



William Alfonso Piñerez Bettin

**Comportamento de Treliças de Aço em Forma
de Arco Utilizadas no Projeto e Construção de
Estruturas Protendidas de Coberturas**

Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador : Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Co-orientador : Prof. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro
Agosto de 2018



William Alfonso Piñerez Bettin

**Comportamento de Treliças de Aço em Forma
de Arco Utilizadas no Projeto e Construção de
Estruturas Protendidas de Coberturas**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de
Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. José Guilherme Santos da Silva

Co-orientador

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Raul Rosas e Silva

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho

Universidade Federal Fluminense

Prof. Ricardo Rodrigues de Araujo

Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca / RJ

Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Márcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 3 de Agosto de 2018

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

William Alfonso Piñerez Bettin

Graduou-se em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas pela Universidade Nacional de Colômbia em 2006, especialista em estruturas pela Universidade Nacional de Colômbia em 2009, mestrado em estruturas e materiais pela Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Brasil em 2013. Participou nos CILAMCE 2015 e 2016. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em projeto de estruturas e construção de edifícios.

Ficha Catalográfica

Piñerez Bettin, William Alfonso

Comportamento de Treliças de Aço em Forma de Arco Utilizadas no Projeto e Construção de Estruturas Protendidas de Coberturas / William Alfonso Piñerez Bettin; orientador: Sebastião Arthur Lopes de Andrade; co-orientador: José Guilherme Santos da Silva. – Rio de Janeiro: PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2018.

v., 261 f: il. color. ; 30 cm

Tese (doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Engenharia Civil – Teses. 3. Treliças de aço protendidas;. 4. Modelagem computacional;. 5. Efeito da protensão;. 6. Comportamento estrutural.. I. Andrade, Sebastião Arthur Lopes de. II. Silva, José Guilherme Santos da. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 620.11

Dedico esta tese com amor e carinho a minha mãe e meu pai(in memoriam).

Agradecimentos

Principalmente agradeço a Jeová Deus, por me ajudar a terminar este projeto superando os obstáculos e as dificuldades encontradas ao longo do doutorado. Obrigado por me dar a força e a coragem para fazer deste sonho uma realidade.

A minha mãe Maria Auxiliadora Bettin Diaz, pelo carinho, educação e condições de estudo que me fizeram alcançar essa meta. Minha gratidão eterna por tudo que fez por mim.

Aos meus orientadores Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade e Prof. José Guilherme Santos da Silva por todo o conhecimento e apoio transmitidos ao longo do meu doutorado.

A todos os professores da pós-graduação de Engenharia Civil da área de Estruturas e Materiais da PUC-Rio pela transmissão de conhecimentos e incentivos dados durante todo o curso.

A minhas professoras de português da Faculdade de Letras da PUC-Rio, principalmente Maria Cecília G. Carvalho e Mônica Fuks Maron pela transmissão de conhecimentos, incentivos dados durante os cursos de português e por sua ajuda neste trabalho de doutorado.

Aos técnicos do laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, pelo auxílio e colaboração. À secretária Rita de Cassia N. Leite pelo apoio administrativo.

A CAPES e CNPq pelo apoio financeiro em todo o meu doutorado.

Aos meus amigos e companheiros da Sala 617 (Estruturas de Aço) da PUC-Rio, agradeço por sua ajuda e motivação durante a minha trajetória neste trabalho.

A todos que estiveram comigo nessa marcha, meus sinceros agradecimento.

Resumo

Piñerez Bettin, William Alfonso; Andrade, Sebastião Arthur Lopes de (Orientador); Silva, José Guilherme Santos da (Co-Orientador). **Comportamento de Treliças de Aço em Forma de Arco Utilizadas no Projeto e Construção de Estruturas Protendidas de Coberturas**. Rio de Janeiro, 2018. 261p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O efeito da protensão pode ser introduzido sobre estruturas de aço em forma de arco, de tal modo que é adicionado um estado de tensões oposto ao estado proveniente da ação de sucção do vento. Dentro deste escopo, o presente trabalho de pesquisa visa apresentar os resultados obtidos com a modelagem numérica, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), sobre o comportamento estrutural de treliças de aço utilizadas no projeto de coberturas protendidas. Para tal, a modelagem numérica é realizada com base em formulações não lineares, com o uso do programa computacional ANSYS, avaliando-se o comportamento estrutural de modelos de treliças de aço em forma de arco até o regime de ruptura. Considerando-se a complexidade do comportamento das treliças em estudo, foram feitas análises com inclusão do efeito da não linearidade física. Com base nos resultados obtidos por meio de uma análise paramétrica, no que tange a comparações entre os valores de resistência das treliças protendidas investigadas, são estabelecidas conclusões e recomendações de projeto. Cabe ressaltar que a economia de material obtida na solução estrutural com base no uso da protensão é resultante do aumento dos níveis de forças de tração nas barras da estrutura, diminuindo-se os de compressão que são menos eficientes. Assim, as soluções estruturais com protensão apresentam diversas vantagens que compensam o seu custo adicional.

Palavras-chave

Treliças de aço protendidas; Modelagem computacional; Efeito da protensão; Comportamento estrutural.

Abstract

Piñerez Bettin, William Alfonso; Andrade, Sebastião Arthur Lopes de (Advisor); Silva, José Guilherme Santos da (Co-Advisor). **Behavior of Arched Steel Trusses Used in the Design and Construction of Prestressed Structures for Roofs**. Rio de Janeiro, 2018. 261p. Tese de doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Prestressing forces can be introduced on arched steel structures in such a way that a state of tensile stresses is added which to the existing state counteract the state introduced by the wind negative pressures. Within this scope, the present research aims to present the results obtained with the numerical modeling through the Finite Element Method (FEM) on the structural behavior of steel trusses used in the design of prestressed roof structures. For this purpose, the numerical modeling is performed based on non-linear formulations using the ANSYS software in order to evaluate the structural behavior of arched steel trusses modelled up to failure. Considering the complexity of the behavior of the trusses studied, some structural analysis were carried out including the effects of physical nonlinearities. Based on the results obtained through an extensive parametric analysis, with respect to comparisons between the resistance values of the investigated prestressed trusses, conclusions and design recommendations are established. It should be noted that the material savings achieved by the use of prestressing is the resultant from the increase of tensile state of stresses in the bars of the structure, thus reducing the compression stresses, which are less efficient. In this sense, the structural solutions with prestressed trusses have several advantages that compensate for the additional cost of prestressing.

Keywords

Prestressed steel trusses; Computational modeling; Prestressing effect; Structural behavior.

Sumário

1 Introdução	28
1.1. Motivação	34
1.2. Objetivo	37
1.3. Escopo	39
2 Revisão bibliográfica	40
2.1. Considerações gerais	40
2.2. Desempenho dos elementos de aço protendido	44
2.2.1. Barra axialmente protendida	45
2.3. Cabos de aço de protensão	49
2.4. Protensão externa	52
2.5. Economia de estruturas protendidas	53
2.6. Treliça de aço protendida	55
2.7. Treliça de aço em forma de arco protendida	59
3 Ação do vento em coberturas curvas	69
3.1. Introdução	69
3.2. Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo <i>Eurocode 1:1991</i>	70
3.2.1. Coeficiente de pressão externa C_{pe} segundo <i>Eurocode1: 1991</i>	70
3.3. Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo <i>AS/NZS</i> <i>1170.2:2002 (Australian/New Zealand Standard)</i>	73
3.3.1. Coeficiente de pressão externa C_{pe} segundo <i>AS/NZS 1170.2:2002</i>	73
3.4. Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo <i>ABNT NBR 6123:1988</i>	75
3.4.1. Pressão dinâmica devida ao vento	76
3.4.2. Coeficientes aerodinâmicos para coberturas curvas	80
3.4.2.1. Coeficiente de pressão externa C_{pe} segundo <i>NBR 6123:1988</i>	80
3.4.2.2. Coeficiente de pressão interna C_{pi} <i>NBR 6123:1988</i>	83
3.5. Aplicação das normas citadas para coeficientes de pressão externos	85

4 Descrição dos modelos estruturais	88
4.1. Modelos estruturais investigados	88
4.2. Características físicas e geométricas das seções	95
4.2.1. Características físicas dos materiais usados	95
4.2.2. Características geométricas das seções.	96
4.3. Cargas atuantes sobre os modelos estruturais.	99
4.3.1. Cálculo da ação do vento.	99
4.3.2. Cálculo das ações permanentes	104
4.3.3. Cálculo da força de protensão nas treliças protendidas	104
4.4. Combinação de ações	106
5 Modelagem por elementos finitos	108
5.1. Introdução	108
5.2. Elementos finitos empregados na modelagem numérica	108
5.2.1. Solid185	109
5.2.2. Link10	110
5.3. Testes de convergência das malhas	111
5.4. Técnica MPC: <i>Multi Point Constraint</i>	114
5.5. Análises numéricas realizadas	116
5.5.1. Análise Estática Linear	116
5.5.2. Análise estática não linear física	117
5.6. Modelos numéricos das treliças	118
5.6.1. Modelo de treliça com 10 m de Vão (Modelo A ₁₀)	118
5.6.2. Modelo de treliça com 20 m de vão (Modelo B ₂₀)	120
5.6.3. Modelo de treliça com 40 m de vão (Modelo C ₄₀)	122
5.6.4. Modelo de treliça com 80 m de vão (Modelo D ₈₀)	124
5.6.5. Modelo de treliça com 120 m de vão (Modelo E ₁₂₀)	126
6 Análise estática linear elástica das treliças	129
6.1. Análise da treliça de 10 m de vão	129
6.1.1. Treliça de 10 m sem protensão (A ₁₀)	129
6.1.2. Treliça de 10 m protendida (A _{P10})	131
6.1.2.1. Evento 2: Para combinação da fase de construção (A _{P10})	131

6.1.2.2. Evento 3 : Para combinação última normal (A_{P10})	135
6.2. Análise da treliça de 20 m de vão	137
6.2.1. Treliça de 20 m sem protensão (B_{20})	137
6.2.2. Treliça de 20 m protendida (B_{P20})	139
6.2.2.1. Evento 2: Para combinação da fase de construção (B_{P20})	139
6.2.2.2. Evento 3: Para combinação última normal (B_{P20})	141
6.3. Análise da treliça de 40 m de vão	143
6.3.1. Treliça de 40 m sem protensão (C_{40})	143
6.3.2. Treliça de 40 m protendida (C_{P40})	145
6.3.2.1. Evento 2: Para combinação da fase de construção (C_{P40})	145
6.3.2.2. Evento 3: Carga combinação última normal (C_{P40})	147
6.4. Análise da treliça de 80 m de vão	149
6.4.1. Treliça de 80 m sem protensão (D_{80})	149
6.4.2. Treliça de 80 m protendida (D_{P80})	151
6.4.2.1. Evento 2: Para combinação da fase de construção (D_{P80})	151
6.4.2.2. Evento 3: Carga combinação última normal (D_{P80})	153
6.5. Análise da treliça de 120 m de vão	155
6.5.1. Treliça de 120 m sem protensão (E_{120})	155
6.5.2. Treliça de 120 m protendida (E_{P120})	157
6.5.2.1. Evento 2: Para combinação da fase de construção (E_{P120})	157
6.5.2.2. Evento 3: Carga combinação última normal (E_{P120})	159
6.6. Avaliação das forças nas cordas superior e inferior ao longo do vão obtidos na análise estática linear das treliças	162
6.7. Análise dos resultados das solicitações máximas obtidos na análise linear das treliças investigada	169
6.7.1. Análise dos valores das forças	169
6.8. Análise dos valores de tensões	172
7 Análise estática não linear das treliças	174
7.1. Análise não linear da treliça de 10 m de vão	175
7.1.1. Treliça de 10 m sem protensão (A_{10})	176
7.1.2. Treliça de 10 m protendida (A_{P10})	181
7.1.2.1. Análise dos níveis de força de protensão para o modelo A_{P10}	181

7.1.2.2. Treliça de 10 m com protensão ótima (A_{P10})	185
7.2. Análise não linear da treliça de 20 m de vão	191
7.2.1. Treliça de 20 m sem protensão (B_{20})	192
7.2.2. Treliça de 20 m protendida (B_{P20})	197
7.2.2.1. Análise dos níveis de força de protensão para de B_{P20}	197
7.2.2.2. Treliça de 20 m com protensão ótima (B_{P20})	198
7.3. Análise não linear da treliça de 40 m de vão	204
7.3.1. Treliça de 40 m sem protensão (C_{40})	205
7.3.2. Treliça de 40 m protendida (C_{P40})	210
7.3.2.1. Análise dos níveis de força de protensão para de C_{P40}	210
7.3.2.2. Treliça de 40 m com protensão ótima (C_{P40})	211
7.4. Análise não linear da treliça de 80 m de vão	217
7.4.1. Treliça de 80 m sem protensão (D_{80})	218
7.4.2. Treliça de 80 m protendida (D_{P80})	223
7.4.2.1. Análise dos níveis de força de protensão para de D_{P80}	223
7.4.2.2. Treliça de 80 m com protensão ótima (D_{P80})	224
7.5. Análise não linear da treliça de 120 m de vão	230
7.5.1. Treliça de 120 m sem protensão (E_{120})	231
7.5.2. Treliça de 120 m protendida (E_{P120})	236
7.5.2.1. Análise dos níveis de força de protensão para de E_{P120}	236
7.5.3. Treliça de 120 com Protensão Ótima (E_{P120})	237
8 Considerações finais	243
8.1. Conclusões	243
8.2. Principais contribuições	249
8.3. Sugestões para trabalhos futuros	250
9 Referências bibliográficas	251
10 Apêndice A	256

Lista de figuras

Figura 1.1 Etapas construtivas das treliças protendida em arco (<i>Ellen, 1987</i>).	29
Figura 1.2 Montagem e etapa da protensão na Treliza <i>Hyde Park, London</i> (<i>Gkantou et al., 2015</i>).	30
Figura 1.3 Treliza de arco protendida <i>Hyde Park</i> (<i>Gkantou et al., 2015</i>).	30
Figura 1.4 Coluna protendida do Edifício do <i>Chiswick Park</i> , (<i>Osofero et al., 2012</i>).	31
Figura 1.5 Coluna estaiada de cobertura do prédio do <i>Frick Chemistry Laboratory</i> .	31
na Universidade de Princeton, Nova Jersey, EUA (<i>Seward, 2012</i>).	31
Figura 1.6 Palco principal do Rock in Rio III (2011) durante a montagem (<i>Andrade, et al., 2003</i>).	32
Figura 1.7 Ponte de 33,8 m de vão de ferro fundido e forjado em <i>New York</i> (<i>Darnell, 1991</i>).	33
Figura 1.8 Treliza de aço em forma de arco protendida (<i>PTIA, 2007</i>).	34
(Fonte: < www.s-squared.com.au >. Acesso em: 20 de jul.2014).	34
(b) Cabos ancorados na treliza.	35
Figura 1.9 Reconstrução Estádio Olímpico de Sydney (<i>PTIA, 2007</i>).	35
Figura 1.10 Cabos ancorados na estrutura (<i>PTIA, 2007</i>).	35
Figura 1.11 Hangar de aeronave (<i>PTIA, 2007</i>).	36
Figura 1.12 Cabos de protensão na estrutura (<i>PTIA, 2007</i>).	36
Figura 2.1 <i>Squire Whipple Bridge at UnionCollege</i> .	
(Fonte: < http://www.hmdb.org >. Acesso em: 28 de jul.2014).	41
Figura 2.2 Vigas metálicas protendidas (<i>Nunziata, 1999</i>).	42
Figura 2.3 Ponte de Condet, Indonésia (<i>Daly e WitarnAwan, 2000</i>).	43
Figura 2.4 Ponte de Condet, Indonésia: a) cabos de protensão da ponte e b) detalhes de ancoragem (<i>Daly e WitarnAwan, 2000</i>).	43
Figura 2.5 Viga de concreto protendido com distribuição de tensões.	44
Figura 2.6 Esquema do processo de protensão em perfil de aço durante a protensão.	46

Figura 2.7 Deslocamento em cada estágio em relação à deformação do tubo para caso 1.	47
Figura 2.8 Deslocamento em cada estágio em relação à deformação do tubo para caso 2.	48
Figura 2.9 Cordoalhas em forma de espiral: (a) grupo de fios para formar uma cordoalha	50
de 7 fios; (b) fios para formar cordoalhas em forma de hélice.	50
Figura 2.10 componentes para ancoragem.	51
(Fonte: http://impactoprotensao.com.br > acesso em 4 de jul.2014).	51
Figura 2.11 Barra de aço de alta resistência.	51
(Fonte: http://awacomercial.com.br/ > Acesso em: 22 de jul.2014).	51
Figura 2.12 Detalhe de desviador (<i>Nunziata</i> , 1999).	52
Figura 2.13 Ancoragens de uma viga metálica protendida (<i>Nunziata</i> , 1999)	53
Figura 2.14 Configuração experimental treliça protendida na corda inferior (<i>Magnel</i> , 1950).	55
Figura 2.15 Treliça com carregamento e sem protensão.	56
Figura 2.16 Treliça protendida ao longo da corda inferior.	56
Figura 2.17 Sistema de treliça N e as diferentes técnicas de traçado dos cabos de protensão.	58
Figura 2.2.18 Aplicação da protensão induz força de compressão na corda inferior protendida.	59
Figura 2.19 Carregamento vertical induz uma força de tração induzida na corda inferior.	59
Figura 2.20 Carregamento do vento induz uma força de compressão induzida na corda inferior.	60
Figura 2.21 Treliça (HSS) testada no Imperial College (<i>Gkantou et al.</i> , 2015).	61
Figura 2.22 Carga normalizada versus Deslocamento, para as classes de aço (<i>Gkantou et al.</i> , 2015).	62
Figura 2.24 Esquemas de traçados dos cabos na estrutura de arco tridimensional (<i>Yongjun et al.</i> , 2018).	63
Figura 2.25 Configuração da estrutura em 3D completa (<i>Yongjun et al.</i> , 2018).	64
Figura 2.26 Secção transversal dos arcos tridimensionais e das treliças longitudinais.	64

Figura 2.27 Os esquemas de carregamento do arco tridimensional (<i>Yongjun et al.</i> , 2018).	65
Figura 2.28 Apoio na extremidade do cabo da treliça arco (<i>Yongjun et al.</i> , 2018).	66
Figura 2.29 Diferentes esquemas traçados de cabos sob carga total e carga meia-extensão ($F=0,25$) (<i>Yongjun et al.</i> , 2018).	67
Figura 2.30 Novo sistema de arco vagonado.	68
Figura 3.1 Hangar de avião de 25 m x 25 m (<i>PTIA</i> , 2007).	69
Figura 3.2 Coeficientes de pressão externo, $C_{Pe,10}$ para coberturas abobadados com base retangular (<i>Eurocode 1:1991</i>).	71
Figura 3.3 Coeficientes externos de pressão, $C_{pe,10}$, para cúpulas com base circular (<i>Eurocode 1: 1991</i>).	72
Figura 3.4 Coeficientes de pressão externa $C_{p,e}$ para coberturas curvas segundo AS/NZS 1170.2.	74
Figura 3.5 Fator topográfico $S_1(z)$ para morros e taludes (NBR 6123:1988).	77
Figura 3.6 Abóbadas cilíndricas de seção circular com vento perpendicular à geratriz da cobertura com $0,5 l_2 < l_1 < 3 l_2$ da NBR 6123:1988.	81
Figura 3.7 Vento paralelo à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.	82
Figura 3.8 Esquema da região onde sopra o vento na estrutura.	83
Figura 3.9 Coeficientes de pressão externo, $C_{Pe,10}$, uma cobertura de $d= 80$ m vão, altura $h= 6$ m e flecha de $f= 11$ m, segundo <i>Eurocode 1</i> (1991)	85
Figura 3.10 Forças atuantes nas cordas da treliça de 80 m de vão, para ação externa do vento, segundo critérios das normas (<i>Eurocode 1</i> , AS/NZS 1170.2 e NBR 6123)	86
Figura 4.1 Vista lateral da treliça parametrizada.	89
Figura 4.2 Perspectiva da simetria da treliça parametrizada.	89
Figura 4.3 Identificação das posições dos nós do modelo de treliça de 10 m de vão.	90
Figura 4.4 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 10 m de vão.	91
Figura 4.5 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 20 m de vão.	91

Figura 4.6 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 40 m de vão.	92
Figura 4.7 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 80 m de vão.	93
Figura 4.8 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 120 m de vão.	94
Figura 4.9 Perfis de aço utilizados.	96
Figura 4.10 Detalhe da ligação da corda superior.	97
Figura 4.11. Detalhe da ligação da corda inferior no centro da treliça.	97
Figura 4.12 Perfis detalhe da chapa de ancoragem.	98
Figura 4.13 Esquema de desviador e cabo.	98
Figura 4.14 Representação da atuação dos coeficientes de pressão externa do vento perpendicular à geratriz da cobertura (vento 90°).	100
Figura 4.15 Representação paramétrica da atuação da carga distribuída do vento a sucção.	102
Figura 4.16 Fluxograma para o cálculo da ação do vento para cobertura curva.	103
Figura 5.1 Geometria do elemento finito <i>SOLID185</i> implementado no programa <i>ANSYS 15.0</i> .	109
Figura 5.2 Elemento estrutural <i>SOLID185</i> : são indicadas as tensões para as direções globais <i>ANSYS 15.0</i> .	110
Figura 5.4 Detalhes dos níveis de discretização em função do número de elementos.	112
Figura 5.5 Gráfico de convergência entre os níveis de refinamento de malhas.	114
Figura 5.6 Técnica MPC aplicada ao perfil na região do modelo.	115
Figura 5.7 Tensão <i>versus</i> deformação específica da elástica do perfil e do cabo de protensão.	116
Figura 5.8 Tensão <i>versus</i> deformação bi-linear isotrópico com endurecimento linear.	117
Figura 5.9 Perspectiva e simetria: criação dos elementos <i>SOLID185</i> (A_{10}).	118
Figura 5.10 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (A_{10}).	119
Figura 5.11 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (A_{10}).	119
Figura 5.12 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e carga	

permanente (A_{10})	119
Figura 5.13 Perspectiva e simetria: criação dos elementos <i>SOLID185</i> (B_{20}).	120
Figura 5.14 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (B_{20}).	121
Figura 5.15 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (B_{20}).	121
Figura 5.16 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (B_{20}).	121
Figura 5.17 Perspectiva e simetria: criação dos elementos <i>SOLID185</i> (C_{40}).	122
Figura 5.18 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (C_{40}).	123
Figura 5.19 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (C_{40}).	123
Figura 5.20 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (C_{40}).	123
Figura 5.21 Perspectiva e simetria: criação dos elementos <i>SOLID185</i> (D_{80}).	124
Figura 5.22 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (D_{80}).	125
Figura 5.23 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (D_{80}).	125
Figura 5.24 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (D_{80}).	125
Figura 5.25 Perspectiva e simetria: criação dos elementos <i>SOLID185</i> (E_{120}).	126
Figura 5.26 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (E_{120}).	127
Figura 5.27 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (E_{120}).	127
Figura 5.28 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (E_{120}).	127
Figura 6.1 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 1 (A_{10})	130
Figura 6.2 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (A_{10}).	131
Figura 6.3 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 2,45 mm para o evento 2 (A_{P10}).	132
Figura 6.4 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 6,3mm para o evento 2 (A_{P10}).	133
Figura 6.5 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 9,3 mm para o evento 2 (A_{P10}).	134
Figura 6.6 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (A_{P10}).	135
Figura 6.7 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o	

evento 3 (A_{P10})	136
Figura 6.8 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 3 (A_{P10}).	137
Figura 6.9 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 1 (B_{20})	138
Figura 6.10 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 1 (B_{20}).	139
Figura 6.11 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) máxima para o evento 2 (B_{P20})	140
Figura 6.12 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (B_{P20}).	141
Figura 6.13 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 3 (B_{P20}).	142
Figura 6.14 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 3 (B_{P20}).	143
Figura 6.15 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 1 (C_{40}).	144
Figura 6.16 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (C_{40}).	145
Figura 6.17 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) máxima para o evento 2 (C_{P40}).	146
Figura 6.18 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P40}).	147
Figura 6.19 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 3 (C_{P40})	148
Figura 6.20 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P40}).	149
Figura 6.21 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 1 (D_{80}).	150
Figura 6.22 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 1 (D_{80}).	151
Figura 6.23 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) máxima para o evento 2 (D_{P80}).	152

Figura 6.24 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P80}).	153
Figura 6.25 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 3 (C_{P80}).	154
Figura 6.26 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: Deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P80}).	155
Figura 6.27 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 1 (E_{120}).	156
Figura 6.28 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (D_{120}).	157
Figura 6.29 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) máxima para o evento 2 (E_{P120}).	158
Figura 6.30 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P120}).	159
Figura 6.31 Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> (em MPa) para o evento 3 (E_{P120}).	160
Figura 6.32 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P120}).	161
Figura 6.33 Corte da seção dos trechos das cordas superior e inferior para visualização dos resultados.	162
Figura 6.34 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 10 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.	163
Figura 6.35 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 20 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.	164
Figura 6.36 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 40 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.	165
Figura 6.37 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 80 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.	166
Figura 6.38 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 120 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.	167
Figura 6.39 Forças de tração máximas solicitantes da corda superior para diferentes modelos.	170
Figura 6.40 Forças de compressão máximas solicitantes da corda inferior	

para diferentes modelos.	171
Figura 7.1 Esquema de controles de deslocamento vertical (<i>Fida</i> , 2015).	174
Figura 7.2 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça A_{10} .	175
Figura 7.3 Força versus deslocamento vertical do meio do vão de A_{10} sem e com protensão.	176
Figura 7.4 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (A_{10}).	177
Figura 7.5 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (A_{10}).	178
Figura 7.6 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (A_{10}).	179
Figura 7.7 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (A_{10}).	180
Figura 7.8 Força versus deslocamento vertical do meio do vão da A_{P10} para vários níveis de protensão.	181
Figura 7.9 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (A_{P10}).	186
Figura 7.10 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (A_{P10}).	187
Figura 7.11 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (A_{P10}).	188
Figura 7.12 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (A_{P10}).	189
Figura 7.13 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça B_{20} .	191
Figura 7.14 Força <i>versus</i> deslocamento vertical do meio do vão de B_{20} sem e com protensão.	192
Figura 7.15 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (B_{20}).	193
Figura 7.16 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (B_{20}).	194
Figura 7.17 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (B_{20}).	195
Figura 7.18 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente	

ao ponto D (B_{20}).	196
Figura 7.19 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (B_{P20}).	199
Figura 7.20 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (B_{P20}).	200
Figura 7.21 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (B_{P20}).	201
Figura 7.22 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (B_{P20}).	202
Figura 7.23 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça C40.	204
Figura 7.24 Força <i>versus</i> deslocamento vertical do meio do vão de C ₄₀ sem e com protensão.	205
Figura 7.25 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (C ₄₀).	206
Figura 7.26 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto B (C ₄₀).	207
Figura 7.27 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (C ₄₀).	208
Figura 7.28 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (C ₄₀).	209
Figura 7.29. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (C _{P40}).	212
Figura 7.30 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (C _{P40}).	213
Figura 7.31 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto C (C _{P40}).	214
Figura 7.32 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (C _{P40}).	215
Figura 7.33 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça D ₈₀ .	217
Figura 7.34 Força <i>versus</i> deslocamento vertical do meio do vão de D ₈₀ sem e com protensão.	218
Figura 7.35 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (D ₈₀).	219

Figura 7.36 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (D_{80}).	220
Figura 7.37 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto C (D_{80}).	221
Figura 7.38 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (D_{80}).	222
Figura 7.39. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (D_{P80}).	225
Figura 7.40 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (D_{P80}).	226
Figura 7.41 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto C (D_{P80}).	227
Figura 7.42. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (D_{80}).	228
Figura 7.43 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça E_{120} .	230
Figura 7.44 Força <i>versus</i> deslocamento vertical do meio do vão de E_{120} sem cabo e com protensão.	231
Figura 7.45 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (D_{120}).	232
Figura 7.46. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (E_{120}).	233
Figura 7.47. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto C (E_{120}).	234
Figura 7.48. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto D (E_{120}).	235
Figura 7.49. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto A (E_{P120}).	238
Figura 7.50 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto B (E_{P120}).	239
Figura 7.51 Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ponto C (E_{P120}).	240
Figura 7.52. Distribuição de tensões de <i>von Mises</i> (MPa) correspondente ao ponto D (E_{P120}).	241

Lista de tabelas

Tabela 2.1 Vantagens econômicas das estruturas protendidas (<i>Troitsky</i> , 1990).	54
Tabela 2.2 Percentagem de reduções nas forças internas dos elementos da treliça após o uso de diferentes técnicas de protensão.	58
Tabela 2.3 Propriedades dos elementos da estrutura.	61
Tabela 2.4 Seções transversais de vários elementos das estruturas com diferentes extensões (mm).	65
Tabela 2.5 Cargas máxima dos esquemas de traçados dos arcos sob carga total ($F=0,25$).	66
Tabela 2.6 Cargas máxima dos esquemas de traçados dos arcos sob carga de meia extensão ($F=0,25$).	67
Tabela 3.1 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para coberturas curvas com $h / r \leq 2$, segundo <i>AS/NZS 1170.2:2002</i> .	74
Tabela 3.2 Parâmetros meteorológicos da NBR 6123:1988.	78
Tabela 3.3 Valores mínimos do fator estatístico S_3 de acordo com NBR 6123:1988.	79
Tabela 3.4 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.	81
Tabela 3.5 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento atuando paralelamente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.	82
Tabela 3.6 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento atuando obliquamente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.	82
Tabela 3.7 Avaliação dos resultados dos esforços na estrutura de vão 80 m.	87
Tabela 4.1 Os modelos das treliças estudadas.	89
Tabela 4.2 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 10 m de vão.	90
Tabela 4.3 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 20 m de vão.	91
Tabela 4.4 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 40 m de vão.	92
Tabela 4.5 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 80 m	

de vão.	93
Tabela 4.6 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 120 m de vão.	94
Tabela 4.7 Propriedades físicas dos perfis e cabos utilizados na modelagem.	96
Tabela 4.8 Coeficiente de pressão externa do vento a sucção para seção circular.	100
Tabela 4.9 Composição dos valores das forças do vento mais desfavorável.	101
Tabela 4.10 Ação permanente (G) nos modelos.	104
Tabela 4.11 Especificações dos perfis das treliças em cada modelo.	107
Tabela 4.12 Especificações dos cabos de protensão em cada modelo.	107
Tabela 5.1 Resumo do estudo de tamanho de malhas.	113
Tabela 5.2 Porcentual da diferença de tamanho de malhas.	113
Tabela 5.3 Resumos de números de elementos finitos para os diferentes modelos numéricos	128
Tabela 6.1 Força máxima normalizada atuante na corda superior.	168
Tabela 6.2 Força máxima normalizada atuante na corda inferior.	168
Tabela 6.3 Força máxima atuante na corda superior.	172
Tabela 6.4 Força máxima e deslocamento atuante na corda inferior.	172
Tabela 6.5 Tensão máxima de <i>von Mises</i> .	173
Tabela 7.1 Níveis de força de protensão da treliça A ₁₀ .	184
Tabela 7.2 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 10 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.3).	190
Tabela 7.4 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 20 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.14).	203
Tabela 7.5 Níveis de força de protensão da treliça C ₄₀	211
Tabela 7.6 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 40 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.24).	216
Tabela 7.7 Níveis de força de protensão da treliça D ₈₀ .	224
Tabela 7.9 Níveis de força de protensão da treliça E ₁₂₀	237
Tabela 7.10 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 120 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.44).	242

Lista de Símbolo

Letras romanas maiúsculas

A	Região da parte da cobertura
A ₁	Região da parte da cobertura
A ₂	Região da parte da cobertura
A ₁₀	Modelo de treliças de 10 m de vão
A _c	Áreas de seção transversal do cabo
A _t	Áreas de seção transversal do perfil
B	Região B da parte da cobertura
B ₂₀	Modelo de treliças de 20 m de vão
C	Região C da parte da cobertura
C _{pe}	Coefficiente externo de pressão
C _{pi}	Coefficiente interno de pressão
C ₄₀	Modelo de treliças de 40 m de vão
D	Um quarto da região das partes da cobertura
D ₁	Região da parte da cobertura
D ₂	Região da parte da cobertura
D ₈₀	Modelo de treliças de 80 m de vão
E _c	Módulo de elasticidade do cabo de aço
E _t	Módulo de elasticidade do perfil de aço
E ₁₂₀	Modelo de treliças de 120 m de vão
F _{max} ^{cs}	Força interna máxima na corda superior
F _{meio} ^{cs}	Força interna no meio da corda superior
F _{max} ^{ci}	Força interna máxima na corda inferior
F _{meio} ^{ci}	Força interna no meio da corda inferior
F _{max} ^{cd}	Força interna máxima na diagonal
F _{max} ^{cm}	Força interna máxima no montante
F _d	Força longo do vão para carga de serviço Forças fatoradas atuantes nas cordas da treliça
F _d /P _{opt,c}	Forças normalizadas solicitantes Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça
F _d /P _{opt,c}	Forças normalizadas solicitantes Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça
G	Ação permanente
K _c	Rigidez axial do cabo
K _t	Rigidez axial do perfil
L ₀	Comprimento inicial do cabo e do tubo
M	Ponto do centro da corda superior da treliça
MPC	Multi Point Constraint

P	Força de protensão
P_{cabo}	Força no cabo
P_{perfil}	Força no perfil
P_{equi}	Força de protensão equivalente
$P_{\text{opt,c}}$	Força de protensão ótima
R_{apoio}^y	Reação de apoio na direção y
S_1	Fator topográfico
S_2	Rugosidade do terreno
S_3	Baseado em conceitos probabilístico
T	Metade da região da parte da cobertura
U	Um quarto da região da parte da cobertura
V_0	Velocidade básica
V_k	Velocidade característica do vento
W	Força do vento
X_c	Alargamento do cabo
X_t	Encurtamento do tubo
Z_e	Altura de referência (Eurocode1)

Letras romanas minúsculas

d	Vão segundo <i>Eurocode</i>
f	Flecha da cobertura
f_{ty}	Tensão limite de escoamento do perfil de aço
f_{pck}	Valor característico da resistência à tração do cabo de aço
f_{cy}	Tensão limite de escoamento do cabo de aço
h	Altura da coluna da cobertura (<i>Eurocode</i>)
h	Altura da cobertura (AS/NZS)
l_1	Largura da abobada cilíndrica medida na direção perpendicular ao vento
l_2	Largura da abóbada cilíndrica medida na direção paralela ao vento
q_e	Pressão dinâmica pico
r	Flecha da cobertura (AS/NZS)

Letras gregas

$\sigma_{cantoneira}^V$	Tensão de <i>von Mises</i> na cantoneira
σ_{max}^V	Tensão máxima de <i>von Mises</i>
σ_M^V	Tensão de <i>von Mises</i> em meio da treliça
ν	Coefficiente de Poisson do aço
Δ_c	Variação deformação nos cabos
δ_M	Incremento de deslocamento
δ_{max}^y	Deslocamento máximo no eixo y
U_y	Deslocamento no eixo y
σ_c	Tensão no cabo de protensão

Lista de Abreviaturas

AASHO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	<i>Associação Brasileira de Normas Técnicas</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASCE	<i>American Society Of Civil Engineers</i>
AS	<i>Standards Australia</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
APDL	<i>Ansys Parametric Design Language</i>
EUROCODE	<i>Normas Européias - Basis of Structural Design</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
NZS	<i>Standards New Zealand</i>
PTIA	<i>Post-Tensioning Institute of Australia Limited</i>
RB	Relaxação Baixa
RN	Relaxação Normal
SAP	<i>Structural Analysis and Design Program</i>
W	Valor da ação do vento

“A ciência é feita de suor como dizemos, temos sobre salto de lógica, temos anos de indagações não respondidas, temos frustrações, temos horas de arrancar os cabelos, mas o verdadeiro poder do gênio é a força de vontade para fazer todos os erros necessários para chegar à resposta”.

Michio Kaku.

1

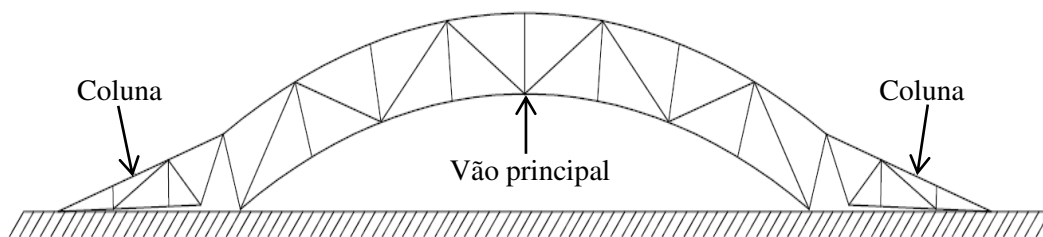
Introdução

Estruturas com uma geometria em arco têm a capacidade de suportar carregamentos gravitacionais através do arqueamento clássico, ação que os torna uma solução econômica e esteticamente apropriada para grandes vãos em estruturas de aço. Em particular, as estruturas de treliças em arco alcançam grande eficiência estrutural para resistir ao carregamento aplicado por meio da atuação arqueada das cordas, bem como utilizando a rigidez a flexão e rigidez axial, dos membros das cordas superior e inferior.

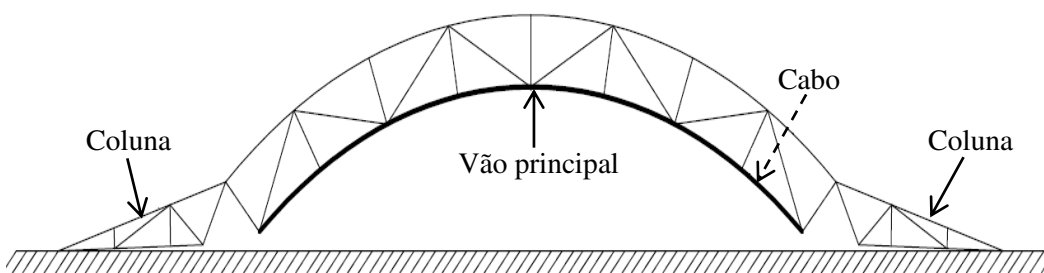
Nas estruturas protendidas observa-se o princípio básico da protensão, que consiste na criação, em determinadas regiões da estrutura, de tensões de sinais opostos às produzidas pelas cargas externas. Esse efeito é obtido a partir do emprego de cordoalhas de aço de alta resistência que são ancorados na estrutura, de modo que esta possa ser protendida. Dessa maneira ocorre um aumento da capacidade resistente da peça, possibilitando a redução das dimensões dos perfis de aço e, como consequência, a redução dos custos de construção.

Na Austrália a empresa S^2 *Space Solutions*, Sydney, Austrália (Ellen, 1987) desenvolveu treliças protendidas com cordas tubulares e com protensão com cabos localizados na corda inferior que introduz solicitação contrária aos efeitos provenientes de cargas gravitacionais e do vento. A seguir são descritas as etapas construtivas das treliças em arco mencionadas.

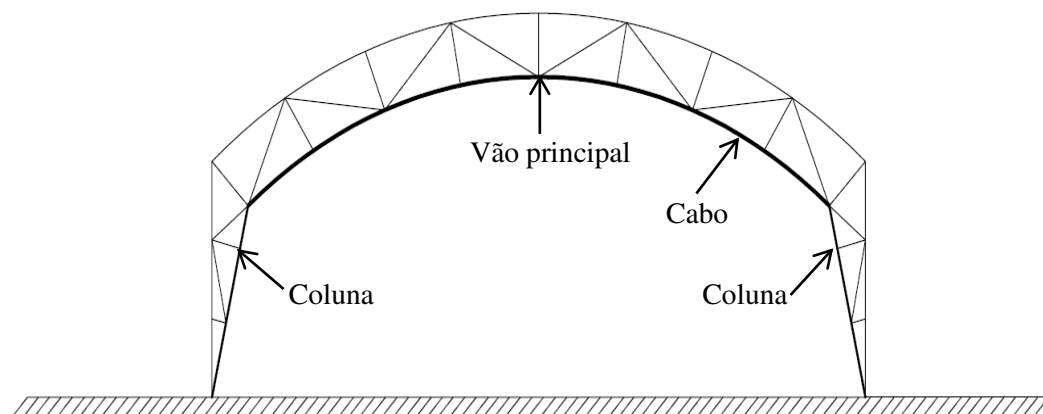
Inicialmente as treliças são montadas ao nível do solo, como apresentado na Figura 1.1 (a), com a coluna rotulada na parte da treliça. Em seguida vê-se a protensão dos cabos inseridos dentro da corda inferior do trecho do vão principal (Figura 1.1 b). O comprimento segmentado da corda inferior determina a curvatura da parte superior e da corda inferior de modo que o comprimento segmentado pode ser variado na fase de projeto para obter-se a forma desejada da treliça. Na Figura 1.1 (c) mostra-se a montagem do conjunto das colunas que após receber protensão formam uma estrutura completa.



(a) Construção das componentes da treliça tubular.



(b) Cabos de protensão encaixados na corda tubular inferior.



(c) Conexão da estrutura da coluna e a estrutura principal.

Figura 1.1 Etapas construtivas das treliças protendida em arco (Ellen, 1987).

Nas treliças de aço arqueadas, protendidas com articulação deslizante, a protensão tem sido utilizada como processo de montagem de estruturas em forma de arco (técnica com juntas deslizantes por meio do tensionamento de um cabo na corda inferior). Foi recentemente aplicada para a construção de cobertura temporária em estrutura de aço em Londres no *Hyde Park*, como pode ser visto nas Figuras 1.2 e 1.3.



Figura 1.2 Montagem e etapa da protensão na Treliça *Hyde Park, London* (Gkantou et al., 2015).



Figura 1.3 Treliça de arco protendida *Hyde Park* (Gkantou et al., 2015).

Na literatura técnica o tema específico do estudo e do comportamento estrutural de treliças de aço em forma de arco protendidas com diferentes tipos de perfis tem sido pouco abordado, havendo poucas publicações. Esta tese apresenta um estudo do comportamento estrutural de treliças de aço em forma de arco utilizadas no projeto de coberturas protendidas, considerando uma extensiva análise para diferentes variações de geometria e de vão nos modelos de treliça.

Apresenta um estudo da geração de arquivos de entrada de dados, usando-se o recurso *APDL* do programa *ANSYS* de modo a possibilitar a análise paramétrica das estruturas e definições das ações, segundo os critérios das normas.

Uma das aplicações de estruturas com protensão é a coluna permanente protendida, que foi utilizada em 2012 no *Chiswick Park* em Londres, cujo sistema de fachada é mostrado na Figura 1.4. Compreende uma coluna central de 23,5 m, empregada para suportar uma estrutura suporte de fachada e de cobertura, com um sistema de membros transversais ao longo do comprimento da coluna (cruzetas triplas) e cabos de protensão que atuam para impedir os deslocamentos e melhorar a resistência à flambagem da coluna.

Esse sistema de reforço adicional pode aumentar consideravelmente a capacidade de carga da coluna, resultando em uma solução estrutural eficiente. A Figura 1.5 mostra outro exemplo de coluna estaiada no telhado da cobertura do prédio do *Frick Chemistry Laboratory* na Universidade de Princeton, Nova Jersey, EUA (Seward, 2012).

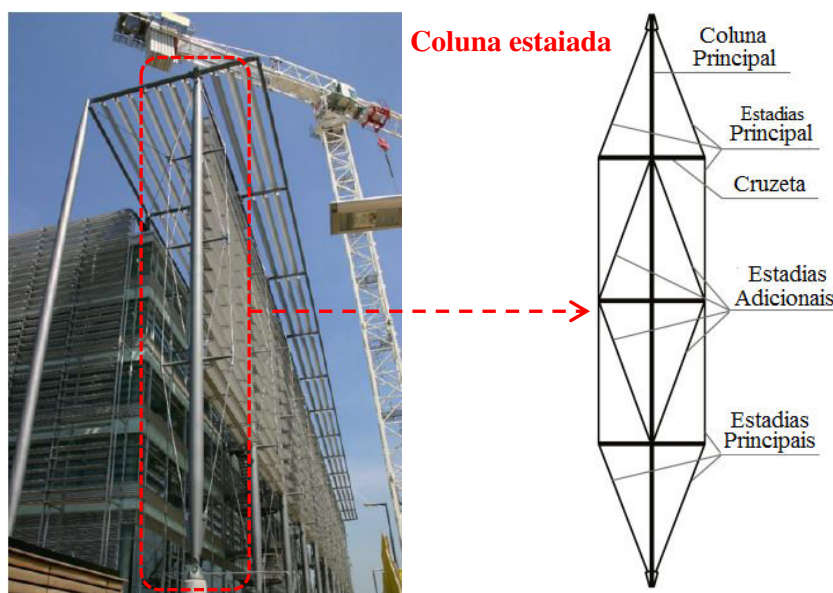


Figura 1.4 Coluna protendida do Edifício do *Chiswick Park*, (Osofero et al., 2012).

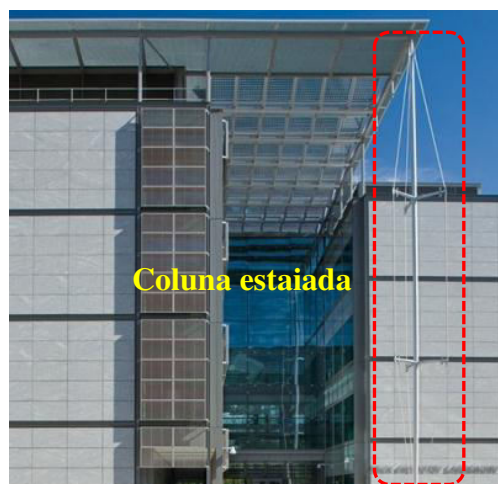


Figura 1.5 Coluna estaiada de cobertura do prédio do *Frick Chemistry Laboratory* na Universidade de Princeton, Nova Jersey, EUA (Seward, 2012).

Outra aplicação de estruturas de aço protendidas foi o uso de colunas de aço esbeltas e estaiadas com utilização de protensão que ocorreu durante a fase de construção do palco principal do “*Rock in Rio III(2003)*”, realizado na cidade de Rio de Janeiro para suporte temporário da estrutura espacial da cobertura.

Nesse projeto houve necessidade de se apoiar parte da estrutura de cobertura, cuja altura de montagem foi de 36 m acima do nível do chão. Utilizando-se um sistema de barras perpendiculares ao tubo principal e em forma de cruz, essa solução estrutural proporcionou redução do comprimento efetivo de flambagem da coluna.

Pelos métodos convencionais de construção uma estrutura de cobertura com essa altura teria exigido um sistema denso e complicado de andaimes estaiados, com grande perda de tempo de execução. Para prevenir esse problema os engenheiros decidiram adotar esse tipo de sistema. Devido à sua simplicidade estrutural e superioridade em resistir a cargas axiais, tal opção permitiu a redução de tempo de construção.



Figura 1.6 Palco principal do Rock in Rio III (2011) durante a montagem (Andrade, *et al.*, 2003).

Em treliças o uso da protensão foi inicialmente estudado e aplicado em treliças de ferro fundido, por *Rider, Nathaniel*, que, em 1847, projetou um ponte com tabuleiro de madeira com treliças protendidas (Figura 1.7), cuja corda superior, os montantes de apoio e diagonais são de ferro fundido. A protensão foi aplicada nas diagonais, onde as conexões da estrutura foram simplificadas e a rigidez de ponte foi aumentada.

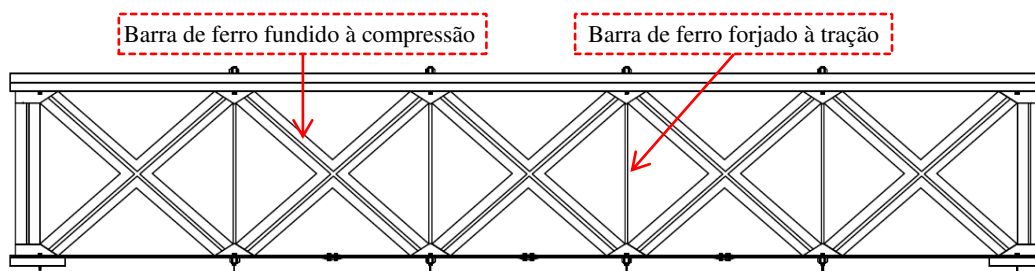


Figura 1.7 Ponte de 33,8 m de vão de ferro fundido e forjado em *New York* (Darnell, 1991).

Outra construção importante foi a grande ponte ferroviária tubular de *Britania*, de autoria de *Robert Stephenson*, sobre o Estreito de *Menai*, na *Inglaterra*, concluída em 1850. Cada via férrea foi colocada sobre uma viga contínua de ferro forjado de 140 m do vão e dois vãos laterais de 70 m. Uma ponte com esse vão, quando sujeita ao seu próprio peso, apresenta um grande momento fletor, e quando aplicada a força de protensão cria-se um sistema de forças internas na estrutura que atua em oposição ao efeito das cargas gravitacionais, particularmente seu próprio peso, daí se tem economia de material e redução de custos.

Ayyub et al. (1990) examinaram as componentes confiabilidade e redundância de treliças protendidas. Afirmam que uma abordagem estatística é apropriada devido à incerteza envolvida em resistência estrutural e condições futuras de carga. Os resultados mostraram maior confiabilidade e redundância quando as treliças foram protendidas.

No entanto, esses autores apenas compararam treliças com e sem cabos e, portanto, a melhoria na confiabilidade e redundância pode ser atribuída, em grande parte, ao fato de ter sido acrescentada uma componente estrutural do cabo à estrutura. *Han e Park* (2005), realizaram um estudo paramétrico do comportamento e capacidade de suporte de carga de treliças protendidas.

Bhargavi e Rama (2015) apresentaram uma comparação de resultados entre o projeto de treliças protendidas com cabos de alta resistência e o projeto com o uso de treliças convencionais. A partir dessa comparação, esses autores mostraram que há uma considerável economia para os membros de treliças individuais, e melhoria notável no comportamento da estrutura. O uso da protensão em estruturas de aço tem por finalidade a obtenção de economia de material, ou, em certos casos, atender às imposições arquitetônicas ou construtivas.

1.1.

Motivação

De acordo com *Post-Tensioning Institute of Australia Limited (PTIA, 2007)*, a grande vantagem da utilização de treliças protendidas se deve à redução do peso do aço em até 60%. Além disso, por serem protendidos, esses elementos conseguem vencer grandes vãos com economia, controlando a flecha e aumentando a resistência estrutural. Pós-tensionamento dos cabos de aço dentro da estrutura proporciona o mecanismo de armazenamento de energia, quanto maior as cargas impostas associadas ao fenômeno natural tais como terremotos, tornados e carregamento de neve, com os benefícios de redução de custos e aumento de rigidez.

A Figura 1.8 apresenta uma cobertura protendida para hangares de aviões, também para instalações industriais e complexos desportivos desenvolvidos por *Post-Tensioning Institute of Australia Limited*, líder mundial no fornecimento de soluções em estruturas de aço em coberturas em grande extensão pós-tensionada.

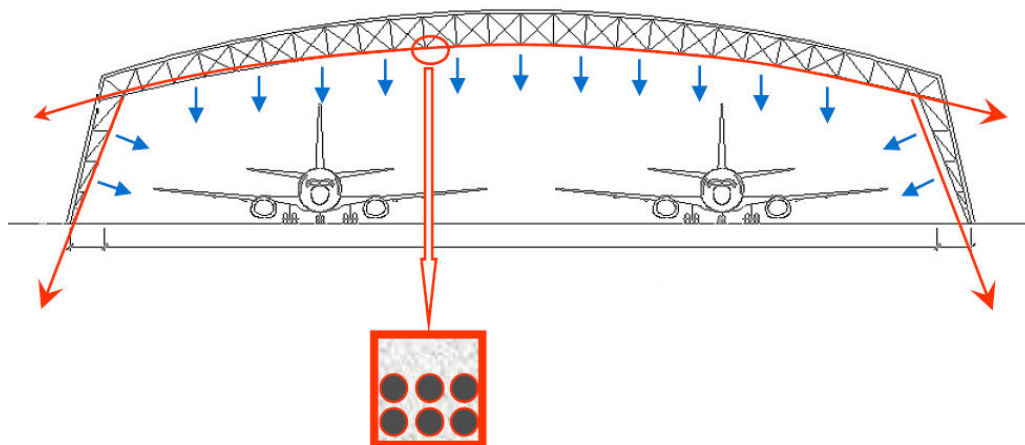


Figura 1.8 Treliça de aço em forma de arco protendida (PTIA, 2007).
(Fonte: <www.s-squared.com.au>. Acesso em: 20 de jul.2014).

Um caso de estudo recente de estruturas de aço protendidas de alta resistência e de grande importância é o caso da reconfiguração do estádio “Olympic Sydney”, em 2003, localizado em *Homebush, New South Wales*, com vão livre de 114 m de seções de norte e sul do telhado e área total de cobertura de 7.000 m² (Figura 1.9). A treliça protendida forneceu uma solução de alto grau de sustentação de carga, com redução de 40% de peso de aço.



(a) Estruturas da treliça protendida.

(b) Cabos ancorados na treliça.

Figura 1.9 Reconstrução Estádio Olímpico de Sydney (PTIA, 2007).

O uso da protensão em estruturas de aço tem por finalidade a obtenção de economia de material, ou, em certos casos, atender às imposições arquitetônicas ou construtivas. O seu princípio consiste em criar, em determinadas regiões da estrutura, tensões de sinais opostos às produzidas pelas cargas externas. Isso é obtido pelo emprego de fios de aço de alta resistência que são ancorados na estrutura, de modo que possam ser protendidos e gerassem solicitações em sentidos opostos aos causados pelas cargas externas, em trechos previamente estruturados.

Com isso há um aumento da capacidade resistente da peça, possibilitando a redução das dimensões dos perfis e, como consequência, a redução dos custos das construções. A Figura 1.10 mostra os cabos de aço ancorados em elementos metálicos da estrutura, e a Figura 1.11 a construção do hangar de aeronave de grande vão livre.



Figura 1.10 Cabos ancorados na estrutura (PTIA, 2007).

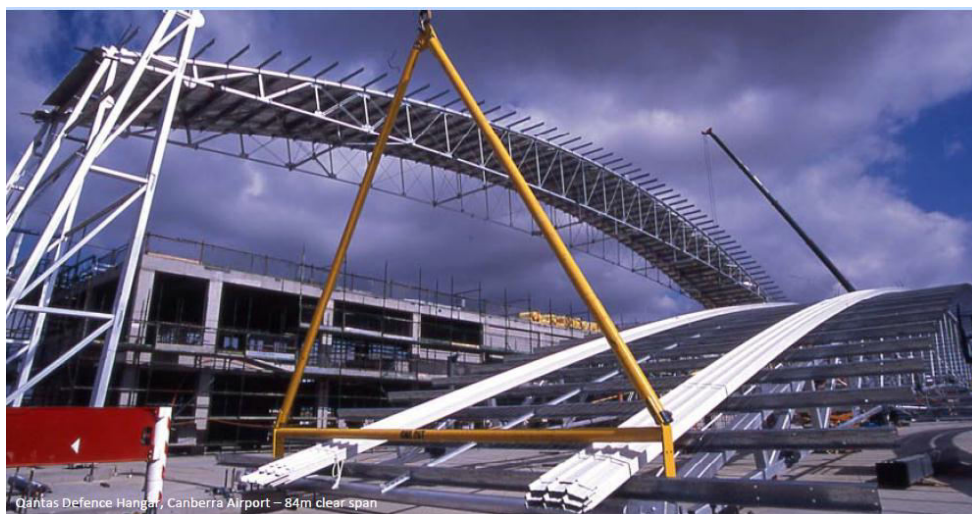


Figura 1.11 Hangar de aeronave (PTIA, 2007).

Entre as vantagens da protensão tem-se a facilidade de inspeção e a manutenção durante e após a protensão. Os cabos são dispostos fora da área física ocupada pela seção transversal da estrutura, o que facilita uma possível substituição quando necessário e previsto em projeto. Entretanto, algumas desvantagens estão relacionadas à exposição dos cabos às influências ambientais e às possíveis vibrações, o que pode ser solucionado com a proteção e a redução do comprimento livre do cabo, respectivamente. As fotos da Figura 1.12 mostram o processo de colocação dos cabos em elementos metálicos da estrutura e cabo tensionado na ancoragem.



(a) Colocação dos cabos



(b) Cabos ancorados

Figura 1.12 Cabos de protensão na estrutura (PTIA, 2007).

1.2.

Objetivo

Esta tese tem como objetivo principal desenvolver um estudo acerca da modelagem do comportamento estrutural das treliças de aço em forma de arco, utilizadas no projeto de coberturas protendidas, com base no método dos elementos finitos (MEF), utilizando linguagem *APDL* do programa *ANSYS*. O propósito é avaliar o comportamento estrutural dos modelos, através da análise estática linear e não linear física, considerando as treliças até a ruptura.

Como objetivos decorrentes almeja-se determinar o aumento da rigidez e da eficiência do referido sistema estrutural com protensão, comparando-se os resultados dos modelos estruturais para os diferentes vãos desenvolvidos na modelagem.

Como objetivos específicos, pretende-se:

Desenvolver um estudo sobre as considerações da ação do vento em coberturas curvas, segundo critérios das normas. Posteriormente, efetuar uma análise estática linear com aplicação dos carregamentos de vento ao longo do vão de uma estrutura de 80 m, segundo critério das normas citadas no capítulo 3.

Realizar uma calibração do modelo computacional da treliça de 10 m de vão, por meio de um estudo de sensibilidade de convergência das malhas empregadas para obter o tamanho ideal do elemento, para apresentar resultados precisos, por meio da avaliação das tensões obtidas com o critério de *von Mises* e das reações de apoios para os diferentes níveis de discretização.

Avaliar a calibração do nível de força de protensão ideal que foi aplicado nas estruturas, definido como aquele em que tanto os elementos da treliça como o cabo de protensão permanecem no regime elástico. Para simular a aplicação da força de protensão nas estruturas, admite-se uma variação de deformação nos cabos, de modo que esses elementos se deformem, e como consequência é gerada uma força próxima ao valor da força de protensão calculada para cada modelo.

Realizar, para a fase de construção, um estudo de sensibilidade das espessuras de chapas de ancoragem adequadas para os diferentes modelos das treliças protendidas, com a finalidade de analisar a interface entre a chapa e o cabo nas extremidades com força de protensão.

Efetuar uma análise computacional dos níveis das forças de protensão aplicadas na treliça, com a finalidade de analisar o comportamento da estrutura à medida que a magnitude das tensões na estrutura aumenta.

Realizar uma análise estática linear e não linear com a utilização de perfil tipo W, com o objetivo de investigar a influência das estruturas com a variação para grandes vãos, obtendo as solicitações, tensões e deslocamentos no estado de serviço, e considerando-se as estruturas até a ruptura.

Ressalte-se que durante a fase de pesquisa foi encontrada pouca informação sobre atividade de modelagem numérica da implementação paramétrica e experimental para treliças de coberturas curvas protendidas, verificando-se, entretanto, mais estudos ao se abordar a utilização com perfis tipo W.

1.3. Escopo

A tese é apresentada na sequência dos capítulos a seguir descritos:

Capítulo 1: introdução ao projeto de estruturas de coberturas protendidas. Mostra a relevância e a motivação do presente estudo. São apresentados, também, os objetivos, organização do trabalho e divisões em capítulos.

Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica do estudo do comportamento estrutural de treliças de aço em forma de arco, utilizadas no projeto de coberturas protendidas, como: conceitos gerais, o desempenho de aço de protensão, as características dos cabos de aço, a protensão externa, economia em estruturas protendidas, efeitos da protensão sobre o comportamento estrutural de treliças e diversas pesquisas que podem ser encontradas na literatura.

Capítulo 3: nesse item, é apresentada uma revisão sobre a ação do vento em estruturas em coberturas curvas, segundo os critérios das normas *Eurocode 1*, *AS/NZS 1170* e *NBR 6123*.

Capítulo 4: nesse capítulo é apresentado o modelo estrutural da treliça de aço em forma de arco, sem e com protensão, incluindo-se as características dos materiais, as dimensões, especificações dos perfis, os cabos de protensão, os modelos de carregamentos aplicados e as condições de contorno adotadas.

Capítulo 5: descreve as considerações gerais sobre a modelagem numérica do código comercial *ANSYS.R15*, utilizando-se linguagem de programação *APDL*, para os modelos estruturais utilizados.

Capítulo 6: nesse item são apresentados os resultados da análise linear elástica dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos empregando-se o programa *ANSYS* para avaliar o comportamento estrutural com as cargas de serviço.

Capítulo 7: nessa seção apresentam-se os resultados obtidos na análise não linear elástica das treliças, sem e com protensão, que tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural dos modelos até a ruptura.

Capítulo 8: trata das considerações finais, conclusões, principais contribuições e sugestões para trabalhos futuros.

Referências bibliográficas.

Apêndice A.

2

Revisão bibliográfica

Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica geral das principais contribuições teóricas e experimentais sobre o desempenho de aço de protensão e os efeitos da protensão em estruturas. São relatadas as características dos cabos de aço, a protensão externa, os desviadores e traçados em treliça, economia em estruturas protendidas, os tipos de cabos, o processo construtivo da protensão. A seguir tem-se as considerações mais significativas sobre o efeito da protensão e sua importância atual.

2.1.

Considerações gerais

A tecnologia para a aplicação da protensão em estruturas metálicas, de forma que se possa obter ganho econômico, sendo capaz de vencer grandes vãos, resistindo a carregamentos elevados com peso reduzido, menores dimensões de seções transversais e facilidade construtiva, começou a se desenvolver na Europa, mas ainda é considerada uma técnica nova para a maioria dos países. A aplicação da tecnologia da protensão pode ser usada com a finalidade de reforçar e recuperar estruturas metálicas já existentes, como passarelas e, principalmente, pontes metálicas.

Um sistema de protensão em estruturas metálicas, segundo *Troitsky* (1990), foi utilizado inicialmente em 1837 por *Squire Whipple*, que aplicou a protensão aos elementos tracionados de treliças em ferro fundido, que formavam o tabuleiro de uma ponte de ferro em forma de arco, com o objetivo de tornar a estrutura mais dúctil. Na cidade de *Johnstown*, em Nova Iorque, uma réplica dessa ponte foi construída no ano de 1980 pelos estudantes de Engenharia Civil do “*Union College Campus*”, como apresenta a Figura 2.1, em comemoração à contribuição de *Whipple* para a construção de pontes.



Figura 2.1 *Squire Whipple Bridge at UnionCollege.*
(Fonte: <<http://www.hmdb.org>>. Acesso em: 28 de jul.2014).

Porém, apenas em meados da década de 1930, *F. Dischinger* na Alemanha e *Gustave Magnel* na Bélgica, dentre outros na Europa, deram início aos estudos com análises teóricas, ensaios experimentais e construções, utilizando-se a protensão e voltados, principalmente, para a construção de pontes. Somente a partir da década de 1950 surgiram as publicações de artigos técnico-científicos mais expressivos sobre esse tema.

Os primeiros trabalhos técnicos que apresentaram procedimentos para o projeto e o dimensionamento de estruturas metálicas protendidas foram publicados em Moscou, no ano de 1963, e em Praga, no ano de 1969. Na mesma época, em 1968, foi criado pelo *ASCE-AASHO* um comitê para estudos sobre protensão em estrutura metálica e mista para construções e recuperação de pontes. Com isso o interesse por esse sistema construtivo foi sendo incrementado, dando origem a pesquisas teóricas e experimentais para entender o comportamento estrutural do aço com protensão.

Com o desenvolvimento da construção mista aço-concreto houve uma tendência de estudos sobre a aplicação da protensão em vigas mistas. Os primeiros estudos foram apresentados inicialmente por *Dischinger* em 1979, originando uma série de trabalhos propondo essa técnica de protensão em pontes formadas por estrutura mista e utilizando-se cabos de alta resistência.

Logo em seguida *Coff*, em 1950, e *Naillon*, em 1961, patentearam separadamente a invenção do método de protensão em sistemas mistos e metálicos, respectivamente. *Szillard*, em 1959, sugeriu métodos para dimensionamento e análise de protensão em estrutura mista. *Reagan*, em 1967, analisou os efeitos da variação da espessura da laje, da força de protensão e do tipo de carregamento no comportamento de vigas mistas biapoiadas.

Dentre as pesquisas mais recentes acerca do comportamento de estruturas de aço protendidas (Figura 2.2), destacam-se os seguintes autores, no tema de “vigas metálicas protendidas e aspectos aplicados relacionados à inspeção e recuperação de ponte de aço”: *Belenya* (1977); *Troitsky* (1990); *Brandford* (1991); *Nunziata* (1999); *Nunziata* (2003); *Nunziata* (2004); *Ronghe e Gupta* (2002); e *Belletti e Gasperi* (2010). No Brasil pode-se citar: *Sampaio Júnior* (1976); *Gonçalves* (1992); *Ferreira* (2007); *Rezende* (2007).



Figura 2.2 Vigas metálicas protendidas (*Nunziata*, 1999).

O uso de protensão externa como meio de reforçar ou reabilitar pontes existentes e estruturas metálicas tem sido utilizado em muitos países desde a década de 1950, proporcionando uma solução eficiente e econômica para uma vasta gama de tipos e condições de ponte. O uso dessa técnica cresceu por causa da velocidade de instalação e do mínimo de interrupção para o fluxo de tráfego.

As Figuras 2.3 e 2.4 apresentam a Ponte de *Condet*, na Indonésia. Em 1994 foi necessário reforçar sua estrutura e optou-se por aplicar a protensão externa para reabilitar essa ponte.



Figura 2.3 Ponte de Condet, Indonésia (Daly e WitarnAwan,2000).



(a)



(b)

Figura 2.4 Ponte de Condet, Indonésia: a) cabos de protensão da ponte e b) detalhes de ancoragem (Daly e WitarnAwan, 2000).

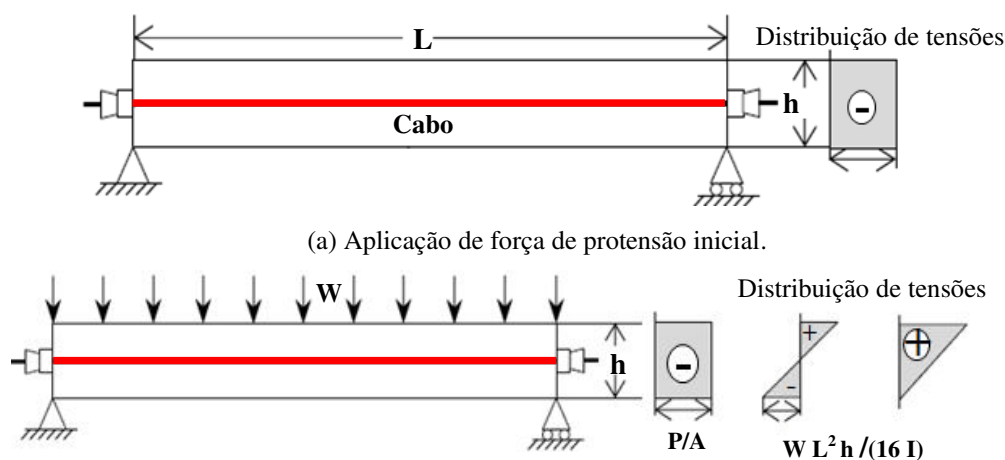
2.2.

Desempenho dos elementos de aço protendido

Historicamente o princípio da protensão foi empregado muito antes da invenção desse termo, e é usado hoje em alguns objetos do cotidiano. As estruturas protendidas mais antigas eram navios de vela egípcios, construídos em 2700 a.C, que foram solicitados por um sistema de cabos de arame e uma corda principal ao longo do navio e um número de cordas na direção transversal. Os barris e as rodas de madeira são ambos protendidos por anéis de ferro. Materiais como o ferro fundido, que têm resistência à compressão, mas baixa resistência à tração, requerem compressão prévia para torná-los mais efetivos.

Para sistemas estruturais com grandes vão, na quais cargas externas e o próprio peso se tornam uma componente cada vez mais dominante do carregamento, economias significativas de material podem ser alcançadas com o uso de cabos de aço de alta resistência em conjunto com aço convencional. Benefícios adicionais podem ser obtidos por protensão dos cabos, induzindo forças internas na estrutura que podem contrariar as aplicadas por cargas externas e controlar as flechas devidas ao peso próprio.

Na engenharia estrutural a técnica de protensão é comumente aplicada em estruturas de concreto, devido à fraqueza inerente do material sob tensão de tração. A baixa resistência à tração de concreto gera acréscimo de fissuras nos primeiros estágios de carregamento. Na Figura 2.5 observa-se uma viga simplesmente apoiada de concreto protendido.



(b) Aplicações da carga uniformemente distribuída e a força de protensão

Figura 2.5 Viga de concreto protendido com distribuição de tensões.

2.2.1.

Barra axialmente protendida

Neste item são apresentados os principais aspectos comportamentais do elemento de aço protendido, incluindo-se sua resposta a protensão e sob a aplicação subsequente da força de tração e o nível de protensão.

A protensão é a introdução de tensões, exatamente definidas nas seções transversais dos membros para aumentar a resistência da estrutura, que são opostas às cargas externas aplicadas. Esse método pode usar o material de forma mais econômica. Além disso, a força de protensão em elementos de aço na tensão resulta em compressão, o que fornece a estrutura maior capacidade resistente.

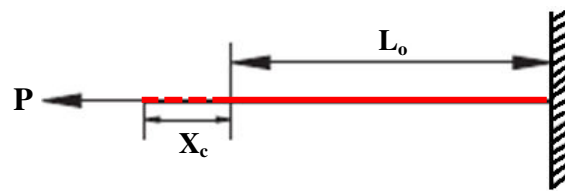
Em estruturas de aço protendido ou seus elementos estruturais, o efeito da protensão induz um estado de tensões que, em geral, é de sinal oposto às tensões devido as ações aplicadas. Exemplos isolados da aplicação de estruturas de aço protendido foram encontrados no século passado, mas apenas durante a última década esse método de aumentar a efetividade das estruturas teve ampla aplicação.

Durante a fase de protensão do sistema de um cabo de aço em perfil tubular de aço aplica-se uma força de tração P no cabo e uma força de compressão de igual magnitude é induzida na barra de aço, como apresenta a Figura 2.6. Quando o processo de protensão é concluído o cabo e o perfil são bloqueados na posição em que ambos terminam, de modo que não há movimento relativo entre os dois componentes, como mostrado na Figura 2.6.c., onde:

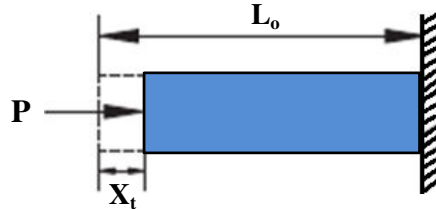
L_0 : comprimento inicial do cabo e do tubo;

X_c : alargamento do cabo;

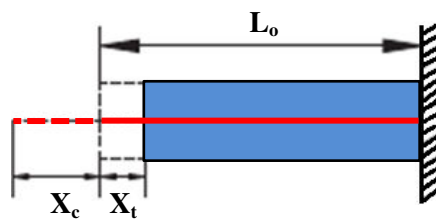
X_t : encurtamento do tubo.



(a) Força do cabo durante a protensão.



(b) Diagrama de força do tubo durante a protensão.



(c) Tubo e cabo travados em posição após a protensão.

Figura 2.6 Esquema do processo de protensão em perfil de aço durante a protensão.

Uma vez que a força de protensão P , da mesma magnitude, mas de sentido oposto, é aplicada para o cabo e o perfil, o elemento protendido é autoequilibrado. Portanto, desde que não haja deslocamentos fora do plano (isto é, nenhuma flambagem) as forças são induzidas durante a condição de equilíbrio para o sistema, assim:

$$P_{\text{cabo}} - P_{\text{perfil}} = K_c X_c - K_t X_t \quad (2.1)$$

onde

K_c, K_t : representam a rigidez axial do cabo e de perfil, respectivamente, que são dadas pelas seguintes expressões

$$K_c = \frac{E_c \times A_c}{L_0} \quad \text{e} \quad K_t = \frac{E_t \times A_t}{L_0} ;$$

onde

E_c, E_t : são os módulos de elasticidade do cabo e do perfil, com A_c e A_t sendo as áreas de seção transversal do cabo e do perfil, respectivamente.

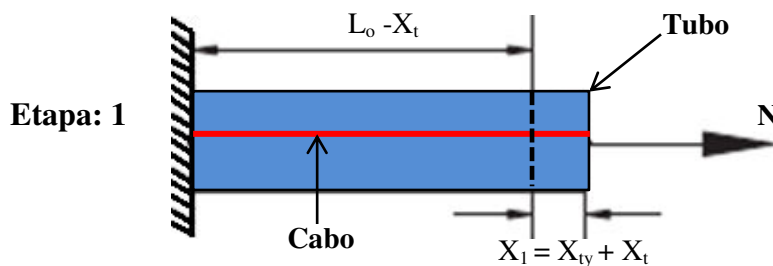
No comportamento do sistema protendido do perfil tem-se três casos: **(1)** O tubo plastifica antes do cabo; **(2)** O cabo plastifica antes do tubo; **(3)** Plastificação simultânea dos dois elementos. A seguir são exemplificados os três casos:

Caso 1: Plastificação do tubo antes do cabo

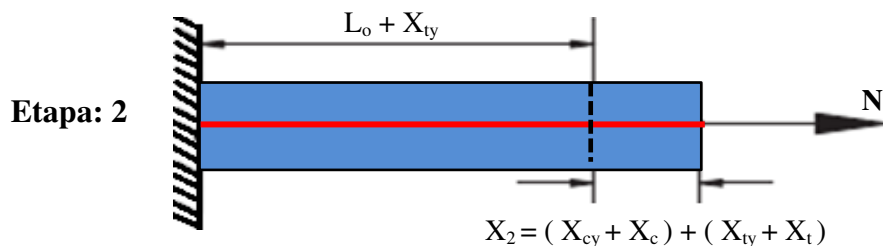
Para o caso 1 ocorrem três etapas do comportamento da plastificação do sistema, ilustradas na Figura 2.7. O nível de protensão aplicado determina se o tubo plastifica antes do cabo ou ao contrário. Se a barra plastifica antes do cabo, tem-se:

$$\frac{f_{cy}}{E_c} - \frac{P}{A_c E_c} > \frac{f_{ty}}{E_t} + \frac{P}{A_t E_t} \quad (2.2)$$

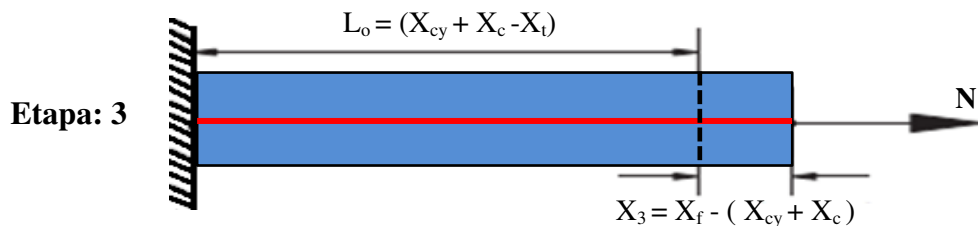
onde f_{cy} e f_{ty} são as tensões de escoamentos do cabo e do tubo, respectivamente.



(a) Início de carregamento até a plastificação do tubo inicialmente em compressão e o cabo em tensão, ambos de magnitude P , é submetido a um carregamento N .



(b) O tubo plastifica e o cabo continua armazenando energia de deformação elástica à tração.



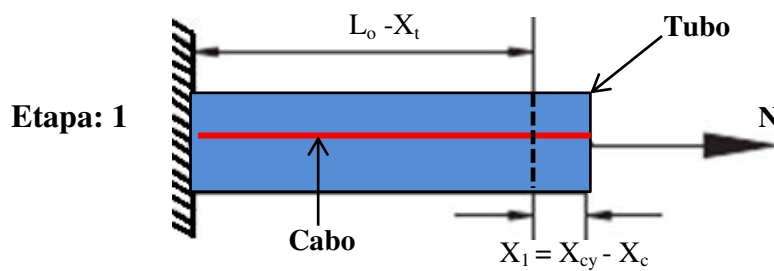
(c) Continua até a fratura do tubo ou, mais provavelmente, fratura do cabo em um deslocamento relativo ao estado do sistema no final do protendido.

Figura 2.7 Deslocamento em cada estágio em relação à deformação do tubo para caso 1.

Caso 2: Plastificação do cabo antes do tubo

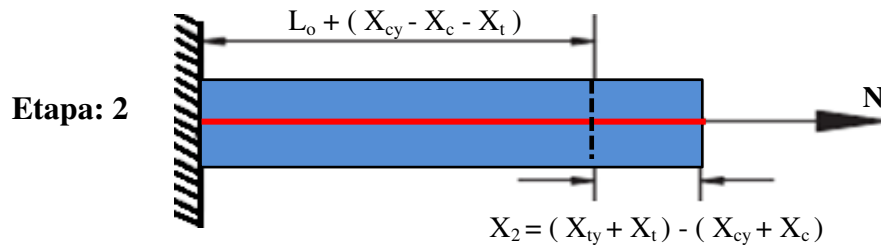
Para este caso ocorrem três fases de plastificação do sistema ilustrado na Figura 2.8. As expressões da fase (a) são as mesmas do caso 1, pois o tubo e o cabo são elásticos (Fase a) ou plásticos (Fase c), assim:

$$\frac{f_{cy}}{E_c} - \frac{P}{A_c E_c} < \frac{f_{ty}}{E_t} + \frac{P}{A_t E_t} \quad (2.3)$$

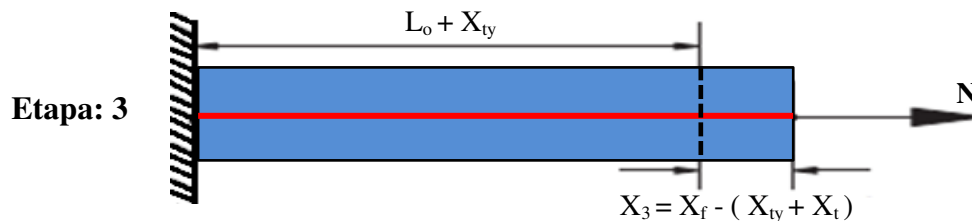


(a) Início de carregamento até a plastificação do cabo inicialmente em tensão e tubo a compressão, ambos de magnitude P , é submetido a um carregamento N .

(b)



(b) O cabo cedeu e o tubo continua armazenando energia de deformação elástica.



c) Continua até a fratura do cabo ou, mais provavelmente, fratura do tubo em um deslocamento relativo ao estado do sistema no final do protendido.

Figura 2.8 Deslocamento em cada estágio em relação à deformação do tubo para caso 2.

Caso 3: Plastificando-se simultaneamente ambos os elementos

Para o caso 3 o nível de protensão ideal, $P_{opt,c}$, sob carga de tração pode ser definido como aquele nível que causa a plastificação simultânea do cabo e do perfil, uma vez que isso proporciona a resposta mais rígida. O nível de protensão ideal sob a carga de tração aplicada, $P_{opt,c}$ pode ser calculado ao igualar-se as expressões para a tensão necessária para produzir a plastificação tanto do cabo como para o perfil, como mostrado abaixo:

$$\frac{f_{cy}}{E_c} - \frac{P_{opt,c}}{A_c E_c} = \frac{f_{ty}}{E_t} + \frac{P_{opt,c}}{A_t E_t} \quad (2.4)$$

Isolando-se o termo $P_{opt,c}$:

$$P_{opt,c} = \frac{A_c A_t}{A_t E_t + A_c E_c} (f_{cy} E_t - f_{ty} E_c) \quad (2.5)$$

Sistemas de cabo em tubo, no qual os cabos estão colocados dentro de seções estruturais (cavidades), oferecendo vantagens, como garantindo a estabilidade do tubo sob as forças de protensão devido à ação estabilizadora do cabo tensionado. Exemplos de aplicações recentes de sistemas de cabo em tubo protendido incluem a reconfiguração do estádio olímpico de *Sydney* e do hangar *Five Star Aviation* em *Brisbane Airport*, ambos na Austrália (*Ellen et al.*, 2012).

2.3.

Cabos de aço de protensão

Na literatura os elementos usados para protensão geralmente são cordoalhas e barras de aço (*Troitsky*, 1990; *Belenya*, 1977). Podem ser colocados internos ou externos em sistema da treliça (*Ayyub et al.*, 1990).

Para os cabos de protensão das estruturas protendidas, utilizam-se usualmente cordoalhas de 3 a 15,3 mm de diâmetro que são fios trefilados de mesmo diâmetro nominal agrupados em espiral para formar uma corda (fios trefilados, enrolado em forma de hélice, de dois, três ou sete fios).

A corda em espiral tem um fio de núcleo redondo central, e seis fios são enrolados helicoidalmente com passo e direção idênticos (Figura 2.9). Quando são tensionados os fios na corda se apoiam um no outro causando compressão lateral, e conseqüentemente a inclinação dos fios constituintes com o eixo da corda reduz a resistência à tração da corda em 15-25% em comparação com fios simples.

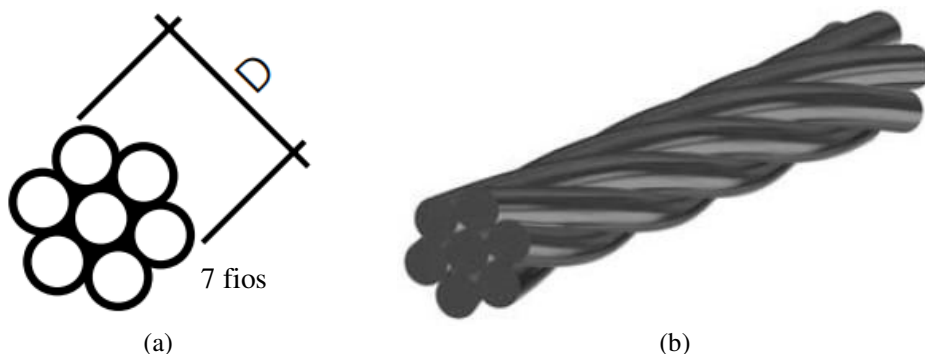


Figura 2.9 Cordoalhas em forma de espiral: (a) grupo de fios para formar uma cordoalha de 7 fios; (b) fios para formar cordoalhas em forma de hélice.

Ressalta-se que a composição química máxima dos principais componentes dos cabos de aço para protensão é de 0,70 a 1,20 % de carbono, maior do que perfil de aço A572 de grau 50 (0,23% de carbono), portanto, os cabos têm uma tensão limite de escoamento maior.

Os cabos de aço na estrutura protendida caracterizam-se por sua alta resistência e são classificados em aços de relaxação normal, denominados por **RN**, e aços de relaxação baixa, denominados por **RB**. Os RN consistem em aços retificados por um tratamento térmico que melhora as tensões internas de trefilação e permite uma menor perda devido à relaxação; os RB recebem um tratamento termomecânico que reduz a perda por relaxação e que consiste em aquecimento a 400° C e tração até a deformação unitária de 1%. As cordoalhas devem receber a designação conforme NBR 7482 [4].

As tensões nas armaduras de protensão são limitadas a certos valores máximos, a fim de se reduzir o risco de ruptura dos cabos e também de evitar perdas exageradas por relaxação do aço. De acordo com o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 [1], são especificados os seguintes valores-limites de tensão inicial para armadura protendida.

$$RN \leq \begin{bmatrix} 0,77 f_{ptk} \\ \text{ou} \\ 0,90 f_{pyk} \end{bmatrix} \quad e \quad RB \leq \begin{bmatrix} 0,77 f_{ptk} \\ \text{ou} \\ 0,85 f_{pyk} \end{bmatrix}$$

onde

f_{ptk} : resistência à tração do aço de armadura ativa;

f_{pyk} : resistência ao escoamento do aço de armadura ativa.

Também utiliza-se para protensão as barras de aços-liga, de alta resistência, com diâmetro superior a 12 mm. As Figuras 2.10 e 2.11 mostram esquemas do cabo de aço e barra de aço com os componentes de ancoragem para a protensão.

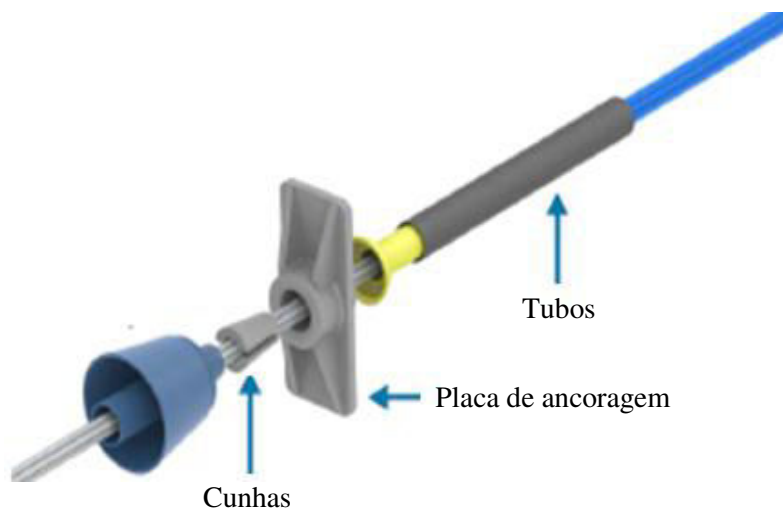


Figura 2.10 componentes para ancoragem.

(Fonte: <http://impactoprotensao.com.br>> acesso em 4 de jul.2014).

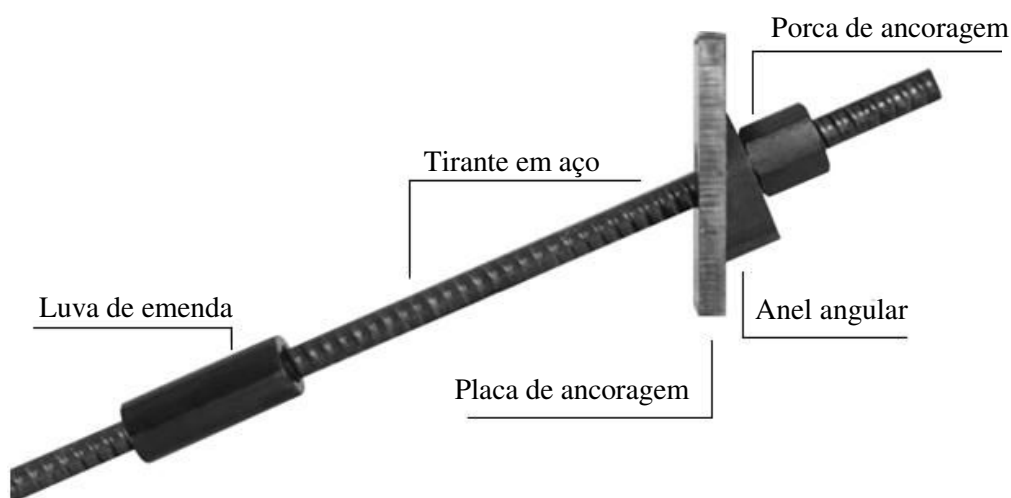


Figura 2.11 Barra de aço de alta resistência.

(Fonte: <http://awacomercial.com.br>> Acesso em: 22 de jul.2014).

2.4.

Protensão externa

A protensão externa pode ser utilizada para diversos tipos de materiais, como concreto, aço ou estruturas mistas. No caso de estruturas metálicas protendidas é importante o domínio dessa técnica de protensão para que se possa projetar as peças e entender o seu comportamento estrutural. De acordo com REIS (2003) alguns aspectos técnicos caracterizam a protensão externa em viga protendidas:

- (a) os cabos de protensão são colocados fora da área física ocupada pela seção transversal da estrutura;
- (b) a força de protensão é transmitida à estrutura apenas pelos pontos de ancoragem e pelos desviadores (Figura 2.12). Dessa forma, esses dispositivos ficam solicitados por forças bastante elevadas, e precisam ser projetados, detalhados e executados de forma adequada para evitar danos na estrutura. Os desviadores são utilizados para manter o traçado desejado do cabo, podendo ser constituídos por chapas ou pinos soldados no perfil metálico;
- (c) aderência entre o cabo de protensão e a estrutura dá-se apenas nos pontos de ancoragem (Figura 2.13) e de desvio dos cabos, onde ocorre o atrito criado pela necessidade de fixação do cabo ou devido ao contato do cabo com o desviador;
- (d) os desviadores devem ser posicionados com alto grau de precisão para reduzir o atrito e evitar danos ao aço de protensão.

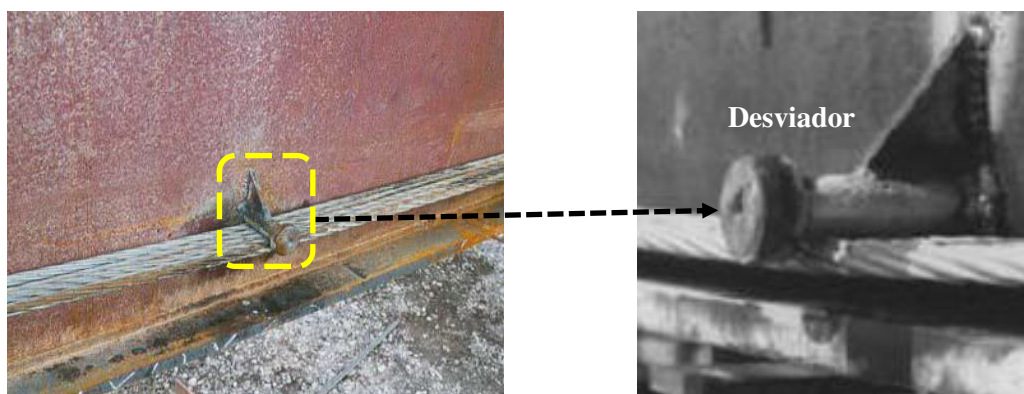


Figura 2.12 Detalhe de desviador (Nunziata, 1999).

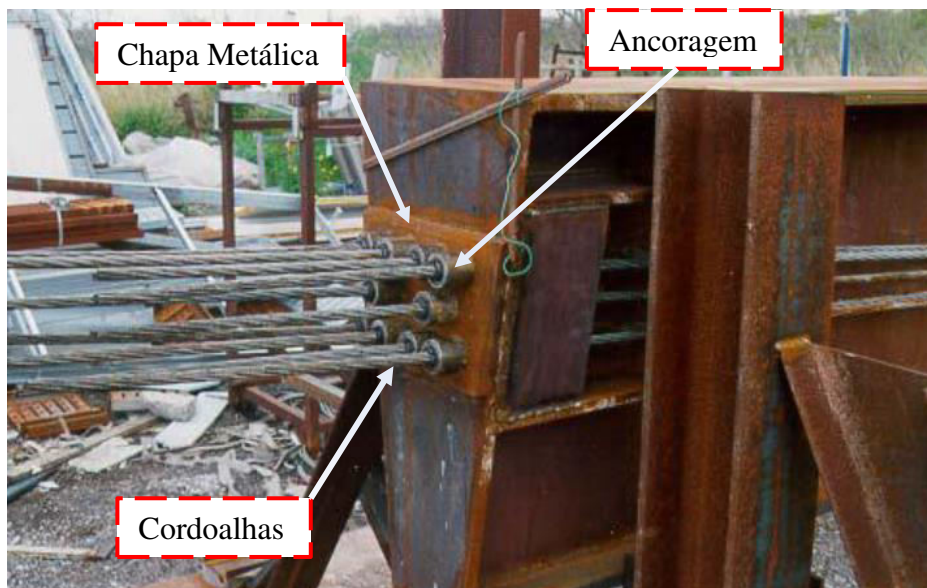


Figura 2.13 Ancoragens de uma viga metálica protendida (Nunziata, 1999)

2.5.

Economia de estruturas protendidas

A aplicação da protensão às estruturas de aço permite reduzir a quantidade de aço e o custo. Ao usar cabos de aço de alta resistência, podemos obter os seguintes benefícios: a utilização de aço convencional para os membros estruturais aumenta os limites da deformação elástica sob cargas maiores, de modo que a quantidade de aço é reduzida e os cabos participam no carregamento. Para simplificar a análise técnico-econômica de estruturas de aço protendida, tem-se:

$$Q = \gamma l \frac{P_x}{\sigma_{all}} \quad (2.6)$$

onde

Q: massa do aço em kg;

γ : peso específico do aço em kg / cm³;

l: comprimento do membro protendido em cm;

P_x : força de protensão em kgf;

σ_{all} : tensão admissível em kgf/cm².

Sob a suposição de que a quantidade de aço está na proporção inversa das tensões admissíveis, esta expressão é válida somente quando o membro está sendo protendido. Portanto, a equação sob essa forma não pode ser aplicada a toda a estrutura. Os seguintes fatores influenciam o custo final de uma estrutura de aço protendida:

- (a) o peso da estrutura, macaco, ancoragem e cabos;
- (b) custo de fabricação da estrutura na fábrica;
- (c) transporte e custo de carregamento;
- (d) custo de montagem, incluindo a protensão;
- (e) custo da proteção contra corrosão.

A economia de aço aumenta à medida que aumenta a diferença entre as tensões admissíveis do aço utilizado para as estruturas e o aço de alta resistência para os cabos. Quando os elementos são protendidos a capacidade de carga se torna duas vezes maior para eles.

Se a estrutura for protendida em várias fases, sob as cargas correspondentes, ela deve aumentar a capacidade de carga dos membros tensionados de três a cinco vezes, e as forças das seções transversais principais serão transferidas para os cabos. (Troitsky, 1990). As estruturas protendidas foram provadas ser mais econômicas que as estruturas não protendidas em termos de economia de aço, de uso e tempo, conforme dados da Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Vantagens econômicas das estruturas protendidas (Troitsky, 1990).

Estruturas	Economia em aço %	Economia em custo %
Vigas de alma cheia	10-12	8-12
Treliça de 30 m de vãos	5-10	2-5
Treliça de coberturas de 30-40 m de vãos	10-20	5-10
Treliça de coberturas de 40-60 m de vãos	10-45	7-20
Estruturas em arcos de 30-40 m	20-50	10-30

2.6.

Treliça de aço protendida

Considerando-se as diversas pesquisas que podem ser encontradas na literatura sobre treliças de aço protendidas, são descritos a seguir alguns trabalhos mais significativos sobre o efeito da protensão.

Magnel (1954) conduziu o primeiro estudo experimental em vigas treliçadas de aço protendido. A treliça foi executada em aço com seções tubulares circulares para os elementos verticais que conectam as cordas superior e inferior, enquanto perfis de chapa dobrada foram usadas para os outros elementos estruturais. Toda a estrutura é aparafusada. A Figura 2.14 mostra o sistema de aplicação da carga e a protensão na treliça.

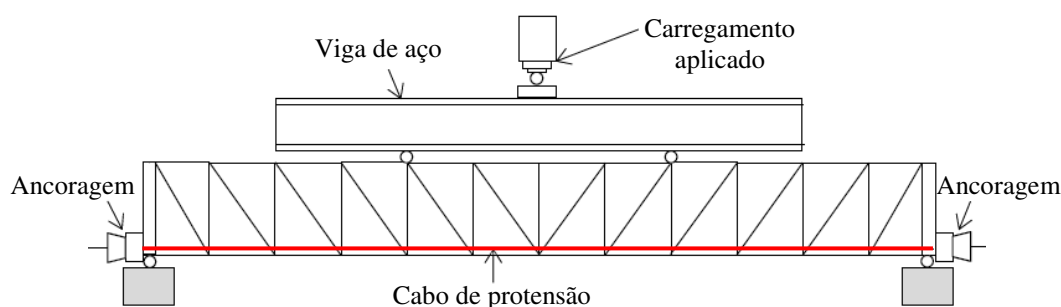


Figura 2.14 Configuração experimental treliça protendida na corda inferior (*Magnel*, 1950).

Os resultados mostraram que após aplicação da protensão foi gerada uma tensão insignificante em elementos que não são da corda inferior. No entanto, a falha prematura ocorreu devido à flambagem do elemento de corda superior entre a conexão dos membros verticais perto da região central devido ao uso de perfis de chapa dobrada para todos os elementos das cordas.

O uso de aço de alta resistência para protensão é eficaz e econômico, já que a força dos cabos de aço é de quatro a seis vezes maior do que o aço comum, embora o custo seja apenas duas a três vezes maior (*Troitsky*, 1990). *Venkateswara e Prabhakar* (1990) apresentaram uma comparação do projeto de treliça protendida com uma treliça convencional. A partir de seu projeto mostraram que a economia é considerável pela protensão aplicada nos membros da treliça.

O trabalho de *Ravindra e Nagaraja* (2013), tinha como objetivo principal conhecer o efeito da protensão da corda inferior de uma treliça do tipo *Pratt*. Os detalhes geométricos e da carga aplicada a treliça são mostrados na Figura 2.15 e a Figura 2.16 mostra a treliça protendida com o desenho do cabo localizado na corda inferior entre L_0 e L_8 .

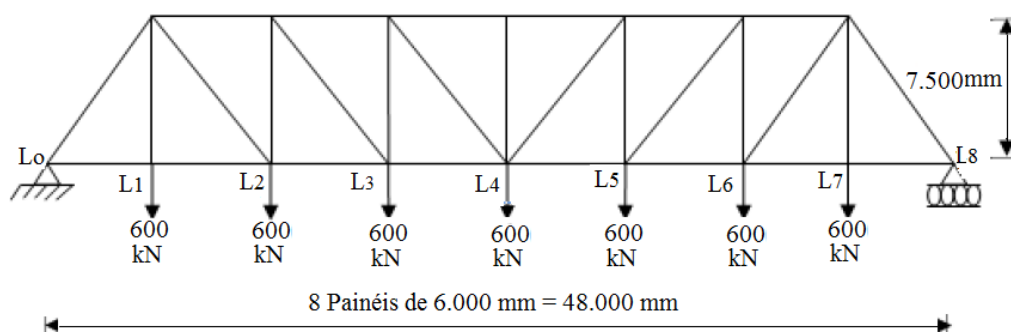


Figura 2.15 Treliça com carregamento e sem protensão.

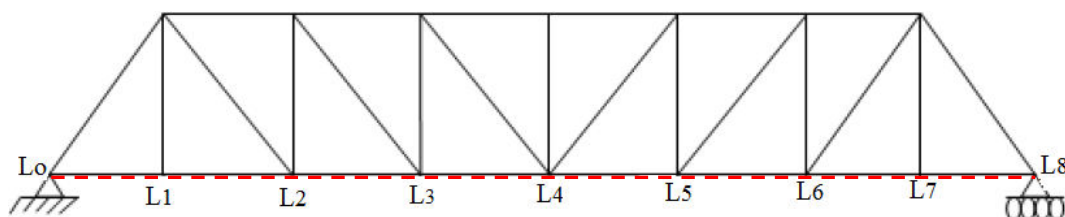


Figura 2.16 Treliça protendida ao longo da corda inferior.

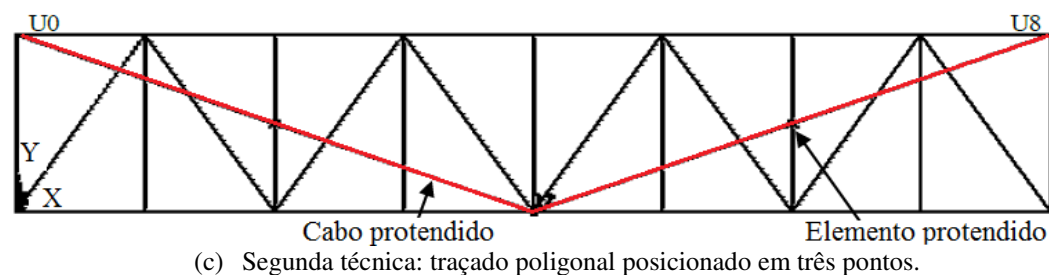
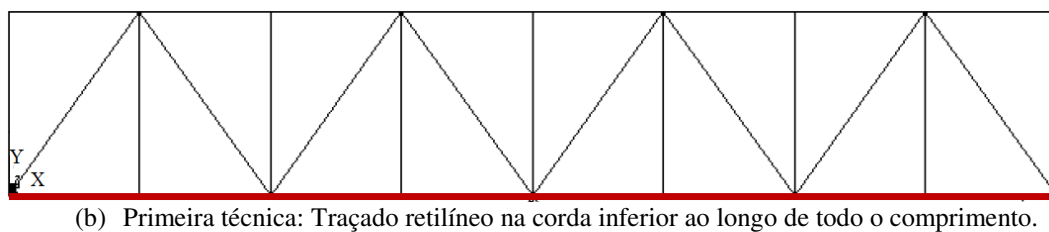
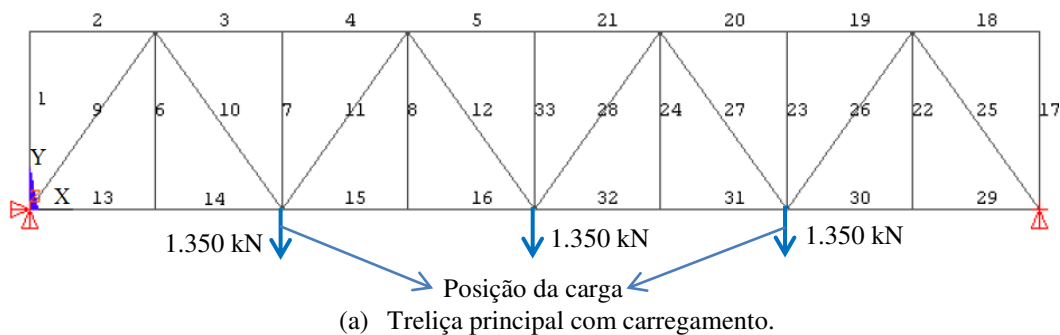
A seção transversal do cabo é de 600 mm^2 com tensão de protensão inicial 1.120 MPa e com força de protensão de 672 kN , os módulos de elasticidade para os membros de cabo e treliça são de 160.000 MPa e 200.000 MPa respectivamente. Os resultados das forças em todos os membros da corda inferior foram significativamente reduzidos após a protensão.

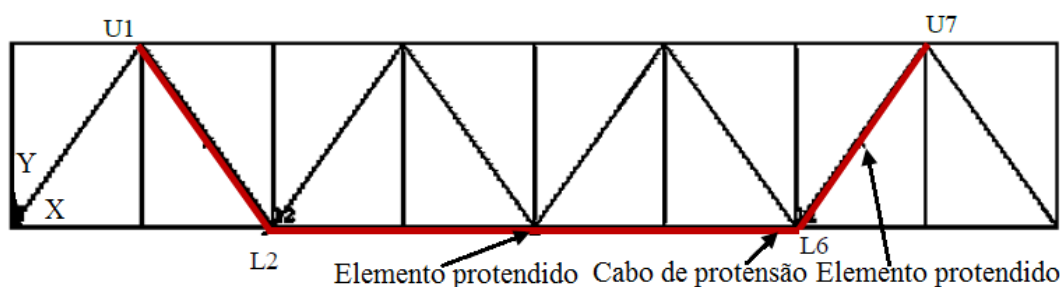
Nas cordas L_0-L_1 ; L_1-L_2 passou de 1.680 kN para $802,7 \text{ kN}$, uma diferença de $52,2\%$. Na corda L_2-L_3 apresenta-se uma redução de 2.880 kN para $2.002,7 \text{ kN}$, uma diferença de $30,46\%$. Para L_3-L_4 foi de 3.600 kN reduzido para $2.722,7 \text{ kN}$, uma redução percentual de $24,37\%$. Conclui-se também que as forças nos membros que estão mais próximos das extremidades dos cabos sofreram maior redução que aqueles que estão distantes das extremidades do cabo.

Mohamed *et al.*, (2017), apresentaram artigo que estuda o efeito dos cabos de protensão no reforço de diferentes sistemas de aplicação de treliças de aço para determinar a técnica de localização adequada de cabos de protensão para cada sistema de treliça. A análise e os resultados são obtidos usando-se o programa ANSYS. Foi utilizado o elemento *Link* (8) para os membros de treliça e o elemento tipo *Beam* (4) para modelar o cabo protensão. Observa-se que os elementos são usados para rigidez axial, ignorando a rigidez a flexão.

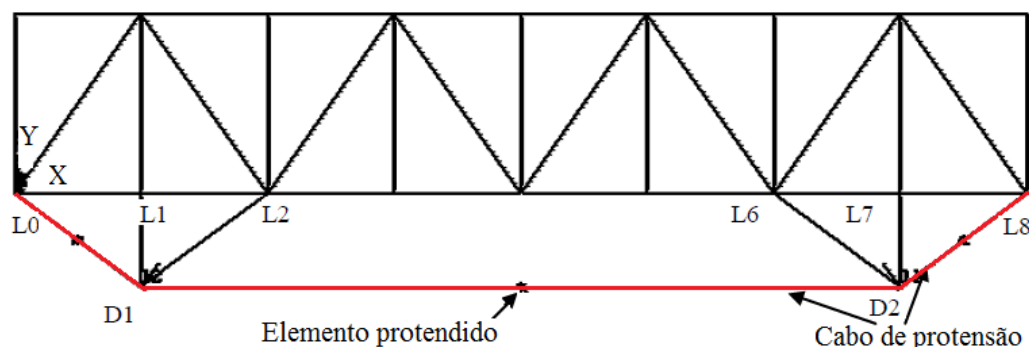
As dimensões da treliça são de 11.582,4 mm de altura e oito painéis de 8.229,6 mm de comprimento cada um. Foi aplicado o carregamento em três pontos com valor da carga permanente de 450 kN e carga variável de 900 kN, como mostra a Figura 2.17 (a).

Nas primeiras três técnicas de posicionamento do cabo a seção transversal do cabo é de 548 mm^2 com tensão inicial 1.674 MPa e com força de protensão de 927 kN, e na quarta técnica, a área da seção transversal é de 361 mm^2 com tensão inicial de 1.266,4 MPa, com força de 457 kN. Os detalhes dos traçados dos cabos de protensão na treliça que foram usados na análise são mostrados da Figura 2.17 (b) até a Figura 2.17 (e).





(d) Terceira técnica: traçado poligonal posicionado em quatro pontos.



(e) Quarta técnica: traçado poligonal fora da seção.

Figura 2.17 Sistema de treliça N e as diferentes técnicas de traçado dos cabos de protensão.

A Tabela 2.2 mostra a porcentagem de reduções de forças internas de tração e compressão dos elementos da treliça devida ao uso de diferentes técnicas de protensão.

A melhor técnica para fortalecer o sistema N de treliça é a técnica quatro, que dá uma redução de 9,5% do total de forças internas do elemento a tração e uma redução de 1,66 % do total de forças de compressão interna. Embora a primeira técnica proporcione uma redução de 9,05 % do total da força de tração, essas técnicas causam um aumento das forças totais do elemento de compressão em 0,65%.

Tabela 2.2 Porcentagem de reduções nas forças internas dos elementos da treliça após o uso de diferentes técnicas de protensão.

Sistema de Treliça	Relação de forças internas das treliças protendidas (%)							
	Técnica N°1		Técnica N°2		Técnica N°3		Técnica N°4	
	Tração.	Comp.	Tração.	Comp.	Tração.	Comp.	Tração.	Comp.
Sistema N	9,05	-0,65	2,22	0,14	7,63	0,98	9,5	1,66

2.7.

Treliça de aço em forma de arco protendida

Como mencionado anteriormente as estruturas treliçadas protendidas em forma de arco são o foco principal do presente estudo e, portanto, a literatura sobre esse tema será revisada nesta seção.

Comportamento à força de tração do elemento protendida de treliça em forma de arco: Os elementos protendidos são os componentes críticos que regem o comportamento da estrutura de aço protendida, e o benefício de adicionar o protensão inicial é maximizado quando esses componentes são sujeitos a forças de tração. A aplicação da protensão gera uma força de compressão no elemento, conforme mostrado na Figura 2.18.

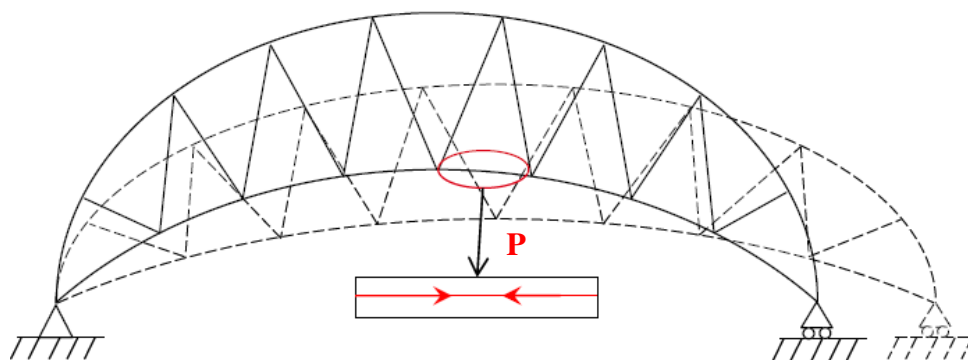


Figura 2.2.18 Aplicação da protensão induz força de compressão na corda inferior protendida.

O carregamento subsequente para baixo na estrutura protendida resultará forças de tração nos elementos da corda inferiores, como apresenta a Figura 2.19.

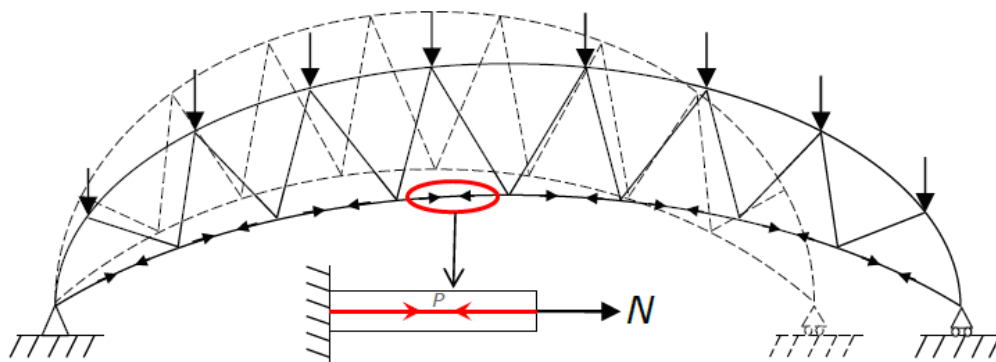


Figura 2.19 Carregamento vertical induz uma força de tração induzida na corda inferior.

Na estrutura protendida podem surgir forças de compressão nos membros protendidos devido à inversão de carga, como no caso da força do vento, conforme mostrado na Figura 2.20. Portanto, o desempenho desse elemento sob carga do vento é estudado nesta tese por meio de modelagem numérica.

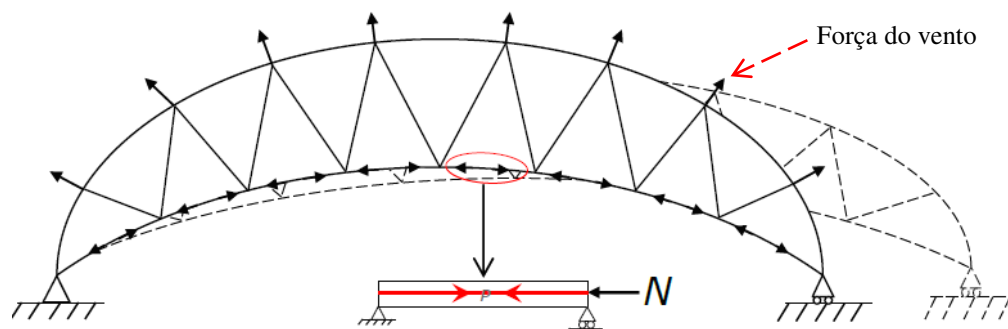


Figura 2.20 Carregamento do vento induz uma força de compressão induzida na corda inferior.

Dentre as diversas pesquisas que podem ser encontradas na literatura sobre treliças de aço em forma de arco protendidas são descritas a seguir aquelas que são as mais significativas com base no efeito de protensão.

A pesquisa de *Gkanto et al.*, (2015) visa a avaliação da configuração estrutural ótima para treliças de aço de alta resistência (HSS) em forma de arco de perfil tubular e o efeito da aplicação da protensão através de cabos incorporados na corda inferior da treliça para submeter à análise estática não linear geométrica.

Os resultados da resposta estrutural são apresentados em gráficos normalizados de deslocamento e carga considerando-se o efeito de variação do grau de aço e magnitude da protensão. Foi testado no *Imperial College, Londres*, no Projeto *HILONG*, como mostrado na Figura 2.21. As treliças são estaticamente testadas sob uma carga vertical e uma seção tubular quadrada para todas as cordas. As especificações das seções dos perfis das cordas e o aço estrutural empregado são mostrados na Tabela 2.3.

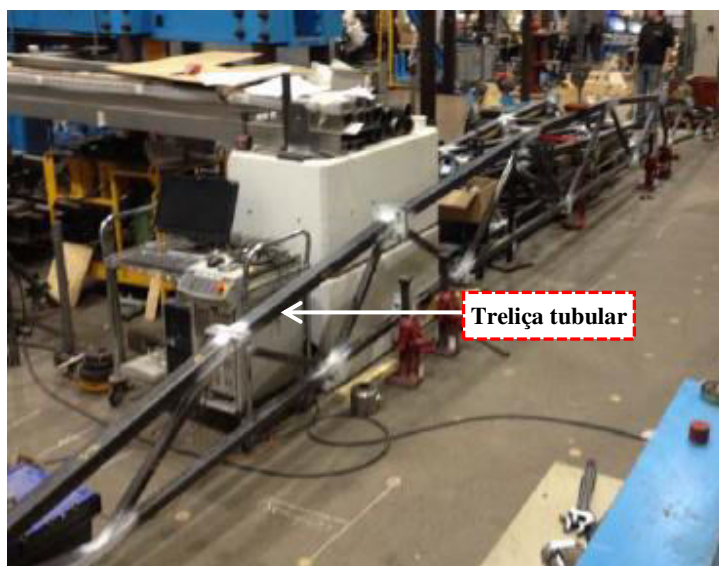


Figura 2.21 Treliza (HSS) testada no Imperial College (Gkantou et al., 2015).

Tabela 2.3 Propriedades dos elementos da estrutura.

Desenho dos Perfis	Área (mm ²)	Momento de inercia (mm ⁴)	Classe de Aço
Corda Inferior 60x60x7	1.399,9	639.330,12	S235
Corda Superior 80x80x7	1.679,9	1.087.804,52	S235
Diagonais 40x40x7	548,5	115.984,16	S235

A fim de avaliar o benefício fornecido para treliças de aço pela incorporação de cabos de protensão, para os cinco tipos de aço empregados (**S235**, **S275**, **S355**, **S460** e **S690**) para os elementos da treliça, é considerada a área da seção do cabo de 150 mm² e a tensão limite de escoamento de 1.860 MPa (força ótima de 279 kN).

Ressalta-se que foram analisados três magnitudes de força de protensão para as diferentes treliças, para análise não linear, correspondendo aos seguintes critérios: (a) sem cabo; (b) cabo incorporado sem força aplicada; (c) cabo incorporado com protensão ótima ($P_{opt,c}$), para o qual tanto os elementos da treliça como o cabo de protensão atingem a plastificação simultânea.

As Figuras 2.22 e 2.23 apresentam as cargas normalizadas pela carga de plastificação ($A f_y$) versus deslocamentos no meio do vão, obtidas na análise não linear das treliças, sem cabos, sem e com protensão ótima, considerando as diferentes classes de aço. Nessa análise observa-se que as treliças de aço, sem

cabos e com cabo na corda inferior com força de protensão ótima, a carga máxima aumenta significativamente, com um valor médio de 35% para as diferentes treliças com diferentes classes de aço, como pode ser visto na Figura 2.22.

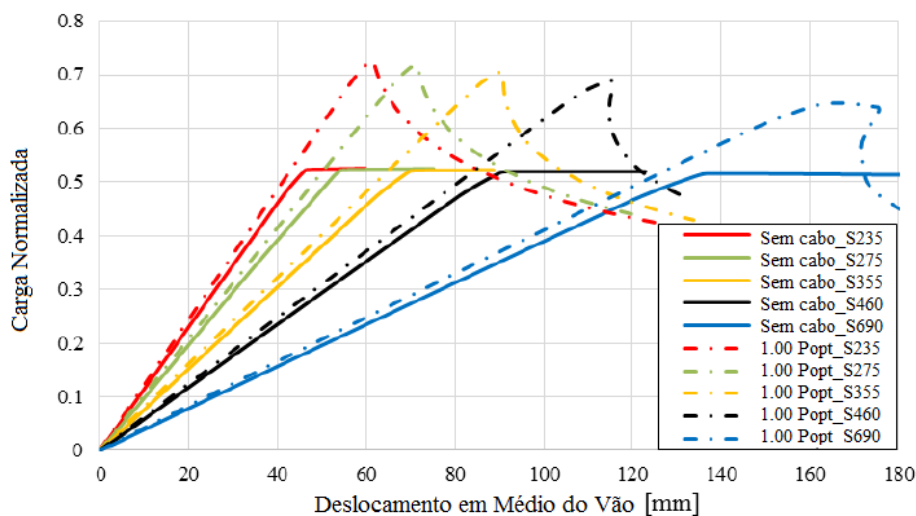


Figura 2.22 Carga normalizada versus Deslocamento, para as classes de aço (Gkantou et al., 2015).

A Figura 2.23 apresenta os resultados para nível zero de força de protensão e protensão ótima para todos os casos. Tem-se que para todos os casos o deslocamento no meio do vão das treliças para a carga final diminui significativamente quando a protensão é empregada. Verificou-se redução do deslocamento com um valor médio de 28,5% para as diferentes classes de aço.

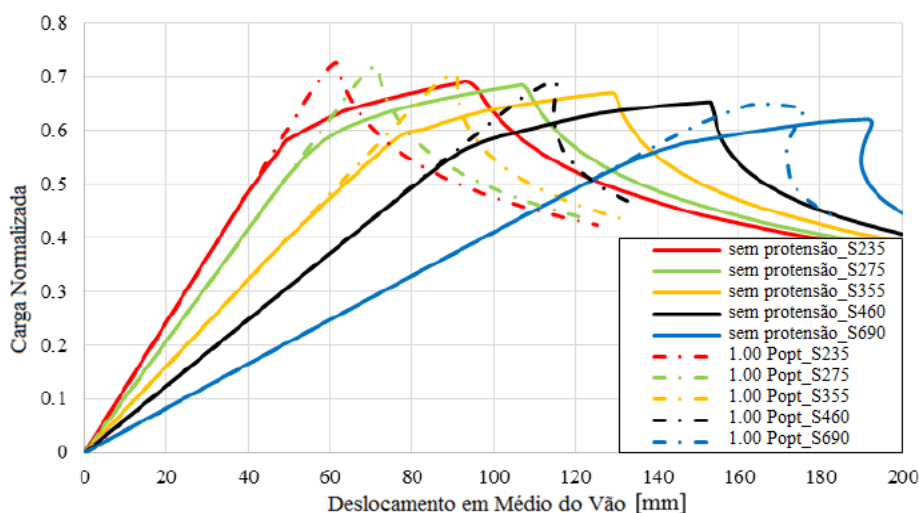


Figura 2.23 Carga normalizada versus deslocamento, para força de protensão zero e P_{opt} (Gkantou et al., 2015).

Conclui-se que a incorporação de um cabo protendido na corda inferior contribui positivamente para um aumento significativo da rigidez e capacidade da estrutura. Também a força de protensão aumenta na carga máxima.

Na pesquisa de *Yongjun et al.*, (2018) é apresentada uma inovadora estrutura de arco tridimensional protendida com diferentes traçados de cabos, ver Figura 2.24. É analisada a influência da posição de ancoragem do cabo na estabilidade da estrutura em três diferentes esquemas, conforme abaixo mostrado:

Esquema 1: dois cabos são simetricamente traçados na treliça e cruzados no ponto **C**. Uma extremidade de um cabo é ancorada na extremidade do arco no ponto **E**, enquanto a outra extremidade está ancorada em uma junta de corda inferior **A**. Simetricamente outro cabo é ancorado em outra extremidade no ponto **D** e a articulação da corda inferior no ponto **B** (Figura 2.24. b), sendo a posição de ancoragem nos pontos **A** e **B**. Os suportes dos cabos são distribuídos uniformemente entre a corda inferior do arco e os cabos, e na extremidade de dois suportes no topo do arco ambos são ancorados no ponto **C**, formando um suporte em forma de **V**, como ilustra a Figura 2.24. c.

Esquema 2: com base no esquema 1 os suportes são todos removidos, exceto o em forma de V no ponto C, como mostrado na Figura 2.24.d.

Esquema 3, com base no esquema 2 os segmentos de cabo entre o ponto de intersecção C e as duas extremidades do arco são eliminados, conforme Figura 2.24.e.

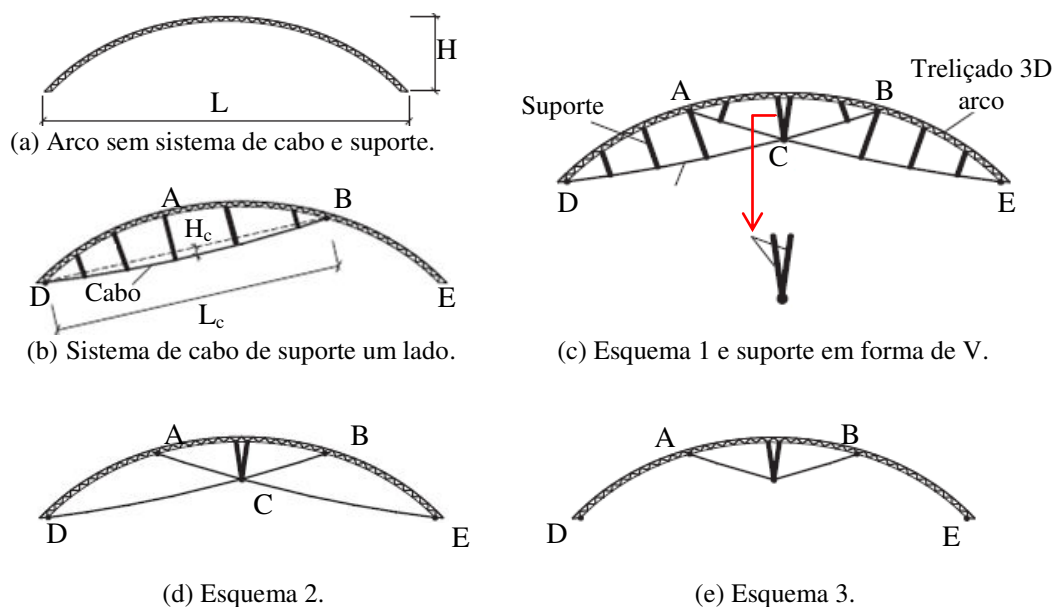


Figura 2.24 Esquemas de traçados dos cabos na estrutura de arco tridimensional (*Yongjun et al.*, 2018).

Na estrutura 3D os componentes longitudinais de travamento são treliças e se cruzam perpendicularmente com vários arcos paralelos. Um conjunto de travamento em “X” é colocado no meio da estrutura entre dois arcos trançados adjacentes, como mostrado na Figura 2.25, em que S_1 e L_1 denotam o comprimento entre dois pontos de travamento e o espaçamento entre treliças, respectivamente. A seção transversal das treliças em forma de arco e as treliças longitudinais são triangulares, como mostrado na Figura 2.26.

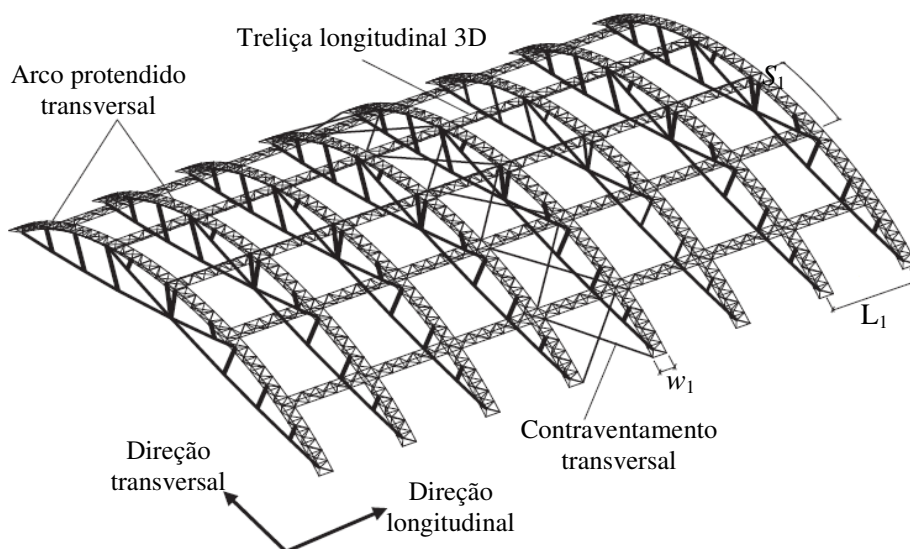


Figura 2.25 Configuração da estrutura em 3D completa (Yongjun et al., 2018).

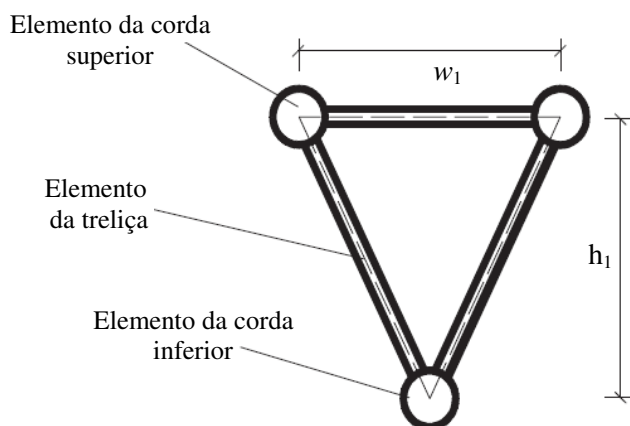


Figura 2.26 Seção transversal dos arcos tridimensionais e das treliças longitudinais.

O comportamento estrutural é investigado por aplicação do método dos elementos finitos, baseado no software *ANSYS V14.5*, realizando-se análise não linear geométrica. Para as barras da treliça e para os cabos, foram empregados os seguintes tipos de elementos: *BEAM188* (para as treliças) e *LINK180* (para os cabos). As informações sobre a seção transversal de vários componentes das estruturas com diferentes vãos estão listadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Seções transversais de vários elementos das estruturas com diferentes extensões (mm).

Vão da Estrutura (m)	Elementos da corda superior e inferior	Elementos de treliça	Suporte	Cabos
100	$\phi 232 \times 12,5$	$\phi 133 \times 5$	$\phi 377 \times 12,5$	54 x $\phi 7$
120	$\phi 273 \times 15$	$\phi 142 \times 5,5$	$\phi 426 \times 13$	65x $\phi 7$
150	$\phi 356 \times 18$	$\phi 159 \times 6$	$\phi 450 \times 16$	81x $\phi 7$
180	$\phi 377 \times 19$	$\phi 168 \times 6$	$\phi 480 \times 16$	86 x $\phi 7$

O módulo de elasticidade das barras das treliças e os suportes é $E_t = 210.000$ MPa e para os cabos é $E_t = 180.000$ MPa. A força de protensão N dos cabos é realizada pelo método de deformação, é calculado por $N = \varepsilon E A$, onde E e A são o módulo de elasticidade e a área transversal do cabo, respectivamente.

Para a treliça de 100 m de vão analisada foram considerados diferentes valores da razão de vão/flecha F ($F = H / L$), como 0,1; 0,15; 0,2; 0,25; 0,3; 0,35 e 0,4. A seção transversal do arco tridimensional apresenta altura h_1 , de 1,5 m, e largura w_1 , de 3 m.

As cargas são aplicadas em várias articulações das cordas superiores dos arcos, considerando o caso da carga total e carga de meia extensão, como mostrado na Figura 2.27. Além disso a tensão da protensão é de 100 MPa nos cabos, e os apoios são definidos nas articulações das cordas superior e inferior das duas extremidades dos arcos, como mostrado na Fig. 2.28.

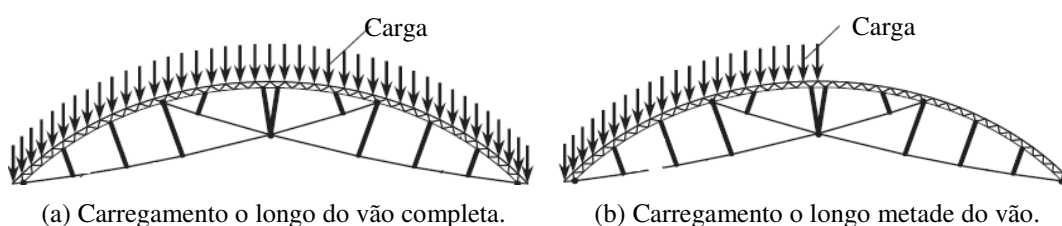


Figura 2.27 Os esquemas de carregamento do arco tridimensional (Yongjun et al., 2018).

A Tabela 2.5 mostra as cargas finais das treliças com diferentes esquemas de traçados de cabos, todas melhoradas significativamente em comparação com a carga final dos arcos sem cabo. Além disso, por comparação, pode-se observar que os últimos graus de melhoria de carga e os vários esquemas de traçado de

cabo são quase idênticos no caso de carga total. Isso se dá, principalmente, porque os cabos e suportes no topo do arco desempenham um papel importante e podem efetivamente melhorar a rigidez do arco no meio da extensão.

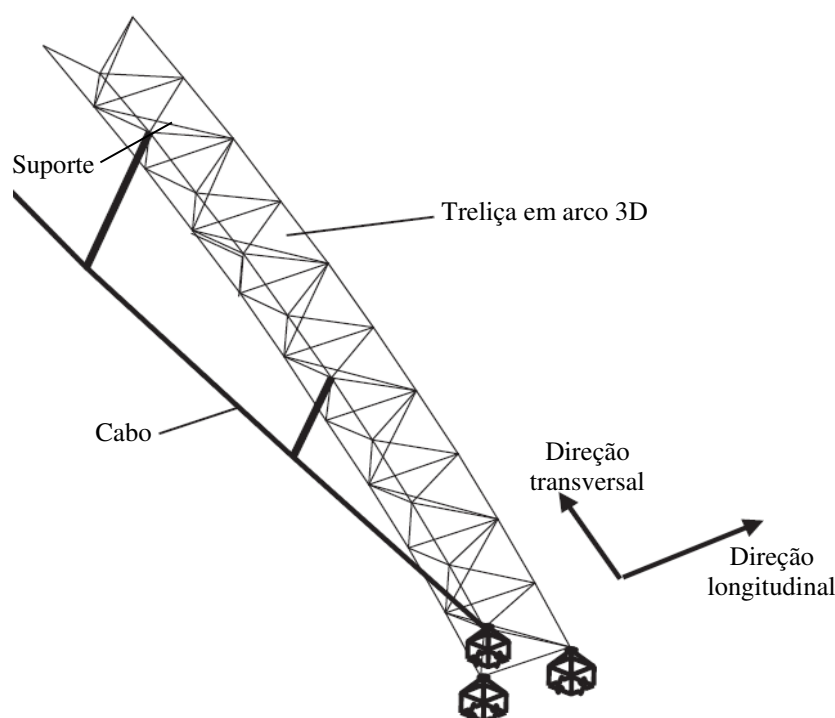


Figura 2.28 Apoio na extremidade do cabo da treliça arco (Yongjun et al., 2018).

Tabela 2.5 Cargas máxima dos esquemas de traçados dos arcos sob carga total ($F=0,25$).

Reção de flecha	Carga máxima / kN			
	Sem cabo	Esquema 1	Esquema 2	Esquema 3
0,1	192,4	279,0 (45,0%)	271,7 (41,2%)	271,7 (40,9%)
0,15	309,8	512,6 (65,5%)	498,7 (61,0%)	497,5 (60,6%)
0,2	388,6	690,8 (77,8%)	676,0 (74,0%)	674,6 (73,6%)
0,25	432,7	804,2 (85,9%)	784,8 (84,1%)	783,3 (81,0%)
0,3	450,8	854,1 (89,5%)	835,5 (85,3%)	834,1 (85,0%)
0,35	450,5	859,3 (90,7%)	842,6 (87,0%)	841,2 (86,7%)
0,4	437,8	834,6 (90,6%)	818,7 (87,0%)	817,1 (86,6%)

A partir dos resultados da Tabela 2.6 observa-se que as cargas finais de três tipos de arcos de cabos no caso de carregamento de meia-extensão também são melhoradas em diferentes graus em comparação com os dos arcos sem cabo. As taxas finais de aumento de carga dos arcos com traçados de cabo do esquema 1 são todos acima de 110%.

Tabela 2.6 Cargas máxima dos esquemas de traçados dos arcos sob carga de meia extensão ($F=0,25$).

Razão de flecha	Carga máxima / kN			
	Sem cabo	Esquema 1	Esquema 2	Esquema 3
0,1	213,2	573,8 (169,1%)	429,9 (101,6%)	379,0 (77,8%)
0,15	304,3	643,5 (111,5%)	407,2 (33,8%)	467,6 (53,7%)
0,2	373,7	880,6 (135,6%)	513,9 (37,5%)	484,3 (29,6%)
0,25	421,1	1.074,5 (155,2%)	593,1 (40,8%)	511,0 (21,3%)
0,3	448,6	1.213,1 (170,4%)	672,1 (49,8%)	522,1 (16,4%)
0,35	448,6	1.289,9 (187,5%)	745,5 (66,2%)	519,3 (15,8%)
0,4	457,1	1.312,7 (187,2%)	841,6 (84,1%)	506,2 (10,7%)

A Figura 2.29.a mostra as curvas de cargas finais das treliças versus deslocamento. Comparando-se as cargas finais dos arcos com e sem cabo, constata-se uma grande diferença, sendo notavelmente maiores as primeiras, o que implica que a rigidez estrutural pode ser efetivamente melhorada pela adoção dos cabos no sistema. Além disso, as curvas dos três esquemas de traçados de cabos, vistos anteriormente, são quase idênticas.

Na Figura. 2.29.b disposição do cabo dos esquemas 1 e 2 pode obviamente melhorar a rigidez estrutural e a capacidade de carga. Assim, o efeito do esquema 1 é mais notável. Também pode ser visto que o incremento na capacidade última de carga e rigidez do arco com traçado de cabo do esquema 3 não é notável em comparação com as do arco sem cabo.

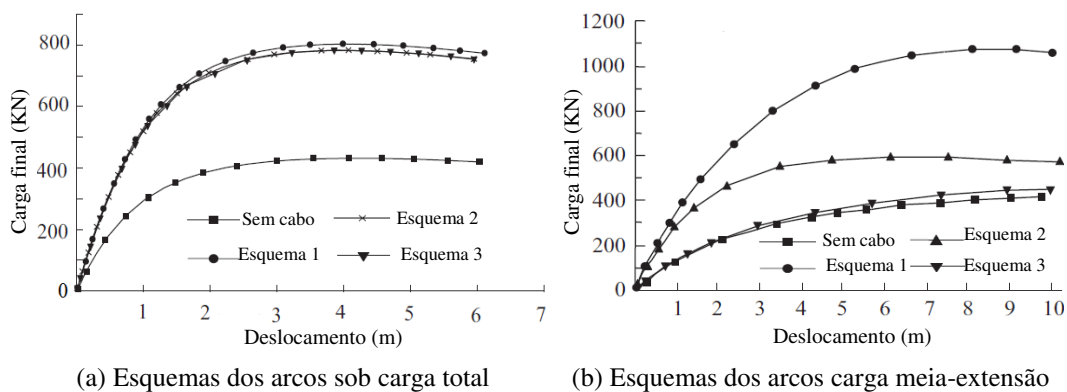


Figura 2.29 Diferentes esquemas traçados de cabos sob carga total e carga meia-extensão ($F=0,25$) (Yongjun *et al.*, 2018).

Ressalta-se que esta pesquisa sobre a estrutura tridimensional não apresenta os detalhes das ligações e dos apoios dos cabos de protensão, que podem resultar de difícil fabricação e execução. Esse novo sistema poderia resolver a questão, conforme mostrado na Figura 2.30.

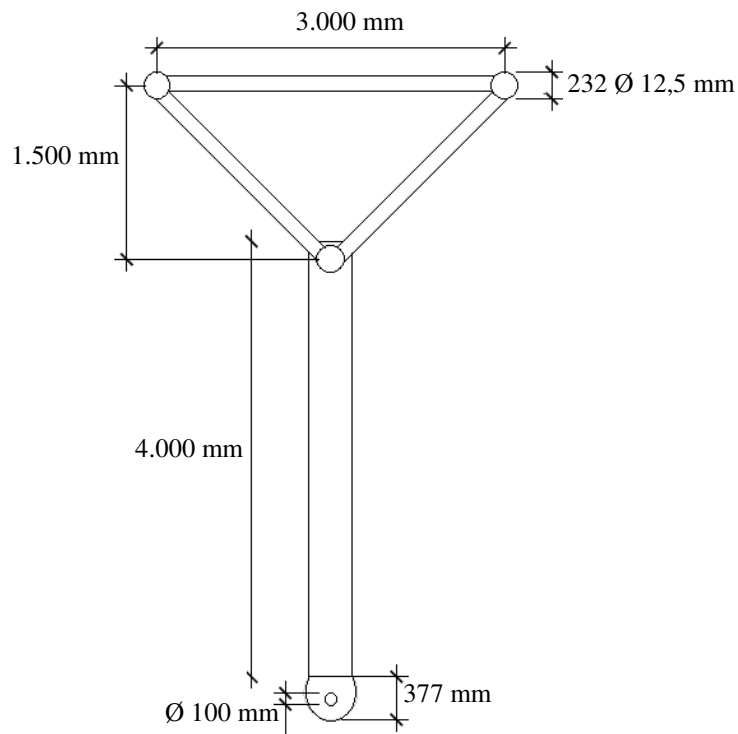


Figura 2.30 Novo sistema de arco vagonado.

3

Ação do vento em coberturas curvas

3.1.

Introdução

A maioria das coberturas metálicas é utilizada para fins comerciais e industriais, por exemplo, hangares de aviões (Figura 3.1), complexos desportivos, centros de distribuições, depósitos e fabricas, sendo este tipo de estrutura projetada para vencer grandes vãos. Para suprir a necessidade de vencer esses vãos a maioria dessas estruturas é projetada com perfis de aço e tubos de paredes finas, considerados como estruturas metálicas leves, geralmente localizadas em zonas industriais, de baixo fator de ocupação. Esses fatores fazem com que muitas vezes a ação do vento seja um fator determinante no dimensionamento.



Figura 3.1 Hangar de avião de 25 m x 25 m (PTIA, 2007).

Sendo o vento na estrutura uma ação variável no tempo, ou seja, atua em forma de rajadas, pode produzir pressões nas superfícies externas das estruturas e também devido à existência de aberturas na edificação podem produzir pressões internas nos elementos de vedação. As pressões atuam nas áreas da superfície resultando em forças normais à superfície da estrutura ou de componentes

individuais do revestimento. Além disso, quando grandes áreas de estruturas são varridas pelo vento, as forças de atrito atuam tangencialmente à superfície com intensidades que podem ser significativas para o dimensionamento.

Visando-se explorar a eficiência estrutural das coberturas de forma de arco de grandes vãos, que se caracterizam por apresentar baixo peso próprio, deve-se levar em conta que esse tipo de estrutura é propenso ao problema de instabilidade estrutural, devido ao carregamento do vento. Então, visando-se a segurança estrutural, neste capítulo é apresentada uma revisão as considerações da ação do vento em coberturas curvas, segundo os critérios das normas (*Eurocode1*: 1991; AS/NZS 1170:2002 e NBR6123:1988).

3.2.

Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo *Eurocode 1:1991*

Segundo *Eurocode 1:1991* o efeito do vento sobre a estrutura, depende do tamanho, forma e propriedades dinâmicas da estrutura. A resposta da estrutura deve ser calculada a partir da pressão de pico, q_p , na altura de referencia no campo de vento não perturbado. A pressão q_p depende das condições atmosféricas, da rugosidade do terreno, topografia, *etc.* Cabe ressaltar que pressão pico, q_p , é igual á pressão média do vento mais a contribuição das flutuações de pressão de curta duração.

3.2.1.

Coefficiente de pressão externa C_{pe} segundo *Eurocode1: 1991*

Na secção 7.2.8 do *Eurocode 1:1991* são apresentados os cálculos dos coeficientes aerodinâmicos apropriados para coberturas cilíndricas circulares e cúpulas. De acordo com as Figura 3.2 e 3.3 os coeficientes externos de pressão $C_{pe,10}$ (onde 10 representa área carregada de 10 m²) para coberturas abóbadas cilíndricas de seção circular com base retangular e para cúpulas com base circular.

A seção da cobertura é dividida em quatro partes iguais, sendo o coeficiente de pressão externo considerado constante em cada uma das três regiões partes da cobertura (A, B e C da Figura 3.2). A altura de referência deve ser tomada como $Z_e = h + f$, os coeficientes são determinados de acordo com a razão h/c . Para Figura 3.2, a utilização do gráfico considera-se os seguintes intervalos:

para $0 < h/d < 0,5$ é obtido por interpolação linear;

para $0,2 < f/d < 0,3$ e $h > 0,5$ devem ser considerados os dois valores.

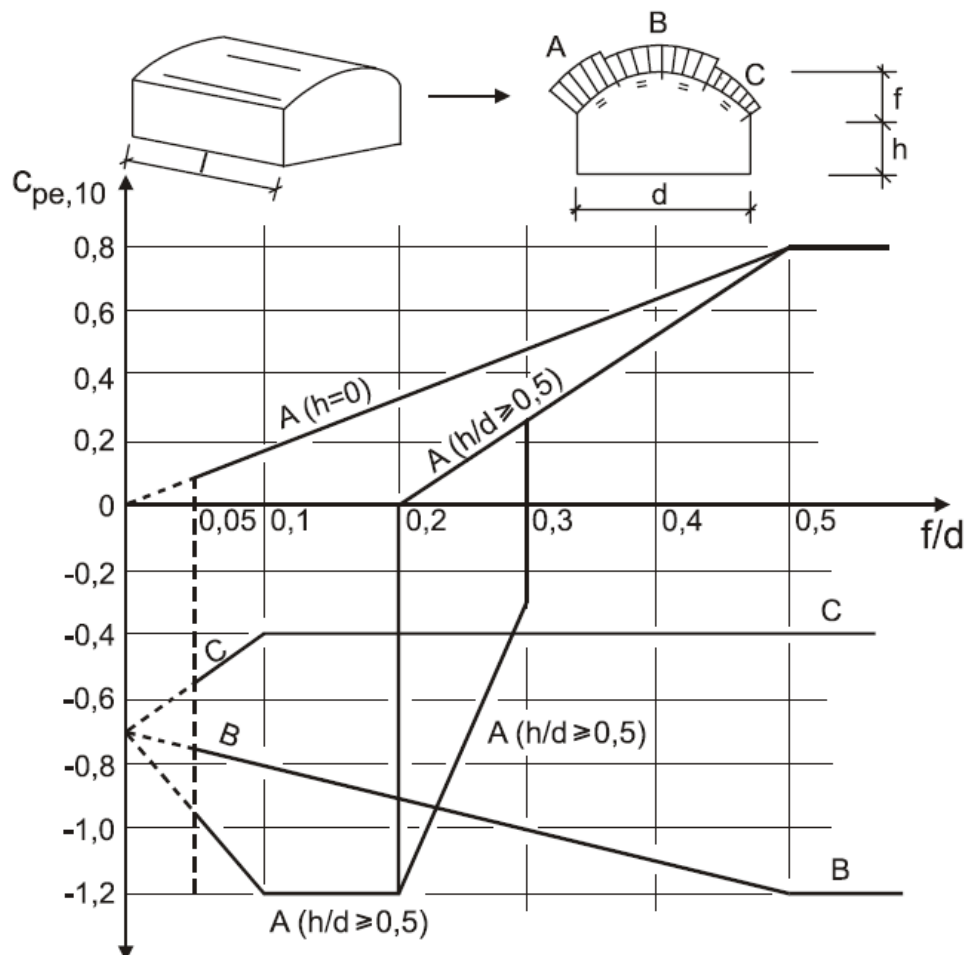


Figura 3.2 Coeficientes de pressão externa, $C_{pe,10}$ para coberturas abobadadas com base retangular (Eurocode 1:1991).

Para Cúpulas, na figura 3.3 pode-se obter tais coeficientes com a utilização do gráfico, onde considera-se: $C_{pe,10}$ é constante ao longo de arcos de círculos, intersecções da esfera e de planos perpendiculares a direção do vento. C_{pe} pode ser determinado como uma primeira aproximação por interpolação linear entre os valores em A, B e C ao longo dos arcos de círculos paralelos ao vento.

Da mesma forma os valores de $C_{pe,10}$ em **A**: $0 < h/d < 1$ e em **B** ou **C**: $0 < h/d < 0,5$ podem ser obtidos por interpolação linear em gráfico da parte inferior.

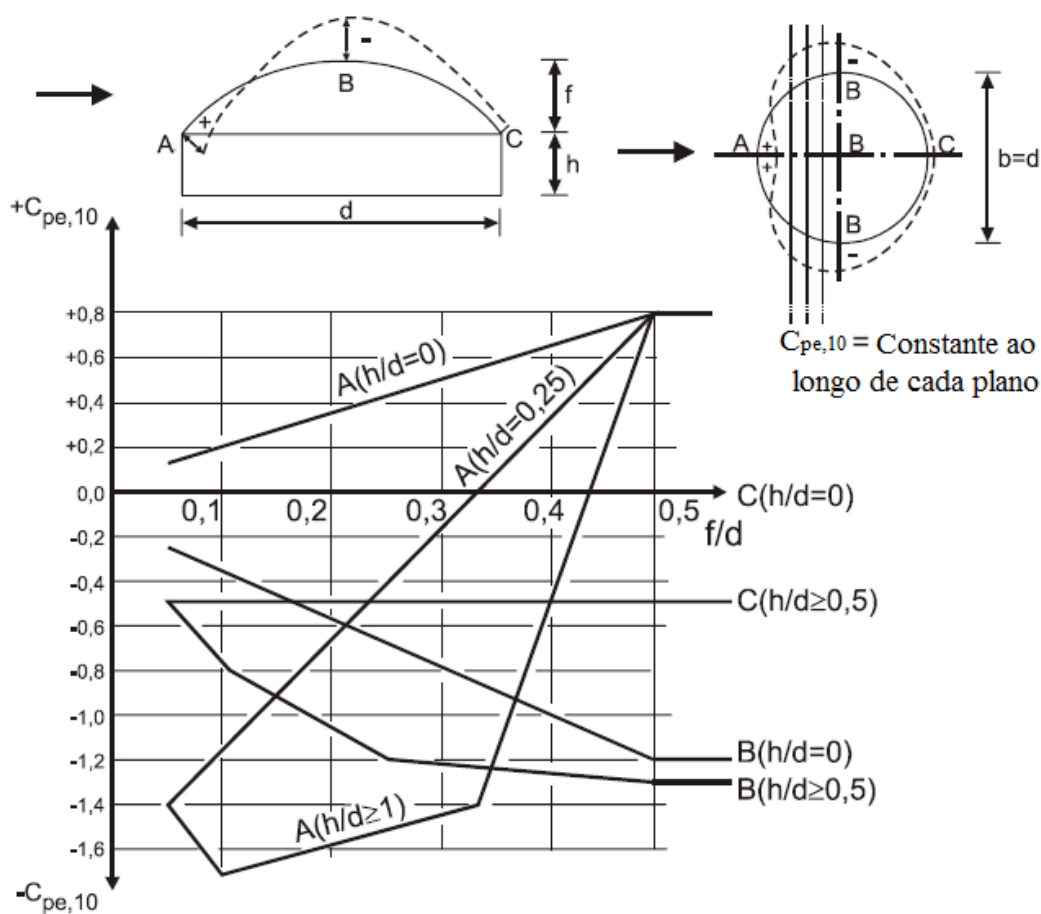


Figura 3.3 Coeficientes externos de pressão, $C_{pe,10}$, para cúpulas com base circular (Eurocode 1: 1991).

3.3.

Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo AS/NZS 1170.2:2002 (Australian/New Zealand Standard)

3.3.1.

Coeficiente de pressão externa $C_{p,e}$ segundo AS/NZS 1170.2:2002

A determinação dos coeficientes de pressão externa, $C_{p,e}$, para coberturas curvas, arqueadas ou cúpulas com perfis aproximando um arco circular, para as direções de vento normais ao eixo de curvatura e onde $h/r < 2$, (r é a altura do arco) podem ser determinados na Tabela 3.1, do anexo C da AS/NZS 1170.2:2002.

Quando dois valores são listados, a cobertura deve ser projetada para ambos os valores. Nesses casos as superfícies da cobertura podem ser submetidas a valores positivos ou negativos devido à turbulência. Alternativas das combinações de pressões externas e internas devem ser consideradas, para obter as condições mais severas da estrutura.

Todos os coeficientes de pressão devem ser usados com o valor da velocidade do vento aplicado na altura média da cobertura h . Os coeficientes de pressão externos, $C_{p,e}$, para direções do vento paralelas ao eixo da cobertura deve ser obtido a partir da Tabela 3.1. Para valores intermediários deve-se utilizar interpolação linear.

O efeito da razão entre d e r deve ser considerado multiplicando-se todos os coeficientes da Tabela 3.1, por um fator de $(b/d)^{0,25}$, onde b é a largura na direção normal ao vento e d é o vão (Figura 3.4). Se $(b/d)^{0,25}$ resultar menor que 1,0, deve ser adotado o valor de (1.0).

A Tabela 3.1 fornece coeficientes de pressão externos para estrutura de arco circular sem interferência significativa no fluxo de ar sobre a cobertura. Quando existir cobertura um lanternim com altura de pelo menos 5% h , o coeficiente de pressão externa na metade central da cobertura T será modificado pela soma de +0,3, ou seja, o valor de um coeficiente negativo (sucção) é reduzido em 0,3.

Tais reduções não devem ser realizadas para a direção do vento ao longo do eixo da cobertura, para o qual a ventilação de lanternins tem pouco efeito sobre o fluxo de ar e pressões externas resultantes.

Tabela 3.1 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para coberturas curvas com $h/r \leq 2$, segundo AS/NZS 1170.2:2002.

Proporção (r/d)	Quarto de barlavento (U)	Metade central (T)	Quarto de sotavento (D)
0,05	$-(0,2 + 0,4 h/r)$ ou 0,0		$-(0,4 + 0,2 h/r)$ ou 0,0
0,2	$(0,3 - 0,4 h/r)$ ou 0,0	$-(0,55 + 0,2 h/r)$ ou 0,0	$-(0,25 + 0,2 h/r)$ ou 0,0
0,5	$(0,5 - 0,4 h/r)$ ou 0,0		$-(0,1 + 0,2 h/r)$ ou 0,0

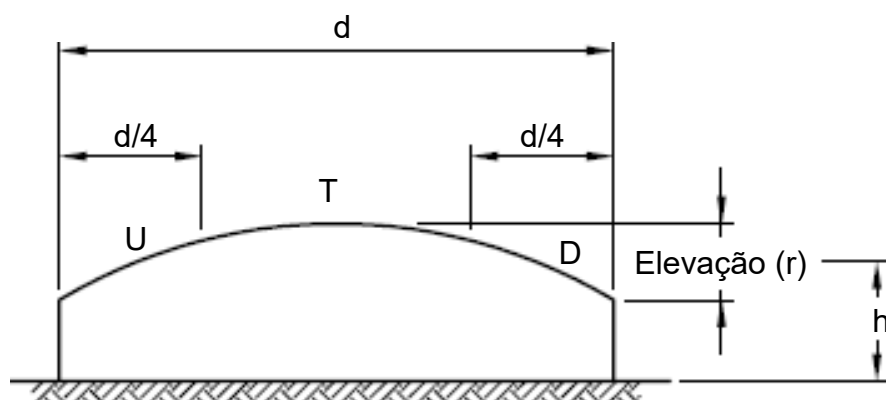


Figura 3.4 Coeficientes de pressão externa C_{pe} para coberturas curvas segundo AS/NZS 1170.2.

3.4.

Considerações sobre a ação do vento em coberturas curvas segundo ABNT NBR 6123:1988

NBR 6123:1988 estabelece os critérios para determinação da ação do vento em edificações. Tais critérios são estabelecidos de acordo com o tipo de estrutura a ser analisada, em particular, como sua forma geométrica, localização, aberturas e dimensões da estrutura. Um dos principais fatores para a determinação da ação do vento é a localização da estrutura, tanto para determinar a velocidade básica a que a estrutura estará exposta como para estabelecer os critérios de rugosidade do terreno, em função da presença de obstáculos.

A ação do vento é o fator mais relevante para dimensionamento em projetos de cobertura. As principais influências do vento ocorrem sobre as construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feira, galpões, *etc.* As estatísticas mostram que nestas estruturas é onde ocorre a maior quantidade de acidentes devidos ao vento.

A ação do vento em coberturas curvas deve ser avaliada em função de: velocidade característica do vento, pressão dinâmica e coeficientes aerodinâmicos para coberturas em forma de abóbadas cilíndricas de seção circular, de acordo com as recomendações do anexo E da NBR 6123:1988.

Embora a ação do vento na estrutura seja uma ação dinâmica, ela é considerada como uma ação estática equivalente na estrutura, determinada em função de coeficientes aerodinâmicos para estruturas de formas geométricas variadas, como galpões, primas retangulares, cúpulas, *etc.*

3.4.1.

Pressão dinâmica devida ao vento

A NBR 6123:1988 define a pressão do vento em função da velocidade característica do vento. Essa velocidade, em função da altura em relação a superfície do terreno, aumentando de valor conforme se aproxima do topo da estrutura, sendo definida por

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

(3.1) onde

V₀: velocidade básica máxima velocidade média de uma rajada de 3 s, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano de categoria II, com um período médio de recorrência de 50 anos. Pode ser determinada pelas isopletas (curvas de igual velocidade) pela Figura 1 do item 5.1 da NBR 6123, para várias regiões do Brasil, variando de 30 a 50 m/s.

S₁: fator topográfico, que considera a influência da topografia nas vizinhanças da construção. Três situações são contempladas

a) para terreno plano ou pouco ondulado ($S_1=1,0$);

b) para taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 3.4 (Ver item 5.2 da NBR 6123[3]) Se edificação estiver localizado no ponto A (morros) e nos ponto A e C (taludes) o valor de $S_1=1,0$ e estiver nos pontos B é uma função de $S_1(z)$, será de determinado por meio das seguintes equações:

$$S_1=1,0 \quad \text{Para } \theta \leq 3^\circ \quad (3.2)$$

$$S_1=1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad \text{Para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad (3.3)$$

$$S_1=1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad \text{Para } \theta \geq 45^\circ \quad (3.4)$$

onde

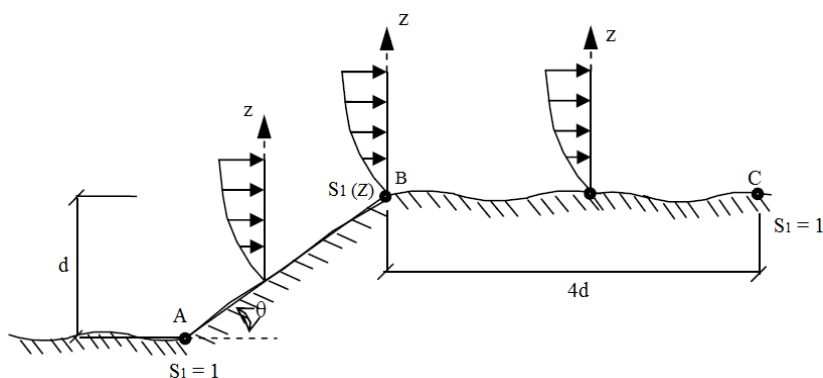
z: altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d: diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro;

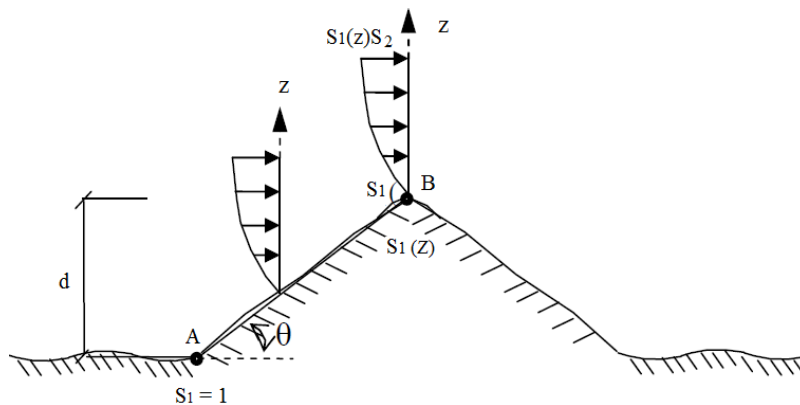
θ : inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para edificações posicionadas entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, o fator S_1 deve ser igualmente obtido através de interpolação linear.

c) Vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção ($S_1 = 0,9$).



(a) Talude



(b) Morro

Figura 3.5 Fator topográfico $S_1(z)$ para morros e taludes (NBR 6123:1988).

S_2 : fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. O fator S_2 é uma função de z , avaliada pela seguinte:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3.5)$$

Onde:

b: parâmetro meteorológico;

Fr: fator de rajada;

p: expoente da lei potencial de variação de S_2 .

A rugosidade do terreno é classificada por categorias I, II, III, IV e V, de acordo com as suas superfícies com as seguintes características: lisas, de grandes dimensões, poucos espaçados, abertos, cobertos, planos, ondulados, altos, com e sem obstáculos. As edificações são definidas por classes A, B e C, que dependem da dimensão horizontal e vertical da edificação acima do nível geral do terreno. O fator de rajada F_r é sempre o correspondente à categoria II.

Essa expressão é aplicável até a altura z_g , que define o contorno superior da camada atmosférica. Os parâmetros que permitem determinar S_2 para as cinco categorias desta norma são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.2 Parâmetros meteorológicos da NBR 6123:1988.

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		P	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		P	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		P	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		P	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		P	0,15	0,16	0,175

S₃: este fator é baseado em conceitos probabilístico que consideram o grau de segurança requerido e a vida útil da construção. A NBR 6123-1988 adota um período de recorrência de 50 anos, que fornece uma probabilidade de 63% de que a velocidade básica seja igualada ou superada neste período. Esse nível de probabilidade, com esse período de recorrência, é considerado adequado para a segurança das edificações normais. Na Tabela 3.2 mostram valores mínimos do fator estatístico S₃, que são classificados por cinco grupos, de acordo tipo de edificação e ocupação.

Tabela 3.3 Valores mínimos do fator estatístico S₃ de acordo com NBR 6123:1988.

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Pelo item 4.2 da NBR 6123 a pressão dinâmica ou obstrução do vento (q_w) pode ser obtida pelo Teorema de *Bernoulli*, conservação de energia para fluidos perfeitos (incompressíveis e não viscosos) em regime permanente, em função da velocidade característica, e é definida pela seguinte expressão:

$$q_w = 0,613 V_k^2 \quad \text{sendo (unidade SI):} \quad q_w (\text{N/m}^2) \text{ e } V_k (\text{m/s}) \quad (3.6)$$

3.4.2.

Coeficientes aerodinâmicos para coberturas curvas

De acordo com a NBR 6123:1988 os coeficientes aerodinâmicos são definidos como coeficientes de pressão externo e interno, são adimensionais, e são calculados em função de: dimensões da edificação, da forma geométrica da estrutura, permeabilidade das paredes e cobertura. Vale notar que esses coeficientes são multiplicados pela pressão dinâmica do vento para obter o carregamento do vento na estrutura. A seguir são apresentados os coeficientes aerodinâmicos de pressões para coberturas curvas segundo recomendações das normas vigentes.

3.4.2.1.

Coeficiente de pressão externa C_{pe} segundo NBR 6123:1988

As pressões externas em superfícies abóbadas cilíndricas de seção circular dependem da localização dos pontos de separação do fluxo, os quais variam com a velocidade do vento, características de sua turbulência, relação entre as dimensões da estrutura, curvatura da superfície externa e sua rugosidade.

As Tabelas 24 a 26 do anexo E.1 da NBR 6123 apresentam os coeficientes de pressão externa C_{pe} para coberturas curvas de seção circular com evento perpendicular à geratriz da cobertura, para vento paralelo à geratriz da cobertura e para vento oblíquo à geratriz da cobertura, para cálculo das pressões estáticas que atuam sobre a cobertura. A referida norma fornece resultados baseados em ensaios realizados em fluxo aproximadamente uniforme.

A Figura 3.6 mostra a região da abóbada cilíndrica de seção circular para vento perpendicular à geratriz da cobertura (90°), onde o arco está dividido em seis partes iguais, sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das seis partes. Dessa forma os valores normativos dos coeficientes são apresentados na Tabela 3.4 de acordo com as indicações da Figura 3.6.

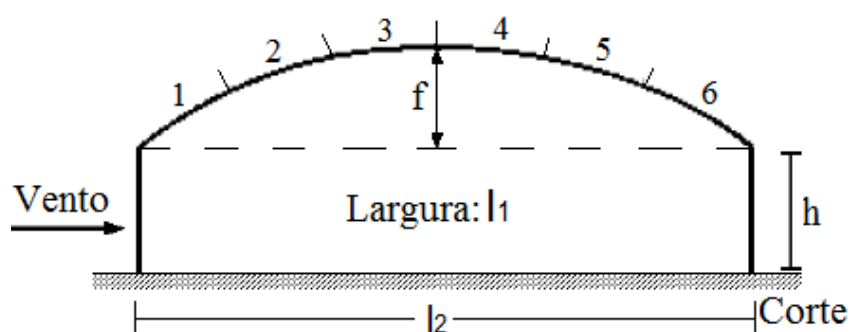


Figura 3.6 Abóbadas cilíndricas de seção circular com vento perpendicular à geratriz da cobertura com $0,5 l_2 < l_1 < 3 l_2$ da NBR 6123:1988.

Tabela 3.4 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.

f/l_1	h/l_2	Cpe para a parte					
		1	2	3	4	5	6
1/5	0	+0,3	-0,3	-0,6	-0,7	-0,6	-0,2
	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
	1/4	-0,9	-0,6	-0,8	-0,8	-0,4	-0,2
	1/2	-1,2	-0,7	-0,9	-0,8	-0,3	-0,2
	1	-1,4	-0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,4
	5	-1,8	-1,0	-1,1	-1,2	-0,8	-0,7
1/2	1/8	-1,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/4	-1,2	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/2	-1,5	-1,0	-0,7	-0,5	-0,4	-0,3
	1	-1,6	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,3

De acordo com os valores normativos dos coeficientes na Figura 3.7, mostra-se ocorrência de vento mais significativo com direção preferencial soprando paralelo à geratriz da cobertura (0°). A cobertura está dividida, na direção do vento, em quatro partes iguais, sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das quatro partes, ou seja, a região de A_1 e A_2 é avaliada como uma parte, o mesmo ocorrendo com D_1 e D_2 . A Tabela 3.4 apresenta os coeficientes da parte cobertura para vento atuando a 0° .

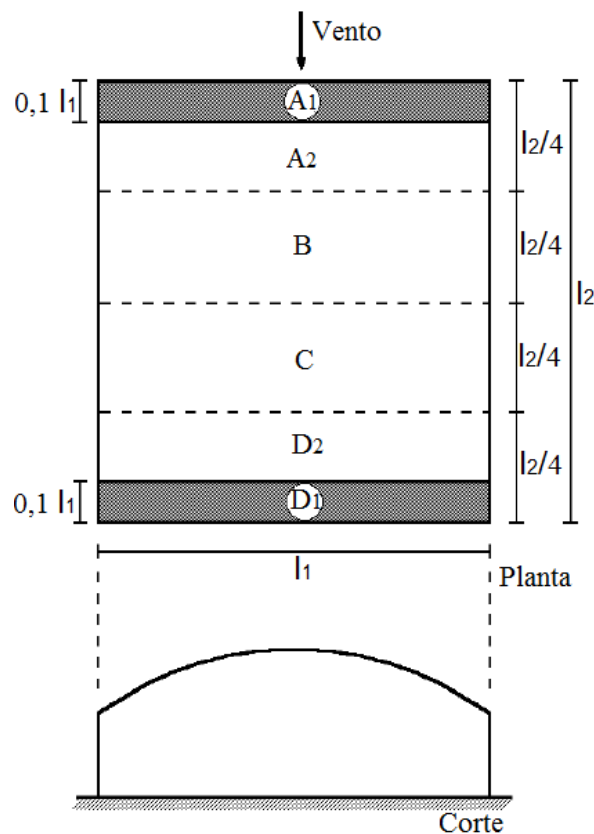


Figura 3.7 Vento paralelo à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.

Tabela 3.5 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento atuando paralelamente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.

Parte da cobertura	$A_1 + A_2$	B	C	$D_1 + D_2$
C_{pe}	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2

Os valores normativos dos coeficientes de pressão externa quando o vento atua obliquamente em relação à geratriz da cobertura, onde rajadas oblíquas podem provocar sucções muito elevadas, principalmente em regiões periféricas da cobertura, encontram-se dispostos na Tabela 3.6, de acordo com as indicações da Figura 3.7. Ressalta-se que são consideradas constantes as duas partes, A_1 e D_1 ($0,1l_1$).

Tabela 3.6 Coeficientes de pressão externa, C_{pe} , para vento atuando obliquamente à geratriz da cobertura de acordo do anexo E da NBR 6123:1988.

Parte da cobertura	A_1	D_1
C_{pe}	-1,8	-1,8

3.4.2.2.

Coeficiente de pressão interna C_{pi} NBR 6123:1988

Os coeficientes de pressão interna recomendados pela NBR 6123:1988 apresentam os detalhes necessários para determinação dos coeficientes, que dependem da permeabilidade da estrutura, ou seja, a relação entre as áreas das aberturas e a área total da estrutura. É considerada permeável a presença de aberturas, tais como portas, janelas, ventilação em telhados, pavilhões e hangares abertos, *etc.* Também são considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: lajes e cortinas de concreto armado ou protendido, paredes de alvenaria, de pedra, tijolos e afins.

A Figura 3.8 mostra a região onde atua o vento (Barlavento) e a região oposta em relação à estrutura (Sotavento). São considerados valores positivos dos coeficientes correspondentes à sobrepressão quando a região a barlavento é permeável e valores negativos (sucção) quando a região a sotavento é permeável.

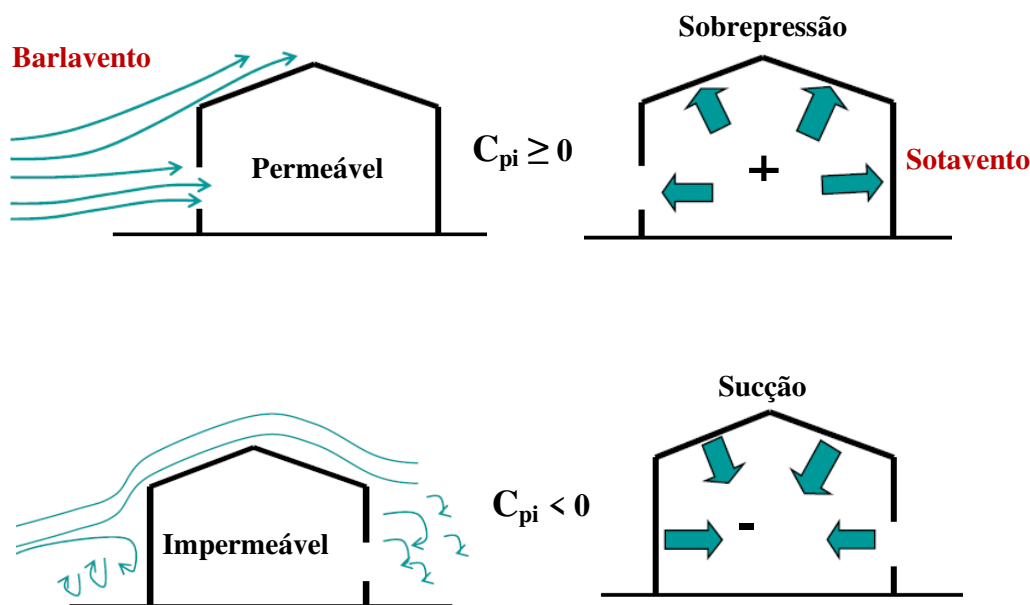


Figura 3.8 Esquema da região onde sopra o vento na estrutura.

Para edificações com paredes internas permeáveis a pressão interna é considerada uniforme. De acordo com item 6.2 da NBR 6123 (1988) verificam-se os seguintes valores para coeficientes de pressão interna:

a) duas faces opostas igualmente permeáveis e a demais impermeáveis: Vento perpendicular a face permeável o coeficiente é $C_{pi} = +0,2$ e para a face impermeável é $C_{pi} = -0,3$;

b) quatro faces igualmente permeáveis: os valores para $C_{pi} = -0,3$ ou $C_{pi} = 0$, considerar o valor mais nocivo.

c) Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente: $C_{pi} = 0,2$ ou 0 , considerar o mais nocivo dos valores.

e) quando não for considerado necessário ou quando não for possível determinar com precisão razoável a relação de permeabilidade do item c, deve ser adotado para valor de C_{pi} o mesmo valor do coeficiente de forma externo (para incidências do vento de 0° e de 90°) para a zona em que se situa a abertura dominante, tanto em paredes como em coberturas.

De acordo com o anexo D da NBR 6123 (1988) os valores dos coeficientes de pressão interna para pavilhões de planta retangular, como em cúpulas ou hangares permeáveis com a existência de um *lanternim* aberto, causam diminuição do coeficiente de pressão interna, o qual se situa entre $+0,2$ e $+0,3$.

3.5.

Aplicação das normas citadas para coeficientes de pressão externos

Aplicação para cobertura curva com base retangular com vão $d = 80$ m, altura de $h = 10$ m e uma flecha de $f = 11$ m. A seguir apresentam-se os cálculos dos coeficientes de pressão externas das normas citadas.

O código *Eurocode 1* (1991) mostra os resultados obtidos para dimensões especificadas para três regiões com $h/r \leq 2$: (A)= -0,01; (B)=-0,81; e (C)=-0,4, de acordo a Figura 3.9, ressaltando-se que para a região (A) foi efetuada uma interpolação linear. O código *Australian AS/NZS 1170.2* (2002) especifica valores (ver Tabela 3.1) de (U)=-0,32; (T)= -0,76 e (D) =-0,52, com interpolação linear. A NBR 6123 (1988) apresenta os seguintes coeficientes: $(C_1)=-0,5$; $(C_2)=-0,5$; $(C_3)=-0,7$; $(C_4)=-0,7$; $(C_5)=-0,5$; $(C_6)=-0,2$ (ver Tabela 3.4)

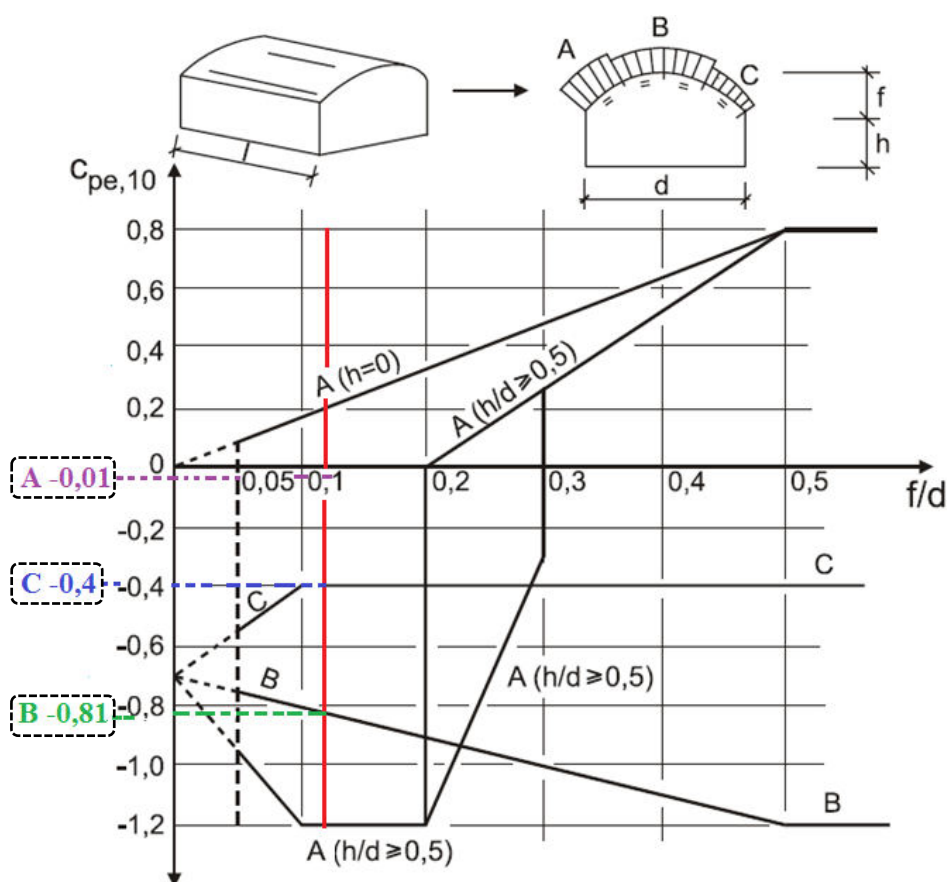


Figura 3.9 Coeficientes de pressão externo, $C_{pe,10}$, uma cobertura de $d=80$ m vão, altura $h=6$ m e flecha de $f=11$ m, segundo *Eurocode 1* (1991)

Com a utilização dos coeficientes externos obtidos pelas recomendações das normas citadas anteriormente, avalia-se o efeito do vento na cobertura de 80 m de vão, ver Figura 4.7, para espaçamentos entre treliças de 10.0 m e $q_w = 1.00$ kPa. Foi empregado o programa *SAP2000*. V17 (2014) para a análise estrutural de treliça de cobertura, e são apresentados na Figura 3.10 as solicitações atuantes nas cordas da treliça, tanto na corda superior (tração) como na corda inferior (compressão).

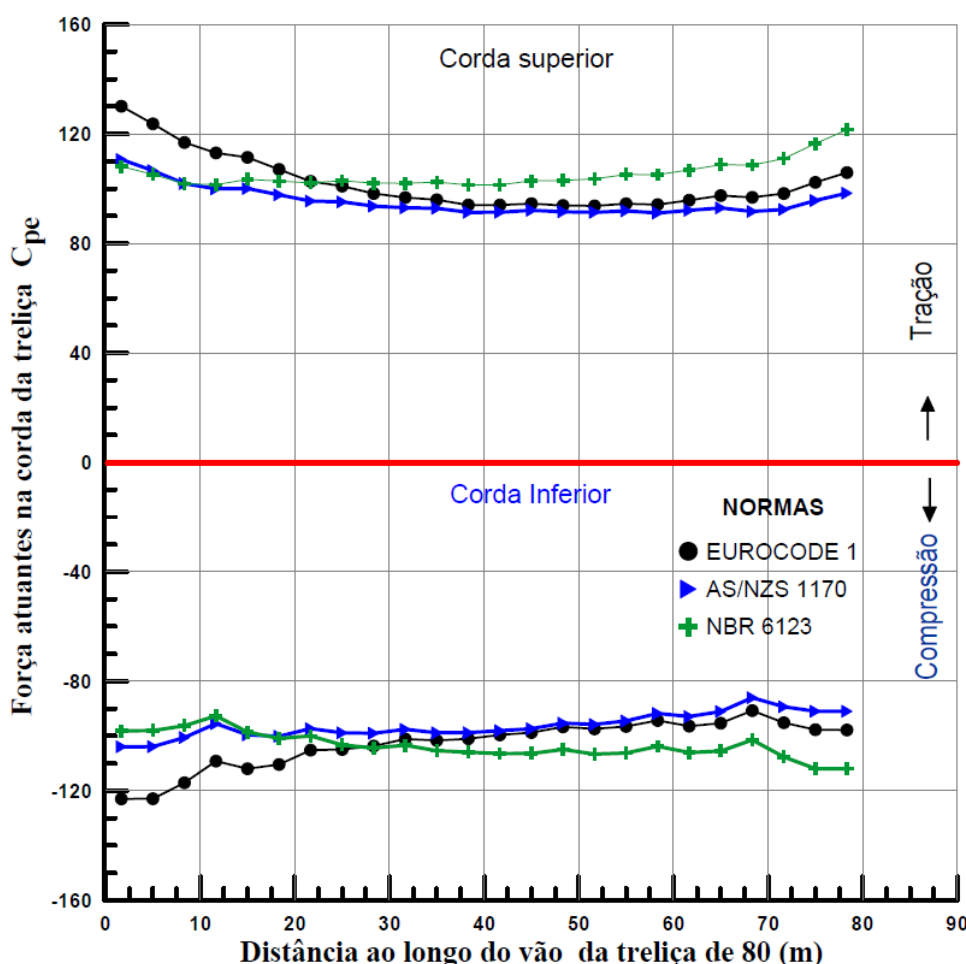


Figura 3.10 Forças atuantes nas cordas da treliça de 80 m de vão, para ação externa do vento, segundo critérios das normas (*Eurocode 1*, *AS/NZS 1170.2* e *NBR 6123*)

Os resultados da *AS/NZS 1170* apresentam esforços de valores inferiores em comparação com resultados das outras normas citadas. As solicitações obtidas segundo critérios da *NBR 6123* são superiores em grande parte da estrutura, exceto nas regiões um e dois, conforme Figura 3.6.

A Tabela 3.7 mostra os resultados das forças axiais máximas atuantes nas barras, das reações de apoio e do deslocamento vertical da estrutura no centro do vão devidos à ação do vento externo, para as diferentes normas citadas.

Tabela 3.7 Avaliação dos resultados dos esforços na estrutura de vão 80 m.

Avaliação	NBR 6123	Resultados das diferentes normas			
		<i>Eurocode 1 vs NBR6123</i>		<i>AS/NZS 1170 vs NBR6123</i>	
Forças tração	121,5	130,12	+7,09%	110,69	-8,90%
Forças compressão	111,97	122,98	+9,83%	103,93	-7,18%
Σ Reações Verticais	54,85	55,58	+1,33%	48,98	-10,70%
Deslocamento vertical	47	45,46	-3,28%	43,03	-8,45%

4

Descrição dos modelos estruturais

Neste item são apresentados os modelos estruturais das treliças de aço em forma de arco protendidas, incluindo-se as dimensões, características dos materiais, especificações dos perfis, os cabos de protensão, os modelos de carregamentos aplicados e as combinações de ações.

4.1.

Modelos estruturais investigados

Os modelos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa consistem em treliças de aço em forma de arco, protendidas com cabos não aderentes. Foram também estudados diversos níveis de protensão, o caso de protensão nula (sem folga) e o caso de treliça sem cabos. As treliças têm diferentes concepções geométricas de comprimento do vão, a flecha do arco, compreendendo cinco modelos estruturais. A geometria do sistema estrutural estudado é formada por perfis soldados.

Inicialmente foi executado um estudo para obtenção da flecha do arco que representa a solução estrutural mais eficiente. Conclui-se que a flecha próxima de um sétimo da metade do vão da treliça é o valor desejado. Na Tabela 4.1 são apresentados os valores de cinco vãos estudados e as respectivas flechas adotadas para os arcos treliçados. Foi mantido constante em todos os modelos estudados o espaçamento entre treliças de 10 m.

Nas Figuras 4.1 e 4.2 são apresentadas a vista lateral e a vista em perspectiva. Convém notar que as cordas são todas em perfil laminado com o eixo forte contido no plano da treliça, e que os montantes têm as mesmas dimensões das cordas. A ligação entre os montantes e as cordas é sempre do tipo contínua, executada por soldagem das mesas.

Tabela 4.1 Os modelos das treliças estudadas.

Modelos de Treliças	Flecha (m)	Vão (m)
Modelo A ₁₀	0,7	10
Modelo B ₂₀	1,5	20
Modelo C ₄₀	3,0	40
Modelo D ₈₀	5,5	80
Modelo E ₁₂₀	7,5	120

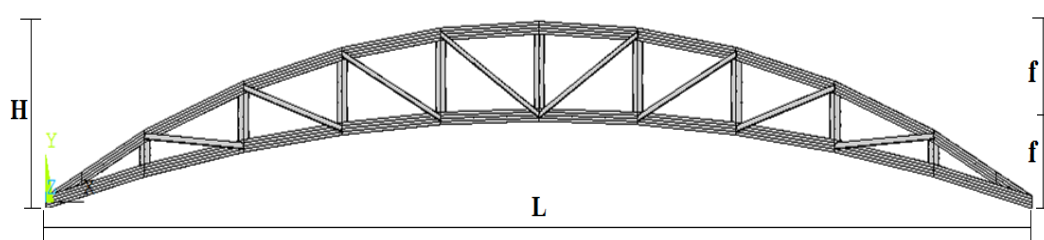


Figura 4.1 Vista lateral da treliça parametrizada.

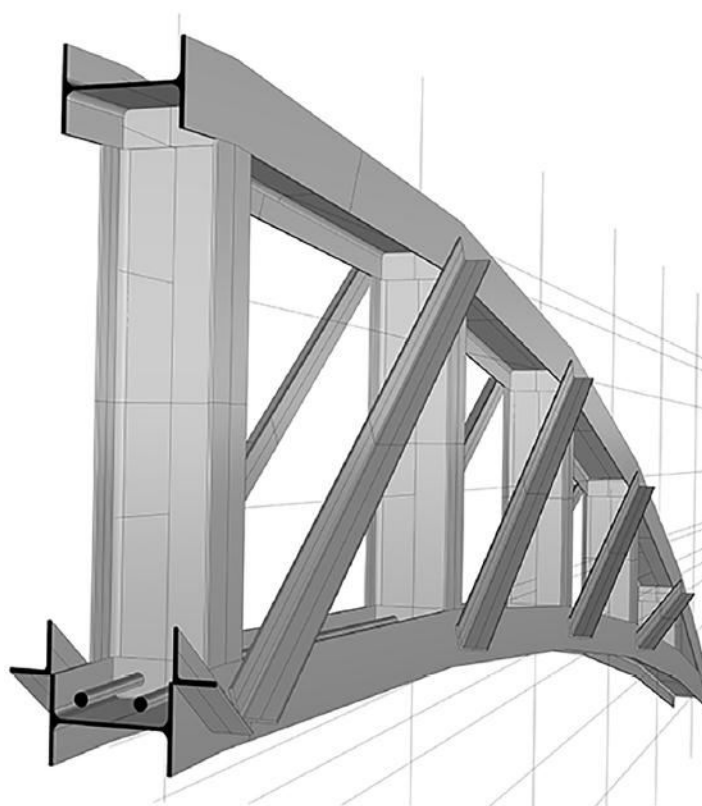


Figura 4.2 Perspectiva da simetria da treliça parametrizada.

Na Figura 4.3 é apresentado o modelo estrutural completo da treliça de 10 m de vão. Para melhor identificação da geometria dos modelos são apresentadas as Tabelas 4.2 até 4.6, e nas Figuras 4.4 até 4.8 com as coordenadas nodais de meia treliça, devido à simetria existente.

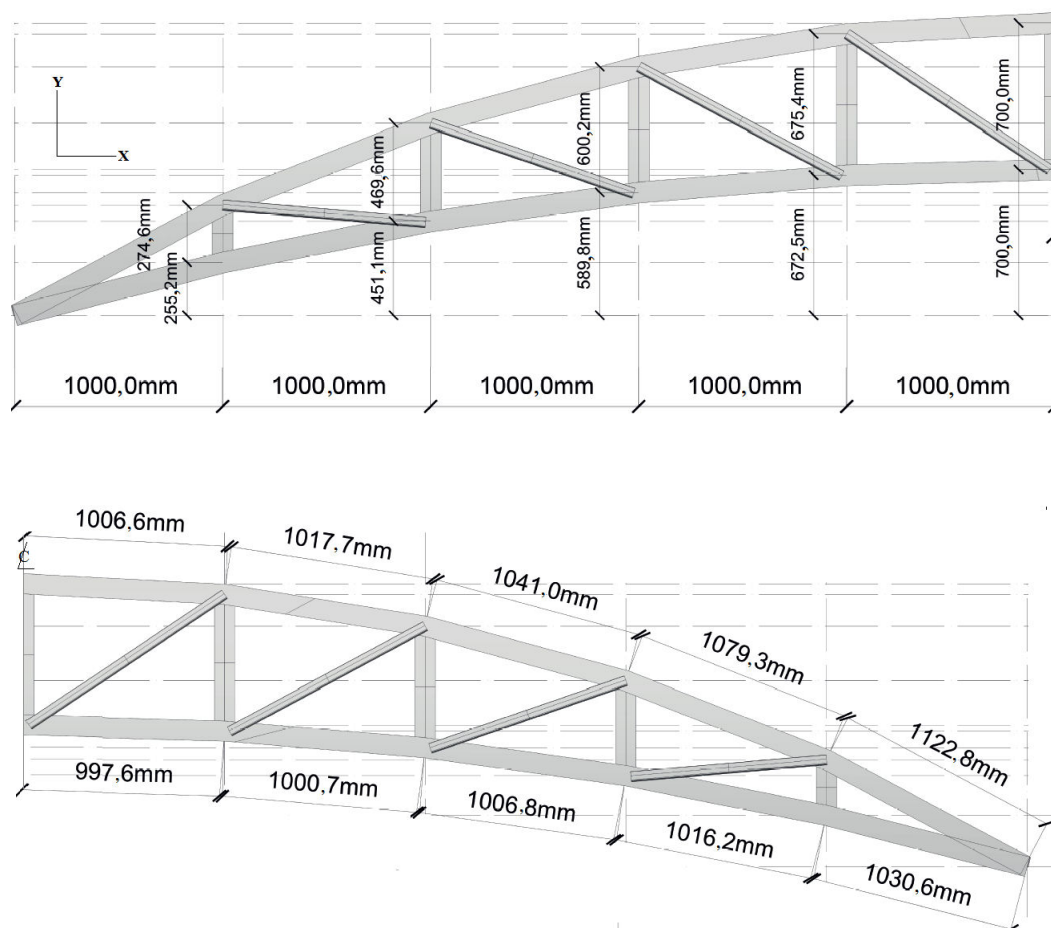


Figura 4.3 Identificação das posições dos nós do modelo de treliça de 10 m de vão.

Tabela 4.2 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 10 m de vão.

Corda superior			Corda inferior		
Nº do nó	X (mm)	Y (mm)	Nº do nó	X (mm)	Y (mm)
1	0	0	1	0	0
2	1.000	529,818	7	1.000	255,178
3	2.000	920,712	8	2.000	451,144
4	3.000	1.189,995	9	3.000	589,82
5	4.000	1.347,93	10	4.000	672,518
6	5.000	1.400	11	5.000	700

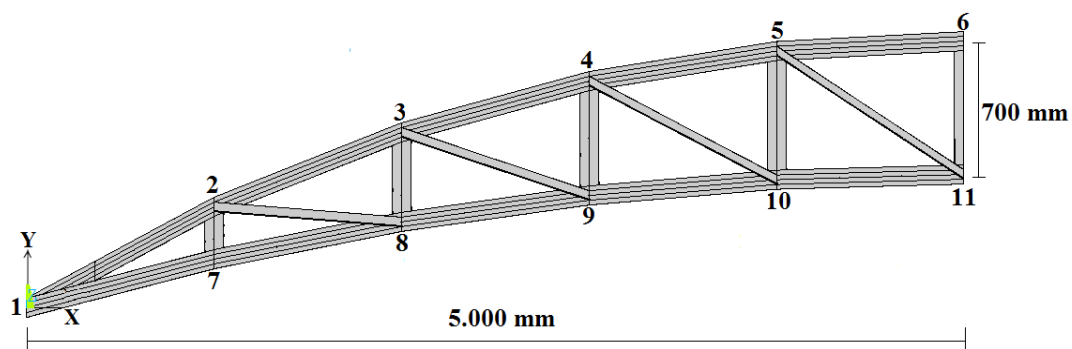


Figura 4.4 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 10 m de vão.

Tabela 4.3 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 20 m de vão.

Corda superior			Corda inferior		
Nº do nó	X (mm)	Y (mm)	Nº do nó	X (mm)	Y (mm)
1	0	0	1	0	0
2	2.000	1.143,691	7	2.000	547,824
3	4.000	1.980,572	8	4.000	967,726
4	6.000	2.554,162	9	6.000	1.264,467
5	8.000	2.889,573	10	8.000	1.441,27
6	10.000	3.000	11	10.000	1.500

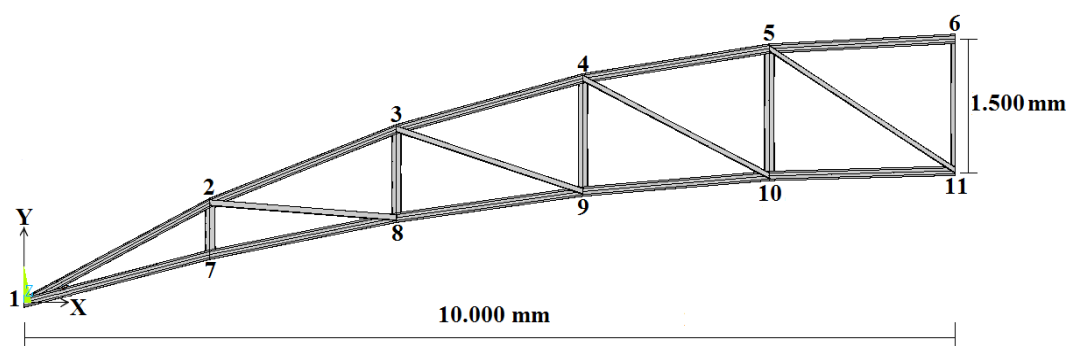


Figura 4.5 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 20 m de vão.

Tabela 4.4 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 40 m de vão.

Corda superior			Corda inferior		
Nº do nó	X (mm)	Y (mm)	Nº do nó	X (mm)	Y (mm)
1	0	0	1	0	0
2	2.500	1.507,852	10	2.500	715,383
3	5.000	2.759,130	11	5.000	1.329,156
4	7.500	3.782,075	12	7.500	1.844,112
5	10.000	4.596,756	13	10.000	2.262,514
6	12.500	5.217,491	14	12.500	2.586,152
7	15.000	5.654,319	15	15.000	2.816,379
8	17.500	5.913,889	16	17.500	2.954,141
9	20.000	6.000	17	20.000	3.000

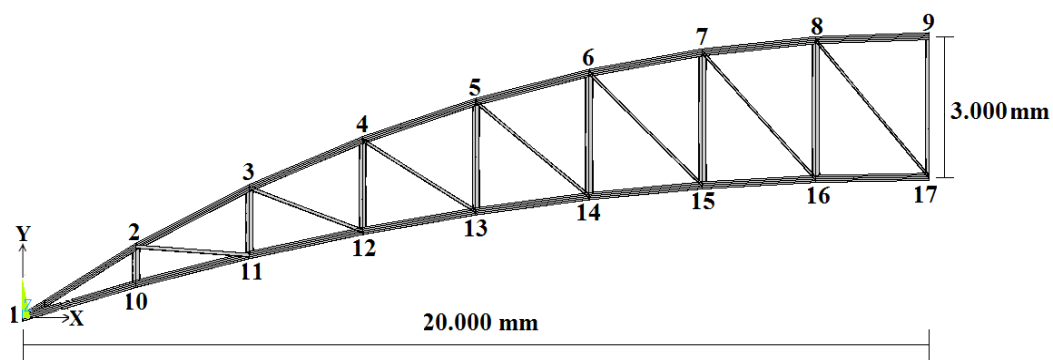


Figura 4.6 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 40 m de vão.

Tabela 4.5 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 80 m de vão.

Corda superior			Corda inferior		
Nº do nó	X (mm)	Y (mm)	Nº do nó	X (mm)	Y (mm)
1	0	0	1	0	0
2	3.333,333	1.874,549	14	3.333,333	892,609
3	6.666,667	3.542,743	15	6.666,667	1.702,782
4	10.000	5.018,877	16	10.000	2.431,898
5	13.333,333	6.314,519	17	13.333,333	3.081,175
6	16.666,667	7.439,063	18	16.666,667	3.651,674
7	20.000	8.400,144	19	20.000	4.144,313
8	23.333,333	9.203,928	20	23.333,333	4.559,875
9	26.666,667	9.855,335	21	26.666,667	4.899,010
10	30.000	10.358,204	22	30.000	5.162,244
11	33.333,333	10.715,41	23	33.333,333	5.349,981
12	36.666,667	10.928,95	24	36.666,667	5.462,510
13	40.000	11.000	25	40.000	5.500

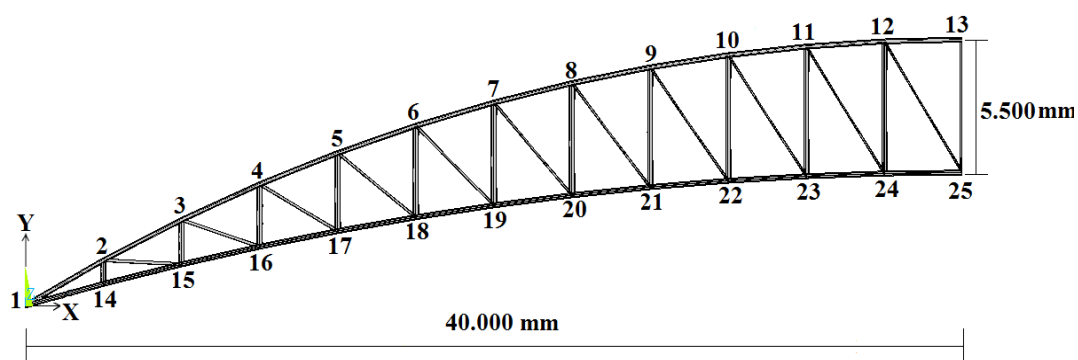


Figura 4.7 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 80 m de vão.

Tabela 4.6 Coordenadas nós da simetria do modelo de treliças de 120 m de vão.

Corda superior			Corda inferior		
Nº do nó	X (mm)	Y (mm)	Nº do nó	X (mm)	Y (mm)
1	0	0	1	0	0
2	3750	1.698,701	18	3.750	827,536
3	7500	3.397,401	19	7.500	1.655,072
4	11250	5.096,102	20	11.250	2.482,608
5	15000	6.794,803	21	15.000	3.310,144
6	18750	7.951,187	22	18.750	3.894,308
7	22500	9.107,57	23	22.500	4.478,473
8	26250	10.263,954	24	26.250	5.062,637
9	30000	11.420,337	25	30.000	5.646,801
10	33750	12.093,896	26	33.750	5.994,607
11	37500	12.767,455	27	37.500	6.342,413
12	41250	13.441,014	28	41.250	6.690,218
13	45000	14.114,573	29	45.000	7.038,024
14	48750	14.335,929	30	48.750	7.153,518
15	52500	14.557,286	31	52.500	7.269,012
16	56250	14.778,643	32	56.250	7.384,506
17	60000	15.000	33	60.000	7.500

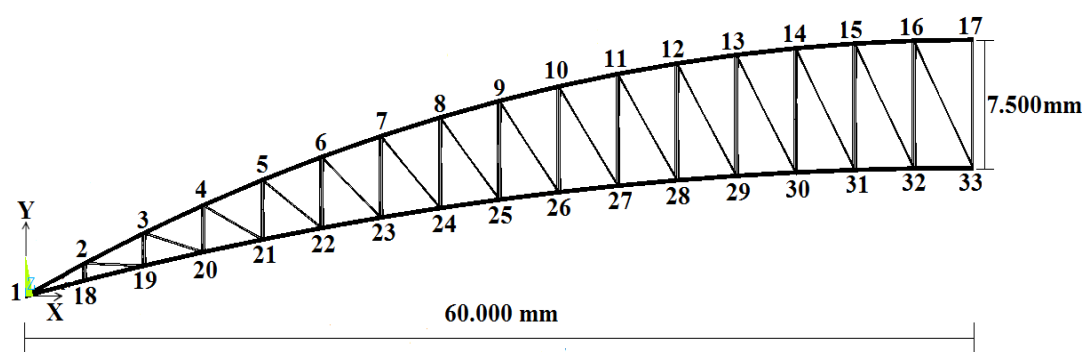


Figura 4.8 Identificações dos nós da simetria do modelo de treliça de 120 m de vão.

4.2.

Características físicas e geométricas das seções

Neste item são apresentadas as principais características referentes aos modelos estruturais em análise, destacando-se as propriedades físicas e geométricas das seções, bem como os materiais empregados.

4.2.1.

Características físicas dos materiais usados

Para os modelos estruturais, no que diz respeito às características físicas o perfil de aço empregado foi o ASTM A572 grau 50 que tem módulo de elasticidade $E_t = 200.000$ MPa, tensão limite de escoamento $f_{ty} = 345$ MPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$, massa específica de 7.850 kg/m^3 , coeficiente de dilatação térmica de $12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

As características das tensões nas armaduras de protensão em concreto e aço protendido são limitadas a certos valores máximos (item 9.6.1.2.1 da norma NBR 6118: 2014), a fim de se reduzir o risco de ruptura dos cabos e também de evitar perdas exageradas por relaxação do aço. Os cabos de aço utilizados para os modelos estudados são cordoalhas de fios trefilados de alta resistência e de relaxação baixa (RB) de fabricação Belgo Mineira (capítulo 2, item 2.3).

Para os cabos de protensão utilizado nos modelos estruturais protendidos, no que tange às características físicas do cabo de aço empregado foi o ASTM A-421, que possui módulo de elasticidade longitudinal igual $E_c = 195.000$ MPa, valor característico da resistência à tração $f_{ptk} = 1.900$ MPa, tensão limite de escoamento $f_{pyk} = 1.710$ MPa. A tensão f_{pyk} é um valor convencional correspondente à deformação específica permanente de 0,2%, que é também considerada como a tensão correspondente a um alongamento unitário total de 1%. As propriedades dos materiais utilizados também estão resumidas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 Propriedades físicas dos perfis e cabos utilizados na modelagem.

Elemento	E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ν
Perfil	200.000	345	450	0,3
Cordoalha de protensão	195.000	1.710	1.900	0,3

4.2.2.

Características geométricas das seções.

As treliças sem e com protensão em forma de arco deste estudo são constituídas por seção transversal do perfil tipo W nas cordas superior, inferior e montante. Nas diagonais têm-se cantoneiras duplas trabalhando como peça múltipla. Na Figura 4.9 é mostrada a geometria dos perfis utilizados.

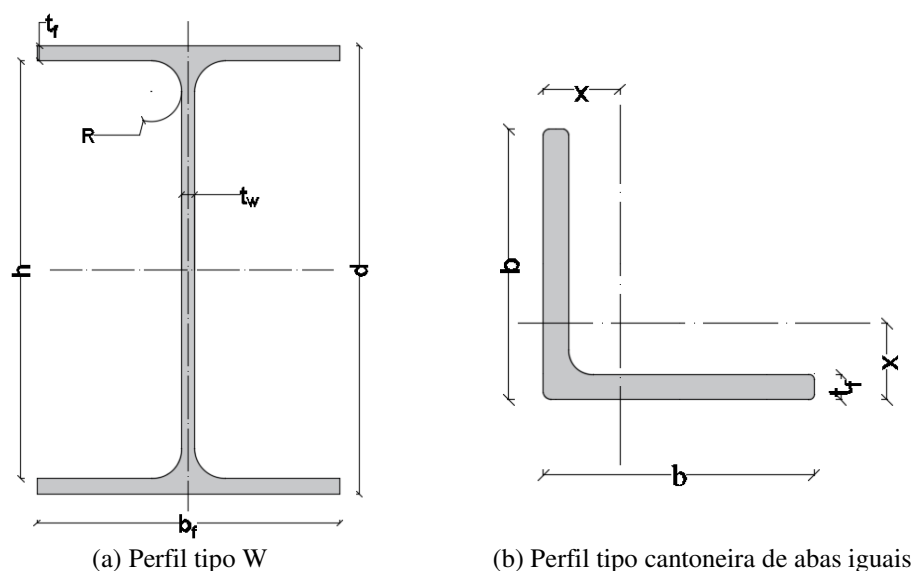


Figura 4.9 Perfis de aço utilizados.

Conforme ilustrado nas Figuras 4.10 e 4.11, são apresentadas várias perspectivas dos detalhes escolhidos das ligações com perfis W e cantoneira, adotadas para diferentes modelos estruturais estudados. Pode-se observar na Figura 4.10.a uma vista lateral do detalhe da ligação entre corda superior, o montante e a diagonais. Ressaltando-se que os ângulos nas ligações entre esses elementos são variáveis para cada um dos cinco modelos estruturais. A treliça tem duas cantoneiras soldadas nas duas abas e conectadas no centro da alma do perfil, como ilustra a Figura 4.10.b.

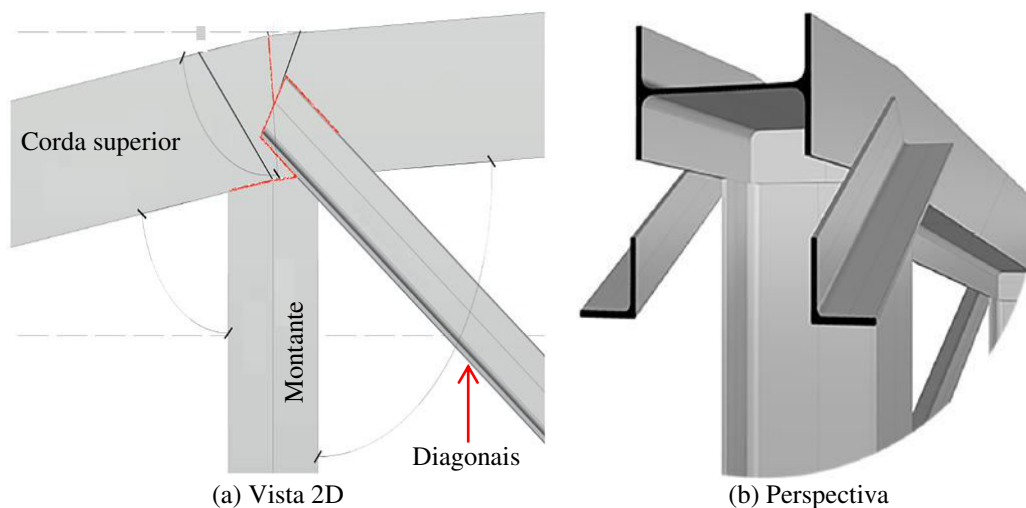


Figura 4.10 Detalhe da ligação da corda superior.

A Figura 4.11.a apresenta uma vista lateral do detalhe da ligação do centro da treliça na corda inferior, com o montante e duas cantoneiras. No centro da união as cantoneiras tem uma separação de 50 mm. Os ângulos mostrados entre esses elementos são variáveis para cada modelo. Na Figura 4.11.b uma perspectiva do detalhe da ligação da corda inferior.

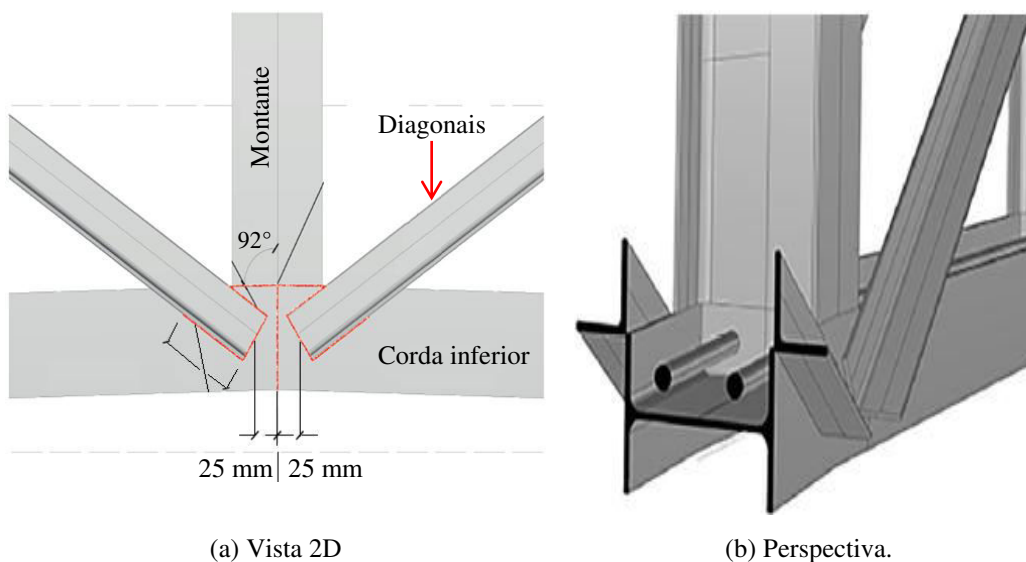


Figura 4.11. Detalhe da ligação da corda inferior no centro da treliça.

A ancoragem do cabo constitui-se basicamente de uma chapa de aço nos apoios da treliça, com as seguintes espessuras: 9,3 mm (Para A_{10} e B_{20}), 16 mm (C_{40}), 19 mm (D_{80}) e 22,4 mm (E_{120}). Na Figura 4.12 é mostrada a configuração da chapa de ancoragem dos cabos, onde sempre são usadas duas unidades.

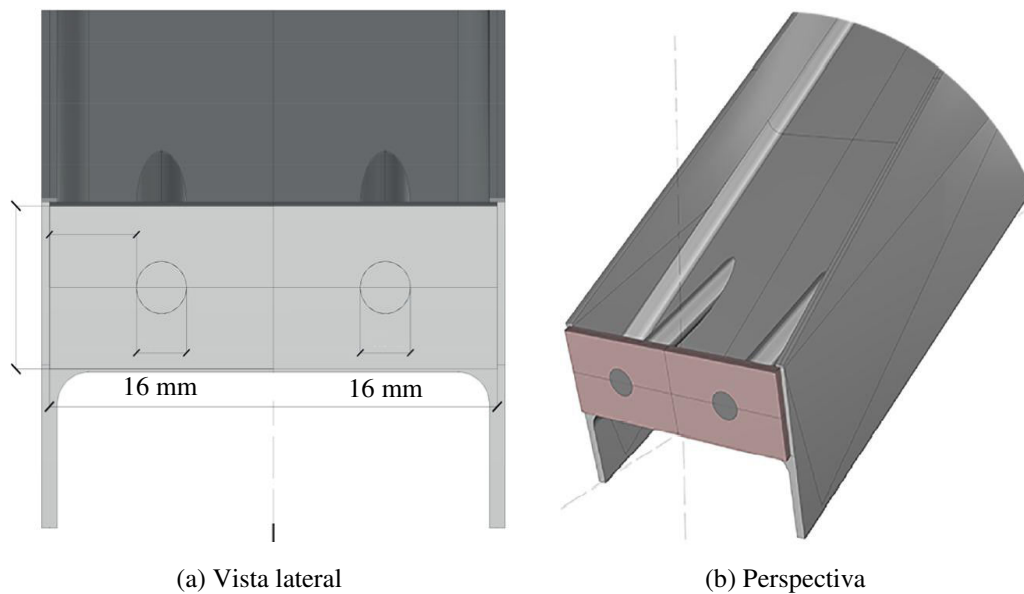


Figura 4.12 Perfis detalhe da chapa de ancoragem.

A geometria dos posicionamentos dos cabos de protensão foi poligonal, o traçado foi construído na corda inferior da treliça. Para construção de traçado utilizou-se desviadores constituídos por chapa de aço. Ressaltando-se que a configuração poligonal é mais complicada, pois exige maior número de desviadores, além de detalhes construtivos específicos. A Figura 4.13 ilustra o esquema do posicionamento do cabo e o desviador.

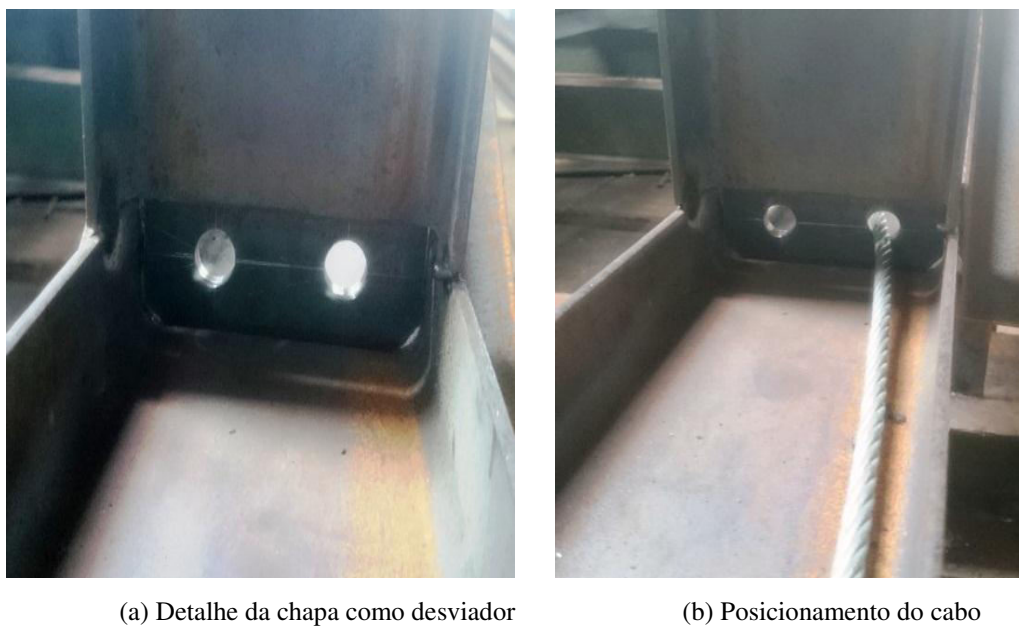


Figura 4.13 Esquema de desviador e cabo.

4.3.

Cargas atuantes sobre os modelos estruturais.

Para o projeto das treliças protendidas são consideradas duas ações principais: 1) a ação gravitacional constituída pelos pesos próprios da estrutura, terças, telhas e acessórios; 2) a ação do vento. Neste item são apresentados os resultados das ações atuantes nos modelos, determinadas de acordo com as recomendações das ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6123:1988 e NBR: 6120:1980.

4.3.1.

Calculo da ação do vento.

Como foi apresentado no capítulo três desta tese, no presente item são considerados os fatores e parâmetros que foram usados para a determinação da pressão dinâmica do vento para os diferentes modelos.

$V_0 = 35$ m/s valor assumido para o Rio de Janeiro, $S_1=1$ (fator topográfico) e $S_3=0,95$ (fator estatístico), válidos para todos os modelos estudados.

No que diz respeito ao fator S_2 , ele é usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido por uma expressão em função do fator de rajada (equação 3.5) e os parâmetros meteorológicos (categoria III e classe C) da NBR612. Foram adotados para os diferentes modelos estruturais os seguintes valores:

$$S_{2,B}=0,85, S_{2,B}=0,87, S_{2,C}=0,91, S_{2,D}=0,94 \text{ e } S_{2,E}=0,96$$

Para o calculo da Velocidade Característica do Vento V_k obtidos para os diferentes modelos, os seguintes valores foram encontrados:

$$V_{k,A}=28,26 \text{ m/s}, V_{k,B}=28,93 \text{ m/s}, V_{k,C}=30,26 \text{ m/s}, V_{k,D}=31,26 \text{ m/s} \text{ e } V_{k,E}=31,92 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica (q) é determinada pela Equação 4.2 (ver capítulo 3 item 3.4) e para os diferentes modelos estudados e os seguintes valores foram obtidos:

$$q_A=489,6 \text{ N/m}^2, q_B=513 \text{ N/m}^2, q_C=561,2 \text{ N/m}^2, q_D=598,8 \text{ N/m}^2 \text{ e } q_E=624,6 \text{ N/m}^2.$$

Seguem-se os valores obtidos dos coeficientes aerodinâmicos empregados em coberturas curvas para pressão externa e interna.

1. Coeficiente de pressão externa C_{pe}

Os valores dos coeficientes de pressão externa foram determinados de acordo as Tabelas 24 a 29 do anexo E.1 da ABNT NBR 6123 (1988) para cobertura abóbadas cilíndricas de seção circular. Ressaltando-se que os dados obtidos foram os mais desfavoráveis e serão avaliados os seguintes eventos: vento perpendicular à geratriz da cobertura, vento paralelo à geratriz da cobertura e para vento oblíquo à geratriz da cobertura. A Tabela 4.8 e Figura 4.14, mostram os valores mais desfavoráveis dos coeficientes pressão externos e a representação correspondente na cobertura.

Tabela 4.8 Coeficiente de pressão externa do vento a sucção para seção circular.

Modelos de Treliças	f/L_2	h/L_2	Coeficientes de pressão externa C_{pe} das seis partes					
			C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
A ₁₀	1/5	1/2	-1,2	-0,7	-0,9	-0,8	-0,3	-0,2
B ₂₀	1/5	1/4	-0,9	-0,6	-0,8	-0,8	-0,4	-0,2
C ₄₀	1/5	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
D ₈₀	1/5	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
E ₁₂₀	1/10	1/8	-1,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3

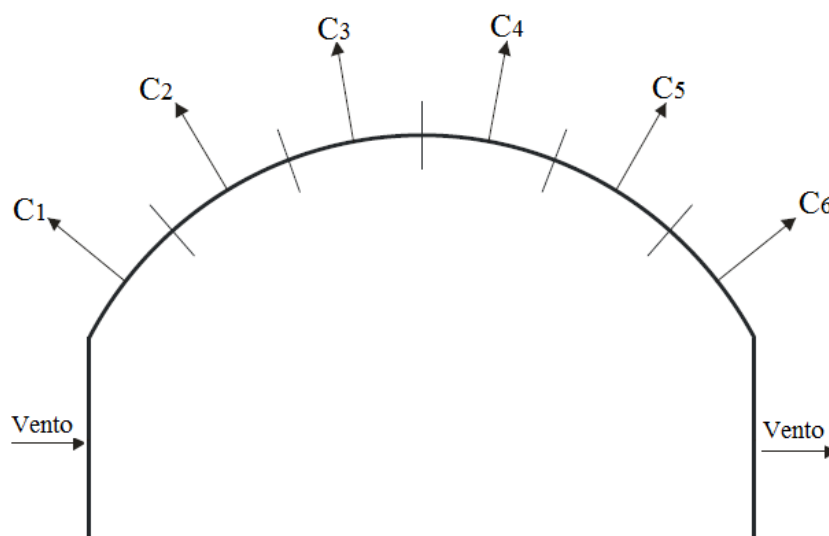


Figura 4.14 Representação da atuação dos coeficientes de pressão externa do vento perpendicular à geratriz da cobertura (vento 90°).

2. Coeficiente de pressão interna C_{pi}

Segundo o item 6.2.5 da ABNT NBR6123 (1988) para edificações com paredes internas permeáveis a pressão interna pode ser considerada uniforme. Nesse caso devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna, admitindo-se que as estruturas possuem faces igualmente permeáveis: $C_{pi} = 0$ ou $+0,3$ (considerar os valores mais críticos). Portanto, todos os modelos foram considerados o coeficiente de pressão interna, com caso mais desfavorável $C_{pi} = +0,3$ para esse tipo de cobertura submetida à efeitos de sucção.

Em resumo os coeficientes aerodinâmicos de pressão interna e externa na cobertura, mais desfavoráveis atuantes sobre os modelos das treliças ocorrem para o caso: $C_{pe}(90^\circ) - C_{pi}(+0,3)$. A Tabela 4.9 apresenta os resultados obtidos para o carregamento devido ao vento w , considerando-se a largura efetiva de influência ($L_e=10$ m) entre terças.

Tabela 4.9 Composição dos valores das forças do vento mais desfavorável.

Modelos de Trelças	Força do vento para as partes da curvatura (kN/mm)					
	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6
A_{10}	-7,34	-4,90	-5,88	-5,39	-2,94	-2,45
B_{20}	-6,16	-4,62	-5,64	-5,64	-3,59	-2,56
C_{40}	-4,49	-4,49	-5,61	-5,61	-4,49	-2,81
D_{80}	-4,79	-4,79	-5,99	-5,99	-4,79	-2,99
E_{120}	-8,12	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-3,75

A Figura 4.15 mostra o esquema da ação do vento nas tipologias para as treliças A_{10} , B_{20} , C_{40} , D_{80} e E_{120} em função das variações paramétricas. O arco da treliça está dividido em seis partes iguais, sendo a carga distribuída consideradas constante em cada uma das seis partes. O valor da ação do vento W considerando-se os resultados dos coeficientes $(C_{pe} - C_{pi})$ e pressão dinâmica (Figura 4.16) é dado por:

$$W = q \left(C_{pe} - C_{pi} \right) L_e \quad (4.1)$$

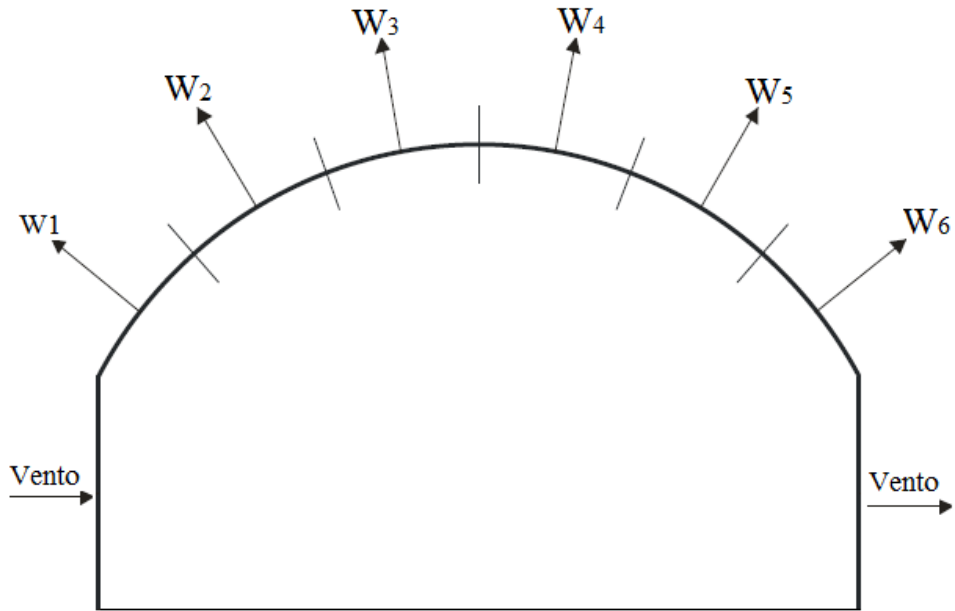


Figura 4.15 Representação paramétrica da atuação da carga distribuída do vento a sucção.

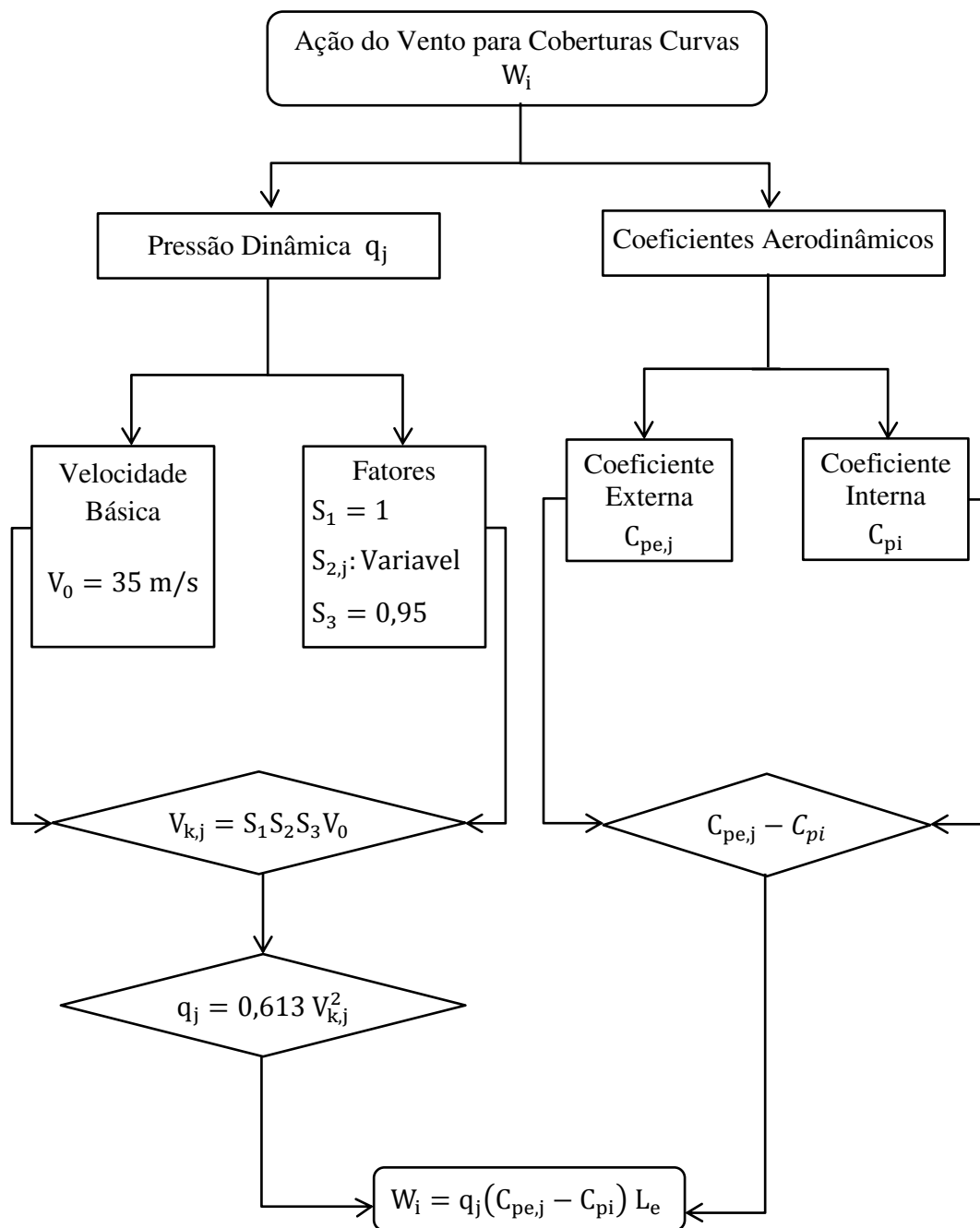


Figura 4.16 Fluxograma para o cálculo da ação do vento para cobertura curva.

4.3.2.

Cálculo das ações permanentes

Para todos os modelos considerou-se uma ação permanente de $0,150 \text{ kN/m}^2$, levando-se em conta o peso próprio das terças, telhas, tirantes, e demais elementos que permanecem fixos na cobertura. Ressaltando-se que o peso próprio das treliças é considerado automaticamente na modelagem. Na Tabela 4.10 são expostos os valores da ação permanente nas tipologias levando-se em consideração geometria de cada treliça.

Tabela 4.9 Ação permanente (G) nos modelos.

Modelos de Treliças	Distância entre Montante (m)	G (kN)
A ₁₀	1	1,5
B ₂₀	2	3
C ₄₀	2,5	3,75
D ₈₀	3,33	5,03
E ₁₂₀	3,75	5,63

4.3.3.

Cálculo da força de protensão nas treliças protendidas

A força de protensão ideal $P_{opt,c}$ (ótima) foi obtida de acordo com a Equação 2.5 (ver capítulo 2 item 2.2). Ressalta-se que o nível de força de protensão ideal aplicado nas estruturas foi definido como aquele em que tanto os elementos da treliça como o cabo de protensão permaneçam no regime elástico, ou seja, a condição dada $f_{cy} E_t = f_{ty} E_c$. Além disso o cálculo da força equivalente $P_{equi, x}$ foi executado com carregamento externo uniformemente distribuído por partes, ou seja, considerado carregamento por trecho, pois a força do vento distribuída na corda superior das treliças tem variação entre os trechos.

Para simular a aplicação da força de protensão nas treliças será dada uma variação de deformação Δ_c nos cabos de protensão, fazendo com que esses elementos se deformem, e como consequência, será gerada uma força de tração na corda inferior da treliça. O valor de deformação unitária Δ_c , diferença de deformação, a ser introduzida nos cabos deve ser tal que produza o esforço axial nos elementos de cabo igual ou próxima ao valor da força de protensão calculada. Sendo assim a tensão no cabo de protensão é:

$$\sigma_c = \Delta_c E_c \quad (4.2)$$

Então a força de protensão no cabo pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_c = \sigma_c A_c = \Delta_c E_c A_c \quad (4.3)$$

sendo F_c e A_c a força e área do cabo de protensão, respectivamente.

Então a variação de deformação unitária Δ_c do cabo é função da força, módulo de elasticidade e área do cabo de protensão, daí:

$$\Delta_c = \frac{F_c}{E_c A_c} \quad (4.4)$$

4.4.

Combinação de ações

Seguindo-se os critérios do item 4.7 da ABNT NBR 8800 (2008) foram adotadas as seguintes combinações de ações, para avaliação das solicitações mais desfavoráveis atuantes sobre as treliças e nos cabos. Todas as ações foram ponderadas para os estados limites de serviço.

$$\text{Evento 1} = 1,25 G_{\text{permanente}} + 1,40 W_{\text{vento}} \text{ (Combinação normal);}$$

$$\text{Evento 2} = 1,15 P_{\text{próprio}} + 1,25 P_{\text{opt,c}} \text{ (Combinação da fase de construção);}$$

$$\text{Evento 3} = 1,25 G_{\text{permanente}} + 1,4 W_{\text{vento}} + 1,25 P_{\text{opt,c}} \text{ (Combinação normal).}$$

onde

$P_{\text{próprio}}$: peso próprio da estrutura de aço;

$G_{\text{permanente}}$: carga permanente, devida ao peso-próprio das terças, telhas, tirantes, e demais elementos que permanecem fixos sobre a estrutura;

W_{vento} : ação devida ao vento.

Com as ações anteriores fez-se o pré-dimensionamento dos perfis e os cálculos das forças de protensão dos modelos estruturais estudados. Nas Tabelas 4.11 e 4.12 são apresentadas especificações dos perfis e os valores das forças de protensão equivalente $P_{\text{equi, x}}$ e ideal $P_{\text{opt,c}}$ (ótima).

Considerando-se diferentes valores de área da seção transversal para todos os modelos de treliça, obtém-se diferentes valores para a força máxima de protensão. É importante notar que as características dos cabos de protensão empregados neste trabalho estão associadas a cordoalhas de três e sete fios de aço tipo 190 RB da Belgo Mineira.

Tabela 4.10 Especificações dos perfis das treliças em cada modelo.

Modelos de Treliças	Cordas: Superior, inferior e montante		Corda: diagonais	
	Perfil W	Área (mm ²)	Cantoneiras duplas (mm ²)	Área (mm ²)
A ₁₀	150×13	1.660	50,8×50,8×4,76	458
B ₂₀	150×13	1.660	63,5×63,5×9,52	952
C ₄₀	150×29,8	3.850	127×127×15,88	2.696
D ₈₀	200×52	6.690	152,4×152,4×19,05	5.444
E ₁₂₀	200×86	11.090	152,4×152,4×19,05	5.444

Tabela 4.11 Especificações dos cabos de protensão em cada modelo.

Modelos de Treliças	Área de Cabo	Designação	P _{opt,c}	P _{equi, x}
	(mm ²)	(190 RB)	(kN)	(kN)
A ₁₀	60	2×Ø 3,5-3 fios	65,37	86,63
B ₂₀	120	4×Ø 3,5-3 fios	130,86	165,88
C ₄₀	188	4×Ø 4,5-3 fios	205,27	247,5
D ₈₀	404	4×Ø 12,7-7 fios	440,66	559,71
E ₁₂₀	606	6×Ø 12,7-7 fios	660,56	838,66

Neste capítulo tem-se as geometrias, características físicas, ações atuantes e as combinações de ações nos modelos utilizadas no presente estudo. No capítulo a seguir são apresentados os modelos numérico-computacionais desenvolvidos.

5

Modelagem por elementos finitos

5.1.

Introdução

Neste capítulo são apresentadas informações gerais sobre a modelagem computacional desenvolvida através do emprego do *software* ANSYS 15.0. Neste trabalho, além de detalhes sobre os tipos de elementos finitos utilizados, são abordados parâmetros de entrada da análise linear e não linear física, discretização dos diferentes tipos de treliças modeladas com elementos do tipo sólido, representação dos cabos de protensão com elemento de barra e detalhes das condições de contorno. A seguir são tratados os procedimentos de análise empregados.

5.2.

Elementos finitos empregados na modelagem numérica

A modelagem numérica foi realizada com base em formulações não lineares a partir do emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), avaliando-se o comportamento estrutural de modelos de treliças de aço em forma de arco até sua ruptura. Considerando-se a complexidade do comportamento das treliças em estudo, foram realizadas análises com inclusão dos efeitos da não linearidade física. Para as barras da treliça e para os cabos de protensão foram empregados os tipos de elementos a seguir descritos.

5.2.1.

Solid185

As discretizações dos modelos numéricos foram elaboradas utilizando-se elementos sólidos *SOLID185* presentes na biblioteca de elementos do software *ANSYS 15.0*. O elemento *SOLID185* é utilizado para modelagem tridimensional de sólidos. Tal elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções *X*, *Y* e *Z*. Esse elemento possui propriedades de plasticidade, superplasticidade, rigidez à tração, enrijecimento devido ao estado de tensões, deformações devidas à fluência e grandes deformações e rotações. Também é dotado de uma formulação mista que torna capaz de simular deformações em materiais elastoplásticos semi-incompressíveis, além de materiais hiperplásticos incompressíveis. Esse elemento pode ter formato prismático, tetraédrico e piramidal. A geometria homogênea do sólido estrutural e as tensões indicadas nas direções globais do elemento são apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.2.

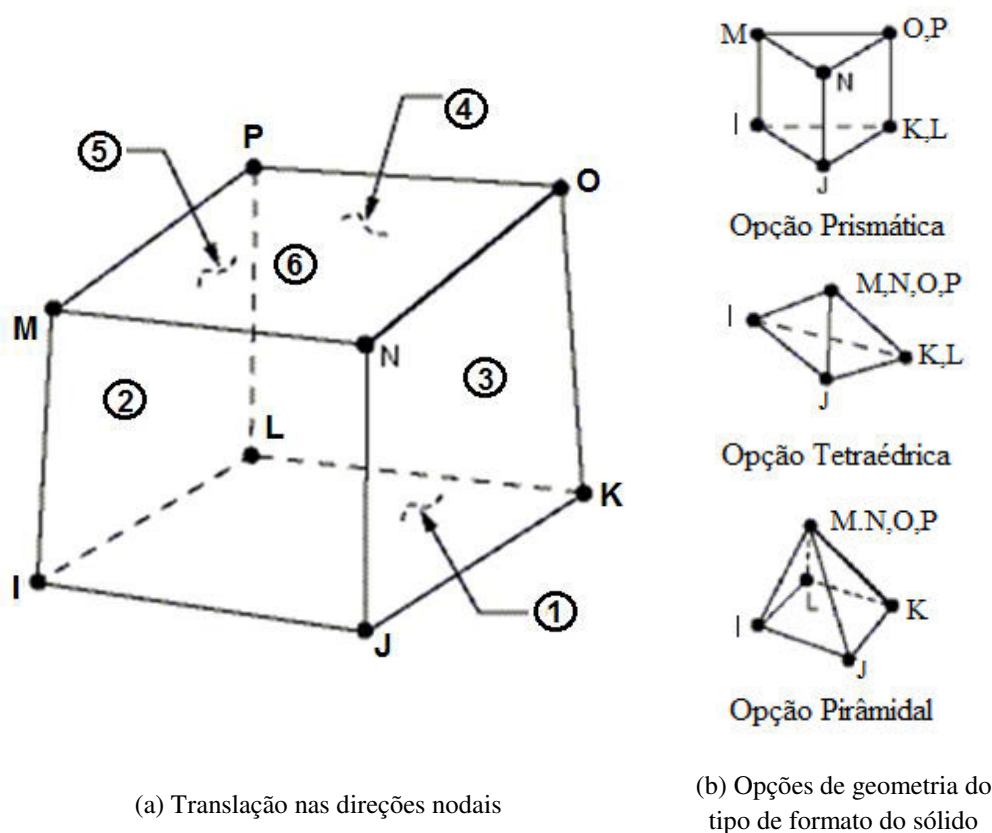


Figura 5.1 Geometria do elemento finito *SOLID185* implementado no programa *ANSYS 15.0*.

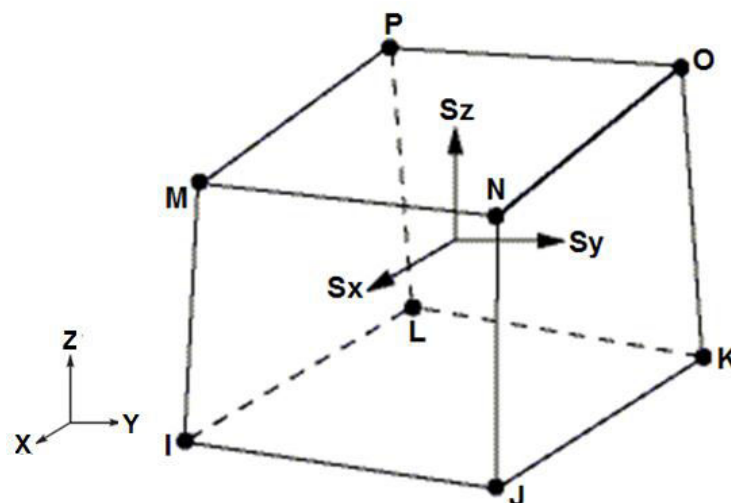


Figura 5.2 Elemento estrutural *SOLID185*: são indicadas as tensões para as direções globais *ANSYS 15.0*.

5.2.2.

Link10

O elemento linear “*LINK10*” é um elemento tridimensional do programa *ANSYS 15.0* que apresenta características de rigidez bilinear resultando em um elemento com tensão uniaxial apenas de tração ou apenas de compressão. O uso do elemento “*LINK10*” no estado de compressão não é de interesse deste estudo. Com a opção de tensão uniaxial apenas para tração, esse elemento pode simular os cabos de protensão. Ao trabalhar somente à tração, a rigidez deste elemento é automaticamente removida da matriz de rigidez se o elemento entrar subitamente em compressão ou se cessar a ação de tração do cabo. A característica desse elemento de trabalhar apenas à tração, é útil para aplicações com cabos estáticos em estruturas protendidas, onde todo o cabo pode ser modelado com elementos finitos unidimensionais.

Também pode ser usada análise dinâmica e, portanto, serve para modelar a estrutura protendida quando da ruptura repentina do cabo de protensão. Esse elemento tem dois nós com três graus de liberdade por nós, que são as translações nodais nas direções *X*, *Y* e *Z*. Este elemento é definido pelos dois nós, pela área da seção transversal, por uma deformação inicial e pelas propriedades isotrópicas do material. Na Figura 5.3 tem-se o elemento *LINK10*, que será utilizado para a discretização dos cabos de proteção das treliças.

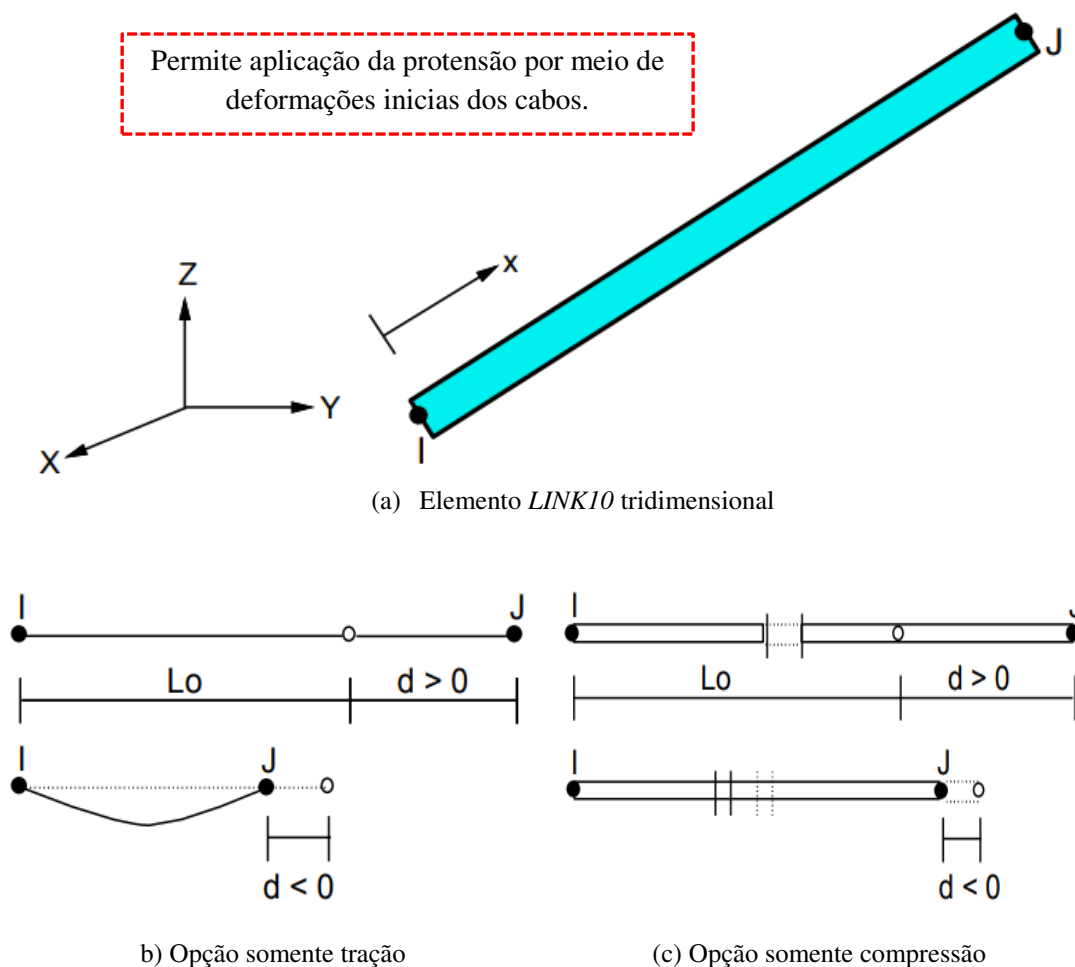


Figura 5.3 Elemento *LINK10* ANSYS 15.0.

5.3.

Testes de convergência das malhas

Para definir o nível de refinamento da malha adotado para as análises foi realizado um estudo de sensibilidade dos resultados calculados, a fim de definir o tamanho do elemento a ser usado nos modelos estudados. Para ilustrar essa verificação foi utilizado o modelo de treliça com 10 m de vão, constituída por seção W150 x 13,0 para as cordas superior, inferior e montante. Nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 50,8 mm x 50,8 mm x 4,76 mm com suas condições de contorno.

O estudo de sensibilidade foi realizado por meio da avaliação das tensões de *von Mises* e das reações de apoios para os diferentes níveis de discretização, assim encontrou-se o tamanho ideal do elemento para apresentar resultados precisos e buscando-se o menor custo computacional possível. Para a execução do estudo foram utilizados cinco tamanhos de malhas diferentes. A Figura 5.4 e as Tabelas 5.1 e 5.2 permitem visualizar os resultados de tensão máxima de *von Mises* e as reações de apoio da estrutura para os diferentes níveis de refinamentos da malha e, ainda, confrontá-los com os valores teóricos obtidos a partir da teoria da elasticidade.

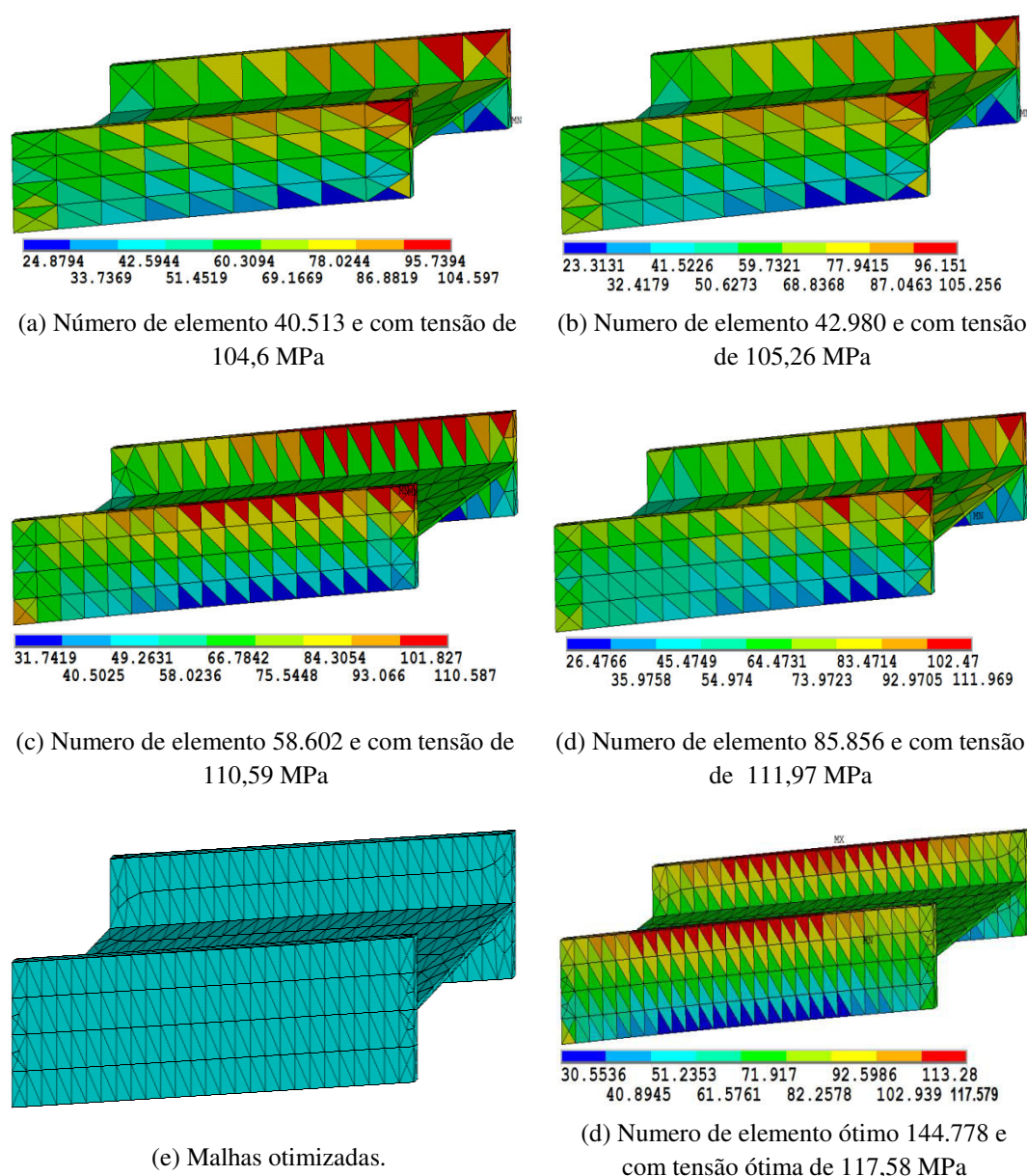


Figura 5.4 Detalhes dos níveis de discretização em função do número de elementos.

Tabela 5.1 Resumo do estudo de tamanho de malhas.

Avaliação	Valor Teórico	Números de Elementos finitos				
		40.513	42.980	58.602	85.856	144.778
von Mises (MPa)	116,27	104,60	105,26	110,59	111,97	117,58
Reação X ₁ (KN)	5,75	5,74	5,74	5,74	5,88	5,74
Reação Y ₁ (KN)	-32,06	-32,45	-32,47	-32,23	-32,38	-32,19
Reação Y ₂ (KN)	-22,60	-21,91	-21,89	-22,13	-22,00	-22,17

Tabela 5.2 Porcentual da diferença de tamanho de malhas.

Avaliação	Números de Elementos finitos / Diferenças %				
	40.513	42.980	58.602	85.856	144.778
von Mises	10,04%	9,47%	4,89%	3,70%	1,12%
Reação X ₁	0,06%	0,07%	0,09%	2,28%	0,05%
Reação Y ₁	1,21%	1,26%	0,53%	0,99%	0,40%
Reação Y ₂	3,03%	3,13%	2,08%	2,65%	1,89%

A partir dos resultados mostrados nas Tabelas 5.1 e 5.2 mostra-se na Figura 5.5 o gráfico de convergência das malhas empregadas. O gráfico permite visualizar o número de elementos finitos vs tensões de *von Mises* para os resultados numéricos comparados com o valor teórico.

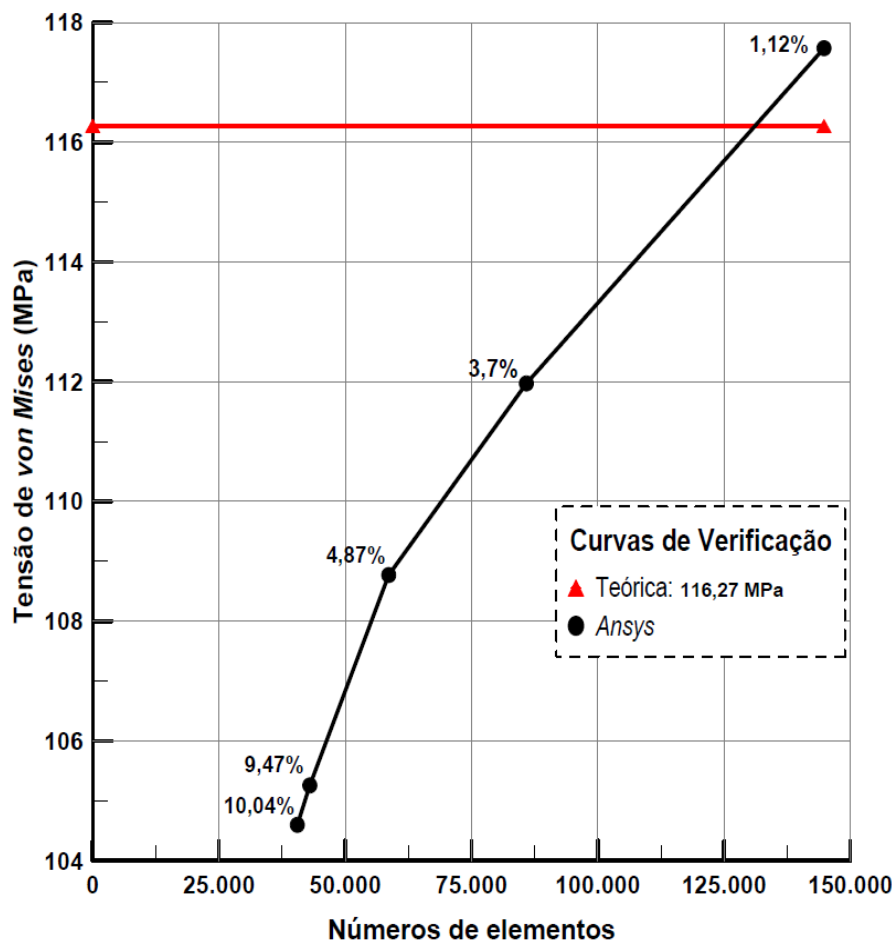


Figura 5.5 Gráfico de convergência entre os níveis de refinamento de malhas.

5.4.

Técnica MPC: *Multi Point Constraint*

Para a realização de algumas análises desta tese foi utilizado um método denominado *Multi Point Constraint* (MPC). Essa metodologia consiste em vincular os deslocamentos prescritos aplicados sobre um nó da estrutura, denominado de “nó piloto” ou “nó mestre”, com os deslocamentos dos nós de uma região da estrutura em análise, os quais são chamados de “nós escravos”.

Assim, quando é atribuído um deslocamento ou uma força no “nó piloto” a força resultante, bem como os deslocamentos resultantes, são distribuídas aos nós “escravos” que compõem a região em estudo, gerando uma espécie de superfície rígida. A Figura 5.7 mostra um exemplo aplicado num modelo no qual foi usada essa técnica de modelagem.

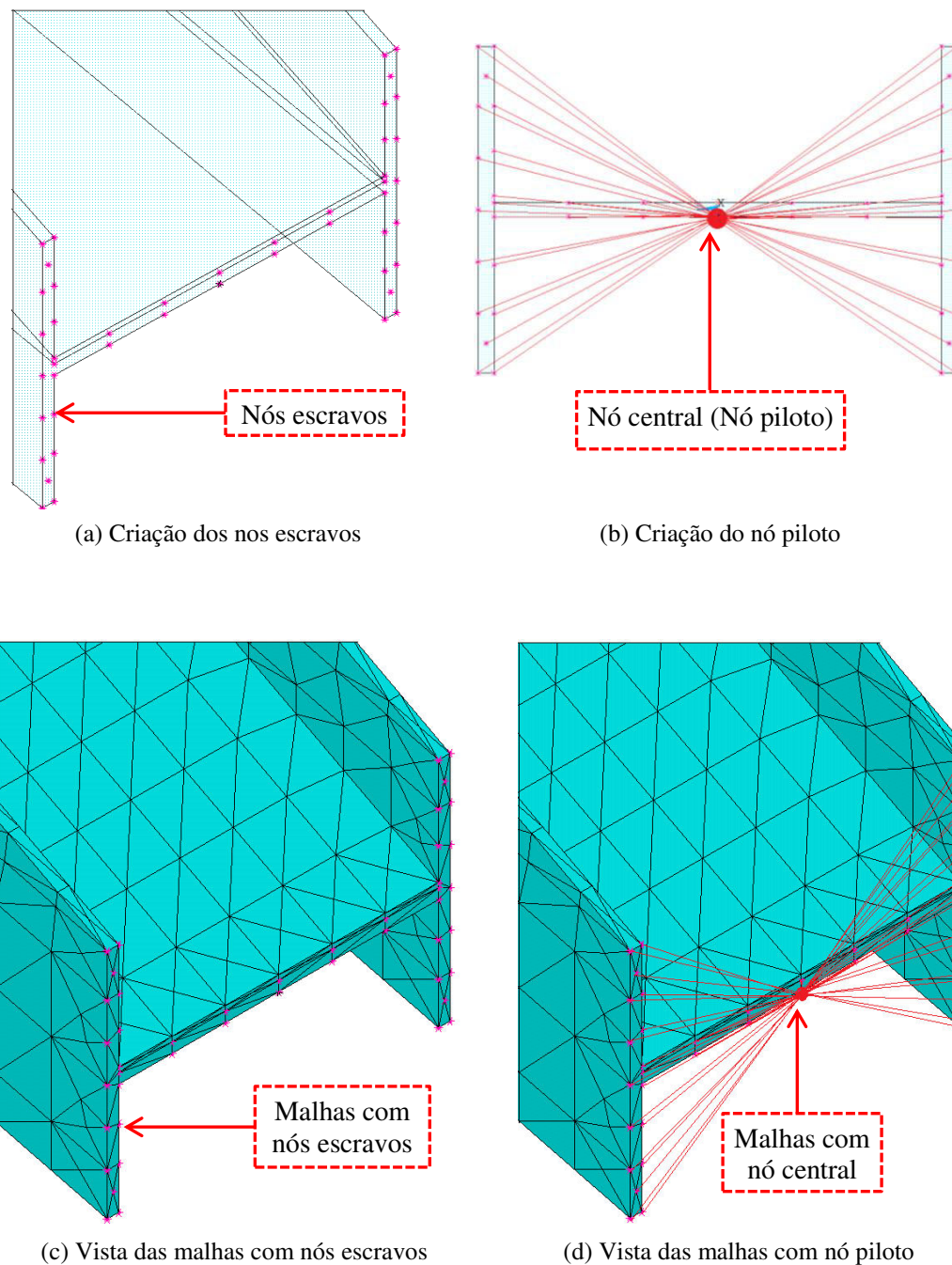


Figura 5.6 Técnica MPC aplicada ao perfil na região do modelo.

Para a aplicação dessa técnica o *ANSYS 15.0* tem disponível vários meios de criação dos nós pilotos, sendo cada um com suas particularidades. Para as condições realizadas neste trabalho, utilizou-se *node to surface contact* para designar os nós escravos. É usado para representar a vinculação das reações e aplicar-se o deslocamento. Para designar o nó piloto foi utilizado *target segmento*. A formulação e vários conceitos a respeito do tipo escravo e piloto podem ser pesquisados em *Zienkiewicz (2000)*.

5.5.

Análises numéricas realizadas

Neste trabalho são realizados dois tipos de análises: análise estática linear e análise estática não linear física. Também são mostradas as considerações e objetivos da simulação para os dois tipos de análise.

5.5.1.

Análise Estática Linear

Na análise estática linear considera-se o aço das treliças como material de comportamento elástico, conforme o gráfico da Figura 5.7. Neste estudo o objetivo da análise estática linear foi determinar a resposta estrutural em termos de deslocamentos, das forças máximas e das tensões de *von Mises* para diferentes tipos de treliças em forma de arco sem e com protensão, com as combinações de serviços estudadas no capítulo quatro desta tese.

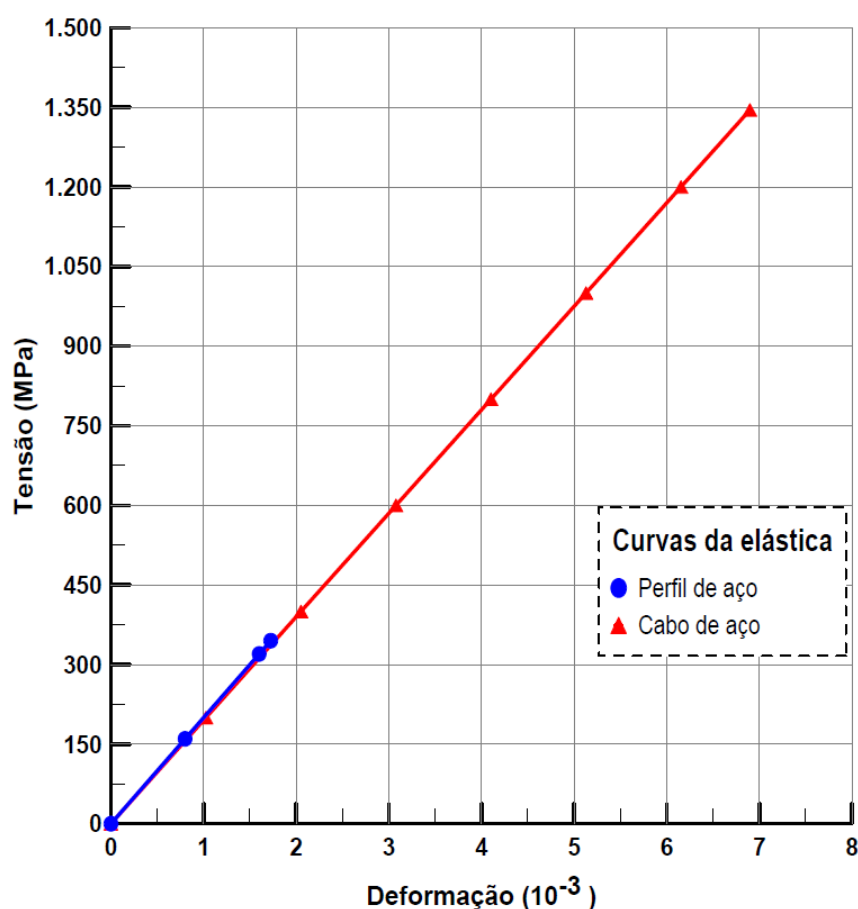


Figura 5.7 Tensão *versus* deformação específica da elástica do perfil e do cabo de protensão.

5.5.2.

Análise estática não linear física

Para que as estruturas apresentem um bom desempenho é muito importante o conhecimento aprofundado das propriedades mecânicas de cada material. Utilizando-se os materiais de maneira racional, ou seja, aproveitando a boa resistência do perfil e do cabo aço à tração consegue-se obter estruturas que trabalhem de forma otimizada.

Os parâmetros de entrada para análise não linear das treliças, a opção utilizada para a análise elastoplástica no *ANSYS 15.0* é modelo constitutivo bilinear, BISO (*Bilinear Isotropic Hardening*), utilizando-se um modelo de endurecimento bilinear isotrópico com a rigidez pós-limite de 20 MPa, representado na Figura 5.8, associado com o critério de escoamento de *von Mises*, por meio de uma lei constitutiva de tensão *versus* deformação. Essa pequena inclinação do digrama tensão/deformação específica foi adotada para serem evitadas as condições de *Roundoff* (erros de arredondamento).

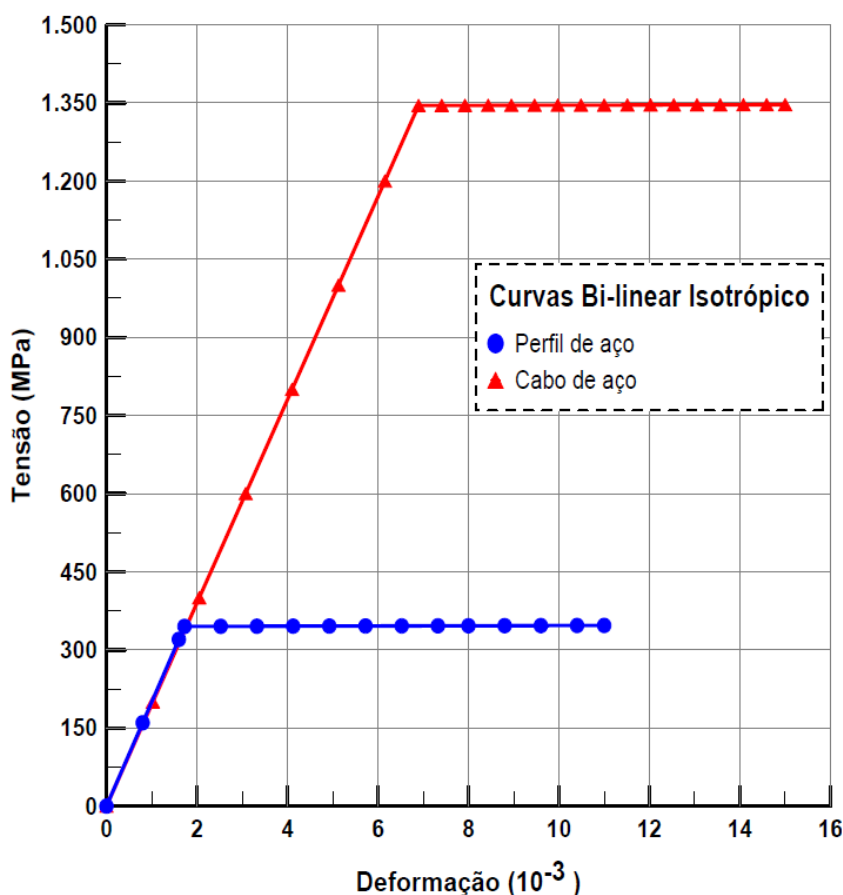


Figura 5.8 Tensão *versus* deformação bi-linear isotrópico com endurecimento linear.

5.6.

Modelos numéricos das treliças

Dadas as inúmeras mudanças de geometria dos modelos estruturais investigados, optou-se por apresentar todas as figuras dos modelos em elementos finitos realizados neste estudo, garantindo, assim, o acompanhamento da evolução dos modelos à medida que os mesmos são apresentados.

5.6.1.

Modelo de treliça com 10 m de Vão (Modelo A₁₀)

O modelo tipo “A₁₀” previsto para ser testado experimentalmente foi feito com vão de 10 m e altura de treliça no centro do vão de 700 mm. Todas as treliças tem a flecha no centro do vão (distância entre a corda inferior e a linha horizontal entre apoios) de 700 mm. A seção do perfil das cordas superior, inferior e montantes é W150 x 13,0, e nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 50,8 mm x 50,8 mm x 4,76 mm. A área da seção transversal do cabo é de $A_c = 60 \text{ mm}^2$, com força de protensão adotada de 65,37 kN.

Foi utilizado o elemento *SOLID185* de oito nós de um sólido para os elementos da treliça (modelo A₁₀), sendo que o modelo resultou num total de 44.896 nós, 131.532 elementos finitos que resultaram em 269.376 graus de liberdade. As Figuras 5.9 a 5.12 ilustram criação dos elementos da treliça, refinamento da malha, os cabos de protensão, a distribuição do carregamento de sucção devido à ação do vento que atua sobre a estrutura e as condições de contorno utilizadas na modelagem.

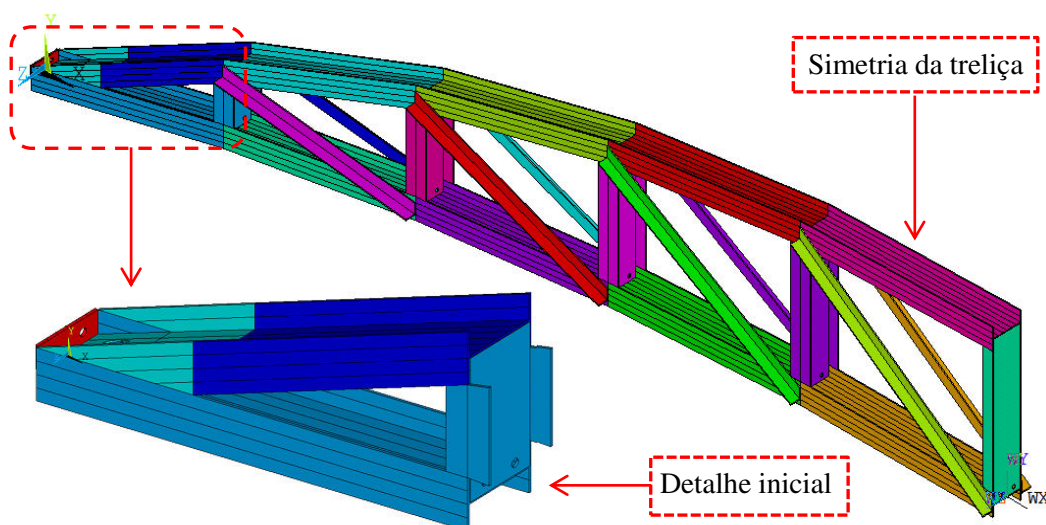


Figura 5.9 Perspectiva e simetria: criação dos elementos *SOLID185* (A₁₀).

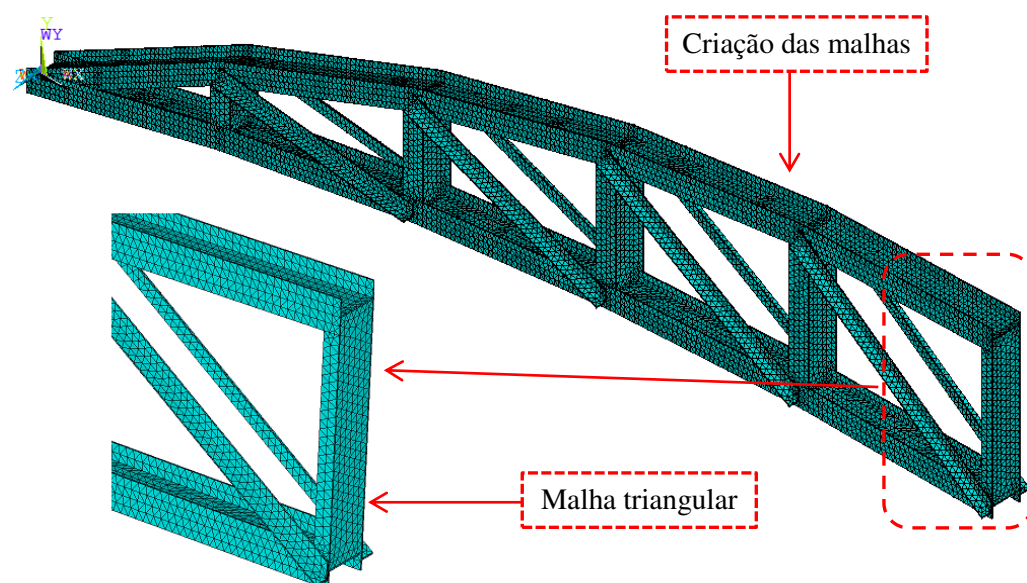


Figura 5.10 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (A_{10}).

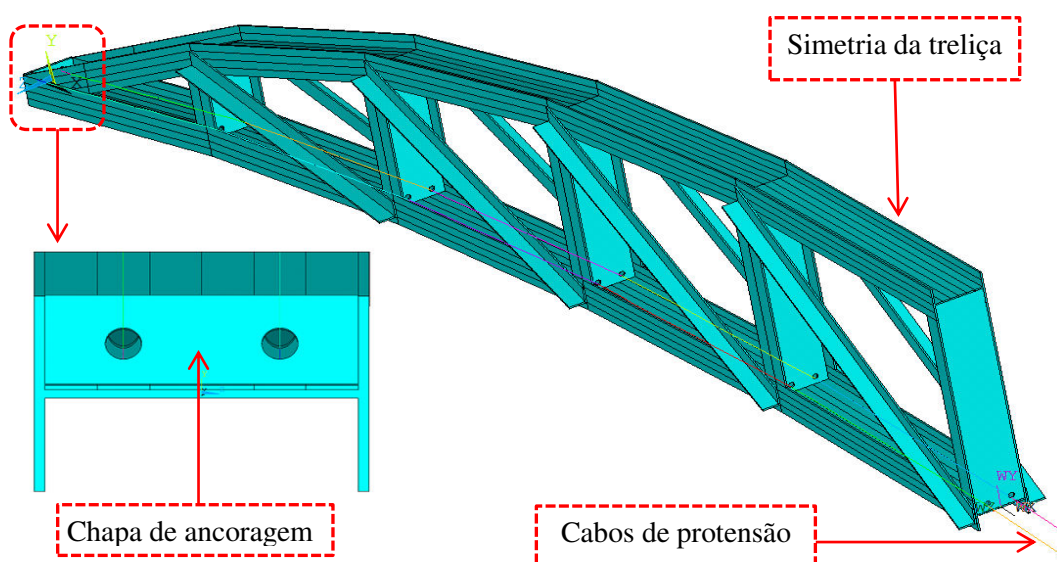


Figura 5.11 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (A_{10}).

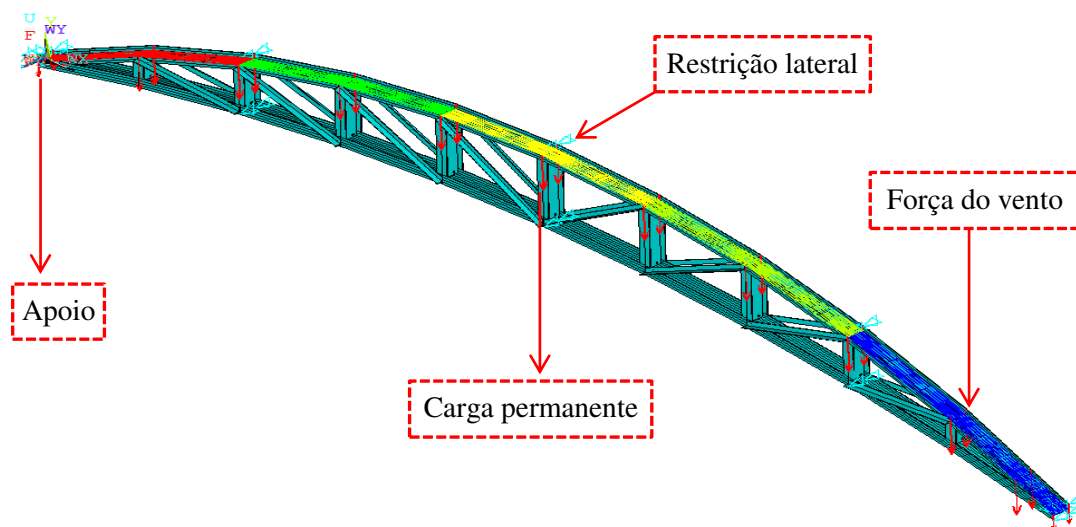


Figura 5.12 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e carga permanente (A_{10})

5.6.2.

Modelo de treliça com 20 m de vão (Modelo B20)

O modelo tipo “B₂₀” tem vão de 20 m e altura de treliça no centro do vão de 1500 mm. As dimensões do perfil das cordas superior, inferior e montantes é W150 x 13,0 e nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 63,5 mm x 63,5 mm x 9,52 mm. A área da seção transversal do cabo é $A_c = 120 \text{ mm}^2$, com força de protensão adotada de 130,86 kN.

Foi utilizado o elemento *SOLID185* de oito nós de um sólido para os elementos da treliça (modelo B₂₀), sendo que o modelo resultou num total de 86.606 nós, 247.332 elementos finitos que resultaram em 519.636 graus de liberdade. As Figuras. 5.13 a 5.16 ilustram criação dos elementos da treliça, refinamento da malha, os cabos de protensão, a distribuição do carregamento de sucção devido à ação do vento que atua sobre a estrutura e as condições de contorno utilizadas na modelagem.

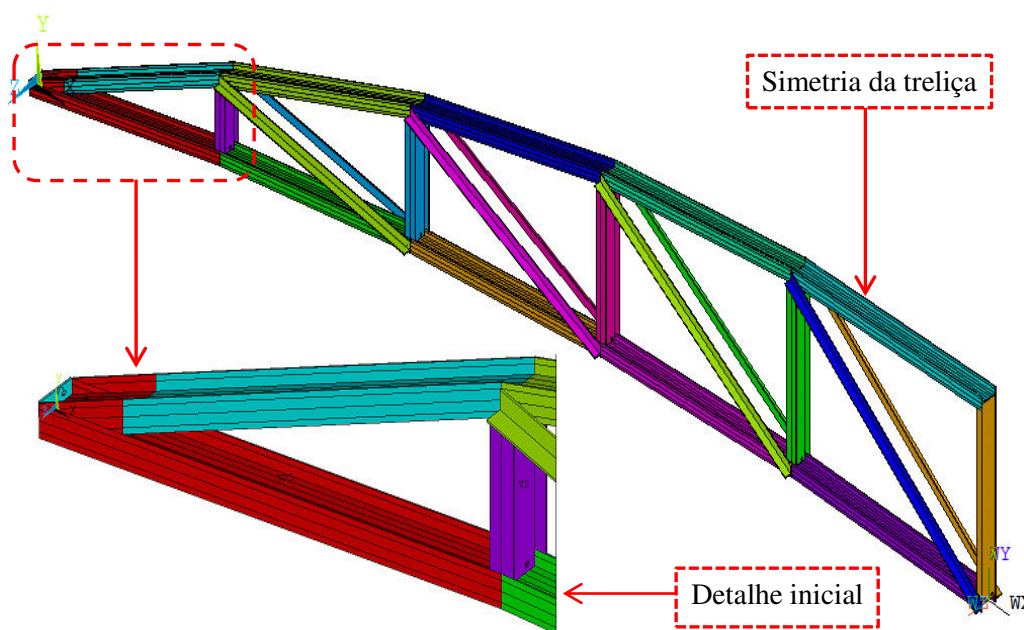


Figura 5.13 Perspectiva e simetria: criação dos elementos *SOLID185* (B₂₀).

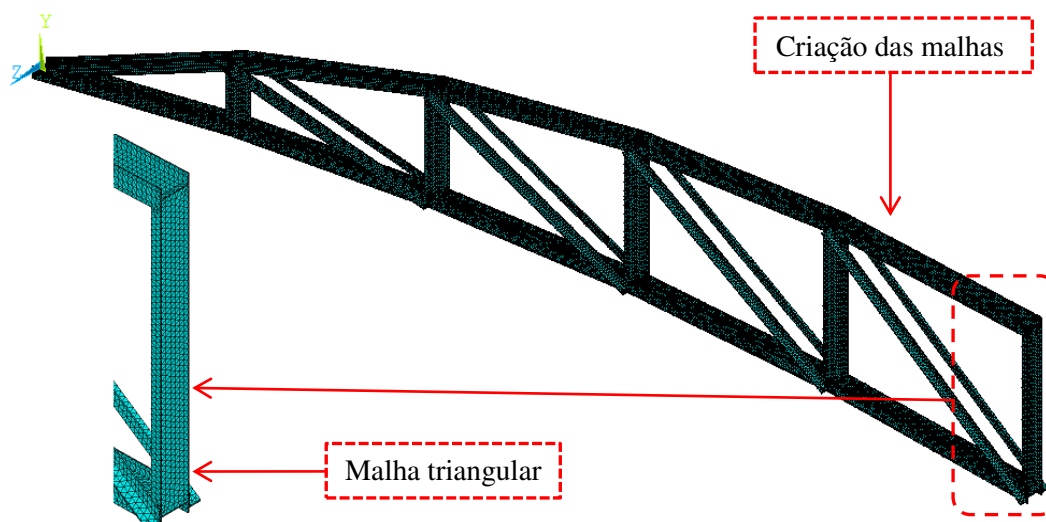


Figura 5.14 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (B₂₀).

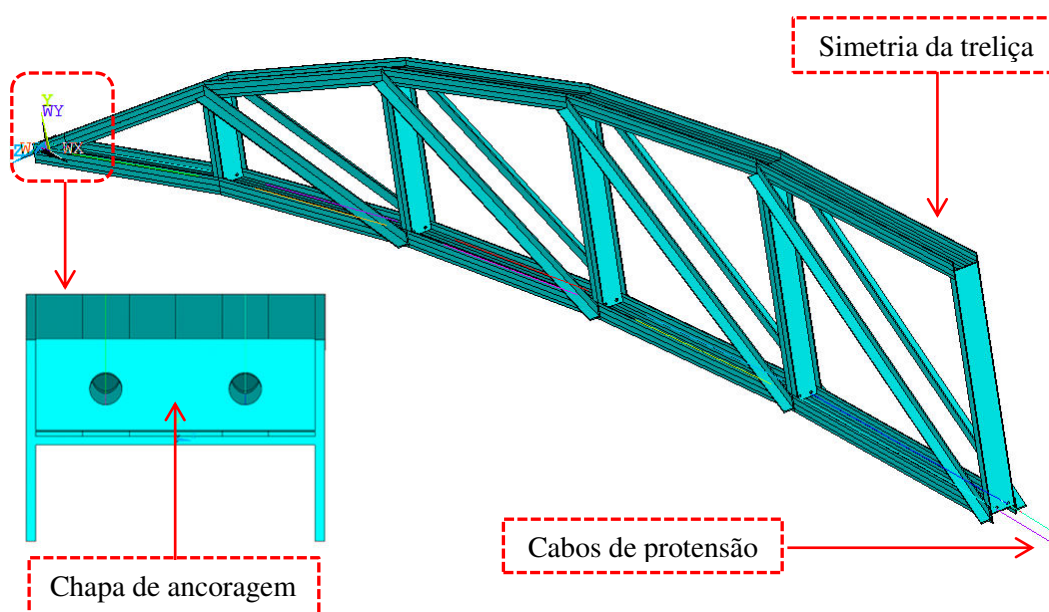


Figura 5.15 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (B₂₀).

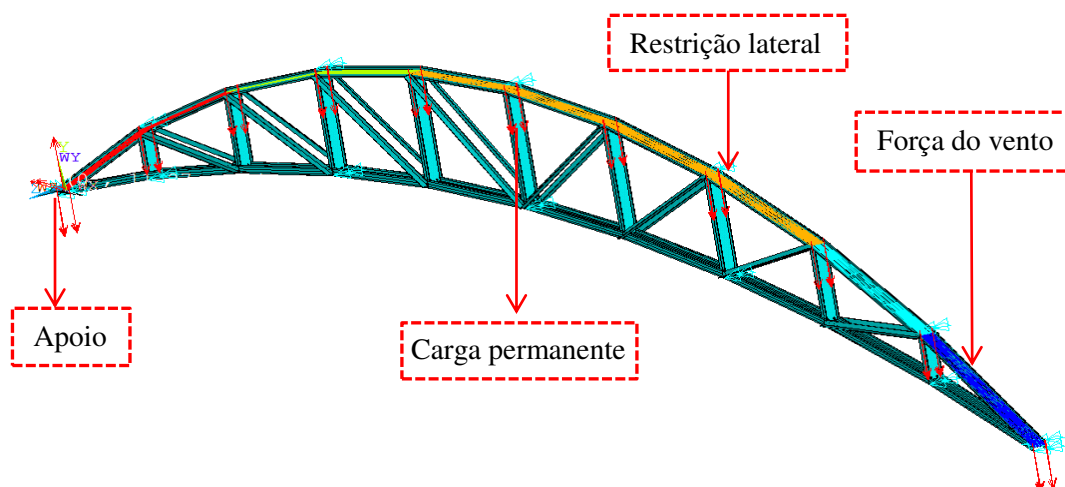


Figura 5.16 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (B₂₀).

5.6.3.

Modelo de treliça com 40 m de vão (Modelo C₄₀)

O modelo tipo “C₄₀” apresenta um vão de 40 m e altura de treliça no centro do vão de 3000 mm. As dimensões do perfil das cordas superior, inferior e montantes é W150 x 22.5 e nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 127 mm x 127 mm x 15,88 mm. A área da seção transversal do cabo é $A_c = 188,0 \text{ mm}^2$, com força de protensão adotada de 205,27 kN.

Foi utilizado o elemento *SOLID185* de oito nós de um sólido para os elementos da treliça (modelo C₄₀), sendo que o modelo resultou num total de 221.363 nós, 631.248 elementos finitos que resultaram em 1.328.178 graus de liberdade. As Figuras. 5.17 a 5.20 ilustram criação dos elementos da treliça, refinamento da malha, os cabos de protensão, a distribuição do carregamento de sucção devido à ação do vento que atua sobre a estrutura e as condições de contorno utilizadas na modelagem.

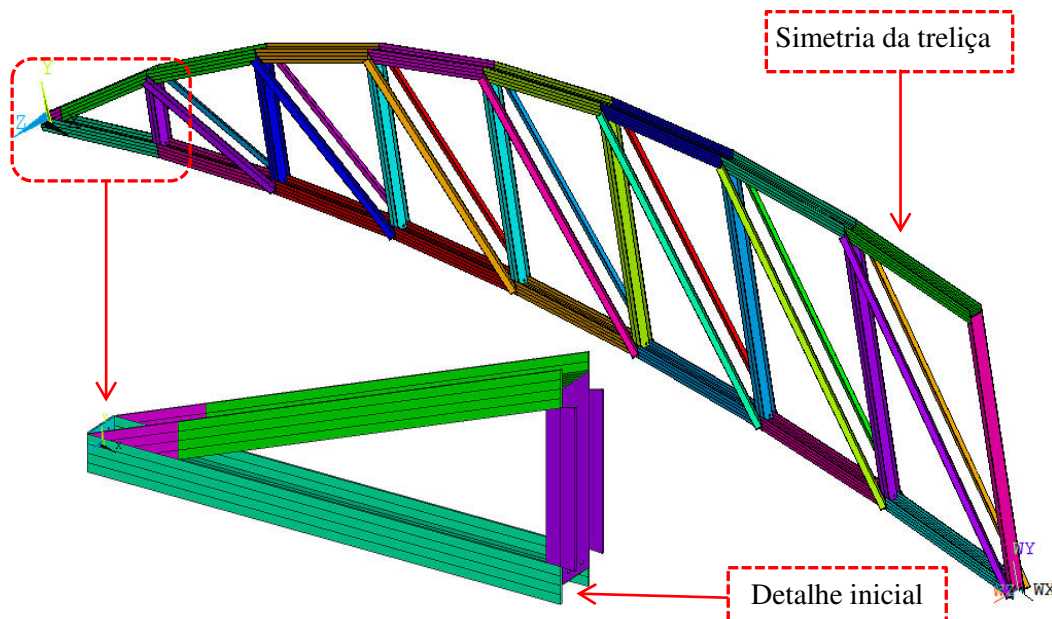


Figura 5.17 Perspectiva e simetria: criação dos elementos *SOLID185* (C₄₀).

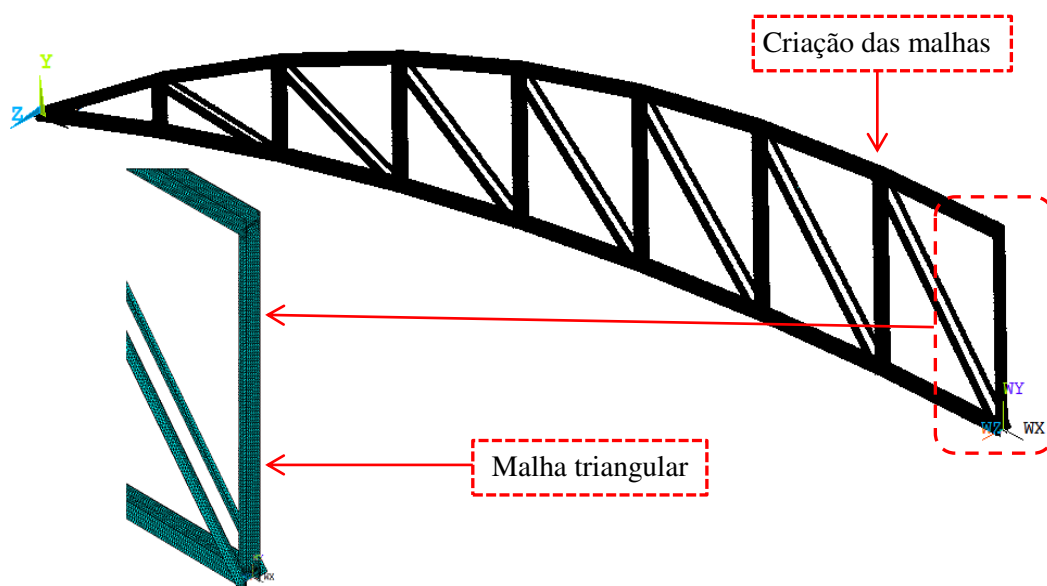


Figura 5.18 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (C₄₀).

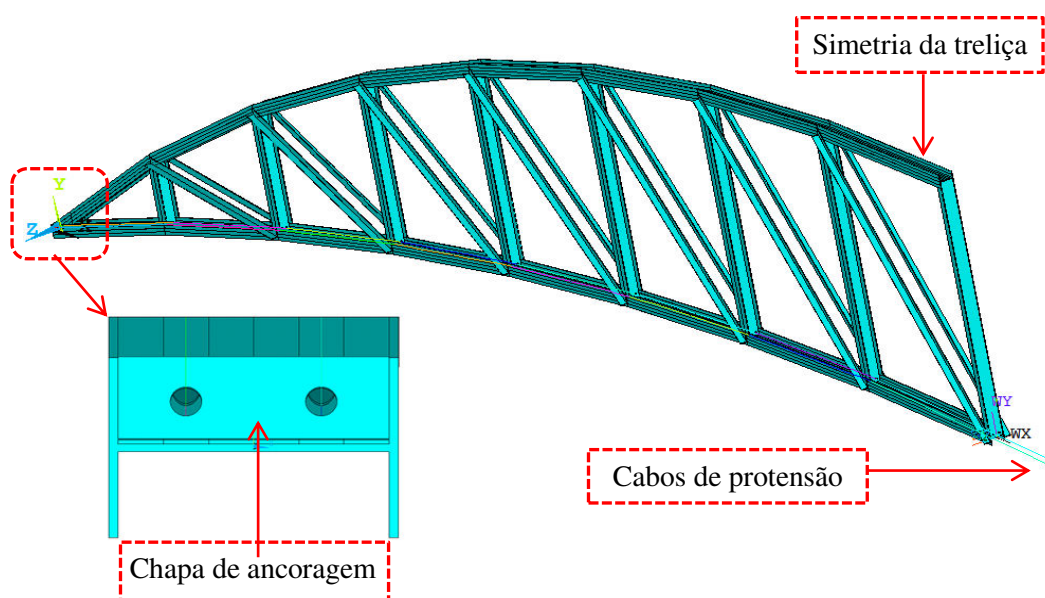


Figura 5.19 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (C₄₀).

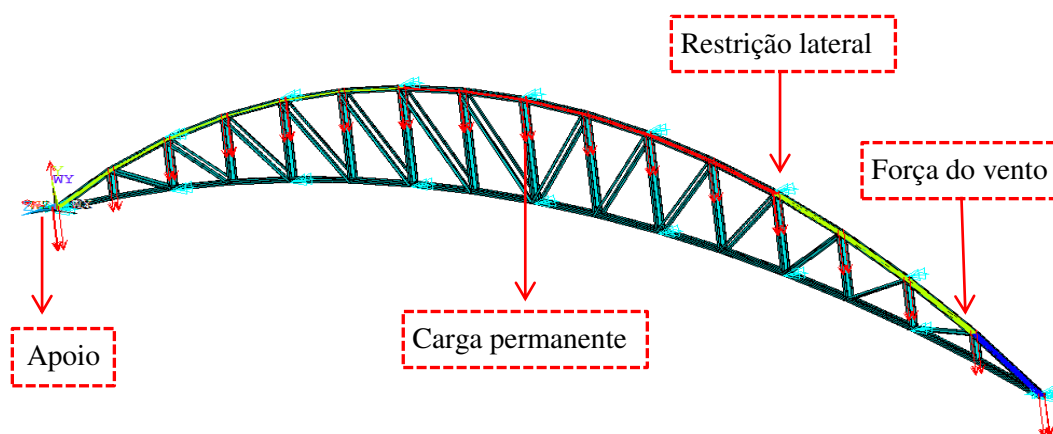


Figura 5.20 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (C₄₀).

5.6.4.

Modelo de treliça com 80 m de vão (Modelo D₈₀)

O modelo do tipo “D₈₀” com vão de 80 m e altura de treliça no centro do vão de 5500 mm. As dimensões do perfil das cordas superior, inferior e montantes é W200 x 52 e nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 152,4 mm x 152,4 mm x 19,05 mm. A área da seção transversal do cabo é $A_c = 404 \text{ mm}^2$, com força de protensão adotada de 404,66 kN.

Foi utilizado o elemento *SOLID185* de oito nós de um sólido para os elementos da treliça (modelo D₈₀), sendo que o modelo resultou num total de 300.890 nós, 725.198 elementos finitos que resultaram em 1.805.340 graus de liberdade. As Figuras. 5.21 a 5.24 ilustram criação dos elementos da treliça, refinamento da malha, os cabos de protensão, a distribuição do carregamento de sucção devido à ação do vento que atua sobre a estrutura e as condições de contorno utilizadas na modelagem.

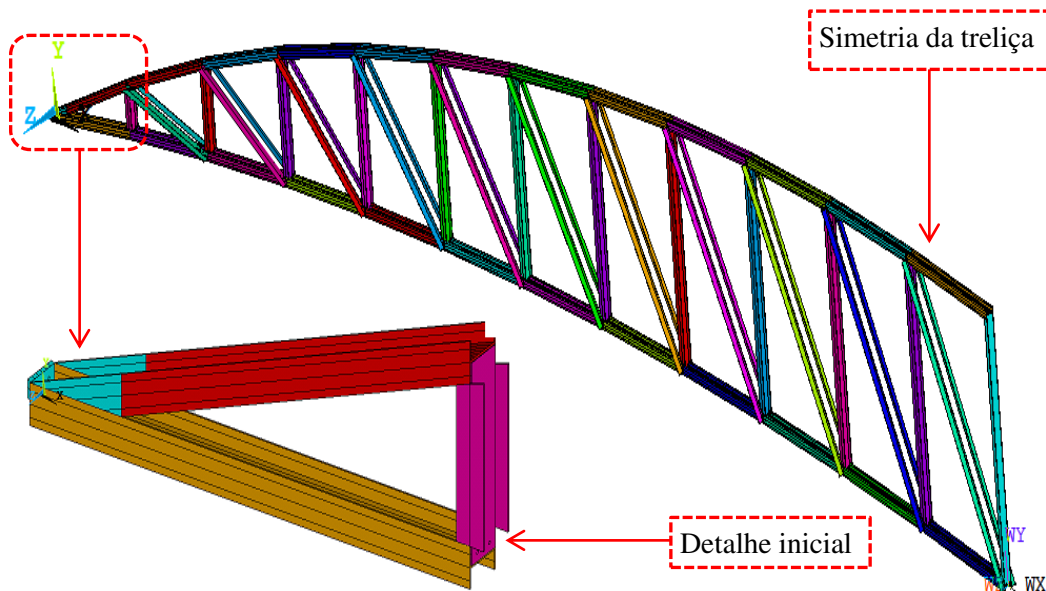


Figura 5.21 Perspectiva e simetria: criação dos elementos *SOLID185* (D₈₀).

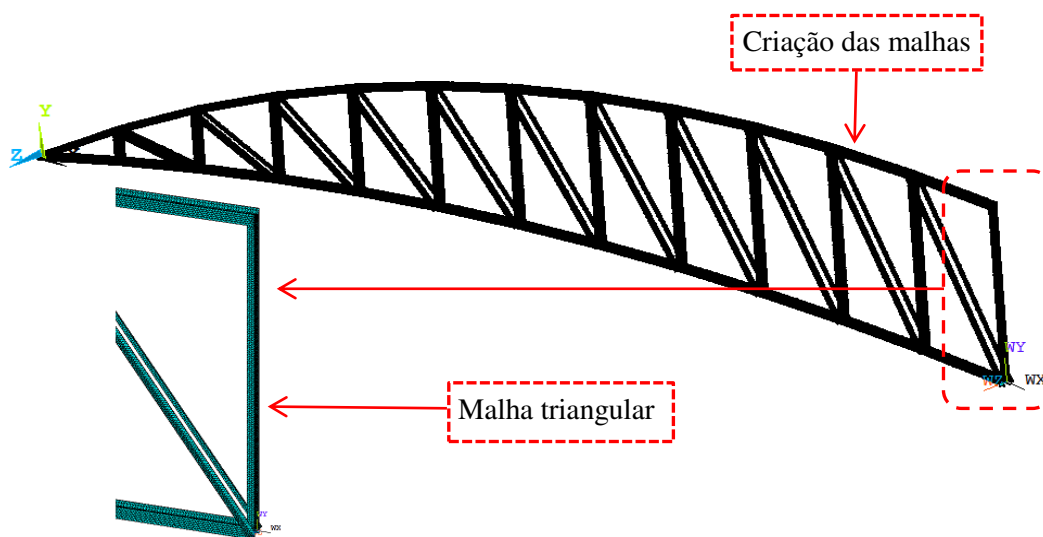


Figura 5.22 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (D₈₀).

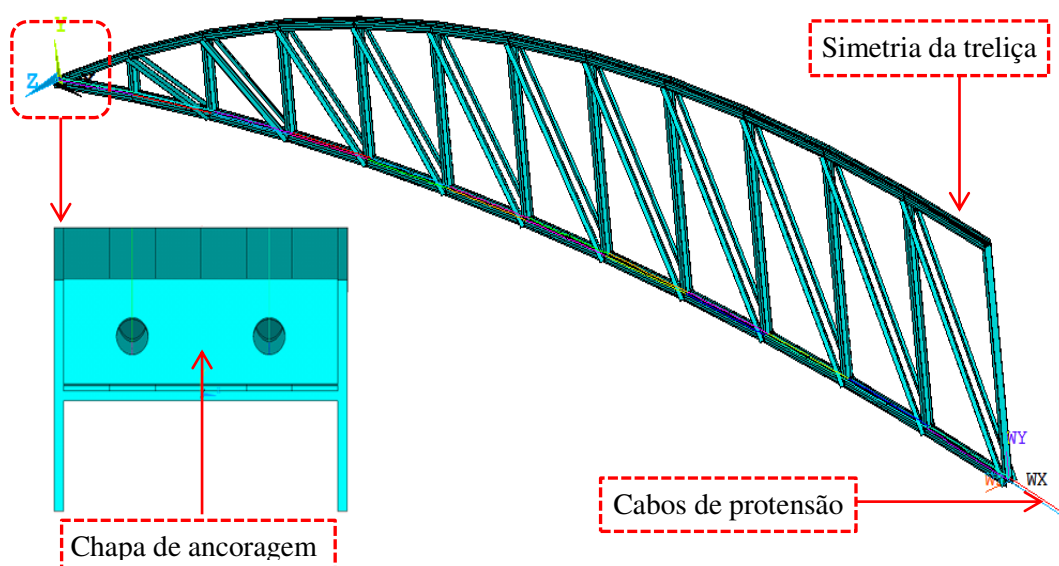


Figura 5.23 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (D₈₀).

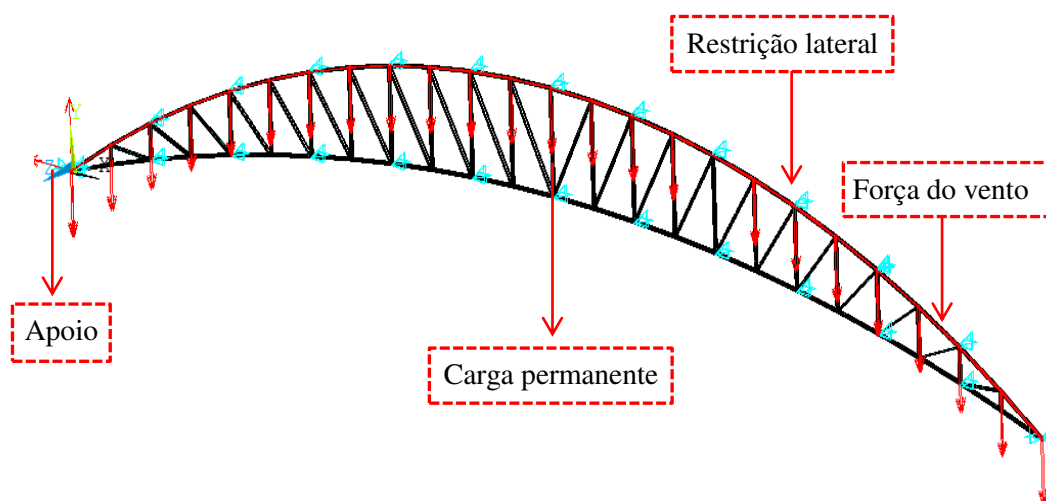


Figura 5.24 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (D₈₀).

5.6.5.

Modelo de treliça com 120 m de vão (Modelo E₁₂₀)

O modelo tipo “E₁₂₀” com vão de 120 m e altura de treliça no centro de vão de 7500 mm. As dimensões do perfil das cordas superior, inferior e montantes é W200 x 86 e nas diagonais foram empregadas cantoneiras duplas de 152,4 mm x 152,4 mm x 19,05 mm. A área da seção transversal do cabo é $A_c = 606,0 \text{ mm}^2$, com força de protensão adotada de 660,56 kN.

Foi utilizado o elemento *SOLID185* de oito nós de um sólido para os elementos da treliça (modelo E₁₂₀), sendo que o modelo resultou num total de 336.953 nós, 951.376 elementos finitos que resultaram em 2.021.718 graus de liberdade. As Figuras. 5.25 a 5.28 ilustram criação dos elementos da treliça, refinamento da malha, os cabos de protensão, a distribuição do carregamento de sucção devido à ação do vento que atua sobre a estrutura e as condições de contorno utilizadas na modelagem.

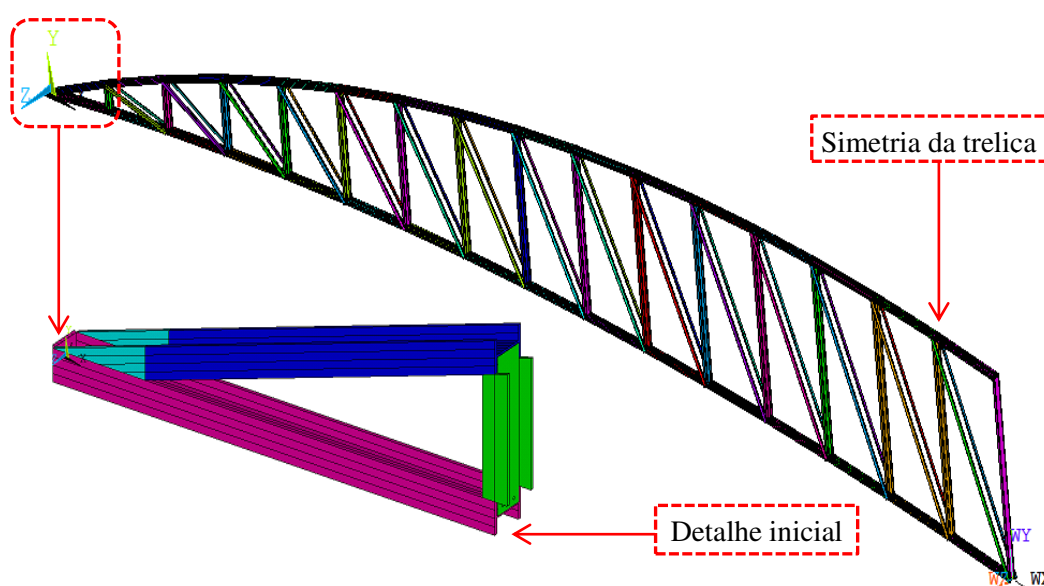


Figura 5.25 Perspectiva e simetria: criação dos elementos *SOLID185* (E₁₂₀).

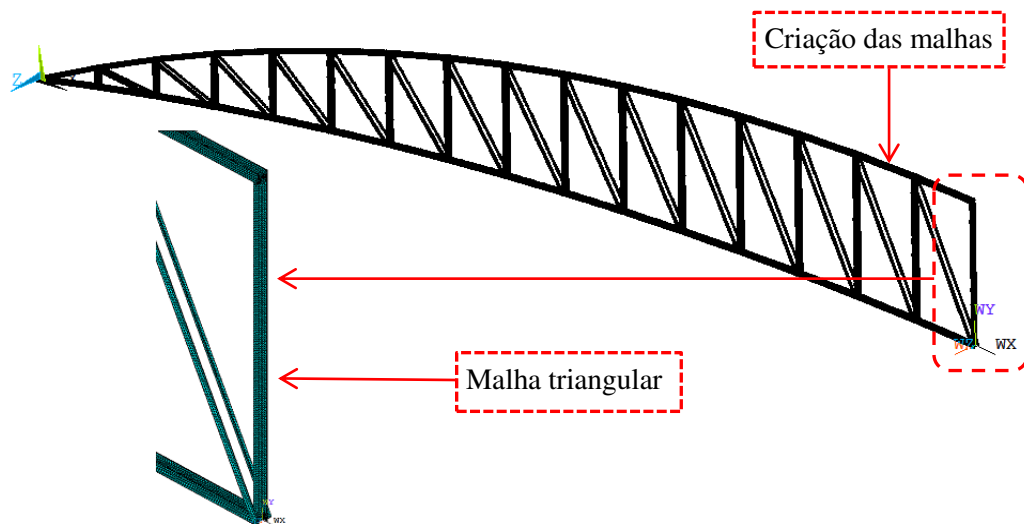


Figura 5.26 Perspectiva e simetria: criação da malha triangular (E_{120}).

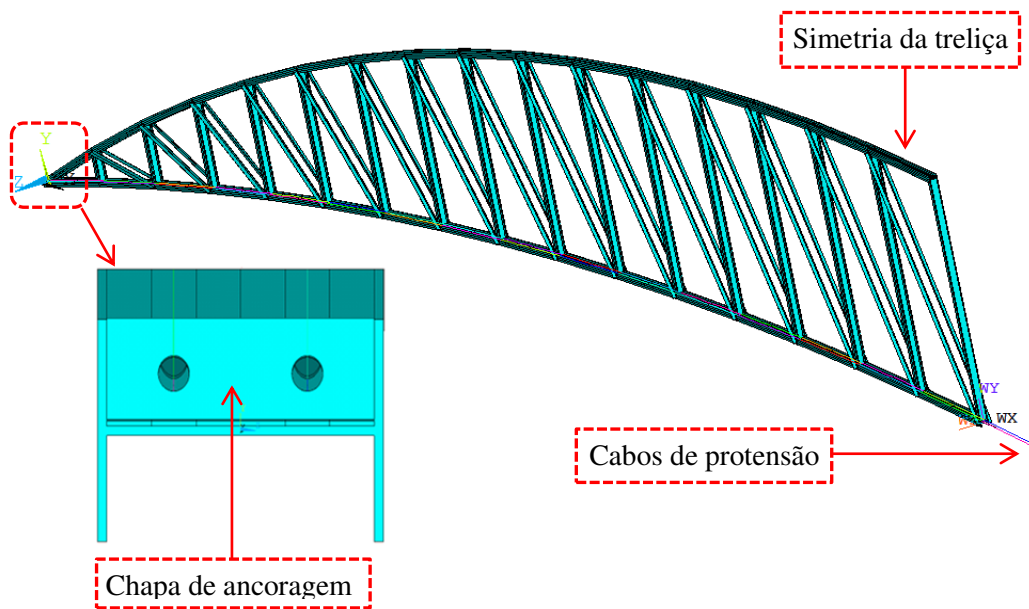


Figura 5.27 Perspectiva e simetria: elementos dos cabos de protensão (E_{120}).

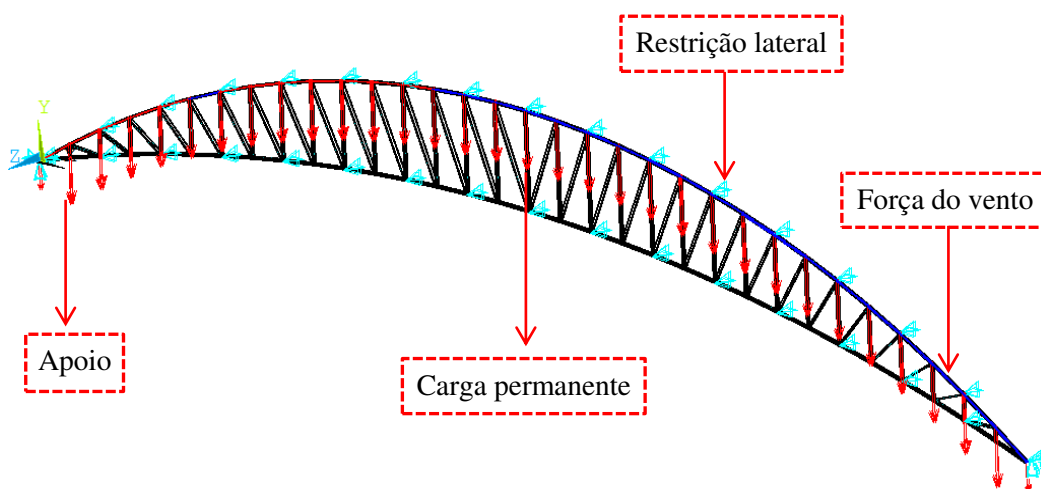


Figura 5.28 Perspectiva treliça protendida: sucção do vento e permanente (E_{120}).

Nas figuras anteriores observa-se que, para a geração das malhas em elementos finitos para todos os modelos numéricos, foram aproveitadas as condições de simetria da treliça, que foram modeladas com a consideração de um plano de simetria paralelo ao plano Y-Z, para reduzir o tempo computacional para geração das malhas de cada simulação. Na Tabela 5.3 têm-se os números de nós, de elementos de malhas e de graus de liberdade de elementos finitos para os diferentes modelos estruturais em estudo.

Tabela 5.3 Resumos de números de elementos finitos para os diferentes modelos numéricos

Modelos numéricos	Número de nós	Números de elementos	Números de graus de liberdades
A ₁₀	44.896	131.532	269.376
B ₂₀	86.606	247.332	519.636
C ₄₀	221.363	631.248	1.328.178
D ₈₀	300.890	725.198	1.805.340
E ₁₂₀	336.953	951.376	2.021.718

Análise estática linear elástica das treliças

Nesta seção são apresentados os resultados das análises estáticas dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos usando-se o programa *ANSYS APDL*. Buscou-se, neste estudo, avaliar a resposta estrutural em termos de deslocamentos, forças das barras e tensões em certas partes críticas da estrutura, para diferentes tipos de treliças em forma de arco, com e sem protensão, analisadas para diferentes combinações de ações, apresentadas no capítulo quatro.

Os valores dos resultados de deslocamentos são comparados com os valores das flechas máximas permitidas ($L/250$), estabelecidas pela ABNT NBR 8800 (2008). Os valores de tensão são analisados conforme a tensão equivalente de *von Mises*, apresentada no capítulo dois.

6.1.

Análise da treliça de 10 m de vão

Com o objetivo de validar o ganho, em termos de comportamentos estruturais, do uso da protensão na treliça, foi realizada uma modelagem da estrutura sem e com protensão. Cabe ressaltar que, para análise sem protensão, foi investigado apenas o carregamento associado a evento 1, e para a análise com protensão, para os eventos 2 e 3 (ver capítulo 4, item 4.4). Nesta análise linear elástica da treliça protendida, para a fase de construção, foi realizado um estudo de sensibilidade da espessura da chapa de ancoragem, a fim de definir a espessura da chapa de espessura mínima para o modelo de treliça de 10 m.

6.1.1.

Treliça de 10 m sem protensão (A_{10})

As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam a distribuição das tensões de *von Mises* (critério de plastificação) e os deslocamentos máximos, o que foi obtido na análise da treliça de 10 m de vão, sem protensão, provocada pela carga de serviço

permanente e pela carga variável devido à ação do vento (evento1). Para melhor compressão do comportamento estrutural são também apresentadas na Figura 6.1 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Nessa análise observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 345,139 MPa. Tal valor foi obtido junto à região apoio da treliça, como pode ser visto na Figura 6.1. Essa tensão é aproximada do valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura.

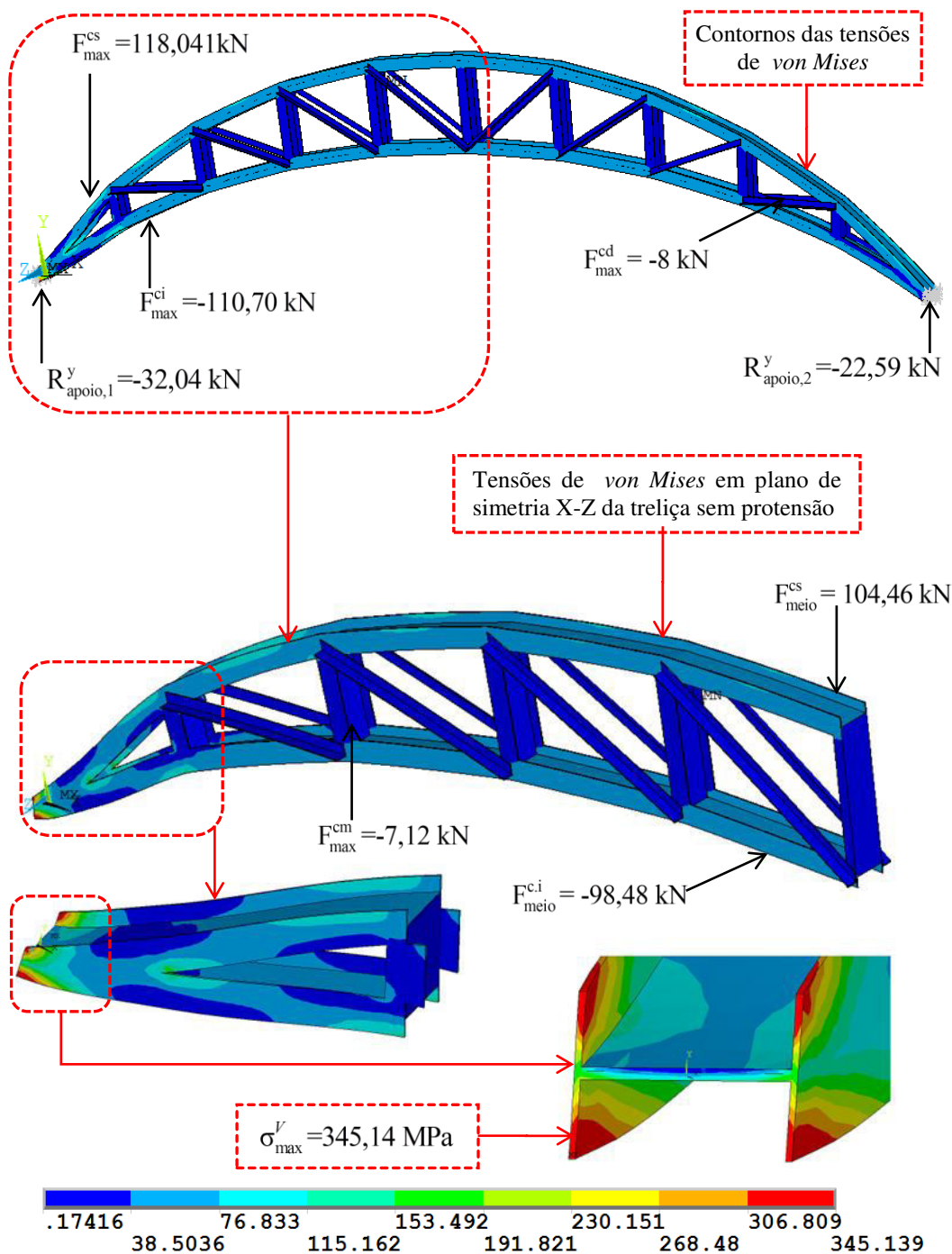


Figura 6.1 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 1 (A_{10})

Na Figura 6.2 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical no centro da treliça com valor de $14,81\text{mm} < L/250$. Convém notar que este valor é inferior ao deslocamento máximo da estrutura recomendado (NBR 8800).

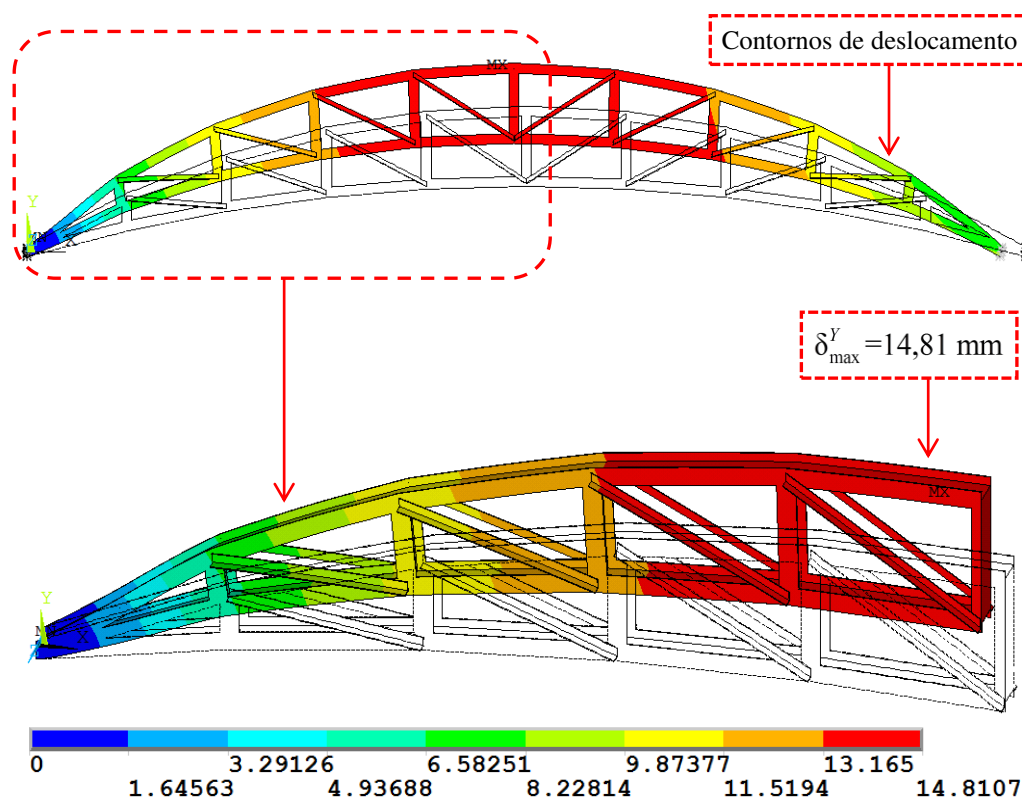


Figura 6.2 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (A_{10}).

6.1.2.

Treliça de 10 m protendida (A_{P10})

Neste item são apresentadas as análises lineares que se referem às combinações das fases de construção (evento 2) e normal (evento 3). Os resultados obtidos são mostrados nesta seção.

6.1.2.1.

Evento 2: Para combinação da fase de construção (A_{P10})

Para a fase de construção, a treliça protendida com três espessuras de chapa de ancoragem foi modelada com a finalidade de analisar-se a interface da chapa e do cabo nas extremidades, com uma força de protensão aplicada de 65,37 kN. A seguir, são apresentados os resultados das análises das três espessuras da chapa de ancoragem: 2,45 mm; 6,3 mm e 9,3 mm ancoragem.

1. Espessura da chapa de ancoragem: 2,45 mm

Nesta análise a estrutura modelada considerou uma espessura da chapa de ancoragem igual a 2,45 mm. Observou-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 365,02 MPa. Isso foi obtido perto da região de ancoragem da treliça. Esta tensão excede o valor de tensão limite de escoamento do material usado, portanto a treliça plastifica nesta região da placa. A Figura 6.3 apresenta várias perspectivas da chapa de ancoragem, onde é mostrada a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa.

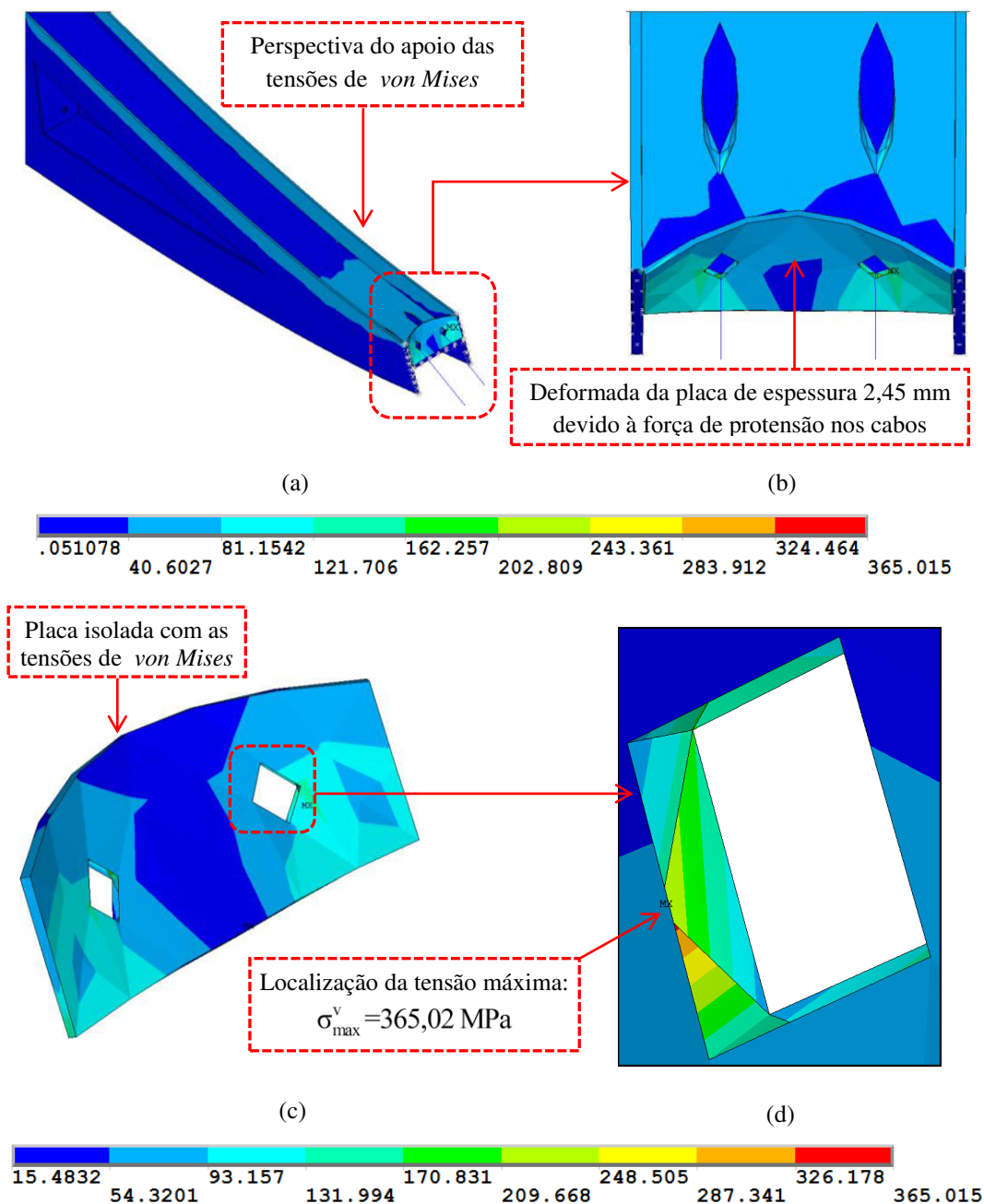


Figura 6.3 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 2,45 mm para o evento 2 (A_{P10}).

2. Espessura da chapa de ancoragem: 6,3 mm

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 169,6 MPa. Tal valor encontrado também foi obtido na região de ancoragem da treliça. Este resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta nova espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nessa zona. Na Figura 6.4 são mostradas várias perspectivas da chapa de ancoragem sendo destacada na Figura 6.4.d, a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa.

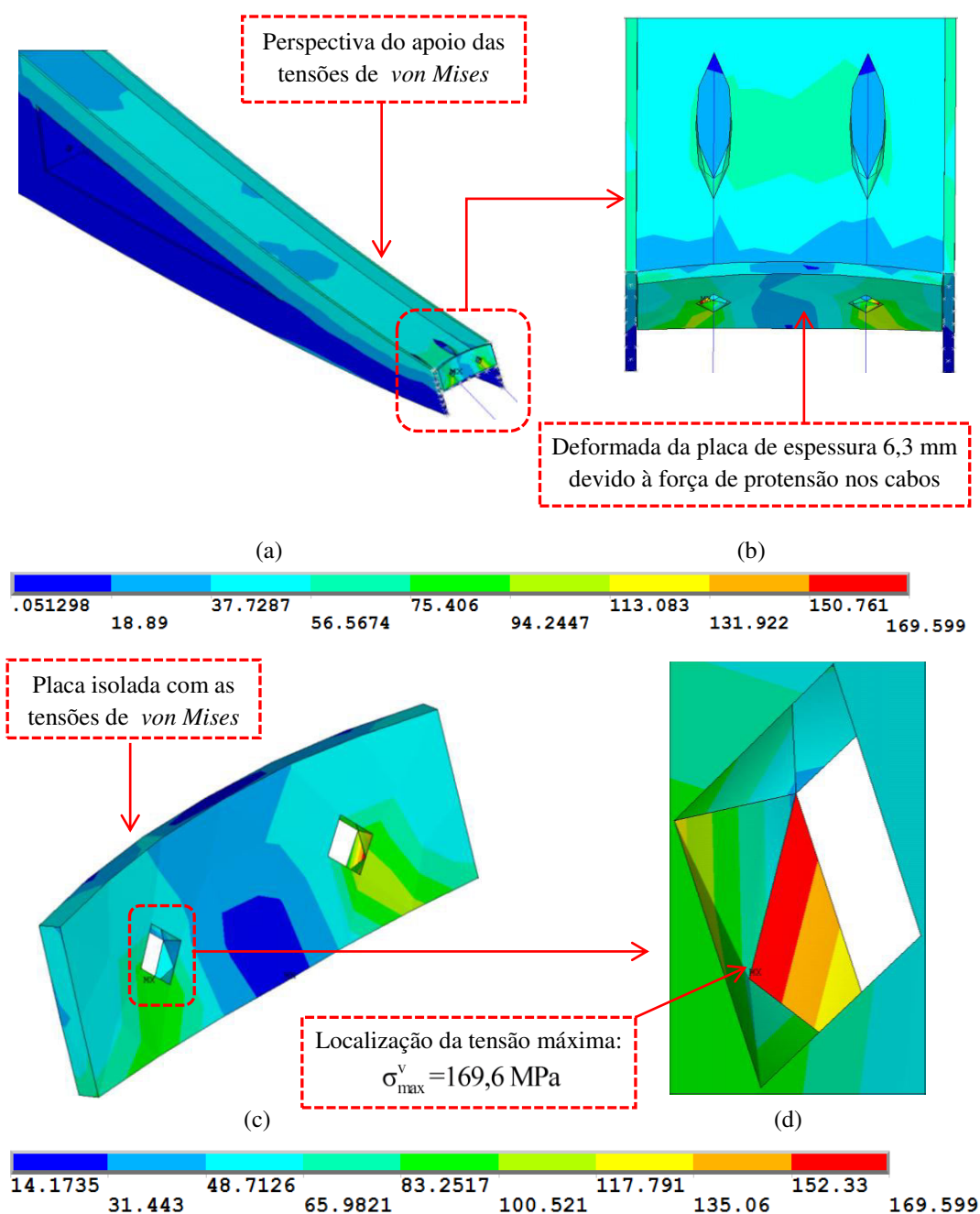


Figura 6.4 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 6,3mm para o evento 2 (A_{P10}).

2. Espessura da chapa de ancoragem: 9,3 mm

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 116,44 MPa. Tal valor encontrado também foi obtido na região de ancoragem da treliça. Esse resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta nova espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nessa zona. Ou seja, assim como na chapa de espessura 6,3 mm, essa nova dimensão apresenta as mesmas características, porém as tensões distribuídas na estrutura são menores que nos dois casos anteriores. Daí conclui-se que essa espessura de 9,3 mm é a espessura ótima. Por isso, adota-se essa medida para as análises seguintes. Na Figura 6.5 são mostradas várias perspectivas da chapa de ancoragem, sendo destacada na Figura 6.5.d a tensão máxima localizada na abertura da chapa.

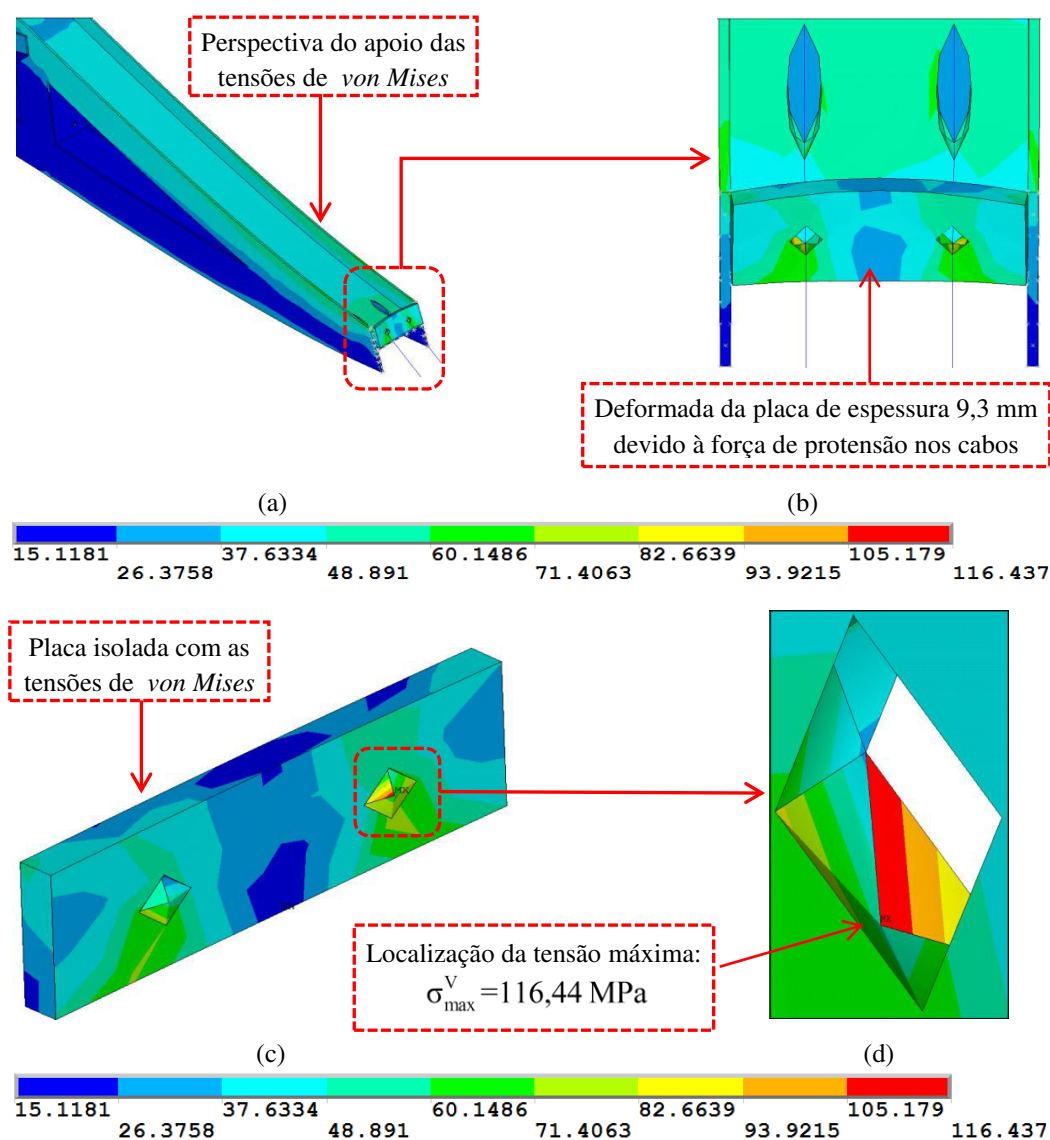


Figura 6.5 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) correspondente na chapa com espessura de 9,3 mm para o evento 2 (A_{P10}).

Com a chapa padronizada de 9,3 mm para treliça protendida, para o evento de construção (peso próprio e força de protensão ótima) verificou-se o deslocamento vertical. Na Figura 6.6 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical no centro da treliça, com valor de $4,74 \text{ mm} < L/250$, que é inferior ao deslocamento máximo da estrutura recomendado (NBR-8800).

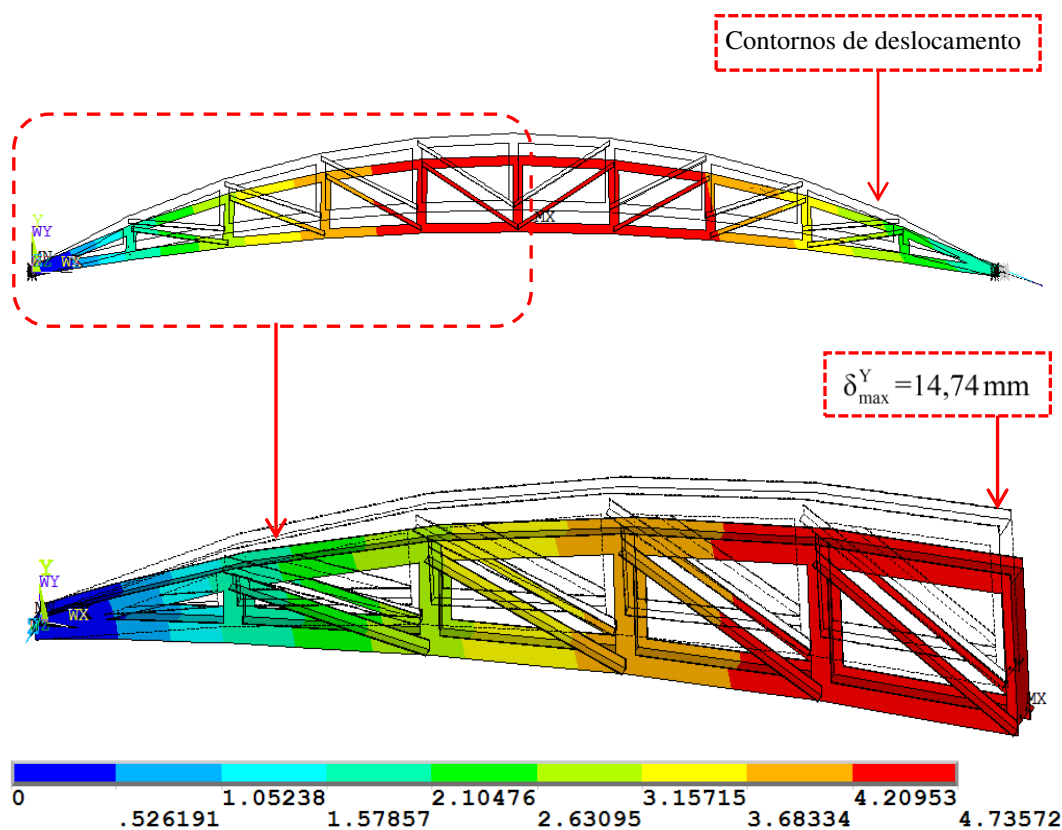


Figura 6.6 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (A_{P10}).

6.1.2.2.

Evento 3 : Para combinação última normal (A_{P10})

Nesta análise foi realizada uma modelagem de uma treliça protendida de 10 m de vão com uma chapa de ancoragem padronizada de 9,3 mm. As Figuras 6.7 e 6.8 mostram as distribuições das tensões de *von Mises* e os deslocamentos máximos provocados pela carga permanente e pela carga variável devido à ação do vento e da força de protensão ótima (evento 3). Também são apresentadas na Figura 6.1 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Com base nos resultados obtidos, foi observado que a maior tensão de *von Mises* calculada foi igual a 166,26 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio da treliça, como pode ser visto na Figura 6.7. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura.

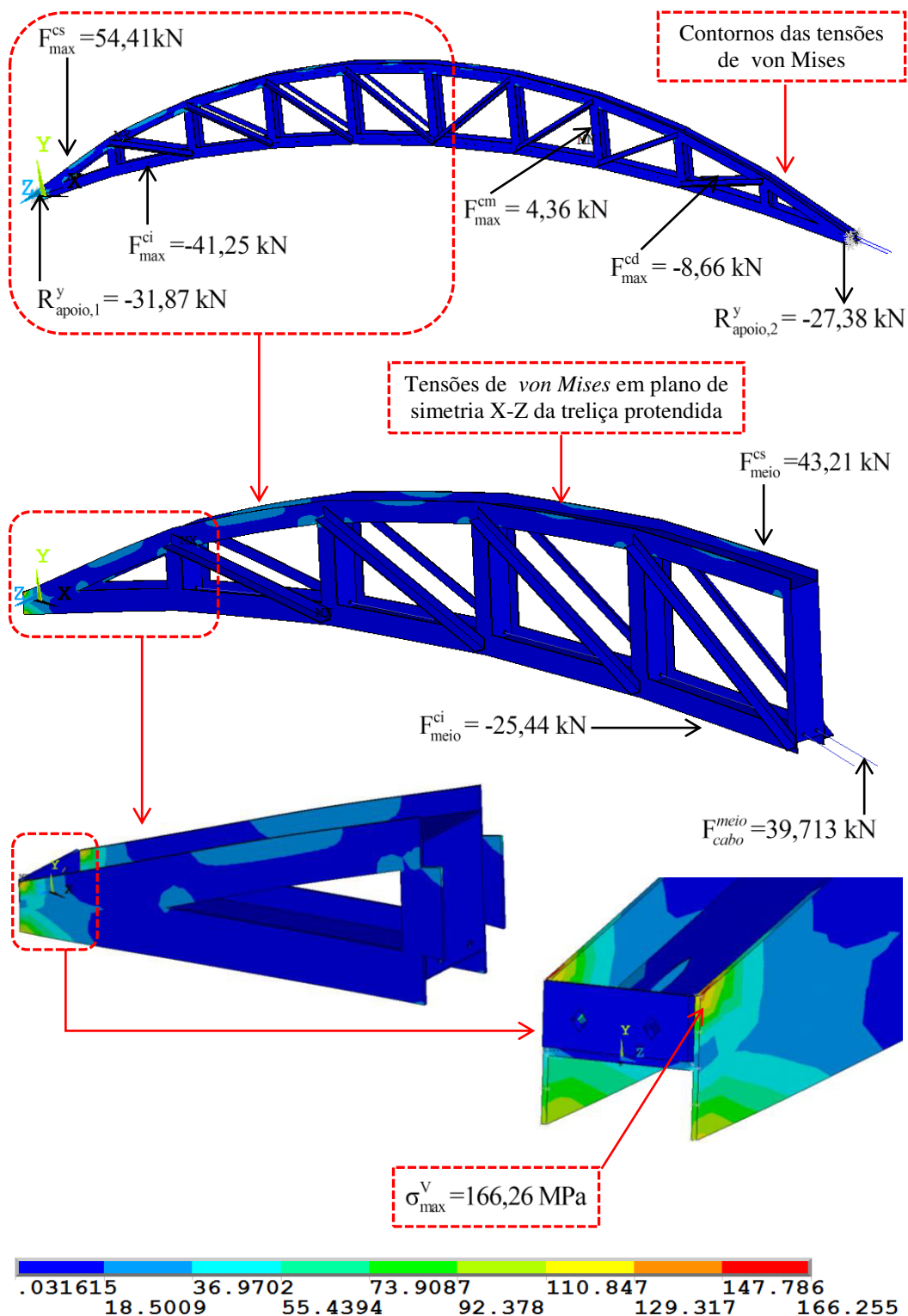


Figura 6.7 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 3 (A_{P10})

Com a chapa padronizada de 9,3 mm para treliça, para o evento 3 (carga permanente, ação do vento e força de protensão) verificou-se que o deslocamento vertical máximo foi igual a $1,63 \text{ mm} < L/250$. O ponto onde isso ocorre está representado na Figura 6.8 com a nomenclatura **MX**. Convém notar que esse valor é inferior ao deslocamento máximo da estrutura recomendado (NBR 8800).

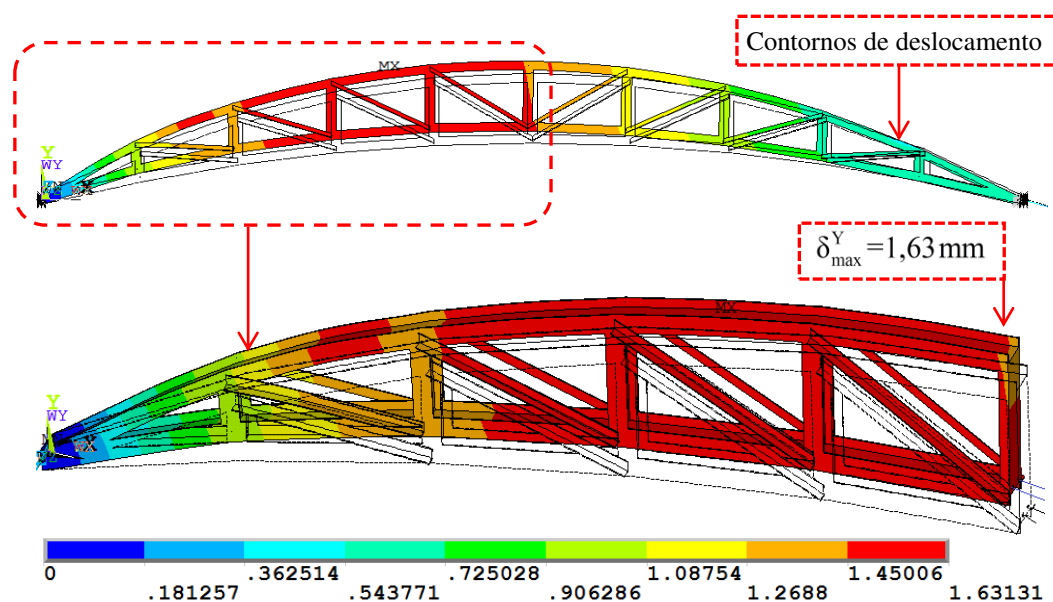


Figura 6.8 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 3 (A_{P10}).

6.2.

Análise da treliça de 20 m de vão

Com o objetivo de mostrar a validação do uso da protensão na treliça de 20 m de vão, foi realizada uma modelagem da estrutura sem e com protensão. Cabe ressaltar que, para análise sem protensão, foi investigado apenas o carregamento associado ao evento 1, e, para a análise com força de protensão, para os eventos 2 e 3 (ver capítulo 4, item 4.4). Nesta modelagem, para treliça protendida, adotou-se uma chapa de ancoragem padronizada de 9,3 mm de espessura.

6.2.1.

Treliça de 20 m sem protensão (B_{20})

As Figuras 6.9 e 6.10 apresentam a distribuição das tensões de *von Mises* e os deslocamentos máximos, o que foi obtido na análise da treliça de 20 m de vão, sem protensão, provocada pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento (evento1). São, também apresentadas na Figura 6.9 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Nesta análise, observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 344,54 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio e na ponta da abertura da treliça, como pode ser visto na Figura 6.9. Essa tensão é aproximada do valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura. Além disso evidencia-se elevada distribuição das tensões de *von Mises* nas cordas superior e inferior da treliça.

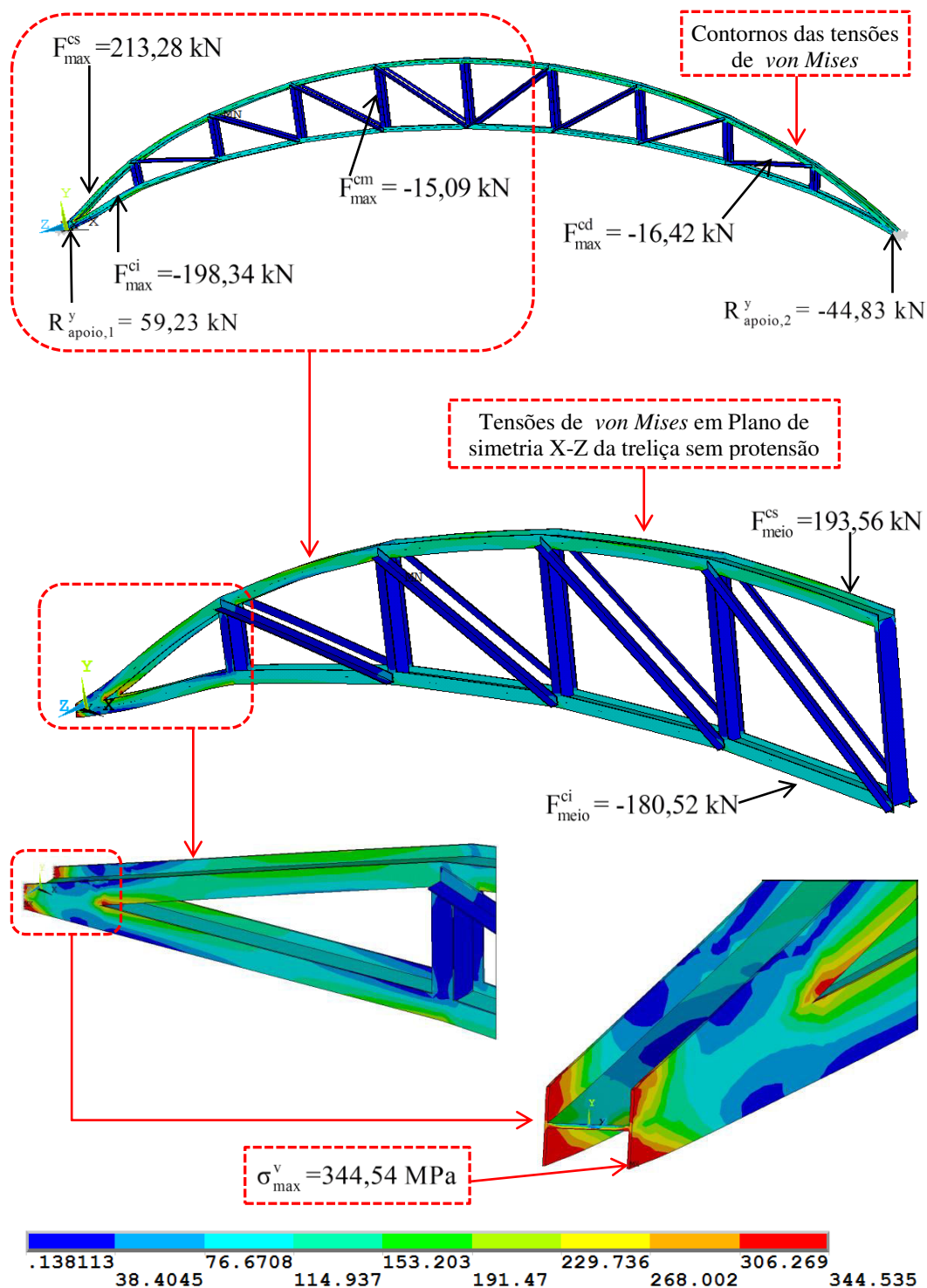


Figura 6.9 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 1 (B₂₀)

São apresentados na Figura 6.10 à vista lateral e perspectiva com o plano de simetria X-Y do deslocamento vertical, assim como o seu valor máximo obtido no centro da treliça, provocado pela ação do vento, que resultou em um valor de deslocamento inferior ao permitido pela NBR-8800 ($60,69 \text{ mm} > L/250$).

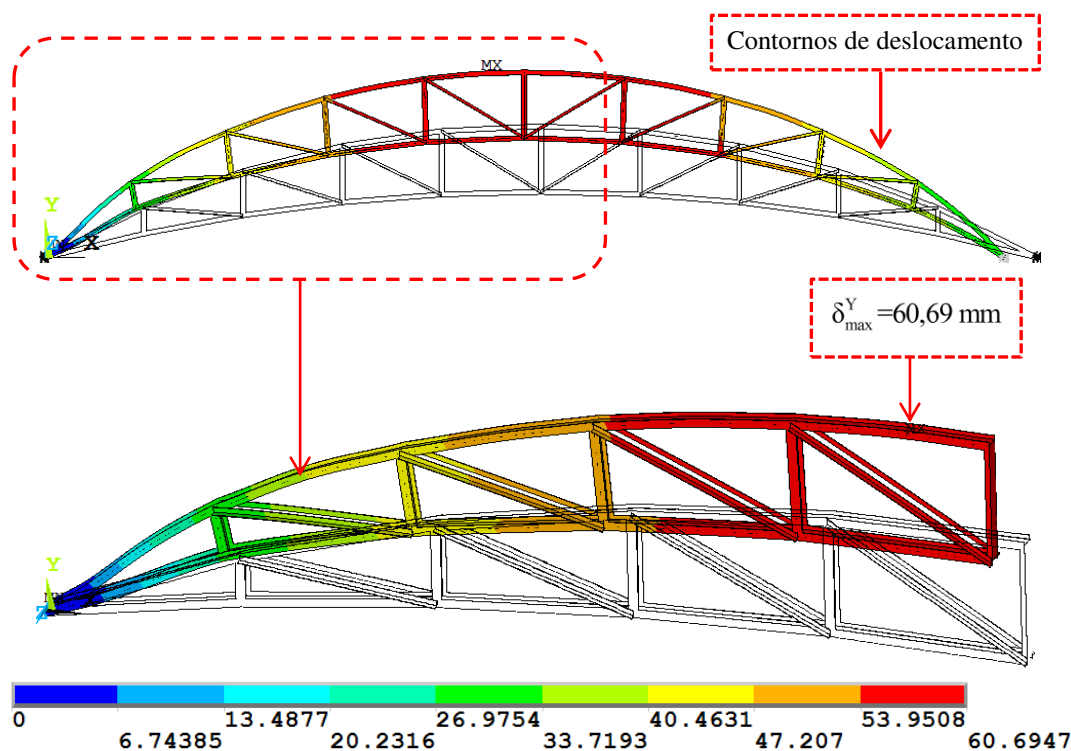


Figura 6.10 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 1 (B_{20}).

6.2.2.

Treliça de 20 m protendida (B_{P20})

Neste item, são apresentadas as análises lineares que se referem às combinações das fases de construção (evento 2) e normal (evento 3), ambas realizadas com a chapa de ancoragem padronizada de 9,3 mm para treliça protendida. Os resultados obtidos são mostrados nesta seção.

6.2.2.1.

Evento 2: Para combinação da fase de construção (B_{P20})

Para a fase de construção, a treliça protendida com espessura 9,3 mm da chapa de ancoragem foi modelada com a finalidade de analisar a interface da chapa e do cabo nas extremidades, com uma força de protensão aplicada de 130,86 kN. A seguir são apresentados os resultados das tensões e deslocamentos da estrutura.

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 269,87 MPa. Tal valor encontrado foi obtido na região de ancoragem da treliça. Esse resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nesta zona. Daí, conclui-se que essa espessura de 9,3 mm é adequada. Na Figura 6.11 são apresentadas várias perspectivas da chapa de ancoragem sendo destacada a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa (Figura 6.11.d).

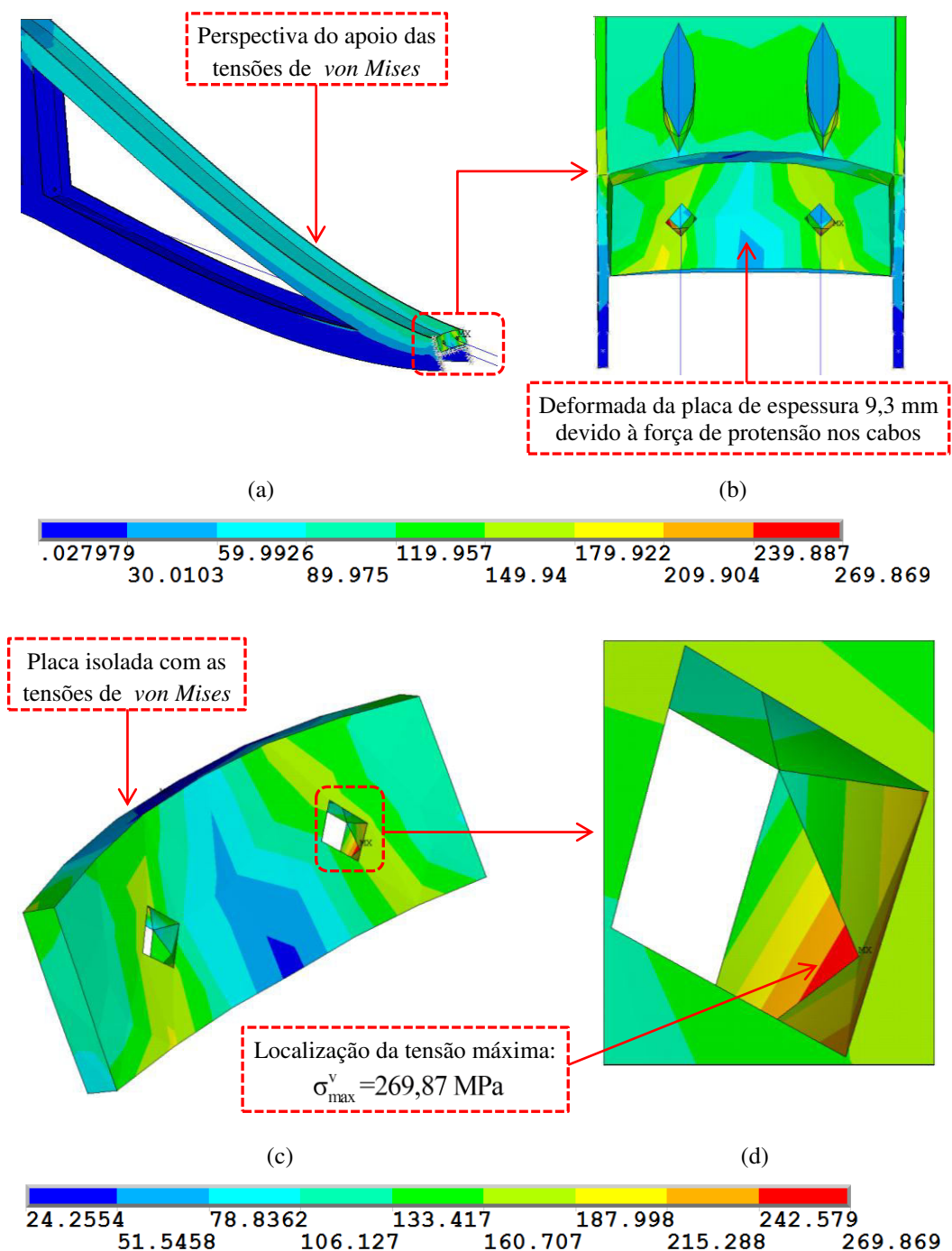


Figura 6.11 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) máxima para o evento 2 (B_{P20})

Na Figura 6.12 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical do centro da treliça, com valor de $14,10\text{ mm} < L/250$. Vale ressaltar que esse valor atende o limite de deslocamento máximo permitido na estrutura (NBR-8800). Também é ilustrada nessa figura a vista lateral e perspectiva do plano de simetria X-Y de deslocamento do modelo.

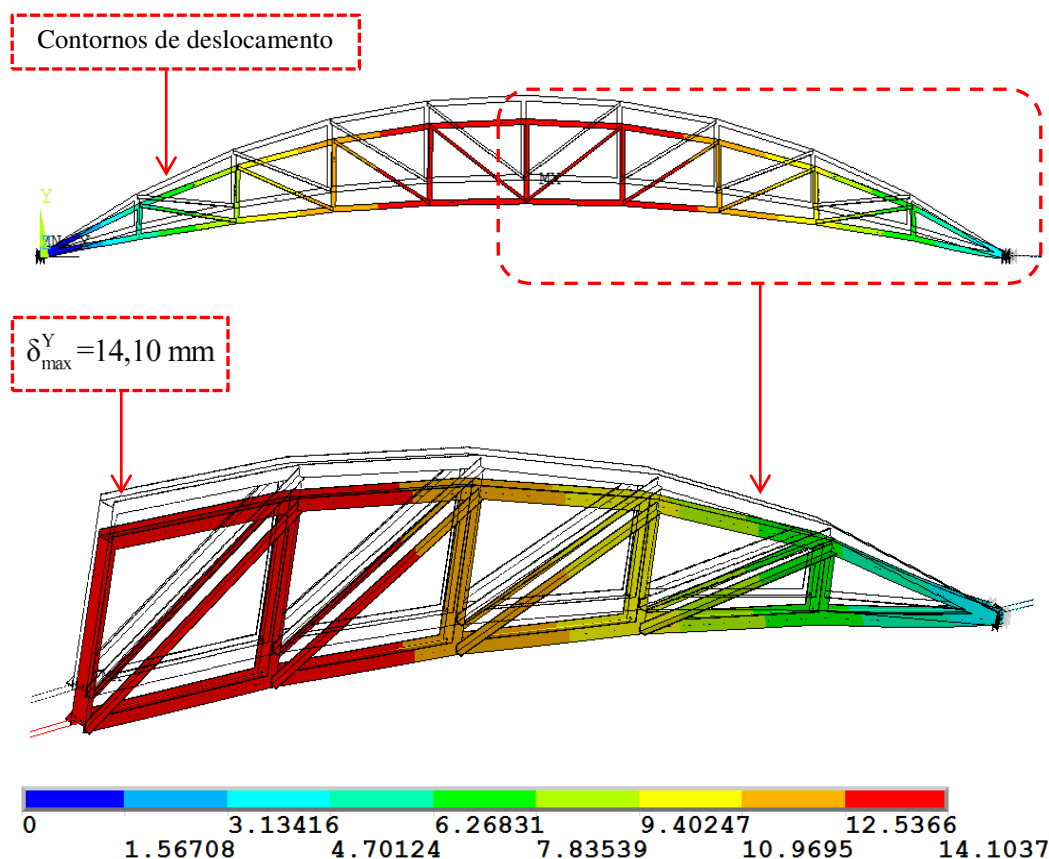


Figura 6.12 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (B_{P20}).

6.2.2.2.

Evento 3: Para combinação última normal (B_{P20})

Nesta análise foi realizada uma modelagem de uma treliça protendida de 20 m de vão com uma chapa de ancoragem padronizada de 9,3 mm. As Figuras 6.13 e 6.14 mostram as distribuições das tensões de *von Mises*, as forças internas e os deslocamentos máximos provocados pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento e da força de protensão ótima (evento 3).

Com base nos resultados obtidos, foi observado que a maior tensão de *von Mises* calculada foi igual a 272,31 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio da treliça, como pode ser visto na Figura 6.13. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura.

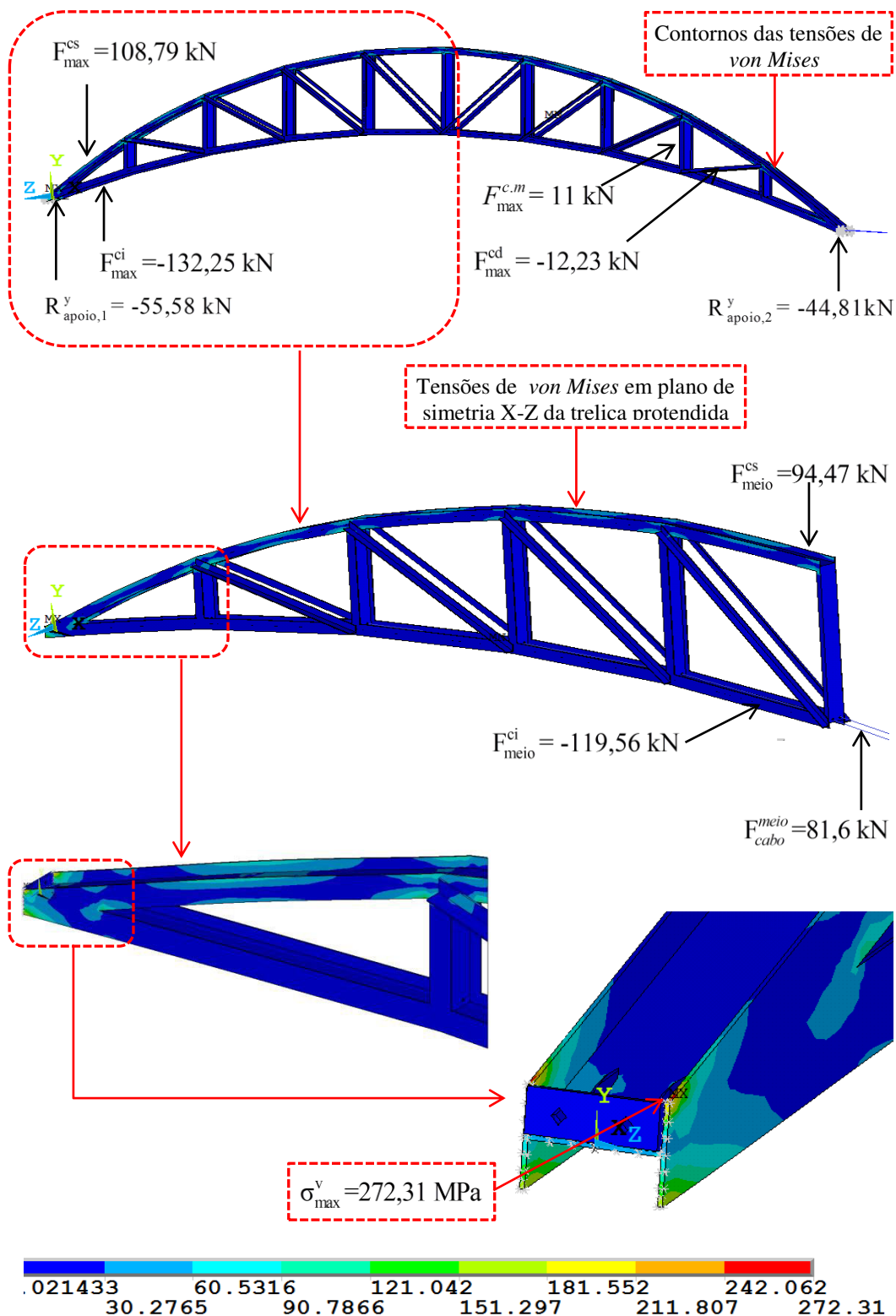


Figura 6.13 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 3 (B_{P20}).

Com a chapa padronizada de 9,3 mm para treliça protendida, para o evento 3 (carga permanente, ação do vento e força de protensão) verificou-se que o deslocamento vertical máximo foi igual a $4,24\text{ mm} < L/250$. O ponto onde isto ocorre está representado na Figura 6.14 com a nomenclatura MX. Convém notar que esse valor é inferior ao deslocamento máximo da estrutura permitido.

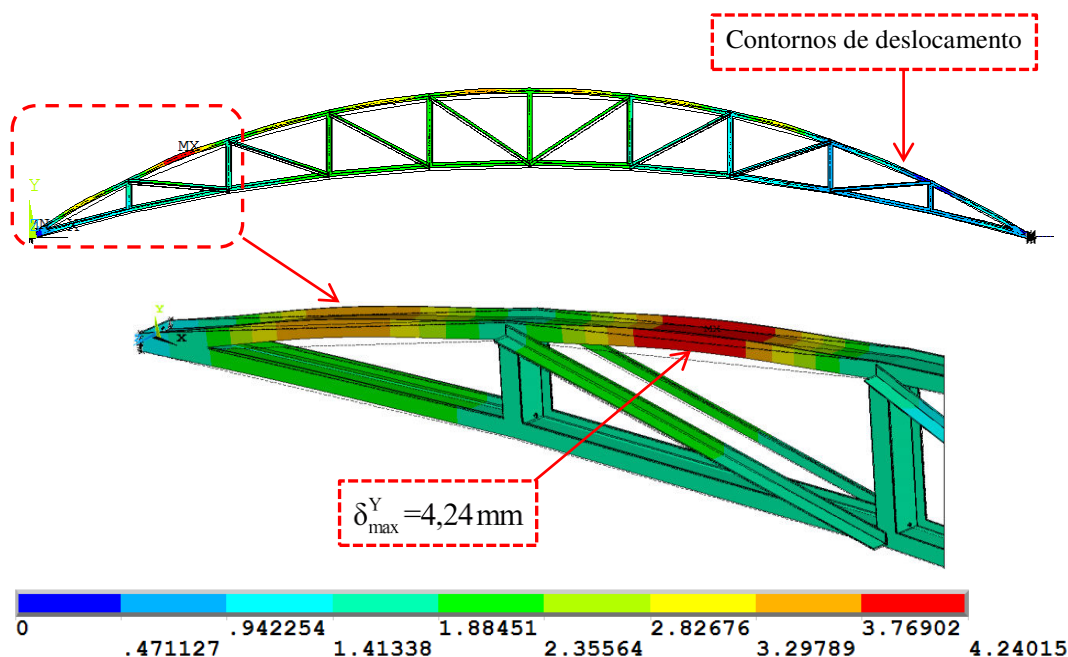


Figura 6.14 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 3 (B_{P20}).

6.3.

Análise da treliça de 40 m de vão

Com o objetivo de mostrar a validação do uso da protensão na treliça de 40 m de vão, foi realizada uma modelagem da estrutura sem e com protensão. Nesta modelagem, para treliça protendida, adotou-se uma chapa ótima de ancoragem padronizada de 16 mm de espessura.

6.3.1.

Treliça de 40 m sem protensão (C_{40})

As Figuras 6.15 e 6.16 apresentam a distribuição das tensões de *von Mises*, forças internas e os deslocamentos máximos, o que foi obtido na análise da treliça de 40 m de vão, sem protensão, provocada pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento (evento1). São também apresentadas na Figura 6.15 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Nessa análise observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 345,26 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio e na ponta da abertura da treliça, como pode ser visto na Figura 6.15. Essa tensão é aproximada do valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura. Além disso evidencia-se elevada distribuição das tensões de *von Mises* nas cordas superior, inferior, e menor nas diagonais da treliça.

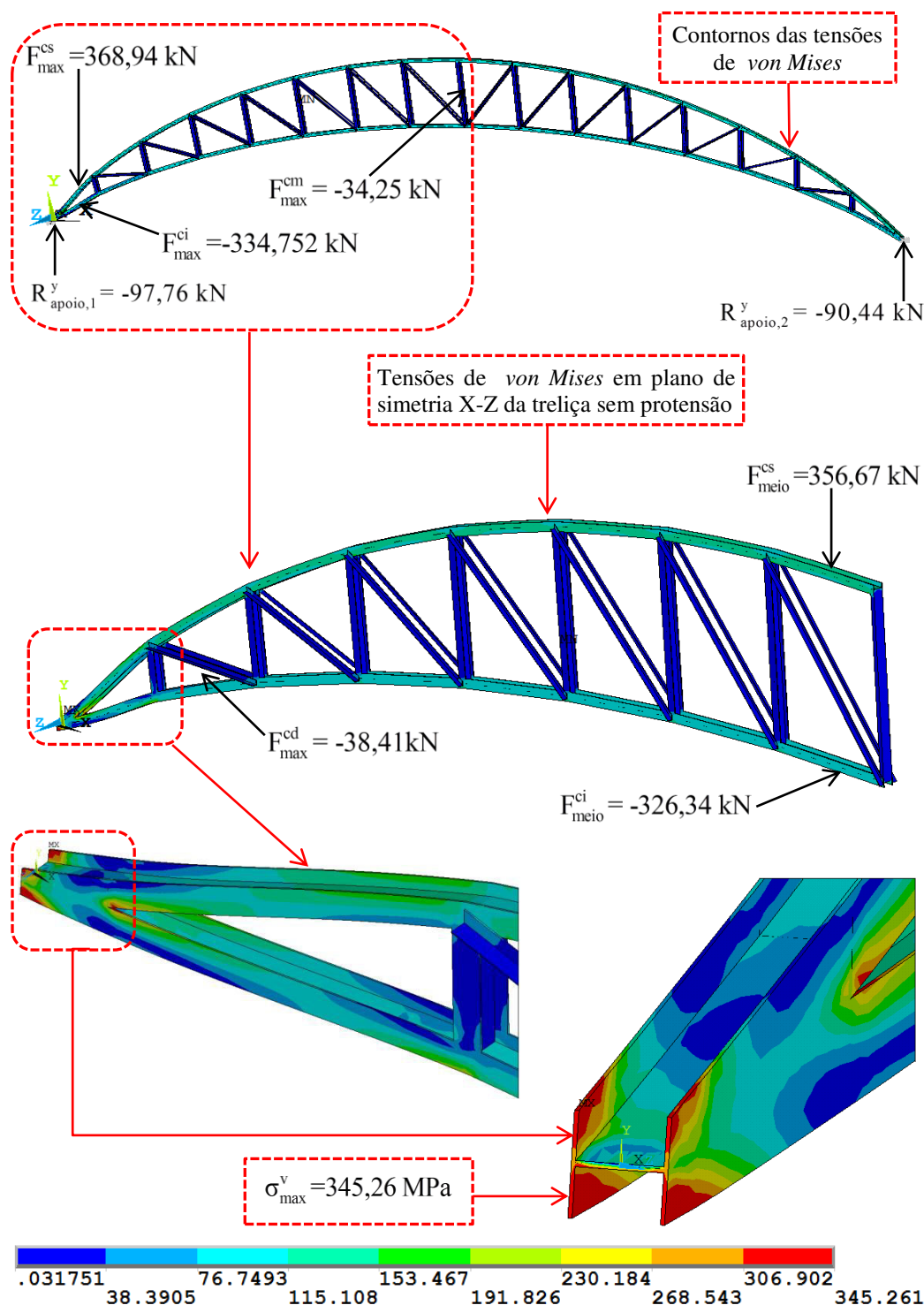


Figura 6.15 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 1 (C₄₀).

São apresentados na Figura 6.16 a vista lateral e perspectiva com o plano de simetria X-Z do deslocamento vertical, assim como o seu valor máximo obtido no centro da treliça, provocado pela ação do vento, que resultou em um valor de deslocamento inferior ao permitido ($110,87 \text{ mm} < L/250$).

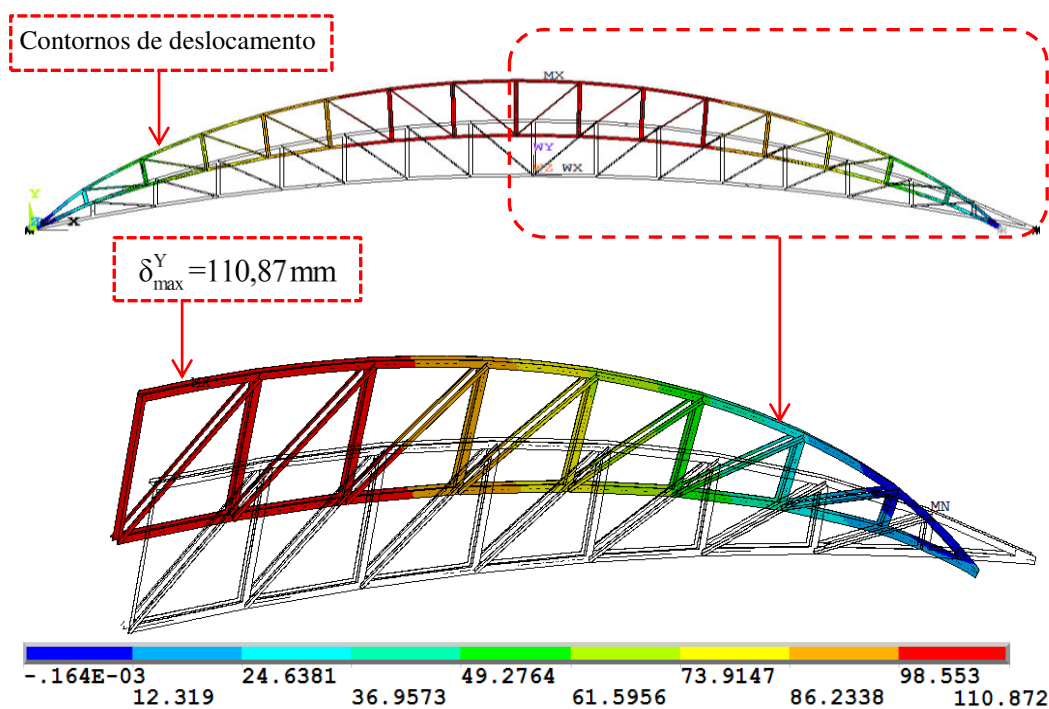


Figura 6.16 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (C_{40}).

6.3.2.

Treliça de 40 m protendida (C_{P40})

Neste item, são apresentadas as análises lineares que se referem às combinações das fases de construção (evento 2) e normal (evento 3), ambas realizadas com a chapa de ancoragem padronizada de 16 mm para treliça protendida. Os resultados obtidos são mostrados nesta seção.

6.3.2.1.

Evento 2: Para combinação da fase de construção (C_{P40})

Para a fase de construção a treliça protendida de 40 vão de vão, com espessura 16 mm da chapa de ancoragem foi modelada com a finalidade de analisar a interface da chapa e do cabo nas extremidades, com uma força de protensão aplicada de 205,27 kN. A seguir, são apresentados os resultados das tensões e deslocamentos da estrutura.

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 335,11 MPa. Tal valor encontrado foi obtido na região de ancoragem da treliça. Este resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nesta zona. Daí conclui-se que essa espessura de 16 mm é adequada. Na Figura 6.17 são apresentadas várias perspectivas da chapa de ancoragem sendo destacada a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa (Figura 6.17.d).

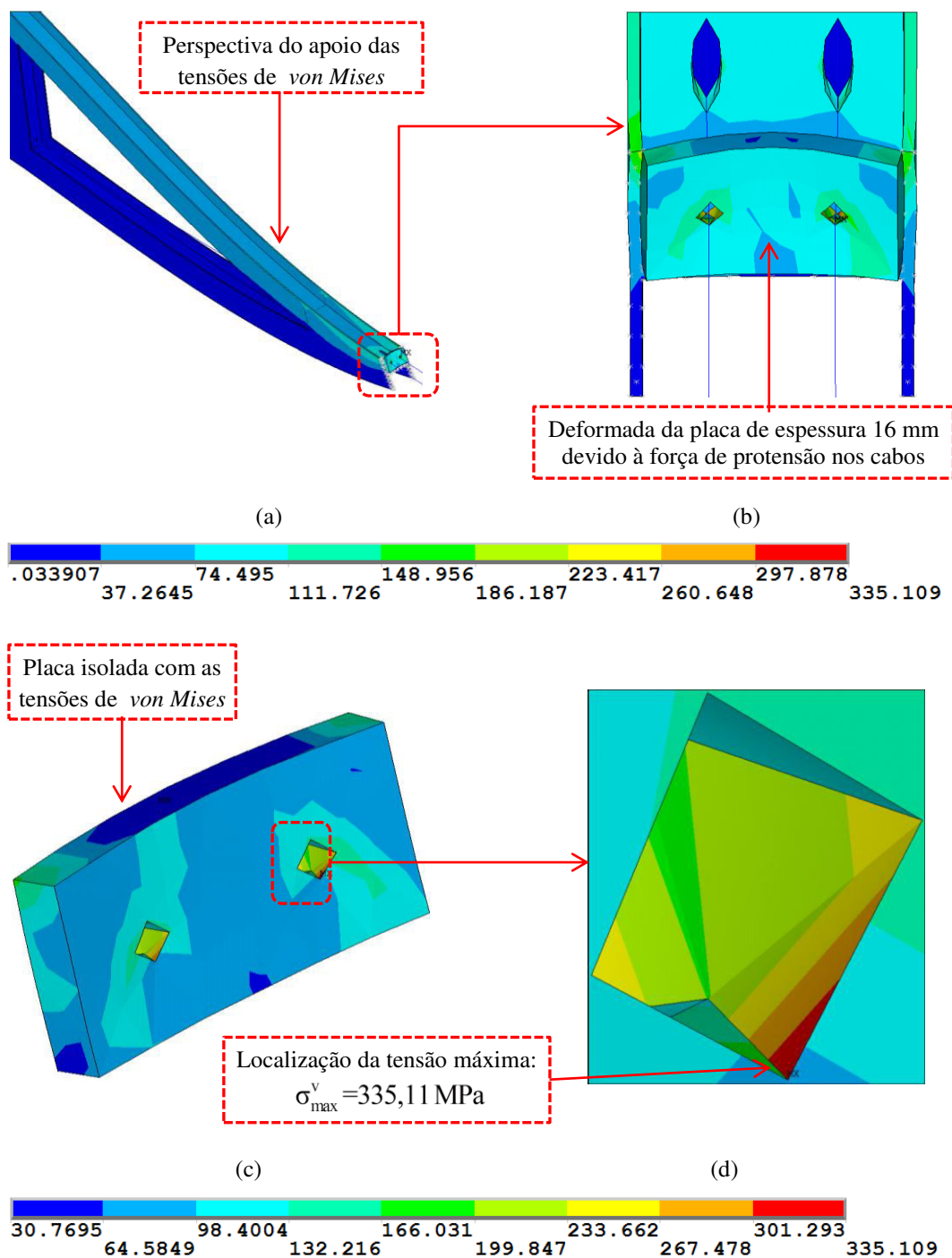


Figura 6.17 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) máxima para o evento 2 (C_{P40}).

Na Figura 6.18 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical do centro da treliça, com valor de $19,71\text{ mm} < L/250$. Vale ressaltar que este valor atende o limite de deslocamento máximo permitido na estrutura (NBR-8800). Também são ilustradas nessa figura a vista lateral e perspectiva do plano de simetria X-Z de deslocamento do modelo.

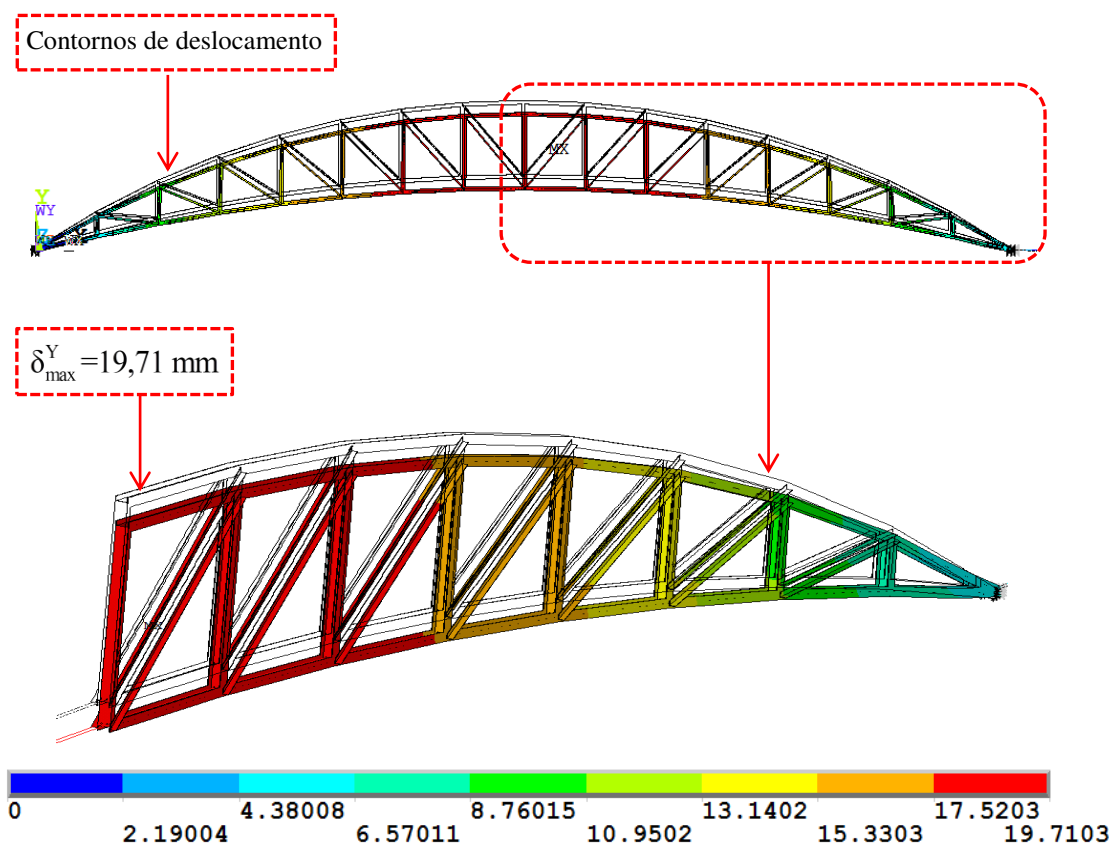


Figura 6.18 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P40}).

6.3.2.2.

Evento 3: Carga combinação última normal (C_{P40})

Nesta análise foi realizada uma modelagem de uma treliça protendida de 40 m de vão com uma chapa de ancoragem padronizada de 16 mm. As Figuras 6.23 até 6.25 mostram as distribuições das tensões de *von Mises*, forças internas e os deslocamentos máximos provocados pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento e da força de protensão ótima (evento 3).

Com base nos resultados obtidos observou-se que a maior tensão de *von Mises* calculada foi igual a 121,24 MPa. Esse valor foi obtido junto ao apoio da treliça, como pode ser visto na Figura 6.19. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação.

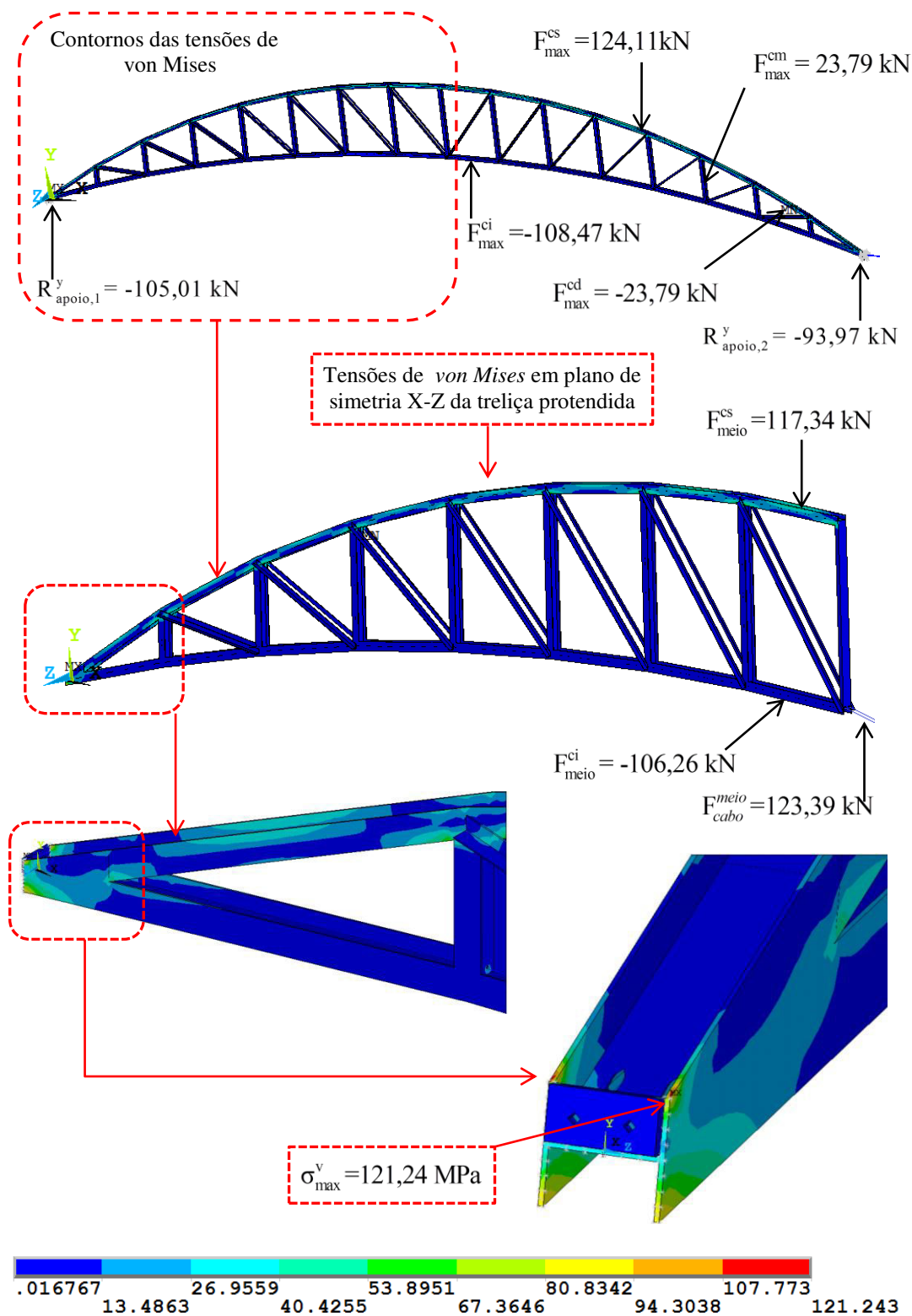


Figura 6.19 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 3 (C_{p40})

Na Figura 6.20 tem-se a vista lateral e perspectiva com o plano de simetria X-Y do deslocamento vertical, assim como o seu valor máximo obtido no centro da treliça, provocado pela ação do vento, que resultou em um valor de deslocamento inferior ao permitido pela NBR-8800 ($7,72 \text{ mm} < L/250$).

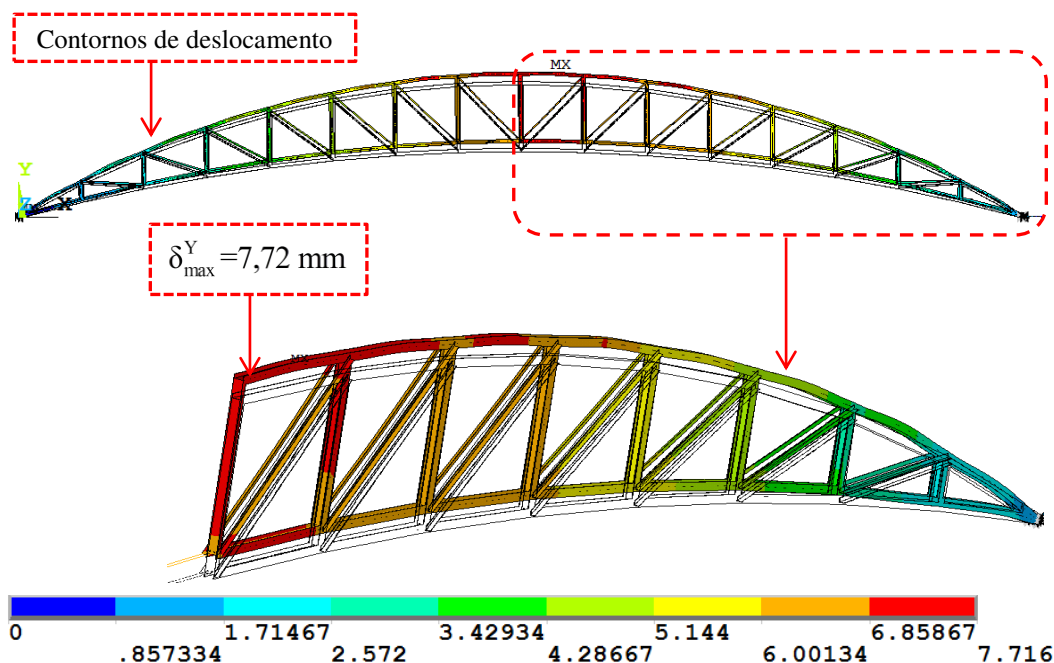


Figura 6.20 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P40}).

6.4.

Análise da treliça de 80 m de vão

Com o objetivo de mostrar a validação do uso da protensão na treliça de 80 m de vão, foi realizada uma modelagem da estrutura sem e com protensão. Cabe ressaltar que, para análise sem protensão, foi investigado apenas o carregamento associado ao evento 1, e, para a análise com força de protensão, para os eventos 2 e 3 (ver capítulo 4, item 4.2). Nessa modelagem, para treliça protendida, adotou-se uma chapa ótima de ancoragem padronizada de 19 mm de espessura.

6.4.1.

Treliça de 80 m sem protensão (D_{80})

As Figuras 6.21 e 6.22 apresentam a distribuição das tensões de *von Mises*, Forças Internas e os deslocamentos máximos, o que foi obtido na análise da treliça de 80 m de vão, sem protensão, provocada pela carga de serviço permanente e pela carga variável devida à ação do vento (evento1). São também apresentadas na Figura 6.21 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Nessa análise observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 348,1 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio e na ponta da abertura da treliça, como pode ser visto na Figura 6.21. Essa tensão é maior do valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, a estrutura plastifica nesta zona do apoio. Além, disso, evidencia-se elevada distribuição das tensões de *von Mises* nas cordas superior e inferior, e menor nas diagonais da treliça.

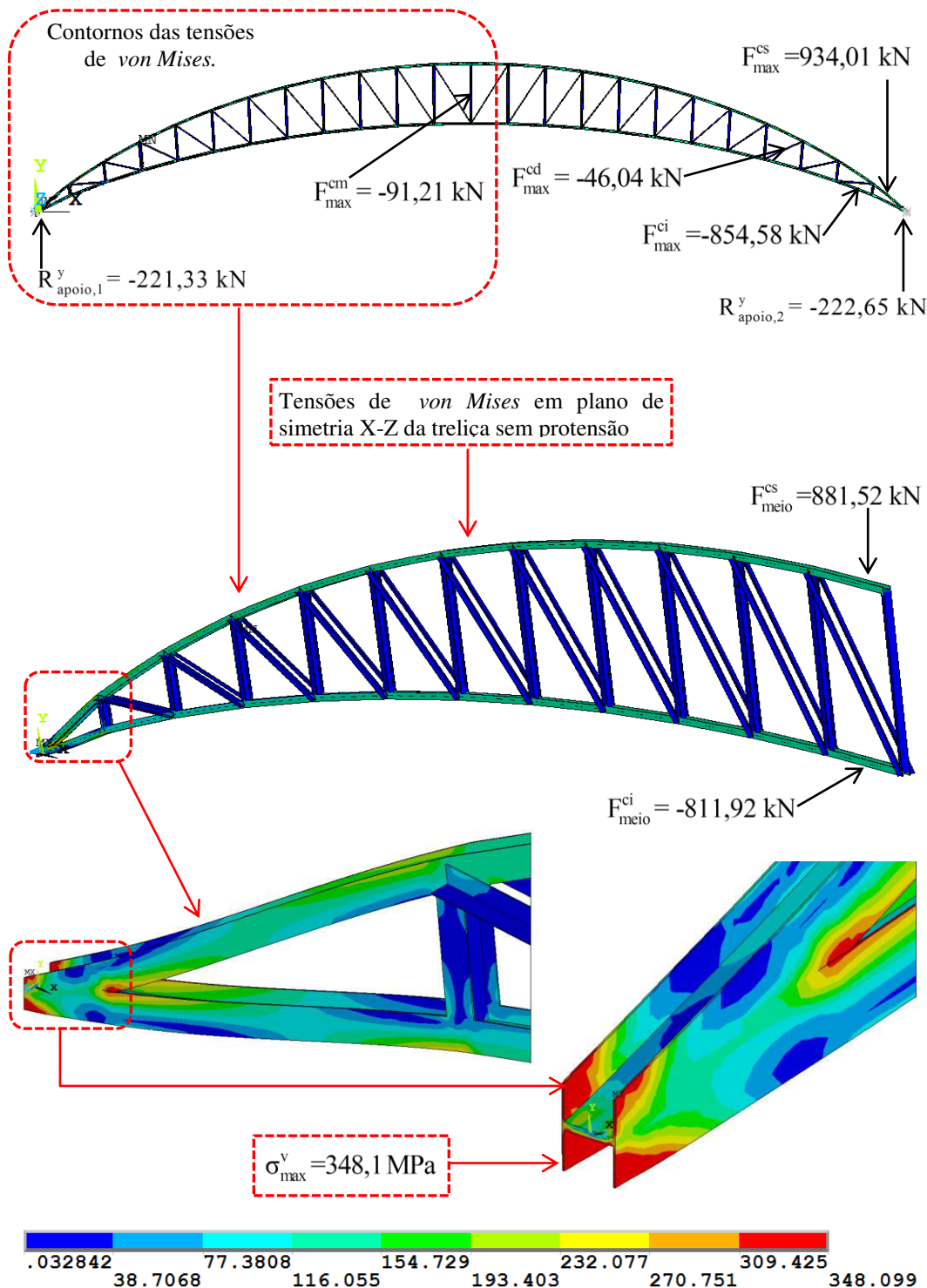


Figura 6.21 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 1 (D_{80}).

São apresentados na Figura 6.22 a vista lateral e perspectiva com o plano de simetria X-Z do deslocamento vertical, assim como o seu valor máximo obtido no centro da treliça, provocado pela ação do vento, que resultou em um valor de deslocamento superior ao permitido pela NBR-8800 ($276,3 \text{ mm} < L/250$).

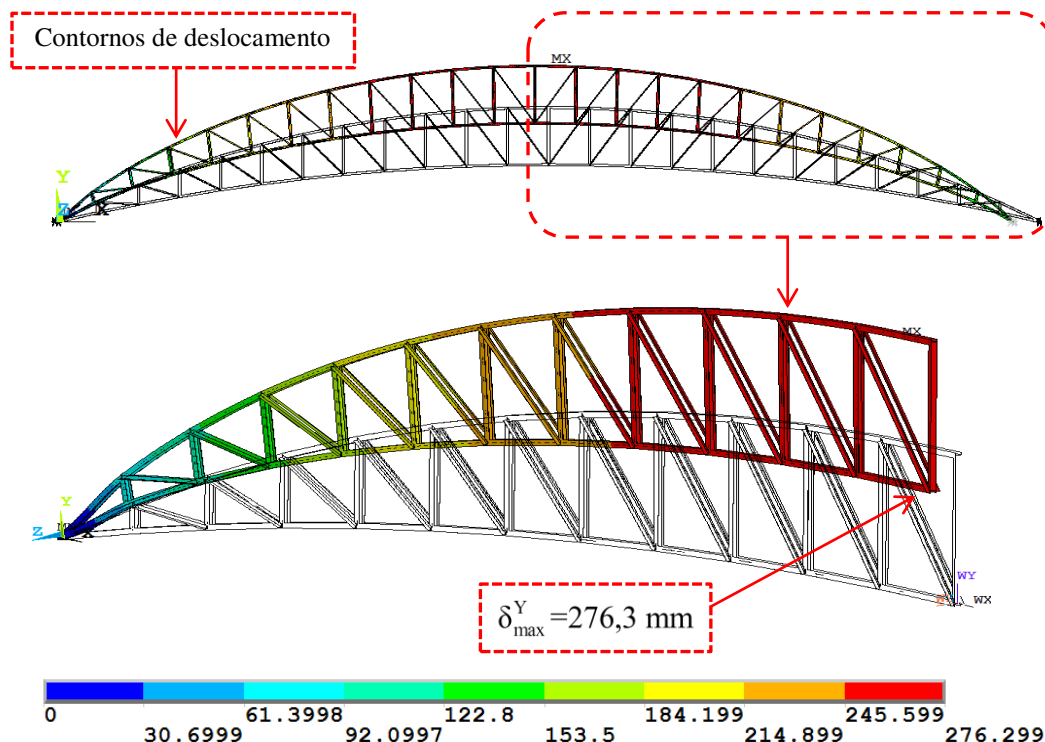


Figura 6.22 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 1 (D_{80}).

6.4.2.

Treliça de 80 m protendida (D_{P80})

Neste item, são apresentadas as análises lineares que se referem às combinações das fases de construção (evento 2) e normal (evento 3), ambas realizadas com a chapa de ancoragem padronizada de 19 mm para treliça protendida. Os resultados obtidos são mostrados nesta seção.

6.4.2.1.

Evento 2: Para combinação da fase de construção (D_{P80})

Para a fase de construção, a treliça protendida de 80 vão de vão, com espessura 19 mm da chapa de ancoragem foi modelada com a finalidade de analisar a interface da chapa e do cabo nas extremidades, com uma força de protensão aplicada de 440,66 kN. A seguir são apresentados os resultados das tensões e deslocamentos da estrutura.

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 337,39 MPa. Tal valor encontrado foi obtido na região de ancoragem da treliça. Este resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nesta zona. Daí conclui-se que essa espessura de 16 mm é adequada. Na Figura 6.23 são apresentadas várias perspectivas da chapa de ancoragem sendo destacada a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa (Figura 6.23.d).

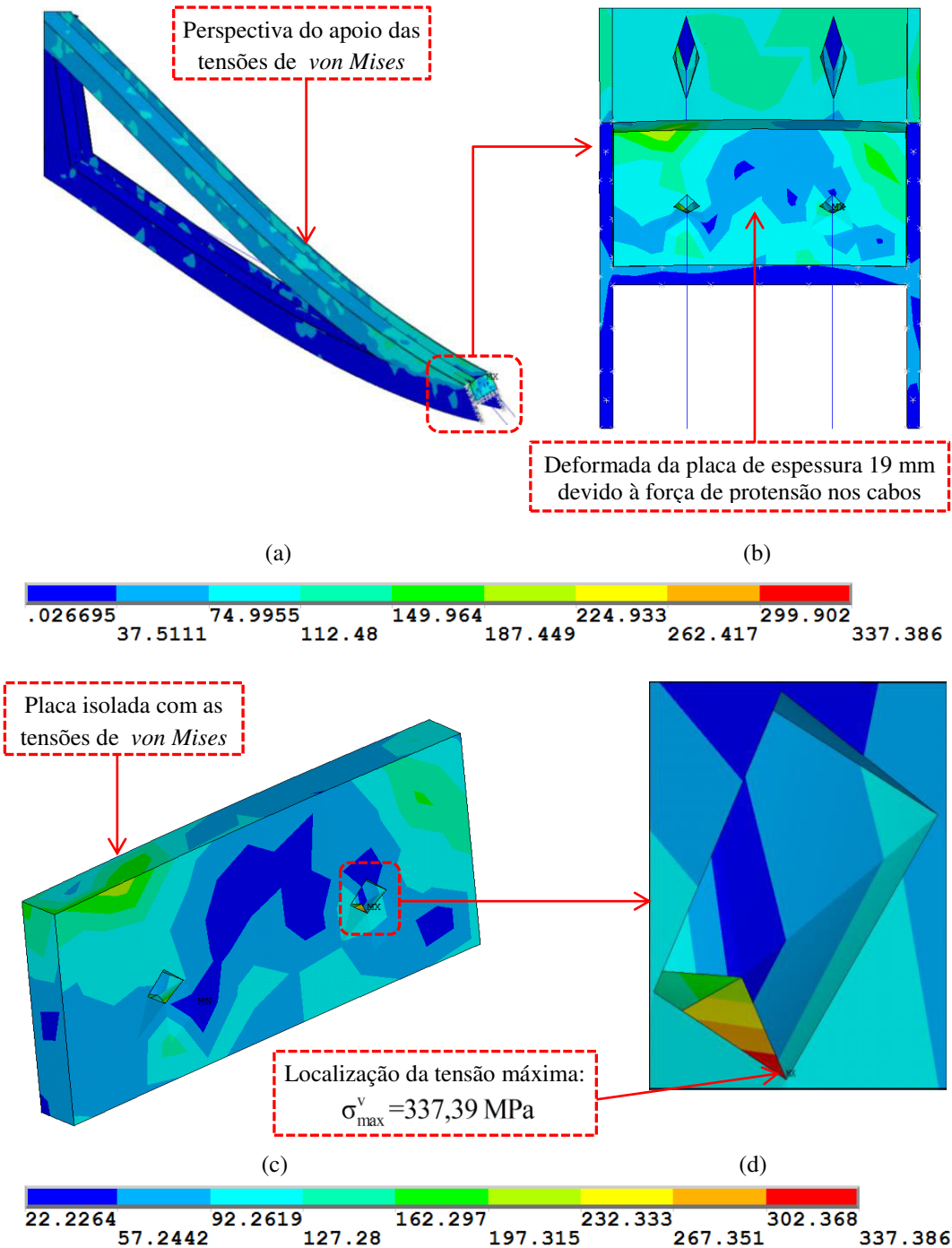


Figura 6.23 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) máxima para o evento 2 (D_{P80}).

Na Figura 6.24 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical do centro da treliça, com valor de $51,667 \text{ mm} < L/250$. Vale ressaltar que este valor atende o limite de deslocamento máximo permitido na estrutura (NBR 8800). Também é ilustrada nessa figura a vista lateral e perspectiva do plano de simetria X-Z de deslocamento do modelo.

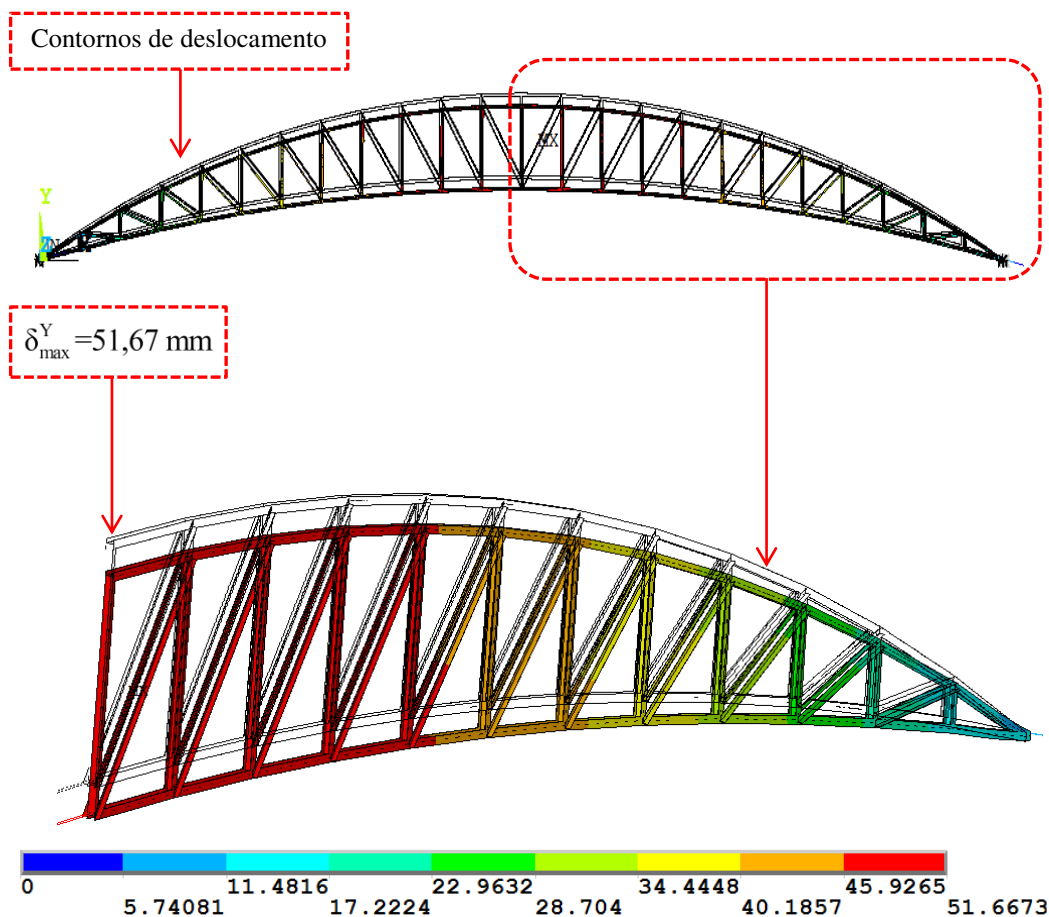


Figura 6.24 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P80}).

6.4.2.2.

Evento 3: Carga combinação última normal (D_{P80})

Nessa análise foi realizada uma modelagem de uma treliça protendida de 80 m de vão com uma chapa de ancoragem padronizada de 19 mm. As Figuras 6.25 e 6.26 mostram as distribuições das tensões de *von Mises* e os deslocamentos máximos provocados pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento e da força de protensão ótima (evento 3).

Nessa análise observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 335,2 MPa. Tal valor foi obtido na chapa de ancoragem. Ressaltando-se que a tensão obtida junto ou mais próxima ao apoio da treliça protendida é de 123,39 MPa. Essa tensão é menor do valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura. Também de forma a evidenciar a elevada distribuição das tensões de *von Mises* nas cordas superior e inferior, e menor nas diagonais da treliça, como pode ser visto na Figura 6.25.

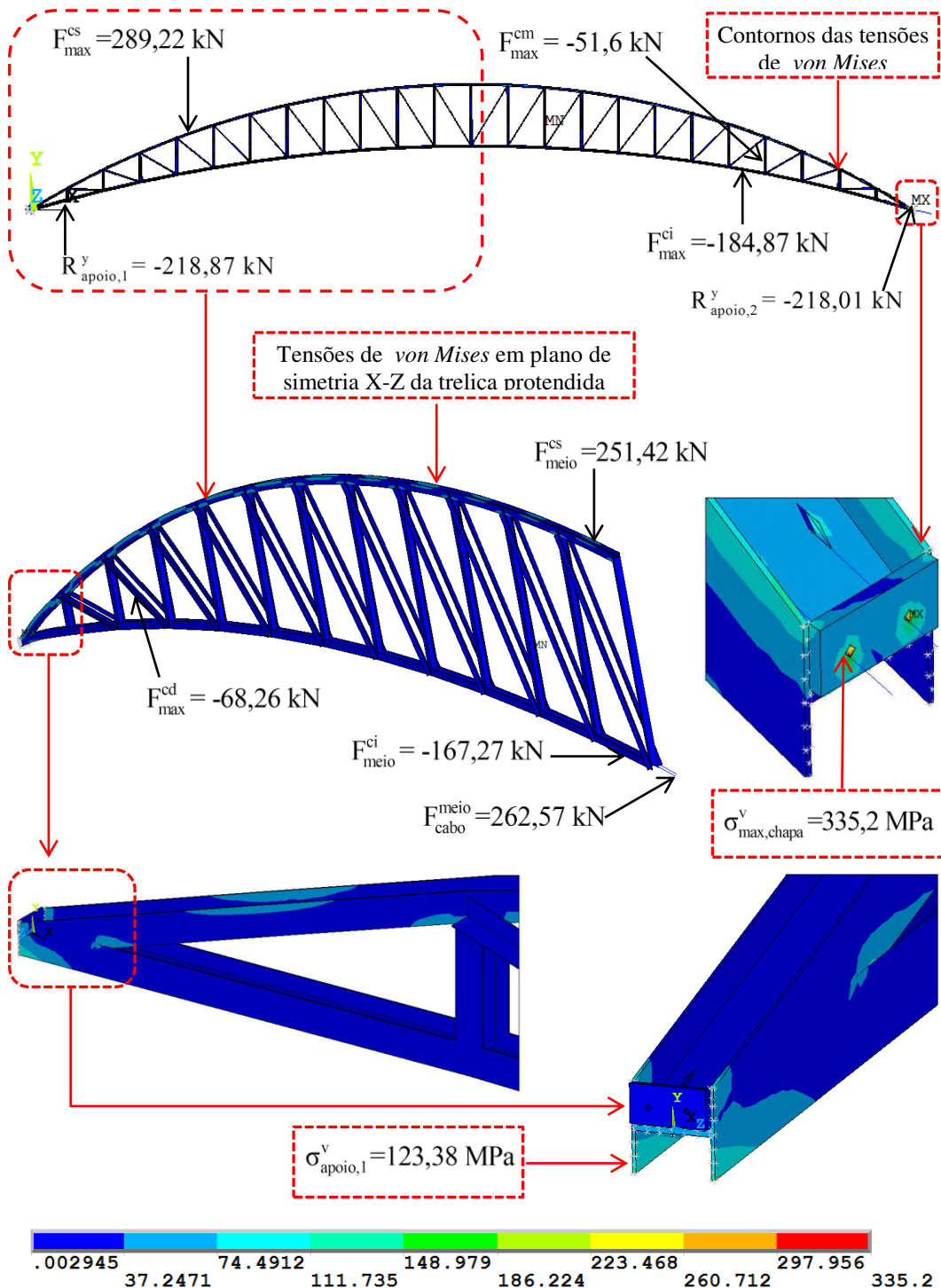


Figura 6.25 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 3 (Cp80).

Com a chapa padronizada de 19 mm, o deslocamento vertical máximo foi igual a $23,93 \text{ mm} < L/250$. O ponto onde isso ocorre está representado na Figura 6.26 com a nomenclatura MX. Convém notar que esse valor é inferior ao deslocamento máximo da estrutura permitido (NBR 8800).

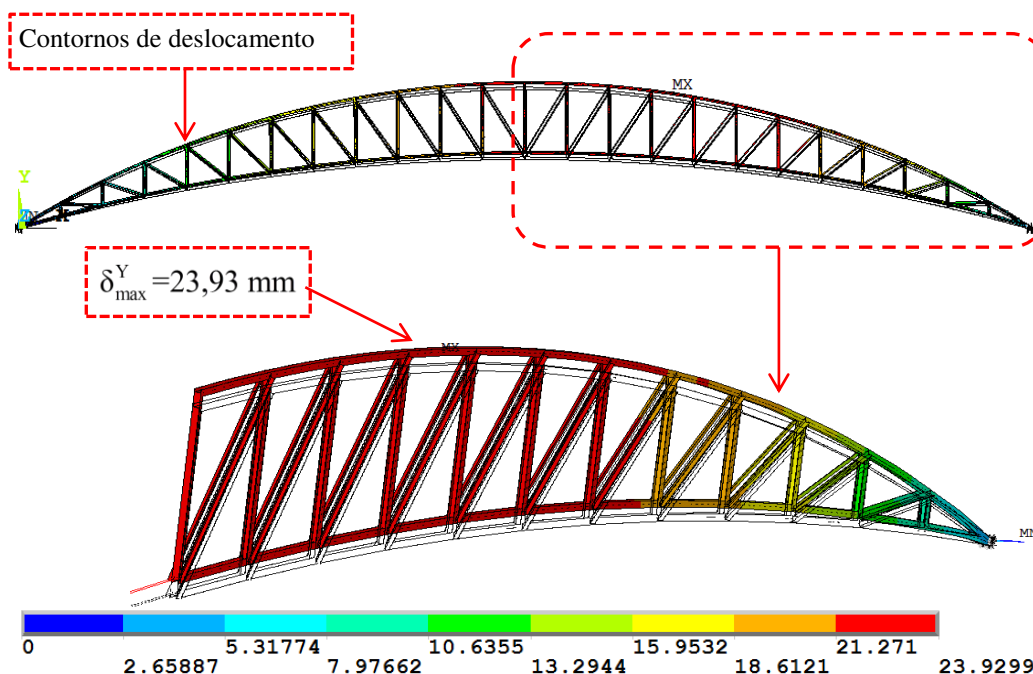


Figura 6.26 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: Deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P80}).

6.5.

Análise da treliça de 120 m de vão

Com o objetivo de mostrar a validação do uso da protensão na treliça, foi realizada uma modelagem da estrutura sem e com protensão. Nessa modelagem, para treliça protendida, adotou uma chapa ótima de ancoragem padronizada de 22,4 mm de espessura.

6.5.1.

Treliça de 120 m sem protensão (E_{120})

As Figuras 6.27 e 6.28 apresentam a distribuição das tensões de *von Mises* (Critério de plastificação) e os deslocamentos máximos, o que foi obtido na análise da treliça de 120 m de vão, sem protensão, provocada pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento (evento1). São também apresentadas na Figura 6.27 as forças internas atuantes nos principais elementos da treliça.

Nessa análise observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 351,78 MPa. Tal valor foi obtido junto ao apoio e na ponta da abertura da treliça, como pode ser visto na Figura 6.27. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, a estrutura plastifica nessa zona do apoio e abertura. Além disso evidencia-se elevada distribuição das tensões de *von Mises* nas cordas superior e inferior da treliça.

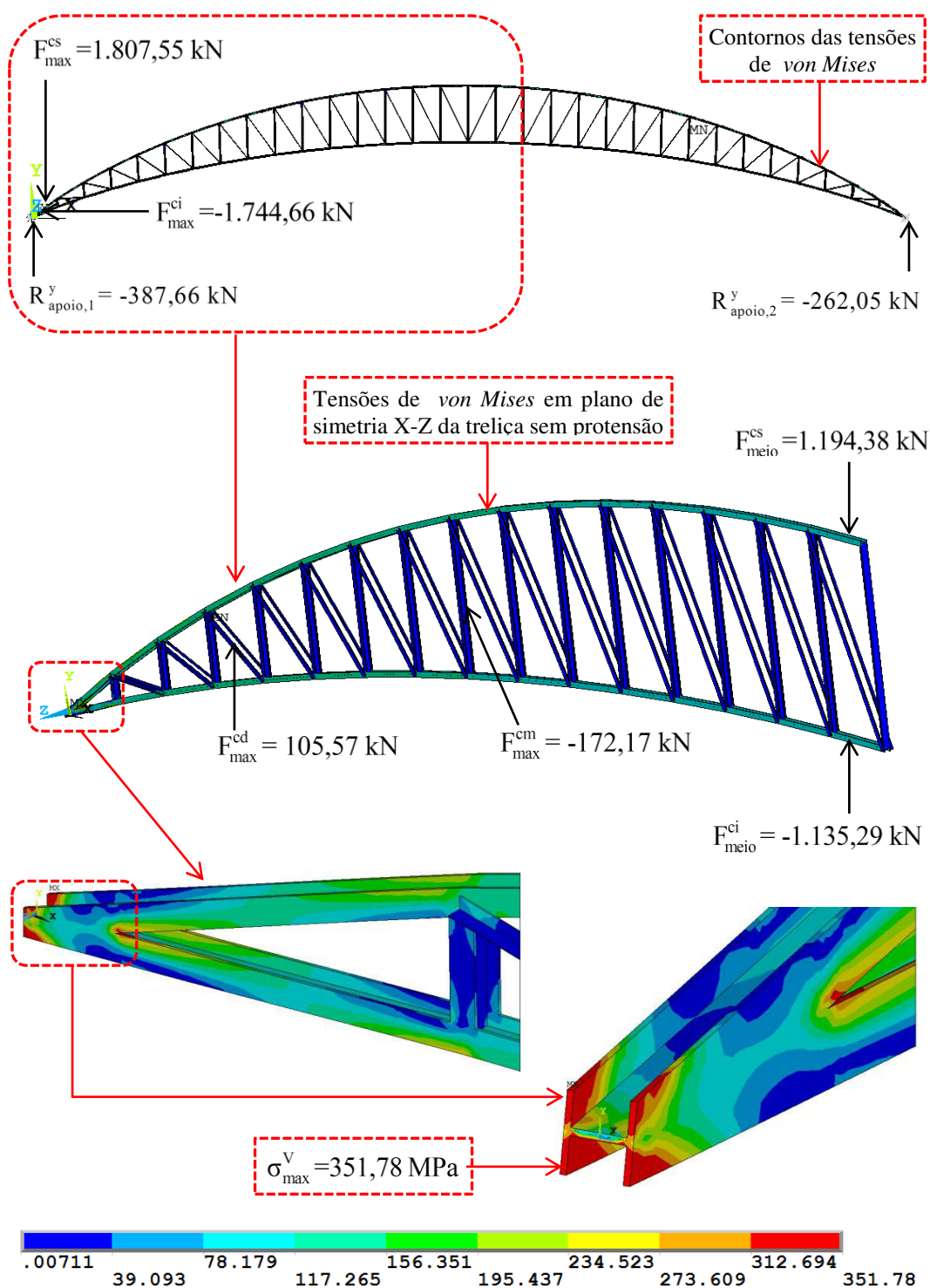


Figura 6.27 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 1 (E₁₂₀).

São apresentados na Figura 6.28 à vista lateral e perspectiva com o plano de simetria X-Z do deslocamento vertical, assim como o seu valor máximo obtido no centro da treliça, provocado pela ação do vento, que resultou em um valor de deslocamento superior ao permitido pela NBR-8800 ($379,03 \text{ mm} > L/250$).

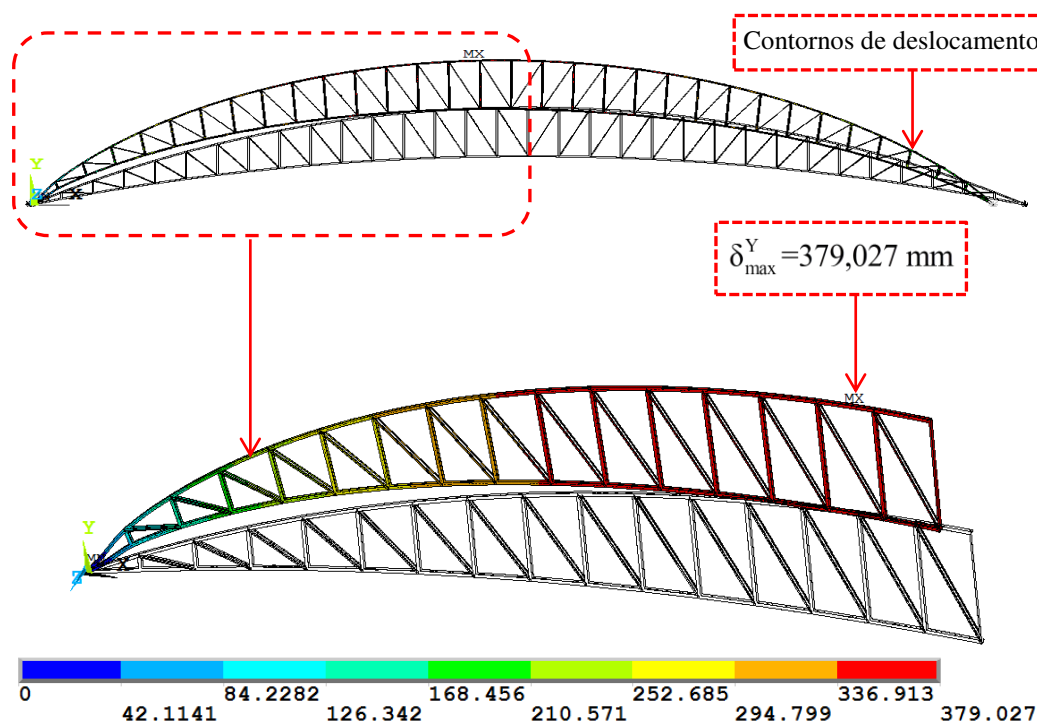


Figura 6.28 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Z: deslocamento U_y para o evento 1 (D_{120}).

6.5.2.

Treliça de 120 m protendida (E_{P120})

Neste item são apresentadas as análises lineares que se referem às combinações das fases de construção (evento 2) e normal (evento 3), ambas realizadas com a chapa de ancoragem padronizada de 22,4 mm para treliça protendida. Os resultados obtidos são mostrados nesta seção.

6.5.2.1.

Evento 2: Para combinação da fase de construção (E_{P120})

Para a fase de construção, a treliça protendida de 120 vão de vão, com espessura 22,4 mm da chapa de ancoragem foi modelada com a finalidade de analisar a interface da chapa e do cabo nas extremidades, com uma força de protensão aplicada de 660,56 kN. A seguir são apresentados os resultados das tensões e deslocamentos da estrutura.

Observa-se que a maior tensão de *von Mises* resultou em 339,85 MPa. O valor encontrado foi obtido na região de ancoragem da treliça. Esse resultado não excede o valor da tensão limite de escoamento do material usado. Portanto, para esta espessura de chapa adotada, a treliça não plastifica nesta zona. Daí conclui-se que essa espessura de 22,4 mm é adequada. Na Figura 6.29 são apresentadas várias perspectivas da chapa de ancoragem sendo destacada a tensão máxima de *von Mises* localizada na abertura da chapa (Figura 6.29.d).

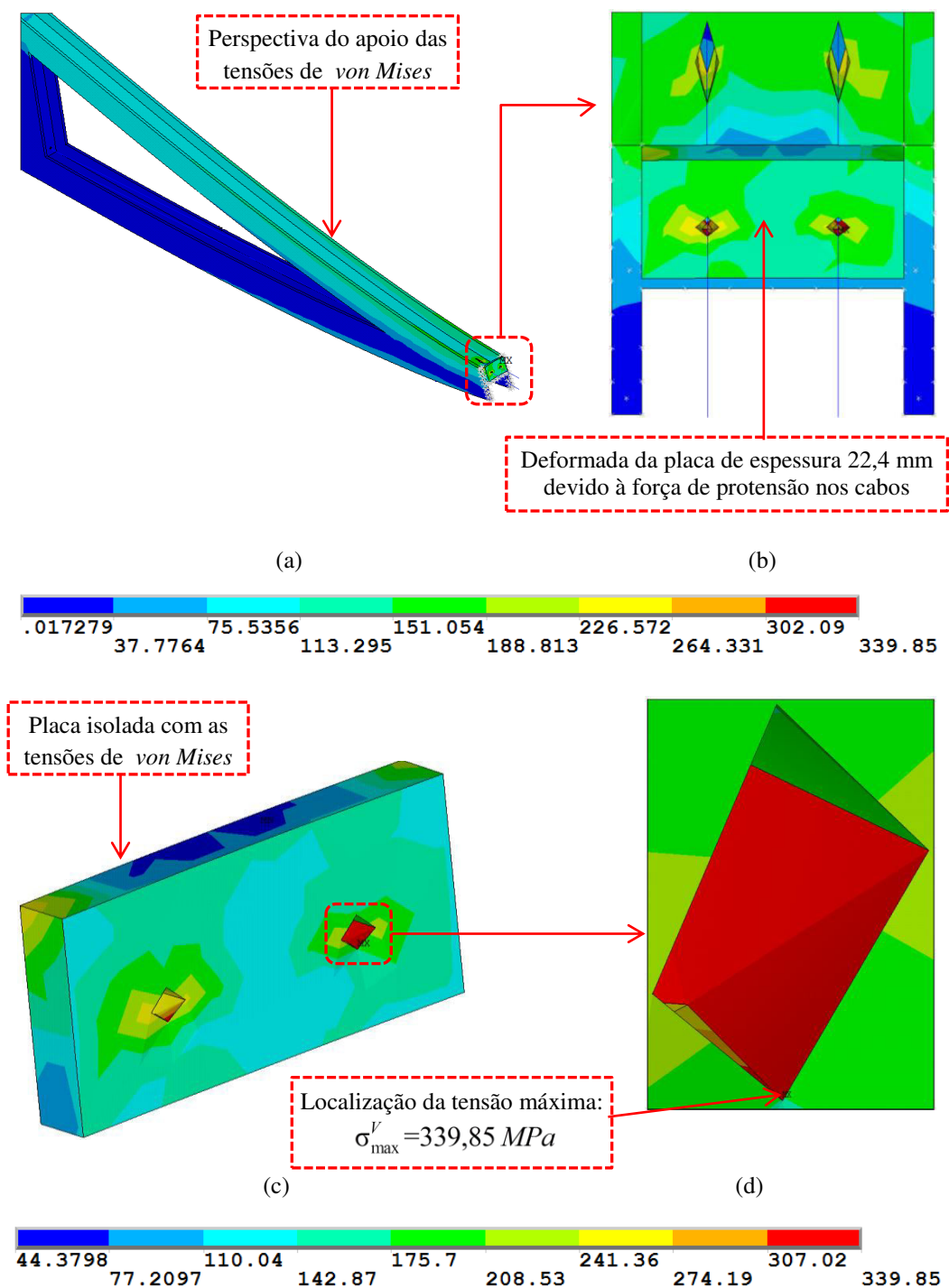


Figura 6.29 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) máxima para o evento 2 (E_{p120}).

Na Figura 6.30 apresenta-se o deslocamento máximo obtido no eixo vertical do centro da treliça, com valor de $187,05 \text{ mm} < L/250$. Vale ressaltar que esse valor atende o limite de deslocamento máximo permitido na estrutura (NBR-8800). Também é ilustrada nessa figura a vista lateral e perspectiva do plano de simetria X-Z de deslocamento do modelo.

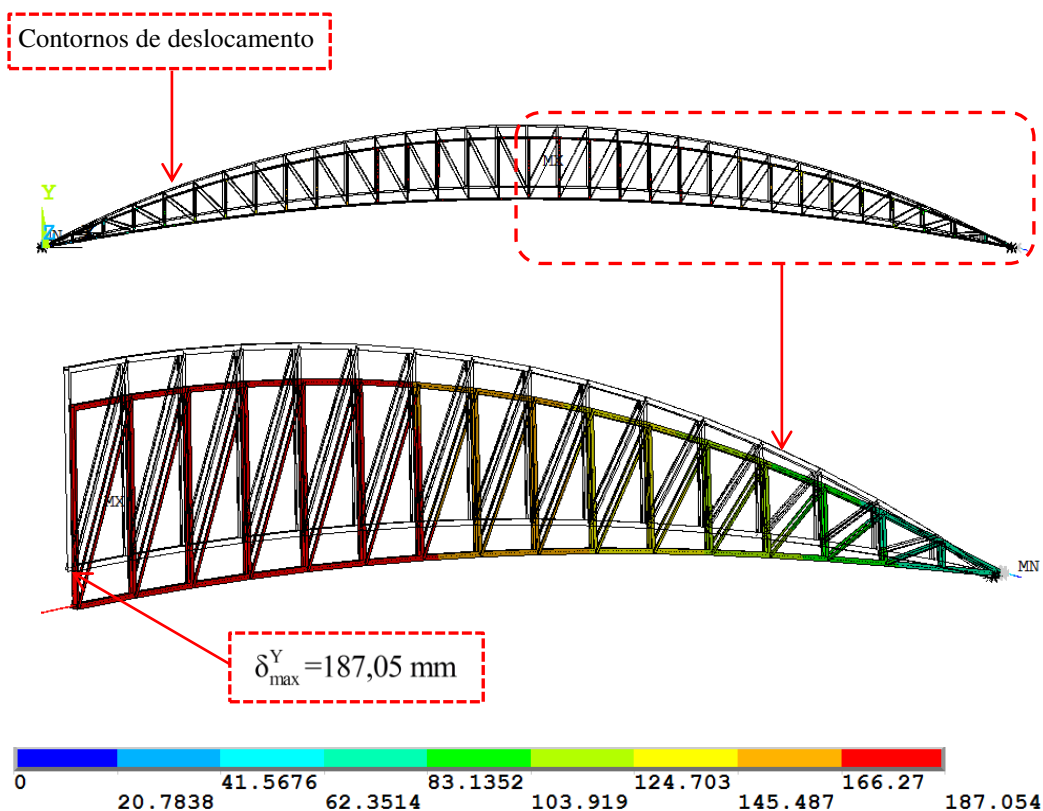


Figura 6.30 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 2 (C_{P120}).

6.5.2.2.

Evento 3: Carga combinação última normal (E_{P120})

Nesta análise foi realizada uma modelagem de uma treliça protendida de 120 m de vão com uma chapa de ancoragem padronizada de 22,4 mm. As Figuras 6.31 e 6.32 mostram as distribuições das tensões de *von Mises* e os deslocamentos máximos provocados pela carga de serviço permanente e pela carga variável devido à ação do vento e da força de protensão ótima (evento 3).

Nessa análise (Figura 6.31) observa-se que a maior tensão de *von Mises* (335,01 MPa) foi obtida na chapa de apoio de ancoragem à direita da treliça, ressaltando-se que a tensão obtida junto, ou mais próxima ao apoio da treliça protendida é de 111,68 MPa. Essa tensão é menor do que o valor de tensão limite de escoamento do material usado, ou seja, não há plastificação da estrutura. Além, disso, evidencia-se elevada distribuição das tensões de nas cordas superior e inferior, e menor nas diagonais da treliça, como pode ser visto na Figura 6.31.

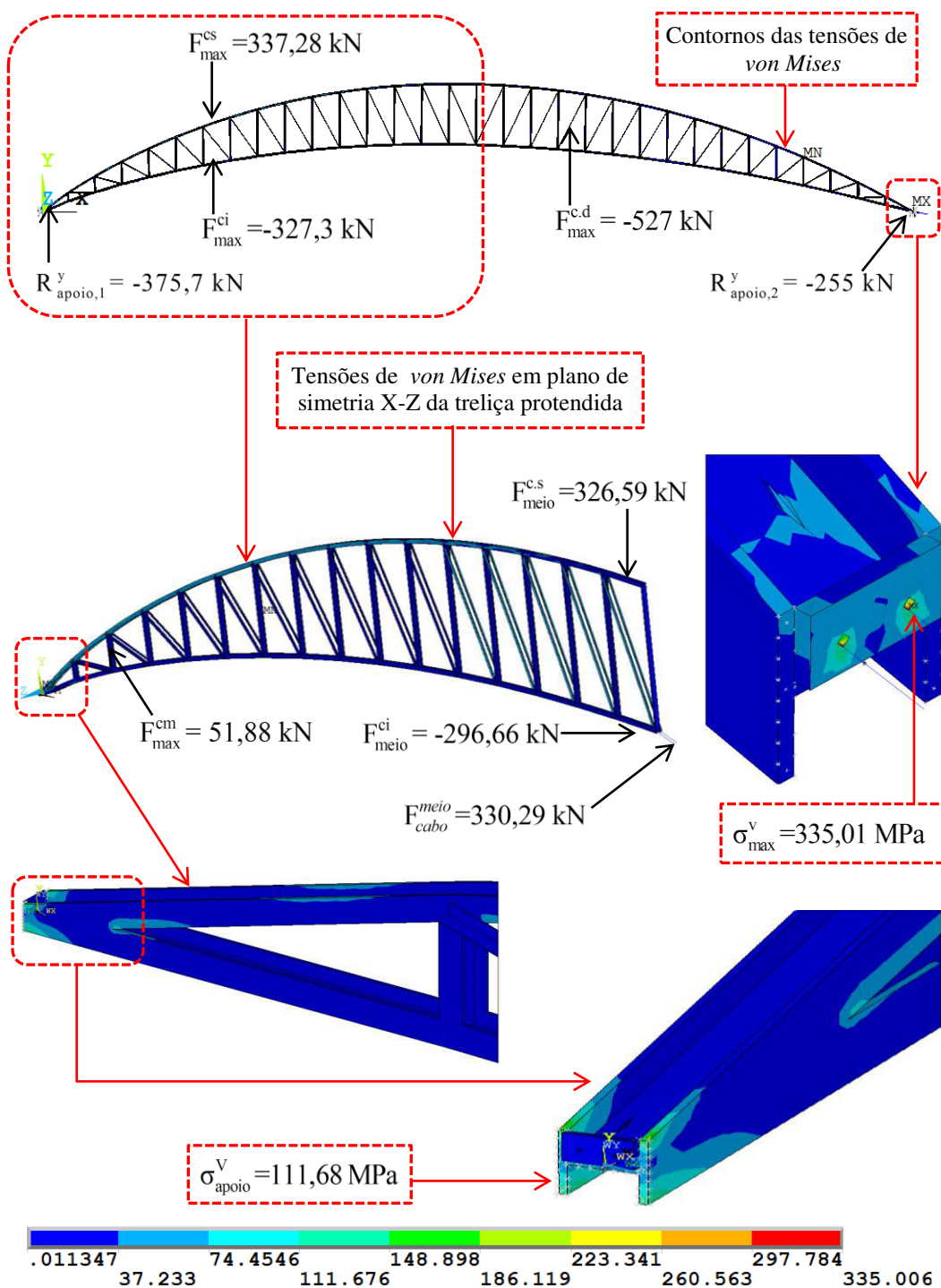


Figura 6.31 Distribuição das tensões de *von Mises* (em MPa) para o evento 3 (E_{P120})

Com a chapa padronizada de 22,4 mm para treliça protendida, para o evento 3 (carga permanente, ação do vento e força de protensão ótima) verificou-se que o deslocamento vertical máximo foi igual a 64,28 mm $< L/250$. O ponto onde isso ocorre está representado na Figura 6.32 com a nomenclatura MX. Convém notar que esse valor é inferior ao deslocamento máximo da estrutura recomendado (NBR-8800).

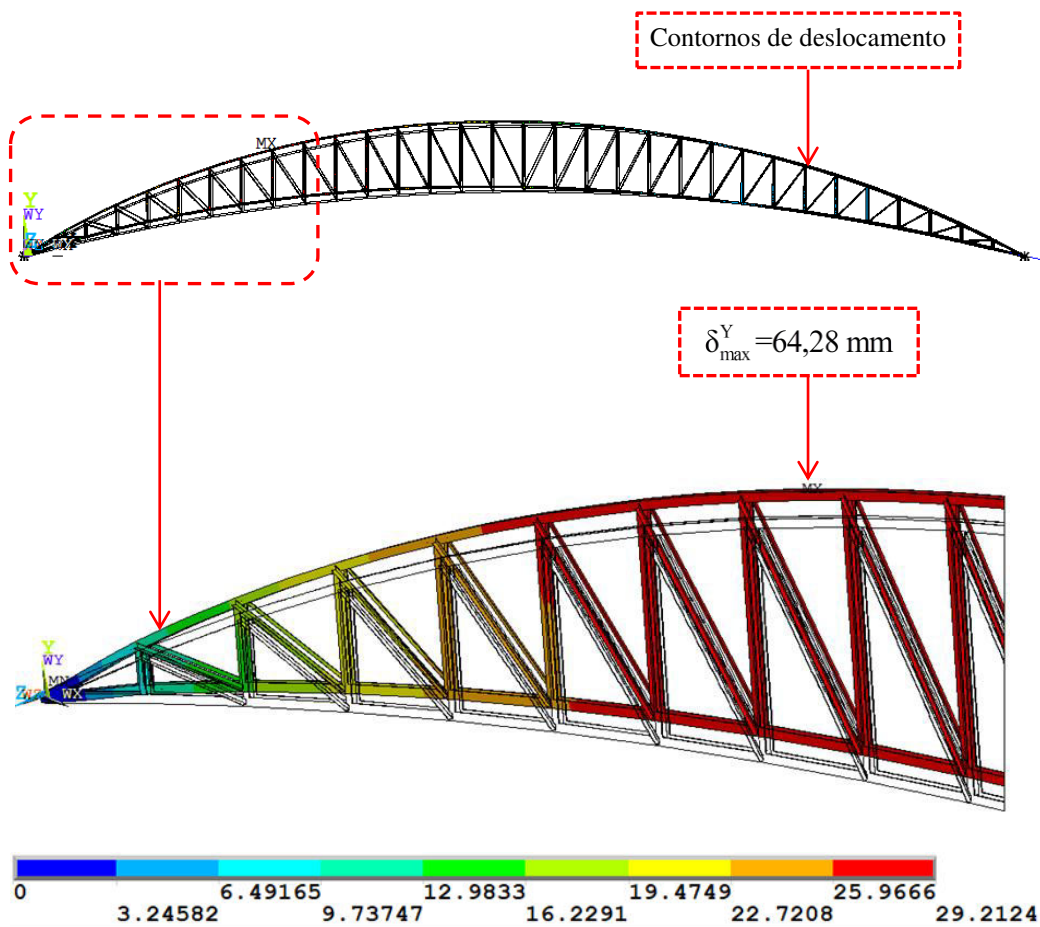


Figura 6.32 Vista lateral e perspectiva com plano de simetria X-Y: deslocamento U_y para o evento 3 (C_{P120}).

6.6.

Avaliação das forças nas cordas superior e inferior ao longo do vão obtidos na análise estática linear das treliças

Nas seguintes seções são apresentados os resultados dos esforços das cordas superior e inferior, em cada distância ao longo do vão para combinação de ações última normal, obtidos a partir de uma análise linear dos cinco modelos de treliças, sem e com força de protensão, já apresentados no capítulo 5. Para a determinação da solicitação foi utilizado o programa *ANSYS APDL* de análise por elementos finitos. As Figuras 6.34 a 6.38 apresentam resultados obtidos na modelagem numérica desenvolvida neste estudo, destacando-se os resultados das solicitações fatoradas nas cordas superior e inferior (F_d) normalizadas pelos valores de nível de protensão ótima ($F_d/P_{opt,c}$) e a redução dos valores da mesma com a presença da protensão.

Os valores apresentados estão desenhados na posição da seção central do respectivo trecho da corda e representados nos gráficos na mesma vertical (Figura 6.33). Também para facilidade de leitura dos gráficos são apresentados na Figura 6.34 dois exemplos de visualização dos resultados: um resultado da corda superior ($X=3,5$ m) e outro da corda inferior ($X=7,5$ m).

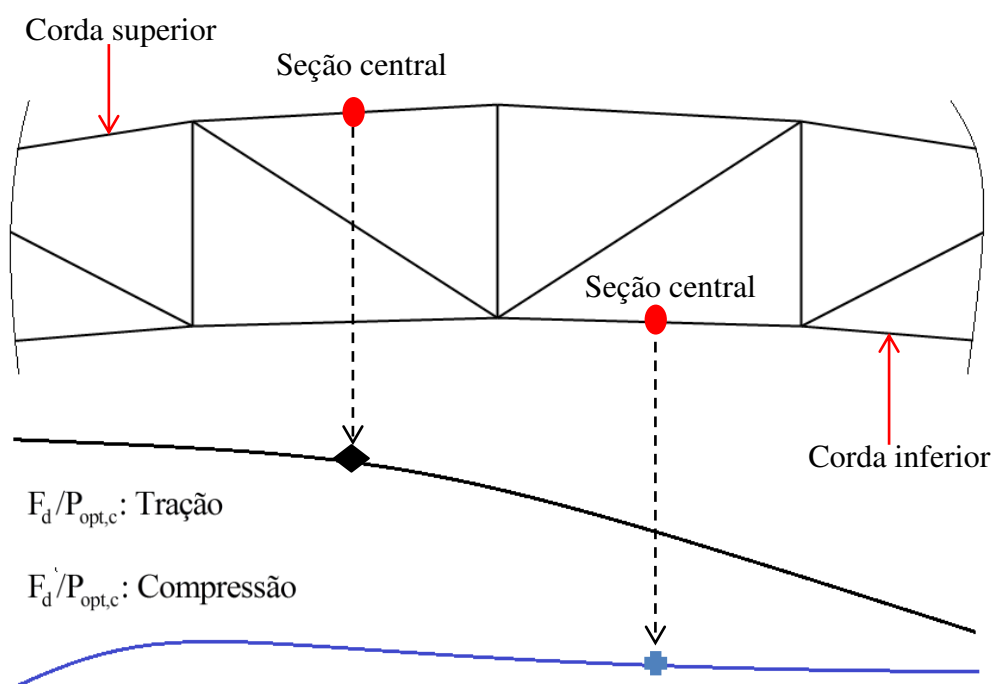


Figura 6.33 Corte da seção dos trechos das cordas superior e inferior para visualização dos resultados.

A Figura 6.4 apresenta os resultados para a treliça de 10 m com força de protensão de 65,37 kN. Para os valores para corda superior (traço) há uma redução de força normalizada de 1,81 a 0,83, ou seja, uma diferença de 54,15%. Para corda inferior (compressão) ocorre uma redução de 1,74 a 0,64, com uma diferença de 63,22%.

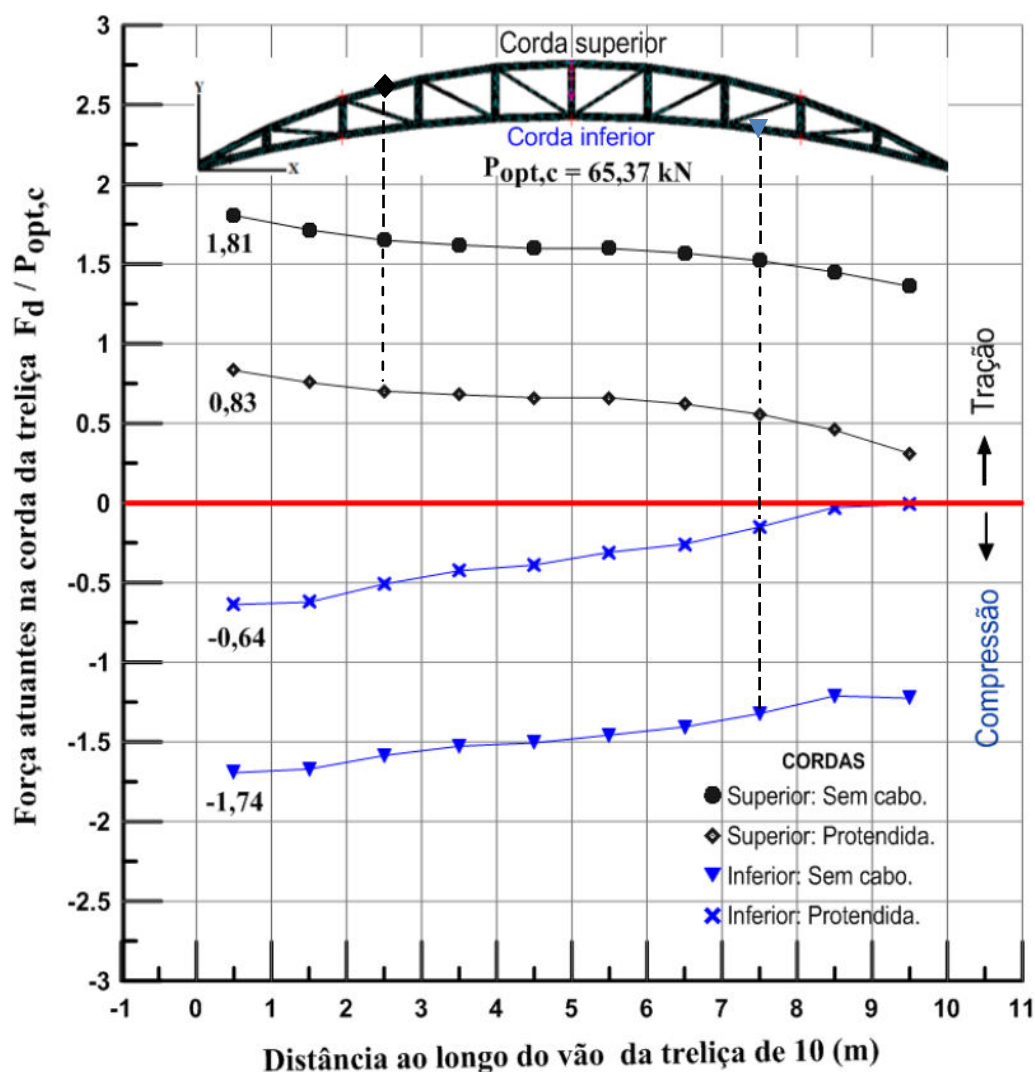


Figura 6.34 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 10 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.

A Figura 6.35 apresenta os resultados para a treliça de 20 m com força de protensão de 130,86 kN. Para os valores para corda superior (tração) há uma redução da força normalizada de 1,63 a 0,83, ou seja, uma diferença de 49,08%. Para corda inferior (compressão) ocorre uma redução de 1,52 a 1,01, com uma diferença de 33,55%.

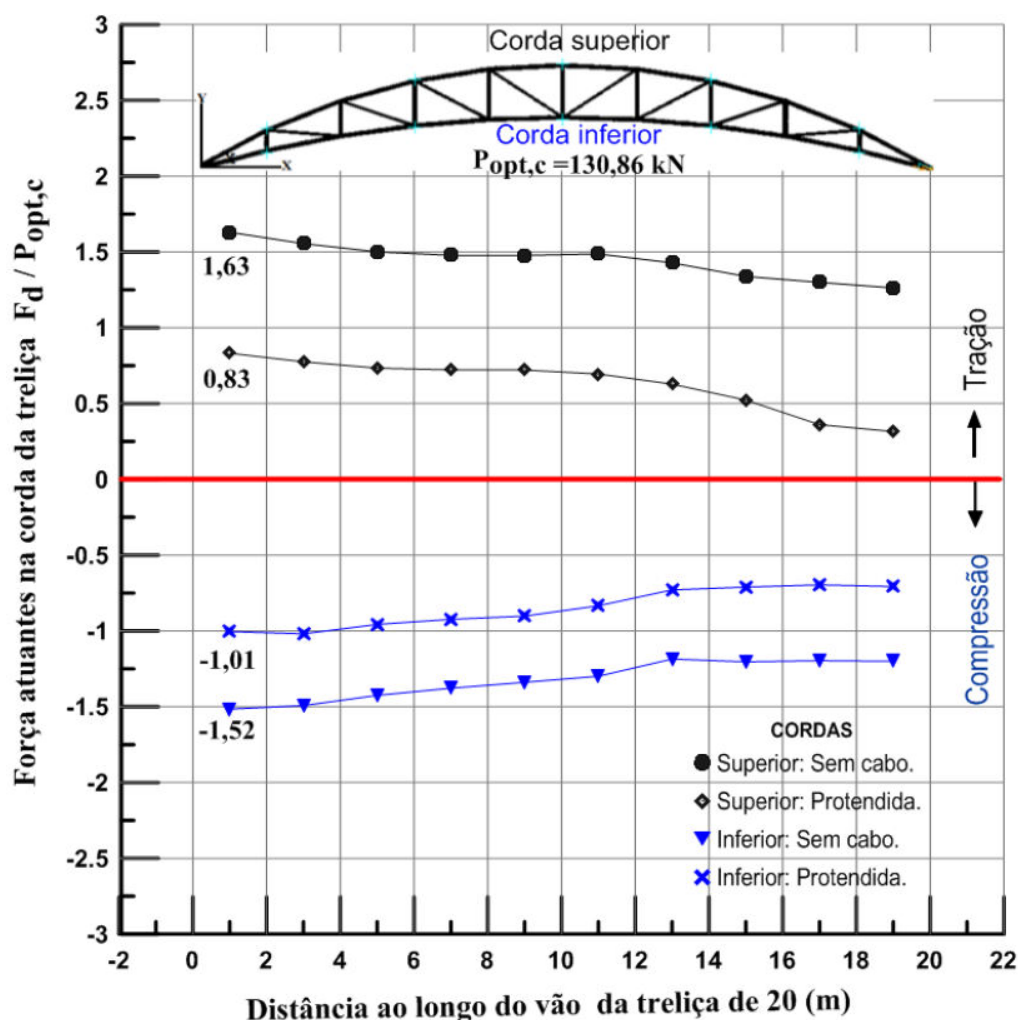


Figura 6.35 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 20 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.

A Figura 6.36 apresenta os resultados para a treliça de 40 m com força de protensão de 205,27 kN. Para os valores para corda superior (tração) há uma redução da força normalizada de 1,8 a 0,6, ou seja, uma diferença de 66,67 %. Para corda inferior (compressão) ocorre uma redução de 1,63 a 0,53, com uma diferença de 67,5%.

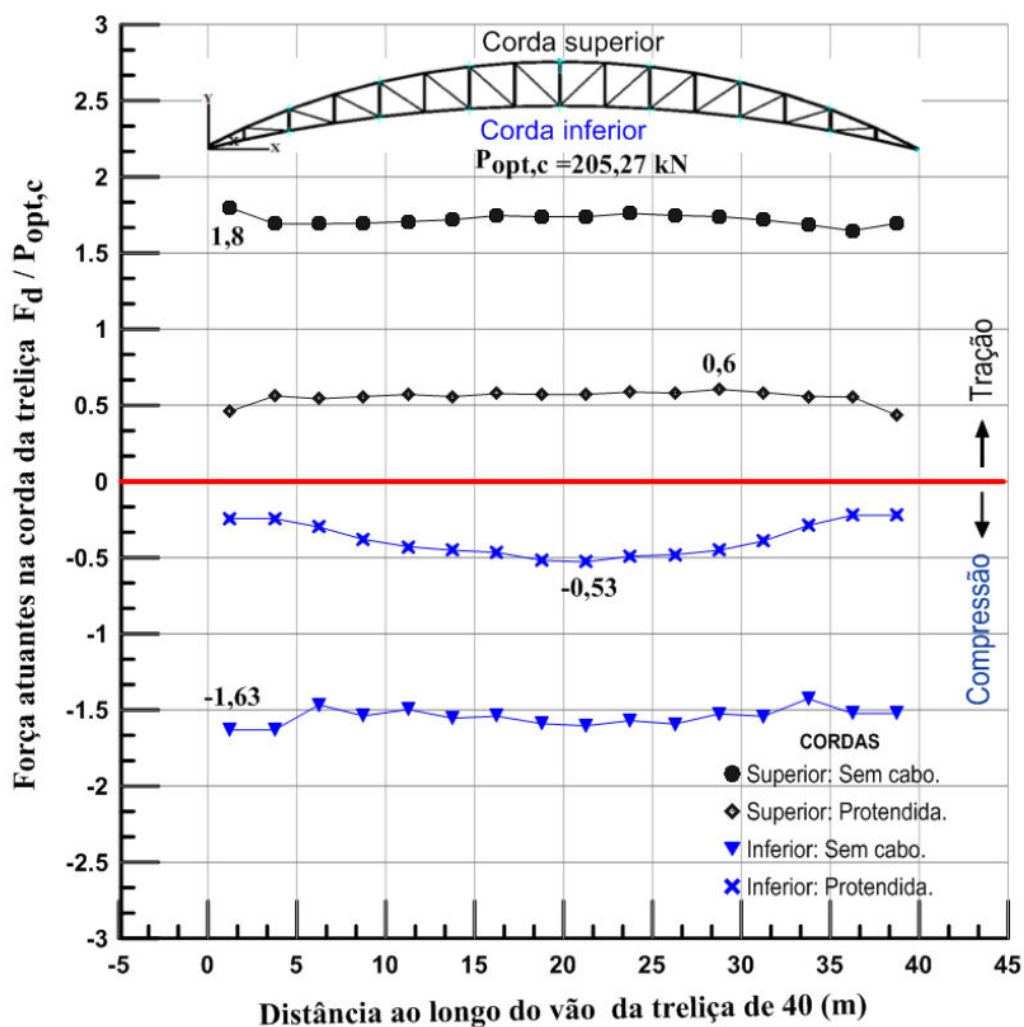


Figura 6.36 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 40 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.

A Figura 6.37 apresenta os resultados para a treliça de 80 m com força de protensão de 440,66 kN. Para os valores para corda superior (tração) há uma redução da força normalizada de 2,12 a 0,66, ou seja, uma diferença de 68,89 %. Para corda inferior (compressão) ocorre uma redução de 1,94 a 0,42, com uma diferença de 78,35%.

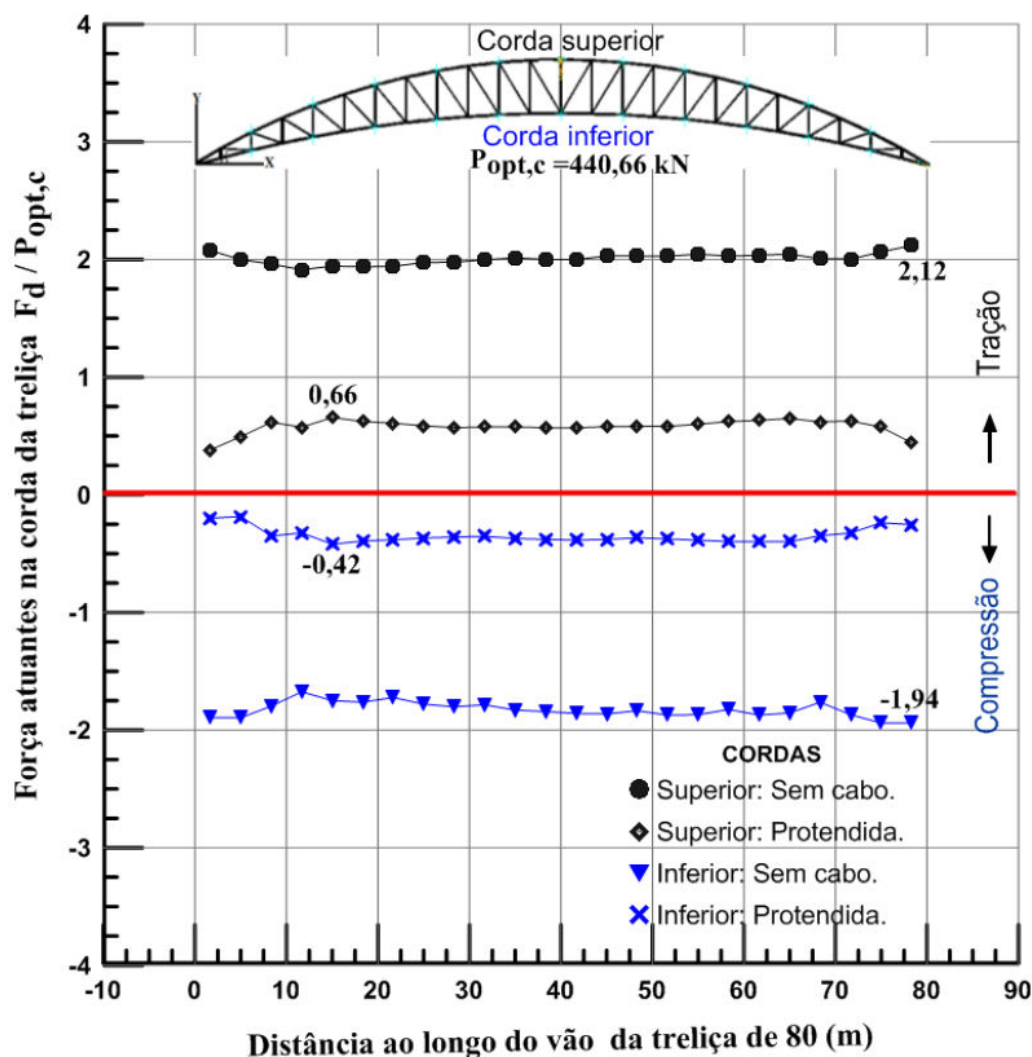


Figura 6.37 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 80 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.

A Figura 6.38 apresenta os resultados para a treliça de 120 m com força de protensão de 660,56 kN. Para os valores para corda superior (tração) há uma redução da força normalizada de 2,74 a 0,51, ou seja, uma diferença de 81,4%. Para corda inferior (compressão) ocorre uma redução de 2,64 a 0,19, com uma diferença de 92,8 %.

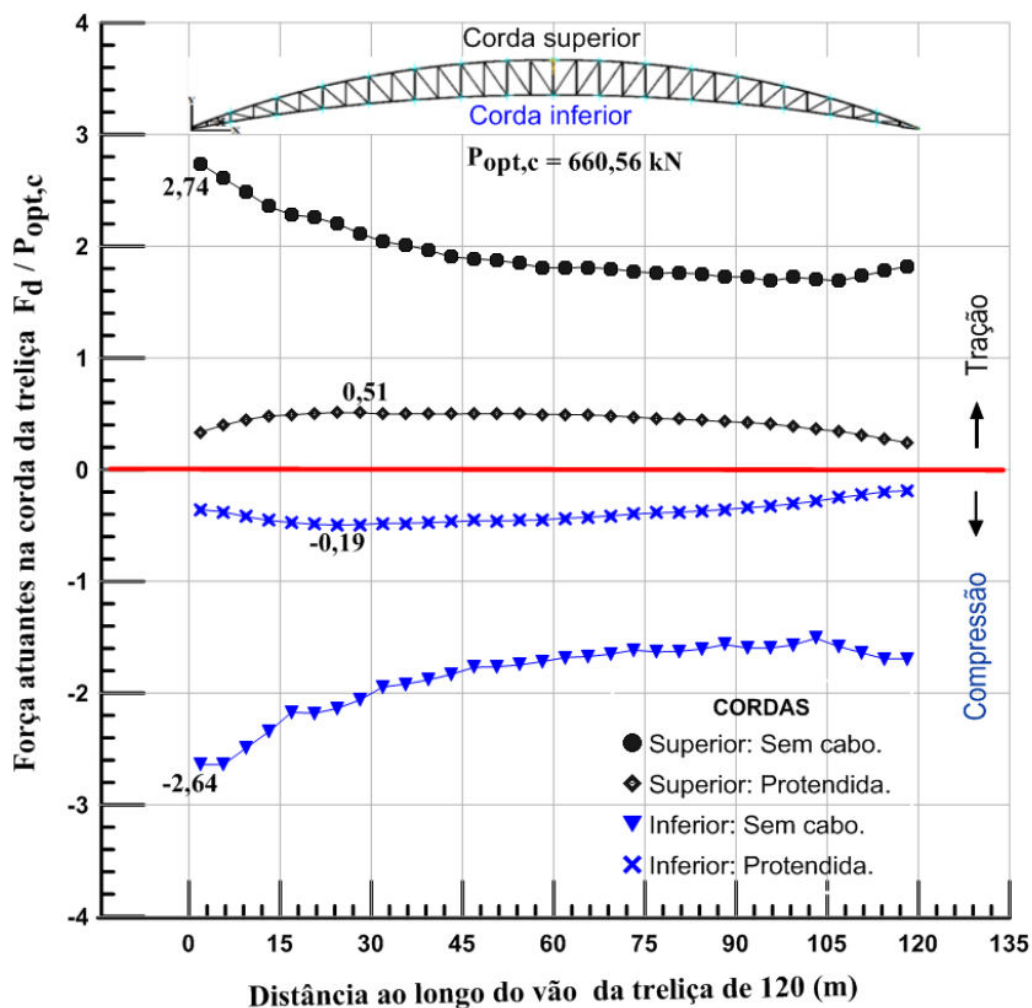


Figura 6.38 Forças fatoradas normalizadas atuantes nas cordas da treliça de 120 m de vão para as combinações de ações dos eventos 1 e 3.

As Tabelas 6.1 a 6.2 apresentam os resultados das forças normalizadas ($F_d / P_{opt,c}$) atuantes máximas nas cordas superior (tração) e inferior (compressão) para os diferentes modelos estruturais das treliças (sem e com o efeito da protensão).

Tabela 6.1 Força máxima normalizada atuante na corda superior.

Modelo	Forças de Protensão	Treliça sem cabo	Treliça Protendida	% Razão de força
	(kN)	$F_d/P_{opt,c}$	$F_d/P_{opt,c}$	
A ₁₀	65,37	1,81	0,83	54,14
B ₂₀	130,86	1,63	0,83	49,08
C ₄₀	205,27	1,80	0,60	66,67
D ₈₀	440,66	2,12	0,66	68,87
E ₁₂₀	660,56	2,74	0,51	81,39

Tabela 6.2 Força máxima normalizada atuante na corda inferior.

Modelo	Forças de Protensão	Treliça sem cabo	Treliça Protendida	% Razão de força
	(kN)	$F_d/P_{opt,c}$	$F_d/P_{opt,c}$	
A ₁₀	65,37	1,74	0,64	63,22
B ₂₀	130,86	1,52	1,01	33,55
C ₄₀	205,27	1,63	0,53	67,48
D ₈₀	440,66	1,94	0,42	78,35
E ₁₂₀	660,56	2,64	0,19	92,80

Nas Tabelas 6.1 e 6.2 são informados os valores das variações das forças máximas normalizadas em relação a forças de protensão ótima nas cordas superior e inferior das treliças, para os carregamentos associados aos eventos 1 e 3 (ver capítulo 4, item 4.4). Percebe-se a redução nas forças normalizadas para os modelos de treliças protendidas e, além disso, nota-se, à medida que o vão aumenta, maior ganho de forças normalizadas. Também se observa que os resultados da corda inferior apresentam maior relação de força que na corda superior, devido ao posicionamento dos cabos de protensão, que estão presentes na corda inferior. Vale ressaltar que, para treliça de 20 m mostra menor valor de redução de força, pois os perfis utilizados na modelagem são os mesmos que foram empregados na treliça de 10 m de vão. Tais perfis são as menores bitolas comerciais existentes no Brasil.

6.7.

Análise dos resultados das solicitações máximas obtidos na análise linear das treliças investigada

Nas seguintes seções são apresentados os resultados das solicitações e deslocamentos obtidos a partir de uma análise linear dos cinco modelos de treliças já apresentados no capítulo 5 (A_{10} , B_{20} , C_{40} , D_{80} e E_{120}). Para a determinação das tensões, forças e deslocamentos foi utilizado o programa *ANSYS APDL* de elementos finitos.

6.7.1.

Análise dos valores das forças

A Figura 6.39 apresenta as variações das forças de tração solicitantes máximas nas barras da corda superior para diferentes modelos estruturais da treliça protendida e da treliça sem protensão. Observa-se a diminuição significativa das forças com base no emprego da protensão, como ilustrado na Figura 6.33. A partir dos resultados obtidos na modelagem numérica desenvolvida neste estudo destacam-se:

- a) o modelo estrutural A_{10} apresenta uma redução de força que passa de 118,04 kN a 54,41kN, ou seja, uma diferença de 53,9% (Figura 6.39);
- b) no modelo estrutural B_{20} apresenta uma redução de força de 213,28 kN para 108,79 kN, ou seja, uma diferença de 49% (Figura 6.39);
- c) no modelo estrutural C_{40} apresenta uma redução de força 368,94 kN para 124,61 kN, ou seja, uma diferença de 66,2% (Figura 6.39);
- d) no modelo estrutural D_{80} apresenta uma redução de força de 934,01 kN para 289,21 kN, ou seja, uma diferença de 69% (Figura 6.39);
- e) no modelo estrutural E_{120} apresenta uma redução de força de 1.807,55kN a 337,38 kN, ou seja, uma diferença de 81,3% (Figura 6.39).

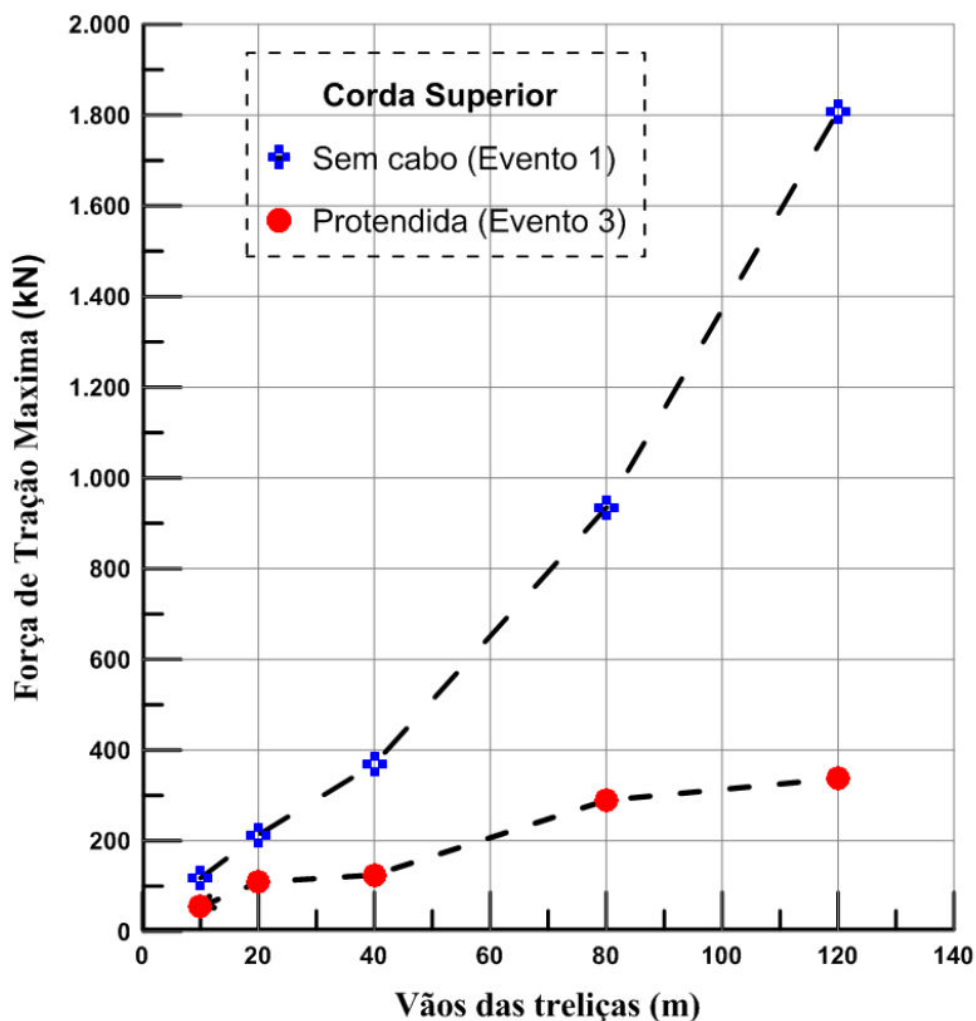


Figura 6.39 Forças de tração máximas solicitantes da corda superior para diferentes modelos.

Em seguida a Figura 6.40 apresenta as variações das forças de compressão solicitantes máximas nas barras da corda inferior para diferentes modelos estruturais da treliça protendida e da treliça sem protensão. Verifica-se a diminuição das forças com uso da protensão, como apresentado na Figura 6.34. A partir dos resultados obtidos na modelagem numérica destaca-se:

- para o modelo estrutural A₁₀ ocorre uma redução de força que passa de 110,7 kN para 41,25 kN, ou seja, uma diferença de 62,7% (Figura 6.40);
- o modelo estrutural B₂₀ ocorre uma redução de força de 198,34 kN a 132,25 kN, ou seja, uma diferença de 33,3% (Figura 6.40);

c) o modelo estrutural C_{40} apresenta uma redução de força de 334,75 kN a 108,5 kN, ou seja, uma diferença de 68,6% (Figura 6.40);

d) o modelo estrutural D_{80} ocorre uma redução de força de 854,58 kN a 184,83 kN, ou seja, uma diferença de 78,4% (Figura 6.40);

e) o modelo estrutural E_{120} ocorre uma redução de força de 1.744,66 kN a 327,3 kN, ou seja, uma diferença de 81,2% (Figura 6.40).

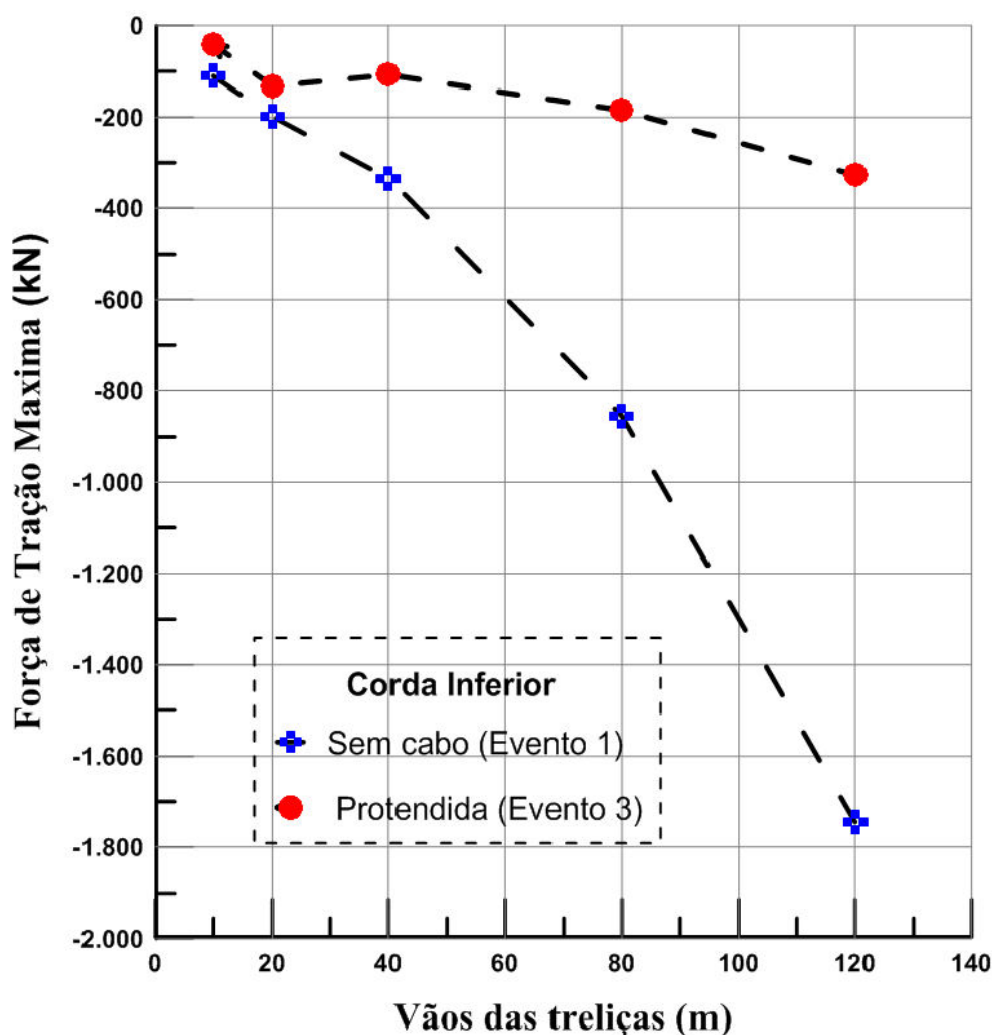


Figura 6.40 Forças de compressão máximas solicitantes da corda inferior para diferentes modelos.

As Tabelas 6.3 a 6.4 apresentam os resultados obtidos com o emprego do programa *ANSYS APDL*, no que diz respeito às forças máximas nas cordas superior e inferior e os deslocamentos no centro do vão para os diferentes modelos estruturais de treliça (sem e com o efeito da protensão). Ressalta-se que efeito da protensão influenciou de uma maneira significativa as forças da estrutura.

Tabela 6.3 Força máxima atuante na corda superior.

Modelo	Treliça sem cabo	Treliça Protendida	% Razão de força
	(Evento 1) (kN)	(Evento 3) (kN)	
A ₁₀	118,04	54,41	53,9
B ₂₀	213,28	108,79	48,99
C ₄₀	368,94	124,61	66,22
D ₈₀	934,01	289,21	69,04
E ₁₂₀	1.807,55	337,28	81,33

Tabela 6.4 Força máxima e deslocamento atuante na corda inferior.

Modelo	Treliça sem cabo (Evento 1)		Treliça Protendida (Evento 3)		% Razão de força
	Força (kN)	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Deslocamento (mm)	
A ₁₀	-110,7	14,81	-41,25	1,63	62,74
B ₂₀	-198,34	60,69	-132,25	3,96	33,32
C ₄₀	-334,75	110,87	-108,05	7,72	68,62
D ₈₀	-854,58	276,3	-184,87	23,93	78,37
E ₁₂₀	-1.744,66	379,03	-327,28	64,28	81,24

6.8.

Análise dos valores de tensões

Com base nas simulações numéricas realizadas, a Tabela 6.5 mostra o resumo dos resultados obtidos no que diz respeito às tensões máximas de *von Mises*, para os diferentes modelos estruturais de treliça (sem e com o efeito da protensão). Ressalta-se que o efeito da protensão influenciou de maneira significativa nas tensões das estruturas. A partir dos resultados obtidos na modelagem numérica desenvolvida neste estudo são destacados os itens a seguir descritos.

a) para o modelo estrutural A₁₀ tem uma redução de tensão que passa de 345,14 MPa para 166,26 MPa, ou seja, uma diferença de 51,83% (Tabela 6.5);

b) o modelo estrutural B₂₀ tem uma redução de tensão que passa de 345,53 MPa para 181,55 MPa, ou seja, uma diferença de 47,31% (Tabela 6.5);

c) o modelo estrutural C₄₀ tem uma redução de tensão que passa de 345,26 MPa para 121,24 MPa, ou seja, uma diferença de 64,88% (Tabela 6.5);

d) o modelo estrutural D₈₀ tem uma redução de tensão que passa de 348,1 MPa para 111,74 MPa, ou seja, uma diferença de 67,9% (Tabela 6.5);

e) o modelo estrutural E₁₂₀ tem uma redução de tensão que passa de 351,78 MPa para 111,68 MPa, ou seja, uma diferença de 68,25% (Tabela 6.5);

Tabela 6.5 Tensão máxima de *von Mises*.

Modelo	Treliça sem cabo	Treliça Protendida	Relação de Tensão
	(Evento 1) (MPa)	(Evento 3) (MPa)	(%)
A ₁₀	345,14	166,26	51,83
B ₂₀	345,53	181,55	47,31
C ₄₀	345,26	121,24	64,88
D ₈₀	348,1	111,74	67,9
E ₁₂₀	351,78	111,68	68,25

Os resultados apresentados nas Tabelas 6.3 até 6.5 mostram as variações de esforços máximos nas cordas superior (tração) e inferior (compressão) da treliça. Observa-se que o efeito de protensão tende a proporcionar uma grande redução de esforço solicitante nas barras da treliça. Esses resultados confirmam as conclusões de *Belenya* (1997) e de *Troitsky* (1990) de que os sistemas de treliças protendidas são eficientes para grandes vãos e resultam em estruturas mais leves e econômicas e o uso de protensão também oferece grande redução de deslocamentos verticais da estrutura.

7

Análise estática não linear das treliças

Conforme citado no capítulo cinco deste trabalho, esta seção apresenta os resultados obtidos na análise não linear das treliças sem e com protensão. O objetivo, é avaliar o comportamento estrutural dos modelos até a ruptura.

Para esta análise não linear o programa *ANSYS 15.0* [11] utiliza o método de *Newton-Raphson* para resolução do sistema de equações não lineares. Esse método se baseia na divisão de deslocamento em uma série de incrementos, sendo aplicados em vários passos de deslocamento. Em cada etapa de aplicação de deslocamento, uma configuração de equilíbrio é gerada e um novo incremento é aplicado até se concluir o número total de incrementos.

Para se obter a curva carga *versus* deslocamento vertical foi aplicado um controle direto de deslocamento prescrito na corda superior no meio do vão da treliça biapoada. Um esquema do deslocamento imposto é apresentado na Figura 7.1, onde a carga de vento de elevação na treliça de arcos induz forças de compressão adicionais na corda inferior de protensão, que está fixa de um lado e apoiada em rolos do outro. Para todos os modelos de treliças foram aplicados deslocamentos e etapas de cargas diferentes. Como resposta foram obtidas forças correspondentes tanto na fase elástica quanto na fase não elástica.

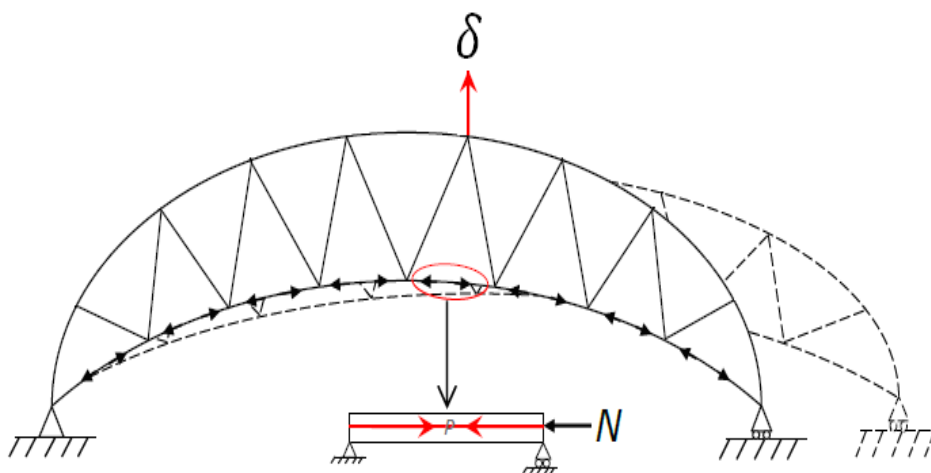


Figura 7.1 Esquema de controles de deslocamento vertical (Fida, 2015).

Conforme a análise a seguir são verificadas as diferenças do deslocamento vertical e das forças máximas dos modelos apresentados neste trabalho, aumentando-se a intensidade da força de protensão desde o valor mínimo até o valor ótimo.

7.1.

Análise não linear da treliça de 10 m de vão

A análise não linear para a treliça de 10 m de vão sem e com protensão foi executada a partir da aplicação de deslocamento no centro da treliça, na direção do eixo x de nó piloto, onde se está simulando-se a ação do vento nessa direção. Na Figura 7.2 são mostrados um modelo de treliça, as condições de contorno e aplicação do deslocamento. Também é mostrada uma ampliação da estrutura na parte em que está aplicando o deslocamento. Observa-se que há simetria do modelo em relação ao eixo paralelo a z no meio do vão.

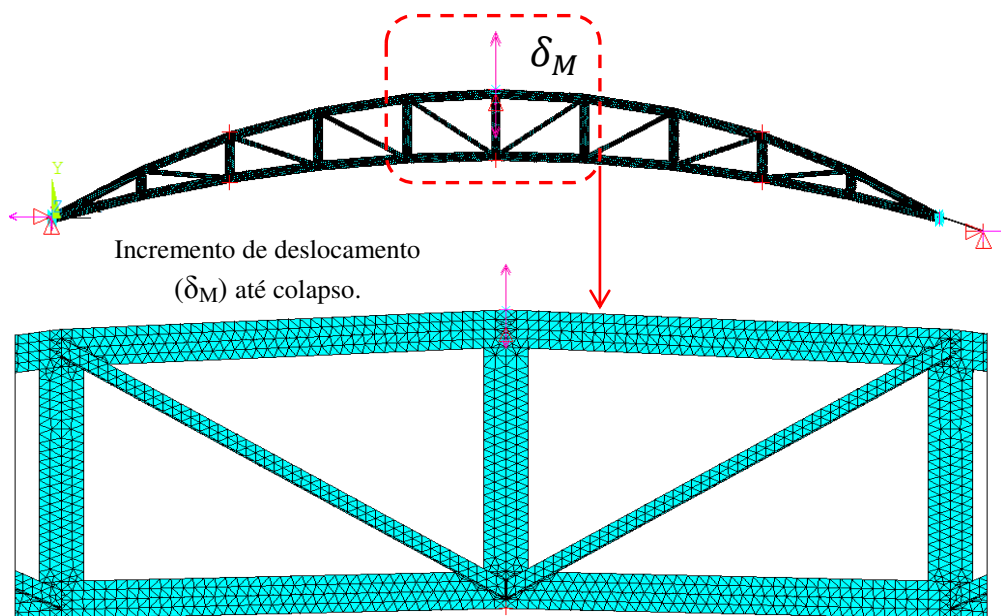


Figura 7.2 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça A₁₀.

A Figura 7.3 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento da treliça de 10m em forma de arco sem o uso da força de protensão (ver capítulo 4, item 4.2) e com protensão na corda inferior, onde o carregamento foi aplicado por meio de incremento de deslocamento vertical até atingir a rupturas da treliça utilizando-se como critério de convergência a norma de deslocamentos. É possível observar que as curvas com protensão são muito similares, além de terem cargas máximas superiores à curva da treliça sem protensão.

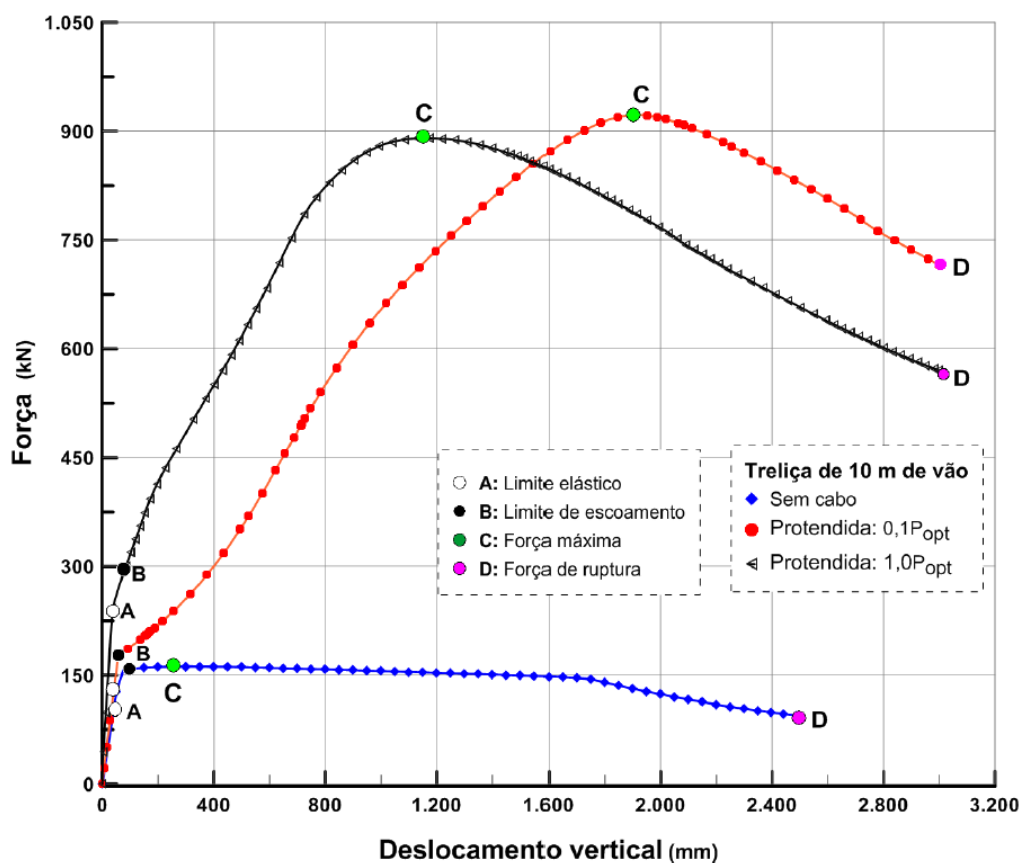


Figura 7.3 Força versus deslocamento vertical do meio do vão de A_{10} sem e com protensão.

Na Figura 7.3, referente às curvas, são traçados os pontos A (limite elasticidade), B (limite de escoamento), C (força máxima) e D (força de ruptura) são mostradas as forças e deslocamentos em trecho linear e não linear nas treliças sem e com protensão de 10 m. Na sequência do estudo das Figuras 7.4 até 7.12 mostram os resultados das tensões correspondentes às forças e deslocamentos dos pontos das curvas.

7.1.1.

Treliça de 10 m sem protensão (A_{10})

Nas Figuras 7.4 até 7.7 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* (Critério de plastificação) para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado, obtidas a partir da análise não linear física para a treliça de 10 m de vão sem protensão, provocada pelo deslocamento aplicado no centro da treliça. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.3, são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos a Figura 7.4 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.3, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 323,58 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 157,68 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical $\partial_{M,A}$ de 75 mm. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento do material usado. Também se nota que o apoio da treliça sem protensão apresenta grandes concentrações de tensões, no qual a maior tensão *de von Mises* resultou em 348,72 MPa. Esse valor excede o valor limite de escoamento e, portanto, a treliça começa a plastificar nesta área.

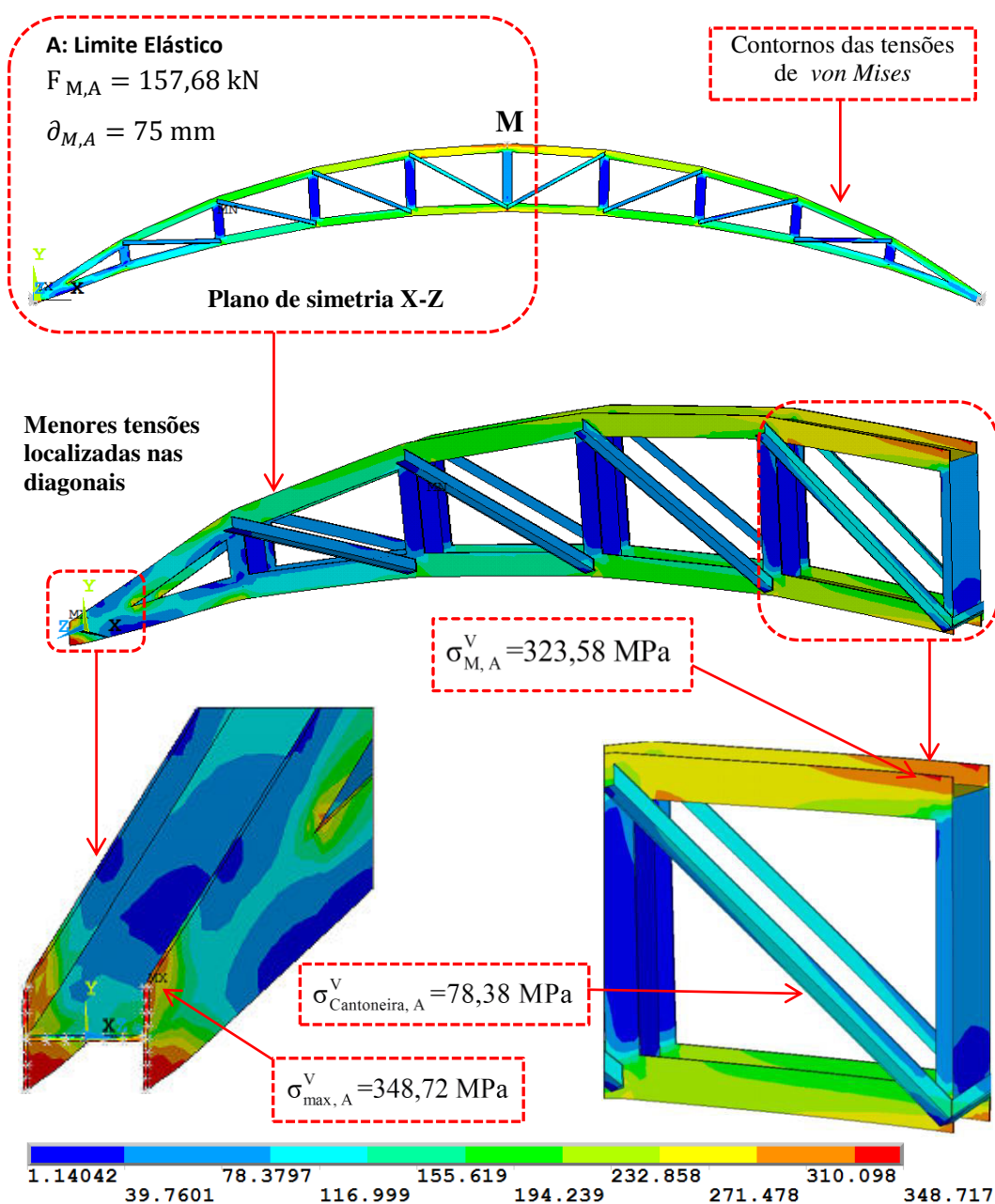


Figura 7.4 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (A_{10}).

2. Ponto B: na Figura 7.5 verifica-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.3). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 338,24 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 158,92 kN) para um deslocamento vertical de 100 mm. Essa tensão é menor que o valor da tensão limite de escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura. Vale ressaltar que, na região do apoio, identifica-se a elevada distribuição de 351,75 MPa, que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento, fazendo com que a estrutura continue plastificando nesta zona.

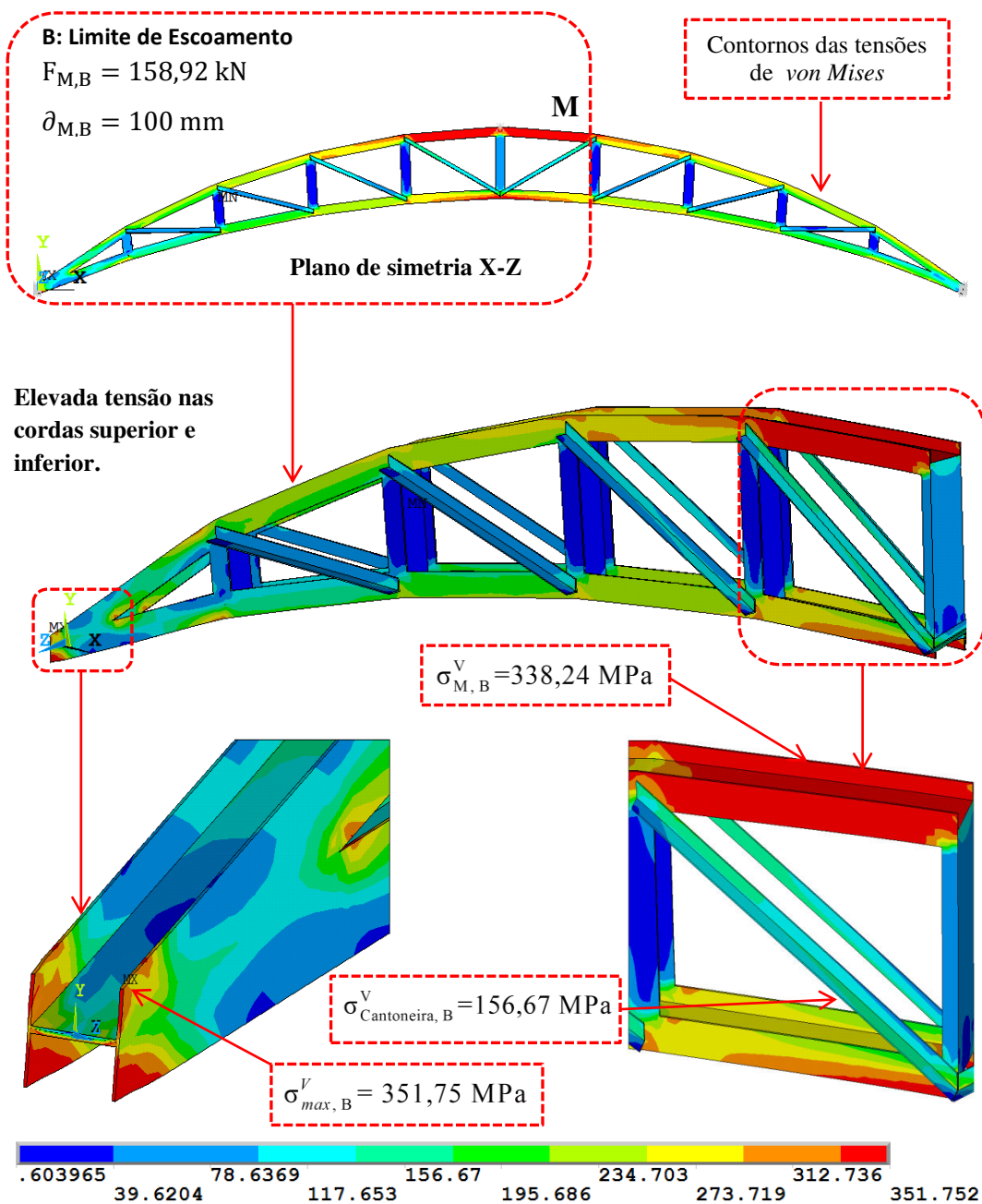


Figura 7.5 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (A_{10}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões *de von Mises* da Figura 7.6 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.3, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 353,95 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um deslocamento vertical ∂_M de 325 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 161,83 kN. Esta tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento, ou seja, a estrutura plastifica. Vale ressaltar que, na região do apoio, observa-se a máxima distribuição de 365,18 MPa e, conseqüentemente, a estrutura continua plastificando nesta zona de apoio. Também foi verificada uma elevada distribuição de tensões nas cordas superior e inferior da treliça.

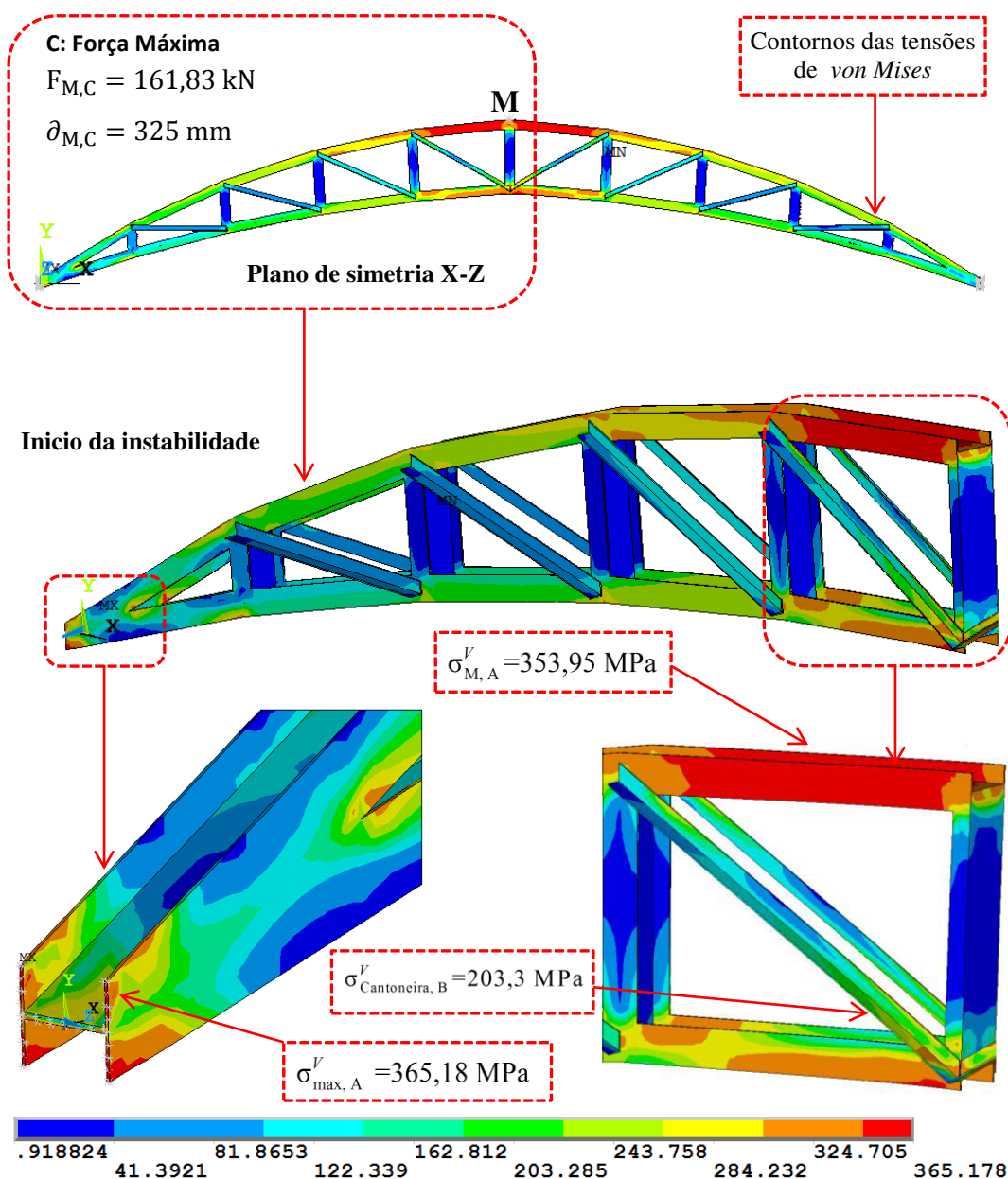


Figura 7.6 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto C (A_{10}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.7, referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.3, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 464,54 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical ∂_M , de 2.462,4 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 95,47 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais apresentam estrangulamento e redução da seção. Ressaltando-se que a tensão máxima obtida é de 493,736 MPa, o ponto onde isto ocorre está representado (Figura 7.7) com a nomenclatura MX.

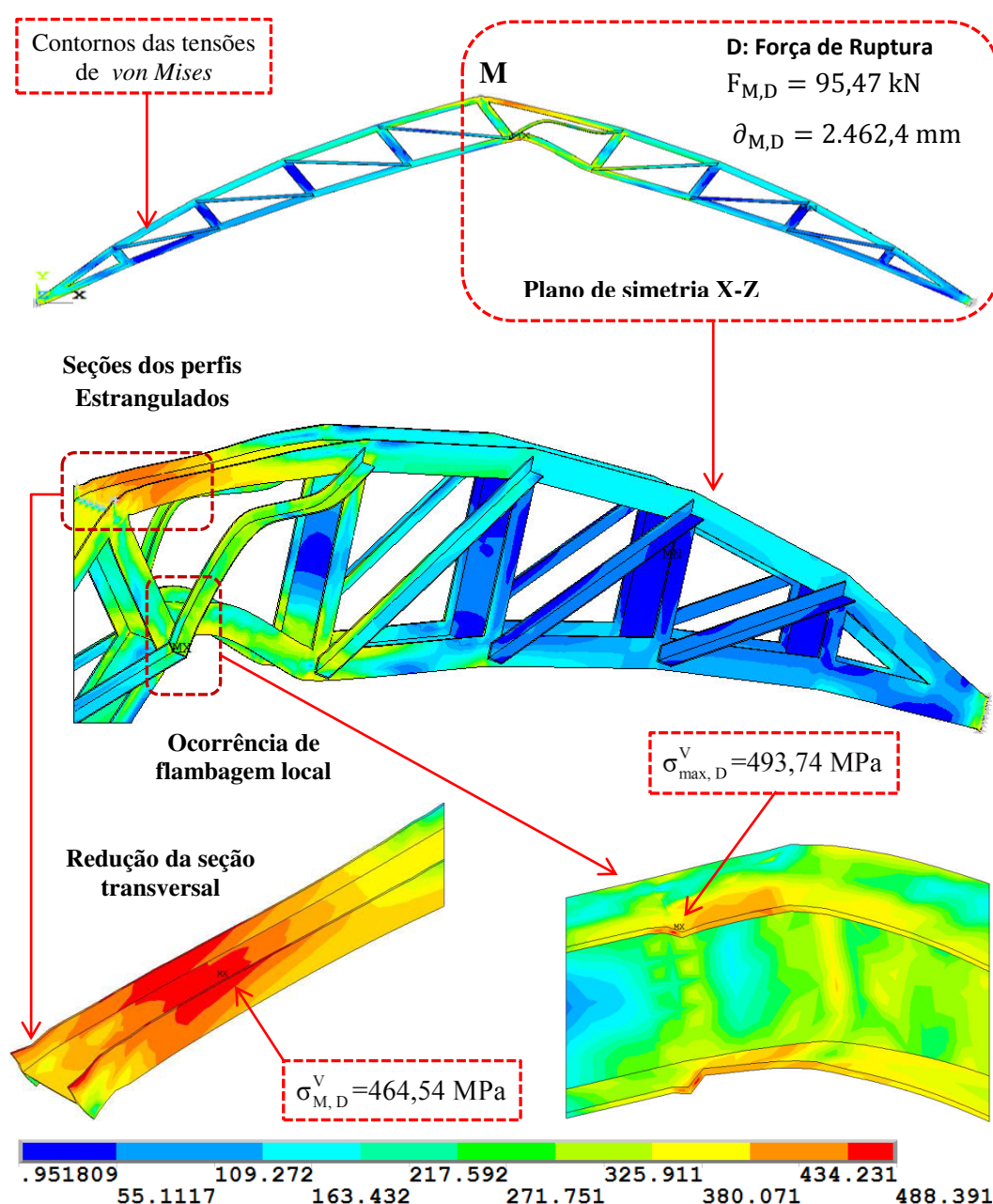


Figura 7.7 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (A₁₀).

7.1.2.

Treliça de 10 m protendida (A_{P10})

Neste item são apresentados os resultados da análise não linear física para treliça protendida de 10 m de vão, para vários níveis de força de protensão (Figura 7.8). Os resultados da análise com protensão ótima (65,37 kN) são indicados nas Figuras 7.8 a 7.11. Estas Figuras apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para cada ponto da curva da força *versus* deslocamento vertical, em decorrência do deslocamento aplicado no centro (ponto M) da treliça.

7.1.2.1.

Análise dos níveis de força de protensão para o modelo A_{P10}

Fazendo uso de cinco variações de forças de protensão ($0,1P_{opt}$; $0,25P_{opt}$; $0,50P_{opt}$; $0,75P_{opt}$ e P_{opt}), a treliça protendida foi modelada com a finalidade de analisar o comportamento da estrutura à medida que o nível da força aumenta, até a sua ruptura para cada nível de protensão. Os resultados são apresentados na Figura 7.8, onde são confrontados os deslocamentos e as forças.

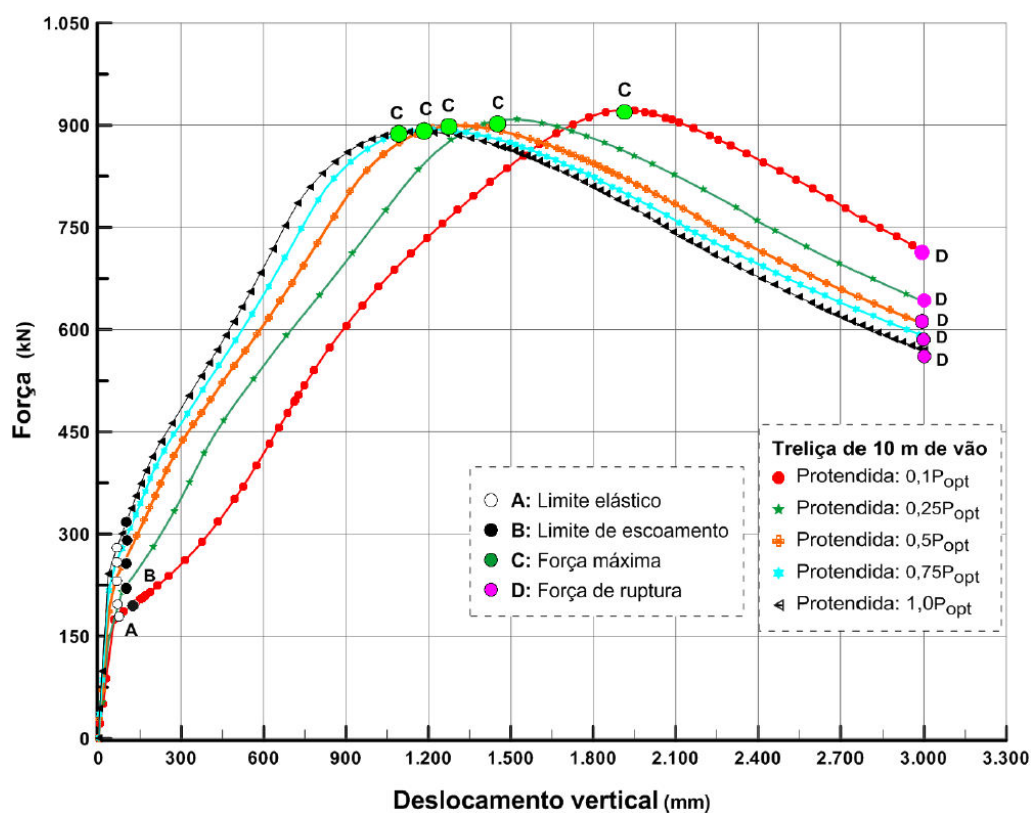


Figura 7.8 Força versus deslocamento vertical do meio do vão da A_{P10} para vários níveis de protensão.

A Figura 7.8 apresenta gráficos de forças *versus* deslocamentos para diferentes níveis de força de protensão obtidas a partir de uma análise não linear física, onde os pontos característicos das curvas são analisados. As principais informações obtidas nestes gráficos são destacadas a seguir:

1. Ponto A correspondente ao limite elástico

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para $0,25P_{opt}$, as forças aumentam de 181,19 kN (com deslocamento 72,64 mm) a 202,4 kN (com deslocamento de 60 mm), ou seja, um acréscimo de 11,7 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,25P_{opt}$ para $0,5 P_{opt}$, as forças aumentam de 202,4 kN (com deslocamento 60 mm) a 232,8 kN (com deslocamento de 60 mm), ou seja, um acréscimo de 15,02 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,5P_{opt}$ para $0,75P_{opt}$, as forças aumentam de 232,8 kN (com deslocamento 60 mm) a 255,3 kN (com deslocamento de 60 mm), ou seja, um acréscimo de 9,67 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,75P_{opt}$ para P_{opt} , as forças aumentam de 255,3 kN (com deslocamento 60 mm) a 273,265 kN (com deslocamento de 60 mm), ou seja, um acréscimo de 7,04 %.

2. Ponto B correspondente ao limite de escoamento

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para $0,25P_{opt}$, as forças aumentam de 185,95 kN (com deslocamento 89,47 mm) a 215,15 kN (com deslocamento de 84 mm), ou seja, um acréscimo de 15,71 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,25P_{opt}$ para $0,5P_{opt}$, as forças aumentam de 215,15 kN (com deslocamento 84 mm) a 252,11 kN (com deslocamento de 84 mm), ou seja, um acréscimo de 17,18 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,5P_{opt}$ para $0,75P_{opt}$, as forças aumentam de 252,11 kN (com deslocamento 84 mm) a 279,14 kN (com deslocamento de 84 mm), ou seja, um acréscimo de 10,72 %.

Para uma variação de forças de protensão de $0,75P_{opt}$ para P_{opt} , as forças aumentam de 279,14 kN (com deslocamento 84 mm) a 300,12 kN (com deslocamento de 84 mm), ou seja, um acréscimo de 7,51 %.

3. Ponto C correspondente à força máxima (Inicia da instabilidade)

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para $0,25P_{opt}$, as forças diminuem de 922,32 kN (com deslocamento 1.905,39 mm) para 908,75 kN (com deslocamento de 1.492,93 mm), ou seja, uma redução de 1,47%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,25P_{opt}$ para $0,5P_{opt}$, as forças diminuem de 908,75 kN (com deslocamento 1.492,93 mm) a 899,44 kN (com deslocamento de 1.295,2 mm), ou seja, uma redução de 1,02%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,5P_{opt}$ para $0,75P_{opt}$, as forças diminuem de 899,44 kN (com deslocamento 1.295,2 mm) a 893,71 kN (com deslocamento de 1.217,09 mm), ou seja, uma redução de 0,64%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,75P_{opt}$ para P_{opt} , as forças diminuem de 893,71 kN (com deslocamento 1.217,09 mm) a 890,51 kN (com deslocamento de 1.151,63 mm), ou seja, uma redução de 0,36%.

4. Ponto D correspondente à força de ruptura final:

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para $0,25P_{opt}$, as forças diminuem de 715,34 kN (com deslocamento 3.000 mm) para 640,88 kN (com deslocamento de 3.000 mm), ou seja, uma redução de 10,41%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,25P_{opt}$ para $0,5P_{opt}$, as forças diminuem de 640,88 kN (com deslocamento 3.000 mm) a 608,03 kN (com deslocamento de 3.000 mm), ou seja, uma redução de 5,13%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,5P_{opt}$ para $0,75P_{opt}$, as forças diminuem de 608,03 kN (com deslocamento 3.000 mm) a 590,35 kN (com deslocamento de 3.000 mm), ou seja, uma redução de 2,91%.

Para uma variação de forças de protensão de $0,75P_{opt}$ para P_{opt} , as forças diminuem de 590,35 kN (com deslocamento 3.000 mm) a 569,79 kN (com deslocamento de 3.000 mm), ou seja, uma redução de 3,48%.

A Tabela 7.1 apresenta um resumo dos resultados obtidos a partir dos níveis de protensão para a treliça de 10 m, no que diz respeito às forças protendidas nos pontos de limite elástico, de escoamento, de força máxima e de ruptura da análise não linear física. Ressalta-se que o efeito da protensão influenciou significativamente as forças da estrutura.

Tabela 7.1 Níveis de força de protensão da treliça A_{10} .

Pontos das curvas	$0,1 P_{opt}$	$0,25 P_{opt}$	$0,50 P_{opt}$	$0,75 P_{opt}$	$1,0 P_{opt}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
A	181,19	202,4	232,8	255,3	273,27
B	185,95	215,15	252,11	279,14	300,12
C	922,32	908,75	899,44	893,71	890,51
D	715,34	640,88	608,03	590,35	569,79

Em conclusão, os resultados apresentados na Tabela 7.1 mostram as variações de forças de ganho devido ao efeito dos níveis de forças de protensão solicitadas na estrutura. A partir dos resultados obtidos nesta análise, destacam-se:

No limite de elasticidade há ganho de força à medida que se aumenta a força de protensão até ótima. Ressaltando-se que, comparando 10% da força de protensão com ótima, a força aumenta de 181,19 kN a 273,27 kN, ou seja, uma diferença de força de 50,81 %.

Para limite de escoamento, ganho de força à medida que um aumenta a força de protensão até ótima. Ressaltando-se que comparando 10% da força de protensão com ótima, a força aumenta de 185,95 kN a 300,12 kN, ou seja, uma diferença de força 61,4 %.

Com referência à força máxima e de ruptura, nesses pontos apresenta-se uma redução de força leve aproximadamente de 3,5%, à medida que um aumenta a força de protensão até ótima. Observa-se que a estrutura rompe com o mesmo deslocamento (3.000 mm) com forças diferentes de rupturas.

7.1.2.2.

Treliça de 10 m com protensão ótima (A_{P10})

As Figuras 7.4 até 7.7 apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para todos os pontos da curva força vs deslocamento, obtidas na análise não linear física da treliça protendida (P_{opt}) de 10 m de vão. Tais resultados foram provocados pelo deslocamento aplicado no centro da treliça e pela força de protensão ótima (ver capítulo 4, item 4.2). Nesta seção é realizada uma análise com respeito aos pontos característicos da curva segundo a Figura 7.3.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.9 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises*, referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.3, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 344,75 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 273,27 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 60 mm. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se que, na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 346,49 MPa. O ponto onde isso ocorre está representado na Figura 7.9 com a nomenclatura MX.

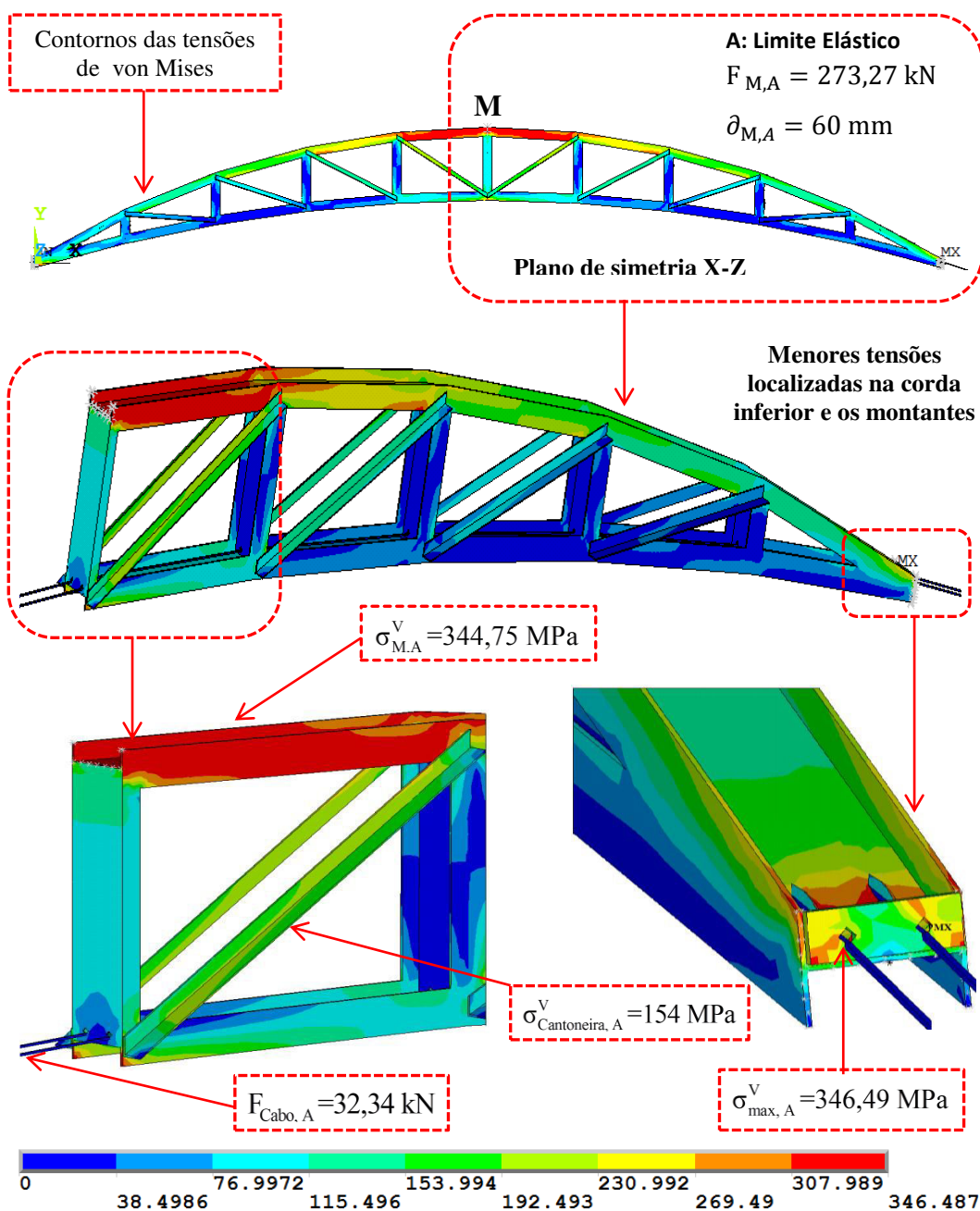


Figura 7.9 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (A_{P10}).

2. Ponto B: na Figura 7.10 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.3). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 345,51 MPa (a um carregamento aplicado de 300,12 kN) para um deslocamento vertical de 84 mm. Essa tensão é próxima do valor da tensão limite de escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, identifica-se a elevada distribuição de 356,85 MPa (ponto MX) que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento, fazendo com que a estrutura continue plastificando nesta zona.

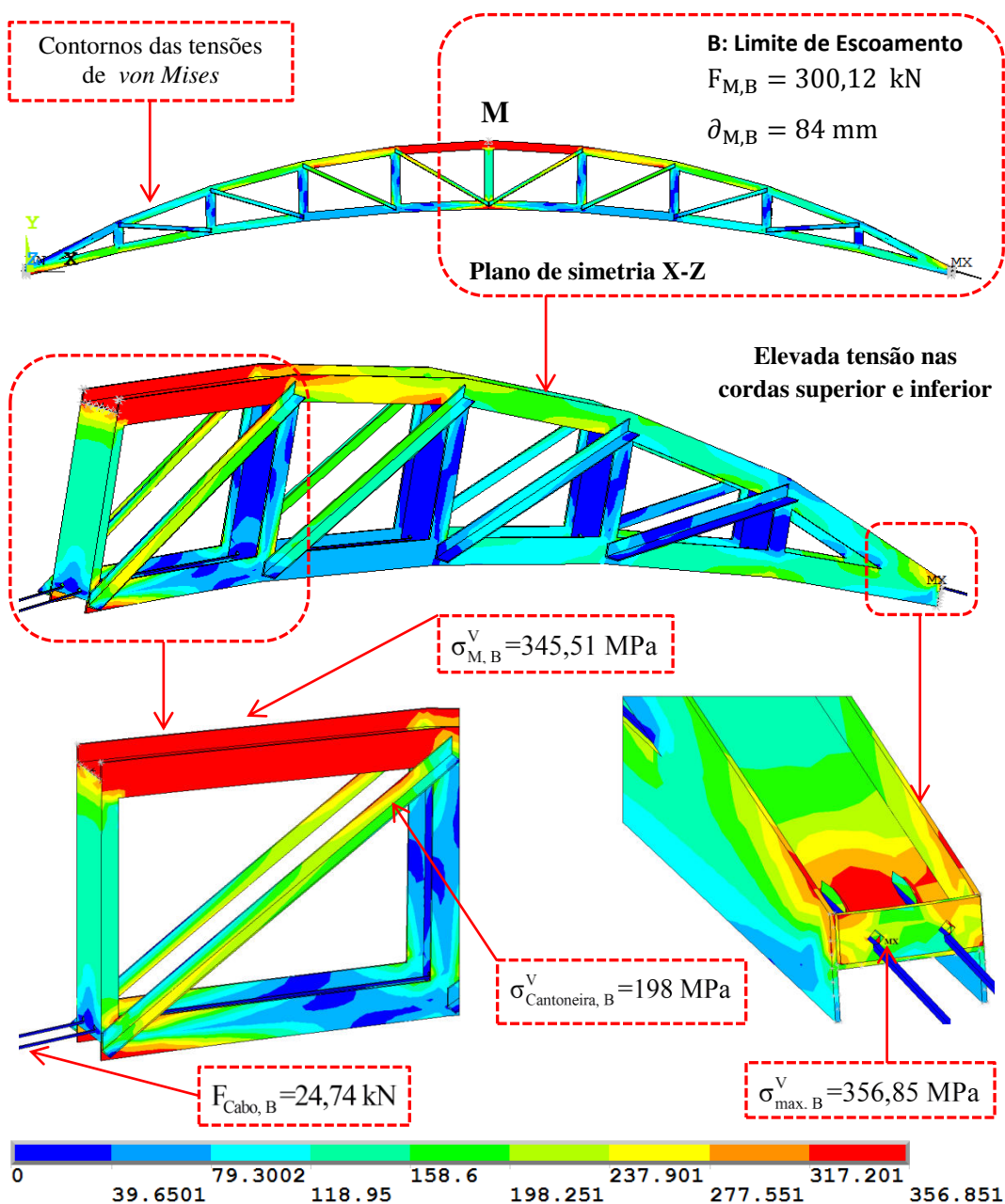


Figura 7.10 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (A_{p10}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de von Mises da Figura 7.11 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.3, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 522,84 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M para um deslocamento vertical de 1.151,63 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 890,51 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento, fazendo com que a estrutura plastifique. Vale ressaltar que, na região da chapa da treliça, observa-se a máxima distribuição 941,23 MPa e, conseqüentemente, a estrutura continua plastificando nesta zona da chapa. O ponto onde isto ocorre está representado com a nomenclatura MX.

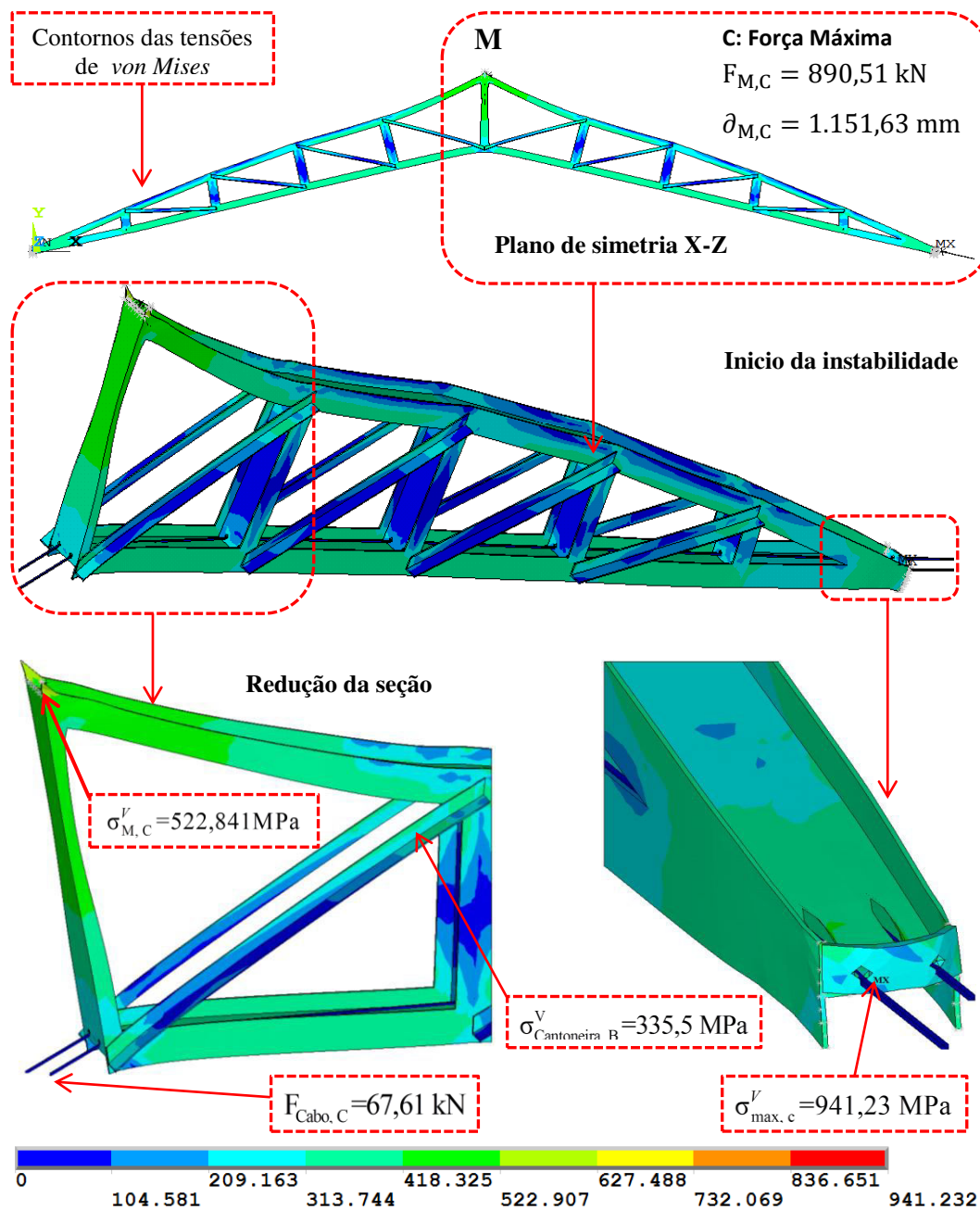


Figura 7.11 Distribuição de tensões de von Mises (MPa) correspondente ao ponto C (A_{P10}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.12 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.3, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 960,8 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 3.000 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 769,79 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais mostram estrangulamento e redução da seção. Ressalta-se que a tensão máxima onde ocorre está representada com a nomenclatura MX.

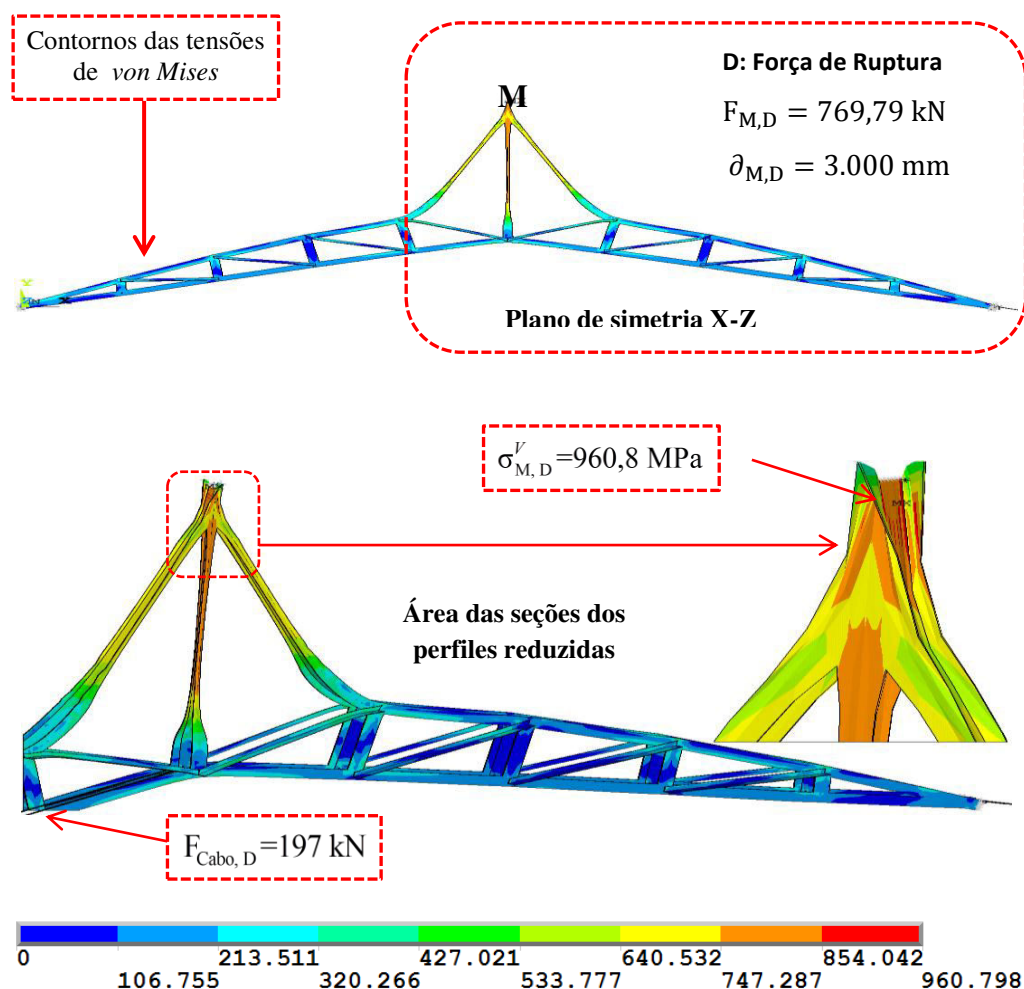


Figura 7.12 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (A_{P10}).

Com base na sequência das simulações numéricas realizadas, a Tabela 7.2 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 10 m, sem e com protensão.

Tabela 7.2 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 10 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.3).

Pontos das curvas	Treliza sem Protensão		Treliza com Protensão		% Razão de força
	Força (KN)	Deslocamento (mm)	Força (KN)	Deslocamento (mm)	
A: (Limite elástico)	157,68	75	273,27	60	73,3
B: (Limite escoamento)	158,92	100	300,12	84	88,9
C: (Força máxima)	161,83	325	890,51	1.152	450,3
D: (Força ruptura)	95,47	2.462	769,79	3.000	706,3

Os resultados das Tabelas 7.1 e 7.2 apresentam um resumo das forças e deslocamentos para diferentes pontos da curva carga *versus* deslocamento nos trechos elástico e plástico para o modelo da treliça de 10 m sem e com protensão (com variação da força de protensão até o nível ótimo). Cabe notar o benefício fornecido para a treliça de aço pela incorporação de cabos de protensão.

Observa-se que a Tabela 7.1 mostra os resultados das variações de força de protensão: à medida que há aumento dos níveis de esforço de protensão, há um ganho na capacidade de carga que contribui para um aumento significativo da rigidez na estrutura. Este resultado confirma as conclusões do Projeto *HILONG* “HSS trusses to be tested at Imperial College” (Gkantou et al., 2015).

Analisando-se a Tabela 7.2 verifica-se que, com força máxima referente ao trecho linear, a carga aumenta significativamente, com valor médio de 81,1% para treliça sem e com protensão P_{opt} . Ressalta-se para todos os casos, que os deslocamentos na treliça no meio do vão na carga final diminuem significativamente quando a força de protensão é atribuída na presença dos cabos na corda inferior. Estes resultados confirmam as conclusões de *Belenya* (1997) e de *Troitsky* (1990) de que os sistemas de treliças protendidas oferecem grande redução de deslocamentos verticais da estrutura.

7.2.

Análise não linear da treliça de 20 m de vão

A análise não linear para a treliça de 20 m de vão sem e com protensão foi executada a partir da aplicação de deslocamento no centro da treliça. Na Figura 7.13 são mostrados um modelo de treliça, as condições de contorno e a aplicação do deslocamento. Também é mostrada uma ampliação da estrutura na parte em que está se aplicando o deslocamento.

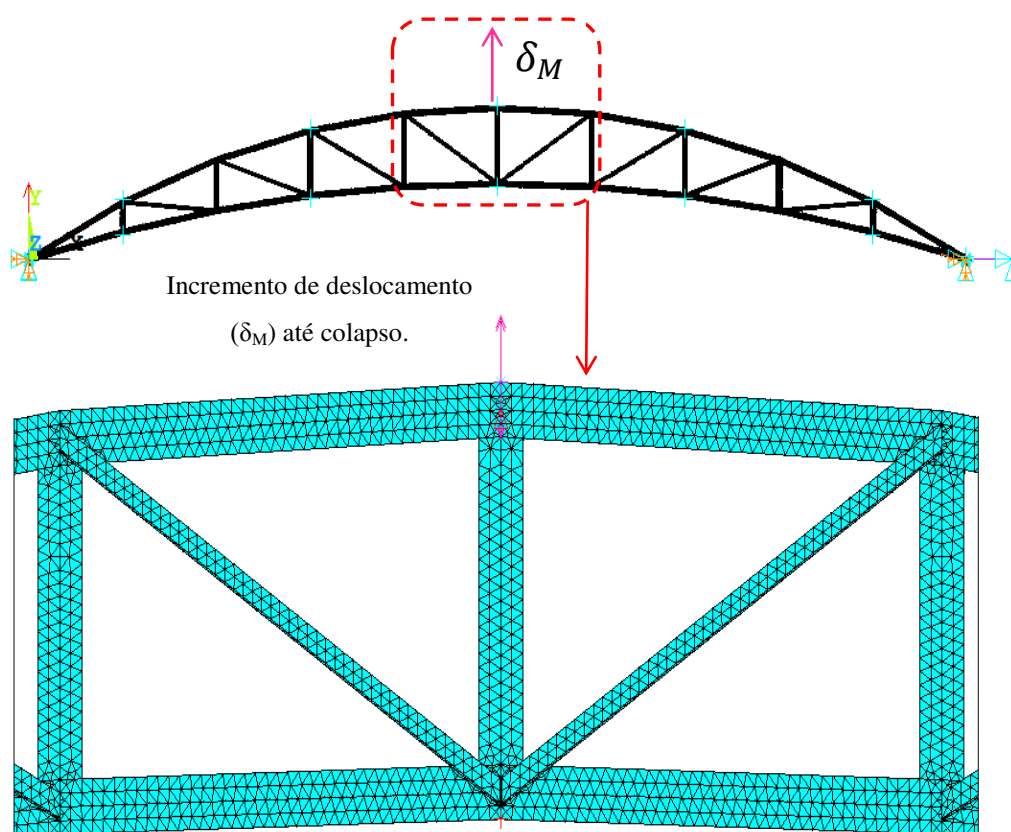


Figura 7.13 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça B₂₀.

A Figura 7.14 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento da treliça de 20 m de vão, sem e com protensão na corda inferior, onde o carregamento foi aplicado através de incremento de deslocamento vertical até atingir a ruptura da treliça, utilizando-se como critério de convergência a norma de deslocamentos. É terem cargas máximas superiores à curva da treliça sem protensão.

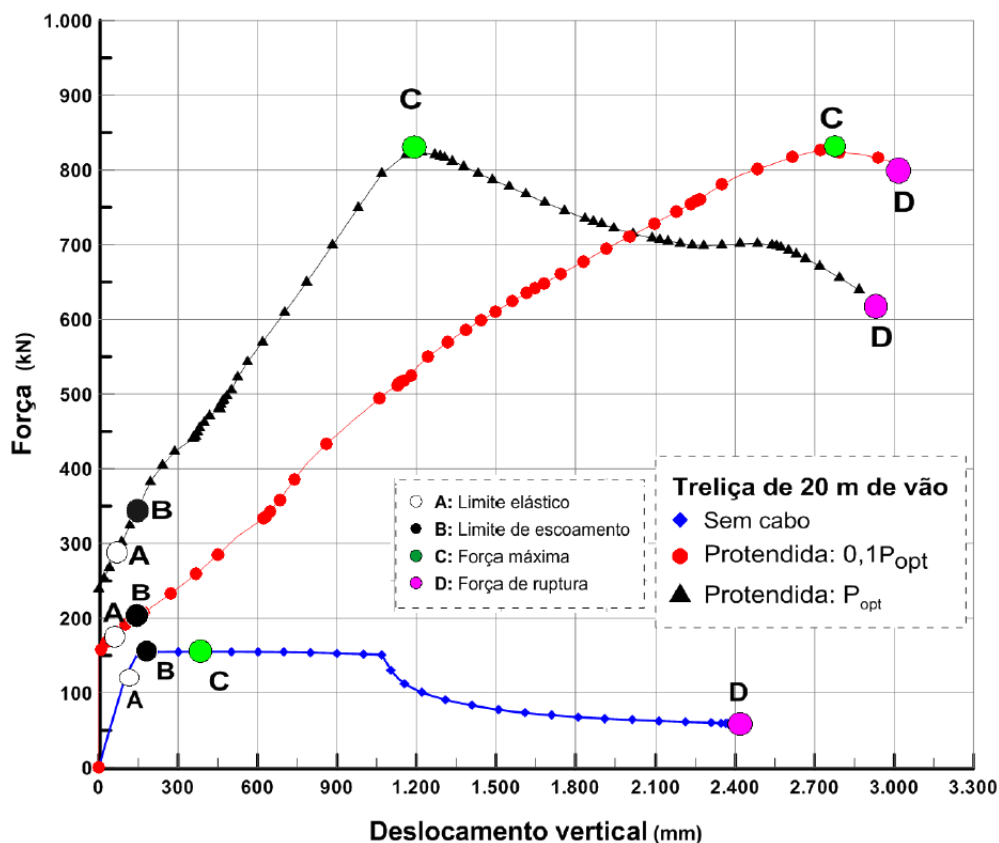


Figura 7.14 Força *versus* deslocamento vertical do meio do vão de B_{20} sem e com protensão.

Na Figura 7.14, referente às curvas, nos pontos traçados **A** (limite elasticidade), **B** (limite de escoamento), **C** (força máxima) e **D** (força de ruptura) são mostradas as forças e deslocamentos em trecho linear e não linear nas treliças sem e com protensão de 20 m. Na sequência do estudo, as Figuras 7.15 até 7.22 mostram os resultados das tensões correspondentes às forças e deslocamentos dos pontos das curvas.

7.2.1.

Treliça de 20 m sem protensão (B_{20})

Nas Figuras 7.15 até 7.18 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 20 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.14 são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.15 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.14, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 338,24 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 127,5 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical de 50,07 mm. Essa tensão é menor que ao valor de tensão limite do escoamento do material usado. Também se nota que o apoio da treliça sem protensão apresenta grandes concentrações de tensões, no qual a maior tensão resultou em 348,72 MPa. Esse valor excede o valor limite de escoamento e, portanto, a treliça começa a se plastificar nesta área.

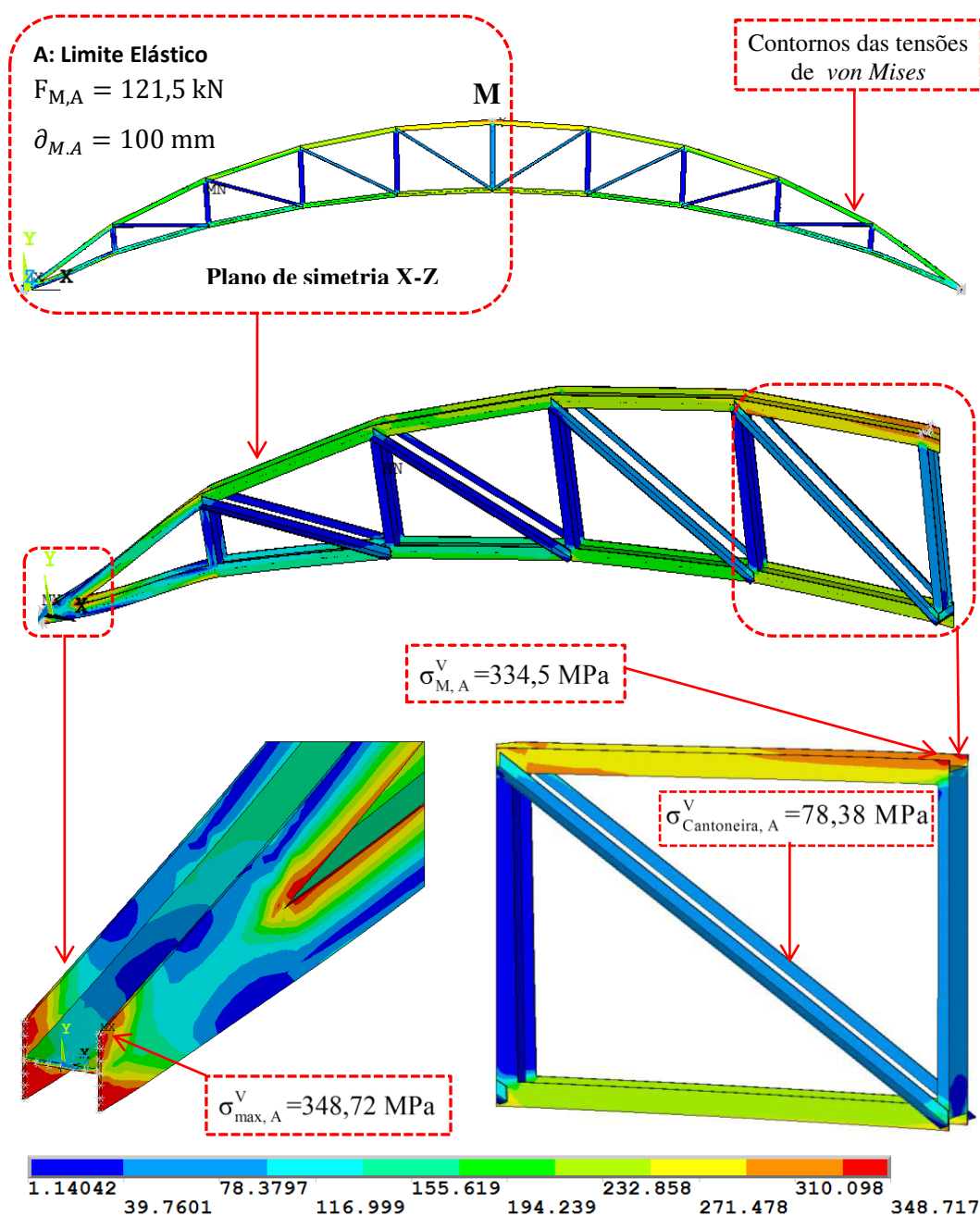


Figura 7.15 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (B₂₀).

2. Ponto B: na Figura 7.16 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.14). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 345,11MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 154,3 kN) para um deslocamento vertical de 150 mm. Essa tensão é próxima do valor da tensão limite de escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura. Vale ressaltar que na região do apoio identifica-se a elevada distribuição de 350,21 MPa, que, por sua vez excede o valor limite de escoamento, fazendo com que a estrutura continue plastificando-se nessa zona.

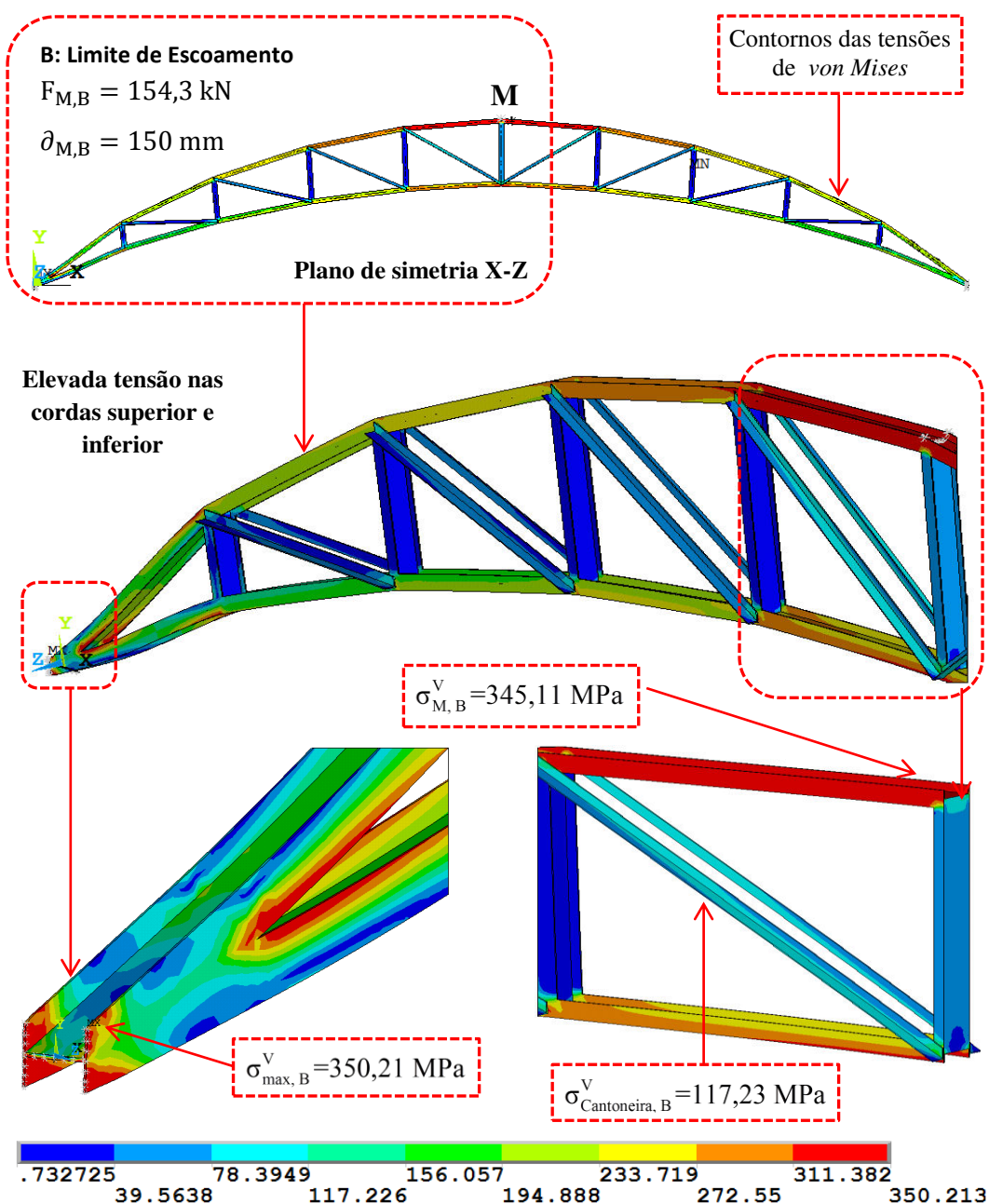


Figura 7.16 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (B₂₀).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.17 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.14, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 354,26 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um deslocamento vertical δ_M de 400,63 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 155,23 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento, ou seja, a estrutura começa a plastificar. Vale ressaltar que, na região do apoio, observa-se a máxima distribuição de 358,17 MPa (nomenclatura MX) e, conseqüentemente, a estrutura continua plastificando nessa zona de apoio. Também foi verificada uma elevada distribuição de tensões nas cordas superior e inferior da treliça. Ressaltando-se que nas diagonais se apresentam menores tensões.

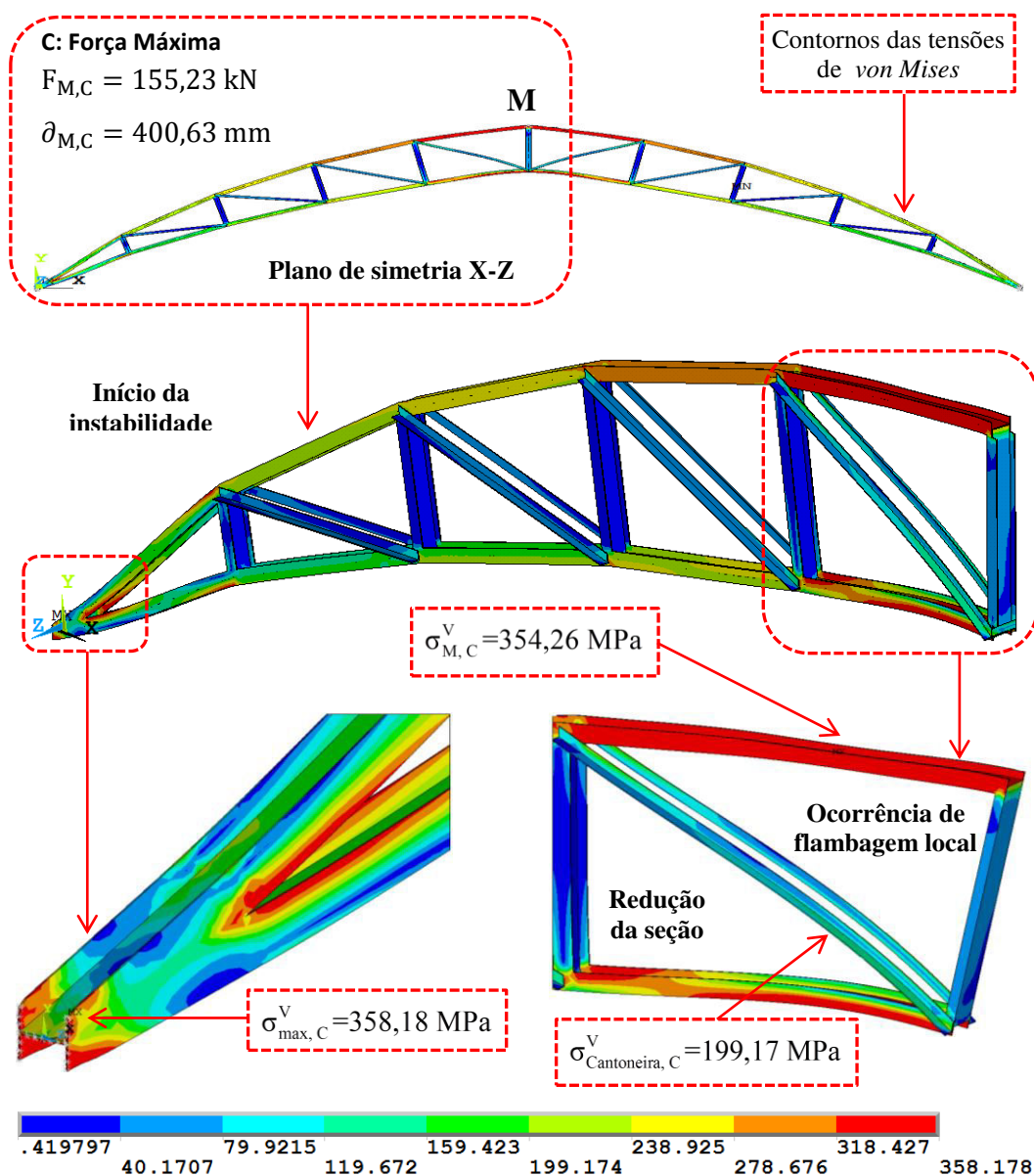


Figura 7.17 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto C (B₂₀).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.18 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.14, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 381,21 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 2.462,4 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 95,47 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais apresentam estrangulamento e redução da seção. Ressaltando-se que a tensão máxima de distribuição de 443,73 MPa está representado com a nomenclatura MX.

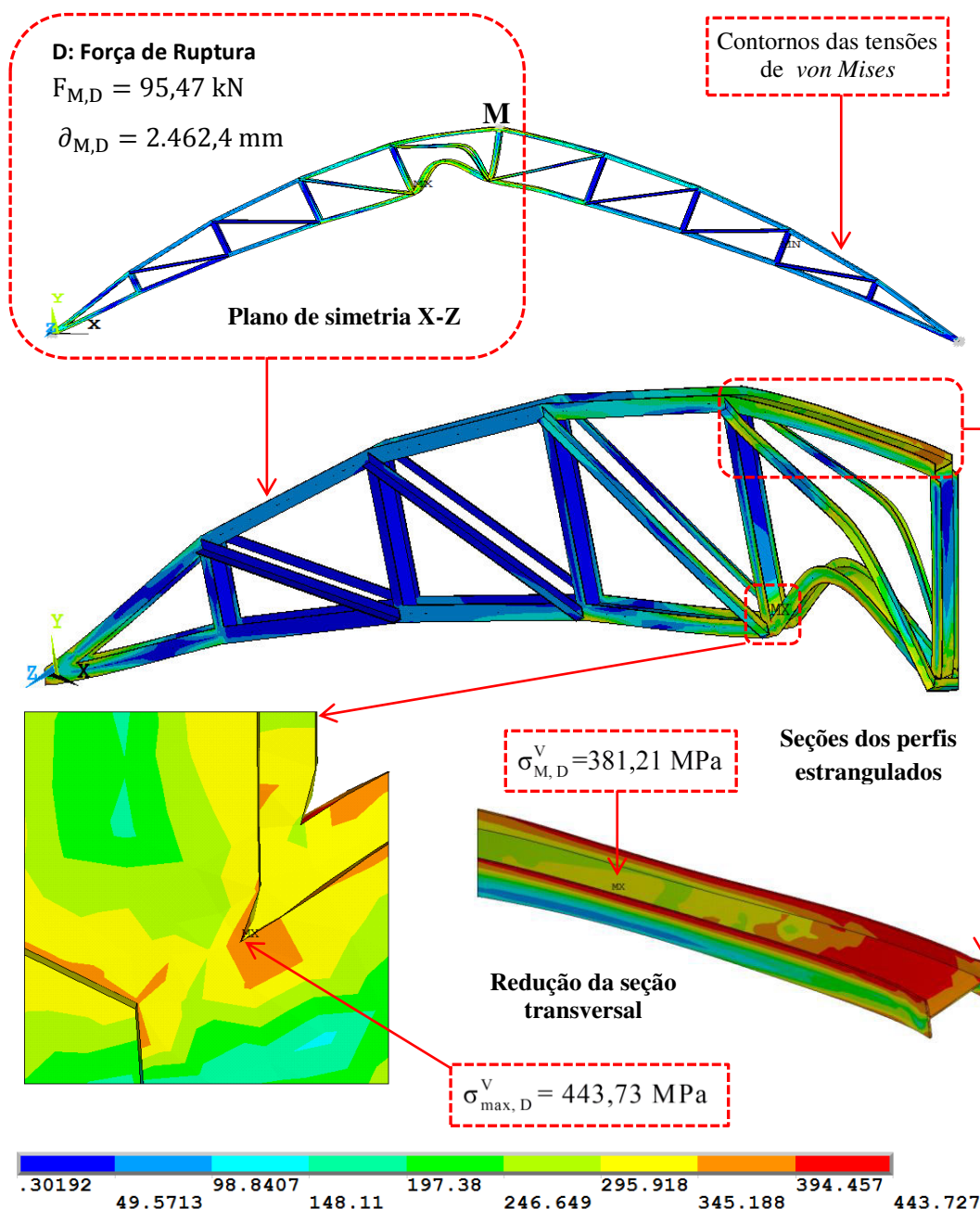


Figura 7.18 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (B₂₀).

7.2.2.

Treliça de 20 m protendida (B_{P20})

Neste item, são apresentados os resultados da análise não linear física para treliça protendida de 20 m de vão, para dois níveis de força de protensão (Figura 7.14). Os resultados da análise com protensão ótima (130,86 kN) são indicados nas Figuras 7.19 a 7.22. Essa figuras apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para cada ponto da curva da força *versus* deslocamento vertical (ponto M) da treliça.

7.2.2.1.

Análise dos níveis de força de protensão para de B_{P20}

A Figura 7.14 apresenta gráficos de forças *versus* deslocamentos para os dois diferentes níveis de força de protensão ($0,1P_{opt}$ e P_{opt}), obtidas a partir de uma análise não linear física, onde os pontos característicos das curvas são analisados. As principais informações obtidas nestes gráficos são destacadas a seguir:

1. Ponto A correspondente ao limite elástico

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 191,24 kN (com deslocamento 100 mm) a 324,28 kN (com deslocamento de 118,13 mm), ou seja, ocorre um acréscimo de 69,57 %.

2. Ponto B correspondente ao limite de escoamento

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 195,34 kN (com deslocamento 112,25 mm) a 346,471 kN (com deslocamento de 148,75 mm), ou seja, um acréscimo de 77,37 %.

3. Ponto C correspondente à força máxima (Inicia da instabilidade):

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças diminuem de 827,7 kN (com deslocamento 2.769,6mm) para 823,2 kN (com deslocamento de 1.222,1mm), ou seja, uma redução de 0,55%, ressaltando-se que a estruturas tem aproximadamente mesma força máxima, com diferente deslocamento.

4. Ponto D correspondente à força de ruptura final

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças diminuem de 804,7 kN (com deslocamento 3.020,07 mm) a 639,25 kN (com deslocamento de 2.867,32 mm), ou seja, uma redução de 205,56 %. Observa-se que a estrutura com protensão ótima rompe com menor força de ruptura.

Com base na sequência das simulações numéricas realizadas a Tabela 7.3 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 20 m. Em conclusão, os resultados mostram as variações de forças de ganho devido ao efeito dos níveis de forças de protensão solicitadas na estrutura.

Tabela 7.3 Níveis de força de protensão da treliça B₂₀.

Pontos das curvas	$0,1P_{opt}$ (kN)	P_{opt} (kN)	% Razão de força
A	191,24	324,28	69,57
B	195,34	346,47	77,37
C	827,7	823,28	0,55
D	804,7	639,25	20,56

7.2.2.2.

Treliça de 20 m com protensão ótima (B_{P20})

Nas Figuras 7.19 até 7.23 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro, para a treliça de 20 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.14 são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.19 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.14, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 344,27 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 324,28 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 118,25 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se, que na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 346,63 MPa. O ponto onde isto ocorre está representado na Figura 7.9 com a nomenclatura MX.

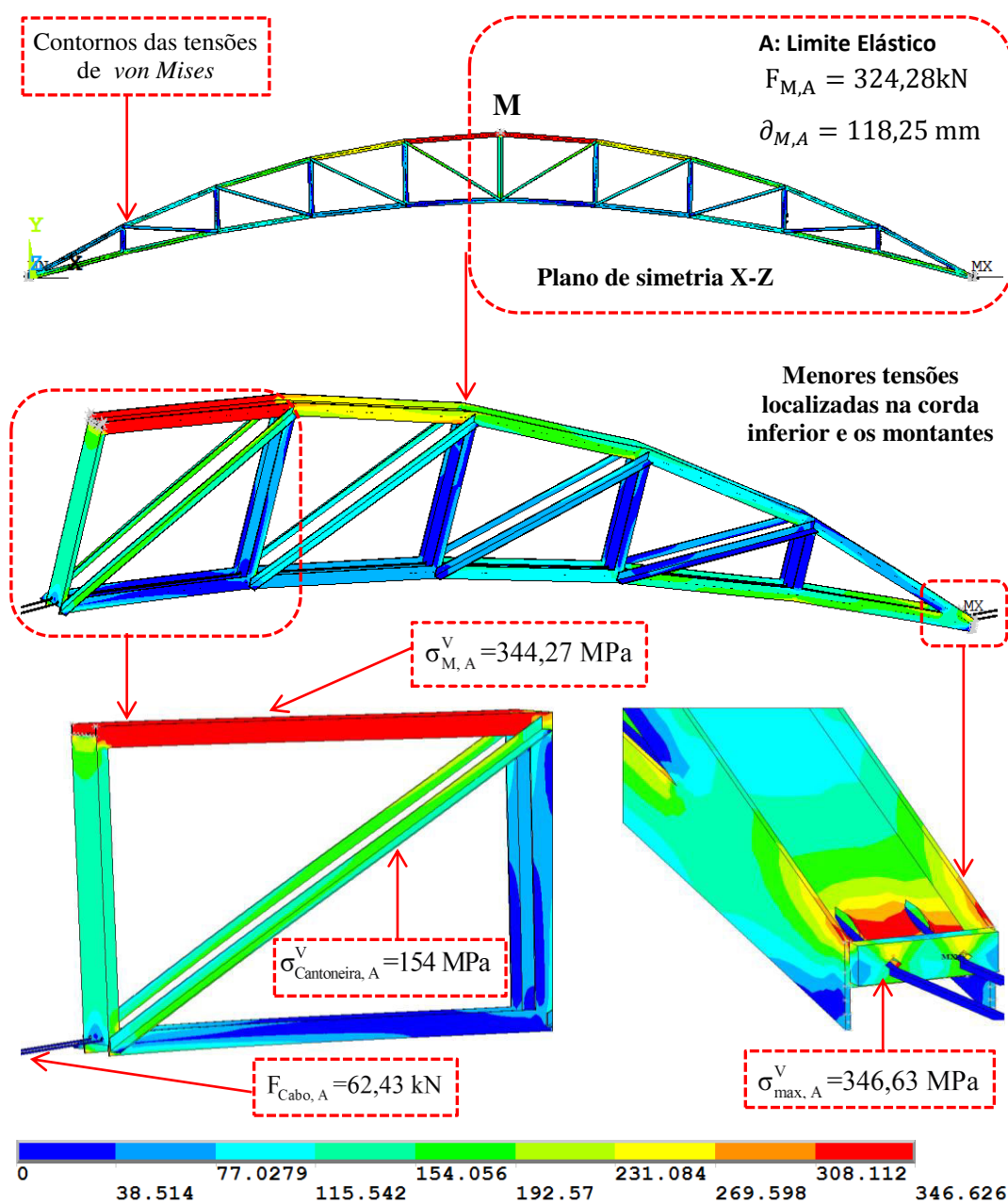


Figura 7.19 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (B_{p20}).

2. Ponto B: na Figura 7.20 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de von Mises no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.14). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 345,94 MPa (a um carregamento aplicado de 346,28 kN) para um deslocamento vertical de 148,75 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, identifica-se a elevada distribuição de 347,78 MPa (ponto MX) que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento fazendo com que a estrutura continue plastificando nessa zona.

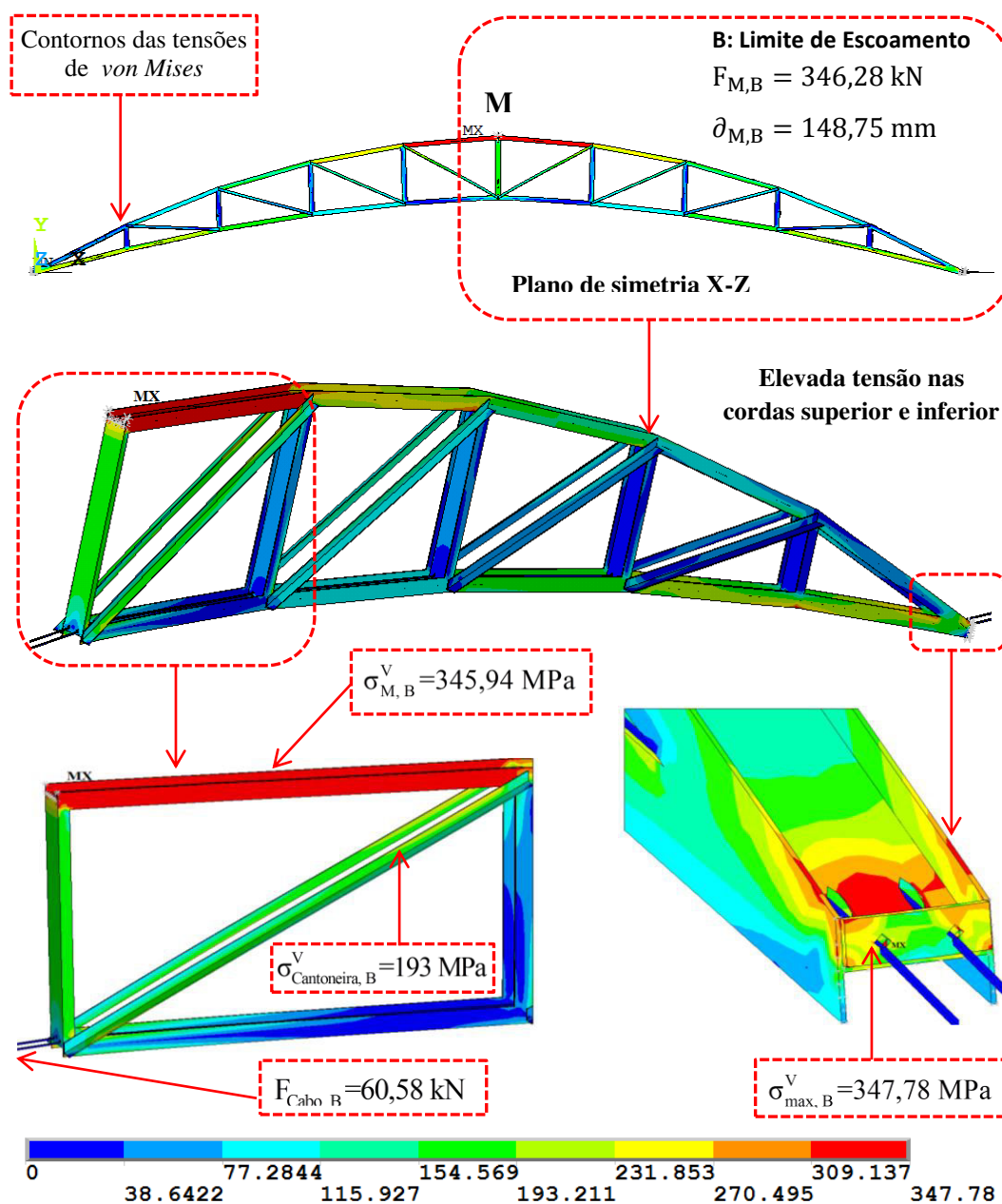


Figura 7.20 Distribuição de tensões de von Mises (MPa) correspondente ao ponto B (B_{p20}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.21 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.14, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 469,88 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M para um deslocamento vertical de 1.222,1 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 823,28 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento fazendo com que a estrutura plastifique. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, observa-se a máxima distribuição 515,72 MPa, e, a estrutura continua plastificando nesta zona da chapa. O ponto onde isto ocorre está representado com a nomenclatura MX.

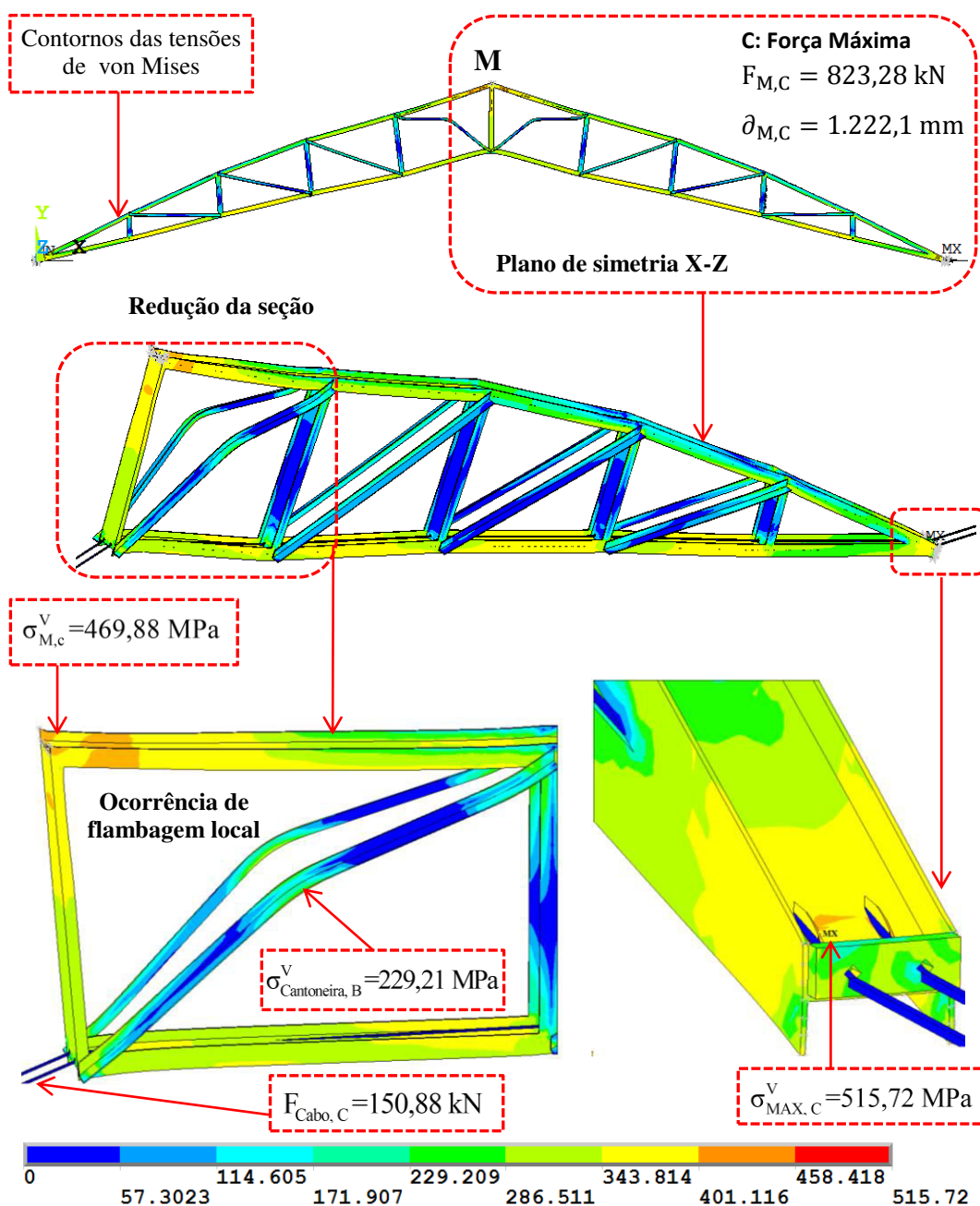


Figura 7.21 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto C (B_{p20}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.22 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.14, pode-se verificar que o valor da tensão máxima apresentada resultou em 1.616,05 MPa, onde ocorre está representado com a nomenclatura MX. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 2.940,07 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 639,25 kN. Esta região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais mostram estrangulamento e redução da seção.

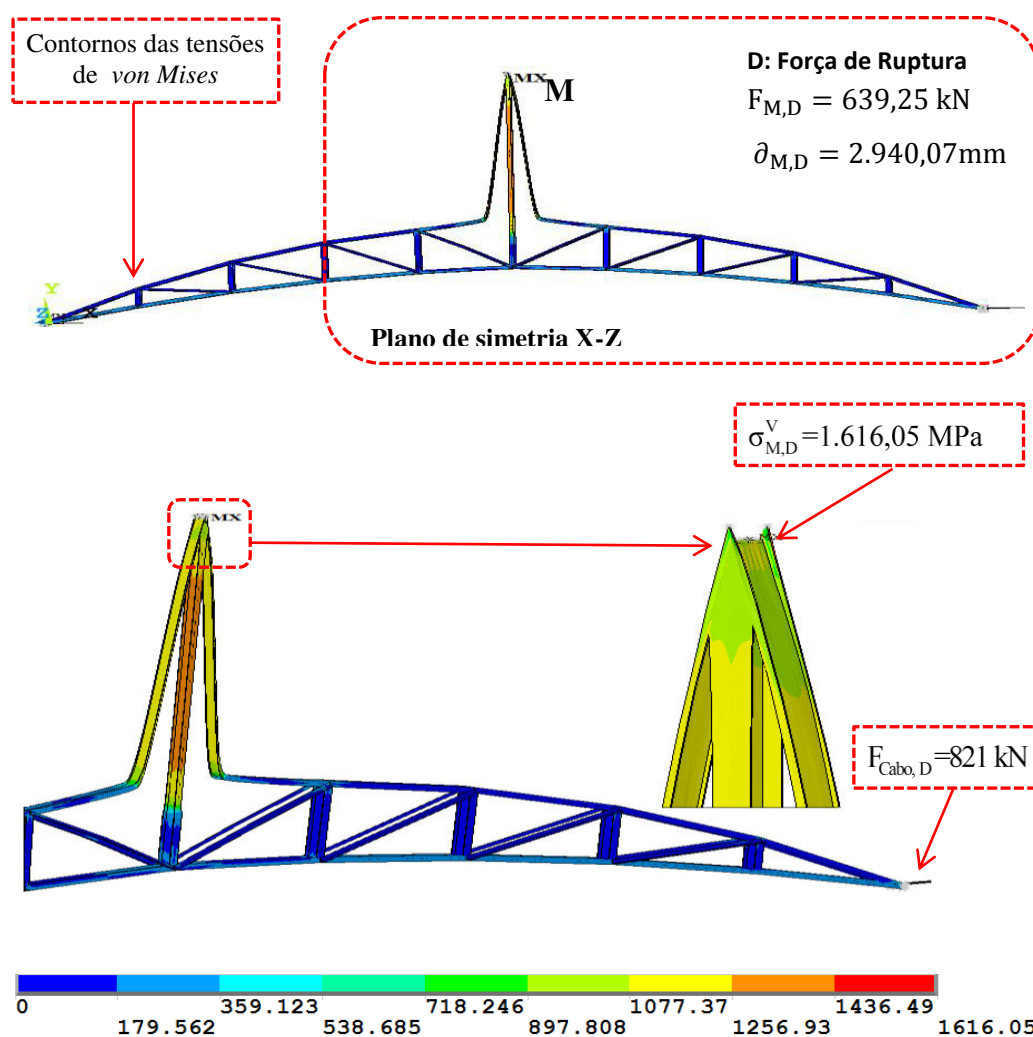


Figura 7.22 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (B_{p20}).

Com base na sequência da modelagem numérica realizada, a Tabela 7.4 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 20 m, sem e com protensão.

Tabela 7.4 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 20 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.14).

<i>Pontos das curvas</i>	<i>Treliça sem Protensão</i>		<i>Treliça com Protensão ótima</i>		% Razão de força
	<i>Força (kN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>	
A: (Limite elástico)	121,5	100	324,28	118	166,9
B: (Limite escoamento)	154,3	150	346,47	149	124,5
C: (Força máxima)	155,23	401	823,28	1.222	430,4
D: (Força ruptura)	95,47	2.462	639,25	2.867	569,6

Com base nos resultados da Tabela 7.4 apresentam um resumo das forças e deslocamentos para diferentes pontos da curva carga *versus* deslocamento nos trechos elástico e plástico para o modelo da treliça de 20 m sem e com protensão. Esse resultados confirmam o resultados obtidos na modelagem da treliça de 10 m, e as conclusões do Projeto, *HILONG “HSS trusses to be tested at Imperial College”* (Gkantou et al., 2015) e as conclusões de Belenya (1997) e de Troitsky (1990).

7.3.

Análise não linear da treliça de 40 m de vão

A análise não linear para a treliça de 40 m de vão sem e com protensão foi executada a partir da aplicação de deslocamento no centro da treliça. Na Figura 7.23 são mostrados um modelo de treliça, as condições de contorno e a aplicação do deslocamento. Também é mostrada uma ampliação da estrutura na parte em que está aplicando o deslocamento.

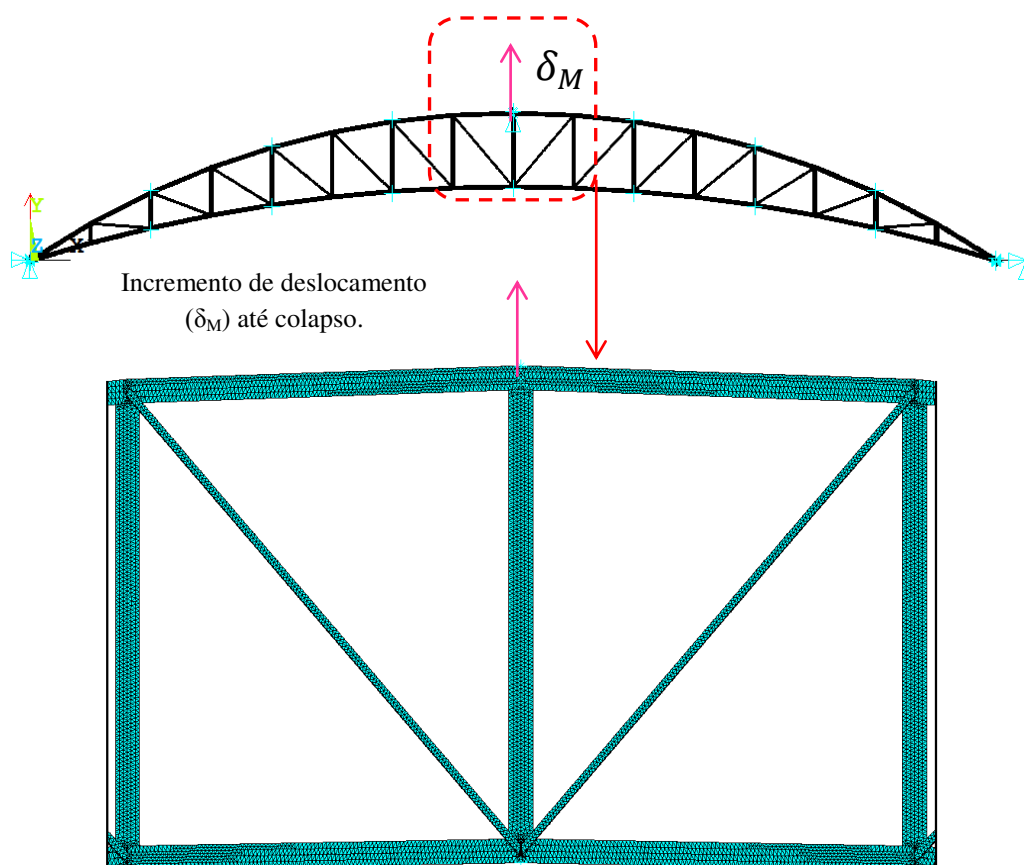


Figura 7.23 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça C40.

A Figura 7.24 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento da treliça de 40m de vão sem e com protensão na corda inferior, onde o carregamento foi aplicado por meio de incremento de deslocamento vertical até atingir a ruptura da treliça, utilizando-se como critério de convergência a norma de deslocamentos. É possível observar que as curvas com protensão são muito similares, além de possuírem cargas máximas superiores à curva da treliça sem protensão.

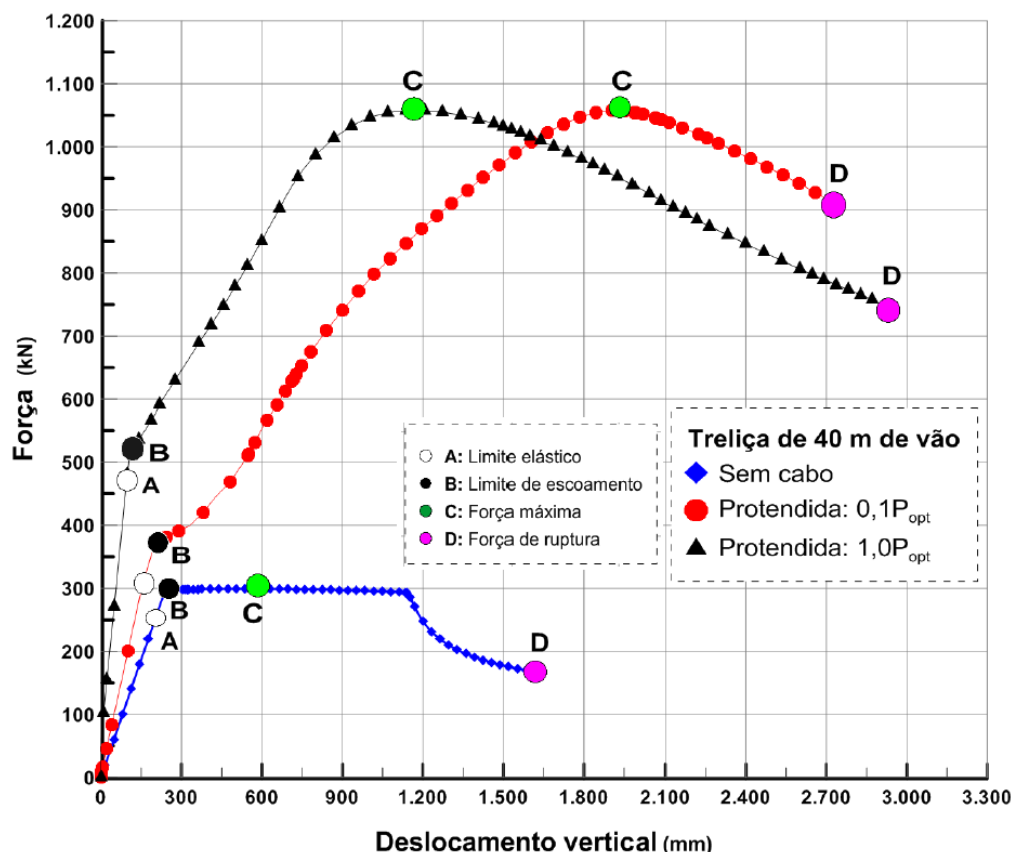


Figura 7.24 Força *versus* deslocamento vertical do meio do vão de C_{40} sem e com protensão.

Na Figura 7.24 referente às curvas nos pontos traçados **A** (limite elasticidade), **B** (Limite de escoamento), **C** (força máxima) e **D** (força de ruptura), são mostradas as forças e deslocamentos em trecho linear e não linear na treliça de 40 de vão, sem e com protensão. Na sequência do estudo as Figuras 7.25 até 7.32 mostram os resultados das tensões correspondentes às forças e deslocamentos dos pontos das curvas.

7.3.1.

Treliça de 40 m sem protensão (C_{40})

Nas Figuras 7.25 até 7.28 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 40 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.24, são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.25 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.24, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 345,03 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 157,68 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical de 75 mm. Essa tensão é igual ao valor de tensão limite do escoamento do material usado. Também se nota que o apoio da treliça sem protensão apresenta grandes concentrações de tensões, no qual a maior tensão resultou em 348,29 MPa. Esse valor excede o valor limite de escoamento e, portanto, a treliça começa a plastificar nesta área.

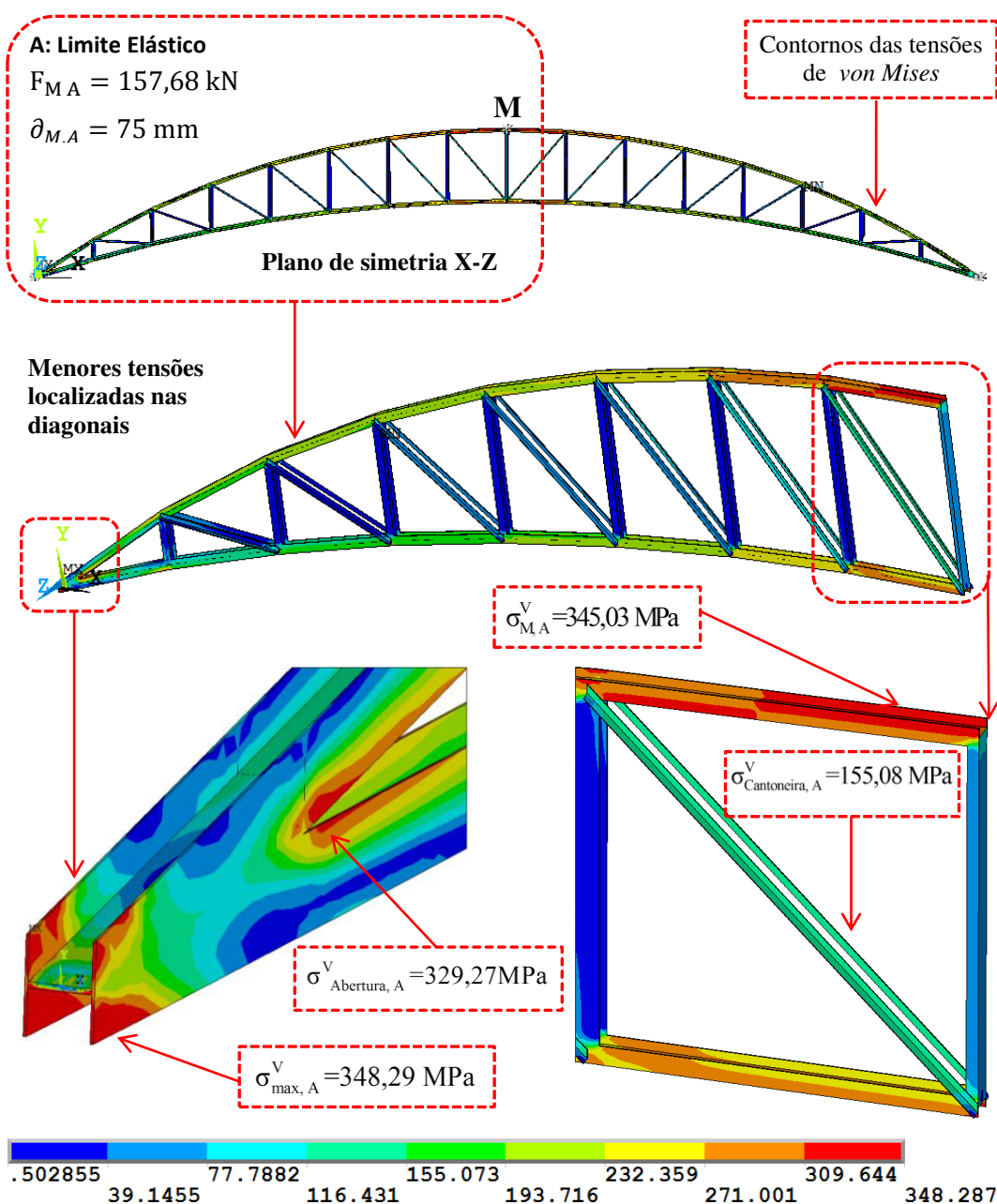


Figura 7.25 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (C₄₀).

2. Ponto B: na Figura 7.26 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.24). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 345,08 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 296 kN) para um deslocamento vertical de 240 mm. Essa tensão é próxima do valor da tensão limite, ou seja, não há plastificação da estrutura. Vale ressaltar que na região do apoio identifica-se a elevada distribuição de 348,81 MPa que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento fazendo com que a estrutura continue plastificando na zona do apoio.

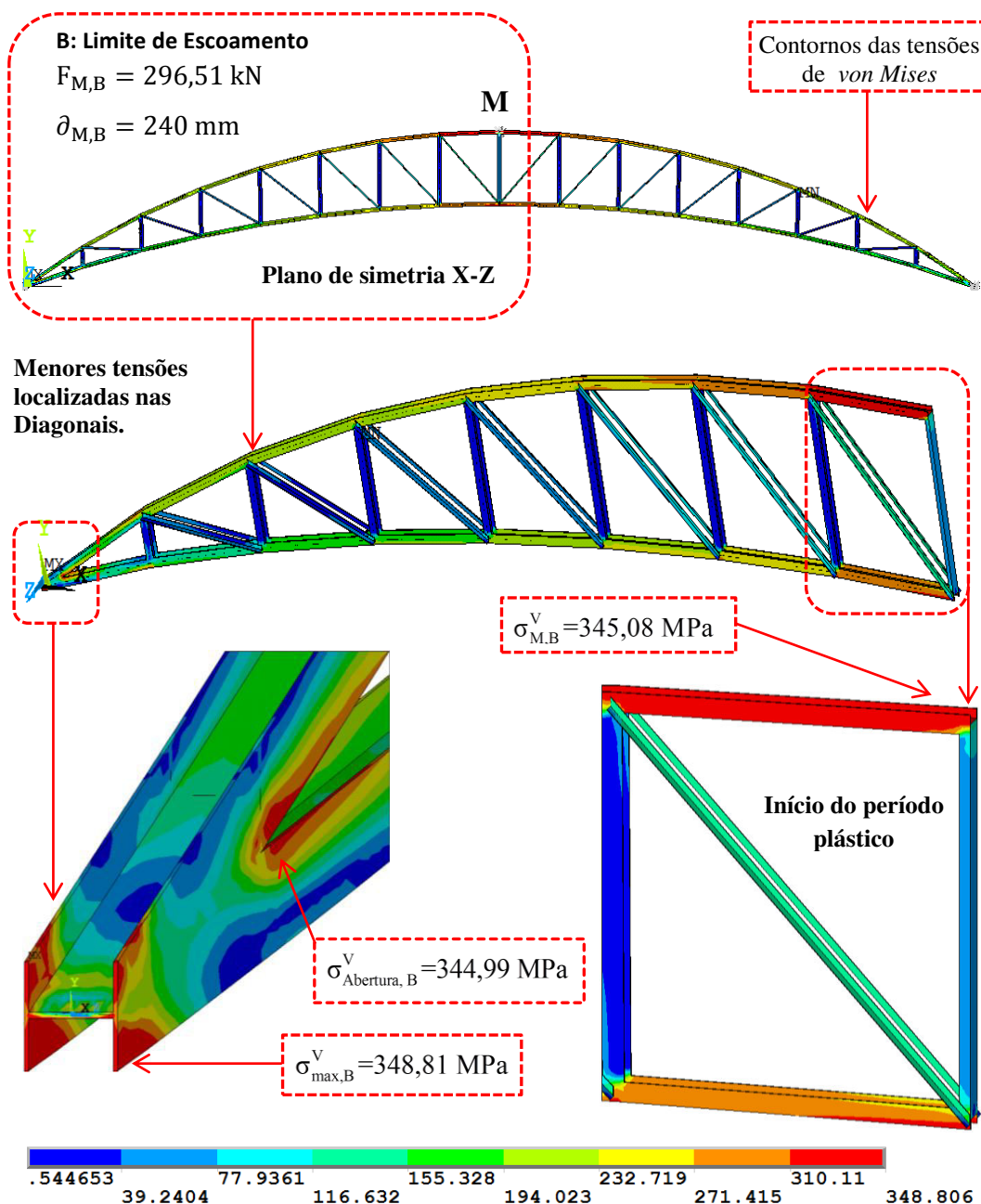


Figura 7.26 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto B (C_{40}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.27 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.24, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 365,18 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um deslocamento vertical δ_M de 325 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 299,01 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento, ou seja, a estrutura começa a plastificar. Também foi verificada uma elevada distribuição de tensões nas cordas superior e inferior da treliça, ressaltando-se que nas diagonais se apresentam menores tensões.

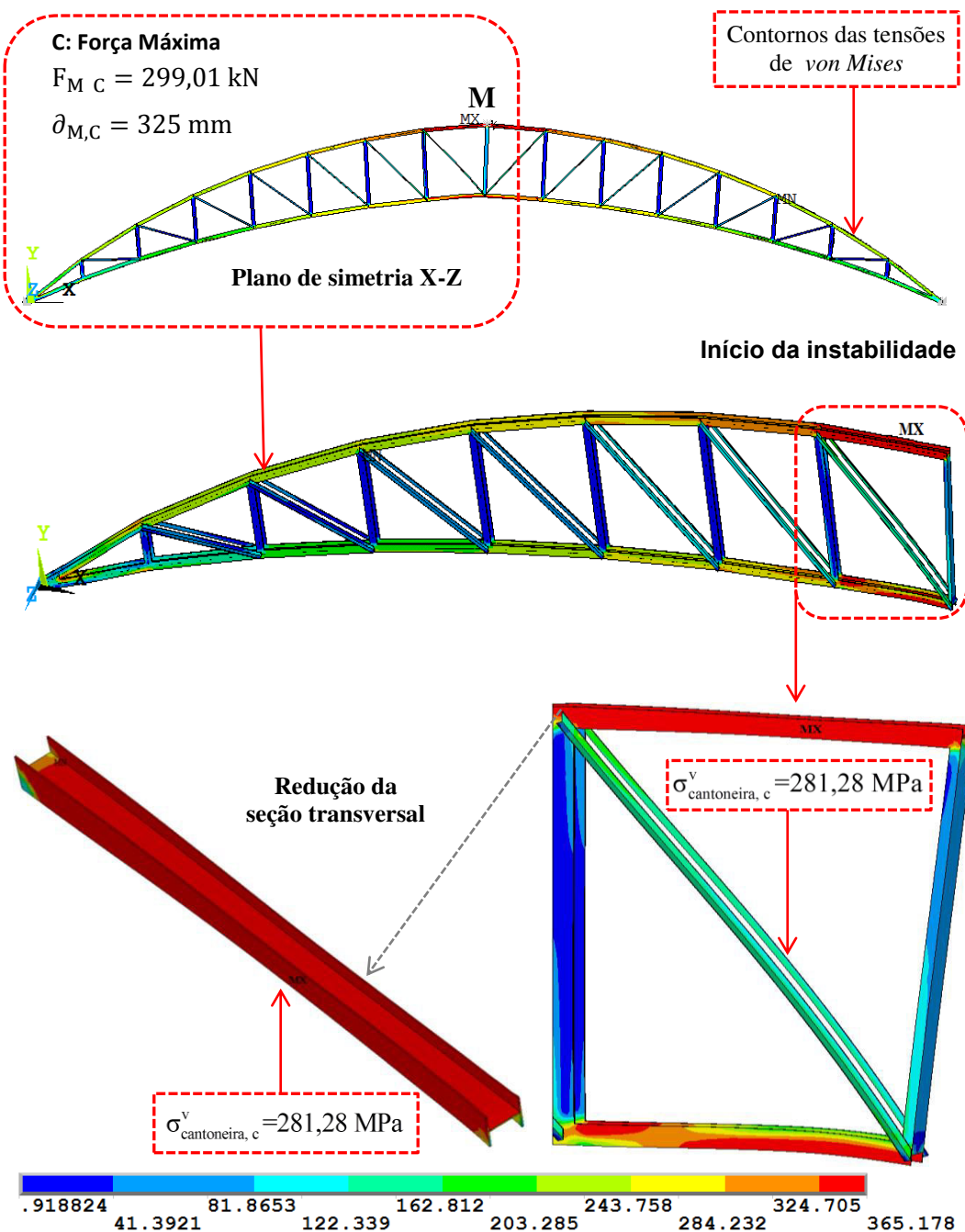


Figura 7.27 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto C (C₄₀).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.28 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.24, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 370 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 1.600 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 168,45 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais apresentam estrangulamento e redução da seção, ressaltando-se que a tensão máxima distribuição de 443,73 MPa está representada com a nomenclatura MX.

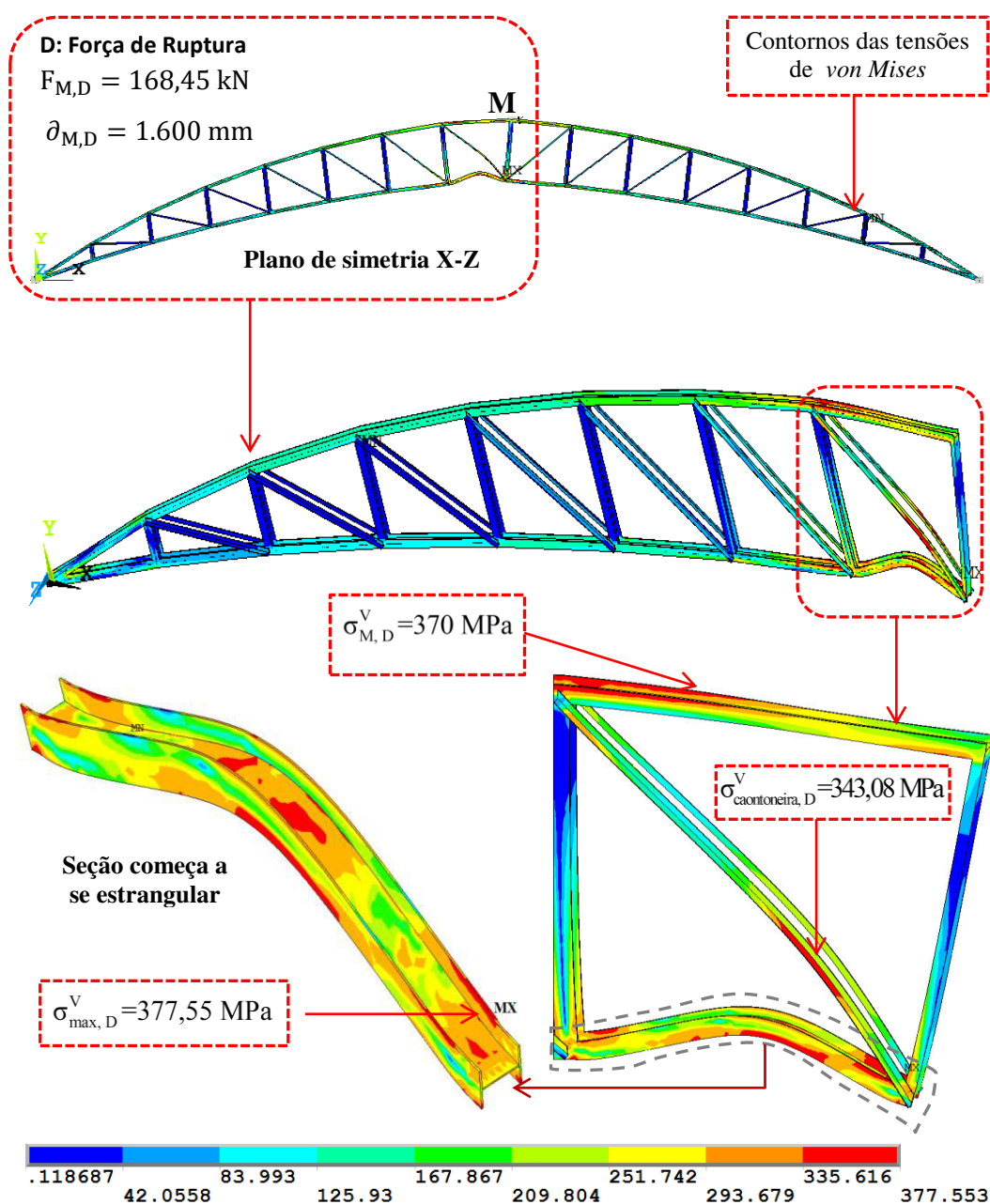


Figura 7.28 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (C₄₀).

7.3.2.

Treliça de 40 m protendida (C_{P40})

Neste item são apresentados os resultados da análise não linear física para treliça protendida de 40 m de vão, para dois níveis de força de protensão (Figura 7.24). Os resultados da análise com protensão ótima (205,27 kN) são indicados nas Figuras 7.29 até 7.32. Essa figuras apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para cada ponto da curva da força *versus* deslocamento vertical (ponto M) da treliça.

7.3.2.1.

Análise dos níveis de força de protensão para de C_{P40}

A Figura 7.24 apresenta gráficos de forças versus deslocamentos para os dois diferentes níveis de força de protensão ($0,1P_{opt}$ e P_{opt}), obtidas a partir de uma análise não linear física, onde os pontos característicos das curvas são analisados. As principais informações obtidas nestes gráficos são destacadas a seguir:

1. Ponto A correspondente ao limite elástico

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 297,6 kN (com deslocamento 150 mm) a 481,1 kN (com deslocamento de 98 mm), ou seja, um acréscimo de 61,62 %.

2. Ponto B correspondente ao limite de escoamento

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 372,28 kN (com deslocamento 200 mm) a 506,43 kN (com deslocamento de 105,04 mm), ou seja, um acréscimo de 36,04 %.

3. Ponto C correspondente à força máxima (Inicia da instabilidade)

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} , as forças aumentam de 1.057,18 kN (com deslocamento 1.905,39 mm) para 1.057,51 kN (com deslocamento de 1.160,21 mm), ou seja, uma acréscimo de 0,03%, ressaltando-se que a estruturas tem aproximadamente mesma força máxima, com diferente deslocamento.

4. Ponto D correspondente à força de ruptura final

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças diminuem de 920,57 kN (com deslocamento 2.689,14 mm) a 755,72 kN (com deslocamento de 2.886,33 mm), ou seja, uma redução de 17,07 %. Observa-se que a estrutura com protensão ótima rompe com menor força de ruptura.

Com base na sequência das simulações numéricas realizadas, a Tabela 7.5 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 40 m. Em conclusão, os resultados mostram as variações de forças de ganho devido ao efeito dos níveis de forças de protensão solicitadas na estrutura.

Tabela 7.5 Níveis de força de protensão da treliça C_{40}

Pontos das curvas	$0,1 P_{opt}$	P_{opt}	% Razão de força
	(kN)	(kN)	
A	297,6	481,1	61,66
B	372,28	506,43	36,04
C	1.057,2	1.057,51	0,03
D	920,57	755,72	17,91

7.3.2.2.

Treliça de 40 m com protensão ótima (C_{P40})

Nas Figuras 7.29 até 7.32 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 40 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.24, são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.29 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.24, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 344,27 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 481,1 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 98 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se, que na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 344,99 MPa. O ponto onde isto ocorre está representado na Figura 7.29 com a nomenclatura MX.

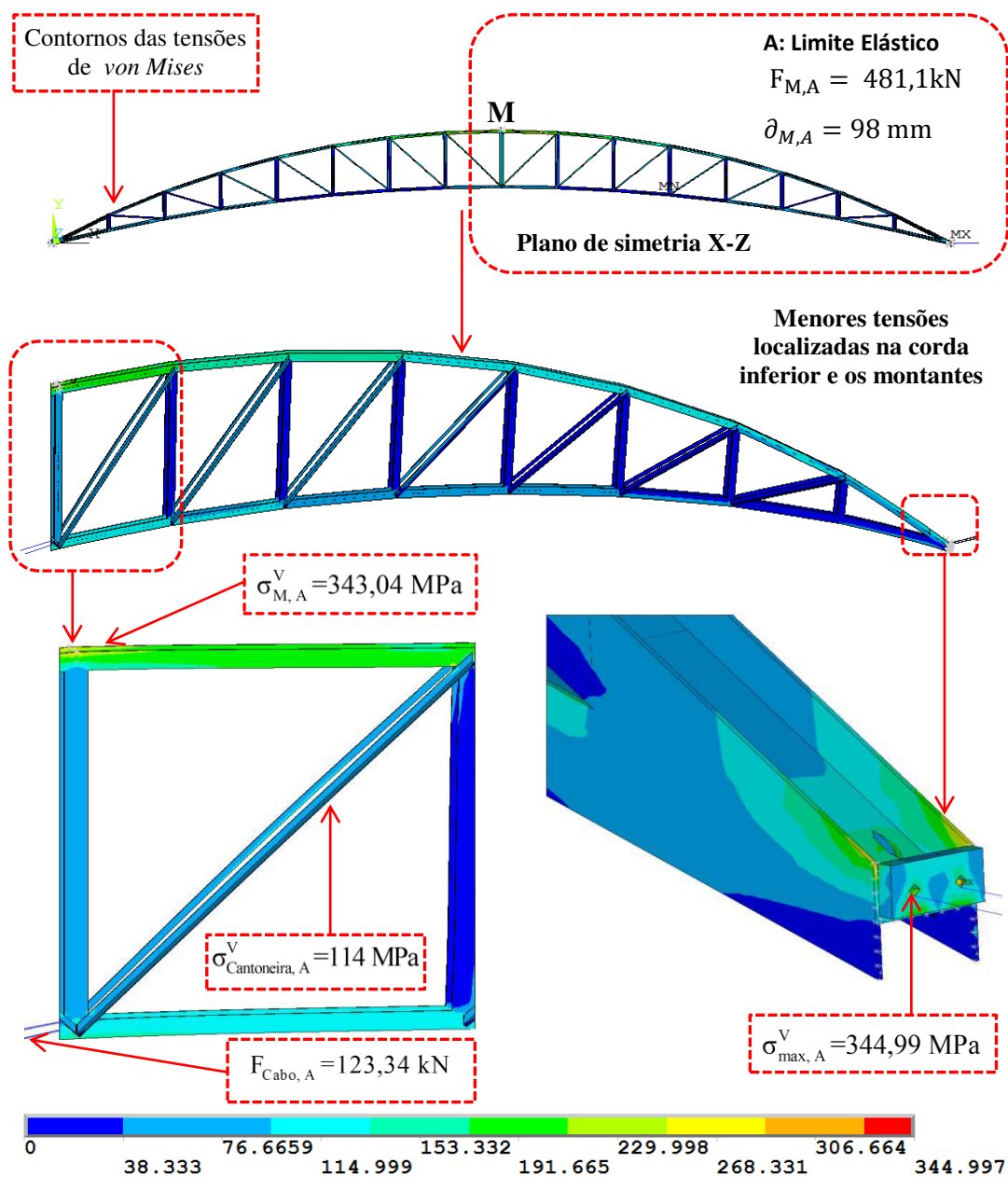


Figura 7.29. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (C_{p40}).

2. Ponto B: na Figura 7.30 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.24). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 345,04 MPa (a um carregamento aplicado de 506,43 kN) para um deslocamento vertical de 105,04 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, identifica-se a elevada distribuição de 345,28 MPa (ponto MX) que, por sua vez, é aproximadamente o valor limite de escoamento.

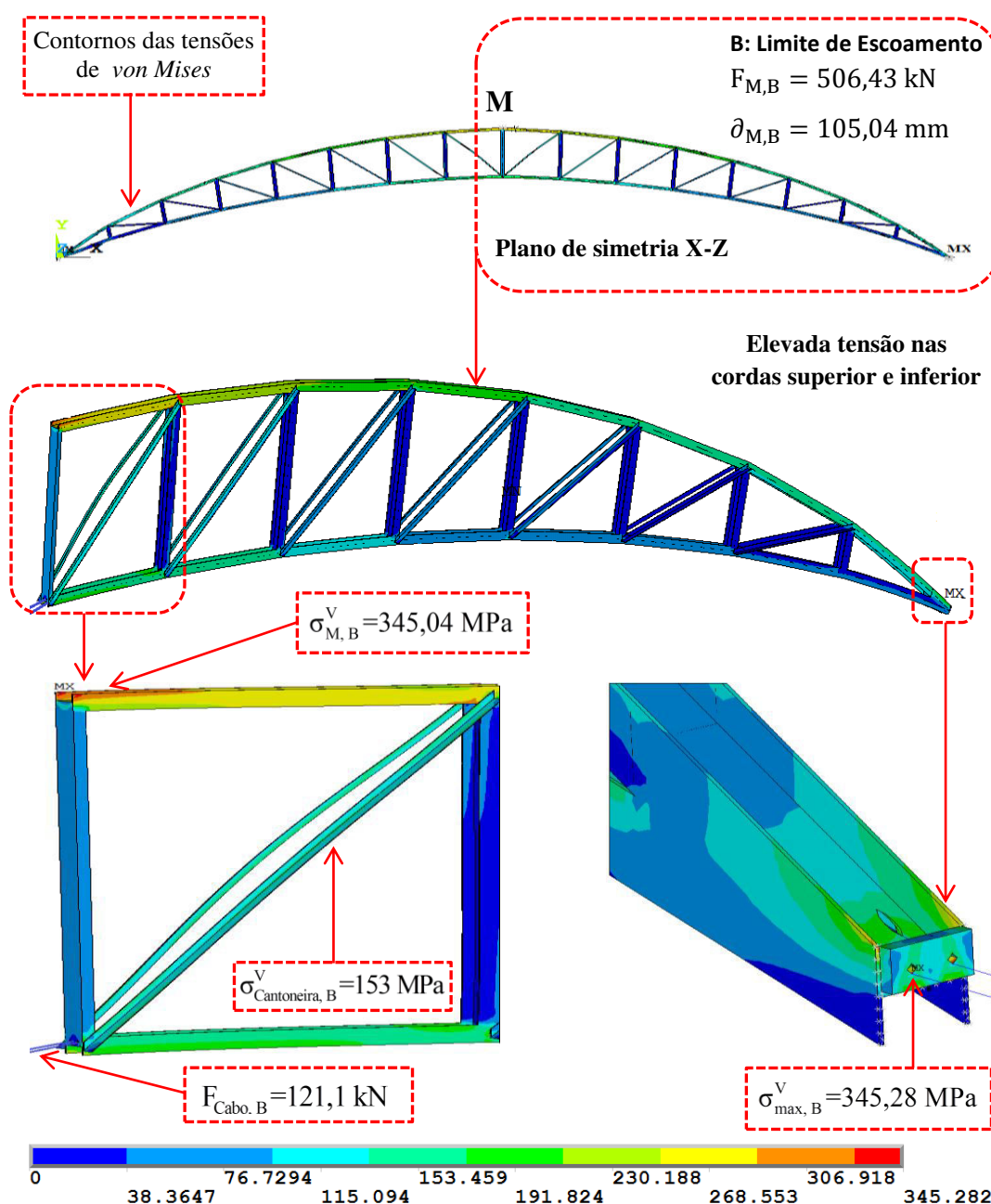


Figura 7.30 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (C_{p40}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.31 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.24, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 365,3 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M para um deslocamento vertical de 1.160,22 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 1.057,51 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento fazendo com que a estrutura plastifique. Vale ressaltar que nas diagonais, observa-se a ocorrência de flambagem local, com valor da tensão de distribuição de 344,567 MPa.

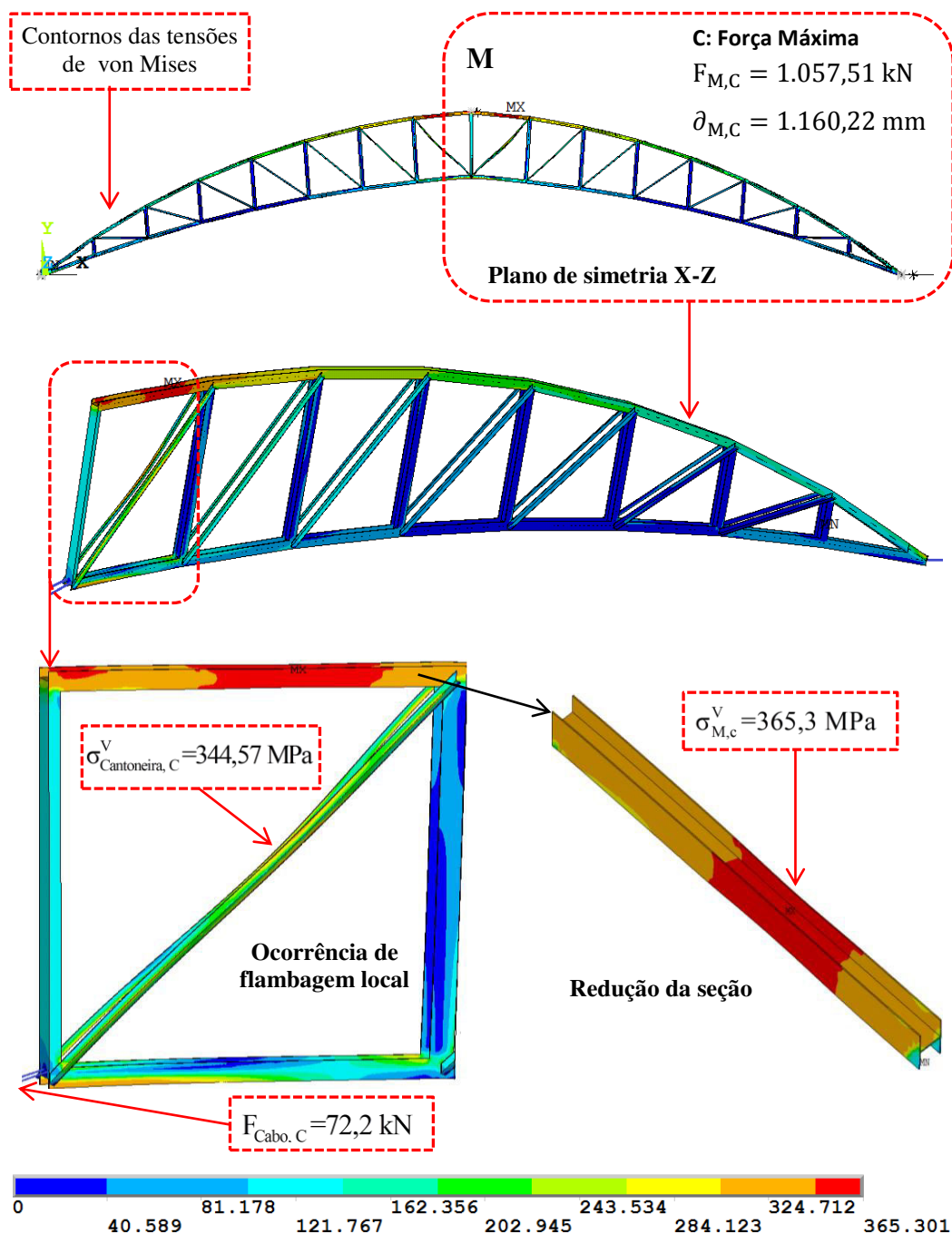


Figura 7.31 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto C (C_{P40}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.32 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.24, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 366,73 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 2.886,33 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 755,72 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais mostram estrangulamento e redução da seção. Ressaltando-se que a tensão máxima onde ocorre está representada com a nomenclatura MX.

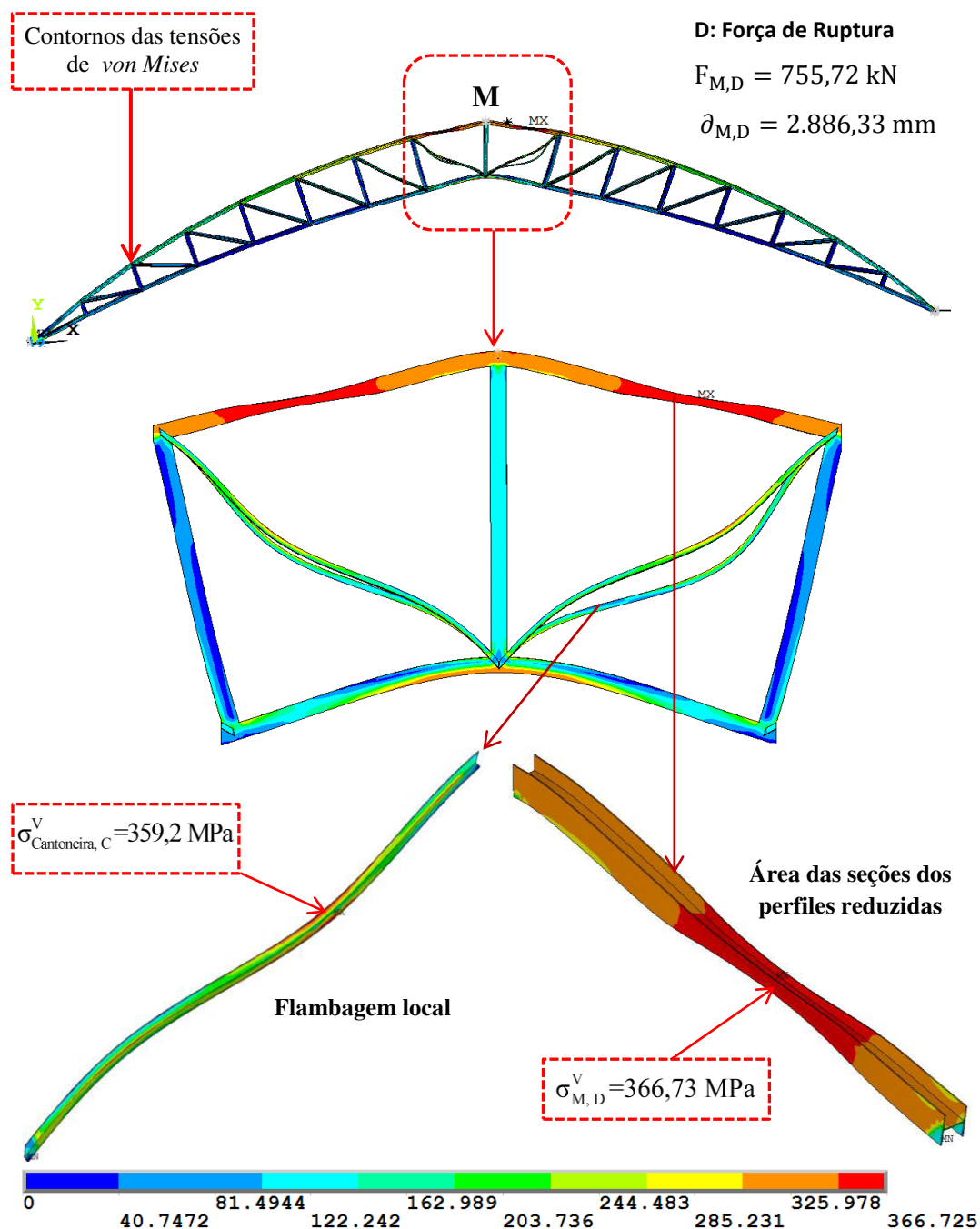


Figura 7.32 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (C_{P40}).

Com base na sequência da modelagem numérica realizada, a Tabela 7.6 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 40 m, sem e com protensão.

Tabela 7.6 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 40 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.24).

<i>Pontos das curvas</i>	<i>Treliça sem Protensão</i>		<i>Treliça com Protensão</i>		<i>% Razão de Força</i>
	<i>Força (KN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>	<i>Força (KN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>	
A: (Limite elástico)	278,6	224	481,1	98	205,1
B: (Limite escoamento)	296,51	240	506,43	105	70,8
C: (Força máxima)	299,01	325	1.057,51	1.160	253,7
D: (Força ruptura)	168,45	1.600	755,72	2.886,32	348,6

Com base nos resultados da Tabela 7.6 apresentam um resumo das forças e deslocamentos para diferentes pontos da curva carga *versus* deslocamento nos trechos elástico e plástico para o modelo da treliça de 40 m. Essa resultados confirmam o resultados obtidos na modelagem das treliças de 10m e 20 m, e as conclusões do Projeto, *HILONG “HSS trusses to be tested at Imperial College”* (Gkantou et al., 2015) e as conclusões de Belenya (1997) e de Troitsky (1990).

7.4.

Análise não linear da treliça de 80 m de vão

A análise não linear para a treliça de 80 m de vão sem e com protensão foi executada a partir da aplicação de deslocamento no centro da treliça. Na Figura 7.33, são mostrados um modelo de treliça, as condições de contorno e a aplicação do deslocamento. Também é mostrada uma ampliação da estrutura na parte em que está aplicando o deslocamento.

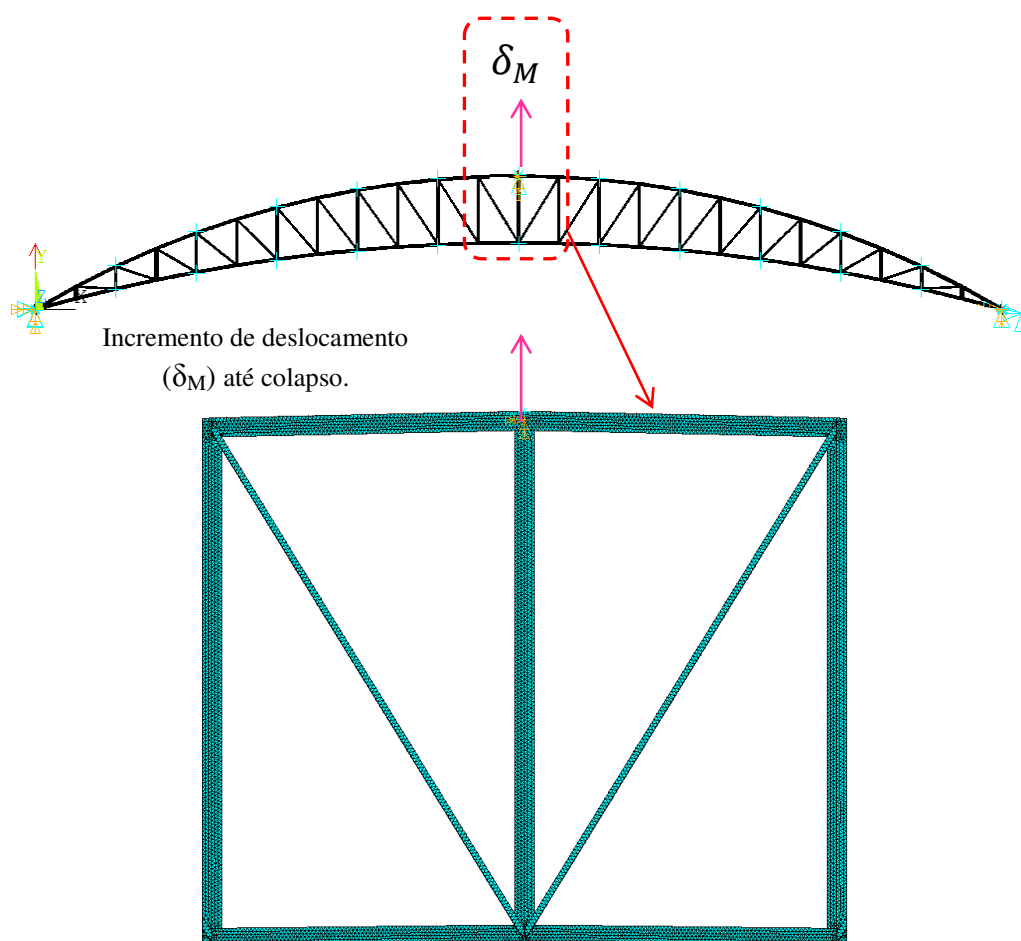


Figura 7.33 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça D_{80} .

A Figura 7.34 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento da treliça de 80m de vão sem e com protensão na corda inferior, onde o carregamento foi aplicado através de incremento de deslocamento vertical até atingir a ruptura da treliça, utilizando-se como critério de convergência a norma de deslocamentos. É possível observar que as curvas com protensão são muito similares, além de terem cargas máximas superiores à curva da treliça sem protensão.

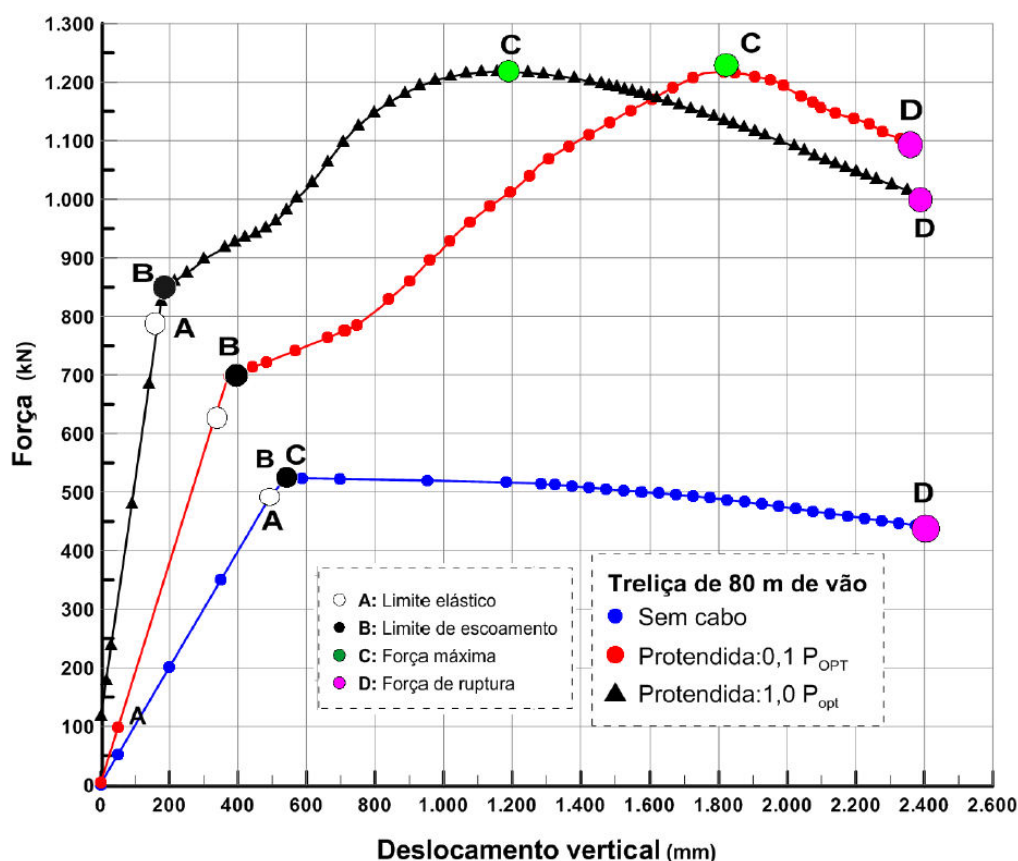


Figura 7.34 Força versus deslocamento vertical do meio do vão de D_{80} sem e com protensão.

Na Figura 7.34 referente às curvas nos pontos traçados **A** (limite elasticidade), **B** (limite de escoamento), **C** (força máxima) e **D** (força de ruptura) são mostradas as forças e deslocamentos em trecho linear e não linear nas treliças sem e com protensão de 80 m. Na sequência do estudo as Figuras 7.35 até 7.43 mostram os resultados das tensões correspondentes às forças e deslocamentos dos pontos das curvas.

7.4.1.

Treliça de 80 m sem protensão (D_{80})

Nas Figuras 7.25 até 7.28 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força versus deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 80 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.34 são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.35 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.34, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 318,74 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 479,4 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical de 437,5 mm. Essa tensão é menor que ao valor de tensão limite do escoamento do material usado. Também se nota que o apoio da treliça sem protensão apresenta grandes concentrações de tensões, no qual a maior tensão resultou em 345,68 MPa. Esse valor é aproximado à tensão limite de escoamento, não há plastificação da estrutura nessa área.

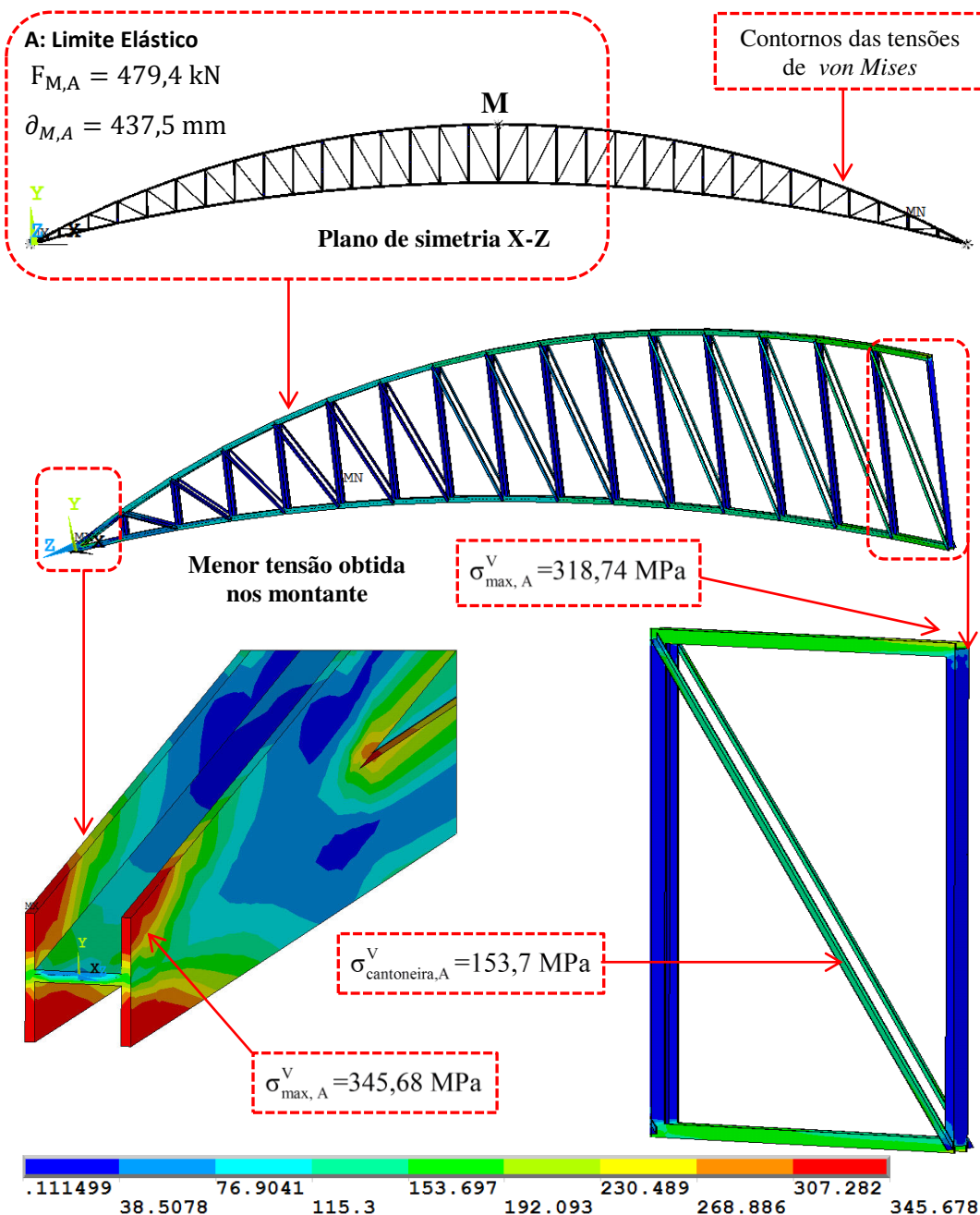


Figura 7.35 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (D_{80})

2. Ponto B: na Figura 7.36 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.34). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 322,041MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 494,79 kN) para um deslocamento vertical de 496,13 mm. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação nesta região. Vale ressaltar que na região do apoio identifica-se a elevada distribuição de 346,25 MPa que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento fazendo com que a estrutura comece a plastificar na zona do apoio. Também de forma a evidenciar na corda superior e inferior, nesta region. apresenta aproximadamente uma elevada tensão.

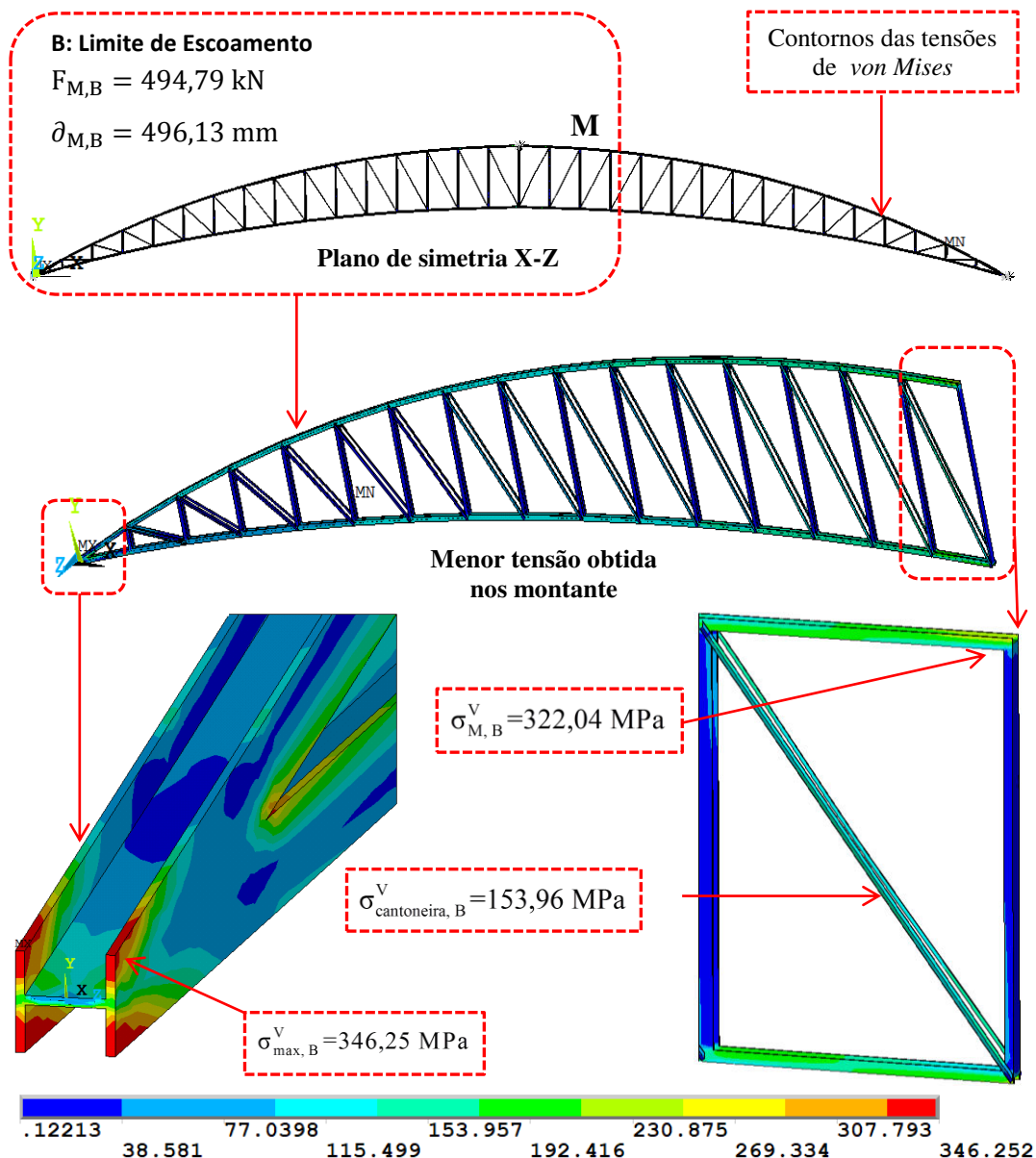


Figura 7.36 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (D₈₀).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.37 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.35, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 344,96 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um deslocamento vertical ∂_M de 541,14 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 524,05 kN. Essa tensão é aproximadamente o valor de tensão limite de escoamento, ou seja, a estrutura não plastifica. Vale ressaltar que na região do apoio, observa-se a máxima distribuição de 349,53 MPa (nomenclatura MX) e, a estrutura continua plastificando nesta zona de apoio. Também observado que nas diagonais ocorrência de estrangulação das cantoneiras para uma tensão de 283,49 MPa.

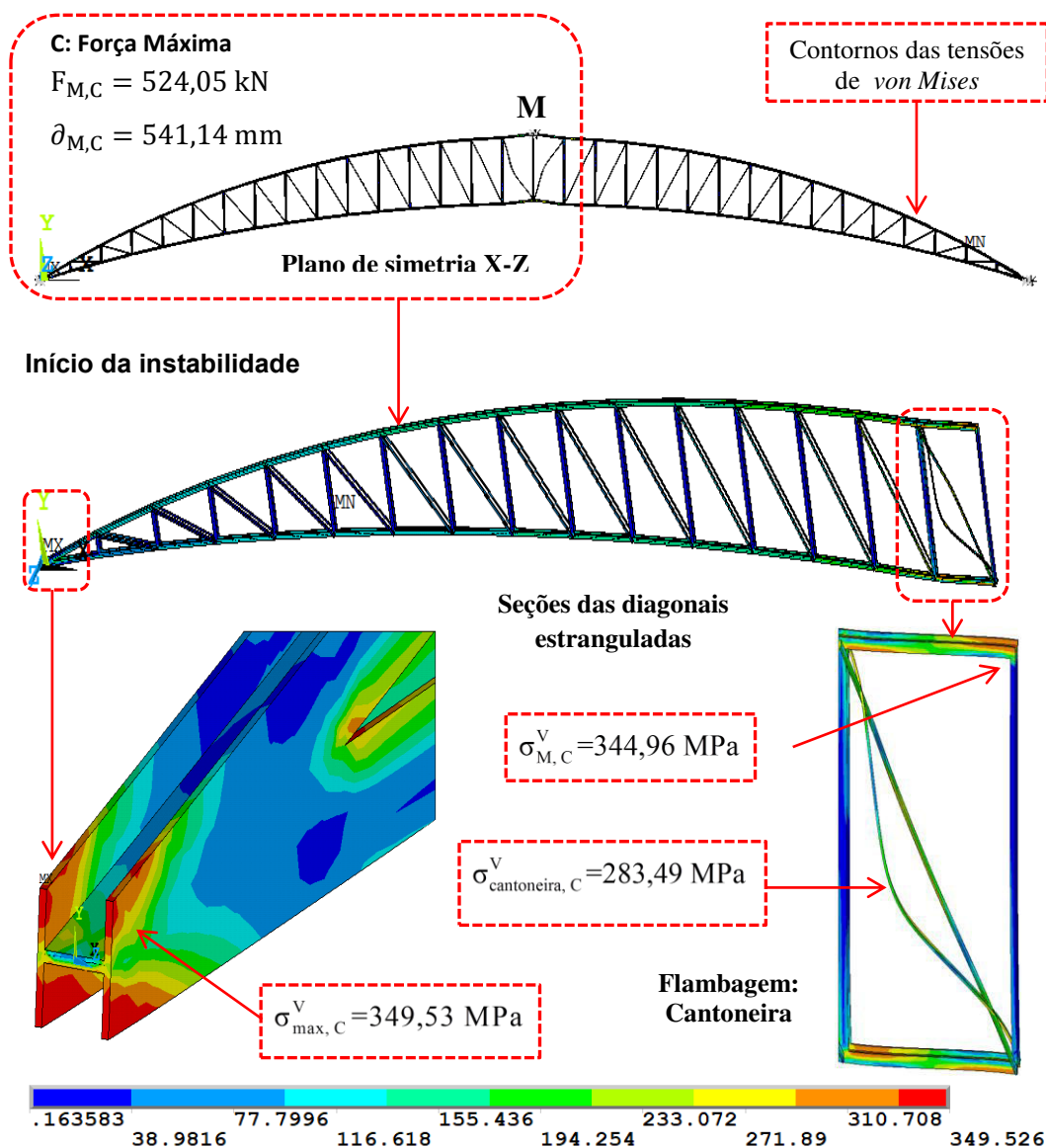


Figura 7.37 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto C (D₈₀).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.38 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.35, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 363,58 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M , para um grande deslocamento vertical de 2.395,98 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 441,43 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais apresentam estrangulamento e redução da seção.

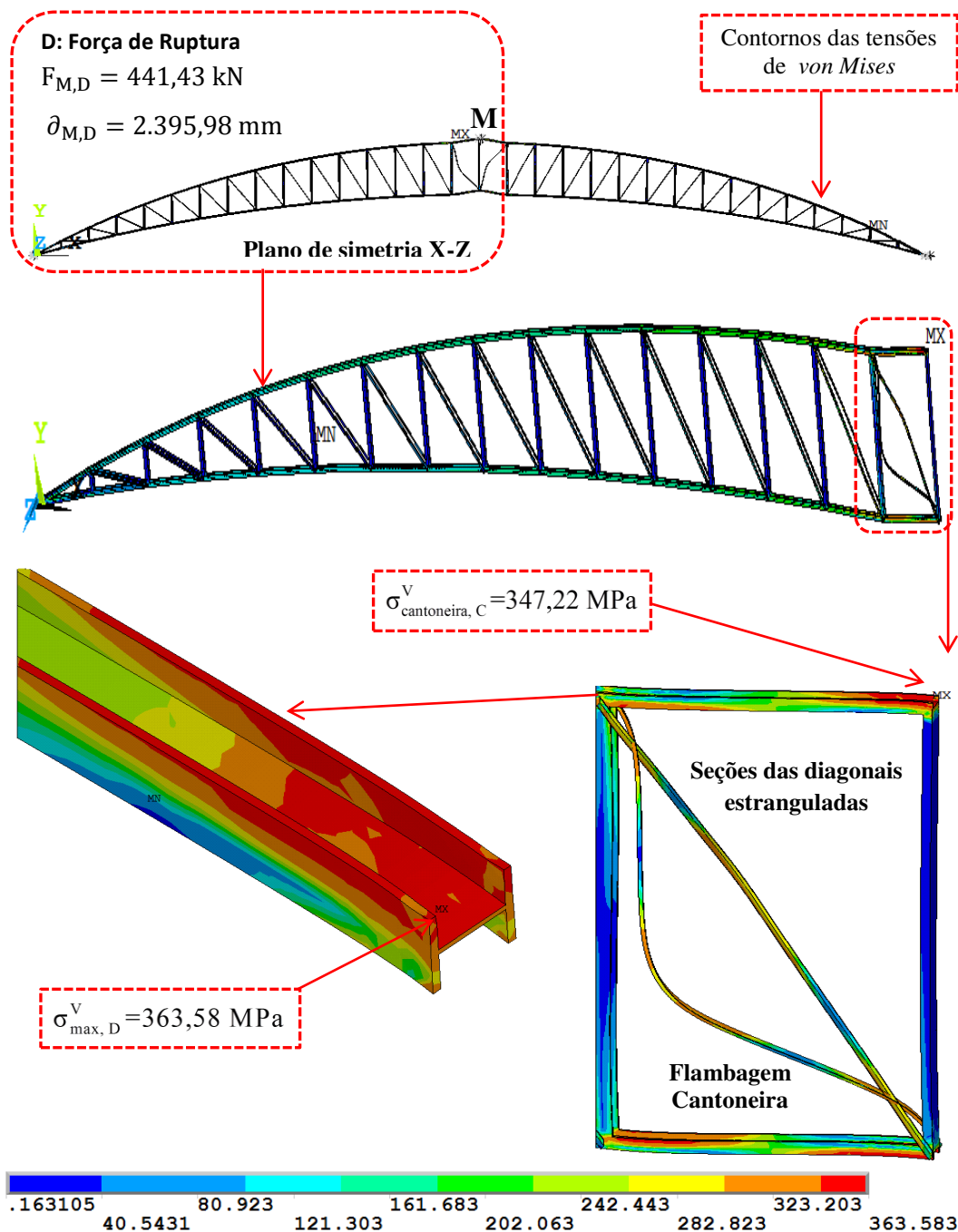


Figura 7.38 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (D₈₀).

7.4.2.

Treliça de 80 m protendida (D_{P80})

Neste item são apresentados os resultados da análise não linear física para treliça protendida de 80 m de vão, para dois níveis de força de protensão (Figura 7.34). Os resultados da análise com protensão ótima (440,66 kN) são indicados nas Figuras 7.39 até 7.42. Estas Figuras apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para cada ponto da curva da força *versus* deslocamento vertical (ponto M) da treliça.

7.4.2.1.

Análise dos níveis de força de protensão para de D_{P80}

A Figura 7.24 apresenta gráficos de forças versus deslocamentos para os dois diferentes níveis de força de protensão ($0,1P_{opt}$ e P_{opt}), obtidas a partir de uma análise não linear física, onde os pontos característicos das curvas são analisados. As principais informações obtidas nestes gráficos são destacadas a seguir.

1. Ponto A correspondente ao limite elástico

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 627,01 kN (com deslocamento 332,25 mm) a 842,13 kN (com deslocamento de 180,18 mm), ou seja, um acréscimo de 34,31 %.

2. Ponto B correspondente ao limite de escoamento

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 690,81 kN (com deslocamento 367,5 mm) a 845,153 kN (com deslocamento de 180,93 mm), ou seja, um acréscimo de 22,34 %.

3. Ponto C correspondente à força máxima (Inicia da instabilidade)

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 1.217,8 kN (com deslocamento 1.815,39 mm) para 1.217,505 kN (com deslocamento de 1.156,22 mm), ou seja, uma redução de 0,02%, ressaltando-se que a estruturas tem aproximadamente mesma força máxima, com deslocamentos diferentes.

4. Ponto D correspondente à força de ruptura final:

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças diminuem de 1.098,52 kN (com deslocamento 2.359,14 mm) a 1.006,48 kN (com deslocamento de 2.394,83 mm), ou seja, uma redução de 8,38 %. Observa-se que a estrutura com protensão ótima rompe com menor força de ruptura.

Com base na sequência das simulações numéricas realizadas, a Tabela 7.7 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 80 m. Em conclusão, os resultados mostram as variações de forças de ganho devido ao efeito dos níveis de forças de protensão solicitadas na estrutura.

Tabela 7.7 Níveis de força de protensão da treliça D₈₀.

Pontos das curvas	0,1 P_{opt}	P_{opt}	% Razão de força
	(kN)	(kN)	
A	627,01	842,13	34,31
B	690,81	845,15	22,34
C	1.217,8	1.217,51	0,02
D	1.098,52	1.006,49	8,38

7.4.2.2.

Treliça de 80 m com protensão ótima (D_{P80})

Nas Figuras 7.39 até 7.42 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 80 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.34 são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.39 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.34, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 309,54 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 824,48 kN) onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 175,78 mm. Essa tensão é menor que valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se, que na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 346,07 MPa.

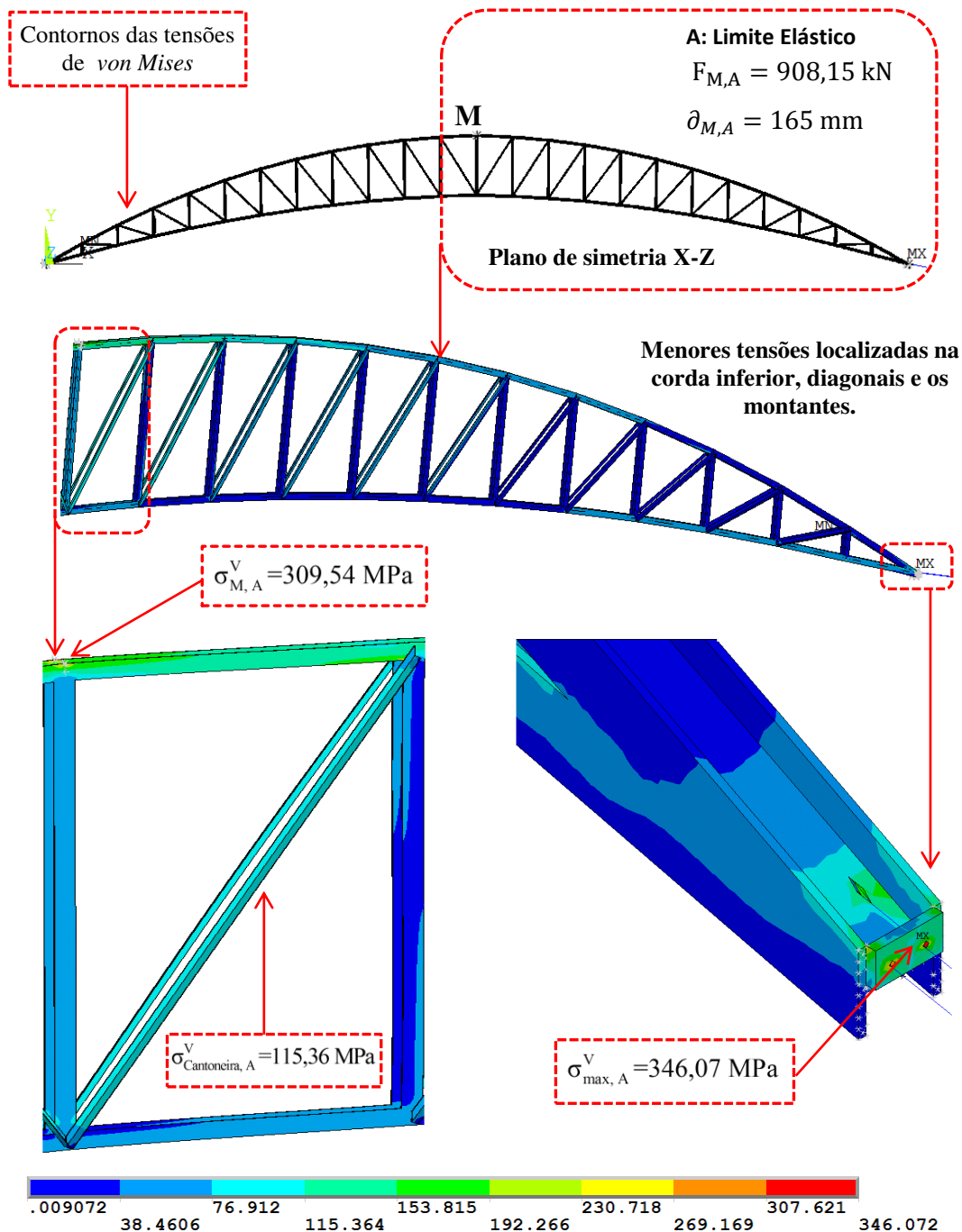


Figura 7.39. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (D_{p80}).

2. Ponto B: na Figura 7.40 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.34). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 344,63 MPa (a um carregamento aplicado de 840,99 kN) para um deslocamento vertical de 180,18 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, identifica-se a elevada distribuição de 350,01 MPa (ponto MX) nas diagonais.

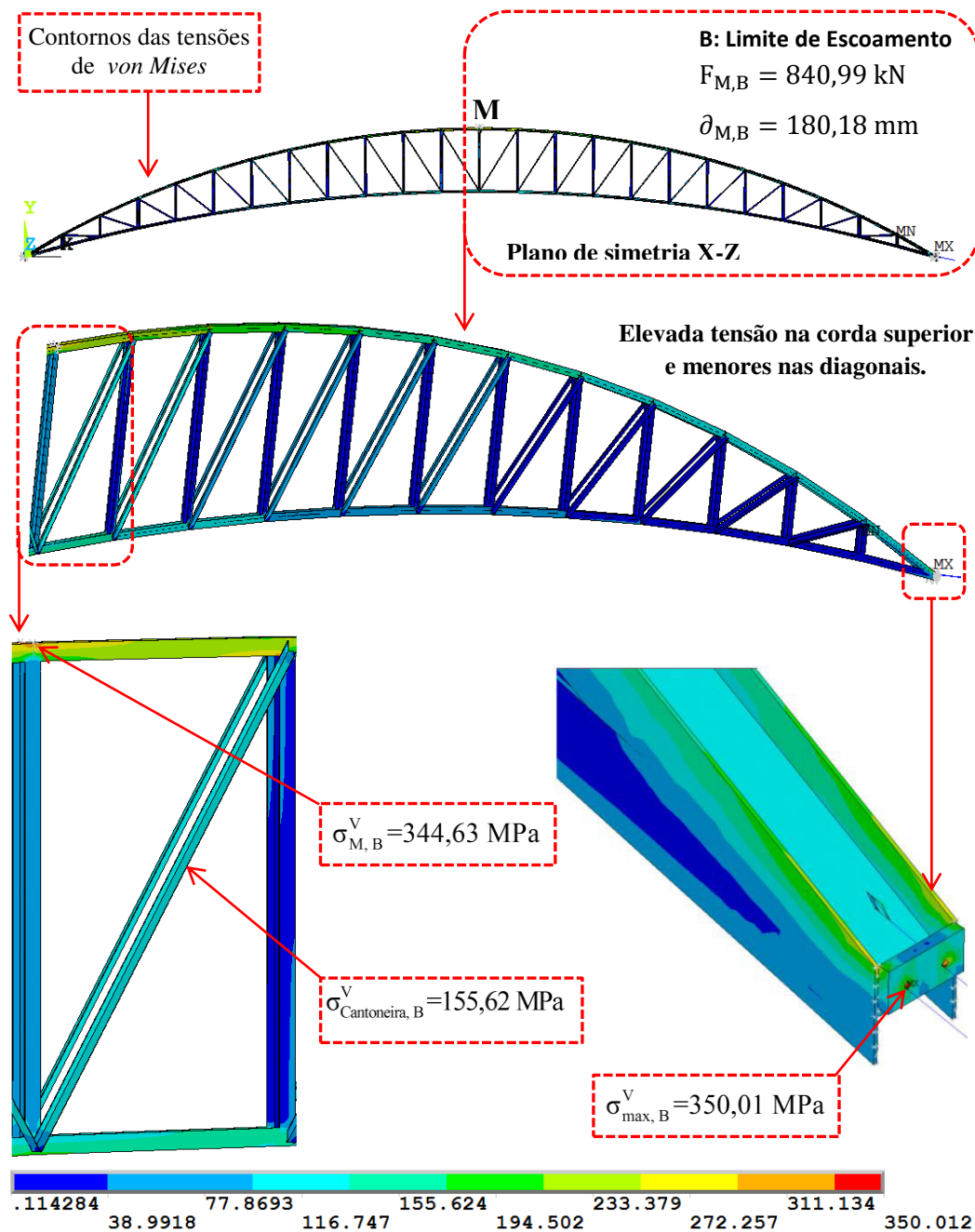


Figura 7.40 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (D_{p80}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.41 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.34, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 351,45 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M para um deslocamento vertical de 1.156,22 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 1.217,06 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento. Vale ressaltar que na região da chapa da treliça, observa-se a máxima distribuição 360,72 MPa e, a estrutura continua plastificando-se nessa zona da chapa. Nas diagonais observa-se a ocorrência de flambagem local, com valor da tensão de 260,53 MPa.

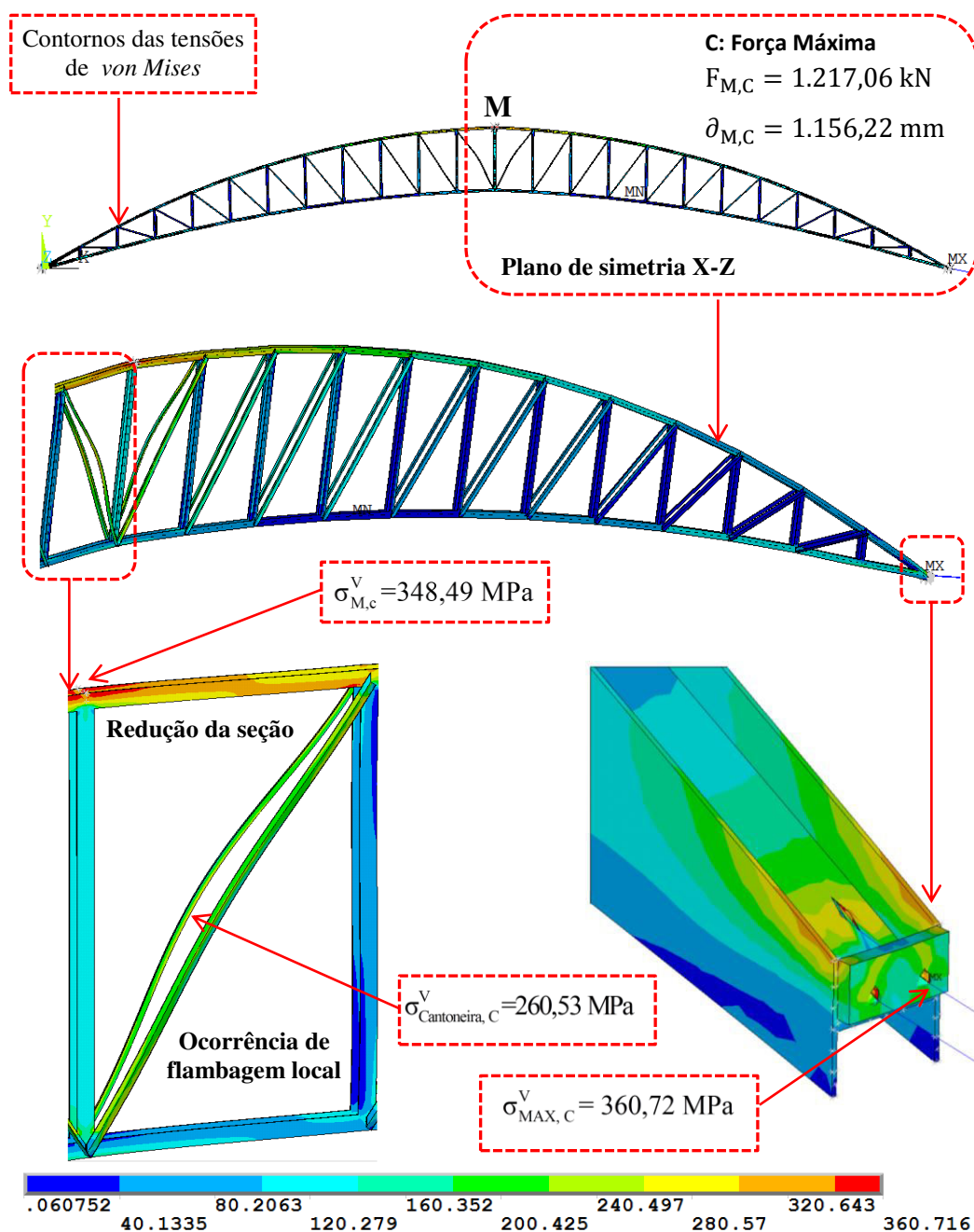


Figura 7.41 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto C (D_{P80}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.42 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.34, pode-se verificar que o valor da tensão máxima apresentada resultou em 365,12 MPa, onde ocorre está representado com a nomenclatura MX. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 2.394,83 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 1.006,49 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais mostram flambagem.

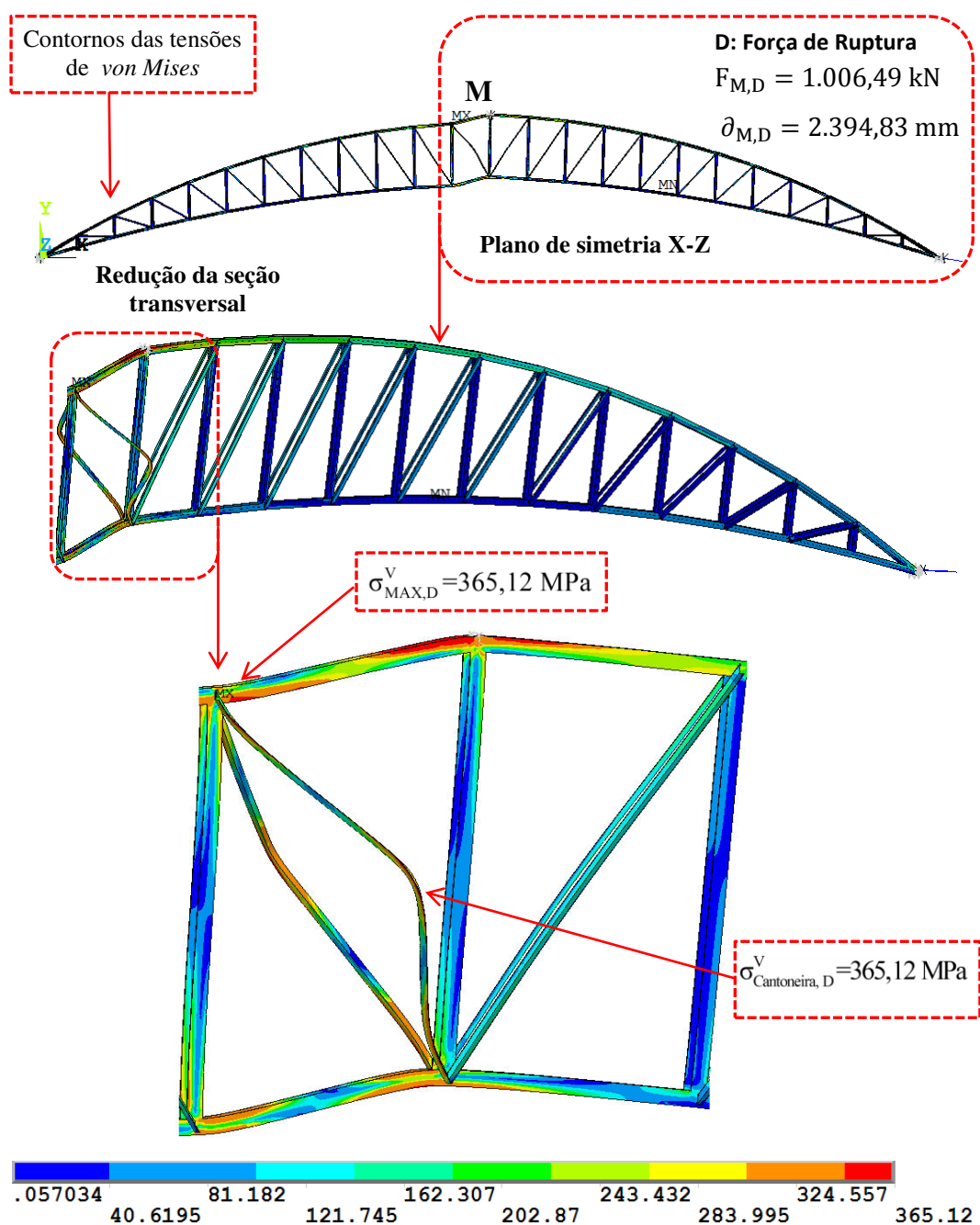


Figura 7.42. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (D₈₀)

Com base na sequência da modelagem numérica realizada a Tabela 7.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 80 m, sem e com protensão.

Tabela 7.8 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 80 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.34).

Pontos das curvas	Treliça sem protensão		Treliça com protensão		% Razão de Força
	Força (kN)	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Deslocamento (mm)	
A: (Limite elástico)	479,4	437,5	824,48	175,78	72
B: (Limite escoamento)	494,79	496,13	840,99	180,18	70
C: (Força máxima)	524,05	541,14	1.217,06	1.156,22	132,24
D: (Força ruptura)	441,43	2.395,98	1.006,49	2.394,83	128

Com base nos resultados da Tabela 7.8 apresentam um resumo das forças e deslocamentos para diferentes pontos da curva carga *versus* deslocamento nos trechos elástico e plástico para o modelo da treliça de 80 m. Esse resultados confirma o obtidos na modelagem das treliças de 10 m, 20 m e 40 m, as conclusões do Projeto, *HILONG “HSS trusses to be tested at Imperial College”* (Gkantou et al., 2015) e as conclusões de Belenya (1997) e de Troitsky (1990).

7.5.

Análise não linear da treliça de 120 m de vão

A análise não linear para a treliça de 120 m de vão sem e com protensão foi executada a partir da aplicação de deslocamento no centro da treliça. Na Figura 7.43, são mostrados um modelo de treliça, as condições de contorno e a aplicação do deslocamento. Também é mostrada uma ampliação da estrutura na parte em que está aplicando o deslocamento.

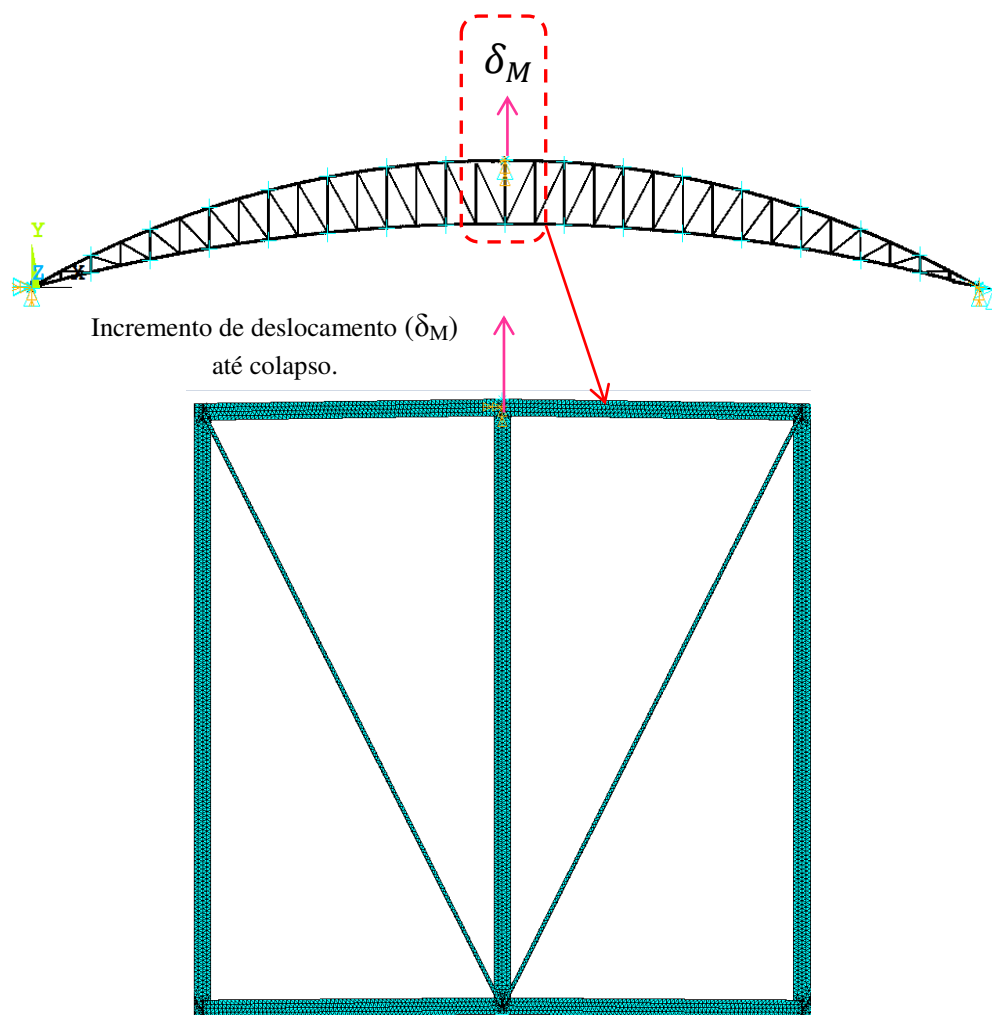


Figura 7.43 Deslocamento vertical aplicado no centro da treliça E_{120} .

A Figura 7.44 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento da treliça de 120 m de vão sem e com protensão na corda inferior, onde o carregamento foi aplicado por meio de incremento de deslocamento vertical. Observa-se que as curvas com protensão são muito similares, além de terem cargas máximas superiores à da treliça sem protensão.

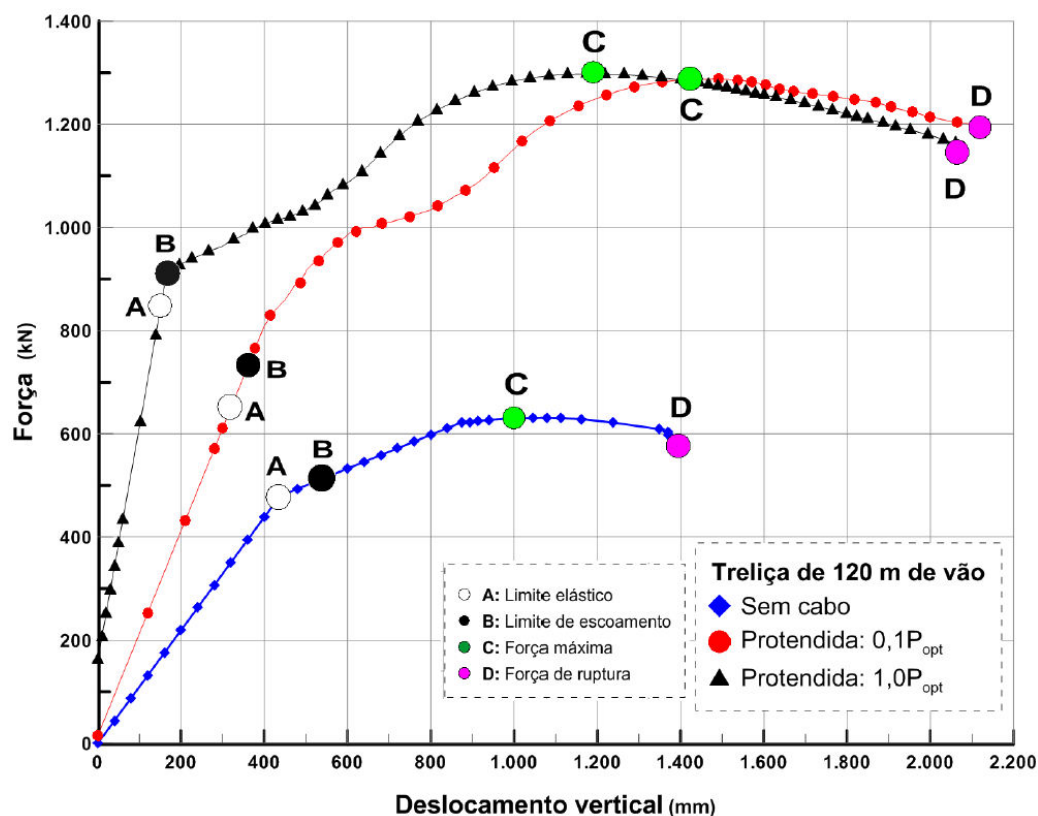


Figura 7.44 Força *versus* deslocamento vertical do meio do vão de E_{120} sem cabo e com protensão.

Na Figura 7.44 referente às curvas nos pontos traçados **A** (limite elasticidade), **B** (limite de escoamento), **C** (força máxima) e **D** (força de ruptura) são mostradas as forças e deslocamentos em trecho linear e não linear nas treliças sem e com protensão de 120 m. Na sequência do estudo, as Figuras 7.41 até 7.48 mostram os resultados das tensões correspondentes às forças e deslocamentos dos pontos das curvas.

7.5.1.

Treliça de 120 m sem protensão (E_{120})

Nas Figuras 7.45 até 7.48 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 120 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.44 são analisados nesta seção.

1. Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.45 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.44, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 318,74 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 480 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 493,3 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se que na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 345,68 MPa está representada com a nomenclatura MX.

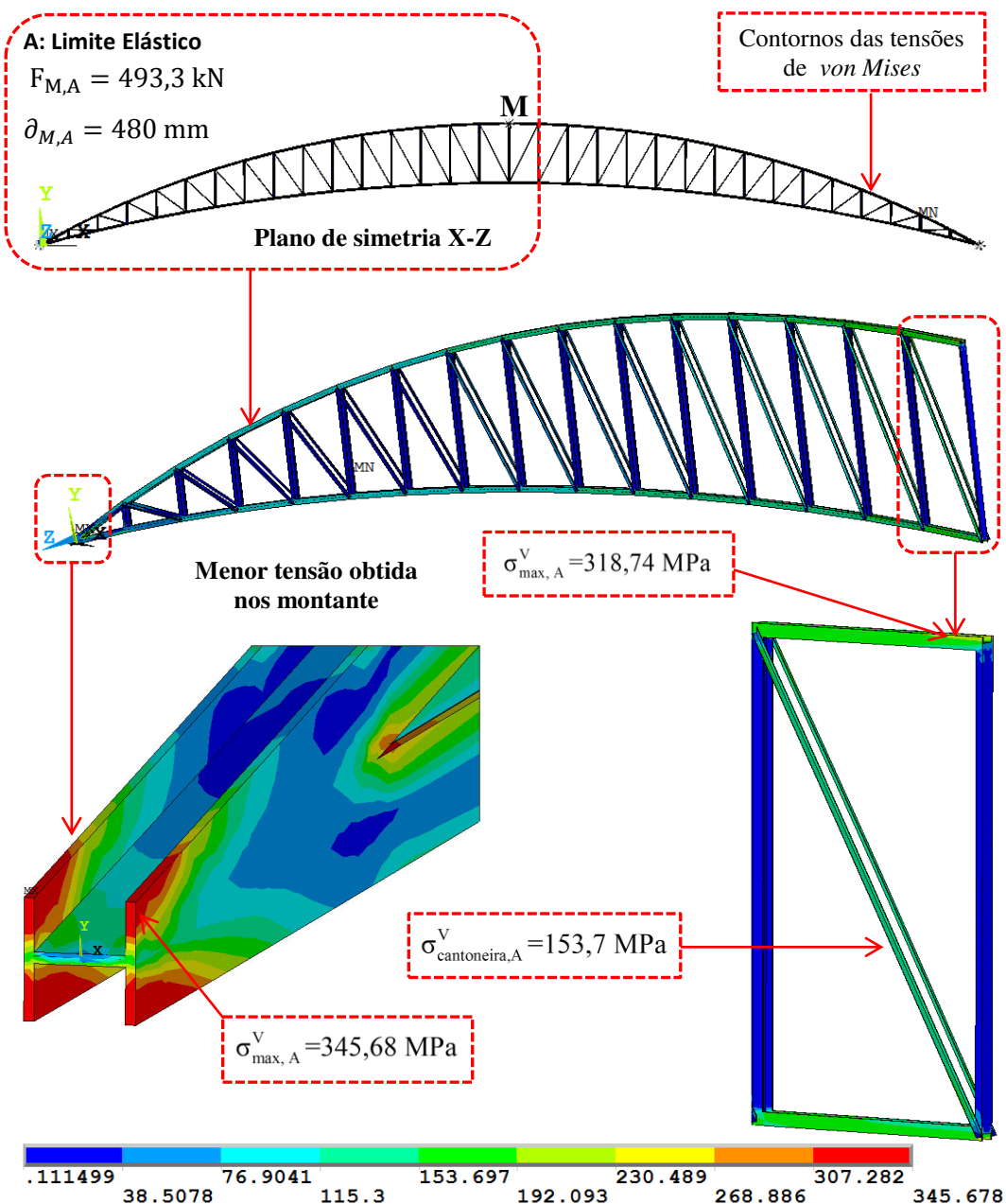


Figura 7.45 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (D₁₂₀).

2. Ponto B: na Figura 7.46 percebe-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.44). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 322,04 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 506,39 kN) para um deslocamento vertical de 520 mm. Essa tensão é menor que o valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação nesta região. Vale ressaltar que na região do apoio identifica-se a elevada distribuição de 346,25 MPa que, por sua vez, excede o valor limite de escoamento fazendo com que a estrutura comece a plastificar na zona do apoio. Também de forma a evidenciar a corda superior e inferior, nessa região apresenta aproximadamente uma elevada tensão.

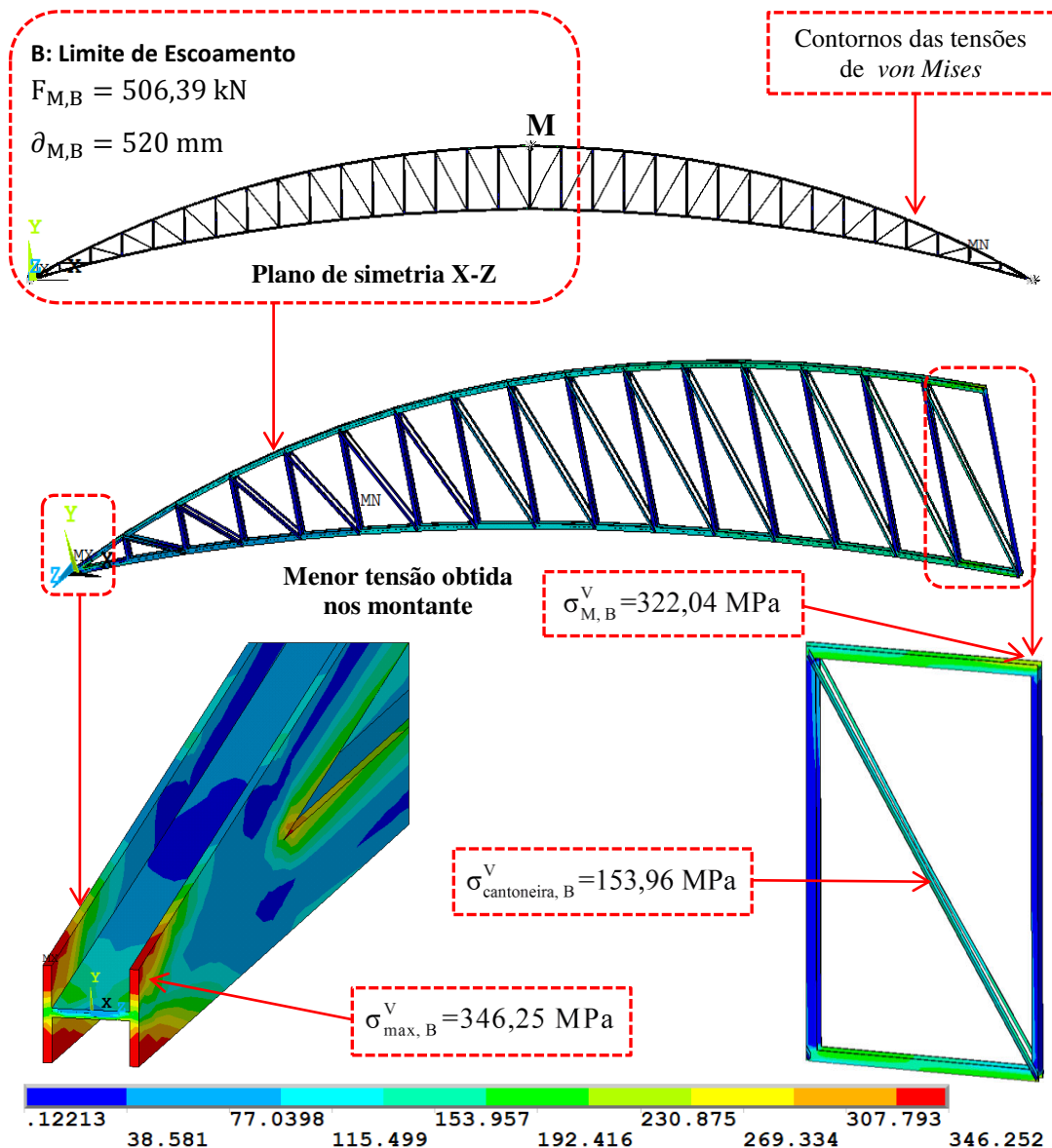


Figura 7.46. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (E₁₂₀).

C: Força Máxima
 $F_{M,C} = 631,43 \text{ kN}$
 $\delta_{M,C} = 1.079,4 \text{ mm}$

Contornos das tensões de von Mises

Plano de simetria X-Z

Início da instabilidade

$\sigma_{M,C}^V = 344,96 \text{ MPa}$

Seções das diagonais estranguladas

$\sigma_{\text{cantoneira},C}^V = 283,49 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{max},C}^V = 349,53 \text{ MPa}$

Flambagem: Cantoneira

Color scale: 163.583, 38.9816, 77.7996, 116.618, 155.436, 194.254, 233.072, 271.89, 310.708, 349.524

Figura 7.47. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto C (E_{120}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.48 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.44, pode-se verificar que o valor da tensão apresentada resultou em 363,58 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M , para um grande deslocamento vertical de 1.371,43 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 595,95 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais apresentam estrangulamento e redução da seção.

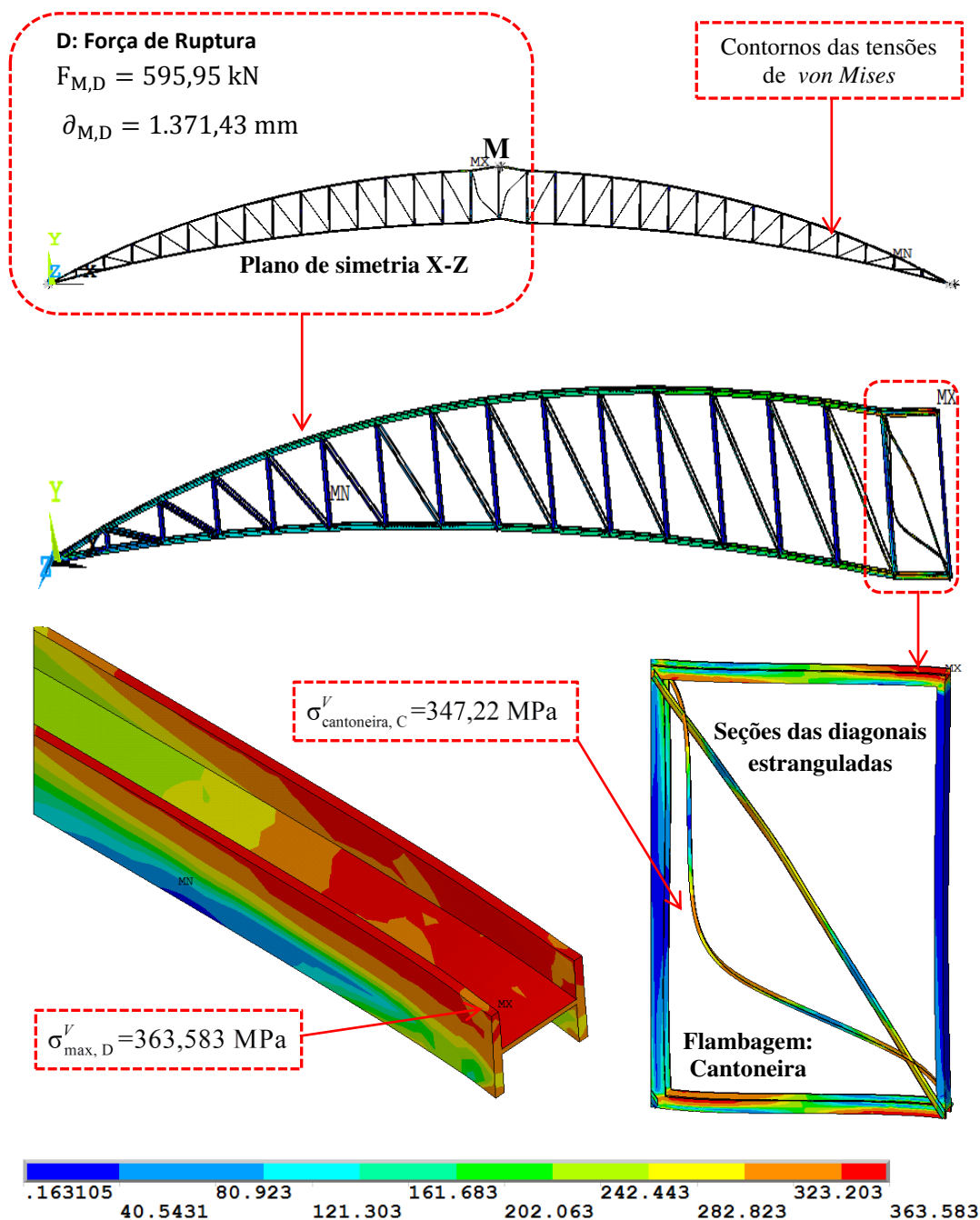


Figura 7.48. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto D (E₁₂₀).

7.5.2.

Treliça de 120 m protendida (E_{P120})

Neste item são apresentados os resultados da análise não linear física para treliça protendida de 120 m de vão, para dois níveis de força de protensão (Figura 7.44). Os resultados da análise com protensão ótima (860,56 kN) são indicados nas Figuras 7.49 até 7.52. Estas figuras apresentam as distribuições das tensões de *von Mises* para cada ponto da curva da força *versus* deslocamento vertical (ponto M) da treliça.

7.5.2.1.

Análise dos níveis de força de protensão para de E_{P120}

A Figura 7.24 apresenta gráficos de forças *versus* deslocamentos para os dois diferentes níveis de força de protensão ($0,1P_{opt}$ e P_{opt}), obtidas a partir de uma análise não linear física, onde os pontos característicos das curvas são analisados. As principais informações obtidas nestes gráficos são destacadas a seguir:

1. Ponto A correspondente ao limite elástico

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 640,39 kN (com deslocamento 310 mm) a 908,15 kN (com deslocamento de 165 mm), ou seja, um acréscimo de 41,81 %.

2. Ponto B correspondente ao limite de escoamento

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 685,13 kN (com deslocamento 330 mm) a 927,08 kN (com deslocamento de 195,16 mm), ou seja, um acréscimo de 35,32 %.

3. Ponto C correspondente à força máxima (Inicia da instabilidade)

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças aumentam de 1.287,51 kN (com deslocamento 1.469,13mm) para 1.057,51 kN (com deslocamento de 1.174,13 mm), ou seja, uma acréscimo de 0,77%, ressaltando-se que a estruturas tem aproximadamente mesma força máxima, com diferente deslocamento.

4. Ponto D correspondente à força de ruptura

Para uma variação de forças de protensão de $0,1P_{opt}$ para P_{opt} as forças diminuem de 1.196,50 kN (com deslocamento 2.115,24 mm) a 1.162,51 kN (com deslocamento de 2.060,24 mm), ou seja, uma redução de 2,84 %. Observa-se que a estrutura com protensão ótima rompe com menor força de ruptura.

Na sequência das simulações numéricas realizadas a Tabela 7.9 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 120 m. Em conclusão, os resultados mostram as variações de forças de ganho devido ao efeito dos níveis de forças de protensão solicitadas na estrutura.

Tabela 7.9 Níveis de força de protensão da treliça E_{120}

Pontos das curvas	$0,1 P_{opt}$	P_{opt}	% Razão De força
	(kN)	(kN)	
A	640,39	908,15	41,81
B	685,13	927,08	35,32
C	1.287,51	1.297,51	0,78
D	1.196,5	1.162,51	2,84

7.5.3.

Treliça de 120 com Protensão Ótima (E_{P120})

Nas Figuras 7.49 até 7.52 são apresentados os resultados das distribuições das tensões de *von Mises* para diversos pontos da curva força *versus* deslocamento vertical aplicado no centro para a treliça de 40 m de vão sem protensão. Os resultados dos pontos característicos importantes das curvas da Figura 7.24, são analisados nesta seção.

Ponto A: com base nos resultados obtidos, a Figura 7.49 ilustra a distribuição das tensões de *von Mises* referente ao ponto do limite de elasticidade da Figura 7.44, onde se observa que o valor da tensão calculada foi igual a 333,24 MPa (correspondente a um carregamento aplicado de 908,15 kN) na região onde foi aplicado o deslocamento vertical ∂_M de 165 mm. Essa tensão é menor que valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Observa-se, que na chapa de ancoragem da treliça protendida, apresenta grandes concentrações de tensões, onde se tem maior tensão de 342,2 MPa.

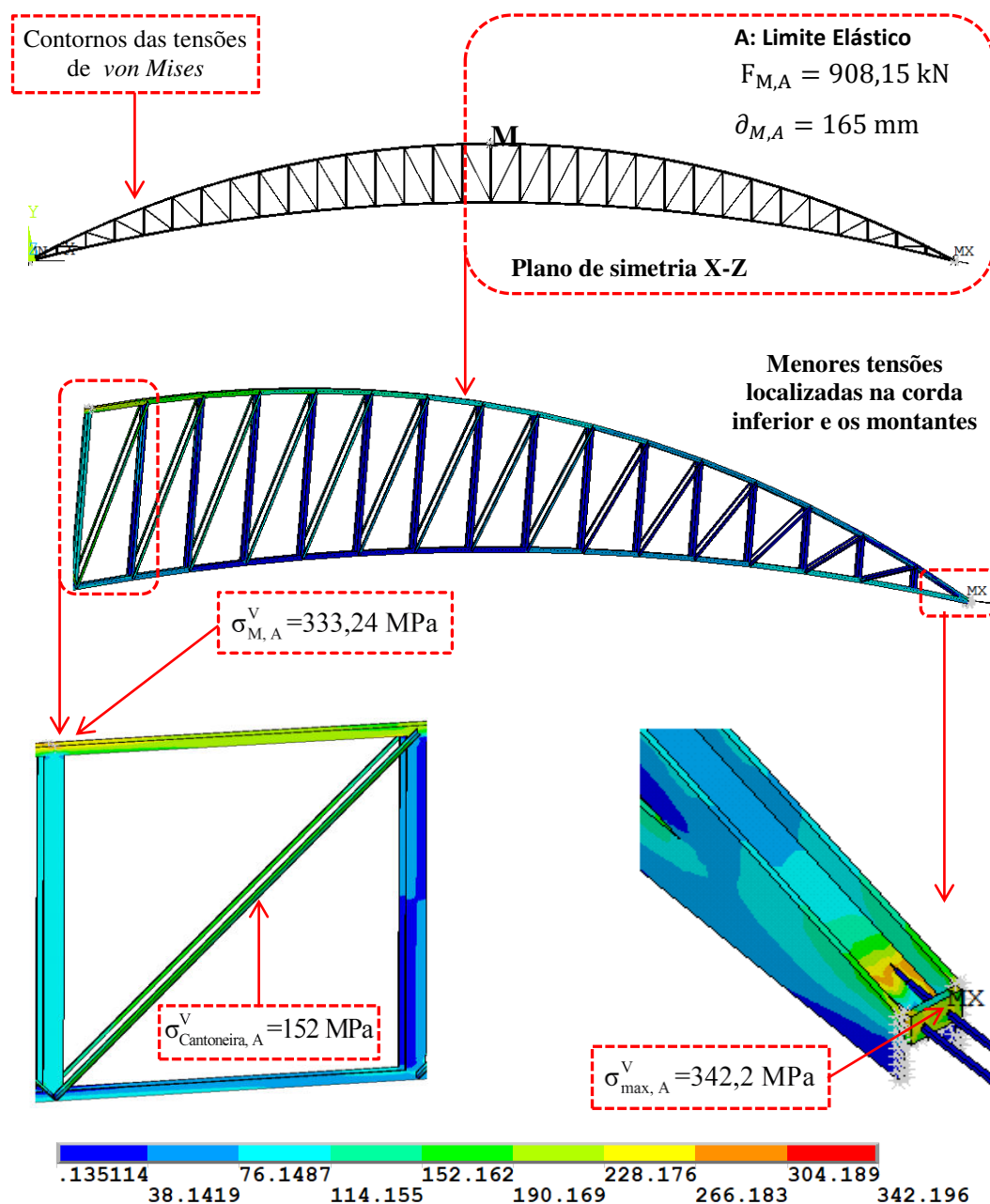


Figura 7.49. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto A (E_{P120}).

2. Ponto B: na Figura 7.50 verifique-se que há um aumento da distribuição das tensões de *von Mises* no que se refere ao ponto de limite de escoamento (Figura 7.44). Na região do centro da treliça ∂_M , foi observado que o valor da tensão calculada resultou em 342,55 MPa (a um carregamento aplicado de 927,08 kN) para um deslocamento vertical de 195 mm. Essa tensão é aproximadamente do valor de tensão limite do escoamento, ou seja, não há plastificação da estrutura nesta área. Vale ressaltar que na região da chapa de ancoragem, identifica-se a elevada distribuição de 346,07 MPa (ponto MX) nas diagonais.

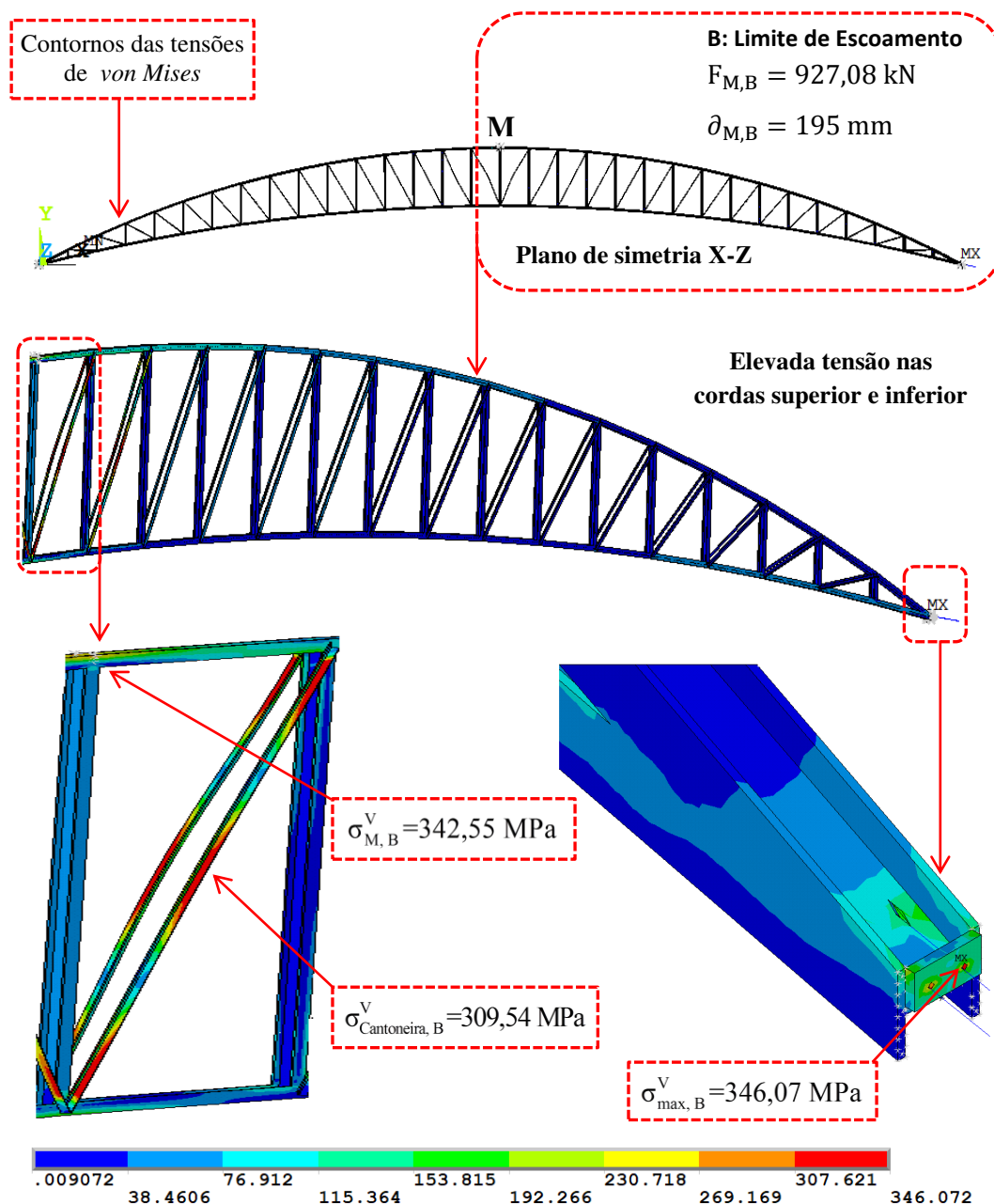


Figura 7.50 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto B (E_{P120}).

3. Ponto C: observando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.51 referente ao ponto de força máxima da Figura 7.44, constata-se que o valor da tensão calculada foi igual a 348,49 MPa. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça ∂_M para um deslocamento vertical de 1.174 mm, correspondendo a um carregamento aplicado de 1.297,51 kN. Essa tensão é maior do que o valor de tensão limite de escoamento fazendo com que a estrutura plastifique. Vale ressaltar que na região da chapa da treliça, observa-se a máxima distribuição 364,8 MPa e, conseqüentemente, a estrutura continua plastificando nesta zona da chapa. Também nas diagonais, observa-se a ocorrência de flambagem local, com valor da tensão de distribuição de 315,27 MPa.

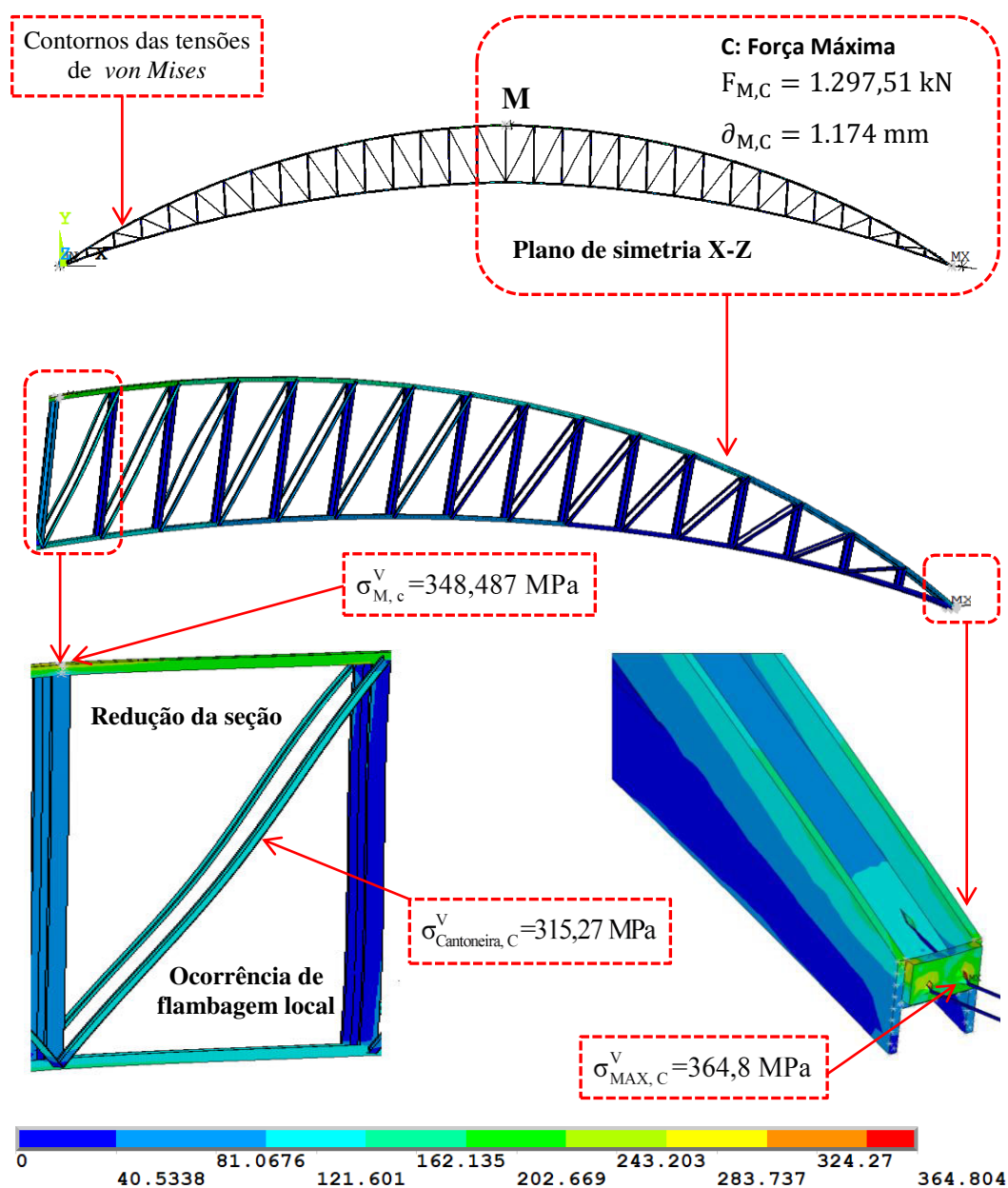


Figura 7.51 Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ponto C (E_{p120}).

4. Ponto D: avaliando-se a distribuição das tensões de *von Mises* da Figura 7.22 referente ao ponto de ruptura mostrado na Figura 7.14, pode-se verificar que o valor da tensão máxima apresentada resultou em 371,05 MPa, onde ocorre está representado com a nomenclatura MX. Tal valor foi obtido na região do centro da treliça, para um grande deslocamento vertical de 2.060,24 mm, correspondente a uma força de ruptura igual a 981,36 kN. Essa região apresenta deformações elevadas e os perfis das cordas superior, inferior, montantes e diagonais mostram estrangulamento e redução da seção.

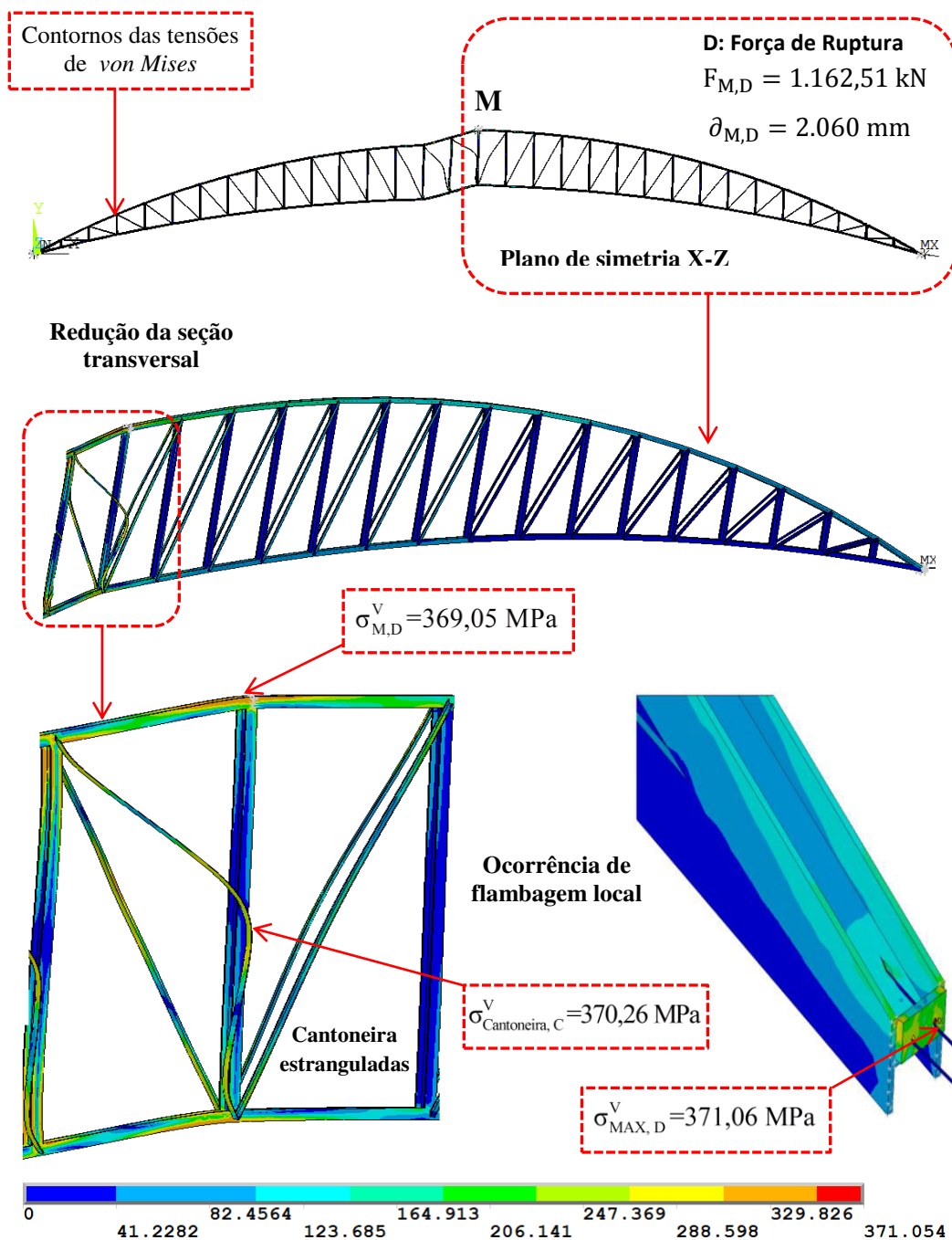


Figura 7.52. Distribuição de tensões de *von Mises* (MPa) correspondente ao ponto D (E_{p120})

Com base na sequência da modelagem numérica realizada, a Tabela 7.10 apresenta um resumo dos resultados obtidos no que se refere a forças e deslocamentos nos pontos de limite elástico, escoamento, força máxima e ruptura no centro do vão para a treliça de 120 m, sem e com protensão.

Tabela 7.10 Resumo dos resultados das forças e deslocamentos da treliça 120 m sem e com protensão nos pontos das curvas (Figura 7.44).

Pontos das curvas	Treliça sem Protensão		Treliça com Protensão		% Razão de Força
	Força (kN)	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Deslocamento (mm)	
A: (Limite elástico)	493,3	480	908,15	165	84,1
B: (Limite escoamento)	506,39	520	927,08	195	83,1
C: (Força máxima)	631,43	1.079,4	1.297,51	1.174	105,5
D: (Força ruptura)	595,95	1.371,43	1.162,51	2.060	95,1

Com base nos resultados da Tabela 7.10 apresentam um resumo das forças e deslocamentos para diferentes pontos da curva carga *versus* deslocamento nos trechos elástico e plástico para o modelo da treliça de 80 m. Estes resultados confirmam os resultados obtidos nas modelagens das treliças de 10 m, 20 m, 40 m, 80 m, as conclusões do Projeto *HILONG “HSS trusses to be tested at Imperial College”* (Gkantou et al., 2015) e as conclusões de Belenya (1997) e de Troitsky (1990).

Considerações finais

Neste capítulo são relatadas às conclusões finais, as contribuições e sugestões para trabalhos futuros, com base nos resultados da investigação do comportamento estrutural de treliças de aço em forma de arco utilizadas no projeto de coberturas.

Este estudo compreendeu quatro fases distintas. Na primeira foi realizada uma descrição dos modelos estruturais. Na segunda etapa foi demonstrada a eficiência da modelagem numérica das treliças, desenvolvida com base no método dos elementos finitos (MEF). A etapa seguinte apresentou os desenvolvimentos da análise estática linear das treliças. A última etapa abordou uma análise estática não linear física das treliças.

8.1.

Conclusões

Neste estudo foram consideradas treliças em forma de arco com 10, 20, 40, 80 e 120 m de vão. Por meio de modelagem computacional comprovou-se a eficiência do sistema estrutural, dado que ao se introduzirem forças de protensão nos cabos conseguiu-se atingir uma redução de solicitações de no mínimo 50%, comparada com as estruturas sem essa protensão. Com o aumento dos vãos, os benefícios da protensão, proporcionam que as solicitações nas treliças diminuam substancialmente chegando a uma redução de até 90%.

Com base nos resultados obtidos com as análises estática linear e não linear, sem e com efeito da protensão, para as diferentes modelagens numéricas, seguem diversas conclusões específicas.

Conclusões sobre a treliça de 40 m de vão

Na análise estática linear com nível de protensão ótima de 205,27 kN atingiu-se uma capacidade de reduções de tensões, de forças e de deslocamentos em todos os elementos da estrutura protendida. Com respeito à tensão máxima de *von Mises*, obtida junto à região de apoio da treliça protendida, foi igual a 121,24 MPa, enquanto a treliça sem protensão esse valor foi igual a 345,26 MPa. Sendo assim, aquele apresentou melhor comportamento estrutural teve uma redução de aproximadamente de 64,88% na tensão máxima.

Verificou-se também uma redução de forças nas cordas superior e inferior ao longo do vão com força de protensão (Figura 6.36). A corda superior atingiu uma capacidade de força máxima de 368,94 kN a 124,61 kN e uma redução de 66,22%, enquanto na corda inferior ocorreu uma redução de 334,752 kN para 108,05 kN, significando uma redução de 68,62 %. Esse modelo apresenta, ainda, uma redução de deslocamento, no centro do vão da treliça, que variou de 110,87 mm a 7,72 mm.

Na análise estática não linear comparando-se os resultados da estrutura C₄₀ sem e com protensão ótima referentes aos pontos traçados da Figura 7.24, observa-se que o ponto elástico, A, com protensão, atingiu uma capacidade máxima de carga de 481,102 kN para um deslocamento de 98 mm, enquanto que a treliça sem protensão alcançou uma carga de 278,6 kN para um deslocamento de 224 mm. Sendo assim, houve um aumento de força de 72,7 % e uma redução de deslocamento de 56,25%.

Para o ponto elástico, B, a influência da protensão apresentou um ganho com uma capacidade de carga de 296,51 kN, para um deslocamento de 105 mm, enquanto que, sem protensão, alcançou uma carga de 506,433 kN para um deslocamento de 105,04 mm, ou seja, uma razão de força de 56,2 %.

No ponto da força máxima, C, a carga passa de 299,01kN a 1.057,51 kN, representando um aumento de 253,7% da força de flambagem. Para o ponto de ruptura, D, a treliça sem protensão rompe-se com 168,45 kN, enquanto a treliça com protensão rompe-se com 755,72 KN com um aumento de 348,6%.

É importante notar que não só as cargas foram expressivamente maiores, mas, também, a capacidade de absorver energia, melhorando a rigidez da estrutura. Ressalta-se, para todos os pontos analisados, que a protensão reduz as tensões de *von Mises* nos elementos da estrutura (ver Item 7.3).

Conclusões sobre a treliça de 80 m de vão

Na análise estática linear com nível de protensão ótima de 440,66 kN, atingiu-se uma capacidade de reduções de tensões, de forças e de deslocamentos em todos os elementos da estrutura protendida. Com respeito à tensão máxima de *von Mises*, obtida junto à região de apoio da treliça protendida, apresentou-se uma tensão de 111,74 MPa, enquanto a treliça sem protensão atingiu o valor de 348,1 MPa. Sendo assim, aquele apresentou melhor comportamento estrutural em relação a este, com uma redução de aproximadamente de 64,88% na tensão máxima.

Verificou-se também uma redução de forças nas cordas superior e inferior ao longo do vão com força de protensão (Figura 6.37). A corda superior atingiu uma capacidade de força máxima de tração de 934,01 kN a 289,21 kN e uma redução de 69,04%, enquanto na corda inferior ocorreu uma redução de força máxima de compressão de 854,58 kN para 184,866 kN, significando uma redução de 78,37%. Este modelo apresenta, ainda, uma redução de deslocamento, no centro do vão da treliça, que passa de 276,3 mm a 23,93 mm.

Na análise estática não linear comparando-se os resultados da estrutura D_{80} sem e com protensão ótima referentes aos pontos traçados da Figura 7.34, observa-se que o ponto elástico, **A**, com protensão, atingiu uma capacidade máxima de carga de 824,48 kN para um deslocamento de 175,81 mm, enquanto que a treliça sem protensão alcançou uma carga de 479,4 kN para um deslocamento de 437,5 mm. Sendo assim, houve um aumento de força de 72 % e uma redução de deslocamento de 59,82%.

Para o ponto elástico, **B**, a influência da protensão apresentou um ganho com uma capacidade de carga de 840,989 kN, para um deslocamento de 180,18 mm, enquanto que, sem protensão, alcançou uma carga de 494,79 kN para um deslocamento de 496,13 mm, ou seja, uma relação de força de 70 %.

No ponto da força máxima, **C**, a carga passa de 524,05 kN a 1.217,06 kN, representando um aumento de 132,24 % da carga de flambagem. Para o ponto de ruptura, **D**, a treliça sem protensão rompe-se com 441,43 kN, enquanto a treliça com protensão rompe-se com 1.006,49 kN com um aumento de 128 %. Ressalta-se, para todos os pontos analisados, que a protensão reduz as tensões de *von Mises* nos elementos da estrutura (ver Item 7.4).

Conclusões sobre a treliça de 120 m de vão

Na análise estática linear com nível de protensão ótima de 660,56 kN, atingiu-se uma capacidade de reduções de tensões, de forças e de deslocamentos em todos os elementos da estrutura protendida. Com respeito à tensão máxima de *von Mises*, obtida junto à região de apoio da treliça protendida, apresentou-se uma tensão de 111,68 MPa, enquanto a treliça sem protensão atingiu o valor de 351,78 MPa. Sendo assim, aquele apresentou melhor comportamento estrutural em relação a este, com uma redução de aproximadamente de 68,25 % na tensão máxima.

Verificou-se também uma redução de forças nas cordas superior e inferior ao longo do vão com força de protensão (Figura 6.38). A corda superior atingiu uma capacidade de força máxima de tração de 1.807,55 kN a 337,28 kN e uma redução de 81,33%, enquanto na corda inferior ocorreu uma redução de força máxima de compressão de 1.744,66 kN para 327,28 kN, significando uma redução de 81,24 %. Este modelo apresenta, ainda, uma redução de deslocamento, no centro do vão da treliça, que passa de 379,03 mm a 64,28 mm.

Na análise estática não linear comparando-se os resultados da estrutura E_{120} sem e com protensão ótima referentes aos pontos traçados da Figura 7.44, observa-se que o ponto elástico, **A**, com protensão, atingiu uma capacidade máxima de carga de 908,15 kN para um deslocamento de 165 mm, enquanto que a treliça sem protensão alcançou uma carga de 493,3 kN para um deslocamento de 480 mm. Sendo assim, houve um aumento de força de 84,1 % e uma redução de deslocamento de 65,63%.

Para o ponto elástico, **B**, a influência da protensão apresentou um ganho com uma capacidade de carga de 927,08 kN, para um deslocamento de 195 mm, enquanto que, sem protensão, alcançou uma carga de 506,39 kN para um deslocamento de 520 mm, ou seja, uma relação de força de 83,1 %.

No ponto da força máxima, C, a força variou de 631,43 kN a 1.297,51 kN, representado um aumento de 105,5 % da força de flambagem. Para o ponto de ruptura, D, a treliça sem protensão rompeu-se com 595,95 kN, enquanto a treliça com protensão rompeu-se com 1.162,51 kN um aumento de 95,1 %. Ressalta-se que para todos os pontos analisados, com a protensão as tensões de *von Mises* nos elementos da estrutura foram reduzidas (Item 7.4).

Conclusões finais

Para combinação da fase de construção para modelo A₁₀, foram consideradas três espessuras de chapas de ancoragem, onde se observou que a chapa de 2,45 mm apresentou uma tensão de *von mises* de plastificação de 365,02 MPa. A chapa de 6,3 mm resultou numa tensão de 169,599 MPa, enquanto a chapa de 9,3 mm atingiu um valor de 116,44 MPa. Portanto, Essa última foi adotada para evitar grande plastificação na região.

Na análise estática não linear da treliça de 10 m de vão foi verificada a estrutura para cinco magnitudes de forças de protensão (Figura 7.8). A análise mostrou grande acréscimo de forças e deslocamento no trecho elástico na estrutura à medida que aumentou-se a força de protensão, levando a uma estrutura mais rígida (Tabela 7.1). Observa-se que o trecho plástico revela um rendimento de redução de deslocamento, ressaltando-se como a adição do cabo aumenta a resistência do elemento, mesmo quando é aplicada uma força de protensão mínima.

Com base nos resultados obtidos ao longo deste estudo para todos os casos analisados, conclui-se que a grande vantagem da utilização da protensão se deve à redução do peso do aço em até aproximadamente 90%. Foi demonstrado que a introdução da protensão para a parte inferior da corda aumenta a capacidade de carga e diminui significativamente a flecha correspondente. Tal benefício é particularmente interessante para esse tipo de geometria (treliça em forma de arco), uma vez que pode facilitar a concepção de estruturas especiais cobrindo grandes vãos.

As áreas de seção transversal dos cabos e forças de protensão ótima $P_{opt,c}$ (Tabela 4.13 do capítulo 4) tiveram variação dependendo dos diferentes vãos. Também foi observado que adicionando-se o cabo, tanto a resistência quanto a rigidez da treliça têm aumento, ainda que não tenha sido aplicada a força de protensão. Cabe ressaltar que o principal benefício da protensão é o aumento das forças de tração nas barras da corda inferior, com a diminuição das forças de compressão da mesma e atenuação das forças na corda superior. Conclui-se que as soluções estruturais com protensão mostram vantagens econômicas que compensam o seu custo da protensão.

Constata-se que os resultados confirmam as conclusões de *Belenya* (1997) e de *Troitsky* (1990) de que os sistemas de treliças protendidas são eficientes para grandes vãos e resultam em estruturas mais leves e econômicas. O uso de protensão oferece grande redução de deslocamentos verticais da estrutura, confirmando também as conclusões do Projeto *HILONG* “*HSS trusses to be tested at Imperial College*” (*Gkantou et al.*, 2015).

8.2.

Principais contribuições

De forma resumida as principais contribuições desta tese são descritas a seguir:

A implementação paramétrica e otimização para as diferentes variações de geometria e de vão nos modelos de treliças de aço em forma de arco, executada com o método dos elementos finitos utilizando-se linguagem *APDL* do programa *ANSYS*.

A execução de modelagem tridimensional com a utilização de perfil com seção tipo W, para construção dos elementos das treliças em forma de arco, com grandes vãos para cobertura de hangares, com o emprego do método dos elementos finitos.

Uma outra contribuição é o emprego de cabos de protensão na análise paramétrica aplicado para diferentes tipos de treliças em forma de arco para grandes vãos, com a utilização de perfil tipo W, avaliando-se o comportamento estrutural, na análise estática linear e não linear física, levando-se as estruturas sem e com protensão até a fase de ruptura.

Destaca-se, que esta implementação computacional da modelagem das espessuras de chapas de ancoragem adequadas para os diferentes modelos das treliças protendidas, com a finalidade de analisar-se a interface entre a chapa e o cabo nas extremidades com a força de protensão.

Ressaltam-se os resultados obtidos nos modelos das treliças, variando-se as magnitudes das forças de protensão em função da protensão ótima, com a finalidade de se analisar o comportamento da estrutura à medida que a força aumenta, nos trechos elástico e inelástico, até que se atinja a ruptura.

Concluiu-se, que esta pesquisa é relevante no que diz respeito às análises linear e não linear, apor meio do método dos elementos finitos MEF (*ANSYS*, com implementação da linguagem *APDL*) para a análise uso de treliça de aço protendida em forma de arco, com uso de perfis de seção tipo W, para diferentes geometrias e grandes vãos (chegando-se a 120 m).

Vale lembrar que foi avaliada a eficiência do referido sistema estrutural com cabos de protensão, tendo-se mostrado satisfatória no que tange ao acréscimo de forças tanto na fase elástica quanto na inelástica.

8.3.

Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho de modelagem de treliças em aço protendidas para coberturas, desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro faz parte de uma linha de pesquisa em soluções estruturais para coberturas de grandes vãos, e restam ainda diversos aspectos sobre o tema a serem analisados de maneira numérica e experimental. A seguir relacionam-se algumas propostas para a continuidade e desenvolvimento de futuros trabalhos sobre o tema.

A principal sugestão seria realizar o programa experimental na treliça de 10 m, sem e com protensão, para que seja possível comparar todos os pontos da curva de comportamento estrutural, obtidos nos trechos linear elástico e inelástico desta modelagem, e com isso, corroborar os resultados numéricos obtidos para esse tipo de projeto de coberturas protendidas, além de comparar as diferentes magnitudes de forças de protensão obtidas numericamente;

Sugere-se a realização de estudo de modelagem incluindo-se a análise de outros tipos de perfis de aço, como, por exemplo, tubos de aço, seções compostas, entre outros, podendo-se variar as seções transversais nos elementos da treliça, possibilitando assim um melhor aproveitamento dos perfis.

Caberia também avaliar alguns aspectos de treliças de aço, sem e com protensão, referentes ao comportamento dinâmico na parte de análise modal, além de realizar análises estáticas não lineares geométricas.

Recomenda-se desenvolver na modelagem numérica a utilização de elemento tridimensional tipo sólido para os cabos de protensão.

Referências bibliográficas

ABNT NBR 6123. **Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

ABNT NBR 8800. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mista de Aço e Concreto de Edifícios**. Associação Brasileira de normas técnicas. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

ABNT NBR 6120. **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Associação Brasileira de normas técnicas. Rio de Janeiro, Brasil, 1978.

ABNT NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto Procedimento**. Associação Brasileira de normas técnicas. Rio de Janeiro. Brasil, 2014.

ABNT NBR 7197. **Projeto de Estruturas de Concreto Protendido**. Associação Brasileira de normas técnicas. Rio de Janeiro. Brasil, 2011.

ABNT NBR 6327. **Cabos de Aço para Geral- Requisitos Mínimos**. Associação Brasileira de normas técnicas. Rio de Janeiro, Brasil. 2006.

Andrade, S.; Vellasco, P.; Silva, J. **Concepção e projeto estrutural do palco principal do Rock in Rio III**, Construção Magazine, Porto, Portugal. Vol 7; pp 30-55, (2003).

ANSYS R15. **Mechanical APDL Advanced Analysis**. Guide. Release 15.0. ANSYS Inc; 2015.

AS/NZS 1170.2. **Structural Design Actions, Part 2: Wind Actions**, Standards Australia & Standards New Zealand, 2005.

Ayyub, B. M.; Ibrahim, A.; Schelling, D. **Posttensioned truss: analysis and design**, Journal of Structural Engineering, 116, 1491-1506; 1990.

Belenya, E.; **Prestressed load-bearing metal structures**. 1a ed. Moscow: MIR Publishers, 463 p; 1977.

BELGO. Disponível: < <https://www.belgo.com.br/> > Acesso em: 4 de jul. 2015.

Belletti, B.; Gasperi, A. **Behavior of prestressed steel beams**. Journal of Structural Engineering, [S.I.], v. 136, no. 9, p. 1131-1139, Sept. 2010.

Bhargavi. E.; Rama. G. **Comparative Parametric Study of Steel Bridge Trusses by Applying External Prestressing**, International Journal of Engineering Technology, Management and applied Sciences; July, 2015.

Bradford, M. **Buckling of prestressed steel girders**, Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, [S.I.], v. 34, p. 98-101, 1991.

Coff, L. **American engineer studies: prestressing of structural steel**. *Civil Engineering*, 20(11), pp.64-65; 1950.

Daly, A. F.; Witarnawan, W. **Method for increasing the capacity of short and medium span Bridges**. Indonesia, p. 11; 2000.

Darnell, V. C. **The Pioneering Iron Trusses of Nathaniel Rider**. Construction History, 69-81; 1991.

Dischinger, F.; **Prestressed Structural Steel**, Technical University of Berlin, Germany; pp. 60-73; 1979.

Ellen, P. E. **Post-tensioned steel structure**. Google Patents. US Patent 4,676,045; June 1987.

Ellen, M.; Gosaye, J.; Gardner, L.; Wadee, M. **Design and construction of long-span post-tensioned tubular steel structures**. Pages 687–693 of: Gardner, L. (ed), Tubular structures XIV; 2012.

Eurocode1: Actions on structures, Part 1-4: **General actions – Wind actions**. 1991.

Ferreira, C. **Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. 276 f. Dissertação, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

Gkantou. M.; Theofanous. M.; Baniotopoulos. C. **Optimisation of High Strength Steel Prestressed Trusses**. Congress on Computational Mechanics; 12 July; 2015.

Gonçalves, R. **Alguns aspectos relativos à inspeção e recuperação de pontes de aço: ênfase em pontes ferroviárias**. 1992. 309 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

Granter, E. **Prestressed steel structures**, discussion on professor Magnel's paper. The Structural Engineer, 28(11), 285, 1950.

Griggs, F. E.; DeLuzio, A. J. **Stephen h. long and squire whipple: The first American structural engineers**. Journal of Structural Engineering, ASCE, 121(9), 1352–1361; 1995.

Han, Kyoung-Bong.;Park, Sun-Kyu. **Parametric study of truss bridges by the posttensioning method**, Canadian Journal of Civil Engineering, 32, 420–429; 2005.

He, Y; Wang, J; Zhou, X; Zhang, X. **Stability of a pretensioned latticed three-dimensional arch structure with cross cable-strut arrangement**. Journal of Constructional Steel Research, 147, 43-52; 2018.

Impacto: Ancoragem; Disponível: <http://impactoprotensao.com.br>> acesso em 4 de jul.2014.

Magnel, G, *Prestressed Concrete*, Third Edition, London; 1954.

Mohamed, G; Mahmoud, N; Badr, A; Salem, F. **Numerical Analysis for Strengthening Steel Trusses using Post Tensioned Cables**. Global Journal of Research In Engineering; 2017.

Naillon, Jacob D. **Prestressed girder**, U.S. Patent 3,010,257, issued November 28; 1961.

Nunziata, V. **Prestressed steel structures**. Structure in acciaio precompresso. In. Congresso C.T.A, XVII,.Napoli. Proceedings. Napoli: [s.n.], 1999. p. 6; 1999.

Nunziata, V. **Strutture in acciaio precompresso**, 2.ed. Palermo: Dario Flaccovio, 229 p; 2004.

Nunziata, **Prestressed steel structures design: a new frontier for structural engineering**. In: ISCE-02 Second International tructural Engineering and Construction Conference, 2nd, 2003. Roma. **Proceedings**. Roma: [s.n.]. Disponível:<<http://www.studionunziata.com>> Acesso em: 01 mar. 2014.

Osofero, AI; Wadee, MA; Gardner, L. **Experimental study of critical and post-buckling behaviour of prestressed stayed columns**. Journal of Constructional Steel Research; Dec, 2012.

PTIA. **Post-Tensioning Institute of Australia Limited**, 2007. Disponível: www.s-squared.com.au >. Acesso em: 20 de jul.2014.

Ravindra, P.; Nagaraja, P. **An Analytical Investigation on Deflections of Pratt Pattern Bridge Truss Posttensioned with External Tendons**. Int. J. of Inventive Eng. and Sci. 2: 23-28; 2013.

Reagan, R. S.; Krah, N. W. **Behavior of prestressed composite beams**. Journal of the Structural Division, ASCE, 93(6), 87–108; 1967.

Reis, J. C. **Influência do nível da protensão na deformação de estruturas executadas com protensão externa**. 118p. Dissertação, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ COPPE, 2003.

Rezende, C. R. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. 119 f. Dissertação, Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2007.

Ronghe, G. N.; Gupta, L. M. **Parametric Study of tendon profiles in prestressed steel plate girder**. Advances in Structural Engineering, [S.I.], v. 5, n. 2, p 75-85, Apr. 2002.

Sampaio, C. **Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço**. 1976. 133 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1976.

SAP2000-V17. **Computers and Structures**. Finite Element Analysis-User's Manual. 2015.

Seward, AFrick. **Chemistry Laboratory, The Architecture Newspaper, New York, USA**,; (2012). (<http://archpaper.com/news/articles.asp?id=5303>) Squire Whipple Bridge at UnionCollege, 1980. Disponível: <http://www.hmdb.org>. Acesso em: 28 de jul.2014.

Szilard, R. **Design of prestressed composite steel structures**. Journal of the Structural Division 85, no. 9: 97-124; 1959.

Troitsky, M. S. **Prestressed Steel Bridges**, Theory and Design, Professor of Engineering Concordia University, Montreal Van Nostrand Reinhold Company, New York; 1990.

Troitsky, M. **Prestressed steel bridges: theory and design**. 16th ed. New York:Van Nostrand Reinhold, 1990. 386 p; 1990.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The finite element method**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.

10
Apêndice A

Neste apêndice é apresentada a descrição do modelo da treliça de 10 m projetada como sugestão para trabalhos futuros num programa experimental.

Planta da treliça de 10 m

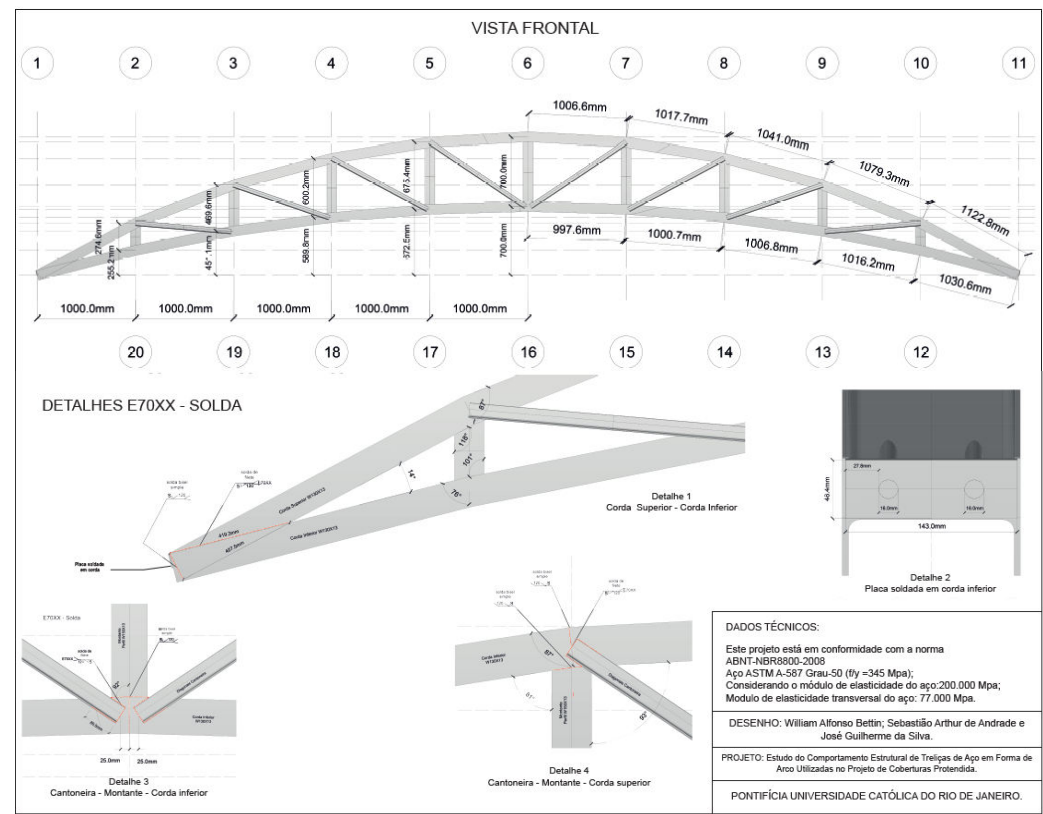


Figura A.1 Vista lateral e detalhe do modelo A₁₀, para pesquisa experimental.

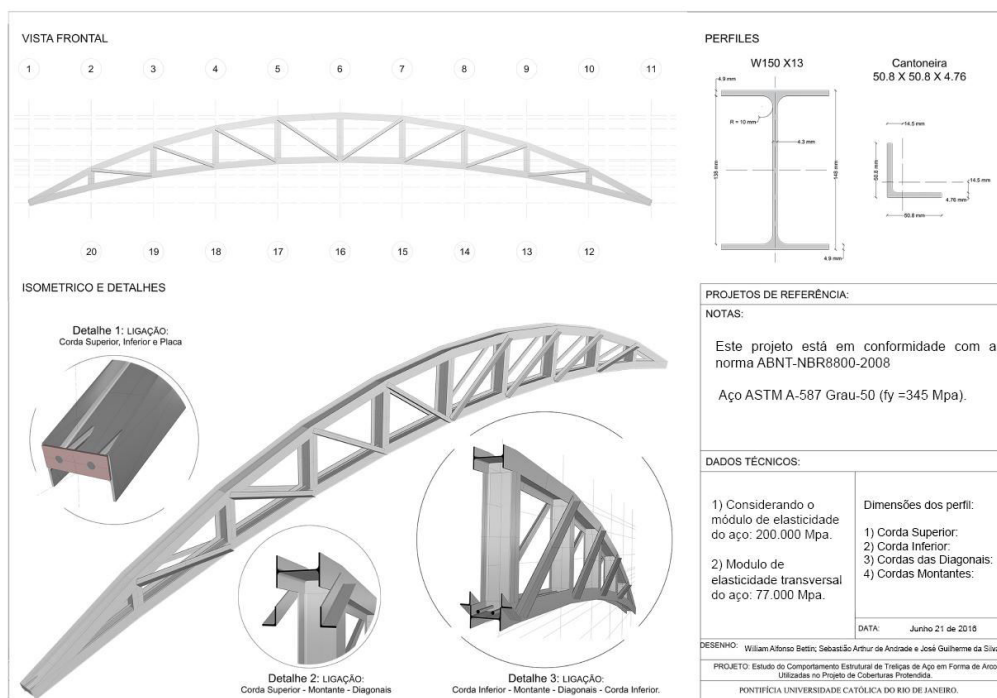


Figura A.2 Perspectiva e detalhe do modelo A₁₀, para pesquisa experimental futura.

Fabricação da treliça de 10 m em madeira em escala 1:10

Foi construído o modelo da treliça de 10 m, em madeira de palitos de picolé, em escala 1:10 (Figura A.3), como objetivo de alcançar uma precisão adequada nas modelagens numéricas dos modelos estudados, incluindo-se, dentre outros aspectos, uma melhor identificação da geometria das seções, que são modeladas por coordenadas nodais. Além disso cumpre identificar os detalhes das ligações entre os perfis e as cantoneiras das diagonais.

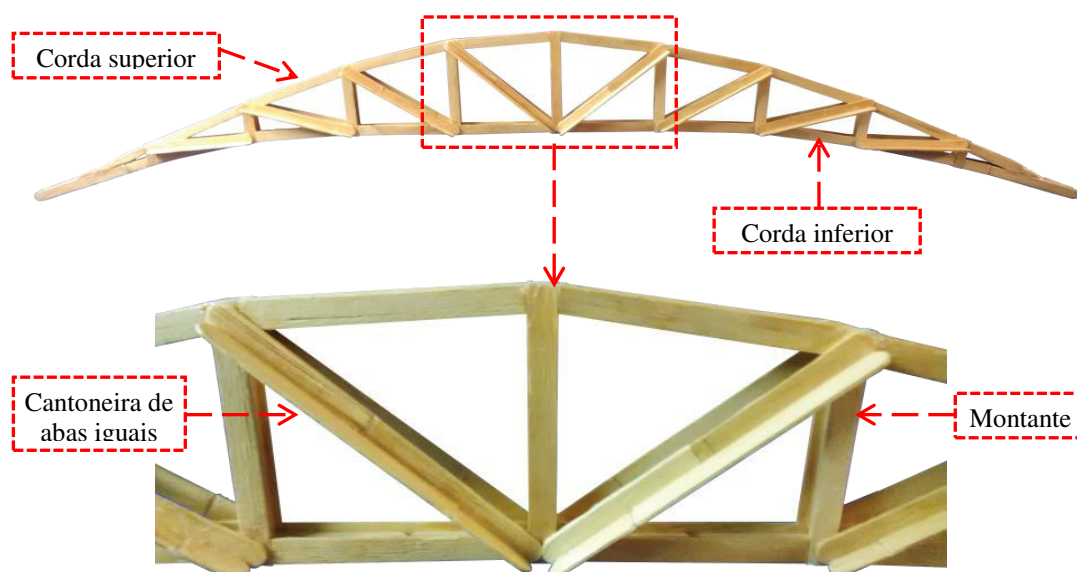


Figura A.3 Modelo da treliça a 10 m de vão fabricado em madeira.

Fabricação da treliça de 10 m em escada real

Para o modelo da treliça de 10 m foram fabricadas quatro estruturas em escala real, com as especificações da planta do Anexo A1.



Figura A.4 Vista lateral da fabricação do modelo A₁₀.



Figura A.5 Corte do centro da fabricação do modelo A₁₀.



Figura A.6 Visita técnica para verificação das dimensões da estrutura.



Figura A.7 Perspectiva do modelo A₁₀.



Corda superior



Corda inferior

Figura A.8 Verificação das medidas da corda inferior e vão.

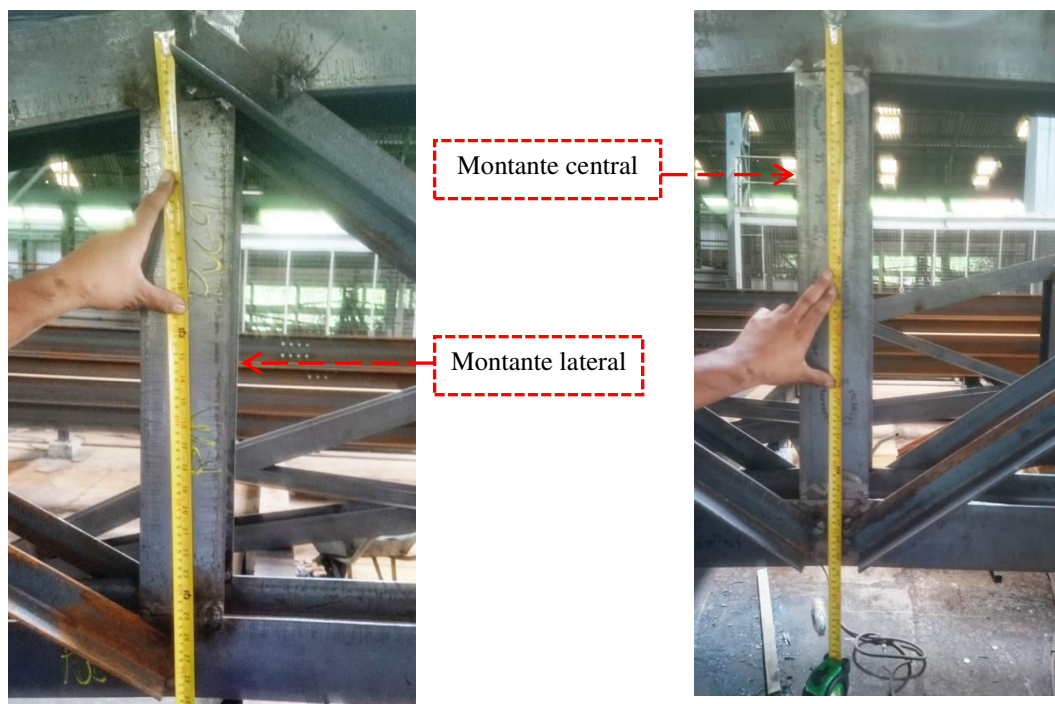


Figura A.9 Verificação das medidas dos montantes.



Figura A.10 Verificação das medidas das diagonais da treliça de 10 m.



Figura A.11 Verificação das chapas e cabo na treliça.