPa
4a	15	3,0	60	2231,92	93,86	95
4b	15	3,0	45	3042,56	127,81	85
5a	15	4,5	60	2372,96	100,49	47
5b	15	4,5	45	3204,08	135,60	43
6a	15	6,0	60	2563,80	109,14	26
6b	15	6,0	45	3440,48	146,40	25
7a	30	3,0	60	1299,56	60,80	133
7b	30	3,0	45	1776,20	83,06	117
8a	30	4,5	60	1399,80	65,94	68
8b	30	4,5	45	1901,64	89,52	62
9a	30	6,0	60	1529,04	72,45	39
9b	30	6,0	45	2063,76	97,76	37

A partir dos dados da tabela 4.4 é possível obter as seguintes conclusões:

- A primeira e a mais óbvia conclusão é que ao diminuir a tensão admissível, há um acréscimo na área de aço necessária nos tirantes. Por exemplo, para h = L/33 e H = L/10 o aumento é de 35%;
- A flutuação de tensão nos tirantes é pouco influenciada pelo nível de tensão dos cabos, sendo que a máxima redução é de 12% para altura de torre igual a L/5 e altura de tabuleiro igual a L/50. O motivo desse comportamento é a maior rigidez do sistema de cabos devido à torre alta e à menor rigidez do tabuleiro, que é bastante flexível, tornando assim, o conjunto mais sensível ao aumento da área de aço;
- Embora ao reduzir a tensão admissível, a flutuação de tensão não seja afetada significativamente, há uma melhoria do comportamento à fadiga dos cabos, pois é possível utilizar uma oscilação de tensão resistente maior;
- Comparando o modelo 5a ao 7b, ou seja, a ponte com protensão no extradorso com uma ponte que, embora não seja uma ponte estaiada usual, tem tabuleiro flexível e torre alta, nota-se que o modelo 7b necessita de menos área e peso de aço extradorsal.

4.4.2. Influência sobre as solicitações normais e as flechas imediatas no tabuleiro

Tabela 4.5 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o nível de tensão dos cabos.

Modelo	H	h	σ_{adm}	$N_{máx}$	Apoio int.	Vão central	a
					$M_{mín}$	$M_{máx}$	
	m	m	% f_{ptk}	kN	kN.m	kN.m	cm
4a	15	3,0	60	59976,4	-133439	72937,0	40,0
4b	15	3,0	45	61174,4	-123667	67063,0	36,6
5a	15	4,5	60	63978,2	-171505	93543,8	20,4
5b	15	4,5	45	64652,8	-165671	90017,5	19,5
6a	15	6,0	60	69030,8	-196912	106189,0	11,8
6b	15	6,0	45	69355,4	-194032	104356,0	11,5
7a	30	3,0	60	30840,3	-110256	55182,6	30,7
7b	30	3,0	45	31516,2	-99303,8	48058,2	26,7
8a	30	4,5	60	33291,2	-151603	77971,4	17,1
8b	30	4,5	45	33831,1	-142614	71686,5	15,8
9a	30	6,0	60	36281,8	-181049	93298,8	10,4
9b	30	6,0	45	36662,5	-174720	88739,2	9,9

A partir dos dados da tabela 4.5 é possível obter as seguintes conclusões:

- A redução da tensão admissível tem pouca influência sobre as solicitações normais e as flechas imediatas no tabuleiro. Por exemplo: para H = L/10 e h = L/33, o esforço normal aumenta 1,1%, o momento mínimo no apoio diminui 3,4%, o momento no vão central é reduzido em 3,8% e a flecha em 4,4%;
- Assim como ocorre com a flutuação de tensão, os modelos que sofrem maior influência ao variar o nível de tensão dos cabos são aqueles que possuem tabuleiros flexíveis (principalmente os que também possuem torres altas).

A figura 4.16 mostra os diagramas de momentos permanentes e as envoltórias de momento dos modelos 5a e 5b (H = L/10 e h = L/33).

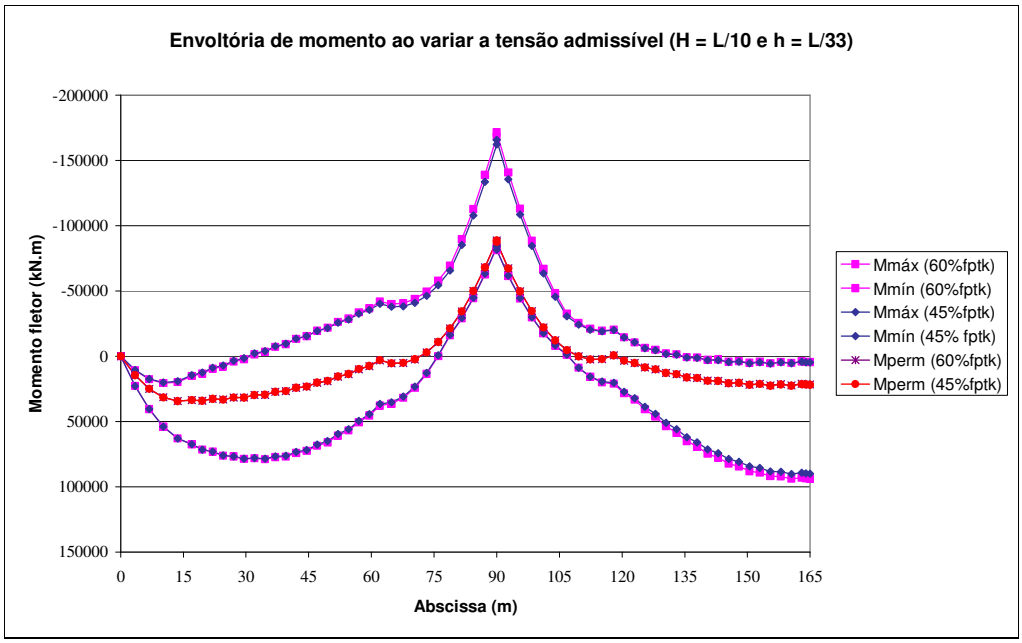


Figura 4.16 – Envoltória de momentos fletores ao variar a tensão admissível dos cabos, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33).

4.5. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL AO MODIFICAR O NÍVEL DE COMPENSAÇÃO DE CARGAS PERMANENTES

Neste item será realizada uma comparação entre os modelos 5a e 5c. A única diferença entre eles é que no modelo 5c a protensão de cada cabo é igual a 80% daquela obtida no modelo 5a, ou seja, $P_i = 0{,}8\, R_i / sen\alpha$.

De acordo com a tabela 4.6, ao reduzir o nível de compensação de cargas, há um redução de 15% na área de aço necessária e um pequeno aumento na flutuação de tensão máxima nos tirantes que é igual a 4%.

Tabela 4.6 – Área de aço extradorsal e flutuação de tensão máxima ao variar o nível de compensação de cargas.

Modelo	H (m)	H (m)	Nivel de comp.	$A_{p,\ total}$ (cm²)	$\Delta\sigma_{p,\ máx}$ MPa
5a	15	4,5	100%	2372,96	47
5c	15	4,5	80%	2023,56	49

Pelo critério de fadiga adotado, ao considerar o nível de compensação de cargas permanente igual a 80%, mantendo a torre em L/10, o limite para a altura do tabuleiro aumenta um pouco em relação à 100% de compensação, passando de L/34 para L/33.

A redução da área de aço ao diminuir a protensão extradorsal em 20%, se deve ao fato de que a tensão no aço devido às cargas permanente é praticamente a mesma (já que a variação da tensão frente às cargas variáveis não altera significativamente).

Quanto aos esforços no tabuleiro (tabela 4.7), ao diminuir a protensão dos cabos, os momentos máximos, em módulo, no tabuleiro aumentam (47% no vão lateral, 48% no apoio e 72% no meio do vão central) e o esforço normal máximo diminui (15% no apoio).

Isso ocorre, pois, quanto menor for a protensão, maior é a deformação da estrutura devido ao carregamento permanente e, consequentemente, maiores são os momentos fletores. O esforço normal é reduzido, pois a componente horizontal da

protensão também diminui. Obviamente, a redução da área também afeta esses parâmetros, mas de acordo com o item 4.4, a sua influência é pequena.

Tabela 4.7 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o nível de compensação de cargas permanentes.

Modelo	H	h	Nível de comp.	$N_{máx}$	Vão lateral	Apoio int.	Vão central	*a*
					$M_{máx}$	$M_{mín}$	$M_{máx}$	
	m	m		kN	kN.m	kN.m	kN.m	cm
5a	15	4,5	100%	63978,2	63978,2	-171505	93543,8	20,4
5c	15	4,5	80%	54455,4	94157,7	-253434	161333,0	33,5

As figuras 4.17, 4.18 e 4.19 apresentam os momentos permanentes, os momentos máximos e mínimos para as cargas variáveis e as envoltórias de momento, respectivamente.

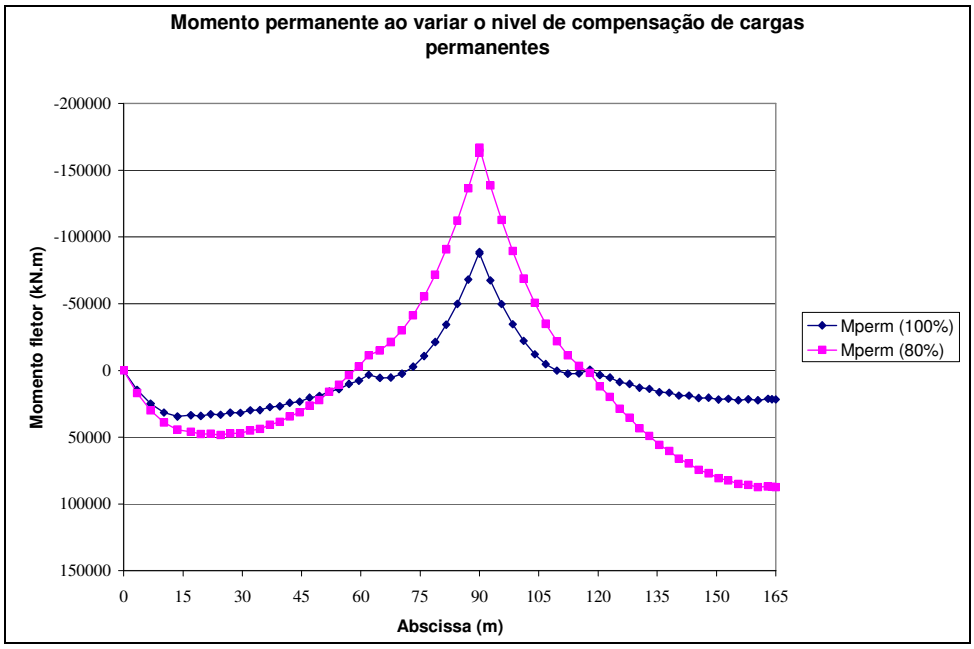


Figura 4.17 – Momento fletor permanente ao variar o nível de compensação de cargas permanentes, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33).

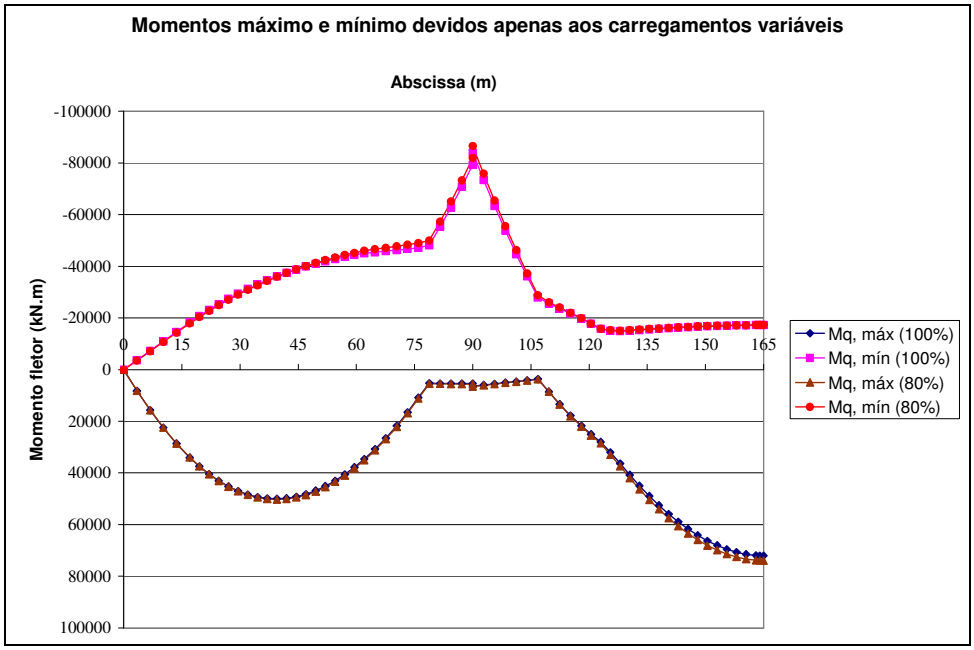


Figura 4.18 – Momentos máximos e mínimos devidos apenas aos carregamentos variáveis ao modificar o nível de compensação de cargas, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33).

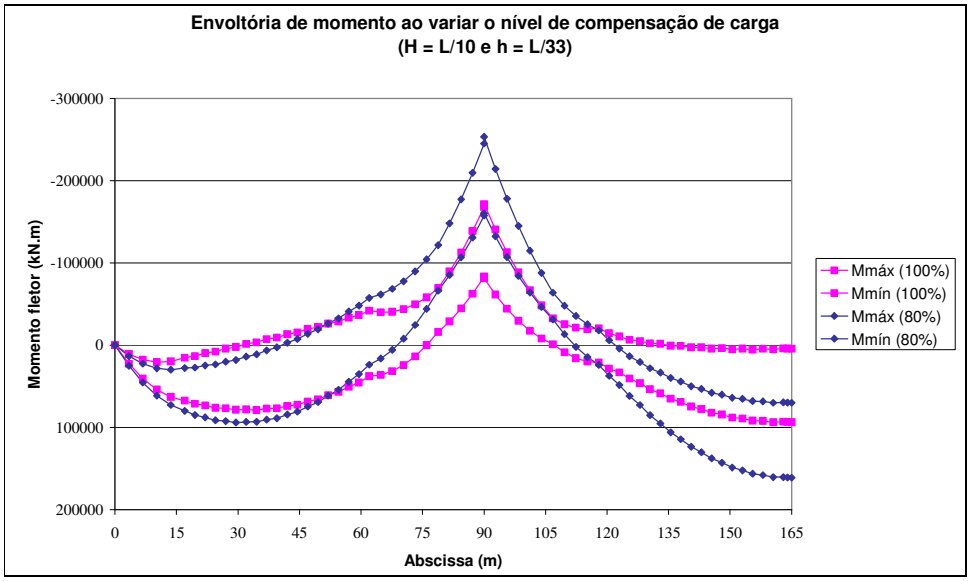


Figura 4.19 – Envoltórias de momento fletor ao variar o nível de compensação de cargas permanentes, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33).

De acordo com a figura 4.18, percebe-se que as envoltórias de momentos devido às cargas variáveis dos modelos 5a e 5c são muito próximas, indicando que o comportamento estrutural frente a tais cargas pouco se altera.

4.6. ANÁLISE DA PROPORÇÃO ENTRE O VÃO LATERAL E O VÃO CENTRAL

Neste item serão comparados os modelos: 5a, 5d, 5e, 5f e 5g.

4.6.1. Influência sobre a área de aço extradorsal e variação da flutuação de tensão nos cabos

Tabela 4.8 - Área de aço extradorsal e flutuação de tensão máxima ao variar o comprimento do vão lateral.

Modelo	H	h	L_l		$A_{p,\ total}$	$\Delta\sigma_{p,\ máx}$
	(m)	(m)	% L	(m)	(cm²)	MPa
5d	15	4,5	48	72,0	2373,48	41,9
5e	15	4,5	50	75,0	2373,48	42,7
5f	15	4,5	55	82,5	2374,32	45,0
5a	15	4,5	60	90,0	2372,96	46,7
5g	15	4,5	65	97,5	2377,04	47,7
L_l – Vão lateral						

A partir dos dados da tabela 4.8 podemos retirar as seguintes conclusões:

- A área de aço extradorsal praticamente não se altera. No entanto, percebe-se um ligeiro aumento de 0,15% ao variar L_l de 50%L a 65%. Esse resultado é razoável, uma vez que ao aumentar o vão lateral, aumenta-se também as cargas a serem levantadas pelos cabos e transmitidas às fundações. Nota-se, também, que as áreas nos modelos 5d e 5e são as mesmas, embora se pudesse esperar que fosse um pouco menor em 5e, contudo, o fato do modelo 5d possuir cabos ancorados sobre os apoios extremos faz com que a redução das cargas seja compensada pelo aumento da rigidez do sistema de tirantes;
- O valor da área de aço no modelo 5a (L_l = 60%L) é o menor entre todos os analisados neste item. Percebe-se que esse valor não mantém a tendência que se mostra para os modelos 5e, 5f e 5g. Uma explicação para tanto é que nem todos os cabos possuem tensão máxima igual a 1140 MPa (60% f_{ptk});

- Ao aumentar o comprimento do vão lateral, há um acréscimo na flutuação de tensão máxima (figura 4.20), no entanto essa variação é pequena, por exemplo: ao mudar o vão lateral de 0,48L para 0,65L o aumento em $\Delta\sigma_{máx}$ é de apenas 14%;
- Apesar do modelo 5d possuir cabos de ancoragem, a flutuação de tensão máxima nos cabos é a menor de todos os casos analisados. Isso ilustra, nitidamente, que esses cabos não têm a mesma função que os estais de ancoragem das pontes estaiadas, pois embora a rigidez do sistema de cabos se eleve, a rigidez do tabuleiro continua desenvolvendo um papel importante no transporte das cargas aos apoios.

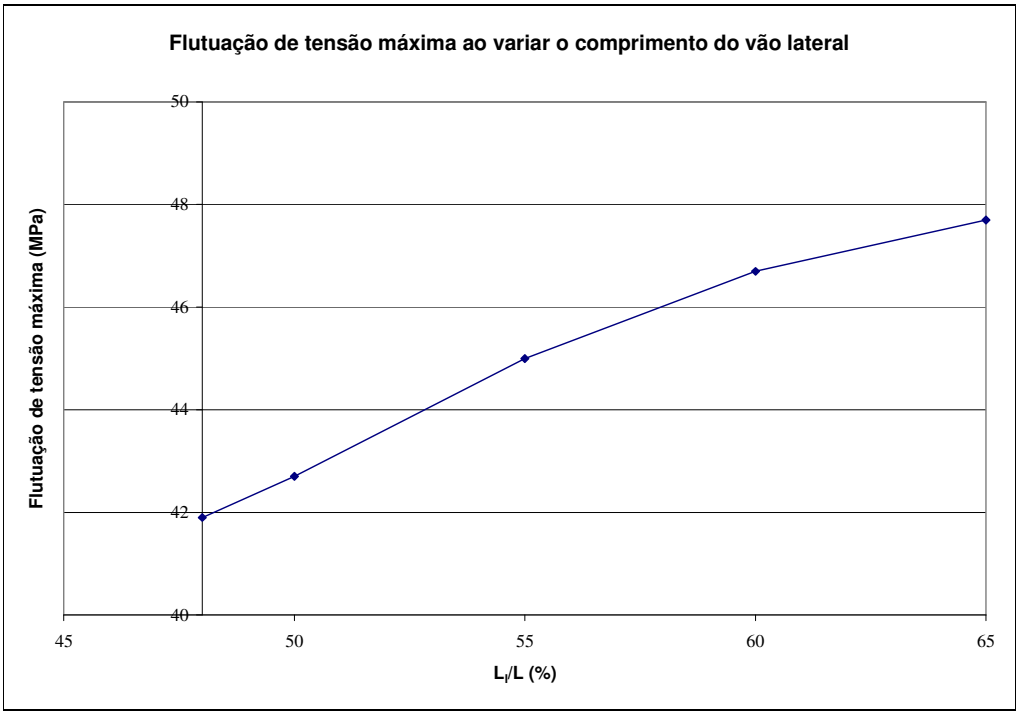


Figura 4.20 – Flutuação de tensão máxima dos cabos no extradorso ao variar o comprimento do vão lateral, considerando a altura da torre igual a 15 m (L/10) e a altura do tabuleiro igual a 4,5 m (L/33);

4.4.3. Influência sobre os diagramas de momento fletor, de esforço normal e sobre as flechas imediatas.

Tabela 4.9 – Alguns esforços no tabuleiro ao variar o comprimento do vão lateral.

Modelo	H	h	L_l	$R_{mín,\ apoio\ extremo}$	Vão lateral	Apoio int.	Vão cent.	*a*
					$M_{máx}$	$M_{mín}$	$M_{máx}$	
	m	m	%L	kN	kN.m	kN.m	kN.m	cm
5d	15	4,5	48	-1678,28	37760,2	-163809	94515,4	20,7
5e	15	4,5	50	-981,6	39984,9	-164205	95161,3	20,8
5f	15	4,5	55	1451,7	54409,1	-166820	96006,6	21,1
5a	15	4,5	60	3648,6	78978,4	-171505	93543,8	20,4
5g	15	4,5	65	5656,6	115404,0	-179012	87654,3	18,6

A partir dos dados da tabela 4.9 podemos extrair as seguintes conclusões:

- Tanto o momento máximo no meio do vão central, quanto a flecha aumentam ao variar L_l de 48%L para 55%L e a partir deste último até 65%L seus valores diminuem (figuras 4.21 e 4.20). O comportamento do segundo trecho é similar ao variar o comprimento do vão lateral em uma viga de três vãos. Já a tendência do primeiro trecho se deve à proximidade dos cabos em relação ao apoio extremo, pois quanto mais próximo for, maior é a rigidez do sistema de cabos, reduzindo assim, o momento fletor e as flechas no meio do vão central do tabuleiro;
- Quanto maior for o comprimento do vão lateral, maior é o momento máximo no mesmo e menor o momento mínimo no apoio intermediário, sendo que sua influência sobre este último é bem pequena, por exemplo: ao passar L_l de 48%L para 65%L, o decréscimo é de 9%;
- Com relação à reação mínima nos apoios, quanto menor for o vão lateral, menor é o seu valor (figura 4.23), sendo que para proporções entre vãos menores ou iguais a, aproximadamente, 52%, esta reação é negativa, resultando na necessidade de medidas adicionais para evitar o levantamento do tabuleiro.

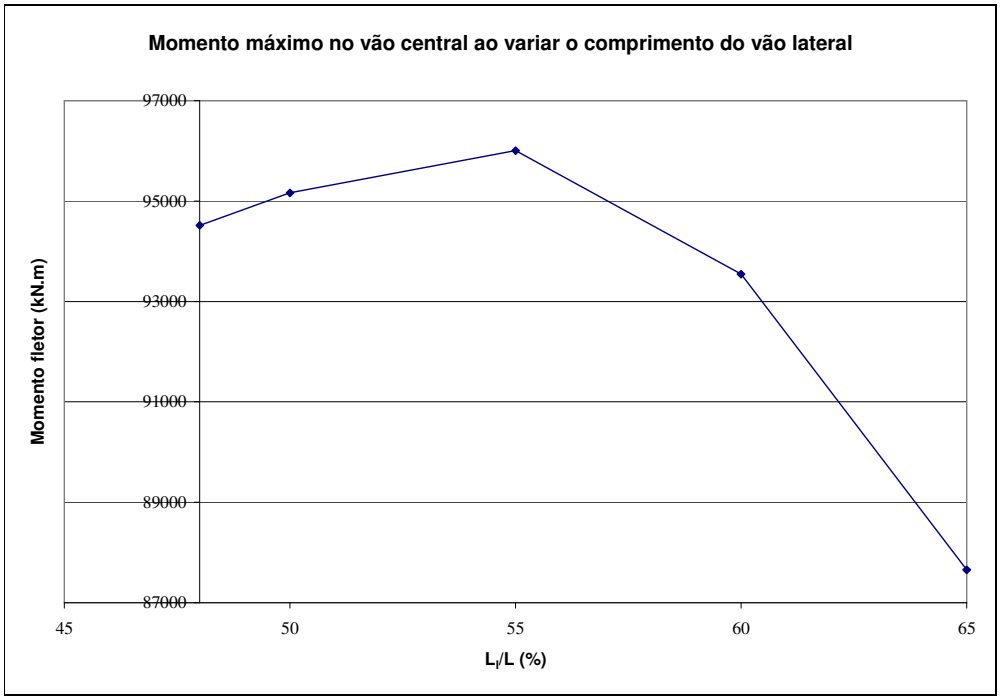


Figura 4.21 – Momento máximo no meio do vão central ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33).

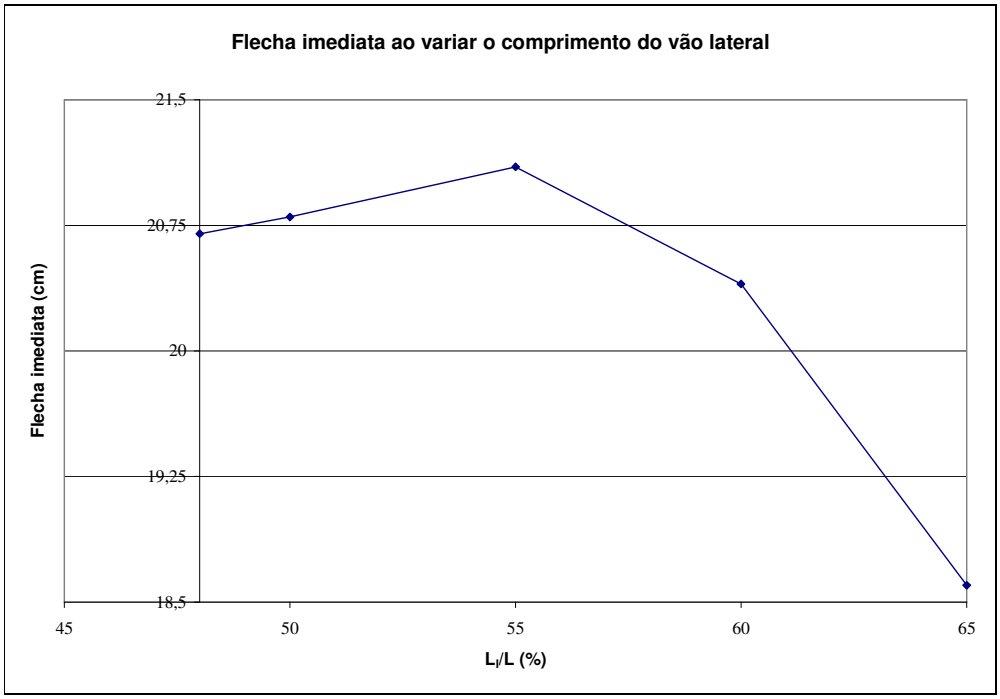


Figura 4.22 – Flecha imediata no tabuleiro central ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33).

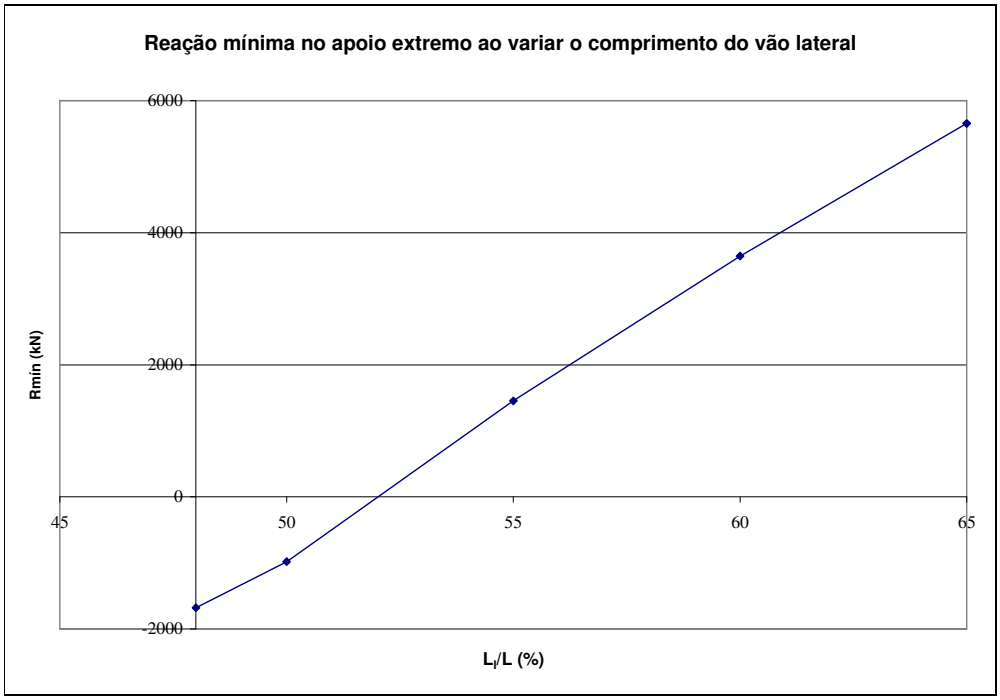


Figura 4.23 – Reação mínima nos apoios extremos ao variar o comprimento do vão lateral (H = L/10 e h = L/33).

A figura 4.24 mostra os diagramas de momento fletor devido ao carregamento permanente ao variar o comprimento do vão lateral.

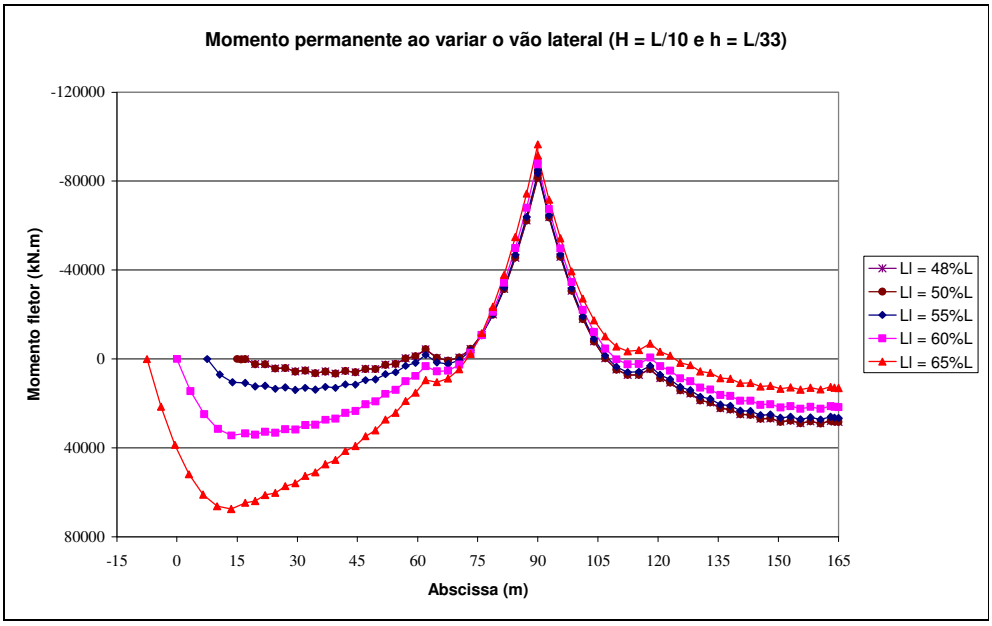


Figura 4.24 – Momento fletor devido ao carregamento permanente ao variar o comprimento do vão lateral, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33).

Em respeito à escolha da proporção entre os vãos, um critério bastante empregado para vigas contínuas é ter os momentos fletores nos vãos lateral e central aproximadamente iguais, pois assim (no caso de tabuleiro constante) temos a mesma seção em ambos os vãos resistindo ao mesmo esforço, evitando assim uma subutilização da capacidade resistente da seção em um dos vãos.

No caso das pontes com protensão no extradorso, o tabuleiro está sujeito a esforços normais devido à inclinação dos cabos, com isso o critério descrito pode não ser mais satisfatório, sendo necessário estudar para cada situação a melhor solução.

Para os parâmetros e condições de contorno adotados e analisando a envoltória de momento fletor ao variar o comprimento do vão lateral (figura 4.25), pode-se adotar o mesmo critério das vigas contínuas ou arbitrar o momento máximo no vão lateral um pouco maior que o do vão central, uma vez que existe um esforço normal de compressão devido a alguns cabos no extradorso na região de momento máximo no vão lateral. Logo, uma boa proporção entre os vãos está entre 60%L e 65%L.

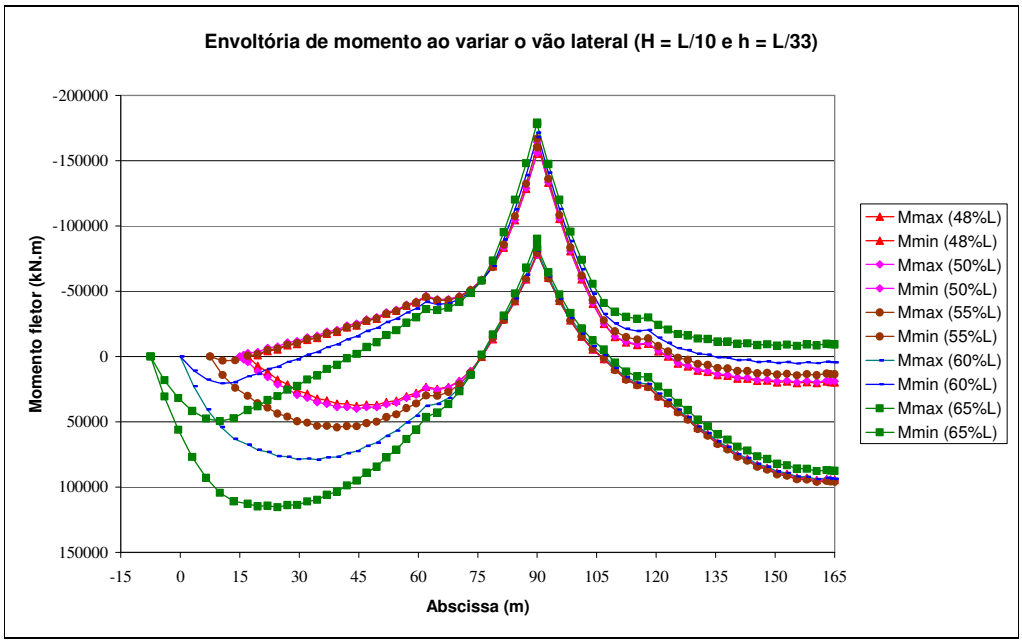


Figura 4.25 – Envoltória de momento fletor ao variar o comprimento do vão lateral, considerando H = 15 m (L/10) e h = 4,5 m (L/33).

4.7. RESULTADO DO PROCESSAMENTO DO MODELO 10 (h VARIÁVEL)

Neste item foram analisadas as recomendações de CHO (2000) para as dimensões a serem adotadas em pontes com protensão no extradorso que possuem altura de tabuleiro variável.

O processamento do trecho de 27 m de altura variável foi realizado através de 9 segmentos de altura constante (figura 4.26).

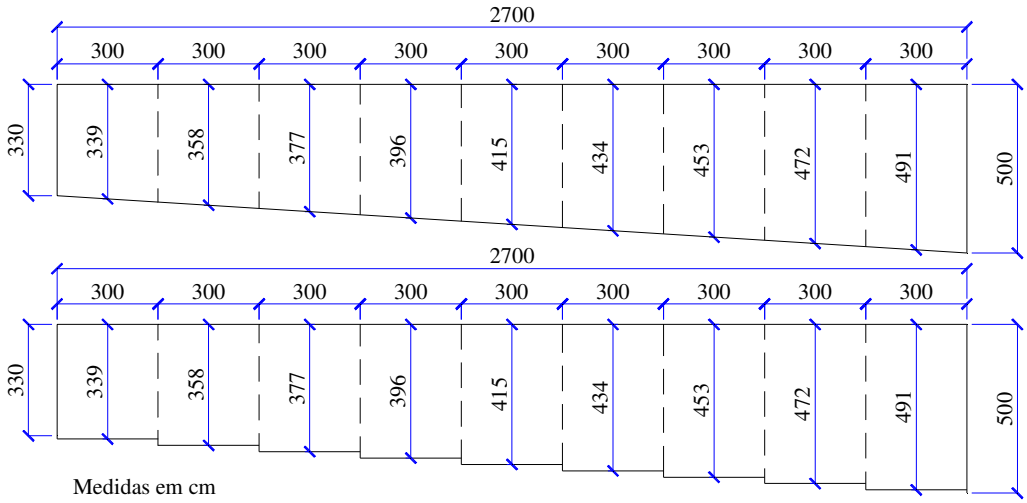


Figura 4.26 – Idealização do trecho do tabuleiro com altura variável.

Na tabela 4.10, temos a protensão média, a tensão máxima e mínima, a área de aço e a flutuação de tensão de cada cabo no extradorso do modelo 10.

Tabela 4.10 - Protensão, tensão máxima e mínima, área de aço e flutuação de tensão dos cabos no extradorso do modelo 10.

Cabo		P	Ap	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	12143,44	116,76	1136	1051	43
2	3			1139	1047	46
5	8	4515,83	43,17	1138	1051	44
6	7			1139	1049	45
9	12	5027,75	47,75	1141	1053	44
10	11			1140	1054	43
13	16	5479,50	51,99	1142	1046	48
14	15			1134	1054	40
17	20	5891,73	56,06	1141	1029	56
18	19			1122	1048	37

21	24	6274,82	59,87	1139	1012	64
22	23			1110	1042	34
25	28	6634,25	63,42	1139	998	71
26	27			1099	1039	30
29	32	6972,70	66,66	1140	986	77
30	31			1097	1032	33

$\sigma_{máx}$, $\sigma_{mín}$ – Tensão máxima e mínima, respectivamente, considerando a combinação rara das ações.
$\Delta\sigma_p$ – Flutuação de tensão nos cabos considerando a combinação freqüente das ações (ψ_1 = 0,5).

A partir dos dados da tabela 4.10, nota-se que a flutuação de tensão máxima dos cabos no extradorso é igual a 77 MPa, o que ultrapassa o limite estabelecido no capítulo 2 que é de 50 MPa. Logo, as recomendações de CHO (2000) não são adequadas à definição de ponte com protensão no extradorso deste trabalho.

Não faz parte do escopo desta dissertação a análise paramétrica de pontes com altura de tabuleiro variável, de forma a buscar recomendações de pré-dimensionamento, mas pode ser visto no anexo III algumas tentativas sem sucesso de obter um modelo que se enquadra na definição de protensão extradorsal e tivesse benefícios em relação às pontes com altura de tabuleiro constante. De qualquer forma, os resultados apresentados no anexo III permitem analisar o efeito de alguns parâmetros na flutuação de tensão dos cabos.

4.8. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL FRENTE À PROTENSÃO INTERNA OU EXTERNA CONVENCIONAL

Neste item será analisada a necessidade do uso de protensão interna ou externa convencional ao longo do tabuleiro para os modelos 5a (básico) e 5c, além de estudar a sua influência nos esforços e deslocamentos da estrutura.

Na análise foi adotada a protensão limitada, ou seja, é preciso respeitar, para a combinação freqüente das ações, o estado limite de formação de fissura[VII] (ELS – F) e para a combinação quase permanente das ações, o estado limite de descompressão[VIII] (ELS – D).

[VII] A definição do estado limite de formação de fissura já foi descrita no capítulo 2, pg. 9.
[VIII] A definição do estado limite de descompressão já foi descrita no capítulo 2, pg. 9.

Os coeficientes de redução adotados (ψ_1 = 0,5 e ψ_2 = 0,3) correspondem àqueles das pontes rodoviárias (NBR8681, 2003).

A protensão interna se faz necessária nos locais onde as tensões geradas pelas ações externas não obedecem aos estados limites estabelecidos. Com isso, é preciso fazer um estudo das tensões máximas e mínimas nas fibras superiores e inferiores ao longo do tabuleiro com o intuito de investigar onde se faz necessária tal protensão.

A obtenção das envoltórias de tensão nas fibras extremas para os 15 casos de carregamento variável é um tanto trabalhoso, uma vez que temos que determinar os 15 pares M_q e N_q (concomitantes). Com intuito de simplificar os cálculos das tensões, será admitido que somente o carregamento permanente provoque esforço normal, ou seja, N_q sempre igual a zero. Essa aproximação é bastante satisfatória, uma vez que o tal esforço, devido a cargas variáveis, é pequeno.

A convenção dos sinais que indica se a tensão é de tração ou compressão é a mesma para o esforço normal, ou seja, positivo para compressão e negativo para tração.

Para o estado limite de formação de fissura, o limite da tensão de tração é dado pela expressão (NBR6118, 2003):

$$f_{ct,f} = \alpha \cdot f_{ctk,\inf} \tag{4.1}$$

onde:

$f_{ct,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão;

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$f_{ctk,\inf}$ é a resistência característica inferior do concreto à tração direta.

O valor de $f_{ctk,\inf}$ é dado por:

$$f_{ctk,\inf} = -0{,}21\sqrt[3]{f_{ck}^{\ 2}} \tag{4.2}$$

sendo f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão expresso em MPa.

Logo, com o auxílio das expressões (4.1) e (4.2) e adotando α^{IX} igual a 1, podemos calcular a resistência à tração na flexão como sendo:

$$f_{ctk,f} = -0{,}21 \cdot \sqrt[3]{40^2} = -2{,}45\ MPa$$

4.8.1. Comportamento estrutural do modelo básico frente à protensão de pequena excentricidade

As figuras 4.27 e 4.28 mostram as tensões máximas e mínimas nas fibras superiores e inferiores, respectivamente, para a combinação freqüente das ações que deveriam ter o valor mínimo igual a -2,45 MPa, de forma a respeitar o estado limite de formação de fissura.

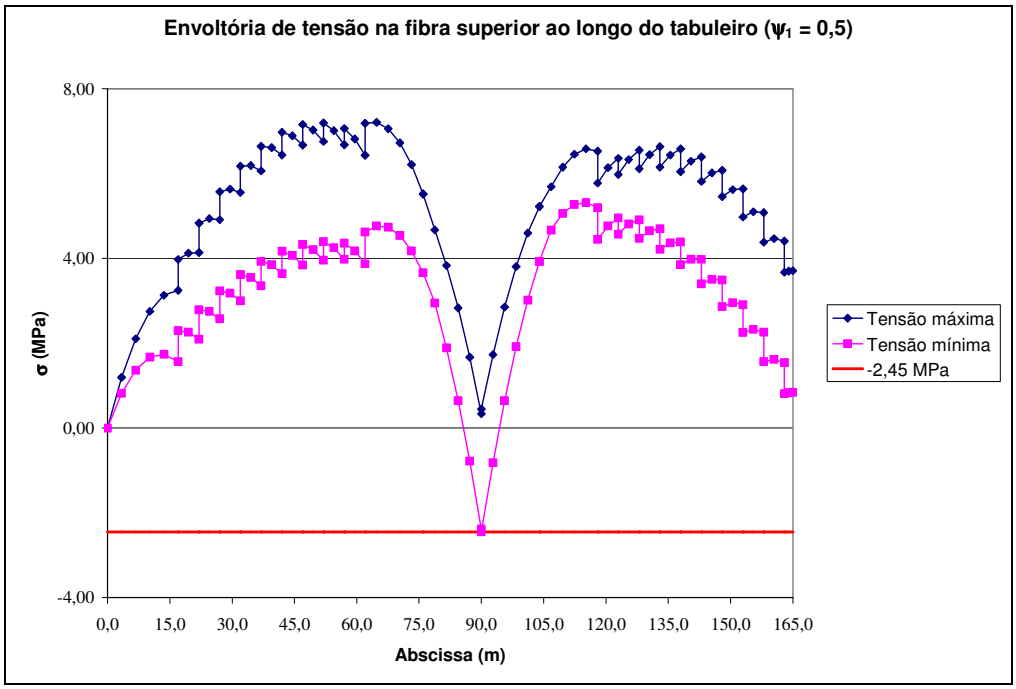


Figura 4.27 – Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo básico).

[IX] O valor de α igual a 1 se deve às larguras das lajes superior e inferior serem relativamente grande, com isso é razoável assumir que nessas regiões a tração é uniforme.

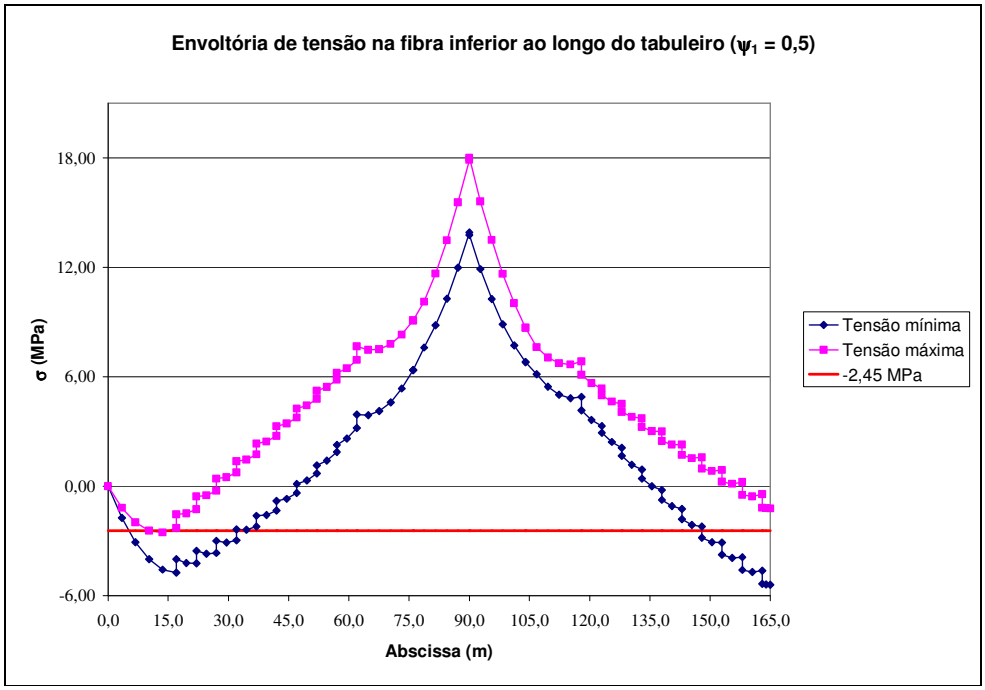


Figura 4.28 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo básico).

As figuras 4.28 e 4.29 mostram as tensões máximas e mínimas nas fibras extremas para a combinação quase permanente das ações que deveriam ser maiores ou iguais a zero, de forma a obedecer ao estado limite de descompressão.

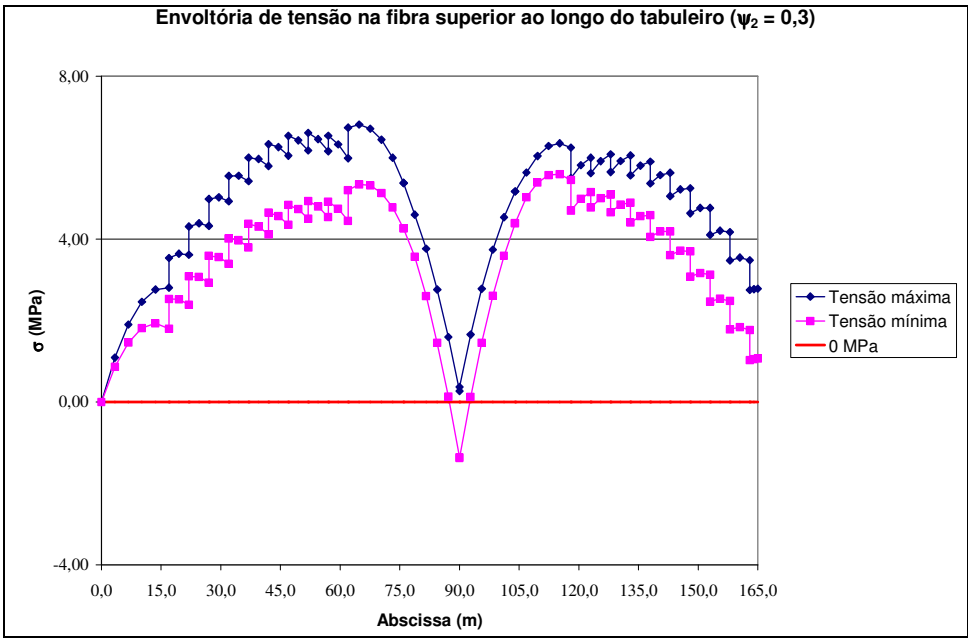


Figura 4.29 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo básico).

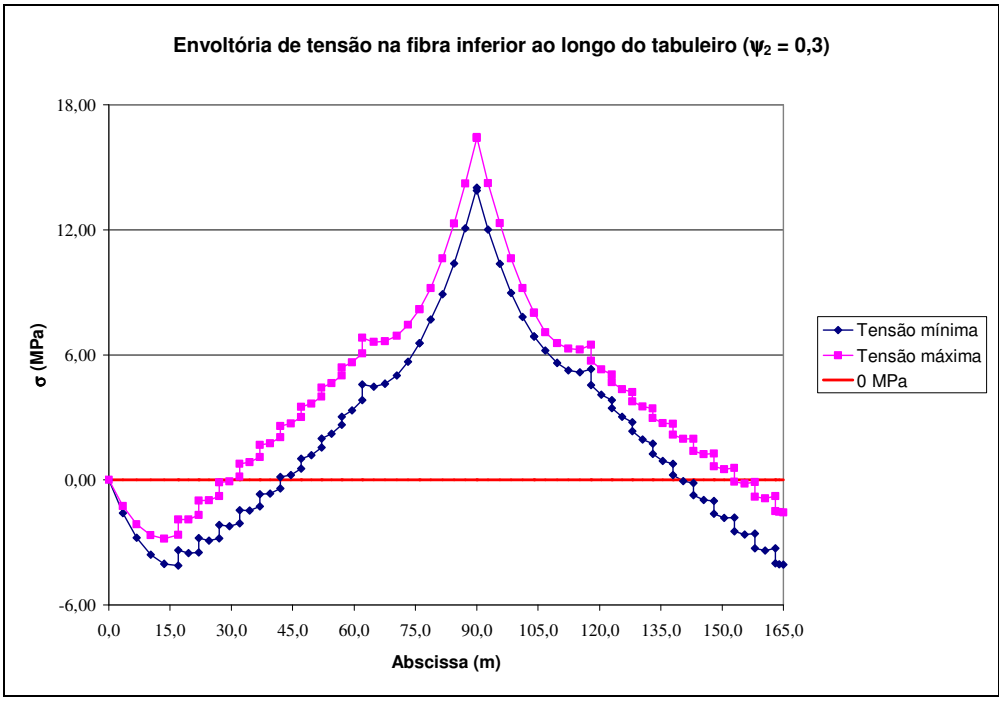


Figura 4.30 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo básico).

Analisando as figuras 4.27 a 4.30 percebe-se que existem três regiões que podem precisar de protensão interna, um trecho inferior esquerdo do vão lateral, um trecho inferior no meio do vão central e outro superior sobre o apoio intermediário (figura 4.31). Os comprimentos dos cabos internos foram tomados como sendo, aproximadamente, igual ao trecho onde as tensões não respeitam os limites adotados.

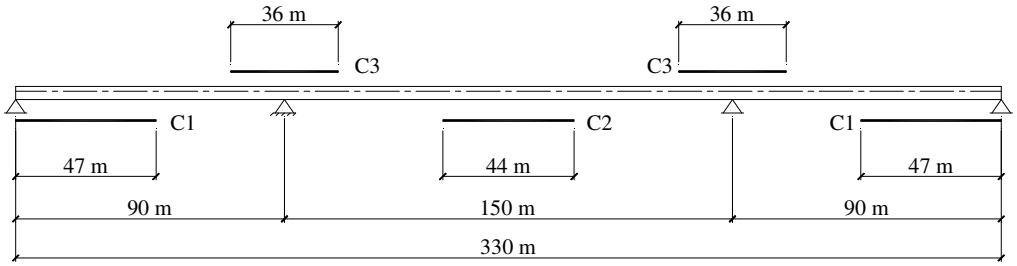


Figura 4.31 – Posição e comprimento da protensão interna adotada no tabuleiro para o modelo básico.

Para o cálculo da protensão interna necessária é preciso avaliar os esforços hiperestáticos que a mesma gera, pois estes modificam as tensões obtidas anteriormente.

Obviamente, os esforços hiperestáticos dependem da protensão que ainda não foi quantificada, no entanto, por se tratar de uma análise elástica e linear, a superposição de efeitos é válida e a relação entre o momento hiperestático e a força P se mantêm independente do valor da protensão, ou seja:

$$\frac{X_p(x,P)}{P} = k \tag{4.3}$$

Adotando protensão unitária temos:

$$X_p(x, P=1) = k \tag{4.4}$$

Substituindo o valor de k da expressão (4.4) na (4.3) temos:

$$X_p(x,P) = P \cdot X_p(x, P=1)$$

Com isso, basta obter o diagrama de momento hiperestático para a protensão unitária para poder determinar a protensão necessária em qualquer seção que se queira. Para tanto, foram realizados mais três carregamentos no modelo computacional que correspondem ao carregamento equivalente dos três cabos assumidos na figura 4.31 com protensão de 1 kN (figura 4.32). Para a adoção das excentricidades foram subtraídas das distâncias do centro de gravidade às fibras extremas 15 cm.

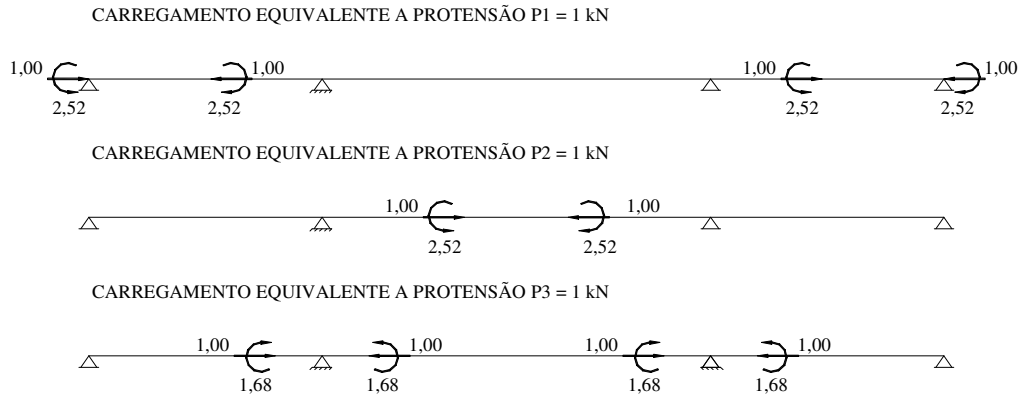


Figura 4.32 – Representação de cada protensão através de carregamento equivalente.

A figura 4.33 apresenta os momentos hiperestáticos referentes à protensão dos cabos C_1, C_2 e C_3, todos com valor unitário (1 kN).

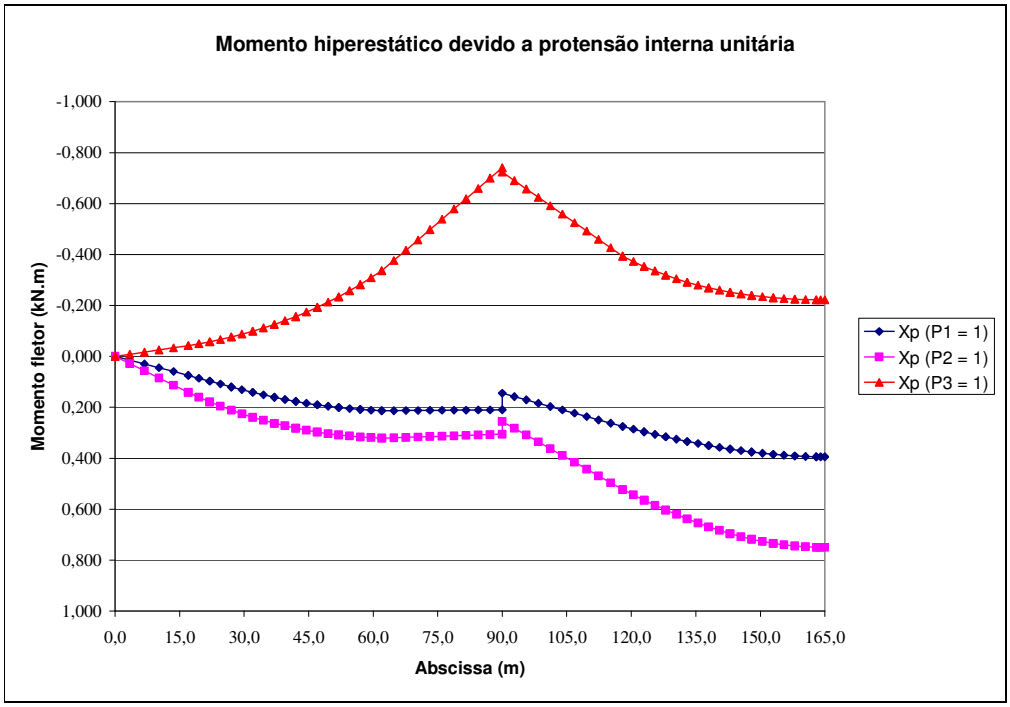


Figura 4.33 – Diagramas de momento hiperestático devido à protensão interna unitária (modelo básico).

Os esforços normais hiperestáticos produzidos são bem pequenos e foram desprezados no cálculo da protensão interna.

O procedimento de cálculo da protensão interna será realizado em duas etapas: na primeira são quantificadas as protensões necessárias nas seções consideradas críticas e na segunda será analisada a envoltória de tensões nas fibras extremas ao longo do tabuleiro, com o objetivo de constatar se o comprimento adotado para cada cabo é adequado.

As seções consideradas críticas são: a imediatamente a esquerda da seção, onde o primeiro cabo do vão lateral é instalado (x = 17 m), a seção imediatamente a direita do apoio intermediário (x = 90 m) e no meio do vão central (x = 165 m). A tabela 4.11 possui todas as informações necessárias para a determinação da protensão interna.

Tabela 4.11 – Seções críticas, tensões de tração a serem combatidas e a relação entre momento hiperestático e protensão (modelo básico).

Seção	Posição	Fibra extrema analisada	$\sigma_{crítica}$		X_{p1}/P_1	X_{p2}/P_2	X_{p3}/P_3
	(m)		(MPa)	Comb.	(m)	(m)	(m)
1	17	Inferior	-4,10	CQP	0,075	0,142	-0,042
2	165	Inferior	-4,06	CQP	0,394	0,750	-0,222
3d	90	Superior	-1,37	CQP	0,158	0,282	-0,691

CQP - Combinação quase permanente.

CF - Combinação freqüente.

$\sigma_{crítica}$ – Tensão mínima entre aquela gerada pela CQP e a gerada pela CF, sendo que esta última é somada a $f_{ctk,f}$.

Como em todas as três seções, a combinação que produz a tensão crítica a ser combatida é a quase permanente, é preciso que as protensões P_1, P_2 e P_3 sejam calculadas de forma a respeitar o estado limite de descompressão, não sendo necessária a análise do estado limite de formação de fissura (que é respeitado automaticamente).

O estado limite de descompressão (nas seções críticas) será obedecido se forem verdadeiras as seguintes inequações:

$$\sigma_{crítrica}(1) + P_1\left(\frac{1}{A} + \frac{e - X_p(1, P_1 = 1)}{W_i}\right) - P_2\frac{X_p(1, P_2 = 1)}{W_i} - P_3\frac{X_p(1, P_3 = 1)}{W_i} \geq 0$$

$$\sigma_{crítrica}(2) - P_1\frac{X_p(2, P_1 = 1)}{W_i} + P_2\left(\frac{1}{A} + \frac{e - X_p(2, P_2 = 1)}{W_i}\right) - P_3\frac{X_p(2, P_3 = 1)}{W_i} \geq 0$$

$$\sigma_{crítrica}(3d) + P_1\frac{X_p(3d, P_1 = 1)}{W_s} + P_2\frac{X_p(3d, P_2 = 1)}{W_s} + P_3\left(\frac{1}{A} + \frac{e + X_p(3d, P_3 = 1)}{W_s}\right) \geq 0$$

Substituindo os dados da tabela 4.11 nas inequações e o sinal de maior ou igual pela igualdade temos:

$$\begin{cases} -4100 + 0{,}325 \cdot P_1 - 0{,}013 \cdot P_2 + 0{,}004 \cdot P_3 = 0 \\ -4060 - 0{,}037 \cdot P_1 + 0{,}262 \cdot P_2 + 0{,}021 \cdot P_3 = 0 \\ -1370 + 0{,}009 \cdot P_1 + 0{,}016 \cdot P_2 + 0{,}157 \cdot P_3 = 0 \end{cases}$$

Resolvendo o sistema de equações temos:

$$\begin{cases} P_1 = 13212{,}9\, kN \\ P_2 = 16861{,}1\, kN \\ P_3 = 6250{,}4\, kN \end{cases}$$

Assumindo a tensão inicial do aço de protensão interna igual a 75%f_{ptk} e arbitrando, ainda, as perdas em 20%, temos que a protensão útil de uma cordoalha de 12,5 mm é igual a 112,5 kN. Logo, a quantidade de cordoalhas em cada cabo interno é igual a:

$$\begin{cases} n_1 = \dfrac{13212{,}9}{112{,}5} = 118 \text{ cordoalhas} \Rightarrow C_1 \equiv 10 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm} \\ n_2 = \dfrac{16861{,}1}{112{,}5} = 150 \text{ cordoalhas} \Rightarrow C_2 \equiv 13 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm} \\ n_3 = \dfrac{6250{,}4}{112{,}5} = 56 \text{ cordoalhas} \Rightarrow C_3 \equiv 5 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm} \end{cases}$$

A protensão efetiva em cada cabo interno é igual a:

$$\begin{cases} P_1 = 10 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 13500\, kN \\ P_2 = 13 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 17550\, kN \\ P_3 = 5 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 6750\, kN \end{cases}$$

Analisando a envoltória de tensões, considerando a protensão interna, nas fibras superiores (figura 4.34) e inferiores (figura 4.35), respectivamente, para a combinação freqüente das ações, nota-se que o estado limite de formação de fissura é respeitado.

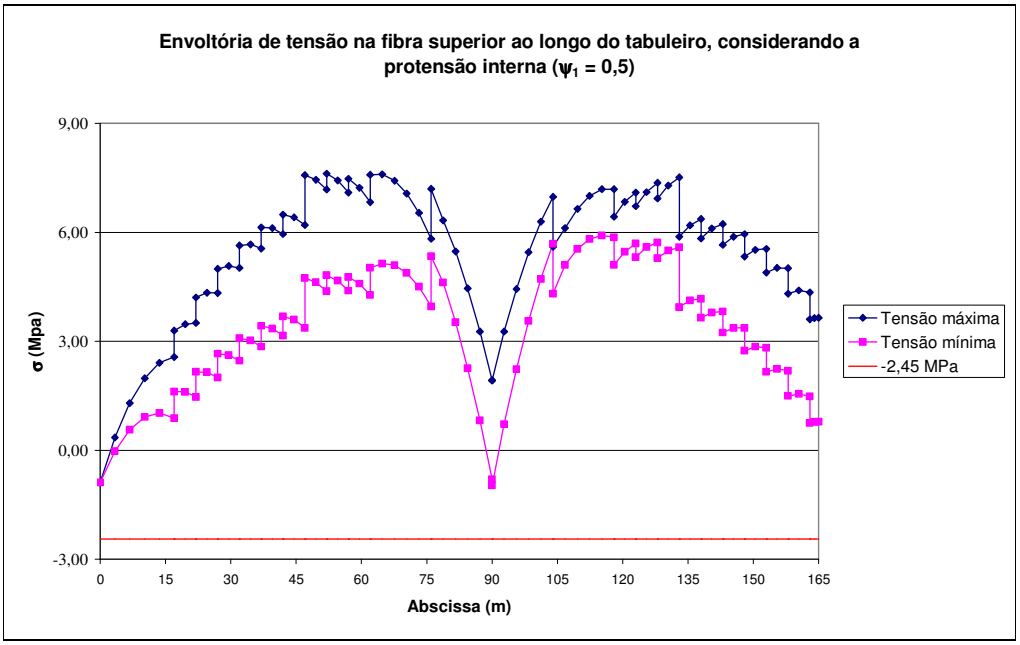


Figura 4.34 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro, para a CF, considerando a protensão interna (modelo básico).

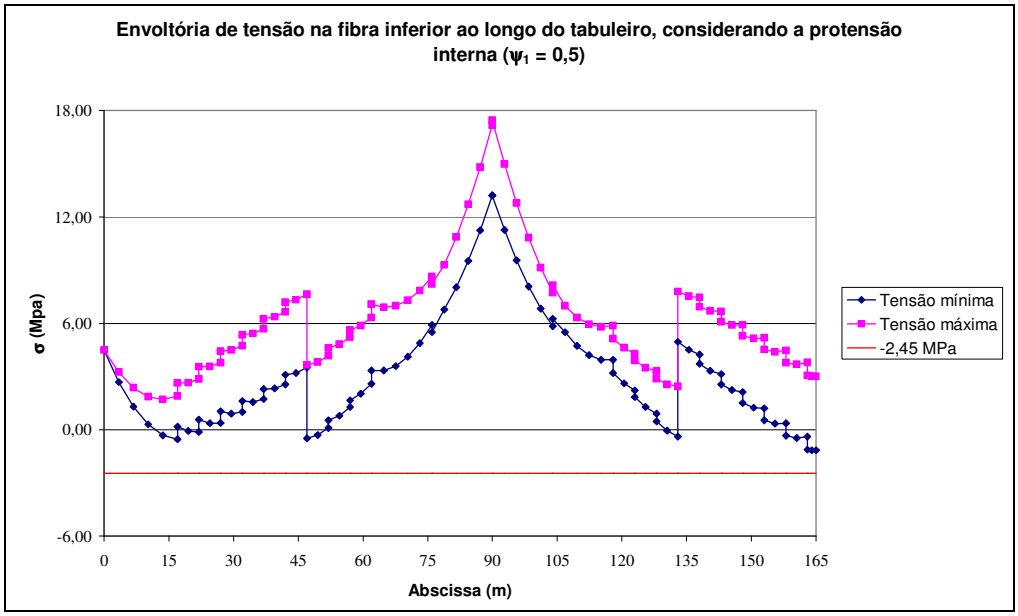


Figura 4.35 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro, para a CF, considerando a protensão interna (modelo básico).

Quanto ao estado limite de descompressão para a CQP, percebe-se que existem tensões de tração na fibra superior da viga na região do apoio extremo (figura 4.36), entretanto essa situação pode ser facilmente corrigida através da

redução ou eliminação da excentricidade da protensão 1 nesta região. Já as tensões na fibra inferior (figura 4.37) respeitam o ELS-D.

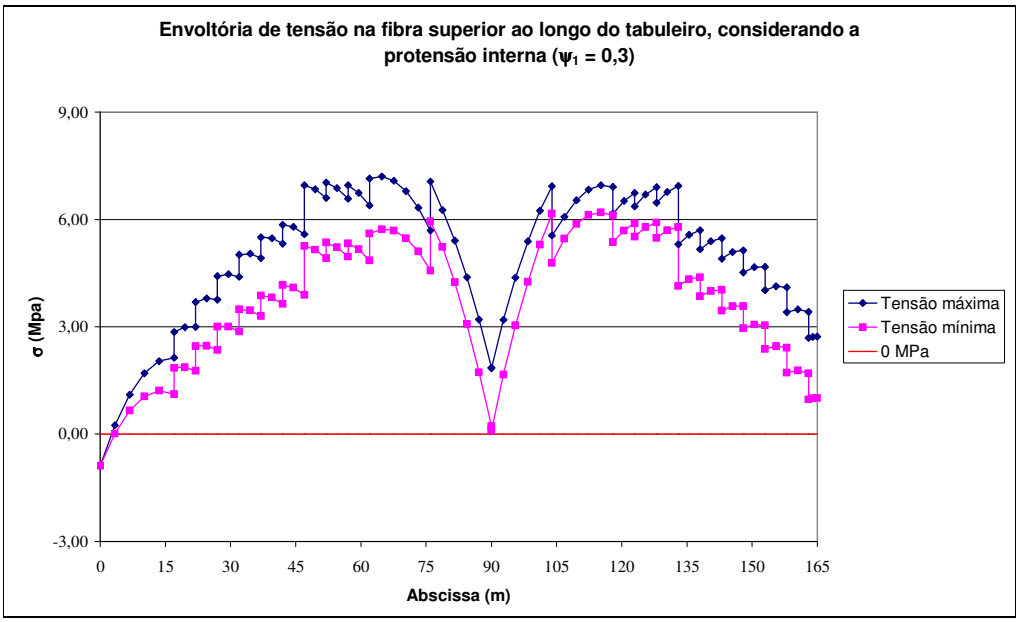


Figura 4.36 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro, para a CQP, considerando a protensão interna (modelo básico).

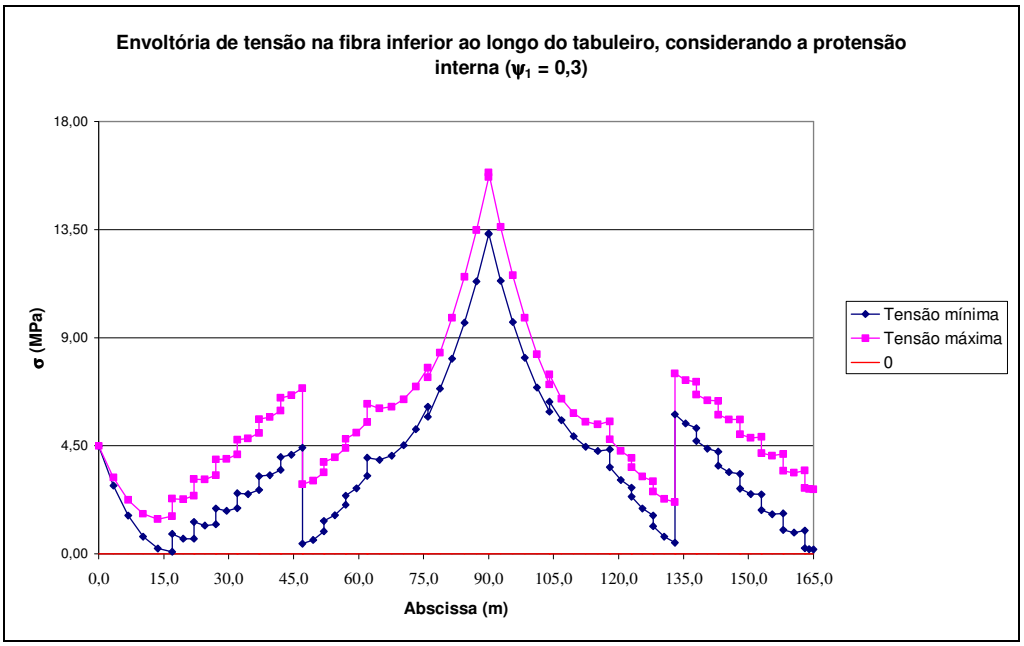


Figura 4.37 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a CQP, considerando a protensão interna (modelo básico).

De posse da protensão de cada cabo interno, podemos traçar o diagrama de momento hiperestático de protensão (figura 4.38).

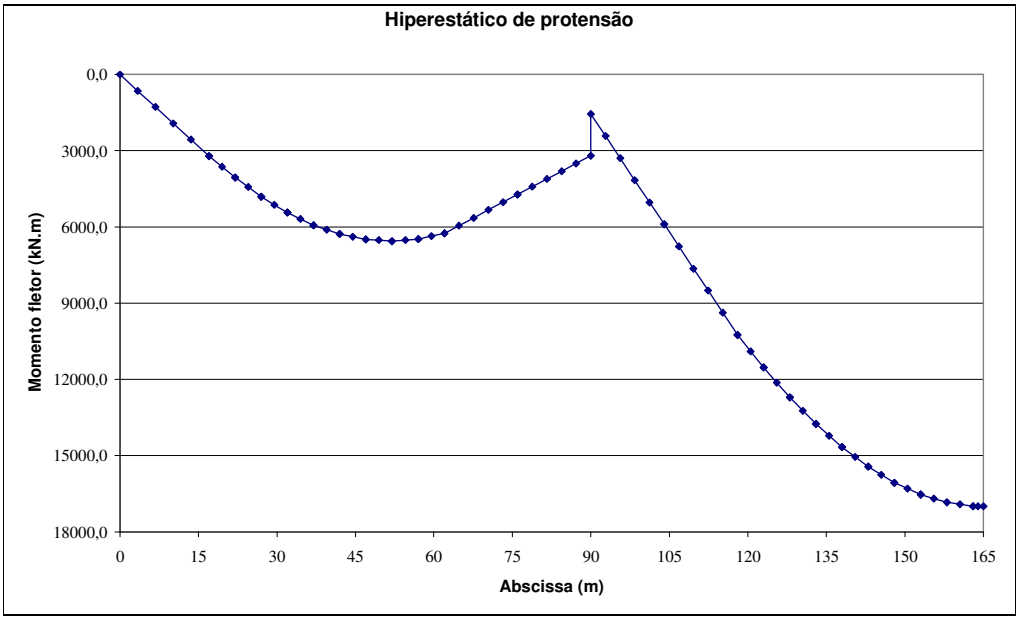


Figura 4.38 – Momento hiperestático de protensão (modelo básico).

O diagrama de momento fletor e a sua envoltória com a consideração do hiperestático de protensão estão indicados na figura 4.39.

A protensão interna reduz as tensões dos cabos no extradorso, o que permite reduzir a área dos tirantes (pois $\sigma_{máx} < \sigma_{adm}$). A tabela 4.12 apresenta a área de aço extradorsal, considerando o efeito da protensão interna.

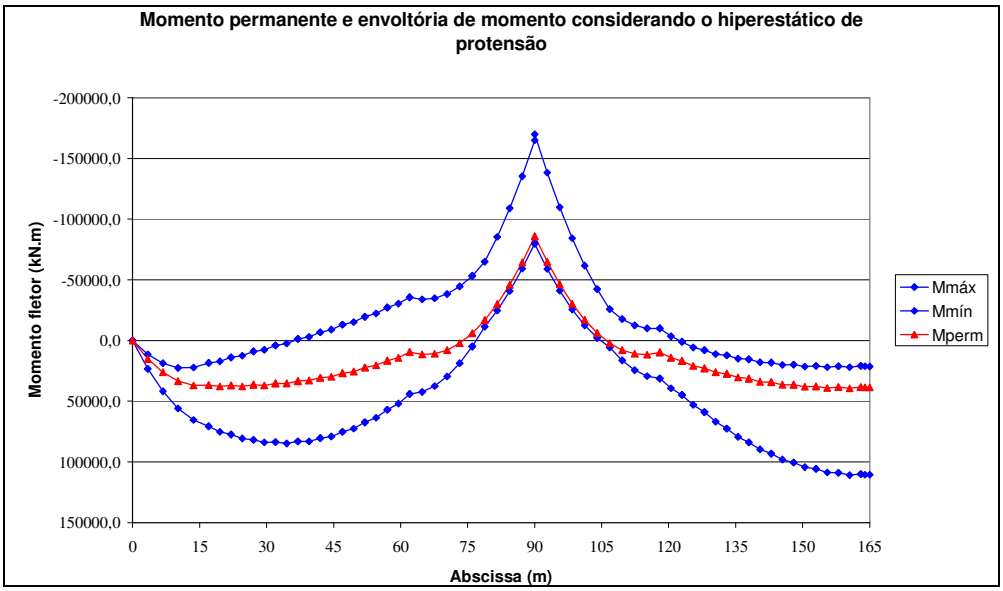


Figura 4.39 - Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor, considerando o hiperestático de protensão (modelo básico).

Tabela 4.12 – Área de aço extradorsal considerando a protensão interna (modelo básico).

Grupo	Cabos	Mod. básico		Mod. básico com protensão interna	
		A_p (cm²)	Peso (Ton)	A_p (cm²)	Peso (Ton)
1	1 a 4	80,37	7,81	79,32	7,71
2	5 a 8	39,57	4.44	39,02	4,37
3	9 a 12	44,65	5,68	44,03	5,60
4	13 a 16	49,25	7,01	48,49	6,91
5	17 a 20	53,54	8,45	52,61	8,30
6	21 a 24	57,64	9,98	56,65	9,81
7	25 a 28	61,62	11,62	60,67	11,44
8	29 a 32	65,34	13,34	64,50	13,17
9	33 a 36	68,93	15,14	68,18	14,98
10	37 a 40	72,35	17,02	71,69	16,86

Com a redução da área de aço extradorsal em 1,3%, os esforços no tabuleiro também se modificam, mas como esse efeito é pequeno, pode-se assumir que a protensão interna respeita os estados limites de serviço para a condição de protensão limitada.

Em relação ao modelo sem a protensão interna, a flecha no tabuleiro é reduzida em 12%, passando de 20,4 cm para 18,0 cm.

4.8.2. Comportamento estrutural do modelo com 80% de compensação das cargas permanentes frente à protensão de pequena excentricidade

O cálculo da protensão interna no modelo 5c foi realizado de forma semelhante ao modelo básico.

As figuras 4.40 a 4.43 mostram as envoltórias de tensão nas fibras extremas para as combinações quase permanente e freqüente.

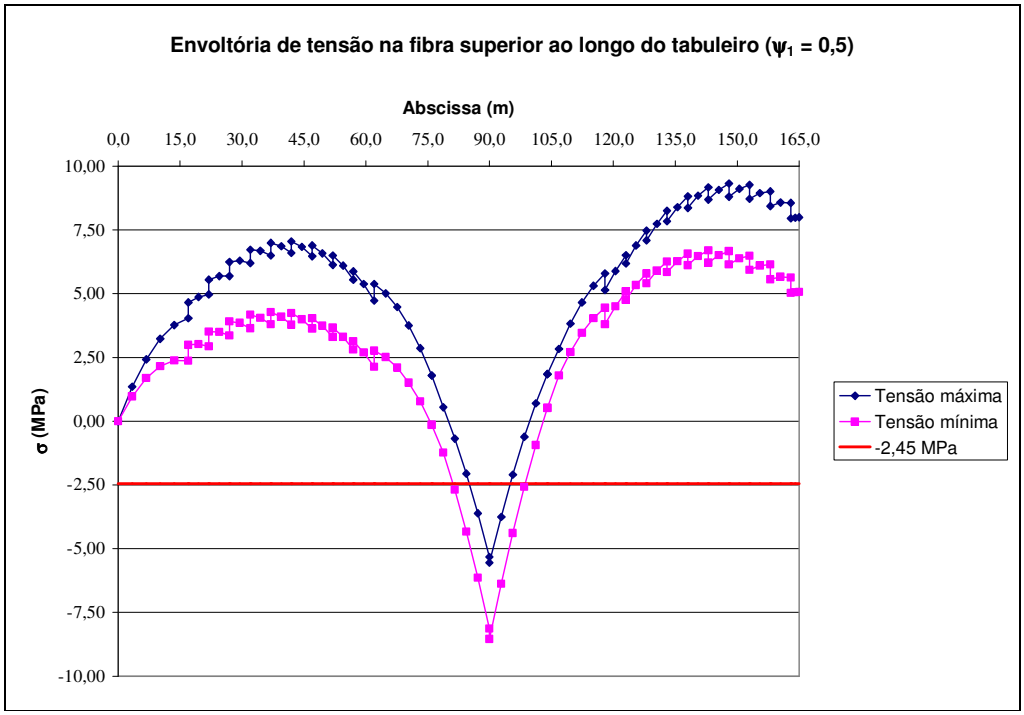


Figura 4.40 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo 5c).

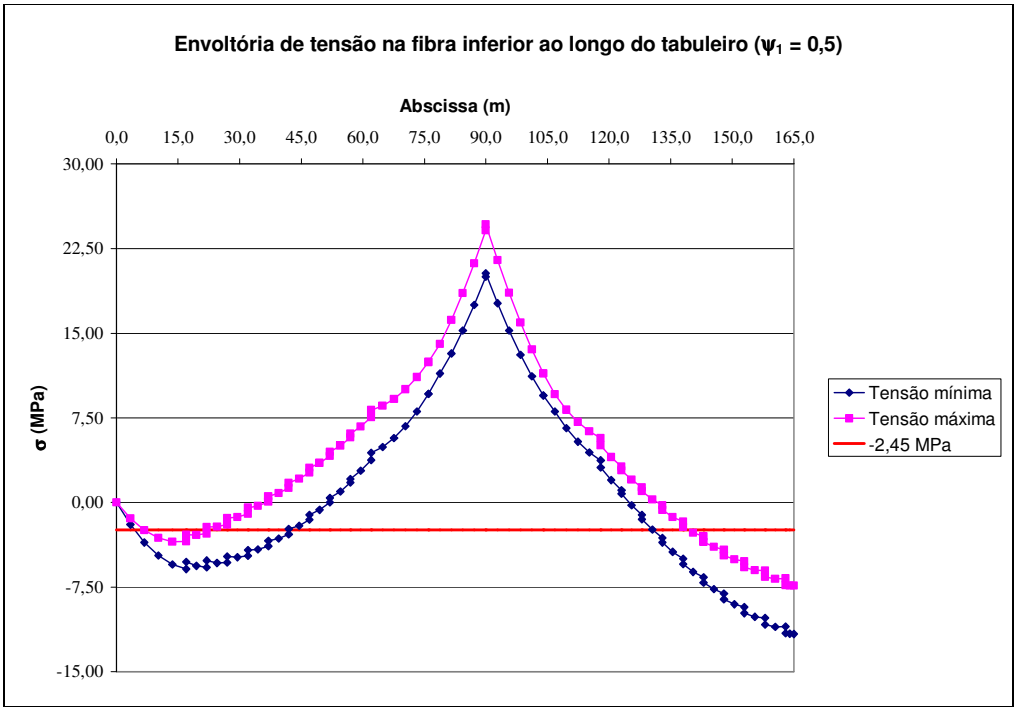


Figura 4.41 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações (modelo 5c).

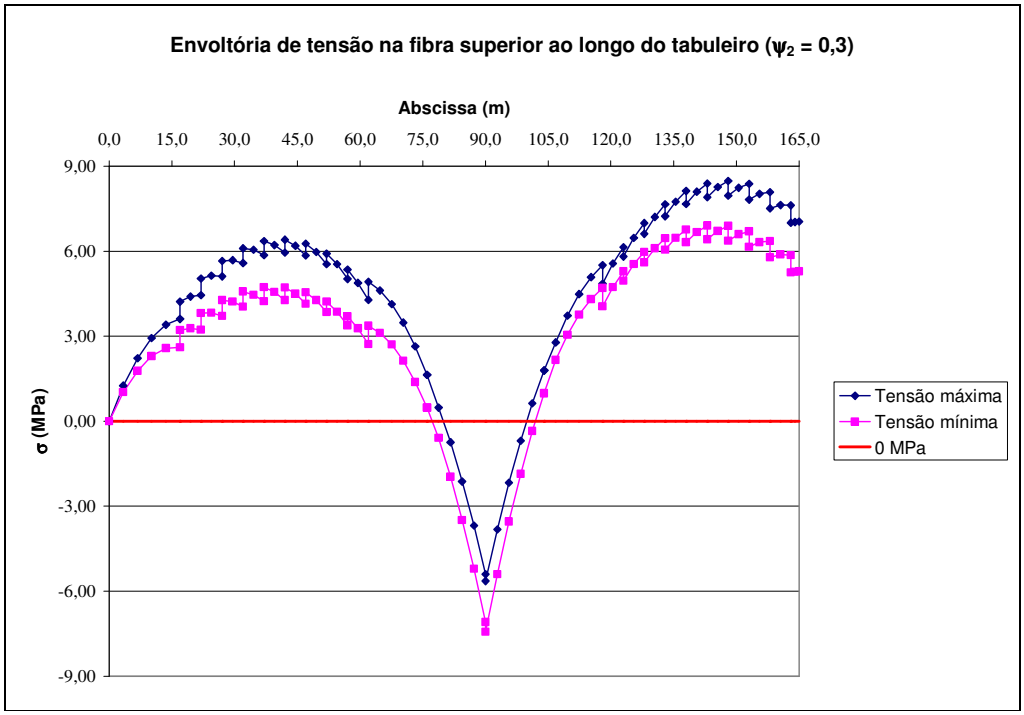


Figura 4.42 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo 5c).

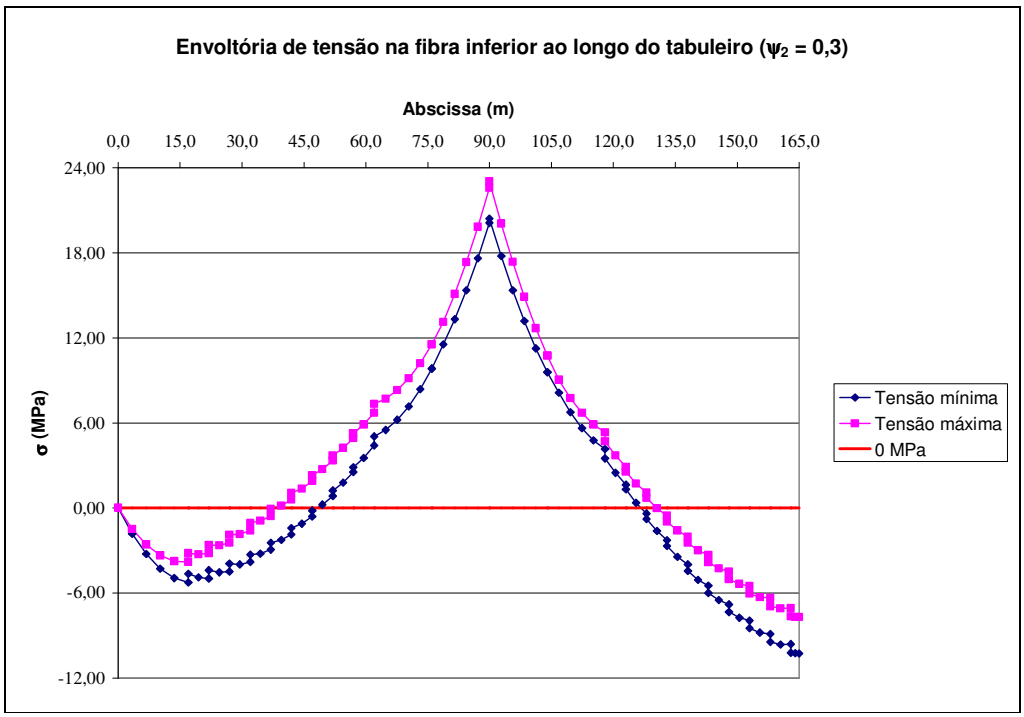


Figura 4.43 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações (modelo 5c).

Ao analisar as tensões no tabuleiro, nota-se que os cabos devem ter comprimentos maiores em relação ao modelo básico, pelo menos, naqueles referentes à C_1 e C_2. Esse aumento no comprimento dos cabos inferiores tem o efeito desfavorável de aumentar os momentos hiperestáticos positivos, o que resulta em acréscimo da área de aço necessária.

Uma possibilidade para reduzir esse efeito negativo é utilizar cabos com diferentes comprimentos, o que foi realizado no cálculo da protensão deste modelo. A figura 4.44 apresenta o traçado dos cabos considerados.

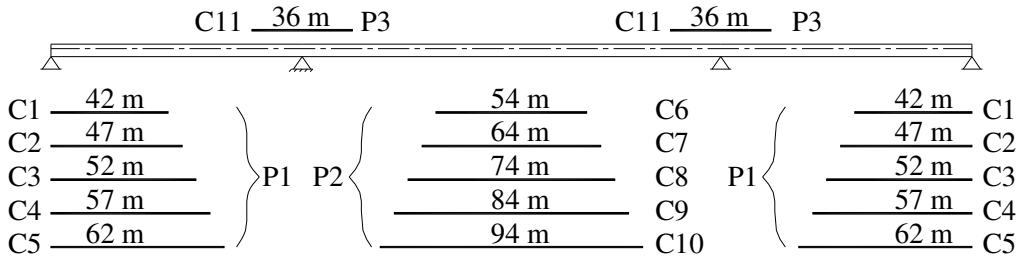


Figura 4.44 - Posição e comprimento da protensão interna adotada no tabuleiro para o modelo 5c.

Calculando a protensão interna, de forma semelhante ao modelo básico, chegamos as seguintes protensões:

$$\begin{cases} P_1 = 3 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 4050\ kN\ (3 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm}) \\ P_2 = 7 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 9450\ kN\ (7 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm}) \\ P_3 = 26 \cdot 12 \cdot 112{,}5 = 35100\ kN\ (26 \text{ cabos de } 12\phi 12{,}5\text{mm}) \end{cases}$$

Ressalta-se que P_1 e P_2 são as protensões do grupo de cabos C_1 a C_5 e C_6 a C_{10}, respectivamente. Existindo assim, seções do vão lateral que possuem 15 cabos e do vão central com 35 cabos.

As envoltórias de tensões, considerando os efeitos da protensão interna, são mostradas nas figuras 4.45 a 4.48.

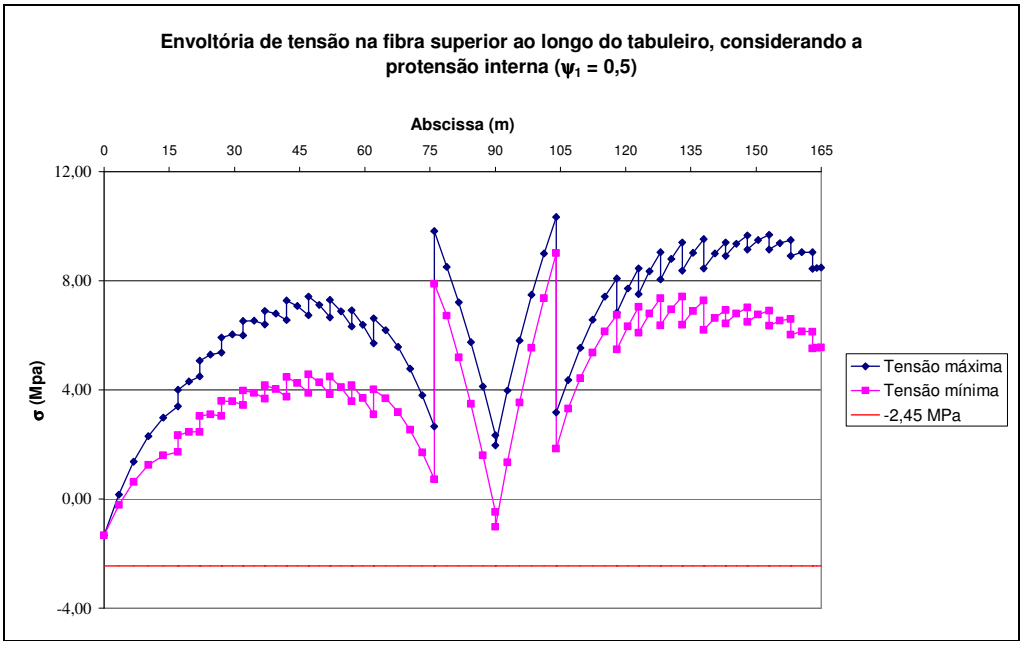


Figura 4.45 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c).

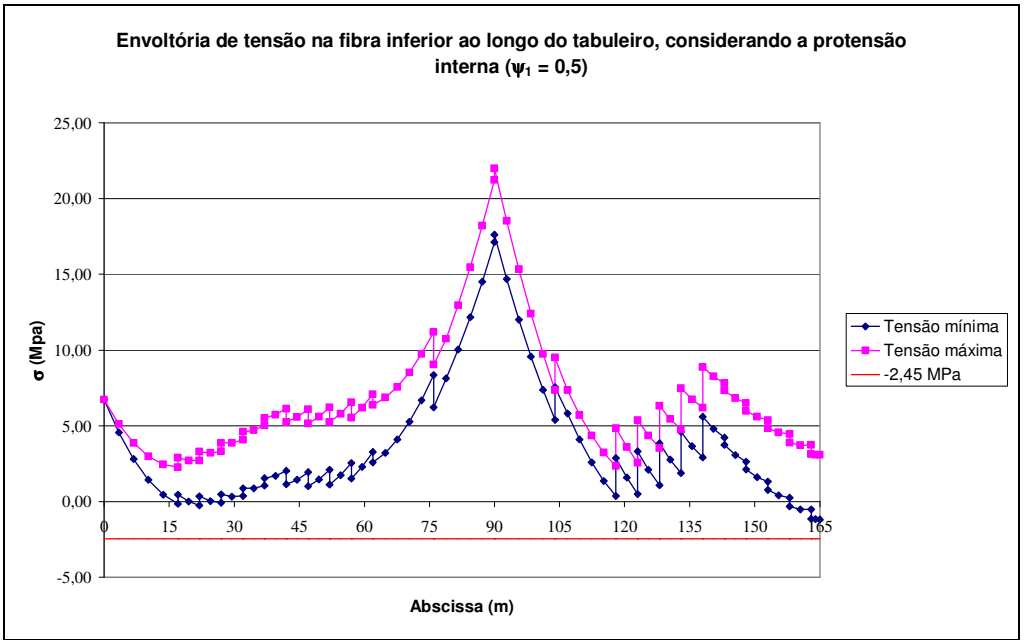


Figura 4.46 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação freqüente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c).

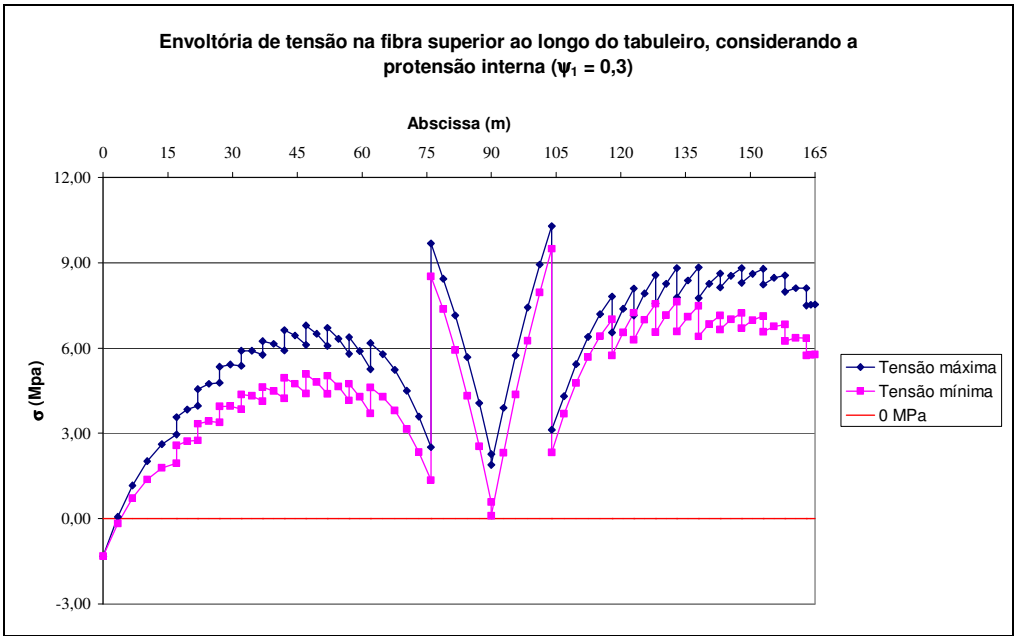


Figura 4.47 - Envoltória de tensão na fibra superior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c).

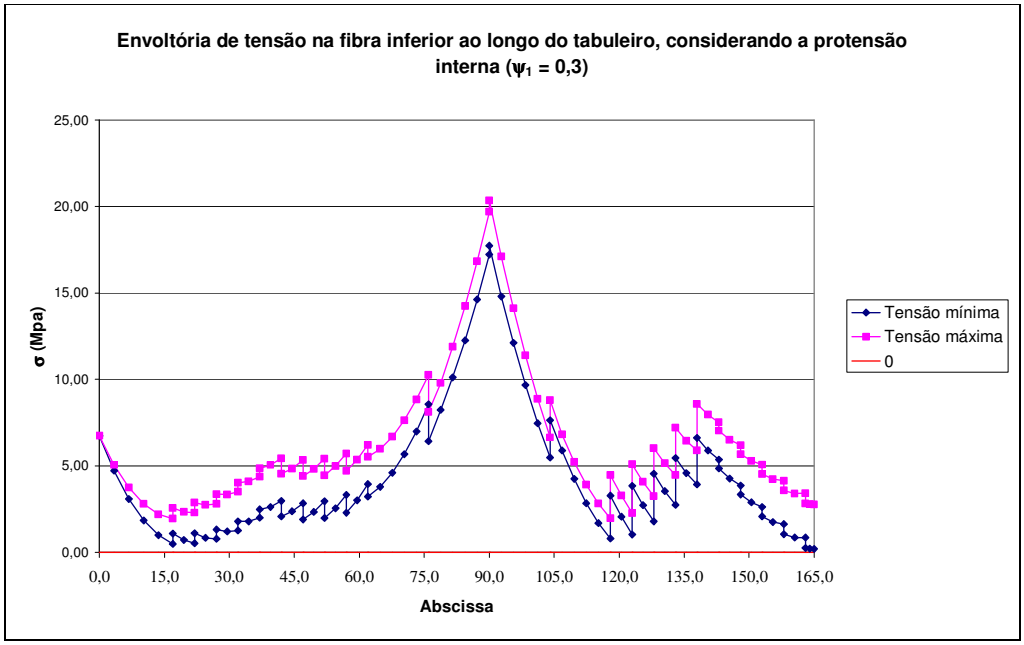


Figura 4.48 - Envoltória de tensão na fibra inferior ao longo do tabuleiro para a combinação quase permanente das ações, considerando a protensão interna (modelo 5c).

Analisando as tensões em serviço, percebe-se que a única região onde a protensão limitada não se verifica é na região do apoio, que conforme já foi discutido, é simples de se corrigir.

O momento hiperestático de protensão é apresentado na figura 4.49.

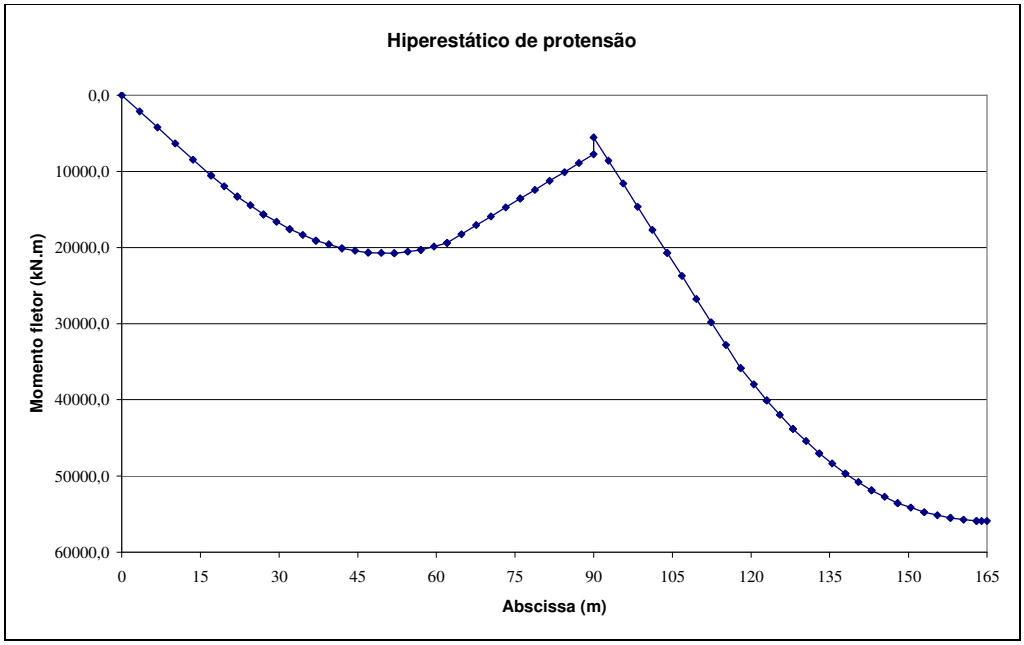


Figura 4.49 – Momento hiprestático de protensão (modelo 5c).

O diagrama de momento fletor e a sua envoltória, com a consideração do hiperestático de protensão, estão indicados na figura 4.50.

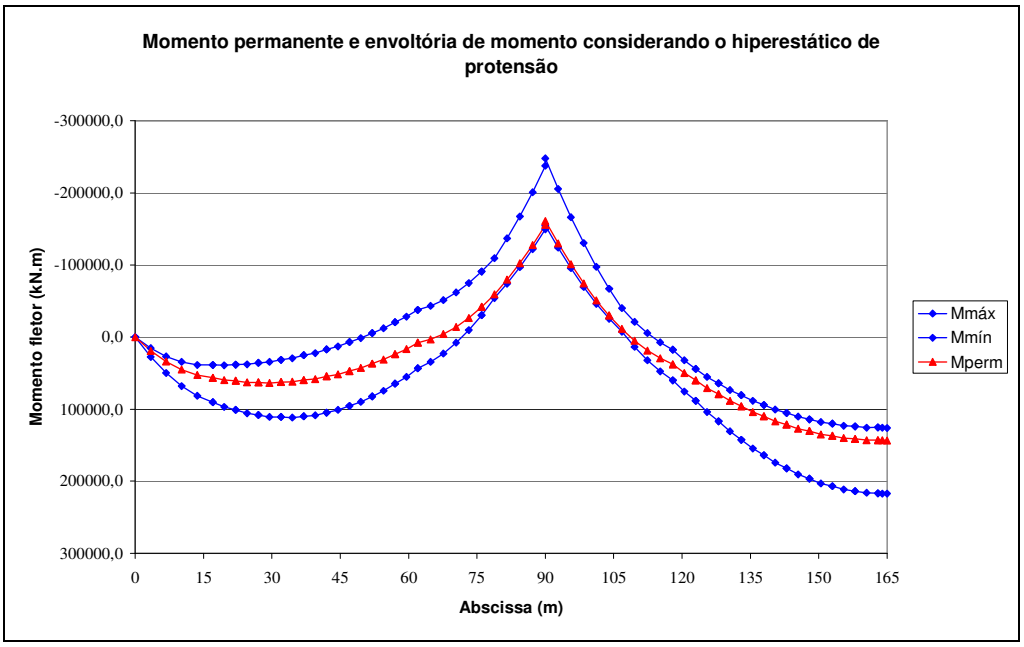


Figura 4.50 - Diagrama de momento fletor no tabuleiro devido ao carregamento permanente e envoltória de momento fletor considerando o hiperestático de protensão (modelo 5c).

A área de aço extradorsal ao considerar o efeito da protensão interna diminui em 6,3% e o seu peso em 6,1% (tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Área de aço extradorsal considerando a protensão interna (modelo 5c).

Grupo	Cabos	Modelo 5c		Modelo 5c com protensão interna	
		A_p (cm²)	Peso (Ton)	A_p (cm²)	Peso (Ton)
1	1 a 4	69,38	16,87	64,23	15,62
2	5 a 8	34,08	9,55	31,57	8,85
3	9 a 12	38,32	12,19	35,49	11,28
4	13 a 16	42,09	14,99	39,25	13,98
5	17 a 20	45,70	18,02	42,71	16,84
6	21 a 24	49,10	21,25	46,03	19,92
7	25 a 28	52,38	24,70	49,25	23,22
8	29 a 32	55,43	28,29	52,27	26,67
9	33 a 36	58,31	32,02	55,24	30,34
10	37 a 40	61,09	35,93	58,04	34,13

Em relação ao modelo sem a protensão interna, a flecha no tabuleiro é reduzida em 37%, passando de 33,5 cm para 21,2 cm.

A tabela 4.14 mostra a comparação entre o peso de aço protendido dos modelos 5a e 5c. Percebe-se que, embora o modelo 5c necessite de mais cabos internos, a área de aço de protensão total é menor neste.

Tabela 4.14 – Peso de aço de protensão (modelo 5a e 5c).

Modelo	Extradorso		Interno		Total	
	Ton	%	Ton	%	Ton	%
5a	1004,9	-	17,5	-	1022,4	-
5c	855,2	85,1	43,5	248,5	898,7	87,9

4.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS CABOS NO EXTRADORSO DO MODELO BÁSICO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Ainda que no estado limite último, a estrutura de concreto se apresente fissurada e com nível de tensões elevado, não permitindo assim, assumir o diagrama

de tensão x deformação linear, os esforços aqui calculados consideram uma análise elástica e linear. Portanto, assume-se que os elementos de concreto tenham capacidade de rotação plástica suficiente para que ocorra a redistribuição dos esforços, tornando-os, no ELU, próximos aos da análise efetuada.

Para a combinação última, os seguintes coeficientes de majoração das ações foram considerados: γ_{p1} (protensão extradorsal) igual a 1,00 e γ_{p2} (protensão interna) igual a 0,90; γ_g (ações permanentes) igual a 1,35 e γ_q (ações variáveis) igual a 1,5.

SETRA (2001) recomenda para a segurança ao estado limite último dos cabos que a tensão máxima seja menor ou igual a 75% da resistência característica do aço.

A tabela 4.15 apresenta as tensões máximas para a combinação última nos cabos extradorsais.

Tabela 4.15 – Tensão máxima nos cabos extradorsais considerando a combinação última das ações.

Cabo		$\sigma_{máx}$ (ELU)	
		(MPa)	$\%f_{ptk}$
1	4	1279	67,3
2	3	1306	68,7
5	8	1281	67,4
6	7	1301	68,4
9	12	1282	67,5
10	11	1293	68,1
13	16	1282	67,5
14	15	1285	67,6
17	20	1278	67,3
18	19	1272	66,9
21	24	1275	67,1
22	23	1255	66,1
25	28	1270	66,8
26	27	1234	64,9
29	32	1266	66,6
30	31	1212	63,8
33	36	1262	66,4
34	35	1191	62,7
37	40	1257	66,2
38	39	1172	61,7

A partir dos resultados da tabela 4.14, verifica-se a segurança ao estado limite último dos cabos, uma vez que a tensão máxima é igual a 68,7% de f_{ptk}.

Essa folga de resistência no estado limite último permite que se utilize uma maior tensão admissível dos cabos em serviço. Isto se justifica, pois as recomendações, indicadas no capítulo 2, da máxima flutuação de tensão nos cabos externos são associadas a tensão máxima de ensaio de 65% de f_{ptk}. Por tanto, desde que seja satisfeita a segurança ao estado limite último, a tensão máxima, para a combinação rara das ações, pode ser o recomendado em ensaios.

4.10. MODELOS 5a e 5c COMPARADOS À VIGA CONTÍNUA

Neste item é conduzida uma análise comparativa dos modelos 5a e 5c em relação à uma viga contínua de três vãos com as mesmas características destes modelos, exceto pela ausência de torres e cabos no extradorso.

Esse estudo comparativo tem o intuito de ilustrar a melhoria no comportamento global da estrutura através da redução dos momentos fletores e o controle dos deslocamentos verticais do tabuleiro.

Tabela 4.16 – Alguns esforços solicitantes e flechas imediatas.

Modelo	Apoio int.			Meio do vão central			*a*	*a*
	M_{perm}	M_q^-	$M_{mín}$	M_{perm}	M_q^+	$M_{máx}$	g	g + q
	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	cm	cm
5a	-88713	-82792	-171505	21721	72016	93737	4,6	20,4
5c	-166858	-86576	-253434	87405	73928	161333	17,2	33,5
Viga	-592990	-105564	-698554	439982	88412	528394	87,3	107,1

A partir dos dados da tabela 4.16 podemos retirar as seguintes conclusões:

- Os momentos máximos (figura 4.51), em módulo, são reduzidos substancialmente, tanto para compensação total das cargas permanentes, quanto para 80% da mesma, sendo que na primeira a redução é de 75% e a segunda é de 64%;
- Embora a protensão do modelo básico tenha sido realizada com o intuito de compensar as cargas permanentes em uma eventual construção por balanços sucessivos, percebe-se que a compensação da flecha devido a tais cargas é quase total, ou seja, 95%;

- A compensação da flecha em virtude das cargas permanentes do modelo 5c é da mesma ordem da redução da protensão (80%) e a redução da flecha (incluindo o carregamento variável) é de 80% e 69% para os modelos 5a e 5c, respectivamente.

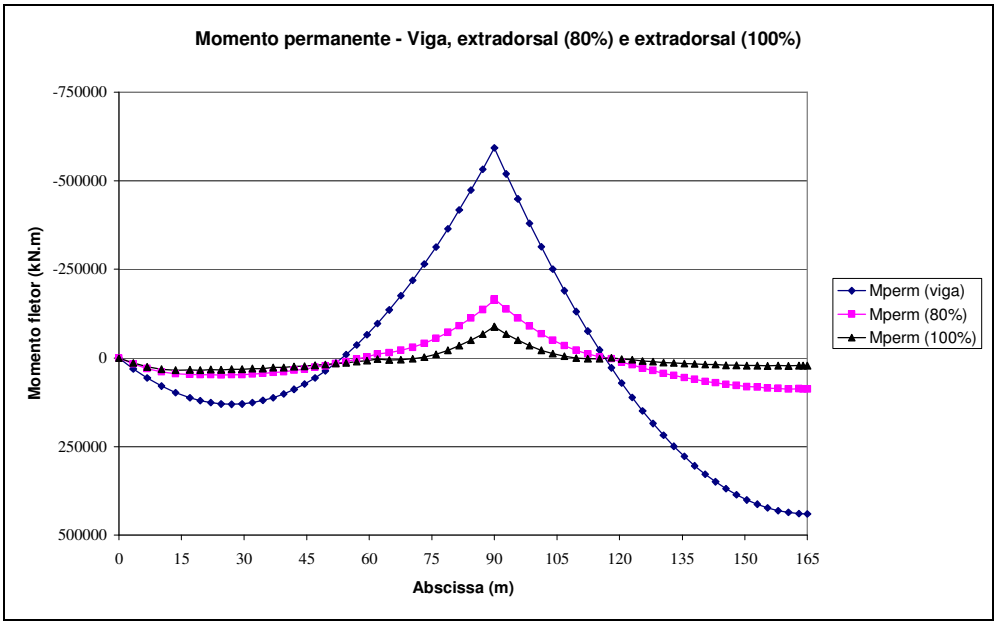


Figura 4.51 – Diagramas de momento fletor devido à carga permanente para os modelos 5a, 5c e para a viga contínua de três vãos.

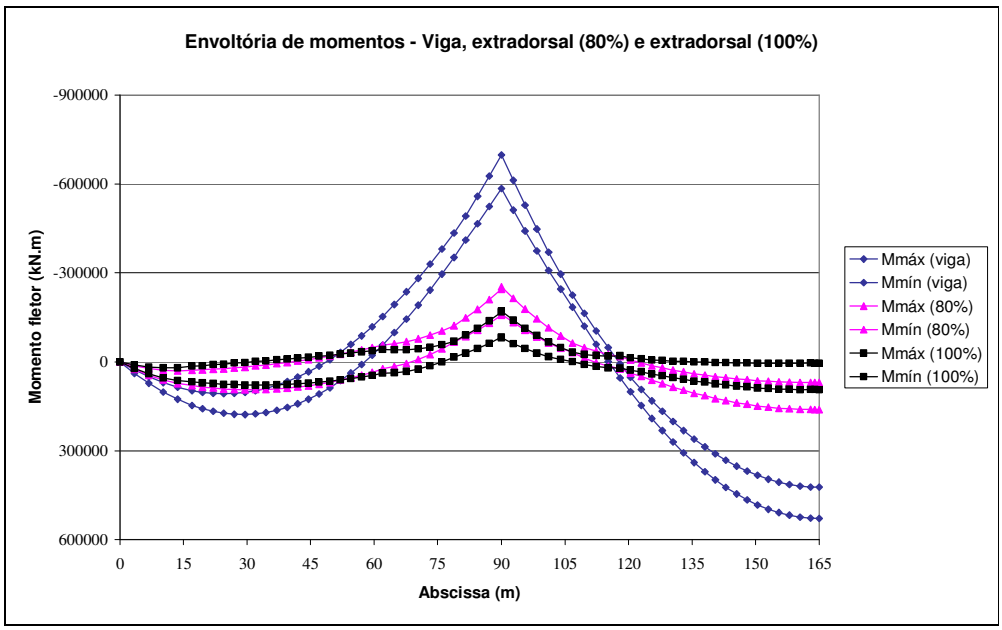


Figura 4.52 - Envoltórias de momento fletor para os modelos 5a, 5c e para a viga contínua de três vãos.

Ao analisar os momentos máximos e mínimos provocados, apenas, pelas cargas variáveis (figura 4.53), podemos perceber que os diagramas são bastante próximos, o que indica que o comportamento estrutural das pontes com protensão no extradorso, frente às cargas variáveis, se assemelha bastante com o das pontes em viga.

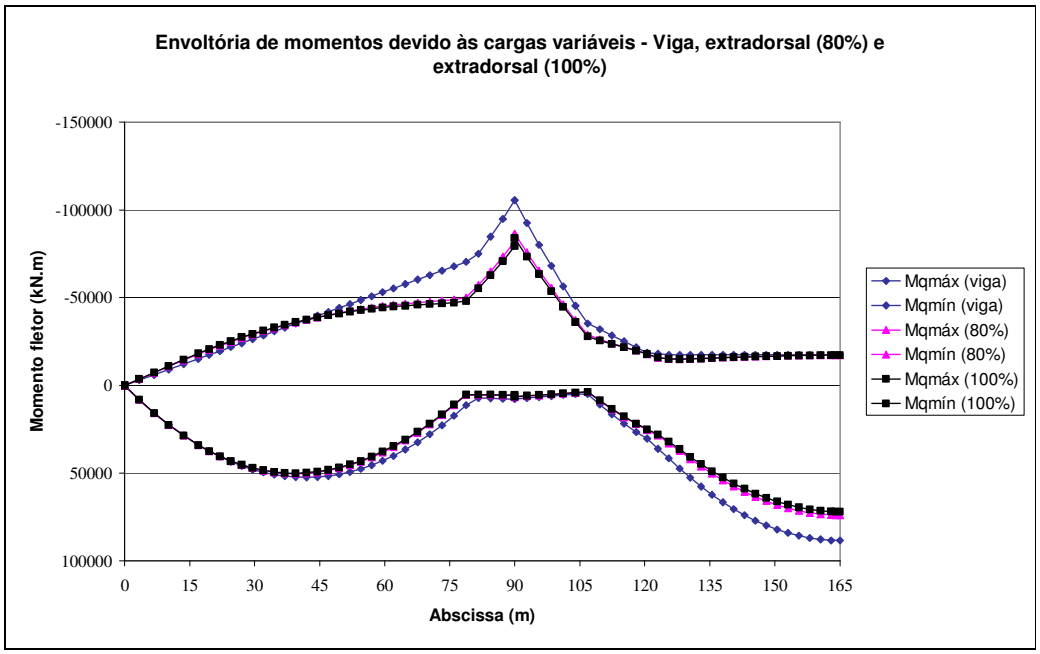


Figura 4.53 - Envoltórias de momento fletor provocados, apenas, pelas cargas variáveis (modelos 5a, 5c e de viga contínua de três vãos).

Esse comportamento frente às cargas variáveis se deve a dois fatos: a grande rigidez da viga e a inexistência de um cabo que controle os deslocamentos horizontais do topo da torre, o que torna a suspensão de tais cargas pouco eficiente.

O sistema de cabos no extradorso reduz os momentos máximos (devido às cargas móveis), em módulo, no apoio intermediário e no vão central. O primeiro é reduzido em 20% para o modelo 5a e 18% para o modelo 5c. No caso do vão central, a redução é de 18% e 16% para 100% e 80% da compensação de cargas permanentes, respectivamente.

4.11. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DA PROTENSÃO INTERNA E EXTRADORSAL CONDICIONADA AO MÉTODO CONSTRUTIVO

O método construtivo que melhor se adapta às obras com protensão no extradorso, assim como às estaiadas, é o dos balanços sucessivos e, por isso mesmo, é o que foi utilizado na grande maioria das obras construídas.

O emprego de escoramento geral, além de elevar o custo da construção, cria um problema um tanto delicado de ser resolvido: quantificar os esforços na estrutura, à medida em que os tirantes são protendidos.

Por outro lado, como a análise com a consideração das etapas construtivas de todos os modelos realizados neste trabalho seria bastante trabalhosa, uma vez que tornaria necessária a avaliação da adaptação por fluência, optou-se por realizar uma análise na etapa final da construção, inclusive com as cargas permanentes aplicadas na estrutura em sua fase final.

Inicialmente, para o cálculo da protensão dos cabos no extradorso, buscou-se um critério semelhante ao normalmente aplicado nas pontes estaiadas. Este se baseia em compensar a totalidade das cargas permanentes de tal forma que após a conclusão da estrutura, os pontos de inserção dos estais no tabuleiro estariam com deslocamento vertical nulo.

No entanto, para cabos múltiplos e com espaçamento pequeno, tal critério gera a necessidade de alguns tirantes estarem sujeitos a esforços de compressão. Com isso, estabeleceu-se que a protensão no extradorso seria determinada de forma que ao construir a obra pelo método dos balanços sucessivos, a ponta do balanço estaria com deformação vertical nula e não, necessariamente, os pontos de inserção dos cabos, após a finalização da estrutura.

Embora esse critério seja bom para uma análise comparativa, para a aplicação em projeto é preciso fazer algumas adaptações, em razão de alguns condicionantes gerados pelo método construtivo.

Um condicionante é que ao construir o tabuleiro sem auxílio de escoramento, há a necessidade de protender internamente a viga longitudinal, pelo menos, até que

o primeiro cabo no extradorso seja instalado. Logo, o critério de determinação da protensão extradorsal deve considerar o efeito de tal ação.

De forma a exemplificar o efeito da protensão interna no cálculo da extradorsal, será analisado um caso simples. Será considerado que, para o modelo básico, os primeiros 23 m em balanço tenham cablagem negativa com excentricidade constante (figura 4.54) e a protensão seja definida de forma que, para o peso próprio da viga longitudinal, a fibra superior da seção sobre o apoio respeite o estado limite de descompressão.

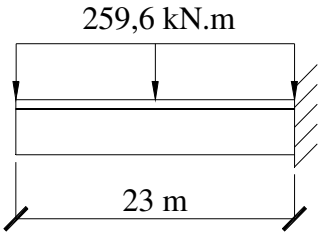


Figura 4.54 – Modelo estrutural simplificado para o cálculo da protensão interna, assumindo a construção pelo método dos balanços sucessivos.

O ELS-D é obedecido se:

$$P\left(e+\frac{W_s}{A}\right)=M_g$$

Logo

$$P=\frac{68664{,}2}{1{,}68+1{,}50}=21593\,kN$$

Nota-se que a protensão aqui calculada é bem maior que a do modelo básico e é menor que a do modelo 5c.

Assumindo que a protensão útil é igual a 105 kN (25% de perdas), a quantidade de cordoalhas de 12,5mm é igual a:

$$n_1=\frac{21593}{105}\cong 206\,\text{cordoalhas}\Rightarrow 11\,\text{cabos de}\,19\phi 12{,}5\text{mm}$$

A protensão efetiva é igual a:

$$P = 11 \cdot 19 \cdot 105 = 21945\, kN$$

A tabela 4.17 mostra a protensão de cada cabo no extradorso levando em conta o efeito desta protensão interna no critério de protensão adotado.

Tabela 4.17 – Protensão extradorsal, considerando a interna no apoio intermediário, em função da construção por balanços sucessivos.

Posição	L_H	L_V	senα	Modelo 5a		Mod. 5a com protensão interna		
				R_i	P	R_i	P	P_{5a}/P
	M	m		kN	kN	kN	kN	%
1	28	13,23	0,427	3653,10	8551,03	1741,03	4075,33	47,7
2	33	13,63	0,382	1613,35	4226,20	1572,27	4118,59	97,5
3	38	14,03	0,346	1660,78	4794,98	1639,99	4734,96	98,7
4	43	14,43	0,318	1690,62	5313,98	1679,10	5277,78	99,3
5	48	14,83	0,295	1711,51	5798,00	1704,68	5774,84	99,6
6	53	15,23	0,276	1727,21	6253,90	1722,93	6238,39	99,8
7	58	15,63	0,260	1739,58	6685,55	1736,78	6674,78	99,8
8	63	16,03	0,247	1749,66	7095,50	1747,75	7087,75	99,9
9	68	16,43	0,235	1758,07	7485,64	1756,74	7479,96	99,9
10	73	16,83	0,225	1765,23	7857,52	1764,27	7853,25	99,9

No caso do modelo básico, esses cabos pré-determinados nos apoios intermediários reduzem a cablagem no vão lateral e central, uma vez que a protensão é maior do que a necessária nesta região, gerando assim, momentos hiperestáticos negativos favoráveis.

Existe, também, a possibilidade de reduzir a armadura ativa nos apoios intermediários com o emprego de escoramento no trecho inicial da construção, que se dá a partir da torre (figura 4.55). Esse escoramento pode ser reutilizado na região dos apoios extremos.

Figura 4.55 – Associação do método dos balanços sucessivos com escoramentos móveis.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. CONCLUSÕES

Diante do conteúdo exposto nos capítulos anteriores, pode-se dizer que a ponte com protensão no extradorso é uma solução com bom campo de aplicabilidade.

A quantidade de pontes já construídas ou em construção no curto período de tempo desde a primeira obra, em 1994, é apenas uma amostra do potencial desta tipologia estrutural.

Do trabalho realizado, chegou-se às conclusões expostas a seguir.

Em relação à revisão bibliográfica:

- As pontes de concreto com protensão no extradorso oferecem uma solução econômica para vãos entre 100 e 200 m;
- As pontes com protensão no extradorso, por possuir menor rigidez no sistema de cabos que na viga longitudinal (em respeito às pontes estaiadas), empregam ancoragens (dos cabos no extradorso) comuns a protensão externa convencional;
- De forma a empregar o sistema de protensão similar ao da externa convencional, é preciso que a máxima flutuação de tensão (para a combinação freqüente) não ultrapasse o limite de 50 MPa. Esse valor de resistência à fadiga é associado a tensão admissível máxima igual a 65% da resistência característica do aço de protensão (para a combinação rara).

Em relação à análise paramétrica ao variar a altura do tabuleiro e a da torre:

- Ao reduzir a altura do tabuleiro, a área de aço extradorsal necessária diminui e a flutuação de tensão dos cabos e a flecha imediata no tabuleiro aumentam;
- Quanto aos esforços máximos no tabuleiro, em módulo, ao reduzir a sua altura, o esfoço normal, os momentos nos vãos lateral e central e no apoio intermediário são reduzidos, em decorrência da redução da carga permanente e do aumento da rigidez do sistema de cabos em relação a viga longitudinal;
- De forma a manter a flutuação máxima dos cabos no extradorso dentro de um valor limite, quanto maior for a altura da torre, maior é a altura mínima do tabuleiro. No caso do limite estabelecido neste trabalho ($\Delta\sigma$ = 50 MPa) e considerando a compensação total das cargas permanentes, temos: para H igual a L/15, o limite mínimo de h é, aproximadamente, igual a L/37, para H for igual a L/10, $h_{mín}$ é, aproximadamente, igual a L/34;
- No caso da altura da torre igual a L/5, a altura mínima do tabuleiro é, aproximadamente, igual a L/27. Esse valor de h tão alto (para altura de torre comum a ponte estaiada) torna inviável a sua utilização em pontes com protensão no extradorso, pois a redução do custo devido ao uso de ancoragens mais simples não justifica o aumento considerável da altura do tabuleiro e, conseqüentemente, do volume de concreto;
- Ao aumentar a altura da torre, a área de aço extradorsal necessária e a flecha imediata no tabuleiro são reduzidas e a flutuação de tensão máxima dos cabos aumenta;
- Quanto aos esforços máximos no tabuleiro, em módulo, ao aumentar a altura da torre, o esfoço normal, os momentos nos vãos lateral e central e no apoio intermediário são reduzidos;
- Quanto maior for a altura da torre e menor a altura do tabuleiro, maior é a rigidez relativa do sistema de cabos e, portanto, o comportamento estrutural do conjunto se assemelha ao das pontes estaiadas. No caso inverso, o comportamento se assemelha ao das pontes em viga contínua;

- A flutuação de tensão máxima nos cabos e as flechas imediatas no tabuleiro sofrem maior influência ao variar a altura do tabuleiro que a da torre;
- A quantidade de área extradorsal necessária (e a protensão média) não se modifica substancialmente ao variar a altura do tabuleiro, no entanto, é altamente dependente da altura da torre.

Em relação à análise paramétrica ao modificar a tensão admissível do aço extradorsal:

- Ao reduzir a tensão admissível (para a combinação rara) nos cabos de 60% para 45% da resistência característica do aço, a área de aço aumenta consideravelmente, aumentando um pouco a rigidez do sistema de cabos;
- Ao reduzir o nível de tensão, assim como no ítem anterior, a flutuação de tensão máxima nos cabos e a flecha imediata diminuem. No entanto, esses parâmetros não se modificam substancialmente;
- A área de aço nos tirantes influe de forma mais significativa o comportamento estrutural das pontes estaiadas que o das pontes com protensão no extradorso;
- Quanto aos esforços solicitantes no tabuleiro, ao reduzir o nível de tensão nos cabos, podemos chegar à mesma conclusão relativa à flutuação de tensão e flecha imediata;
- Embora ao reduzir aquela tensão admissível, o comportamento à fadiga melhore, podemos dizer que essa redução não traz benefícios estruturais significativos, nem benefícios econômicos.

Em relação à análise paramétrica ao reduzir o nível de compensação de cargas permanentes, considerando a altura da torre igual a L/10:

- Ao reduzir o nível da protensão extradorsal, a área de aço é reduzida e, em compensação, os momentos máximos no tabuleiro, em módulo, aumentam consideravelmente;

- Ao reduzir o nível de compensação de cargas permanentes (de 100% para 80%), a flutuação de tensão máxima aumenta um pouco, tornando o limite mínimo para a altura do tabuleiro, igual a L/33 (para H igual a L/10);
- Embora o peso de aço de protensão interna aumente consideravelmente, com a redução da compensação das cargas permanentes de 100% para 80%, o peso total de aço de protensão (interna e extradorsal) ainda é menor neste último.

Em relação à análise paramétrica ao variar o comprimento do vão lateral, considerando a altura da torre igual a L/10 e a altura do tabuleiro igual a L/33:

- Ao variar o comprimento do vão lateral, a área de aço extradorsal praticamente não se altera;
- A flutuação de tensão máxima nos cabos extradorsais é reduzida ao diminuir o comprimento do vão lateral, contudo, essa variação não é tão significativa;
- Para vãos muito curtos, menor ou igual a, aproximadamente, 52%L, as reações nos apoios extremos são de tração;
- Ao analisar o modelo 5d, que possui cabos de ancoragem, percebe-se que estes não têm a mesma função que os estais de ancoragem. Isso ocorre devido à grande rigidez do tabuleiro das pontes com protensão no extradorso em relação ao das pontes estaiadas.

Em relação à análise do modelo que possui altura variável no tabuleiro, com valores iguais a L/30, no região da torre, L/45, no trecho central:

- As recomendações de CHO (2000) para as pontes com tabuleiro variável não se mostram adequadas para as pontes com protensão no extradorso, uma vez que a flutuação de tensão máxima ultrapassa o limite estabelecido neste trabalho e recomendado pelo SETRA (2001).

Em relação à análise da protensão interna, considerando a altura da torre igual a L/10, a altura do tabuleiro igual a L/33, além de dois níveis de compensação de cargas permanentes:

- A análise das tensões nas fibras extremas da viga longitudinal mostra a necessidade de protender internamente três regiões, um trecho do vão lateral, um trecho próximo ao apoio intermediário e um trecho do vão central;
- A protensão interna reduz a área de aço extradorsal necessária, pois tende a levantar o tabuleiro e, conseqüentemente, reduz as tensões dos cabos no extradorso.

Em relação à comparação das pontes com protensão no extradorso com dois níveis de compensação de cargas permanentes com uma viga contínua de três vãos:

- Embora a compensação das cargas permanentes tenha sido realizada considerando a ponte construída através de balanços sucessivos, a análise realizada para a obra em sua etapa final mostra que a redução da flecha imediata devido às cargas permanentes é quase total;
- Ao analisar os momentos fletores destes três modelos, em virtude apenas das cargas variáveis, nota-se que, o comportamento da ponte com protensão no extradorso é muito próximo de uma viga contínua;
- A grande vantagem desta ponte em relação àquela com protensão tradiconal é a maior eficiência na compensação das cargas permanentes, melhorando assim o seu comportamento em serviço e, consequentemente, permitindo a redução da altura da seção transversal.

5.2. SUGESTÕES PARA CRITÉRIOS DE PROJETO

A partir do trabalho realizado, chega-se às seguintes recomendações para o projeto de uma ponte com protensão no extradorso:

- Utilização do sistema de protensão externa com ancoragens que permitam a substituição ou ajuste na tensão dos cabos, tomando o cuidado de empregar sistemas de proteção contra corrosão adequados;
- Utilizar a flutuação de tensão máxima igual a 50 MPa para a combinação freqüente das ações, desde que a tensão máxima dos cabos no extradorso não ultrapasse a 65% da resistência característica do aço;
- A altura da torre igual a L/10, associada à altura do tabuleiro igual a, aproximadamente, L/33. Caso seja adotada altura de torre com valor diferente, deve-se analisar a altura mínima do tabuleiro associada à mesma;
- Adotar o comprimento do vão lateral entre 60% e 65% do comprimento do vão central;
- Ao utilizar o método dos balanços sucessivos é preciso analisar com cuidado o grau de compensação das cargas permanentes, de forma a garantir os estados limites durante a construção.

5.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O conceito de protensão extradorsal é relativamente novo e como toda nova idéia, o conhecimento acerca de seu comportamento estrutural se constrói de forma gradual. Obviamente, o conteúdo deste trabalho não abrangeu a totalidade do estudo sobre as pontes com protensão no extradorso, havendo ainda muitos aspectos a serem examinados. Algumas sugestões são apresentadas:

- Analisar parametricamente as pontes com protensão no extradorso com altura de tabuleiro variável;
- Estudar os efeitos de diferentes critérios de protensão;
- Analisar a distância ótima entre a torre e o primeiro cabo extradorsal;
- Aprofudar-se no estudo dos efeitos de fadiga dos cabos pós-tracionados, analisando-os experimentalmente, com o intuito de gerar um diagrama de

Goodman para os cabos externos com ancoragem que permita a substituição e reprotensão dos cabos;

- Estudar os efeitos devido à retração e à fluência do concreto, de forma a analisar de forma mais realista o comportamento estrutural das pontes com protensão no extradorso ao longo do tempo;
- Estudar o comportamento estrutural da ponte, considerando as etapas de construção, principalmente pelo método dos balanços sucessivos;
- Estudar o efeito da temperatura, principalmente no que diz respeito a sua influência na flutuação de tensão dos cabos extradorsais;
- Analisar o comportamento dinâmico das pontes com protensão no extradorso frente ao tráfego e ao vento. Esse estudo teria a finalidade de quantificar de forma mais realista o limite de fadiga para os cabos extradorsais;
- Fazer um estudo quantitativo e comparativo para diversos vãos das quantidades de materiais que seriam necessários para a construção de três tipos de pontes, as com protensão externa e extradorsal e as estaiadas;
- Realizar um estudo paramétrico das pontes suportadas com cabos externos inferiores, comparando-os com as pontes protendidas no extradorso, analisando as diferenças e verificando se existe, de fato, alguma razão para considerá-las como tipologias estruturais diferentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR7188 – Carga móvel em pontes rodoviárias e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro.

CAZET, P. (1990). Le viaduc métallique sur l'Oberargen (RFA). *Travaux*, , v.655, p.9-14. Juil.

CHO, G. C. (2000). *Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradosado.* 137p. Barcelona. Tesis doctoral – Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

FÉDERATION INTERNATIONALE DU BETON – FIB (2005). *Fib bulletin 30 – Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*. Lausanne, Switzerland.

FÉDERATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE – FIP (1993). *Recommendations for the acceptance of post-tensioning systems*. London.

GIMSING, N. J. (1983). Cable-supported bridges. Chichester: John Wiley, 400p.

ISHII et al. (2005). Pontes extradorso. *Congresso de pontes e estruturas da ABPE*. Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. (1982). *Bridges.* Stuttgart, Deutsche Verlags.

LEONHARDT, F. (1983). *Construções de concreto: concreto protendido.* Rio de Janeiro, Interciência, v.5.

MANTEROLA, J. (1997). El estado del arte del pretensado. Conferencia pronunciada en la sesión de apertura de la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP. *Hormigón y Acero,* Madrid, 2° trimestre, p.9-28.

MATHIVAT, J. (1980). *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos.* Barcelona, Editores Técnicos Asociados, S. A. 401p.

MATHIVAT, J. (1988). Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP notes, 1988/2, p. 15-21. *Federation International de la Précontrainte*, London.

MENN, C. (1990). *Prestressed concrete bridges*. Berlim, Birkhäuser Verlag.

OGAWA, A.; MATSUDA, T. (1998). The Tsukuhara extradosed bridge near Kobe. *Structural Engineering International,* v.8, n.3, p.72-73.

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

POST-TENSIONING INSTITUTE – PTI (2000). *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Phoenix, Arizona.

REIS, A.; PEREIRA, A. (1994). Socorridos Bridge: a cable-panel stayed concept. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, France. *Proceedings*. Association Française Pour la Construcion. v.1. p.351-360.

RYALS, K. et al. (1993) Fretting fatigue of external tendons in segmental bridge deviator. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON BEHAVIOR OF EXTERNAL PRESTRESSING IN STRUCTURES, St. Rémy-lès-Chevreuse, France. *Proceedings.* Association Française Pour la Construcion. p.131-140.

SERVICE D'ÉTUDE TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES – SETRA (2001). *Haubans – Recommandations de la commission interministérielle de la précontraine*. Bagneux, France.

TORNERI, P. (2002). *Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas.* São Paulo. 272p. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

VIRLOGEUX, M. (1994). Fatigue in cable-stayed bridges. *XII Congress de la FIP,* Washington. P.181-217.

VIRLOGEUX, M. (1999). Recent evolution of cable-stayed bridges. *Engineering Structures,* Oxford, v.21, n.8, p.737-755, Aug.

VIRLOGEUX, M. (2001). Bridges with multiple cable-stayed spans. *Structural Engineering International,* v.11, n.1, p.61-82, Feb.

VIRLOGEUX, M. et al. (1994). A prestressed concrete slab suspended from below: the Truc de la Fare bridge. *XII Congress de la FIP,* Washington. P.403-417.

WALTHER, R. et al. (1999). *Cable stayed bridges.* 2.ed. London, Thomas Telford Ltd. 225p.

WITTFOHT, H. (1984). *Building bridges: history, technology, construction*. Düsseldorf: Beton-Verlag, 327p.

WOLLMANN, P. et al. (1996). Fretting fatigue in post-tensioned concrete beams. *ACI Structural Journal*, v.93, n.2, p.172-179. March-April.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

FIGI, H. et al. (1997). Sunninberg bridge, Klosters, Switzaerland. *Structural Engineering International,* v.7, n.1, p.6-8, Feb.

GRISON, A; TONELLO, J. (1997). A 43 – Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne (Savoie). Un parti original: la précontrainte extradossée. *Travaux*, n.733, p.16-19. Juil-août.

HONIGMANN, C.; BILLNGTON, D. P. (2003). Conceptual design for the Sunninberg bridge. *Journal of Bridge Engineering*, v.8, n.3, p.122-130. may-jun.

IKEDA, H. et al. (2002). PC – steel composite, continuous and extradosed bridges: Kiso and Ibi River bridges. In: THE FIRST FIB CONGRESS, Osaka, Japan. Japan Prestressed Concrete Engineering Association. p.137-140.

INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES (1994), Deauville, France. Deauville, France. *Proceedings*. Association Française Pour la Construcion. v.1.

KIMISHIMA, M.; MAEDA, H.; YAMAZAKI, K. (2002). Extradosed prestressed concrete bridge in the Philippines: Second Mandaue-Mactan bridge. In: THE FIRST FIB CONGRESS, Osaka, Japan. Japan Prestressed Concrete Engineering Association. p.145-148.

LLOMBART, J. A.; REVOLTÓS, J. (2004). Punte extradosado sobre el río Deba (autopista Vitoria-Gasteiz-Eibar). Hormigón y Acero, Madrid, 1° trimestre. p.5-19.

OSHIMA, H. et al. (2002). 3-span hybrid extra-dosed bridge: Japan Palau friendship bridge. In: THE FIRST FIB CONGRESS, Osaka, Japan. Japan Prestressed Concrete Engineering Association. p.141-144.

SASAKI, H.; IKEDA, T.; ICHINOMIYA, T. (2002). Prestressed concrete extradosed bridge: Shikari-Ohashi bridge. In: THE FIRST FIB CONGRESS, Osaka, Japan. Japan Prestressed Concrete Engineering Association. p.149-152.

VIRLOGEUX, M. (1993). External prestressing: historical and modern applications. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON BEHAVIOR OF EXTERNAL PRESTRESSING IN STRUCTURES, St. Rémy-lès-Chevreuse, France. *Proceedings.* Association Française Pour la Construcion. p.13-41.

ANEXO I: PROTENSÃO, ÁREA, PESO E TENSÕES DOS CABOS NO EXTRADORSO DOS 21 MODELOS ANALISADOS

Este anexo tem por objetivo apresentar de forma mais detalhada a protensão, a área, o peso e as tensões máximas e mínimas (além da flutuação de tensão) dos cabos no extradorso. Os resultados são exibidos nas tabelas a seguir.

Tabela I.1 – Resultados do modelo 1.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	11906,91	115,38	2,627	1131	1033	49
2	3				1139	1029	55
5	8	5737,21	55,22	1,472	1135	1036	50
6	7				1140	1033	54
9	12	6452,14	61,68	1,884	1136	1038	49
10	11				1139	1036	52
13	16	7074,30	67,18	2,315	1139	1042	49
14	15				1139	1042	49
17	20	7630,38	72,12	2,767	1140	1044	48
18	19				1137	1046	46
21	24	8134,49	76,81	3,248	1139	1036	52
22	23				1129	1044	43
25	28	8595,46	81,40	3,760	1140	1024	58
26	27				1118	1041	39
29	32	9019,50	85,57	4,289	1140	1011	65
30	31				1108	1038	35
33	36	9411,34	89,38	4,830	1140	999	71
34	35				1097	1035	31
37	40	9774,76	93,00	5,392	1140	988	76
38	39				1091	1028	32

Tabela I.2 – Resultados do modelo 2.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	12954,28	117,02	2,681	1136	1087	25
2	3				1140	1085	28
5	8	6376,72	57,40	1,537	1139	1089	25
6	7				1141	1088	27
9	12	7183,49	64,54	1,979	1139	1089	25
10	11				1139	1089	25
13	16	7892,27	70,72	2,444	1139	1090	25
14	15				1138	1090	24
17	20	8530,79	76,24	2,932	1140	1092	24
18	19				1138	1093	23
21	24	9113,58	81,44	3,451	1141	1088	27
22	23				1134	1093	21
25	28	9649,70	86,39	3,999	1141	1082	30
26	27				1128	1091	19
29	32	10145,53	90,99	4,568	1140	1077	32
30	31				1123	1089	17
33	36	10605,96	95,21	5,153	1140	1071	35
34	35				1117	1087	15
37	40	11034,90	99,15	5,756	1141	1068	37
38	39				1115	1086	15

Tabela I.3 – Resultados do modelo 3.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	13912,70	122,36	2,821	1136	1108	14
2	3				1139	1107	16
5	8	6934,56	60,88	1,638	1138	1109	15
6	7				1139	1108	16
9	12	7823,41	68,63	2,112	1139	1110	15
10	11				1139	1110	15
13	16	8610,19	75,53	2,618	1138	1110	14
14	15				1137	1110	14
17	20	9323,54	81,79	3,154	1138	1109	15
18	19				1136	1110	13
21	24	9978,28	87,53	3,717	1138	1108	15
22	23				1134	1110	12
25	28	10583,62	92,84	4,306	1139	1106	17
26	27				1132	1111	11
29	32	11146,01	97,77	4,917	1140	1105	18
30	31				1130	1111	10
33	36	11670,41	102,55	5,560	1140	1101	20
34	35				1127	1110	9
37	40	12160,83	106,86	6,212	1141	1100	21
38	39				1126	1100	13

Tabela I.4 – Resultados do modelo 4a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	7592,00	78,11	1,882	1130	1006	62
2	3				1140	996	72
5	8	3684,05	37,63	1,048	1132	1006	63
6	7				1139	998	71
9	12	4183,69	42,30	1,338	1135	1009	63
10	11				1139	1004	68
13	16	4637,54	46,38	1,644	1138	1013	63
14	15				1140	1011	65
17	20	5059,19	50,04	1,966	1139	1016	62
18	19				1138	1018	60
21	24	5455,04	53,59	2,312	1140	1016	62
22	23				1134	1022	56
25	28	5828,74	57,43	2,700	1139	997	71
26	27				1119	1018	51
29	32	6182,70	60,91	3,101	1140	981	80
30	31				1107	1015	46
33	36	6518,73	64,22	3,519	1141	966	88
34	35				1094	1014	40
37	40	6838,31	67,37	3,954	1141	951	95
38	39				1087	1007	40

Tabela I.5 – Resultados do modelo 4b

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	7592,00	107,38	2,588	847	742	53
2	3				856	730	63
5	8	3684,05	51,67	1,438	848	740	54
6	7				855	731	62
9	12	4183,69	57,87	1,830	851	742	55
10	11				855	736	60
13	16	4637,54	63,27	2,243	853	745	54
14	15				856	742	57
17	20	5059,19	68,18	2,679	855	748	54
18	19				855	748	54
21	24	5455,04	72,73	3,139	855	750	53
22	23				852	753	50
25	28	5828,74	77,82	3,659	854	733	61
26	27				840	749	46
29	32	6182,70	82,66	4,208	855	717	69
30	31				829	747	41
33	36	6518,73	87,27	4,782	855	700	78
34	35				816	743	37
37	40	6838,31	91,79	5,388	854	684	85
38	39				807	735	36

Tabela I.6 – Resultados do modelo 5a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	80,37	1,954	1134	1070	32
2	3				1141	1066	38
5	8	4226,20	39,57	1,109	1136	1070	33
6	7				1141	1068	37
9	12	4794,98	44,65	1,420	1139	1073	33
10	11				1141	1071	35
13	16	5313,98	49,25	1,754	1139	1074	33
14	15				1139	1073	33
17	20	5798,00	53,54	2,111	1139	1075	32
18	19				1137	1076	31
21	24	6253,90	57,64	2,495	1139	1072	34
22	23				1133	1076	29
25	28	6685,55	61,62	2,906	1139	1065	37
26	27				1126	1075	26
29	32	7095,50	65,34	3,334	1141	1060	41
30	31				1122	1076	23
33	36	7485,64	68,93	3,785	1141	1053	44
34	35				1115	1075	20
37	40	7857,52	72,35	4,255	1141	1048	47
38	39				1110	1073	19

Tabela I.7 – Resultados do modelo 5b.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	109,07	2,651	848	789	30
2	3				855	785	35
5	8	4226,20	53,70	1,505	850	790	30
6	7				855	787	34
9	12	4794,98	60,54	1,925	851	791	30
10	11				854	789	33
13	16	5313,98	66,51	2,368	855	796	30
14	15				856	795	31
17	20	5798,00	72,11	2,844	855	797	29
18	19				854	797	29
21	24	6253,90	77,50	3,355	856	797	30
22	23				852	799	27
25	28	6685,55	82,84	3,906	856	790	33
26	27				846	798	24
29	32	7095,50	88,14	4,498	855	781	37
30	31				838	795	22
33	36	7485,64	93,99	5,107	855	775	40
34	35				832	794	19
37	40	7857,52	97,61	5,740	855	769	43
38	39				827	793	17

Tabela I.8 – Resultados do modelo 5c.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	69,38	1,687	1126	1058	34
2	3				1140	1063	39
5	8	4226,20	34,08	0,955	1131	1062	35
6	7				1140	1065	38
9	12	4794,98	38,32	1,219	1135	1066	35
10	11				1139	1067	36
13	16	5313,98	42,09	1,499	1139	1071	34
14	15				1139	1071	34
17	20	5798,00	45,70	1,802	1139	1072	34
18	19				1133	1070	32
21	24	6253,90	49,10	2,125	1139	1068	36
22	23				1126	1068	29
25	28	6685,55	52,38	2,470	1139	1060	40
26	27				1115	1063	26
29	32	7095,50	55,43	2,829	1139	1053	43
30	31				1105	1058	24
33	36	7485,64	58,31	3,202	1140	1048	46
34	35				1096	1055	21
37	40	7857,52	61,09	3,593	1139	1041	49
38	39				1088	1049	20

Tabela I.9 – Resultados do modelo 5d.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	80,14	1,948	1124	1066	29
2	3				1139	1070	35
5	8	4226,20	39,42	1,105	1129	1070	30
6	7				1140	1073	34
9	12	4794,98	44,48	1,414	1134	1075	30
10	11				1139	1076	32
13	16	5313,98	48,98	1,744	1138	1079	30
14	15				1139	1079	30
17	20	5798,00	53,39	2,106	1141	1077	32
18	19				1134	1079	28
21	24	6253,90	57,64	2,495	1140	1071	35
22	23				1125	1075	25
25	28	6685,55	61,67	2,908	1141	1067	37
26	27				1118	1073	23
29	32	7095,50	65,58	3,346	1140	1062	39
30	31				1109	1069	20
33	36	7485,64	69,31	3,806	1139	1058	41
34	35				1100	1066	17
37	40	7857,52	72,57	4,279	1140	1056	42
38	39				1093	1065	14

Tabela I.10 – Resultados do modelo 5e.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	80,14	1,948	1125	1066	30
2	3				1139	1070	35
5	8	4226,20	39,42	1,105	1130	1070	30
6	7				1140	1072	34
9	12	4794,98	44,48	1,414	1134	1074	30
10	11				1140	1076	32
13	16	5313,98	48,98	1,744	1138	1079	30
14	15				1139	1079	30
17	20	5798,00	53,39	2,106	1141	1077	32
18	19				1134	1079	28
21	24	6253,90	57,64	2,495	1140	1071	35
22	23				1125	1075	25
25	28	6685,55	61,67	2,908	1141	1067	37
26	27				1118	1073	23
29	32	7095,50	65,58	3,346	1141	1062	40
30	31				1109	1069	20
33	36	7485,64	69,31	3,806	1140	1057	42
34	35				1100	1066	17
37	40	7857,52	72,57	4,279	1141	1055	43
38	39				1093	1064	15

Tabela I.11 – Resultados do modelo 5f.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	80,22	1,950	1129	1067	31
2	3				1140	1068	36
5	8	4226,20	39,50	1,107	1131	1069	31
6	7				1140	1070	35
9	12	4794,98	44,56	1,417	1135	1073	31
10	11				1140	1073	34
13	16	5313,98	49,02	1,745	1140	1078	31
14	15				1141	1079	31
17	20	5798,00	53,39	2,106	1140	1078	31
18	19				1136	1078	29
21	24	6253,90	57,64	2,495	1139	1071	34
22	23				1128	1074	27
25	28	6685,55	61,67	2,908	1140	1066	37
26	27				1121	1073	24
29	32	7095,50	65,58	3,346	1139	1059	40
30	31				1112	1069	22
33	36	7485,64	69,25	3,803	1139	1053	43
34	35				1103	1066	19
37	40	7857,52	72,75	4,279	1139	1049	45
38	39				1096	1065	16

Tabela I.12 – Resultados do modelo 5g.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	8551,03	80,82	1,965	1140	1071	35
2	3				1138	1060	39
5	8	4226,20	39,79	1,115	1141	1070	36
6	7				1139	1063	38
9	12	4794,98	44,98	1,430	1140	1070	35
10	11				1139	1065	37
13	16	5313,98	49,57	1,765	1140	1071	35
14	15				1140	1070	35
17	20	5798,00	53,78	2,121	1140	1072	34
18	19				1140	1075	33
21	24	6253,90	57,64	2,495	1140	1074	33
22	23				1140	1080	30
25	28	6685,55	61,56	2,903	1140	1067	37
26	27				1137	1082	28
29	32	7095,50	65,28	3,331	1139	1058	41
30	31				1131	1082	25
33	36	7485,64	68,74	3,775	1139	1051	44
34	35				1128	1084	22
37	40	7857,52	72,09	4,239	1139	1044	48
38	39				1127	1083	22

Tabela I.13 – Resultados do modelo 6a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	9457,04	85,35	2,093	1136	1099	19
2	3				1140	1097	22
5	8	4721,17	42,57	1,201	1138	1099	20
6	7				1140	1098	21
9	12	5353,10	48,14	1,539	1138	1100	19
10	11				1140	1099	21
13	16	5931,80	53,20	1,903	1140	1102	19
14	15				1140	1102	19
17	20	6473,21	57,90	2,292	1140	1103	19
18	19				1139	1103	18
21	24	6984,61	62,47	2,713	1139	1100	20
22	23				1135	1103	16
25	28	7470,04	66,82	3,159	1139	1097	21
26	27				1132	1102	15
29	32	7932,14	70,95	3,629	1140	1093	24
30	31				1128	1102	13
33	36	8372,87	74,89	4,121	1140	1090	25
34	35				1125	1102	12
37	40	8793,82	78,66	4,634	1140	1088	26
38	39				1122	1102	10

Tabela I.14 – Resultados do modelo 6b.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	9457,04	114,91	2,818	850	815	18
2	3				854	813	21
5	8	4721,17	57,23	1,615	851	816	18
6	7				854	814	20
9	12	5353,10	64,73	2,069	852	816	18
10	11				854	815	20
13	16	5931,80	71,38	2,553	854	818	18
14	15				855	818	19
17	20	6473,21	77,71	3,076	854	819	18
18	19				853	819	17
21	24	6984,61	83,65	3,632	854	819	18
22	23				852	821	16
25	28	7470,04	89,57	4,235	854	815	20
26	27				848	820	14
29	32	7932,14	95,11	4,865	855	812	22
30	31				845	820	13
33	36	8372,87	100,39	5,525	855	809	23
34	35				842	819	12
37	40	8793,82	105,44	6,213	855	806	25
38	39				838	819	10

Tabela I.15 – Resultados do modelo 7a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	4433,78	46,77	1,443	1133	1006	64
2	3				1141	984	79
5	8	2085,16	22,18	0,753	1134	993	71
6	7				1141	974	84
9	12	2322,07	24,70	0,920	1136	986	75
10	11				1141	971	85
13	16	2544,47	26,95	1,095	1137	981	78
14	15				1140	972	84
17	20	2759,27	28,92	1,275	1139	981	79
18	19				1141	978	82
21	24	2968,92	30,89	1,472	1138	979	80
22	23				1136	983	77
25	28	3174,33	32,83	1,682	1141	965	88
26	27				1129	985	72
29	32	3375,79	35,09	1,927	1140	932	104
30	31				1108	977	66
33	36	3573,43	37,22	2,181	1141	904	119
34	35				1090	973	59
37	40	3767,26	39,32	2,450	1141	876	133
38	39				1077	963	57

Tabela I.16 – Resultados do modelo 7b.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	4433,78	64,26	1,982	848	744	52
2	3				854	719	68
5	8	2085,16	30,35	1,031	851	735	58
6	7				855	715	70
9	12	2322,07	33,85	1,260	852	728	62
10	11				855	712	72
13	16	2544,47	36,88	1,498	853	724	65
14	15				855	712	72
17	20	2759,27	39,47	1,741	854	722	66
18	19				855	717	69
21	24	2968,92	42,05	2,004	854	720	67
22	23				853	722	66
25	28	3174,33	44,65	2,288	855	710	73
26	27				848	725	62
29	32	3375,79	47,82	2,625	854	678	88
30	31				830	717	57
33	36	3573,43	50,90	2,983	854	648	103
34	35				813	711	51
37	40	3767,26	53,82	3,354	855	622	117
38	39				804	701	52

Tabela I.17 – Resultados do modelo 8a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	5145,26	49,57	1,547	1132	1061	36
2	3				1139	1052	44
5	8	2461,92	23,88	0,819	1134	1054	40
6	7				1140	1047	47
9	12	2735,73	26,53	0,996	1136	1051	43
10	11				1140	1046	47
13	16	2993,30	28,98	1,185	1137	1050	44
14	15				1140	1047	47
17	20	3242,52	31,21	1,384	1140	1052	44
18	19				1140	1052	44
21	24	3486,15	33,42	1,601	1139	1051	44
22	23				1137	1054	42
25	28	3725,15	35,72	1,839	1138	1038	50
26	27				1127	1050	39
29	32	3959,84	38,00	2,095	1139	1026	57
30	31				1118	1048	35
33	36	4190,30	40,25	2,367	1139	1014	63
34	35				1109	1047	31
37	40	4416,55	42,39	2,650	1139	1003	68
38	39				1099	1045	27

Tabela I.18 – Resultados do modelo 8b.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	5145,26	67,52	2,108	848	785	32
2	3				856	775	41
5	8	2461,92	32,52	1,115	849	778	36
6	7				854	770	42
9	12	2735,73	36,19	1,358	851	776	38
10	11				855	770	43
13	16	2993,30	39,49	1,615	852	774	39
14	15				854	771	42
17	20	3242,52	42,50	1,885	853	774	40
18	19				854	773	41
21	24	3486,15	45,39	2,174	854	776	39
22	23				853	777	38
25	28	3725,15	48,32	2,488	855	768	44
26	27				848	778	35
29	32	3959,84	51,56	2,842	855	755	50
30	31				838	774	32
33	36	4190,30	54,49	3,204	855	743	56
34	35				829	773	28
37	40	4416,55	57,43	3,590	855	732	62
38	39				821	771	25

Tabela I.19 – Resultados do modelo 9a.

Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	5843,03	53,80	1,698	1135	1092	22
2	3				1140	1088	26
5	8	2821,68	26,08	0,903	1136	1089	24
6	7				1140	1085	28
9	12	3130,26	28,98	1,097	1137	1086	26
10	11				1140	1084	28
13	16	3420,91	31,62	1,302	1139	1087	26
14	15				1140	1086	27
17	20	3702,50	34,16	1,524	1140	1087	27
18	19				1140	1087	27
21	24	3978,10	36,60	1,762	1139	1087	26
22	23				1137	1088	25
25	28	4248,76	39,12	2,023	1140	1081	30
26	27				1133	1087	23
29	32	4514,81	41,57	2,301	1140	1074	33
30	31				1127	1086	21
33	36	4776,31	43,98	2,595	1140	1068	36
34	35				1122	1085	19
37	40	5033,24	46,35	2,906	1140	1062	39
38	39				1116	1085	16

Tabela I.20 – Resultados do modelo 9b.

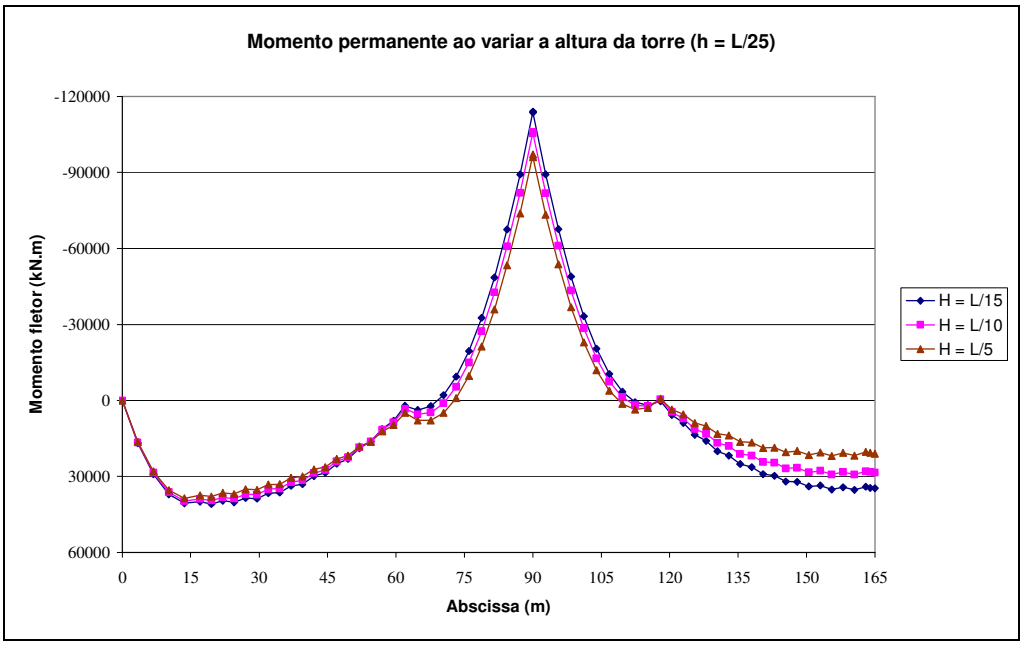
Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	5843,03	72,67	2,294	848	810	19
2	3				854	804	25
5	8	2821,68	35,27	1,221	849	806	22
6	7				854	802	26
9	12	3130,26	39,18	1,482	852	806	23
10	11				855	803	26
13	16	3420,91	42,76	1,761	852	804	24
14	15				854	803	26
17	20	3702,50	46,11	2,057	855	806	25
18	19				855	806	25
21	24	3978,10	49,29	2,373	856	808	24
22	23				855	809	23
25	28	4248,76	52,71	2,726	854	801	27
26	27				849	806	22
29	32	4514,81	56,08	3,104	855	794	31
30	31				844	805	20
33	36	4776,31	59,33	3,501	855	788	34
34	35				839	804	18
37	40	5033,24	62,52	3,921	855	782	37
38	39				833	803	15

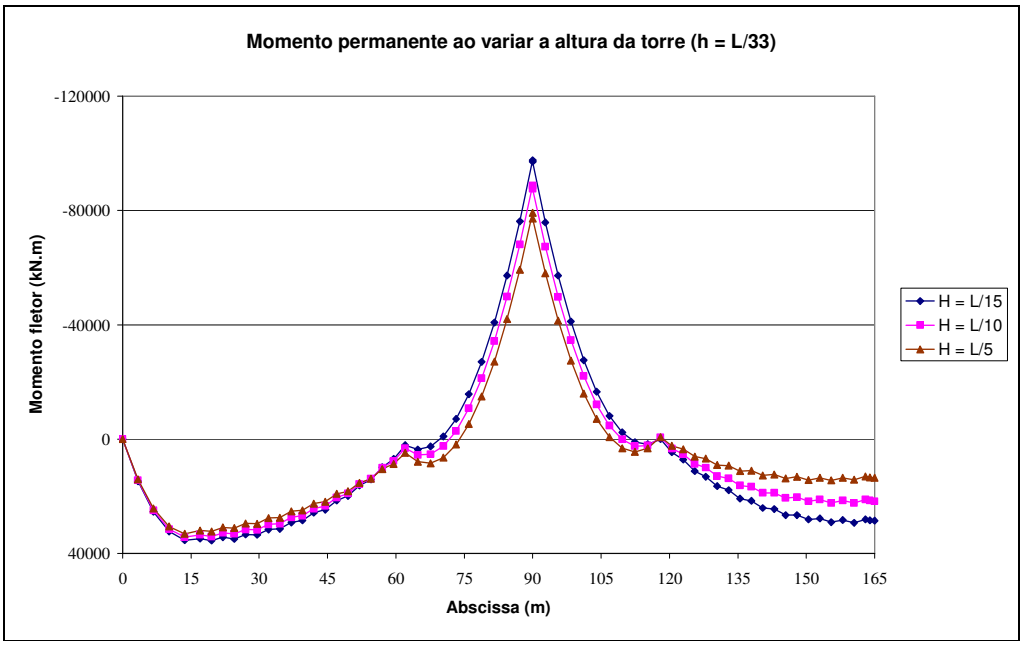
Tabela I.21 – Resultados do modelo 10.

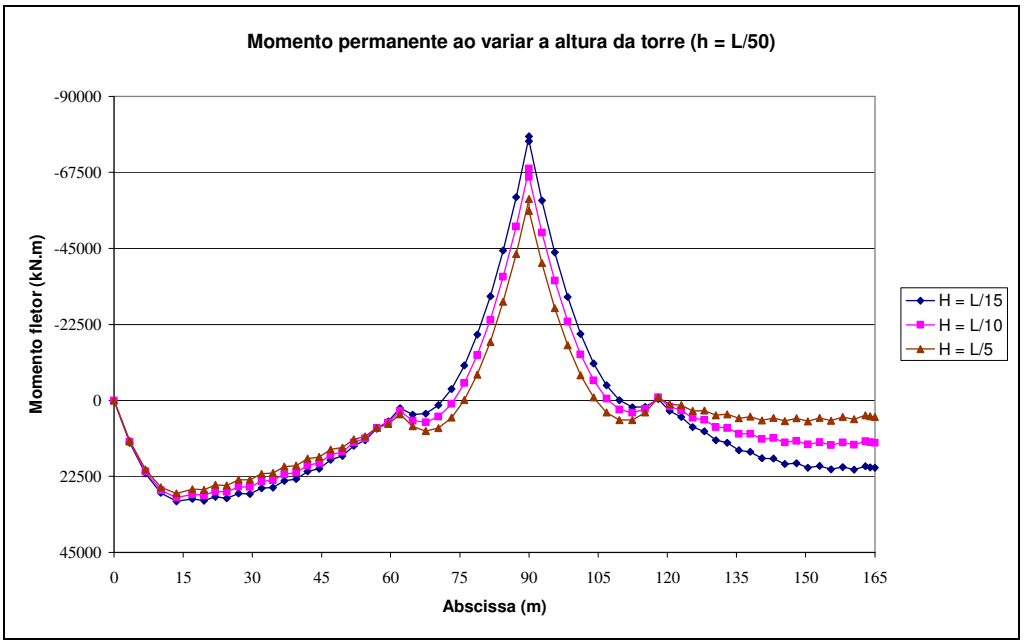
Cabo		P	Ap	Peso	$\sigma_{máx}$	$\sigma_{mín}$	$\Delta\sigma$
		(kN)	(cm²)	(Ton)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	4	12143,44	116,76	3,696	1136	1051	43
2	3				1139	1047	46
5	8	4515,83	43,17	1,532	1138	1051	44
6	7				1139	1049	45
9	12	5027,75	47,75	1,877	1141	1053	44
10	11				1140	1054	43
13	16	5479,50	51,99	2,245	1142	1046	48
14	15				1134	1054	40
17	20	5891,73	56,06	2,637	1141	1029	56
18	19				1122	1048	37
21	24	6274,82	59,87	3,049	1139	1012	64
22	23				1110	1042	34
25	28	6634,25	63,42	3,477	1139	998	71
26	27				1099	1039	30
29	32	6972,70	66,66	3,914	1140	986	77
30	31				1097	1032	33

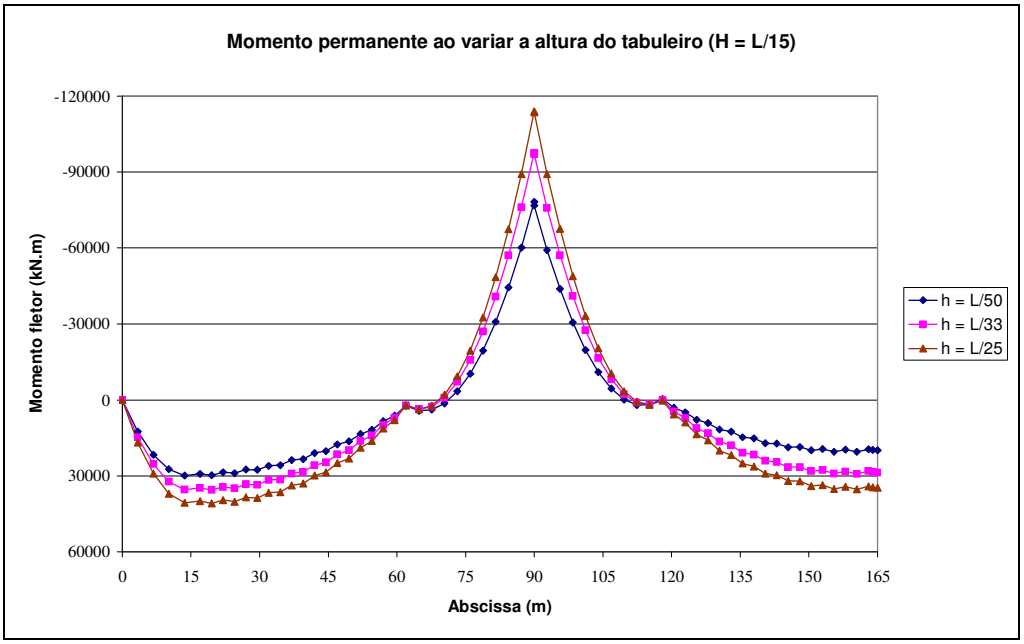
ANEXO II: MOMENTOS FLETORES NO TABULEIRO AO VARIAR A SUA ALTURA E A DA TORRE

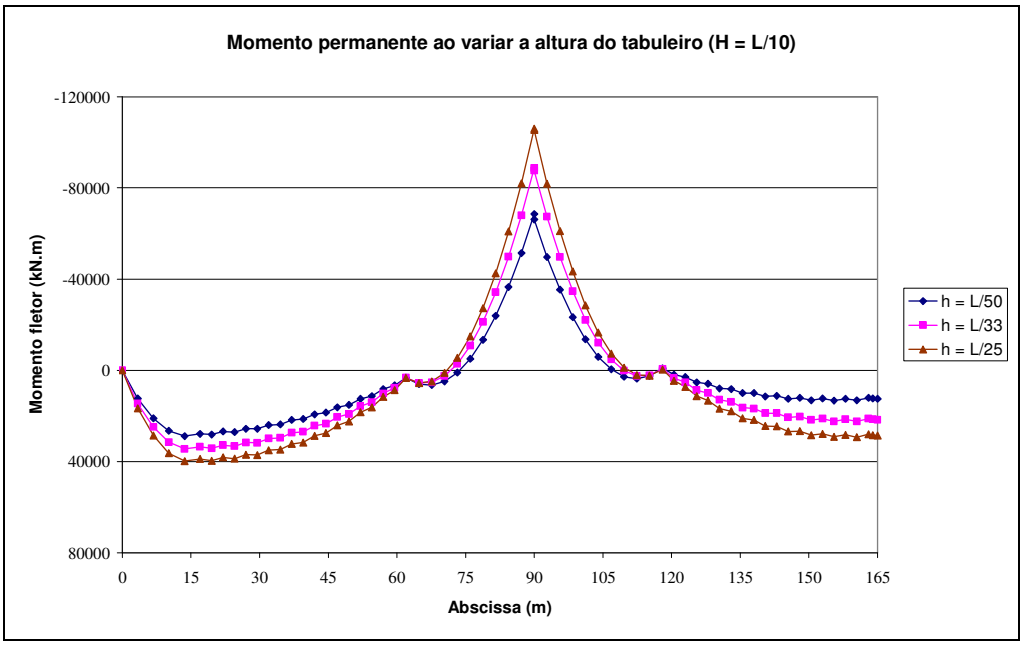
Este anexo tem por objetivo apresentar os momentos fletores no tabuleiro, devido ao carregamento permanente, e as envoltórias dos mesmos ao variar a altura da torre e a do tabuleiro.

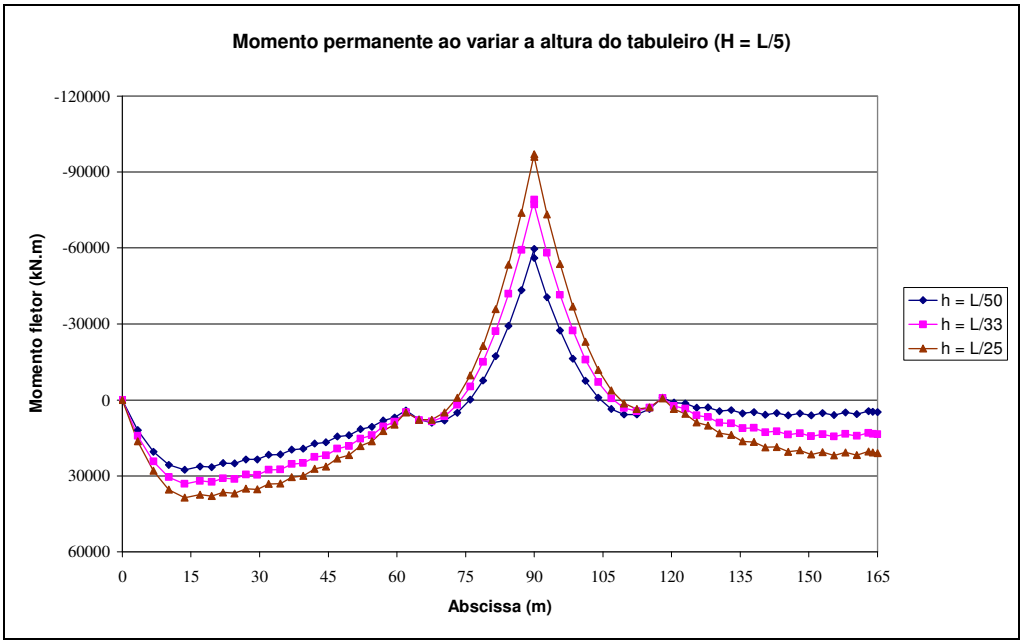


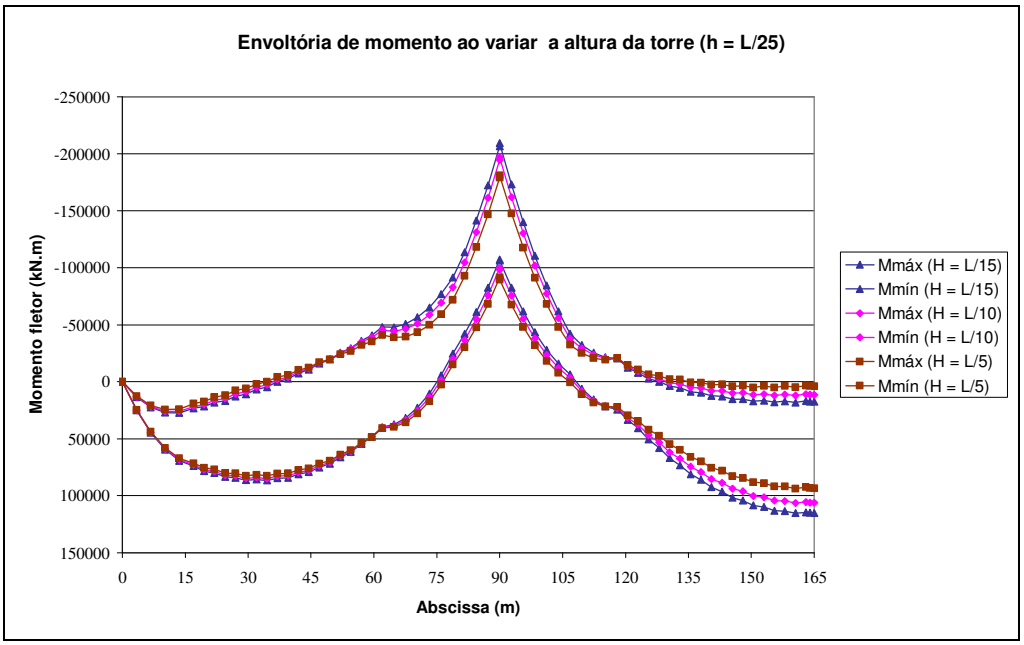

Momento permanente ao variar a altura da torre (h = L/33)
-120000
-80000
-40000
0
40000
Momento fletor (kN.m)
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
H = L/15
H = L/10
H = L/5

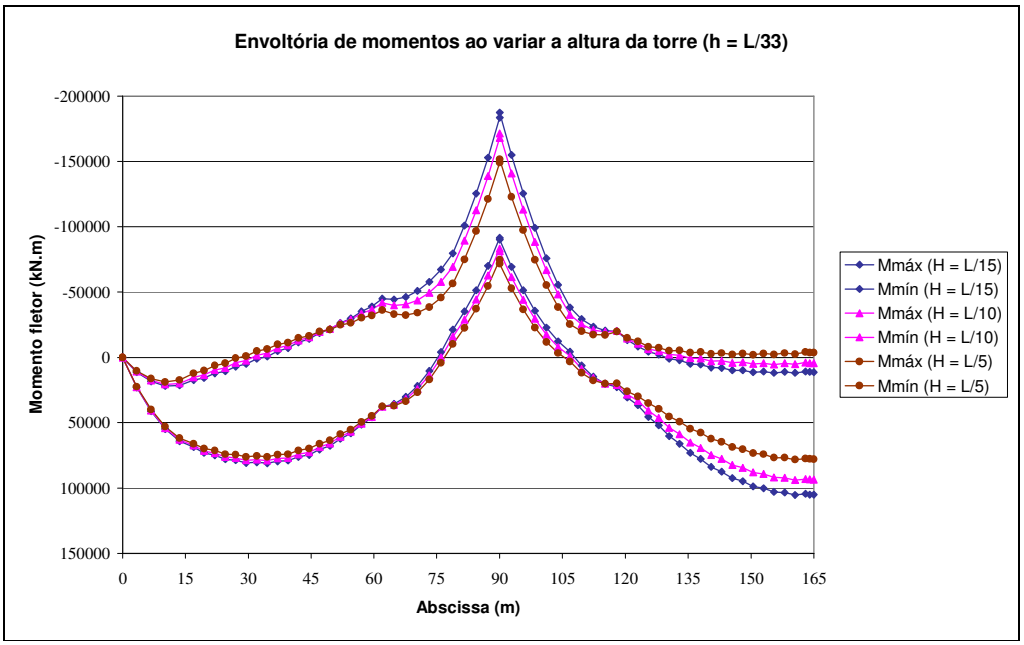

Momento permanente ao variar a altura da torre (h = L/50)
-90000
-67500
-45000
-22500
0
22500
45000
Momento fletor (kN.m)
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
H = L/15
H = L/10
H = L/5

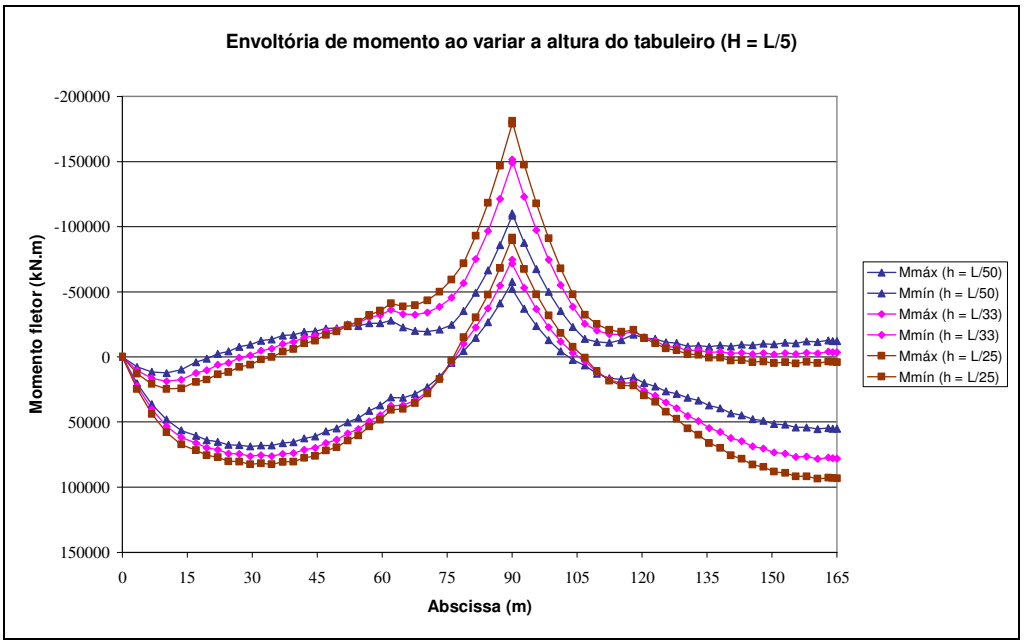

Momento permanente ao variar a altura do tabuleiro (H = L/15)
Momento fletor (kN.m)
-120000
-90000
-60000
-30000
0
30000
60000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
h = L/50
h = L/33
h = L/25


Momento permanente ao variar a altura do tabuleiro (H = L/10)
Momento fletor (kN.m)
-120000
-80000
-40000
0
40000
80000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
h = L/50
h = L/33
h = L/25


Momento permanente ao variar a altura do tabuleiro (H = L/5)
Momento fletor (kN.m)
-120000
-90000
-60000
-30000
0
30000
60000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
h = L/50
h = L/33
h = L/25


Envoltória de momento ao variar a altura da torre (h = L/25)
Momento fletor (kN.m)
-250000
-200000
-150000
-100000
-50000
0
50000
100000
150000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
Mmáx (H = L/15)
Mmín (H = L/15)
Mmáx (H = L/10)
Mmín (H = L/10)
Mmáx (H = L/5)
Mmín (H = L/5)

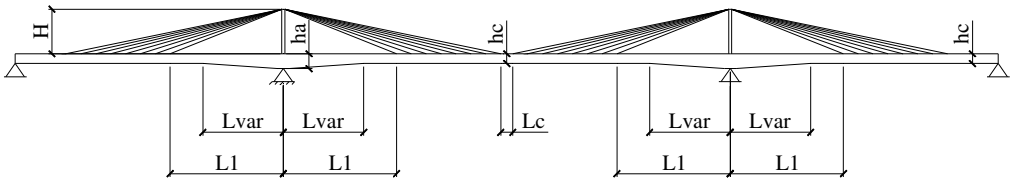

Envoltória de momentos ao variar a altura da torre (h = L/33)
Momento fletor (kN.m)
-200000
-150000
-100000
-50000
0
50000
100000
150000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
Mmáx (H = L/15)
Mmín (H = L/15)
Mmáx (H = L/10)
Mmín (H = L/10)
Mmáx (H = L/5)
Mmín (H = L/5)


Envoltória de momento ao variar a altura do tabuleiro (H = L/5)
Momento fletor (kN.m)
-200000
-150000
-100000
-50000
0
50000
100000
150000
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
150
165
Abscissa (m)
Mmáx (h = L/50)
Mmín (h = L/50)
Mmáx (h = L/33)
Mmín (h = L/33)
Mmáx (h = L/25)
Mmín (h = L/25)

ANEXO III: ALGUNS MODELOS COM ALTURA DE TABULEIRO VARIÁVEL

Mostra-se, neste anexo, uma pequena análise parámetrica, com o intuito de recomendar as dimensões prévias de pontes com protensão no extradorso com altura de tabuleiro variável.

Os resultados mostrados a seguir indicam que a altura do tabuleiro no centro do vão tem que ser maior que L/40, mas como para a altura constante a recomendação de $h_{mín}$ é L/33, não parece haver muita vantagem. No entanto, ressalta-se que os modelos aqui mostrados são poucos e não seguiram nenhum critério pré-definido, sendo necessário um estudo minucioso dos parâmetros deste tipo de estrutura.



Modelo	H	h_a	h_c	L_{var} (%L)	L_c (m)	L_1 (%L)	$\Delta\sigma_{máx}$ (MPa)
10	L/10	L/30	L/45	18	4	25	77
10b	L/10	L/30	L/45	18	4	18	78
10c	L/10	L/25	L/50	18	4	25	88
10d	L/10	L/25	L/45	18	4	25	75
10e	L/10	L/25	L/45	24	4	24	71
10f	L/10	L/25	L/45	18	24	24	75
10g	L/15	L/25	L/45	18	4	25	62
10h	L/10	L/25	L/40	24	4	28	72