



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Miguel Henrique de Oliveira Costa

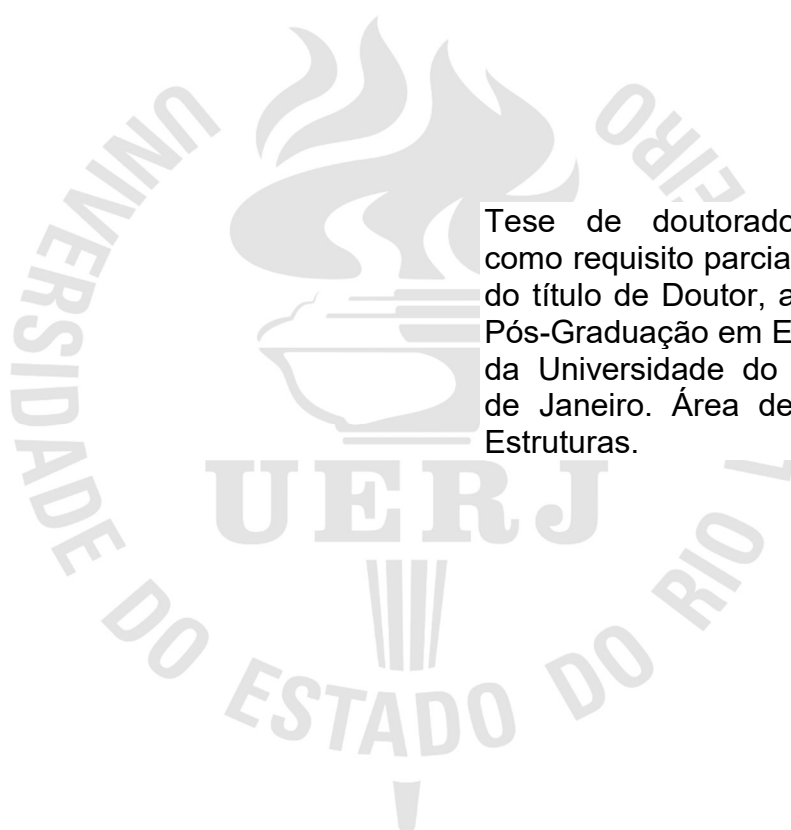
**Avaliação teórico-experimental do comportamento estrutural de
sistemas treliçados espaciais**

Rio de Janeiro

2017

Miguel Henrique de Oliveira Costa

**Avaliação teórico-experimental do comportamento estrutural de sistemas
treliçados espaciais**



Tese de doutorado apresentada,
como requisito parcial para obtenção
do título de Doutor, ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
da Universidade do Estado do Rio
de Janeiro. Área de concentração:
Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro

2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C837 Costa, Miguel Henrique de Oliveira.
Avaliação teórico-experimental do comportamento estrutural de sistemas treliçados espaciais / Miguel Henrique de Oliveira Costa. – 2017.
205f.

Orientadores: José Guilherme Santos Silva e Sebastião Arthur Lopes de Andrade.
Tese (Doutorado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Trelças (Construção civil) - Teses. 3. Estruturas metálicas - Teses. 4. Engenharia de estruturas - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos. II. Andrade, Sebastião Arthur Lopes de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Miguel Henrique de Oliveira Costa

**Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento Estrutural de Sistemas
Treliçados Espaciais**

Tese de doutorado apresentada,
como requisito parcial para obtenção
do título de Doutor, ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
da Universidade do Estado do Rio
de Janeiro. Área de concentração:
Estruturas.

Aprovado em: 17 de março de 2017.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Presidente / Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. André Tenchini da Silva
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Flávio de Andrade Silva
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio

Prof. Dr. Wendell Diniz Varela
Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro - UFRJ
Rio de Janeiro

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa dura vitória. A minha mãe Elba, sempre estará comigo, minha guerreira, a minha família pela paciência e carinho nestes anos e a Thais Alcantara, por compartilhar os momentos bons e ruins.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Jose Guilherme Santos da Silva, Prof. Doutor Sebastião Arthur Lopes de Andrade por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Ao professor do PGECIV e amigo Prof. Doutor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação, mestrado e agora no doutorado.

Aos meus amigos (as) de trabalho pela paciência com os meus estudos, companheirismo, carinho, apoio e trabalho árduo para executar os ensaios experimentais: Danielle Rios, Fernanda de Paula, Juliana Lopes, Priscilla Oliveira, Renato Malafaia e Roberta Melo, amo vocês. Um carinho especial para Liliane Pinheiro.

Aos meus novos amigos Euclides e Zé do corpo técnico do laboratório de estruturas e materiais da PUC-RIO, sem vocês nada disso seria possível.

Aos meus colegas de doutorado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário, em especial ao meu amigo Rafael Rangel.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Cada um que passa em nossas vidas passa sozinho, pois cada pessoa é única, e nenhuma substitui a outra. Cada um que passa em nossa vida passa sozinho, mas não vai só nem nos deixa sós; leva um pouco de nós mesmos, deixa um pouco de si mesmo.

Há os que levam muito, mas não há os que não levam nada; há os que deixam muito, mas não há os que não deixam nada. Essa é a maior responsabilidade de nossa vida e a prova evidente de que duas almas não se encontram por acaso.

Antoine de Saint-Exupéry

RESUMO

COSTA, Miguel Henrique de Oliveira. *Avaliação teórico-experimental do comportamento estrutural de sistemas treliçados espaciais*. 2017. 205f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

O objetivo central deste trabalho de pesquisa, diz respeito a concepção, projeto estrutural e modelagem teórico-experimental de sistemas treliçados espaciais utilizados para o escoramento de estruturas de aço, concreto armado e mistas (aço-concreto). Ao longo do estudo, realiza-se uma avaliação crítica acompanhada de discussões detalhadas acerca dos resultados dos ensaios experimentais realizados sobre três modelos estruturais de pórticos treliçados espaciais. Os modelos investigados apresentam vão livre de 10 metros com espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5 metros. Ao longo do estudo são realizados também ensaios experimentais dos componentes isolados e ligações estruturais do sistema principal. As estruturas são submetidas a carregamentos provenientes de uma laje de reação e monitorados com toda a logística de equipamentos necessários para a obtenção da resposta e avaliação do comportamento estrutural global do sistema. Assim sendo, com base na obtenção da resposta estrutural experimental dos modelos (deslocamentos translacionais verticais e laterais dos conjuntos de treliças, cargas de colapso e comportamento dos modos de ruína), torna-se possível avaliar com mais clareza a eficiência do sistema investigado, propor reforços no conjunto estrutural, além de corroborar e calibrar novos modelos, ampliando o conhecimento a respeito do comportamento estrutural deste tipo de estrutura, tornando-o mais seguro para o meio operacional.

Palavras-chave: Sistemas treliçados espaciais; Ensaio experimentais; Estruturas metálicas; Comportamento estrutural; Escoramento de estruturas.

ABSTRACT

COSTA, Miguel Henrique de Oliveira. *Theoretical-experimental evaluation of the structural behavior of space lattice systems*. 2017. 205f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

The main objective of this research work is related to the conception, structural design and theoretical-experimental modelling of three-dimensional lattice structural systems used for steel, reinforced concrete and steel-concrete structures shoring. Throughout the study, a critical evaluation is carried out accompanied by detailed discussions about the experimental test results performed on three structural models of lattice space frames. The investigated models present a span of 10 meters with transversal spacing between the trusses of 1.5 meters. Throughout the study are also carried out experimental tests of the isolated components and main systems structural connections. The structures are submitted to a reaction slab's loadings and are monitored with all necessary logistics and equipment to obtain the structural response and evaluation of the global structural behavior of the system. Therefore, based on the obtained experimental structural response of the models (vertical and lateral translational displacements, collapse loads and ruin modes behavior), it becomes possible to evaluate more clearly the investigated systems efficiency, propose reinforcements on the structural set, in addition to corroborating and calibrating new structural models, expanding the knowledge about the structural behavior of this type of structure and making the system safer for the design practice.

Keywords: Space lattice systems; Experimental tests; Metallic structures; Structural behavior; Shoring of structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Passarela SM Mills – Aeroporto de Confins – MG	25
Figura 2 – Torre SM Mills – Belo Monte – PA	26
Figura 3 – Pórtico SM Mills – Metrô de São Paulo – SP	27
Figura 4 – Furação do perfil	48
Figura 5 – Perfil “U” e tubo de ligação.....	49
Figura 6 – Base de apoio	50
Figura 7 – Nós em chapas de ligação	51
Figura 8 – Travessa quadrada	52
Figura 9 – Conector diagonal e pino de 20 mm.....	53
Figura 10 – Linha de treliça	57
Figura 11 – Pórtico espacial treliçado	59
Figura 12 – Estruturas de contato e reação	62
Figura 13 – Posicionamento e nível do atuador	64
Figura 14 – Bomba manual de atuação	64
Figura 15 – Rótula mecânica.....	64
Figura 16 – Posicionamento da rótula.....	64
Figura 17 – Posição das células de carga.....	65
Figura 18 – Célula GEFTRAN [67]: 500 kN.....	66
Figura 19 – Célula KYOWA [69]: 500 kN	66
Figura 20 – Calibração das células	66
Figura 21 – Calibração das células	66
Figura 22 – LVDT GEFTRAN [68]	67
Figura 23 – LVDT GEFTRAN [68]: banzo inferior.....	67
Figura 24 – Posição dos LVDT’s	68
Figura 25 – LVDT [68]: banzo superior esquerdo.....	68
Figura 26 – LVDT [68]: banzo superior direito.....	68
Figura 27 – Colocação do <i>strain gage</i>	69
Figura 28 – Banzo com <i>strain gage</i>	69
Figura 29 – Sistema de captação de dados 01	69
Figura 30 – Sistema de captação de dados 02	69
Figura 31 – Modelos dos perfis isolados	72

Figura 32 – Rótula mecânica.....	73
Figura 33 – Alinhamento da rótula	73
Figura 34 – Posicionamento dos perfis	74
Figura 35 – Marcação de torque	74
Figura 36 – Identificação dos parafusos.....	74
Figura 37 – Alinhamento do perfil.....	74
Figura 38 – Perfil destravado	75
Figura 39 – Posição e sentido do LVDT [68].....	76
Figura 40 – Ensaio 01: perfil destravado	76
Figura 41 – Ensaio 01: detalhe da instrumentação	76
Figura 42 – Ensaio 02: perfil destravado	77
Figura 43 – Ensaio 02: detalhe da instrumentação	77
Figura 44 – Ensaio 03: perfil destravado	77
Figura 45 – Ensaio 03: detalhe da instrumentação	77
Figura 46 – Ensaio 01: carga vs deslocamento axial	78
Figura 47 – Ensaio 02: carga vs deslocamento axial	78
Figura 48 – Ensaio 03: carga vs deslocamento axial	78
Figura 49 – Ensaio 01: carga vs deslocamento LVDT's.....	78
Figura 50 – Ensaio 02: carga vs deslocamento LVDT's.....	78
Figura 51 – Ensaio 03: carga vs deslocamento LVDT's.....	78
Figura 52 – Carga <i>versus</i> deslocamento (axial).....	79
Figura 53 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)	81
Figura 54 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)	81
Figura 55 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de maior inércia)	83
Figura 56 – Ensaio 01: perfil deformado	84
Figura 57 – Ensaio 02: perfil deformado	85
Figura 58 – Ensaio 03: perfil deformado	85
Figura 59 – Perfil com uma chapa espaçadora	87
Figura 60 – Posição e sentido do LVDT [68].....	88
Figura 61 – Ensaio 04: uma chapa espaçadora	88
Figura 62 – Ensaio 04: detalhe da instrumentação	88
Figura 63 – Ensaio 05: uma chapa espaçadora	89
Figura 64 – Ensaio 05: detalhe da instrumentação	89
Figura 65 – Ensaio 06: uma chapa espaçadora	89

Figura 66 – Ensaio 06: detalhe da instrumentação	89
Figura 67 – Ensaio 04: carga vs deslocamento axial	89
Figura 68 – Ensaio 05: carga vs deslocamento axial	89
Figura 69 – Ensaio 06: carga vs deslocamento axial	90
Figura 70 – Ensaio 04: carga vs deslocamento LVDT's.....	90
Figura 71 – Ensaio 05: carga vs deslocamento LVDT's.....	90
Figura 72 – Ensaio 06: carga vs deslocamento LVDT's.....	90
Figura 73 – Carga <i>versus</i> deslocamento (axial).....	91
Figura 74 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)	92
Figura 75 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)	92
Figura 76 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de maior inércia)	93
Figura 77 – Ensaio 04: perfil deformado	95
Figura 78 – Ensaio 05: perfil deformado	95
Figura 79 – Ensaio 06: perfil deformado	96
Figura 80 – Perfil com duas chapas espaçadoras.....	97
Figura 81 – Posição e sentido do LVDT [68].....	98
Figura 82 – Ensaio 07: duas chapas espaçadoras.....	98
Figura 83 – Ensaio 07: detalhe da instrumentação	98
Figura 84 – Ensaio 08: duas chapas espaçadoras.....	99
Figura 85 – Ensaio 08: detalhe da instrumentação	99
Figura 86 – Ensaio 09: duas chapas espaçadoras.....	99
Figura 87 – Ensaio 09: detalhe da instrumentação	99
Figura 88 – Ensaio 07: carga vs deslocamento axial	100
Figura 89 – Ensaio 08: carga vs deslocamento axial	100
Figura 90 – Ensaio 09: carga vs deslocamento axial	100
Figura 91 – Ensaio 07: carga vs deslocamento LVDT's.....	100
Figura 92 – Ensaio 08: carga vs deslocamento LVDT's.....	100
Figura 93 – Ensaio 09: carga vs deslocamento LVDT's.....	100
Figura 94 – Carga <i>versus</i> deslocamento (axial).....	101
Figura 95 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)	102
Figura 96 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)	102
Figura 97 – Carga <i>versus</i> deslocamento (eixo de maior inércia)	103
Figura 98 – Ensaio 07: perfil deformado	105
Figura 99 – Ensaio 08: perfil deformado	105

Figura 100 – Ensaio 09: perfil deformado	106
Figura 101 – Ensaio de tração dos parafusos	109
Figura 102 – Ensaio de tração: parafuso 01.....	110
Figura 103 – Ensaio de tração: parafuso 02.....	110
Figura 104 – Ensaio de tração: parafuso 03.....	110
Figura 105 – Ensaio de tração: parafuso 04.....	110
Figura 106 – Ensaio de tração: parafuso 05.....	110
Figura 107 – Carga vs deslocamento axial parafuso 01	111
Figura 108 – Carga vs deslocamento axial parafuso 02	111
Figura 109 – Carga vs deslocamento axial parafuso 03	111
Figura 110 – Carga vs deslocamento axial parafuso 04	111
Figura 111 – Carga vs deslocamento axial parafuso 05	111
Figura 112 – Composição da carga vs deslocamento axial dos parafusos 8.8.....	112
Figura 113 – Carga vs deslocamento axial parafuso 01	113
Figura 114 – Carga vs deslocamento axial parafuso 02	113
Figura 115 – Carga vs deslocamento axial parafuso 03	113
Figura 116 – Carga vs deslocamento axial parafuso 04	113
Figura 117 – Carga vs deslocamento axial parafuso 05	114
Figura 118 – Composição da carga vs deslocamento axial dos parafusos 5.8.....	114
Figura 119 – Ensaio 01: carga vs deslocamento axial	117
Figura 120 – Ensaio 02: carga vs deslocamento axial	117
Figura 121 – Carga <i>versus</i> deslocamento (axial).....	117
Figura 122 – Ensaio 01: perfil indeformado.....	118
Figura 123 – Ensaio 01: perfil deformado	118
Figura 124 – Ensaio 01: vista frontal	118
Figura 125 – Ensaio 01: vista lateral	118
Figura 126 – Ensaio 01: ruína dos parafusos classe 5.8.....	119
Figura 127 – Ensaio 02: perfil indeformado.....	120
Figura 128 – Ensaio 02: perfil deformado	120
Figura 129 – Ensaio 02: vista frontal	120
Figura 130 – Ensaio 02: vista lateral	120
Figura 131 – Ensaio 02: ruína dos parafusos classe 5.8.....	121
Figura 132 – Modelo estrutural de ensaio 01	124
Figura 133 – Ensaio 01: carga <i>versus</i> deslocamento vertical por célula.....	125

Figura 134 – Ensaio 01: modo de ruína	126
Figura 135 – Ensaio 01: detalhe do modo de ruína.....	126
Figura 136 – Ensaio 01: carga <i>versus</i> deslocamento lateral.....	128
Figura 137 – Ensaio 01: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior .	129
Figura 138 – Ensaio 01: transdutor de deslocamentos verticais do banzo inferior..	129
Figura 139 – Ensaio 01: tensão <i>versus</i> deslocamento vertical.....	130
Figura 140 – Modelo estrutural de ensaio 02	132
Figura 141 – Ensaio 02: carga <i>versus</i> deslocamento vertical por célula.....	134
Figura 142 – Ensaio 02: ruína do banzo esquerdo.....	135
Figura 143 – Ensaio 02: ruína do banzo direito.....	135
Figura 144 – Ensaio 02: modo de ruína	135
Figura 145 – Ensaio 02: detalhe do modo de ruína.....	135
Figura 146 – Ensaio 02: carga <i>versus</i> deslocamento lateral.....	137
Figura 147 – Ensaio 02: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura indeformada	138
Figura 148 – Ensaio 02: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura deformada	138
Figura 149 – Ensaio 02: tensão <i>versus</i> deslocamento vertical.....	139
Figura 150 – Reforço empregado do modelo 03.....	140
Figura 151 – Modelo estrutural de ensaio 03	141
Figura 152 – Ensaio 03: carga <i>versus</i> deslocamento vertical por célula.....	143
Figura 153 – Ensaio 03: ruína do banzo esquerdo.....	144
Figura 154 – Ensaio 03: detalhe da ruína do banzo direito	144
Figura 155 – Ensaio 03: modo de ruína	144
Figura 156 – Ensaio 03: detalhe do modo de ruína.....	144
Figura 157 – Ensaio 03: carga <i>versus</i> deslocamento lateral.....	146
Figura 158 – Ensaio 03: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura indeformada	147
Figura 159 – Ensaio 03: tensão <i>versus</i> deslocamento vertical.....	148
Figura 160 – Ensaios 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento vertical.....	151
Figura 161 – Ensaios 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento lateral	152
Figura 162 – Ensaios 01, 02 e 03: tensão <i>versus</i> deslocamento vertical.....	153
Figura 163 – Esforços normais do sistema treliçado para carga de projeto de 191,75 kN.....	157

Figura 164 – Esforços normais do sistema treliçado para carga de projeto de 245,44 kN.....	157
Figura 165 – Esforços normais para carga de projeto de 191,75 kN (Escoamento).....	158
Figura 166 – Esforços normais para carga de projeto de 245,44 kN (Ruptura)	158
Figura 167 – Largura efetiva das chapas de ligação.....	161
Figura 168 – Chapa de ligação sem excentricidade.....	178
Figura 169 – Símbolos para a disposição em quincôncio do EN1993-1-8 [55]	180
Figura 170 – Curvas de encurvatura do EN 1993-1-1 [10].....	182
Figura 171 – Definição de sobreposição	184
Figura 172 – Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2 [41]	187
Figura 173 – Curvas de curvatura do NBR 8800 [41].....	189
Figura 174 – Coeficiente de flambagem NBR 8800 [41]	190
Figura 175 – Estrutura analítica do projeto (EAP).....	191
Figura 176 – Gráfico de distribuição dos custos globais	196
Figura 177 – Gráfico de detalhamento dos custos globais.....	196
Figura 178 – Chegada e armazenamento dos componentes.....	197
Figura 179 – Passo 01: montagem de módulos da linha de treliça	197
Figura 180 – Passo 02: montagem de módulos da linha de treliça	197
Figura 181 – Passo 03: montagem de módulos da linha de treliça	198
Figura 182 – Passo 01: içamento das linhas de treliça	198
Figura 183 – Passo 02: içamento das linhas de treliça	198
Figura 184 – Travamento das linhas de treliça.....	199
Figura 185 – Posicionamento do pórtico treliçado.....	199
Figura 186 – Posicionamento dos perfis de contato.....	199
Figura 187 – Posicionamento dos tirantes Dywidag de 32 mm.....	199
Figura 188 – Acabamento e colocação das placas e porcas do tirante Dywidag....	200
Figura 189 – Colocação das placas e porcas do tirante Dywidag	200
Figura 190 – Estrutura de contato montada	200
Figura 191 – Montagem dos duplos perfis W150x100 de reação	200
Figura 192 – Montagem dos cilindros de reação de 600 kN	200
Figura 193 – Conjunto de reação completo 01.....	200
Figura 194 – Conjunto de reação completo 02.....	201
Figura 195 – Preparação da base <i>strain gage</i> 01	201
Figura 196 – Preparação da base <i>strain gage</i> 02	201

Figura 197 – Posicionamento do <i>strain gage</i> 01	201
Figura 198 – Posicionamento do <i>strain gage</i> 02	201
Figura 199 – Instalação do <i>strain gage</i>	201
Figura 200 – <i>Strain gage</i> instalado.....	202
Figura 201 – Células de carga 14 e 15	202
Figura 202 – Células de carga 17 e 25	202
Figura 203 – Extensômetro 06	202
Figura 204 – Extensômetro 03	202
Figura 205 – Extensômetros 1, 2, 4 e 6	202
Figura 206 – Grupo 01: ensaio 01 dos parafusos 1 a 12	203
Figura 207 – Grupo 01: ensaio 02 dos parafusos 1 a 12	203
Figura 208 – Grupo 01: ensaio 03 dos parafusos 1 a 12	203
Figura 209 – Grupo 02: ensaio 04 dos parafusos 1 a 12	204
Figura 210 – Grupo 02: ensaio 05 dos parafusos 1 a 12	204
Figura 211 – Grupo 02: ensaio 06 dos parafusos 1 a 12	204
Figura 212 – Grupo 03: ensaio 07 dos parafusos 1 a 12	205
Figura 213 – Grupo 03: ensaio 08 dos parafusos 1 a 12	205
Figura 214 – Grupo 03: ensaio 09 dos parafusos 1 a 12	205

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados de calibragem das células de carga.....	67
Tabela 2 – Ensaio 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento axial.....	80
Tabela 3 – Ensaio 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento laterais no eixo de menor inércia.....	82
Tabela 4 – Ensaio 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento lateral no eixo de maior inércia.....	83
Tabela 5 – Ensaio 04, 05 e 06: carga <i>versus</i> deslocamento axial.....	91
Tabela 6 – Ensaio 04, 05 e 06: carga <i>versus</i> deslocamento laterais no eixo de menor inércia.....	92
Tabela 7 – Ensaio 04, 05 e 06: carga <i>versus</i> deslocamento lateral no eixo de maior inércia.....	93
Tabela 8 – Ensaio 07, 08 e 09: carga <i>versus</i> deslocamento axial.....	101
Tabela 9 – Ensaio 07, 08 e 09: carga <i>versus</i> deslocamento laterais no eixo de menor inércia.....	103
Tabela 10 – Ensaio 07, 08 e 09: carga <i>versus</i> deslocamento lateral no eixo de maior inércia.....	104
Tabela 11 – Comparação das cargas e modos de ruína.....	107
Tabela 12 – Ensaio de cargas axiais dos parafusos classe 8.8.....	112
Tabela 13 – Ensaio de cargas axiais dos parafusos classe 5.8.....	115
Tabela 14 – Ensaio 01 e 02: carga <i>versus</i> deslocamento axial.....	117
Tabela 15 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 01.....	127
Tabela 16 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento lateral no ensaio 01.....	128
Tabela 17 – Tensão <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 01.....	130
Tabela 18 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 02.....	136
Tabela 19 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento lateral no ensaio 02.....	137
Tabela 20 – Tensão <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 02.....	139
Tabela 21 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 03.....	145
Tabela 22 – Carga aplicada no atuador <i>versus</i> deslocamento lateral no ensaio 03.....	146

Tabela 23 – Tensão <i>versus</i> deslocamento vertical no ensaio 03.....	148
Tabela 24 – Ensaios 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento vertical.....	151
Tabela 25 – Ensaios 01, 02 e 03: carga <i>versus</i> deslocamento lateral	152
Tabela 26 – Ensaios 01, 02 e 03: tensão <i>versus</i> deslocamento vertical	153
Tabela 27 – Esforços normais das cargas de projeto	158
Tabela 28 – Custos de fabricação para ensaio das treliças	193
Tabela 29 – Custos de fabricação para ensaio dos postes.....	194
Tabela 30 – Custos de fabricação do material danificado das treliças.....	194
Tabela 31 – Custos de frete e mão de obra das treliças	195
Tabela 32 – Fluxo de aporte financeiro das treliças	195

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
EUROCODE	European Committee for Standardization
DEC	Departamento de Engenharia Civil
LEM-DEC	Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-RIO
MEF	Método de Elementos Finitos
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
ELU	Estados Limites Últimos

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área do parafuso
A_g	Área bruta da seção transversal da chapa experimental
A_{net}	Área total líquida da seção transversal da chapa experimental
A_e	Área total líquida da seção transversal da barra ou perfil
A_0	Área total líquida do furo
A_b	Área bruta do parafuso
A_w	Área efetiva do pino ou da alma do perfil
A_{be}	Área efetiva do parafuso
A_v	Área de corte do banzo
I	Inércia da seção transversal
d	Diâmetro do parafuso
d_0	Diâmetro do furo
d_w	Altura da alma de um banzo de seção I
h_i	Altura total no plano da seção transversal do elemento
b_i	Largura total da direção perpendicular ao plano do elemento
b_w	Largura efetiva da alma do banzo ou largura efetiva de tração da chapa de ligação
L_w	Largura efetiva ao corte da chapa de ligação
p_2	Distância entre furos de mesma linha na direção transversal a força
s	Distância entre linhas de parafusos no sentido paralelo ao da força aplicada
t	Espessura da chapa experimental
t_w	Espessura da alma do perfil
t_{ch}	Espessura de dimensionamento da chapa de ligação
t_i	Espessura da parede do elemento
t_f	Espessura da mesa do perfil
l	É a distância entre os furos de bordo ao furo central
n	Número de parafusos
g	Distância entre linhas de parafusos no sentido transversal ao da força aplicada ou engastamento dos elementos diagonais em uma ligação tipo K

q	Comprimento de sobreposição dos elementos diagonais de uma ligação K
p	Comprimento da área de contato do elemento da diagonal que sobrepõe a face do banzo
β	Relação entre a largura dos elementos diagonais e o banzo
θ	Ângulo interno entre o elemento diagonal e o banzo
r	Raio de concordância da seção I
χ	Coefficiente de redução
λ	Índice de Esbeltez
$\bar{\lambda}$	Índice de esbeltez normalizada
λ_o	Índice de esbeltez reduzida
λ_{ov}	Coefficiente de sobreposição expressa em %
$\lambda_{ov,lim}$	Coefficiente de sobreposição a partir do qual a resistência ao corte localizado da ligações entre as diagonais e a parede do banzo
ϕ	É o valor para determinar o coeficiente de redução χ
ε	Coefficiente
p_{eff}	Comprimento efetivo
α	Constante que determina deformação além do escoamento ou fator definido no quadro apropriado
Q	Fator de redução associado a flambagem
k	Coefficiente de flambagem
L	Comprimento destravado
L_E	Comprimento de flambagem
E	Módulo de elasticidade
I	Inércia da seção transversal
f_{ub}	Tensão última do parafuso
f_{ur}	Tensão última da placa inoxidável reduzida
f_{yi}	Tensão limite de escoamento da na seção
f_{ui}	Tensão última da seção
N_{Ed}	Força normal de tração de cálculo da ligação
N_e	Força normal de flambagem elástica
N_{cr}	Força axial associada ao modo de curvatura elástica
$N_{pl,Rd}$	Força última de projeto de escoamento da seção bruta
$N_{u,Rd}$	Força última de projeto de ruptura da seção líquida

$N_{t,Rd}$	Força normal de tração de projeto da ligação
$N_{t,Sd}$	Força normal de tração solicitante de dimensionamento
$N_{c,Rd}$	Força normal de compressão de projeto da ligação
$N_{c,Sd}$	Força normal de compressão solicitante de dimensionamento
$N_{i,Rd}$	Força normal de resistência da ligação
N_{Sd}	Força normal de solicitante de dimensionamento
$F_{v,Rd}$	Resistência ao cisalhamento por cada plano de corte
V_{Ed}	Força de cisalhamento no ELU
$V_{pl,Rd}$	Força de cisalhamento plástica
γ_{M0}	Coefficiente de resistência dos elementos
γ_{M2}	Coefficiente de resistência dos parafusos
γ_{M3}	Coefficiente de resistência ao escoamento nos estados limites últimos
γ_{M5}	Coefficiente de resistência dos das ligações entre perfis
γ_{a1}	Coefficiente de ponderação das resistências ao escoamento
γ_{a2}	Coefficiente de ponderação das resistências a ruptura

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	23
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2. PROGRAMA EXPERIMENTAL: PROJETO E MONTAGEM DO SISTEMA .	46
2.1. Aspectos iniciais	46
2.2. Descrição dos componentes que compõem a estrutura principal.....	47
2.2.1. Banzos e diagonais	48
2.2.2. Bases de apoio	50
2.2.3. Chapas de ligação	51
2.2.4. Travessas e diagonais.....	52
2.2.5. Conectores diagonais	53
2.2.6. Parafusos e pinos	54
2.3. Montagem da estrutura da treliça.....	56
2.3.1. Montagem dos componentes das linhas de treliça	56
2.3.2. Montagem dos componentes da estrutura de contato do pórtico	61
2.3.3. Montagem dos componentes da estrutura de reação do pórtico	63
2.3.4. Montagem dos componentes de instrumentação e medidas da treliça ..	65
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL DOS ELEMENTOS ISOLADOS	70
3.1. Considerações iniciais	70
3.2. Ensaio de compressão dos perfis duplos do tipo “U”	71
3.2.1. Estudo do comportamento estrutural: perfis destravados.....	75
3.2.2. Estudo do comportamento estrutural: perfis com um espaçador	86
3.2.3. Estudo do comportamento estrutural: perfis com dois espaçadores	97
3.2.4. Análise estrutural do perfil isolado – conclusões	107
3.3. Análise estrutural dos parafusos de alta resistência classe 8.8	108
3.4. Análise estrutural dos parafusos de alta resistência classe 5.8	113
3.5. Análise estrutural dos perfis com parafusos classe 5.8	116
3.5.1. Generalidades	116
3.5.2. Estudo do comportamento estrutural: perfil sem espaçador e com parafusos classe 5.8.....	118
3.5.3. Estudo do comportamento estrutural: perfil com um espaçador e parafusos classe 5.8.....	120

4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL DO SISTEMA TRELIÇADO ESPACIAL ...	122
4.1.	Introdução	122
4.2.	Estudo do comportamento estrutural da treliça 01	123
4.3.	Estudo do comportamento estrutural da treliça 02	131
4.4.	Estudo do comportamento estrutural da treliça 03	140
4.5.	Análise dos resultados em conjunto dos sistemas treliçados investigados	149
5.	AValiação TEÓRICO-EXPERIMENTAL	155
5.1.	Introdução	155
5.2.	Dimensionamento e avaliação das ligações estruturais do tipo “K”	157
5.3.	Dimensionamento do parafuso de M16x100 classe 8.8	160
5.4.	Chapas de Ligação	161
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	162
6.1.	Introdução	162
6.2.	Conclusões	164
6.2.1.	Relevância do programa experimental desenvolvido	164
6.2.2.	Ensaio experimentais do sistema treliçado espacial	165
6.2.3.	Ensaio experimentais dos componentes isolados	166
6.2.4.	Principais contribuições científicas	167
6.3.	Sugestões para trabalhos futuros	169
	REFERÊNCIAS	170
	ANEXO A – NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO	178
i)	Generalidades	178
ii)	Norma europeia Eurocode – EN1993-1-3 [10] e EN1993-1-8 [55]	180
iii)	Norma brasileira – NBR 8800 [41]	187
	ANEXO B – PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA DOS TESTES EXPERIMENTAIS	191
i)	Introdução	191
ii)	Estimativa de custos	192
	ANEXO C – FOTOS DE MONTAGEM	197
	ANEXO D – PARAFUSOS CLASSE 8.8 DOS ENSAIOS ISOLADOS	203

INTRODUÇÃO

Em diversas partes do mundo, inúmeros projetos de engenharia e obras de arte são realizados com sistemas capazes de se moldarem as mais variadas formas e geometrias do conceito de liberdade arquitetônica. A possibilidade de vencer vãos variados com elevada resistência mecânica e a necessidade de simplificação operacional na execução, carecem de equipamentos polivalentes e com grande simplicidade no armazenamento, transporte, montagem e desmontagem. A utilização de estruturas modulares e ajustáveis para o escoramento de elementos estruturais permanentes ou provisórios vem sendo uma escolha cada vez mais difundida na aplicação da engenharia estrutural, diante da necessidade de desenvolvimento técnico e ainda objetivando a minimização dos custos, prazos e a simplificação nos processos logísticos e operacionais.

Para atender à demanda mundial foram elaborados e dimensionados um conjunto de equipamentos que absorvessem a demanda global do setor de escoramento, principalmente com a abertura do mercado nacional brasileiro às empresas internacionais que trouxeram novas tecnologias e equipamentos ao consumidor interno. Dentro deste contexto, uma visão panorâmica dos escoramentos empregados na construção civil necessitava evoluir de materiais obsoletos, sistemas lentos, pesados e particulares e de pouca eficiência para um sistema paramétrico com baixa relação resistência *versus* peso e de fácil entendimento e aceitação.

Para tal, em parceria com a empresa Mills Estruturas e Engenharia S/A foi projetado, dimensionado e fabricado o sistema modular SM Mills, que possui todas as características análogas às concepções usuais, existentes no estado da técnica, implementadas há décadas no mercado mundial e utilizados não somente para sistemas estruturais de treliças espaciais, mas também a equipamentos dos mais variados possíveis, ligadas tanto a estruturas provisórias quanto a permanentes. A concepção de projeto deixa claro a necessidade de estar atrelado a redução significativa de materiais como a madeira, permitir grandes cargas e a possibilidade de montagem dos componentes isolados de forma que atendam às crescentes e arrojadas necessidades arquitetônicas.

Ao se analisar os sistemas de escoramentos como itens isolados, é visto que estes atuam de forma provisória e isoladamente no processo de conformação da

estrutura de concreto armado, sendo de grande importância na estabilidade global da estrutura, atrelado aos processos de segurança das equipes envolvidas na execução e contenção dos volumes de materiais envolvidos, podendo ser fabricados em pequenas peças separadas com redução considerável no transporte e montagem. Os sistemas de escoramentos são responsáveis por garantir a forma geométrica da estrutura, verticalidade, alinhamento e além de resistir aos esforços aos quais a estrutura escorada é submetida no processo de execução, os esforços de peso próprio do escoramento e as coeficientes de segurança e utilização provenientes do uso e ocupação, ventos, intempéries e outros.

No tocante à análise econômica dos sistemas de escoramento, a importância dos elementos utilizados é maior ainda, visto que são componentes provisórios e devem ser planejados e dimensionados de forma a contar com o seu reaproveitamento em sucessivas reutilizações e ao fato de que, o processo de carregamento estático é crítico e sempre com ações bem próximas aos limites estipulados de trabalho, para tanto os coeficientes de segurança são maiores por questão de confiabilidade.

Os sistemas estruturais de treliças espaciais desempenham um papel relevante no que tange ao projeto de execução de estruturas de aço, concreto armado e estruturas mistas (aço-concreto). Neste sentido, quando um engenheiro civil possui amplo conhecimento sobre o comportamento estrutural de um sistema de escoramentos, pontos de ruína, cargas de projeto, processos logísticos e operacionais que impactam diretamente na concepção estrutural, além da preocupação com a segurança, os projetos de escoramento tendem a ser mais eficientes, seguros e de baixo custo.

Outro ponto relevante diz respeito ao fato de que é fundamental a identificação dos elementos que compõem a estrutura para se conseguir um sistema resistente consistente de alta capacidade de transmissão das ações, no qual a estabilidade é assegurada com a rigidez à flexão dos banzos e diagonais até a transmissão dos momentos das ligações. Todo o sistema deve possuir robustez e resistências adequada as elevadas e variadas solicitações diretas e indiretas.

Alguns exemplos de aplicação deste equipamento podem ser visualizados a seguir, estes exemplos tratam da versatilidade imposta pelo emergente mercado da construção civil, atrelados a necessidade de ganhos dos fatores de produção em relação à medição dos níveis de eficiência. A equação que trata a eficiência deste

equipamento possui um viés de segmento técnico, que trata da necessidade de alta resistência, a melhor absorção das ações e transmissão desses esforços com a complexidade de atender a demanda global de soluções comerciais e operacionais, sem se esquecer da realidade da indústria brasileira.

A Figura 1 mostra a passarela de acesso de pedestres do aeroporto de Confins – Belo Horizonte – MG, onde o sistema SM Mills é utilizado como passarela de acesso ao aeroporto de Confins – MG. A concepção estrutural da passarela é semelhante ao proposto nos ensaios experimentais desta tese de doutorado, esta estrutura se difere na forma e tipo das ações de carregamento aplicadas, onde a passarela está sujeita ao comportamento dinâmico devido ao caminhar de pedestres e os modelos propostos nos ensaios experimentais a um carregamento estático progressivo com o foco na verificação dos pontos de ruína da estrutura.



Figura 1 – Passarela SM Mills – Aeroporto de Confins – MG

Na Figura 2 é possível verificar-se torres metálicas esbeltas e de alta capacidade de carga, como as utilizadas na hidrelétrica Belo Monte na bacia do Xingu – Pará. O sistema SM Mills é utilizado como torre de escoramento para grandes alturas com elevada capacidade de carga. Praticamente todos os componentes são iguais aos utilizados na passarela da Figura 1 e aos do sistema treliçados espaciais utilizados nos ensaios experimentais, mostrando grande versatilidade e a possibilidade de adequação as mais variadas concepções, conceitos arquitetônicos e situações.

O sistema de torres possui as linhas de perfis principais ligados através de conectores transversais e diagonais com a finalidade de garantir o esquadro e o prumo da estrutura com a utilização mais corrente de aços de elevada resistência, o que leva cada vez mais aos fenômenos de instabilidade e a necessidade de elevadas propriedades de inércia para impedir os colapsos prematuros por instabilidades locais, laterais ou mesmo uma interação entre os modos de flambagem mais relevantes referente ao modo de carga ao qual a estrutura é solicitada.

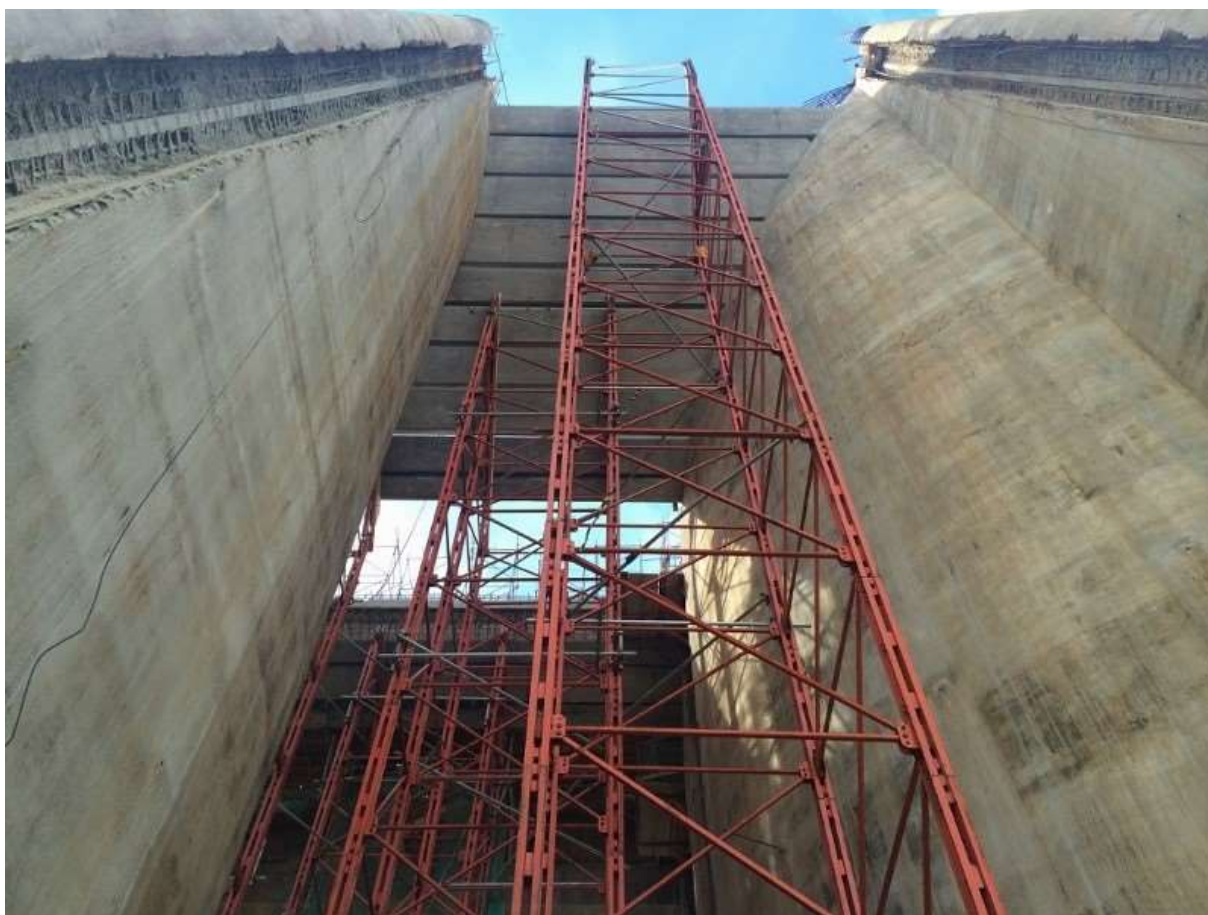


Figura 2 – Torre SM Mills – Belo Monte – PA

Na Figura 3 o sistema estrutural estudado possui um comportamento ainda mais versátil, sendo uma solução para inúmeros requisitos de engenharia civil e arquitetônicos, possuindo componentes e ligações variados, que oferecem um sistema de fôrmas e tensores de alta capacidade ligados a um pórtico espacial treliçado atrelado a uma torre metálica que se movimenta sobre trilhos para atender à necessidade de repetições sucessivas do túnel da linha 5 – lilás do metrô de São Paulo – SP.

Este tipo de estrutura apresentado na Figura 3 exemplifica a variedade e complexidade de soluções e métodos de engenharia e arquitetura empregados em um só dispositivo de absorção e transporte das cargas provenientes do peso próprio de estruturas moldadas no local, como o concreto, ou de elementos construtivos industrializados, assim como de ações variadas decorrentes ao uso e ocupação de pessoas e equipamentos necessários para a execução das obras de arte concebidas.

Este tipo de montagem aplica o conceito da fôrma em contato com o concreto do teto, que molda e fornece a geometria necessária à estrutura arquitetônica projetada, o pórtico espacial que é objeto de estudo desta tese fornece acesso, torre de escoramento e mobilidade as fôrmas, reduzindo o volume de material empregado na obra com o conceito de torre fixada à fôrma, possibilitando ainda a execução de um elaborado processo de movimentação dos ciclos de concretagem, necessários para a operação e execução dos planos de logística atrelados ao cronograma da obra.



Figura 3 – Pórtico SM Mills – Metrô de São Paulo – SP

Estrutura da tese

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento deste trabalho e um resumo dos trabalhos que foram realizados ao longo dos anos com uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No capítulo um são apresentadas as revisões bibliográficas de alguns dos principais trabalhos de pesquisa e ensaios experimentais relacionados a análise e utilização de sistema espaciais treliçados, ligações aparafusadas e estruturas de escoramento.

No capítulo dois são descritos os ensaios experimentais realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO. Também é apresentado neste capítulo a caracterização mecânica e geométrica das peças utilizadas nos ensaios, além do processo de montagem dos componentes para formação sistema espacial treliçado.

O capítulo três apresenta os resultados detalhados dos ensaios experimentais dos perfis isolados, assim como os resultados dos ensaios dos parafusos sujeitos aos esforços de tração.

O capítulo quatro apresenta o objeto principal de estudo, os sistemas espaciais treliçados, mostrando as suas diferenças e evoluções após os resultados de cada ensaio experimental.

O capítulo cinco apresenta a avaliação teórico-experimental dos modelos ensaiados, detalhando o dimensionamento de projeto e desenvolvendo modelos numéricos para comparação com os ensaios experimentais.

Finalmente, no capítulo seis, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, além de algumas propostas para trabalhos futuros.

Nos anexos são apresentadas algumas considerações das normas de projeto sobre ligações aparafusadas e uma descrição detalhada do dimensionamento das ligações segundo recomendações do Eurocode 3 [10] e NBR 8800 [41], além de uma análise da estimativa de recursos financeiros e de materiais para as movimentações necessárias para a realização dos ensaios experimentais. Este processo é o ponto chave para possibilitar e viabilizar o planejamento estratégico e logístico da fabricação, retirada e movimentação desses materiais.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

São apresentados, a seguir, resumos de trabalhos realizados ao longo dos anos, do assunto em estudo, ilustrando o desenvolvimento e a realização de temas para projetos baseados em análises do comportamento real de estruturas constituídas de sistemas treliçados espaciais, na concepção estrutural dos componentes apresentados isolados ou métodos de ensaios experimentais e estruturas de escoramento.

Sistemas espaciais treliçados

Costa [1] analisa parametricamente treliças para o escoramento de elementos estruturais de concreto armado e aço. Tal modelagem, propõe modelos de elementos finitos que representam o caráter tridimensional real do sistema de escoramento, avaliando o comportamento estático e dinâmico estrutural com mais confiabilidade e segurança. O modelo computacional proposto foi desenvolvido para o sistema estrutural não linear de análise estática e dinâmica utilizando as habituais técnicas de refinamento de malha presentes em simulações do método de elementos finitos, com base no programa ANSYS [2]. O presente estudo verificou os resultados de análises linear-elástica e não linear geométrica para ações de serviço, considerando os aspectos físicos e geométricos para as ações finais. Os resultados foram obtidos com base na análise linear-elástica e não linearidade geométrica e física, e comparados com os fornecidos através da metodologia simplificada tradicional de cálculo e com os limites recomendados por normas de concepção, sendo verificado que a estrutura estudada possui uma elevada resistência e com valores últimos bastante superiores aos utilizados em projeto.

Segundo Du chateau [3], as primeiras aplicações de treliças espaciais segundo os conceitos atuais foram realizadas por Alexandre Graham Bell, em 1907, que desenvolveu sistemas estruturais reticulados formados por barras de aço totalmente pré-fabricadas, vislumbrando desde então a possibilidade da industrialização da construção, sobretudo de treliças metálicas espaciais.

Ary [4] formalizou estudos ligados às técnicas de projeto e execução no ramo de forma e escoramentos, formatando treinamentos ligados a análises lineares,

atribuindo normas e procedimentos para o dimensionamento dos módulos em projeto e a sistemática na execução da montagem da estrutura treliçada.

Vendrame [5] apresenta um estudo sobre as estruturas espaciais em forma de cúpulas abordando os seguintes aspectos: histórico, desenvolvimento, descrição dos tipos mais utilizados, comportamento, análise e alguns aspectos de projeto e execução. Descrevem-se vários sistemas de ligação utilizados em vários países e os utilizados no Brasil. A influência da variação de inércia causada através da estampagem das barras foi estudada via método dos elementos finitos com a devida modelagem da região afetada. Apresentam-se também, os procedimentos básicos para elaboração do projeto de uma cúpula considerando as hipóteses utilizadas no escritório de projeto, ou seja, comportamento elástico linear e nós rotulados. Para a mesma estrutura, um breve estudo sobre ruína progressiva é apresentado e conclui-se que o nó têm influência fundamental na distribuição dos esforços nos elementos em que os modelos teóricos convencionais não são capazes de reproduzir.

Souza [6] apresenta um estudo sobre o comportamento de treliças espaciais formadas por elementos tubulares de seção circular, com ênfase no desempenho das tipologias de ligação utilizadas no Brasil. A análise teórica, via método dos elementos finitos, tem como objetivo aferir a validade dos modelos numéricos normalmente utilizados e refiná-los incluindo as características do comportamento estrutural observadas em ensaio. A análise numérica considera duas abordagens: análise global da estrutura incluindo os efeitos não lineares, excentricidade na ligação e variação de seção nas extremidades das barras; com isso o comportamento das treliças ensaiadas foi representado de forma satisfatória e a análise do comportamento do nó típico, modelado tridimensionalmente com elementos de casca, possibilitou analisar a interação entre as barras na região nodal por meio de elementos de contato, conclui-se que o desempenho dos sistemas de ligação é inversamente proporcional aos custos e o nó típico foi o sistema de ligação com maiores deficiências estruturais.

Freitas [7] apresenta um problema de estabilidade de estruturas treliçadas planas, compostas por perfis de chapas dobradas com fenômenos de interação entre os modos de flambagem local e global. Foram desenvolvidos três ensaios experimentais com o carregamento de colapso para uma treliça com 24 m de vão em ligação soldada. Foram avaliados os efeitos das imperfeições geométricas locais

e globais, avaliada a contenção lateral e as reações originadas do processo de flambagem lateral da estrutura.

Sapienza [8] apresenta a influência das extremidades amassadas e dobradas das barras que compõem uma treliça espacial, cujo emprego vem-se tornando cada vez mais comum. Sendo, na maioria das vezes, calculadas como uma treliça ideal, com seção constante em toda a extensão das barras, desprezando as excentricidades com que as barras chegam aos nós e sendo estes considerados como articulações perfeitas sem se levar em conta o engastamento da montagem das barras. Tanto nas treliças planas como nas espaciais, a análise das estruturas é feita com as considerações de não linearidade geométrica (grandes deformações) e material elastoplástico. Finalmente, este modelo é aplicado na análise de uma estrutura ensaiada no Laboratório de Estruturas da USP de São Carlos onde se faz a comparação entre o resultado experimental e teórico.

Santos [9] descreveu em sua dissertação de mestrado em 2003, o comportamento das ligações tubulares de estruturas metálicas planas e o respectivo dimensionamento das mesmas sob algumas das normas para estruturas metálicas como o Eurocode 3 [10]. Foram avaliadas ligações entre perfis tubulares de várias geometrias (circulares, retangulares e quadradas) sob diversas interações. Além disso, alguns exemplos numéricos foram resolvidos com o objetivo de se comprovar os métodos avaliados juntamente com o desenvolvimento de um programa computacional que realiza e verifica o dimensionamento de ligações de perfis tubulares a fim de facilitar as diversas análises necessárias para o seu cálculo e como resultado foi desenvolvido um programa computacional para automatizar o dimensionamento e verificação das ligações estudadas, visando a racionalização do sistema de cálculo.

Freitas [11] analisa o comportamento do nó típico de pórticos espaciais treliçados formados por estruturas tubulares com amassamento das extremidades das barras, em relação a fadiga de grandes coberturas sujeitas às ações críticas de forma estática e cíclica. Todas as análises se baseiam através de ensaios experimentais e de modelos numérico-computacionais via métodos dos elementos finitos MEF que corroboram com os dados obtidos nos ensaios experimentais. Através da resposta experimental é possível avaliar o ganho de resistência da conexão através correções estruturais propostas ao decorrer dos pontos de ruptura

encontrados e as propostas apresentadas influenciam na melhoria da resistência e da segurança das treliças espaciais.

Paoli [12] observando a necessidade de aplicação imediata em situações de intervenção da Defesa Civil, apresenta artigo que demonstra o emprego de pontes provisórias com geometria treliçada. Através de tabelas de classes é possível determinar a melhor configuração básica para a montagem da estrutura treliçada, que garanta a legitimidade da passagem de viaturas e veículos em trânsito pelo local.

Xykis e Galambos [13] elaboraram estudos analíticos sobre treliças espaciais treliçadas rígidas por meio de análise de elementos finitos para determinação da força de flambagem elástica e compararam com resultados experimentais, apresentando os resultados de dois estudos analíticos examinando o efeito da rigidez axial e de flexão no apoio, condições de apoio e o número de treliças em paralelo.

Alinia e Kashizadeh [14] realizaram um estudo sobre a influência do tipo de condições de apoio sobre o comportamento térmico de treliças espaciais. Este trabalho estuda os efeitos das flexibilidades de apoio sobre o comportamento de tais estruturas submetidas a gradiente e cargas parciais. Concluindo que a utilização de suportes rígidos deve ser cuidadosamente examinada e o efeito da temperatura é notável na resposta induzida de grandes estruturas de aço.

Silveira e Pinheiro [15] estudaram a estabilidade de treliças espaciais através da utilização de uma formulação elástica não linear, baseada no método dos elementos finitos, que leva em consideração os efeitos de segunda ordem e a mudança de geometria da estrutura. Isto é feito no cálculo da matriz de rigidez, onde tais efeitos são levados em consideração, e na obtenção do vetor de forças internas do elemento. A partir daí, foi realizada uma implementação computacional para que a análise do comportamento de treliças espaciais fosse possível. Ao final do artigo, através da análise de problemas estruturais encontrados, verifica-se a eficácia tanto da formulação empregada quanto da implementação computacional realizada e os melhores resultados foram encontrados calculando-se a matriz de rigidez de forma incremental pelo conceito de referencial Lagrangeano atualizado.

Qilin [16] com base em uma formulação Lagrangeana total atualizada e o incremento da matriz de rigidez correspondente à equação de elementos finitos para problemas não lineares de treliças espaciais, apresentou a partir da interação *Arc-*

length modificada, uma solução para verificar a carga máxima e as curvas carga-deflexão de treliças espaciais. Através de uma matriz de rigidez simétrica e concisa em que os grandes efeitos sobre as estruturas de deflexão podem ser incluídos com precisão e a não linearidade do material pode ser considerado facilmente. Exemplos numéricos mostraram que o método dos elementos finitos com incrementos pode ser utilizado para analisar os elastoplásticos com grandes problemas de deflexão em treliças espaciais de forma satisfatória e eficaz a estabilidade da curva de capacidade limite.

Kim e Thai [17] desenvolveram análises estruturais de grandes treliças espaciais, levando em consideração as não linearidades físicas e geométricas envolvidas no sistema estrutural. A não linearidade geométrica foi considerada, com base na formulação de Lagrange atualizado, enquanto a não linearidade física do material é responsável por traçar uma relação tensão-deformação completa na faixa elastoplástica. As equações de equilíbrio não lineares são resolvidas através da determinação de um esquema de incremento iterativo, baseado no método de controle de deslocamento generalizado. Este algoritmo pode traçar com precisão a trajetória de equilíbrio de problemas não lineares com múltiplos pontos de limite. Um programa de computador foi desenvolvido para prever o comportamento de pós-flambagem limite. Os resultados numéricos obtidos a partir do programa desenvolvido são comparados com os relatados na literatura para demonstrar a precisão do procedimento proposto.

Iwicki [18] apresentou uma pesquisa da flambagem lateral elástica de treliças com enrijecedores laterais. Propondo um método de análise do limite de contraventamento, investigando as linhas de influências para as diferentes rigidezes e determinando o comprimento de curvatura relacionado à distância dos apoios laterais. Como conclusão é mostrado que o comprimento de flambagem dos apoios elásticos laterais são maiores do que a assumida através de normas de projeto.

Miyachi *et. al* [19] estudaram o colapso progressivo de modelos de ponte treliçada com grandes comprimentos e dois apoios centrais. Sua análise contempla a avaliação da deformação plástica esclarecendo a distribuição de cargas e a rigidez dos modelos investigados. Quando a carga móvel era integralmente aplicada no vão central, à relação do vão com a rigidez não apresentava instabilidade ou colapso à estrutura, contrário a aplicação da carga móvel nos vãos laterais que os modelos apresentavam colapso mesmo tendo uma relação vão e rigidez menor. Este estudo

esclarece o processo de colapso, a força de flambagem e as influências da relação de distribuição das cargas móveis no espaço de uma ponte treliçada de aço e a ponte não apresentou colapso devido à falha de tensão com a deformação máxima inferior a 5%.

Zhen *et. al* [20] apresentaram estudos sobre o comportamento mecânico de uma articulação especial entre um cabo de suspensão rígido e uma viga da treliça de aço de uma ponte. Realizando testes e análises práticas e via um modelo numérico de elementos finitos com informações relevantes sobre os modelos reais, o procedimento de carga do sistema de teste foi apresentado e mostra que a tensão máxima no conjunto é menor do que a tensão admissível do material, cerca de 30% da tensão total. Um modelo tridimensional dos elementos finitos é utilizado na análise numérica e os resultados estão em adequada concordância com os do teste modelo. Este estudo mostra que a concepção da articulação especial é razoável e segura. Esperado também que os resultados apresentados neste trabalho poderiam ser úteis como referência para futuras pesquisas e design de pontes de treliça de aço de suspensão rígida e articulações.

Li *et. al* [21] avaliaram o comportamento de treliças de aço com perfis formados a frio. Treliças em escala real foram ensaiadas para estudar diversas técnicas de reforço, a fim de obter um comportamento desejado e uma capacidade aumentada. As amostras foram submetidas a ponto de carregamento concentrado, simulando a condição de carga realista de uma treliça de telhado. Os resultados revelaram que a flambagem local do topo ao lado da placa de enrijecimento o mecanismo de falha predominante. Nos casos em que a placa de enrijecimento não foi adequadamente posicionada, ocorreu a distorção ou deformação da placa. Para as treliças investigadas, o fortalecimento do topo da corda ao lado da placa de enrijecimento resultou no aumento significativo na capacidade em comparação com a configuração de treliça de origem. Análise dos principais acordes na região de falha viga-pilar foi realizada utilizando tanto as equações convencionais de projeto de interação e o método da resistência direta, tal como sugerido no CSA S136-07 [22].

Xue *et. al* [23] apresentaram um artigo com um modelo de teste e análise numérica de elementos finitos no comportamento mecânico de um conjunto composto de uma treliça em uma ponte com estais. O teste do modelo com a escala de 1:2,5 para a treliças foi conduzido a compreender plenamente a segurança e

facilidade de manutenção. No experimento, a distribuição de tensão, capacidade de resistência da rachadura e resistência ao cisalhamento de vigas cabeças foram cuidadosamente medidos para investigar o desempenho e a transmissão de força mecânica da parte articular. A tensão máxima da placa de aço e concreto permaneceram na região elástica linear até 1,7 vezes a carga de concepção, o que significa que há uma margem de segurança elevada destes compostos. Com base nos resultados experimentais das articulações da treliça, os modelos de elementos finitos tridimensionais são estabelecidos. Os resultados da análise de elemento finito estão em adequada concordância com os dos testes em termos de resistência e rigidez. Esperando-se também que os resultados apresentados no presente documento serão úteis como referência para a pesquisa adicional e o desenho de pontes de treliça e articulações.

Kim e Tai [24] apresentaram um artigo com a análise da não linearidade física no tempo de estruturas treliçadas, incluindo tanto não linearidades geométricas e dos materiais. A não linearidade geométrica é considerada com base em uma formulação Lagrangeana atualizada, enquanto a não linearidade do material é determinada, traçando uma relação da tensão na faixa elastoplástica. O modelo de treliça apresentado é capaz de capturar vários modos de falha, como flambagem, pós-flambagem inelástica, descarga e recarga. Um esquema de solução incremental iterativo baseado no método de Newmark e o método de Newton-Raphson, é adotado para resolver as equações não lineares de movimento. Um programa de computador é desenvolvido para prever as respostas não elásticas e não lineares da treliça. Apresentando exemplos numéricos para demonstrar as capacidades do programa proposto para capturar as respostas não lineares de estruturas de treliça espacial sob cargas sísmicas.

Chen, Quina e Sun [25] realizaram um trabalho de análises lineares e não linear de uma ponte típica de treliça de aço composta por membros de seção em caixa soldada e articulações integrais. A treliça estudada é simplesmente apoiada em dois nós finais de fundo com duas cargas permanentes e variáveis concentradas sendo aplicadas em cada nó da corda inferior. O método dos elementos finitos foi empregado para analisar os comportamentos elástico e elastoplástico da treliça. Os resultados mostram que os momentos secundários nas extremidades dos membros e as tensões máximas seccionais dos segmentos não encolhidos são significativamente reduzidas através da secção encolhimento das extremidades,

contudo, a rigidez vertical e a estabilidade elástica da treliça com juntas integrais são deterioradas em comparação com o convencional. Quando a resistência do aço dos segmentos encolhidos foi moderadamente aumentado, as capacidades de rolamento finais dos membros axialmente comprimidas e encolhidos das treliças com juntas integrais são elevadas, como os membros de uniformidade das treliças convencionais, respectivamente.

Smith [26] descreve e modela o comportamento não linear de treliças espaciais, discute o fenômeno “*snap through*” e a possibilidade de colapso repentino em treliças espaciais. Desenvolveu um algoritmo de solução do problema não linear, específicos para treliças espaciais.

Collins [27] inicia uma investigação teórica e experimental em treliças espaciais com objetivo de analisar os mecanismos de colapso, o comportamento pós-crítico e o colapso incremental nestas estruturas. Foram ensaiadas quatro treliças espaciais, em modelo reduzido, e a aplicação das cargas foi realizada com controle de deslocamentos. Em regime elástico as estruturas apresentaram comportamento linear e simetria, podendo ser aproximado por um simples modelo de treliça. Em regime inelástico a simetria foi perdida, devido as imperfeições estruturais ou do ensaio. Em todos os ensaios a ruína aconteceu nos elementos comprimidos e em alguns casos o colapso incremental foi muito rápido.

El-Sheikh [28] realizou ensaios numéricos em treliças espaciais com diferentes configurações e condições de apoio, com o objetivo de avaliar a distribuição de esforços e o efeito do colapso destes elementos sobre o comportamento global da estrutura. As análises numéricas, via método dos elementos finitos, permitiram verificar que a distribuição de forças internas é crescente nos apoios e que danos ou imperfeições não causam reduções consideráveis na capacidade resistente da estrutura.

Pinheiro e Silveira [29] fornecem um estudo da estabilidade de treliças espaciais através da utilização de uma formulação elástica não-linear, baseada no método dos elementos finitos, que leva em consideração os efeitos de segunda ordem e a mudança de geometria da estrutura. Especial atenção é dada ao cálculo da matriz de rigidez, onde tais efeitos são levados em consideração, e à obtenção do vetor de forças internas do elemento. A partir daí, foi realizada uma implementação computacional para que a análise do comportamento de treliças espaciais fosse possível.

Greco e Vicente [30] apresentam uma metodologia analítica para analisar treliças com severo comportamento não linear geométrico. Encontrando soluções analíticas para treliças com diferentes esforços axiais nos elementos estruturais. A metodologia é baseada na cinemática estrutural, nas leis constitutivas elásticas e no equilíbrio de forças nodais. A formulação proposta pode ser aplicada em materiais hiperelásticos, como borracha e espumas com comportamento elástico. Uma treliça do tipo Von Misses com duas barras feitas de materiais diferentes é apresentada como exemplo de aplicação.

Freitas e Ribeiro [31] apresentam uma formulação e um procedimento de solução numérica para realizar a análise não linear de treliças espaciais imperfeitas. A formulação baseada em métodos de deslocamento é projetada para modelar situações em que os efeitos fisicamente e geometricamente não lineares são dominantes nas fases pré-colapso e pós-colapso.

Bettim *et. al* [32] apresentou os resultados obtidos em um estudo teórico do comportamento estrutural de treliças de aço utilizadas no projeto de coberturas protendidas. A modelagem numérica foi realizada com base em formulações lineares, a partir do emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), com base no uso do programa computacional SAP2000-V17. Com base nos resultados obtidos através de uma análise linear, no que tange a comparações entre os valores de resistência das treliças protendidas investigadas, foram estabelecidas conclusões e recomendações de projeto. A economia de material obtida na solução estrutural com base no uso da protensão é resultante do aumento dos níveis de esforços de tração nas barras da estrutura, diminuindo-se as de compressão.

Samarra *et. al* [33] desenvolveu um sistema de cobertura metálica padronizado e modular, utilizando perfis tubulares laminados sem costura. Esse sistema se destina, principalmente, a coberturas de supermercados, shoppings etc., que necessitam de grandes áreas livres. Para se avaliar o comportamento estrutural desse sistema, foi construído, de maneira inédita no Brasil, um protótipo de 900 m², para testar o sistema construtivo idealizado e realizar ensaios com os carregamentos reais, nesse tipo de estrutura. Avaliando-se, então, o comportamento global da estrutura, com base em todos os resultados numéricos e experimentais obtidos, confirmou-se o comportamento previsto, no cálculo computacional, com o protótipo ensaiado.

Christoforo *et. al* [34] apresentou um programa computacional destinado à análise de treliças planas de madeira com ligações formadas com dois parafusos por nó. A formulação é fundamentada no método da flexibilidade, levando-se em consideração a influência do efeito semirrígido das ligações formadas por dois parafusos. Um exemplo de estrutura auxiliar de cobertura é apresentado e analisado pelo programa desenvolvido, evidenciando-se a importância da análise do comportamento semirrígido sobre as ligações.

Ligações aparafusadas

Lima [35] demonstra a utilização de perfis tubulares sem costura, considerando uma nova realidade com o incremento do uso de perfis tubulares. Este trabalho apresenta uma análise de ligações tipo “T” e “KT”, efetuada com base na norma europeia, Eurocode 3 [10] através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa ANSYS [2]. As não linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos. Procedeu-se também no estudo de uma treliça com o intuito de comparar o dimensionamento e comportamento de um de seus nós com o nó isolado que foi avaliado de acordo com as prescrições de normas e com o critério de deformação limite. Para isso modelou-se a treliça com elementos de barra, e posteriormente com elementos de casca fazendo análise linear e não linear. Concluiu-se também que a distribuição de esforços e o comportamento de uma treliça ou nó idealizado, avaliados analiticamente via normas de dimensionamento, é bem distinto do modelo mais próximo do real.

Tavares [36] estudou técnicas para aumentar a eficiência das ligações através da colagem de insertos metálicos entre o parafuso e o laminado. Promovendo experimentos para validar a sua tese e exemplificando os processos empregados dos ensaios destrutivos que serão utilizados como base dos modelos experimentais e dos processos de ensaios. Concluiu-se que a utilização de insertos metálicos colados na superfície do furo do compósito aumenta a resistência ao esmagamento, retarda o aparecimento de dano, e aumenta a eficiência das juntas.

Flaischer e Puthli [37] desenvolveram um trabalho experimental no qual avaliam ligações do tipo “K” compostas por perfis tubulares retangulares formados a frio. Os resultados foram avaliados para os máximos carregamentos normais obtidos

nos ensaios, bem como os carregamentos últimos obtidos aplicando o conceito de deformação limite. Os modos de falha não correspondem ao que é devido por diversos fatores:, sendo a limitação da deformação na face do perfil do banzo.

Santos [38] avaliou a resistência à tração de elementos estruturais aparafusados em aço inoxidável, apresentando resultados de um programa experimental envolvendo ligações aparafusadas defasadas sob tração. Realizado em peças de aço carbono e aços inoxidáveis de forma a comparar as principais características mecânicas entre esses dois tipos de aços estruturais. Dessa forma, foi possível observar conclusões significativas no comportamento a tração dessas ligações, como o aumento da espessura da placa interna acarreta uma diminuição da carga última de ruptura e do seu deslocamento máximo associado. Dentre outras variáveis que controlam os estados limites últimos foi verificada a influência significativa da espessura da placa de aplicação da carga, direção da laminação, configuração de parafusos da ligação e propriedades do aço inoxidável, como ductilidade e razão entre suas tensões de escoamento e de ruptura.

Vergílio [39] tratou da análise de ligações parafusadas e soldadas com elementos de ligação de chapas de *gusset*, empregadas em treliças de coberturas constituídas por perfis de aço formados a frio. Verificando o comportamento estrutural e os modos de cálculo, comentando os procedimentos indicados através da norma NBR 14762 [40] e a NBR 8800 [41]. Como resultado da tese, cada ligação estudada apresentou planilhas eletrônicas do cálculo das ligações com a finalidade de agilizar o dimensionamento bem como permitir uma melhor visualização do desempenho da ligação.

Silva e Freitas [42] apresentam estudos teórico-experimentais para avaliação do comportamento de uma tipologia, não padronizada, de ligação viga-coluna aparafusada, utilizando seções transversais em perfis de aço formados a frio. Realizando quatro ensaios em quatro diferentes configurações de ligações viga-coluna e, para efeito de comparação, agrupadas em dois grupos: sem enrijecedores (SE) e com enrijecedores (CE) de alma soldados nos flanges da coluna. Os resultados experimentais permitiram determinar as curvas momento-rotação e rigidezes, bem como os momentos últimos e seus respectivos mecanismos de colapso. Verificou-se, também, que ao considerar a semicontinuidade - através dos enrijecedores de alma - entre as vigas separadas por uma coluna, o mecanismo de colapso muda e as ligações ficam mais resistentes e rígidas.

Marcelo [43] analisou as propriedades de fadiga de parafusos de alta resistência mecânica em sete grupos diferentes: três fabricados com aço nacional e tratados termicamente e quatro fabricados com aço japonês, porém, desses quatro grupos, três foram idênticos aos fabricados com aço nacional e um último grupo teve a rosca laminada após tratamento térmico. Nesses grupos foram realizadas análises metalográficas e de micro-inclusões, ensaios de tração, microdureza Vickers e fadiga e, por último, uma análise fractográfica dos parafusos que falharam durante o ensaio de fadiga, utilizando microscopia eletrônica de varredura. Os ensaios de fadiga foram realizados com carga constante de 700 MPa e utilizando o método estatístico “*staircase*” para a determinação do limite de fadiga. Concluindo que os parafusos possuem composição química e matriz semelhante, níveis de resistência mecânica do material nacional é inferior ao internacional.

Fernández [44] realizou um trabalho de adequação do projeto de uma ponte treliçada de Eucalipto em projetos com madeiras tropicais, como Maçaranduba, Jatobá e Ipê. Para esta finalidade o sistema modular treliçado foi estudado por meio de análise numérica e experimental, e avaliado para pontes de até 36 m, com superestrutura formada por vigas treliçadas de madeira com 1 m de altura e ligações parafusadas. Como resultado deste estudo foi elaborado uma tabela contendo o número de vigas treliçadas a serem utilizadas em uma largura de ponte de 3,80 m dependendo do tamanho do vão, evidenciando o ponto de ruptura do sistema treliçado na ligação. O sistema proposto proporciona vantagens como redução de custos e maior rapidez de execução, além de posterior reaproveitamento dos módulos

Ensaio experimentais

Pereira [45] apresenta um estudo teórico-experimental do comportamento e da resistência de pilares de aço eletrosoldados. Realizando ensaios à compressão de barras bi rotuladas com diferentes dimensões de seção e comprimentos, procurando obter uma variedade de índices de esbeltez, com a finalidade de caracterizar o comportamento a flambagem deste perfil. Os modelos ensaiados foram analisados numericamente por meio de um programa computacional, via método de elementos finitos. Concluiu que os pilares chegaram a ruína devido a flambagem lateral devido à instabilidade lateral.

Chodraui [46] apresentou uma análise experimental em perfis usualmente empregados no Brasil (perfis U, U enrijecidos e cantoneiras simples e duplas), e uma estratégia de análise numérica não-linear, considerando os efeitos das imperfeições geométricas globais e localizadas (de chapa e distorcional), bem como das tensões residuais, de modo a se obter teoricamente um valor confiável da força normal de compressão resistente da barra. Os resultados permitiram constatar a viabilidade do emprego das atuais curvas de resistência à compressão para os perfis formados a frio. Complementando, foi analisada a aplicação do método da resistência direta (MRD) a todos os perfis estudados, confirmando bons resultados.

Hu e Chen [47] apresentam recomendações do comportamento a resistência à compressão de placas de paredes finas com base em uma investigação experimental de conexões e diagonais utilizadas para transferir as forças para o elemento de apoio. Foram realizados 14 (quatorze) testes em 6 (seis) amostras, considerando as condições de contorno, configuração geométrica da espessura da placa e as excentricidades, obtendo resultados bastante razoáveis se comparado aos modelos numéricos de elementos finitos.

Rodrigues [48] trata de problemas de estabilidade de colunas constituídas por perfis de parede esbeltas obtidos a partir da conformação a frio de chapas finas de aço. Tais perfis, quando submetidos a compressão, apresentam instabilidade caracterizada pelo fenômeno de interação entre os modos global (Euler) e local (de placa, considerada a interação entre as paredes esbeltas do perfil). Estudou as curvas de flambagem para o dimensionamento em estado limite último de colunas constituídas por perfis leves com seção transversal em perfis “U” ou enrijecido. Concluiu-se que a formulação analítica não apresentou valores demasiadamente conservativos e o dimensionamento pode ser realizado através da curva calibrada.

Silva [49] apresenta um estudo teórico-experimental sobre a instabilidade distorcional de perfis formados a frio submetidos à flexão. A instabilidade distorcional se faz comum na presença de tensões de compressão atuando sobre perfis enrijecidos e fabricados em aços de elevada resistência. Apresentando métodos de cálculo analítico e numéricos para análise de instabilidade e a parte experimental inclui-se o estudo de perfis formados a frio com seções do tipo “U” enrijecidos e submetidos aos ensaios de flexão. Concluindo que os resultados preliminares condizem com a norma [40] e o modo de instabilidade distorcional foi predominante no tocante a ruptura.

Duan e Chen [50] fornecem regras práticas de projeto para os membros que constituem a estrutura global. Discutindo as razões de esbeltez de membros que podem flambar fora do eixo, propondo mudanças na relação de esbeltez com a presença de equações de fatores de comprimento efetivos concisos, simples e claros. O estudo possui uma única equação considerando o efeito de cisalhamento e de conectores de flambagem. Todos os resultados calculados estão de acordo com os resultados dos testes disponíveis e concluiu-se que a flexão não depende somente da rigidez, mas também da flexibilidade rotacional das ligações.

Escoramentos

Rasmussen e Chabdrangsu [51] desenvolveram modelos avançados de análise tridimensional para capturar o comportamento de sistemas de suporte de escoramentos, observando o comportamento de submontagens de escala real com várias combinações de altura e extensões. Propondo métodos de modelagem que consideram a não linearidade do material, conexões semirrígidas e excentricidades de placa da base. As análises não lineares foram calibradas com cargas de falhas dos ensaios experimentais e se mostraram em concordância com os modelos numéricos, mesmo destacando as principais dificuldades de modelagem numérica de sistemas de escoramento, concluindo que as cargas máximas obtidas a partir da análise avançada estão em estreita concordância com as cargas de falha dos ensaios.

Beale [52] revisou a pesquisa dos últimos 40 (quarenta) anos em estruturas de escoramento, descrevendo o desenvolvimento de modelos não-lineares e sua correlação com os procedimentos de ensaios. Apresentando recomendações para modelagem como: cargas e ações estocásticas e por fim analisa os modos de colapso e falhas devido a supervisão inadequada do local e a má concepção de projeto. Recomendando que a flexibilidade seja considerada e que os fatores de segurança para cargas verticais sejam aumentados para 2,0 à luz da pesquisa de confiabilidade e análise de colapsos de andaime. A investigação de falhas de andaime mostra que a maioria das falhas ocorre devido a controle de local pobre.

A norma brasileira para o escoramento de estruturas, a NBR 15696 [53] possui coeficientes de segurança e ponderações das ações e dos carregamentos

bastante consideráveis, estes fatores elevados ao qual as grandes empresas do segmento de forma e escoramento no Brasil e no mundo adotam. Além de previsto nas normas são formalizadas pois entende-se que esses elevados fatores de segurança são oriundos da plena falta de conhecimento e embasamento experimental do assunto.

Diante do exposto, os ensaios experimentais que serão apresentados neste estudo têm por objetivo desenvolver e aprimorar a capacidade de utilização econômica do sistema estrutural isolado e do pórtico espacial treliçado investigado. Estes ensaios encontram-se respaldados por testes experimentais práticos que tem sido realizado ao longo dos anos no mercado nacional e internacional. Essa utilização representa o comportamento estrutural real do sistema treliçado investigado. Deve-se ressaltar, ainda, que por outro lado, poucos trabalhos de pesquisa têm sido desenvolvidos, nos quais existe uma tendência no sentido de que o sistema estrutural tridimensional treliçado pode vir a apresentar um significativo aumento em sua capacidade de carga e permitir um amplo conhecimento estrutural da forma de colapso da estrutura, assim como ampliar e definir novos parâmetros de utilização, manutenção e configuração estrutural a partir dos modos de ruína e colapso da estrutura.

Assim, o objetivo deste trabalho de pesquisa é o de apresentar um estudo do comportamento estrutural de sistemas treliçados e avaliar o comportamento das estruturas isoladas que compõem o sistema global, a partir do desenvolvimento de ensaios experimentais que simulem o comportamento destes sistemas da forma mais real possível, de modo que estes modelos estruturais sejam utilizados no mercado de forma mais racional, segura e eficiente.

Os resultados obtidos ao longo desta investigação (deslocamentos, esforços e tensões) são confrontados e comparados qualitativamente e quantitativamente, com normas de projeto, de forma a obter resultados mais próximos do comportamento real desse tipo de sistema estrutural, visto que todos os experimentos foram base dos processos de utilização diário e pequenas modificações motivadas através da necessidade do conhecimento mais profundo dos modos de colapso da estrutura treliçada e dos seus componentes mostrados isoladamente.

Motivação

No estágio atual de desenvolvimento da engenharia civil, objetiva-se o desenvolvimento racional de projetos de sistemas treliçados espaciais utilizados para o escoramento de estruturas de aço, concreto armado e mistas (aço-concreto) que atendam às exigências dos clientes usuários destes equipamentos e bem como das normas técnicas, mas também, que proporcionem os menores custos envolvidos. Assim sendo, cabe ressaltar que uma das maneiras de se avaliar o comportamento de um sistema estrutural diz respeito à correta obtenção de informações acerca de suas propriedades geométricas e físicas, assim como sobre a concepção de suas ligações, pois estas desempenham um papel extremamente importante para a análise global da estrutura. Destaca-se, ainda, que poucos trabalhos de pesquisa têm sido realizados no que tange ao tema de pesquisa sobre o emprego de escoramentos e de sistemas treliçados espaciais na engenharia civil. Deste modo, a principal motivação para o desenvolvimento desta tese de doutorado diz respeito a proceder por soluções de projeto mais racionais e econômicas, métodos alternativos para a avaliação experimental do comportamento estrutural global e determinação dos regimes de utilização do equipamento investigado.

Objetivos

Este trabalho de pesquisa objetiva a concepção, projeto estrutural e modelagem teórico-experimental de sistemas treliçados espaciais utilizados para o escoramento de estruturas de aço, concreto armado e mistas (aço-concreto). Ao longo do estudo, desenvolve-se uma análise crítica acompanhada de discussões técnicas sobre os resultados de testes experimentais realizados sobre três modelos estruturais de pórticos treliçados espaciais. Os modelos investigados apresentam um vão livre de 10 metros com espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5 metros e são submetidos a carregamentos provenientes de uma laje de reação e monitorados com toda a logística de equipamentos necessários para a obtenção da resposta e avaliação do comportamento estrutural global do sistema. Ao longo do estudo são realizados também ensaios experimentais dos componentes isolados e ligações estruturais do sistema principal. Os carregamentos aplicados são os mais

realistas possíveis e desenvolvidos para incorporar os efeitos impostos e induzidos pelo escoramento de estruturas de aço, concreto e mistas, durante a investigação do colapso estrutural. Outra questão de grande importância refere-se ao pequeno número de testes experimentais em grande escala realizadas nos laboratórios para proporcionar uma regulação mais eficaz dos modelos atualmente utilizados no mercado. Esta investigação visa obter ainda uma maior confiabilidade nas análises dos resultados experimentais obtidos, tais como: valores das cargas últimas, modos de ruína do sistema estrutural (perfis metálicos: escoamento da seção bruta. parafusos: ruptura da área líquida). Assim sendo, com base na obtenção da resposta estrutural experimental dos modelos (deslocamentos translacionais verticais e laterais dos conjuntos de treliças, cargas de colapso e comportamento dos modos de ruína), torna-se possível avaliar com mais clareza a eficiência do sistema investigado, propor reforços no conjunto estrutural, além de corroborar e calibrar novos modelos, ampliando o conhecimento a respeito do comportamento estrutural deste tipo de estrutura, tornando-o mais seguro para o meio operacional.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL: PROJETO E MONTAGEM DO SISTEMA

2.1. Aspectos iniciais

Os sistemas estruturais de treliças espaciais desempenham um papel relevante no que tange ao projeto de execução de estruturas de aço, concreto armado e estruturas mistas (aço-concreto). Neste sentido, o fato de um engenheiro civil possuir o conhecimento técnico acerca do comportamento estrutural de um sistema de escoramentos e, bem como, dos aspectos associados à segurança técnica e operacional do equipamento, conduz os projetos de escoramento de estruturas a situações mais seguras e de baixo custo, sem que o desempenho estrutural seja afetado ou minimizado. Outro ponto relevante diz respeito ao fato de que é fundamental a identificação dos elementos da estrutura, um sistema resistente consistente através da capacidade de transmissão das ações, no qual a estabilidade é assegurada através da rigidez à flexão dos banzos e diagonais e a alta capacidade de transmissão dos momentos das ligações.

A proposta de realizar ensaios experimentais controlados de três modelos de sistemas treliçados espaciais, além ensaios experimentais dos componentes isolados, em um laboratório equipado com laje de reação e monitorados com toda a logística de equipamentos necessários para a obtenção da resposta e avaliação do comportamento estrutural dos modelos propostos é fundamental para ampliar a interação e o crescimento da engenharia estrutural e o mercado atual de construção civil, visto que nem sempre o fluxo de inserção destes equipamentos passam pelo amplo espectro de ensaios e análises paramétricas avançadas.

Na tentativa de se avaliar o real comportamento serão detalhadas as estruturas treliçadas, os equipamentos empregados para aferição, equipamentos de montagem e medição, assim como os empenhos diretos e indiretos para realização dos ensaios, através de uma metodologia apresentada cronologicamente, apresentando: ilustrações adaptativas, fotos, gráficos comparativos e relatos dos processos executados. Em posse de todos os resultados medidos nos ensaios experimentais, tais como: deslocamentos verticais e laterais dos conjuntos de treliças, carregamentos aplicados e do comportamento dos modos de ruína, é possível avaliar a eficiência da estrutura e propor reforços no conjunto da estrutura, além de corroborar e calibrar novos modelos paramétricos, ampliando o conhecimento a respeito deste tipo de estrutura e tornando-o mais seguro.

2.2. Descrição dos componentes que compõem a estrutura principal

Os modelos estruturais apresentam comprimento longitudinal entre os apoios de 10 metros, espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5 metros e uma altura total do apoio ao topo de aproximadamente 2,1 metros. O comprimento longitudinal é formatado por cinco módulos triangulares com banzos e diagonais formados por perfis metálicos do tipo “U” com espaçamento entre os eixos dos nós de 2,0 metros com ligações obrigatoriamente aparafusadas com 6 (seis) conjuntos de parafusos M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 nas extremidades de cada linha de viga.

Os banzos e diagonais da treliça são formados através da combinação de perfis metálicos vazados e duplos “U” de abas paralelas e opostas, unidas por meio de tubos retangulares. O sistema de contraventamento transversal é definido pelo comprimento destravado de dois pontos de contenção lateral relativa, que permite o movimento do ponto contido em relação ao ponto adjacente. A ligação é feita por conectores transversais, travessas e diagonais tubulares com ligações de extremidade formadas por pinos que permitem a livre rotação das travessas, formando a rótula da ligação, sendo a concepção estrutural regidas pelas recomendações, normas e anotações que agregam o conhecimento técnico necessário para explicar esta tese: [58] à [66].

As travessas e diagonais são os elementos que garantem a rigidez e contenção lateral do sistema estrutural ligados a conectores fixados a alma do duplo perfil “U”, obrigatoriamente com 3 (três) parafusos M20 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8. A configuração de apoio das extremidades foi projetada para receber e transferir as ações no qual a estabilidade é assegurada através da rigidez à flexão nos banzos e pela capacidade de transmissão dos momentos das ligações, onde todas as ligações são obrigatoriamente aparafusadas com seis conjuntos de parafusos M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 nas extremidades de cada linha de viga, principalmente nos apoios.

Finalmente, serão apresentados detalhadamente as estruturas treliçadas, os equipamentos empregados para aferição, montagem e medição, através de uma metodologia desenvolvida para melhorar o entendimento da função de cada parte do equipamento no conjunto estrutural global, através de ilustrações adaptativas, fotos, gráficos comparativos e relatos dos processos.

2.2.1. Banzos e diagonais

Os perfis padrão “U” é confeccionado pela fabricante GERDAU [56], possui as características geométricas de um perfil de primeira alma com 152,4 mm de altura e 15,2 kg/m. São empregados na conformação dos banzos horizontais (superior e inferior) e diagonais verticais das linhas de treliças espaciais, possui as propriedades mecânicas de média à alta resistência que são referenciadas ao aço ASTM A36 e possuem elevada resistência mecânica para um aço carbono com a finalidade de utilização estrutural. Conforme descrito no texto da NBR 8800 [41], a resistência ao escoamento mínima do aço é de 250 MPa e resistência à ruptura do aço a tração variando de 400 a 550 MPa.

Os comprimentos de utilização dos perfis do tipo “U” variam de 1,81 metros nos banzos horizontais (superiores e inferiores) e 1,69 metros nas diagonais, formando um triangulo equilátero padrão para todas as treliças. Os perfis possuem uma furação padronizada e de distâncias constante ao longo do perfil para mitigar os possíveis erros de fabricação e montagem que possam ocorrer. Todos os furos são estampado para mitigar a propagação de erros relativos, os furos das bordas possuem um diâmetro especial de 17 mm e são destinados a ligação de elementos como as chapas de ligação e os tubos de ligação através de parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8. Os furos da linha central também são estampados e possuem um diâmetro especial de 21 mm, sendo destinados a ligação de elementos de contraventamento como travessas e diagonais tubulares através de parafusos de alta resistência M20 x 100 mm classe 8.8, como ilustra a Figura 4.

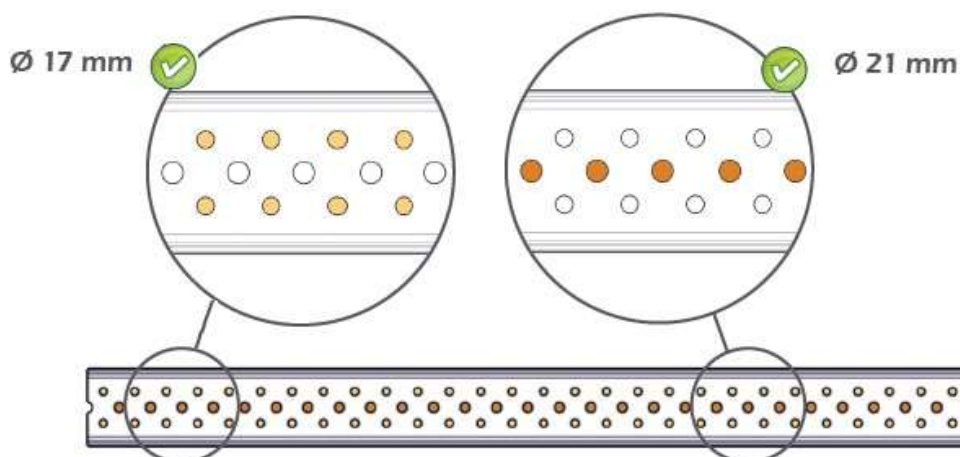
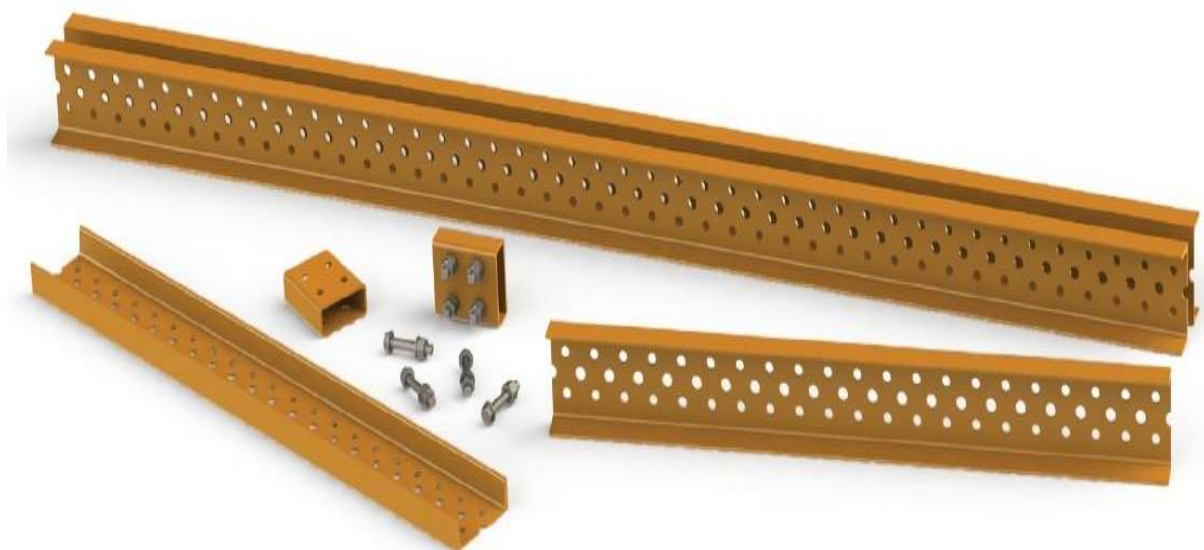


Figura 4 – Furação do perfil

A distribuição dos furos de periferia e furos centrais, possuem espaçamentos padronizados e adequados as distâncias máximas e mínimas entre os eixos dos parafusos adjacentes, aos bordos laterais e das extremidades do perfil simples, respeitando as distâncias entre eixos e as linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio, assim como as conformações métricas de utilização no mercado, conforme as premissas geométricas verificadas na norma do Eurocode 3, EN 1993-1-8 [55].

A ligação entre os perfis do tipo “U” é feita através de tubos retangulares de 50 x 100 x 4,75 mm também confeccionados em aço carbono ASTM A36. Os tubos de ligação servem tanto para gabarito da ligação, formatando um distanciamento padrão entre os perfis duplos do tipo “U” com 50 mm na menor dimensão geométrica, quanto para garantir a perfeita união e contenção lateral dos perfis paralelos e de almas opostas.

A fixação dos perfis do tipo “U” com os tubos retangulares é feita com um conjunto de 4 (quatro) parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8. O conjunto de parafusos é descrito através da composição de outros componentes: parafuso de alta resistência, arruela e porca compatível. Este conjunto deve possuir torque de protensão adotado de 50 Nm em todos os parafusos da ligação. A interação entre os perfis do tipo “U” e o tubo retangular é mostrado na Figura 5.



▲ Vigas SM

Figura 5 – Perfil “U” e tubo de ligação

2.2.2. Bases de apoio

As bases de apoio do sistema são confeccionadas em aço carbono ASTM A36 e montadas nas extremidades das linhas de treliça, tendo como função principal servir de apoio para o escoramento e transmissão dos esforços provenientes das ações externas ao qual a estrutura está sujeita, transmitindo os esforços através das diagonais verticais e banzos horizontais da linha de treliça para os blocos de apoio externos à estrutura da treliça espacial.

A base de apoio possui um design particularmente projetado para atender dois tipos comuns de apoios entre treliças, apoio na base como dos experimentos que serão descritos nesta tese e apoio no topo, formando uma diagonal vertical de tração no plano mais extremo. Para promover robustez e versatilidade, a base com 46.800 mm^2 possui enrijecedores transversais que foram inseridos com o objetivo de aumentar o valor da força cortante resistente de cálculo assim como placas de apoio duplas de 8 mm e rígidas com furos no plano para definição da condição de contorno, capazes de transmitir as forças de esmagamento por contato para os blocos de apoio.

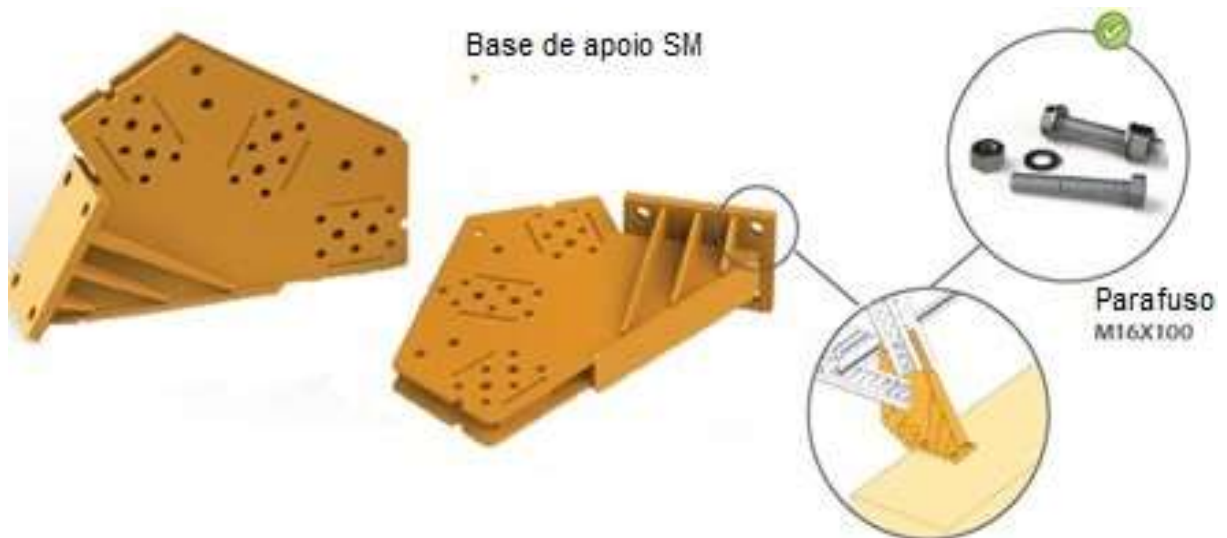


Figura 6 – Base de apoio

A união bases de apoio com os perfis do tipo “U” é realizada obrigatoriamente com 6 (seis) conjuntos de parafusos M16 x 100 mm, classe 8.8 na extremidade de linha de viga. Principalmente nos apoios é necessário assegurar o torque de protensão adotado de 50 Nm em todos os parafusos da ligação e quando a estrutura estiver sujeita a carregamentos cíclicos este reaperto e torque mínimo deve ser verificado continuamente, a configuração e montagem é ilustrada na Figura 6.

2.2.3. Chapas de ligação

As chapas de ligação são fabricadas em aço carbono ASTM A36 em uma chapa dupla e contínua de 8 mm, permitindo a montagem das vigas dos banzos horizontais e diagonais verticais formando uma ligação aparafusada do tipo “K”. A configuração de vigas com 1,81 metros na horizontal (A) e 1,69 metros como diagonal (B) permite uma treliça com módulos de um triângulo equilátero de distância entre os eixos de 2,0 metros.

A configuração geométrica adotada permite uma ligação sem excentricidades nas ligações do tipo “K”, pois quando existem excentricidades nas ligações, estes deverão ser dimensionados tendo em conta os esforços da catenária resultante. A configuração adotada permite um método simplificado de cálculo, evitando qualquer excentricidade, e as suas dimensões são suficientemente seguras para transferência dos esforços onde todo o dimensionamento pode ser verificado conforme a norma EN1993-1-8 [55].

Assim como nos perfis do tipo “U”, a chapa de ligação possui furos de 17 e 21 mm em posições específicas que permitam utilizar os 6 (seis) conjuntos de parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 com arruela e porca compatível para montagem dos triângulos equiláteros, tornando o sistema compatível e resistente conforme é ilustrado na Figura 7.

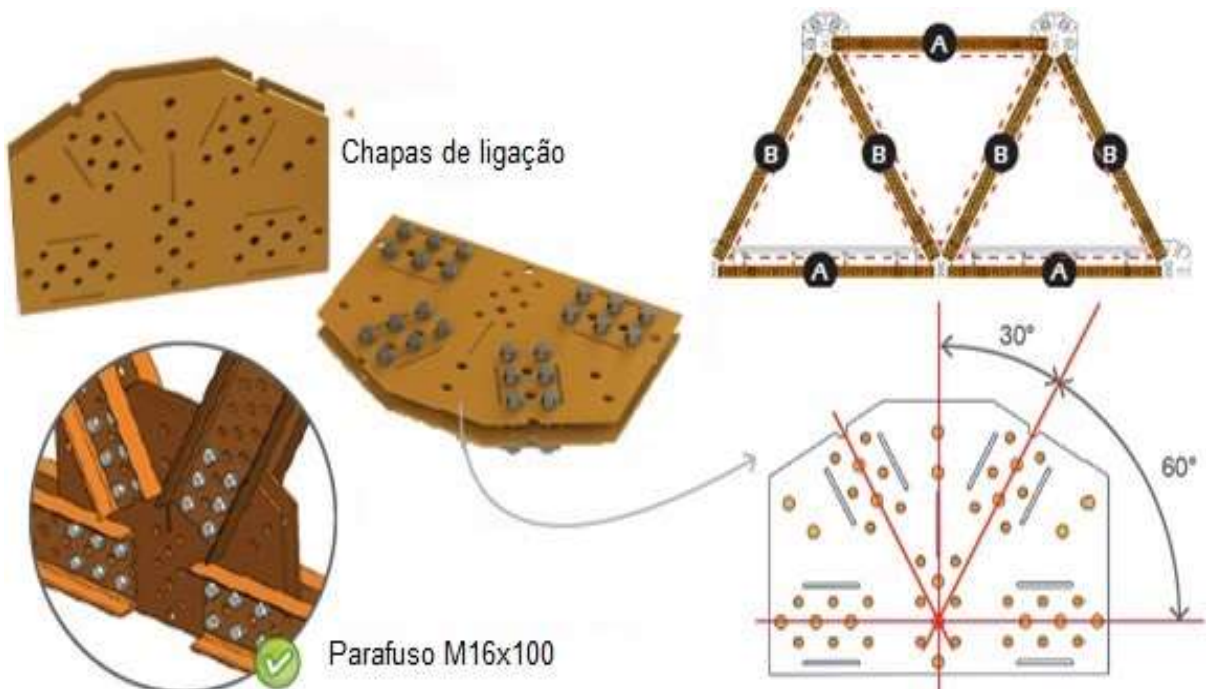


Figura 7 – Nós em chapas de ligação

2.2.4. Travessas e diagonais

As travessas são projetadas para contenção lateral relativa, permitindo o movimento do conjunto ou ponto em relação ao ponto destravado adjacente. Essa ligação é feita nos conectores diagonais, ao qual serão apresentados na sequência. As travessas são estruturas tubulares quadradas de 40 x 40 x 4,75 mm, fabricadas em aço carbono ASTM A36, duplamente simétricas, que podem fletir em relação a um eixo de inércia.

Os modelos estruturais apresentaram uma distribuição geral de espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5 metros e uma distância entre os eixos longitudinais de 2,0 metros. Sendo assim, travessas denominadas TR SM 1,50 m possuem um comprimento total destravado entre os furos com rotação livre de 1.243,00 mm e as diagonais horizontais denominadas DG VT SM 2,00 x 1,50 m possuem um comprimento total destravado de 2.300,00 mm. Nos trechos centrais, para garantir um comprimento destravado menor das linhas de treliças foram utilizadas as diagonais horizontais denominadas DG VT SM 1,00 x 1,50 m com comprimento destravado de 1.520,00 mm.

Todas as configurações e montagens serão referenciadas ao decorrer da apresentação da tese, abaixo é mostrado, a ilustração, na Figura 8, da travessa assim como os furos de travamentos e os pinos com cupilha utilizados.



Figura 8 – Travessa quadrada

2.2.5. Conectores diagonais

Conforme verificado até o momento, toda estrutura é composta por pequenos segmentos de componentes que unidos formam o sistema de escoramento ou o pórtico espacial treliçado. Essa união ocorre por dois meios: meio direto, como nos casos das chapas de ligação e dos perfis do tipo “U”, sempre por intermédio dos parafusos de alta resistência. No caso da ligação das travessas com os perfis do tipo “U”, é necessário a ligação indireta, por meio de conectores diagonais entre os componentes, ilustrados na Figura 9.

A fixação dos conectores no duplo perfil “U” é por obrigatoriamente feita com 3 (três) parafusos M20 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8, sendo o conjunto de parafusos descrito através da composição de parafuso de alta resistência, arruela e porca compatível, com torque de 50 Nm. As travessas e diagonais são unidas ao conector por meio de pino de diâmetro de 20 mm com cupilha, de forma que seja feito um engate rápido e sem o auxílio de ferramentas, tornando sistema operacionalmente simples e rápido e estruturalmente livre de momentos fletores, com restrição de deslocamentos no plano.

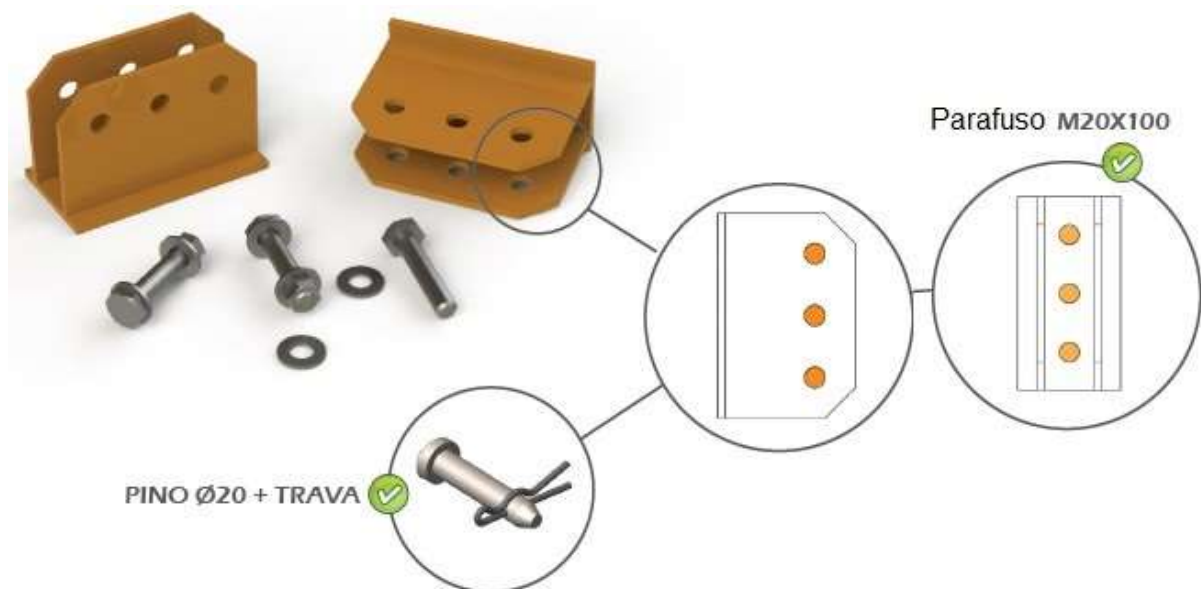


Figura 9 – Conector diagonal e pino de 20 mm

Os conectores diagonais são responsáveis pela ligação da alma do perfil duplo “U” com as travessas rotuladas projetadas para contenção lateral relativa. Sua fabricação é concebida em aço carbono ASTM A36.

2.2.6. Parafusos e pinos

Todo o sistema estudado consiste em ligações aparafusadas ou por intermédio de engates rápidos como os pinos com trava. Esta configuração estrutural é definida por influência da necessidade de reutilização dos componentes do sistema (perfis, travessas, chapas e bases). Com a possibilidade comercial de macroestruturas com as mais variadas possibilidades de manuseio e montagem, o equipamento ganha competitividade comercial e as possibilidades técnicas ganham variações. Logo, a utilização de parafusos e pinos possibilita a movimentação do equipamento de forma mano portátil, transformando em conjuntos de médio volume e peso e até de grandes estruturas complexas formadas de montagens menores e peças isoladas movimentadas através de máquinas.

Tomando como base norma brasileira NBR 8800 [41], são fornecidos os valores mínimos da resistência ao escoamento e da resistência a ruptura dos parafusos. Esta norma atua com a base de especificações de referência mundial, bem como os diâmetros nos quais os parafusos podem ser encontrados. Os parafusos de especificação ISO 4016, classe 8.8 tem a resistência ao escoamento mínima do aço de 640 MPa e resistência à ruptura do aço a tração de 800 MPa para diâmetros variando de 12 a 36 mm.

Os pinos de diâmetro de 20 mm são fabricados em aço especial SAE 1045 e possuem uma resistência ao escoamento mínima do aço de 310 MPa e resistência à ruptura do aço a tração de 550 MPa. Sua utilização promete dar agilidade ao processo de montagem do conjunto, reduzindo os custos tácitos de mão de obra na montagem e o tempo necessário para a montagem do sistema estrutural, além de mitigar os possíveis riscos de uma eventual falta de verificação da protensão mínima necessária dos parafusos, em consonância com a concepção estrutural rotulada nas extremidades das travessas de contraventamento.

Os parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 são destinados a ligação de elementos como as chapas de ligação e os tubos de ligação nos furos de extremidade do perfil com 17 mm de diâmetro. Os furos da linha central que utilizam os conectores diagonais possuem um diâmetro nominal de 21 mm e são destinados a ligação de elementos de contraventamento como travessas e diagonais tubulares através de parafusos de alta resistência M20 x 100 mm ISO 4016, também de classe 8.8.

O dimensionamento dos pinos e parafusos de alta resistência utilizados no sistema estrutural estudado tem como base o dimensionamento pela norma NBR 8800 [41], levando em consideração a característica do furo pouco alargado, que permite uma ligação por contato em qualquer chapa de ligação na maior dimensão normal à direção das cargas de solicitação, limitando a utilização de arruelas endurecidas. A utilização de parafusos de rosca total de 100 mm tanto no M16 quanto no M20, visa adaptar-se com a necessidade de padronização na compra da peça de consumo para as mais variadas utilizações no sistema global de montagem. Esta padronização de tamanho e configuração de rosca provoca diretamente um impacto no dimensionamento estrutural da força resistente de cálculo ao cisalhamento e à tração do parafuso com os dois planos de corte passando através da rosca.

Inicialmente, todos os componentes estruturais do sistema modular foram dimensionados para garantia do melhor aproveitamento dos materiais utilizados. As chapas e perfis possuem o tipo de corte definido por serragem, este tipo de corte foi definido no processo de fábrica, pois assim evitaria superfícies irregulares, fragilização do material ou abrasão que afetariam muito o tempo de vida útil e a possibilidade de concentração de tensões. Todos os furos são feitos por puncionamento gabaritado e contínuo, garantindo assim a qualidade do equipamento e evitando a descentralização dos furos sequenciais, evitando também resíduos de material ou rebarbas que podem ser pontos de insegurança, contribuindo para a fragilização na região do furo e mitigar a ação de um operador de brocas.

A reutilização dos parafusos de alta resistência não é recomendada, contudo pode ser feita com base na prescrição e recomendação da norma NBR 8800 [41], podendo ser reutilizados uma vez, sob aprovação do engenheiro responsável pela fabricação dos parafusos. O engenheiro responsável deve verificar se os parafusos que vão ser reutilizados estão em conformidade com as especificações da ASTM A325, não apresentando empeno ou perda de material ou rosca, não levando em consideração manutenção futura e nova reutilização de todo o conjunto de materiais. As arruelas devem permanecer planas e sem achatamento superficial, garantindo o livre posicionamento estrutural dos parafusos. As porcas devem possuir total integridade nos passos de rosca.

2.3. Montagem da estrutura da treliça

A montagem dos componentes até a transformação na estrutura estudada é descrita detalhadamente ao decorrer deste capítulo, através de fotos e ilustrações que apresentam o foco nos pontos e detalhes mais importantes para o adequado manuseio do equipamento e o melhor desempenho da estrutura. A montagem da estrutura basicamente se desenvolveu através de módulos menores que se combinavam até a formação de módulos mais complexos. Esses módulos menores eram manuseados manualmente e posteriormente evoluindo para módulos maiores que eram manuseados por intermédio de estruturas auxiliares, no caso do ensaio um pórtico rolante de capacidade nominal de 32 kN que se movimentava por toda a extensão da área de ensaio do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Brasil.

A montagem do sistema estrutural para os testes experimentais foi dividida em 4 etapas, a saber: a primeira fase diz respeito à montagem dos componentes do pórtico espacial treliçado, ou seja, dos componentes que formam o pórtico treliçado. A segunda fase de montagem está associada com a estrutura de contato, que provoca o contato ou carga direta no sistema através de uma distribuição de perfis de aço. A fase três descreve os conjuntos de peças de reação que estão imediatamente localizados abaixo da laje de reação, responsáveis pelo fornecimento na energia necessária para que ocorra o ensaio experimental; e finalmente, a última fase está relacionada com o projeto de instrumentação para as medições da resposta estrutural. As três fases de montagem e a última de instrumentação serão suficientemente explanadas para que se tenha um conhecimento de amplo espectro dos processos empregados e discutidos ao decorrer da tese.

2.3.1. Montagem dos componentes das linhas de treliça

Todo o sistema estrutural investigado neste estudo consiste em componentes com ligações aparafusadas que possuem torque de protensão inicial de 50 Nm ou por intermédio de engates rápidos como os pinos com trava. Toda a montagem desta fase foi executada manualmente ou com o auxílio de uma ponte rolante para os módulos maiores, visto que a montagem basicamente consiste em formar módulos um pouco maiores e acoplar a outros módulos, formando o pórtico treliçado. A Figura 10, ilustra os componentes das linhas de treliça detalhados.

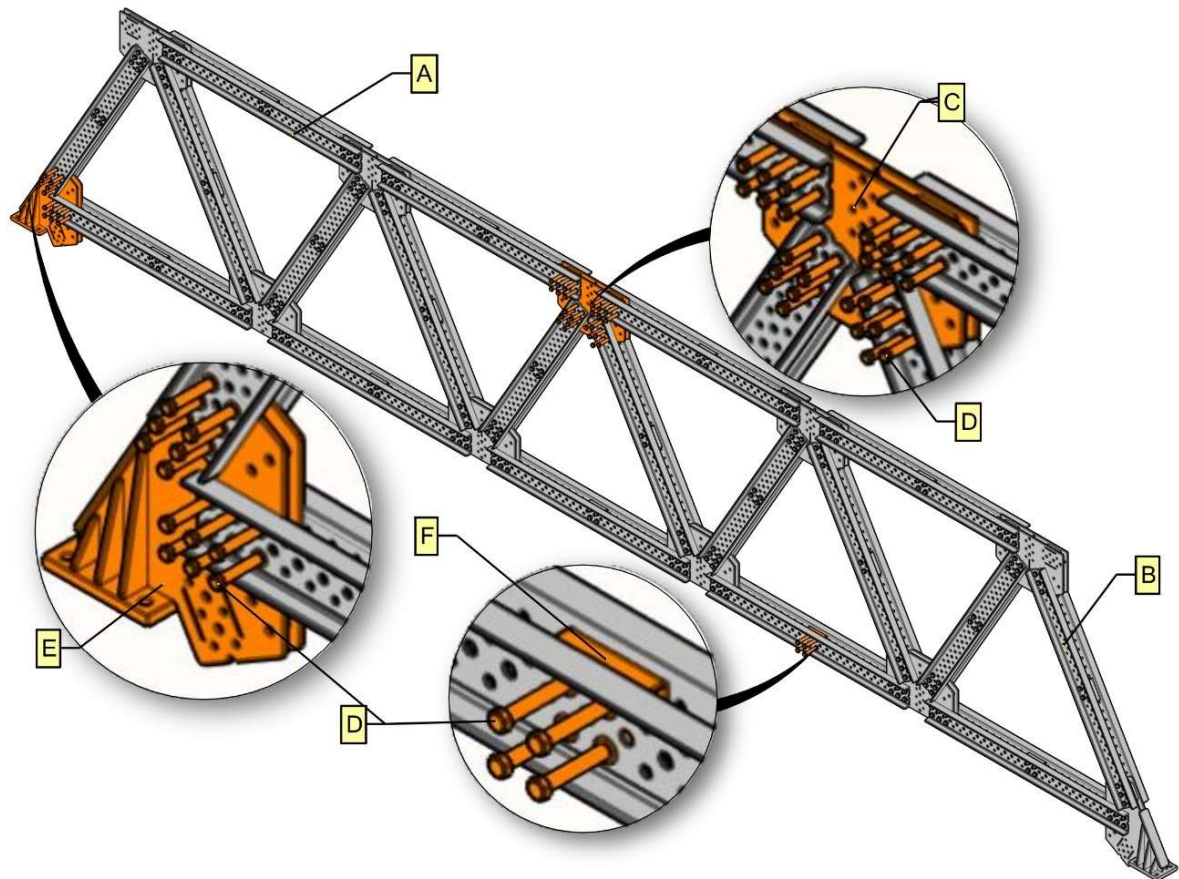


Figura 10 – Linha de treliça

A configuração de vigas duplas do tipo “U” com 1,81 metros na horizontal (A) e 1,69 metros como diagonal (B) permite uma treliça com módulos de um triângulo equilátero de distância entre os eixos de 2,0 metros, sendo necessário abranger 5 (cinco) módulos para uma distribuição geral de comprimento longitudinal entre os apoios de 10 metros. Intuitivamente, a conformação de módulos menores é feita através das chapas de ligação (C) com uma ligação do tipo “K” sem excentricidades. Esta ligação é completada com os parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (D), destinados a ligação desses elementos nos furos de extremidade com 17 mm de diâmetro dos perfis do tipo “U”.

De forma análoga à montagem das chapas de ligação (C), as bases de apoio (E) são montadas nas extremidades das linhas de treliça, com função principal de servir de apoio para o escoramento e também base para o sistema treliçado. A união das bases de apoio com os perfis do tipo “U” é realizada obrigatoriamente com 6 (seis) conjuntos de parafusos M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (D) na extremidade da viga. As bases de apoio (E) possuem placas largas e rígidas para transmitir as forças de compressão por contato para os blocos de apoio. Este apoio

é definido como simplesmente apoiadas em blocos de concreto, garantindo assim o máximo de fidelidade para as condições de contorno encontradas na montagem real de projeto.

A união e contenção lateral entre os perfis do tipo “U” é feita através de tubos de 50 x 100 mm (F), sendo recomendado o posicionamento do conjunto de 4 (quatro) parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (D) sem a aplicação da protensão inicial até que a montagem da linha esteja finalizada, pois todo o sistema possui folgas de montagem pouco alargadas para minimizar eventuais deslocamentos locais. A montagem da linha de treliça é realizada na horizontal (plano de trabalho), garantindo total segurança na execução e montagem para todos os técnicos e pessoas envolvidas, conforme a NBR 8681 [57]. Somente após a completa montagem da linha de treliça é permitido realizar o içamento e o posicionamento vertical característico do sistema, formando assim duas linhas paralelas de treliça equidistantes de 1,50 metros.

O içamento das linhas e do conjunto montado foi realizado com cintas de movimentação de cargas apropriadas, com classificação amarela e carga de trabalho nominal de 30 kN, fator de segurança de 7:1, fabricadas com 100% poliéster no formato olhal e olhal.

Todo o processo de montagem da linha de treliça é mostrado através de fotos no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, das Figura 178 a Figura 183. Todo o acervo de documentação fotográfica do ensaio experimental foi feito com fotos sequenciais a cada 60 segundos partindo de um ponto fixo e estão em poder da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, através do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, PGECIV.

Após a montagem das linhas de treliças, a formatação paralela das linhas que avaliza o funcionamento em conjunto é ilustrada na Figura 11, podendo assim ser garantida através da colocação das travessas, diagonais (I) e dos respectivos conectores diagonais (H). As travessas e diagonais (I) são projetadas para contenção lateral relativa em relação ao ponto destravado adjacente. Essa ligação é realizada por pinos de engate rápido (G) de diâmetro de 20 mm nos conectores diagonais (H) que estão fixados aos perfis duplos do tipo “U” obrigatoriamente com 3 (três) parafusos M20 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (J). A ilustração da Figura 11 mostra todos os detalhes com foco na correta montagem e posicionamento dos componentes.

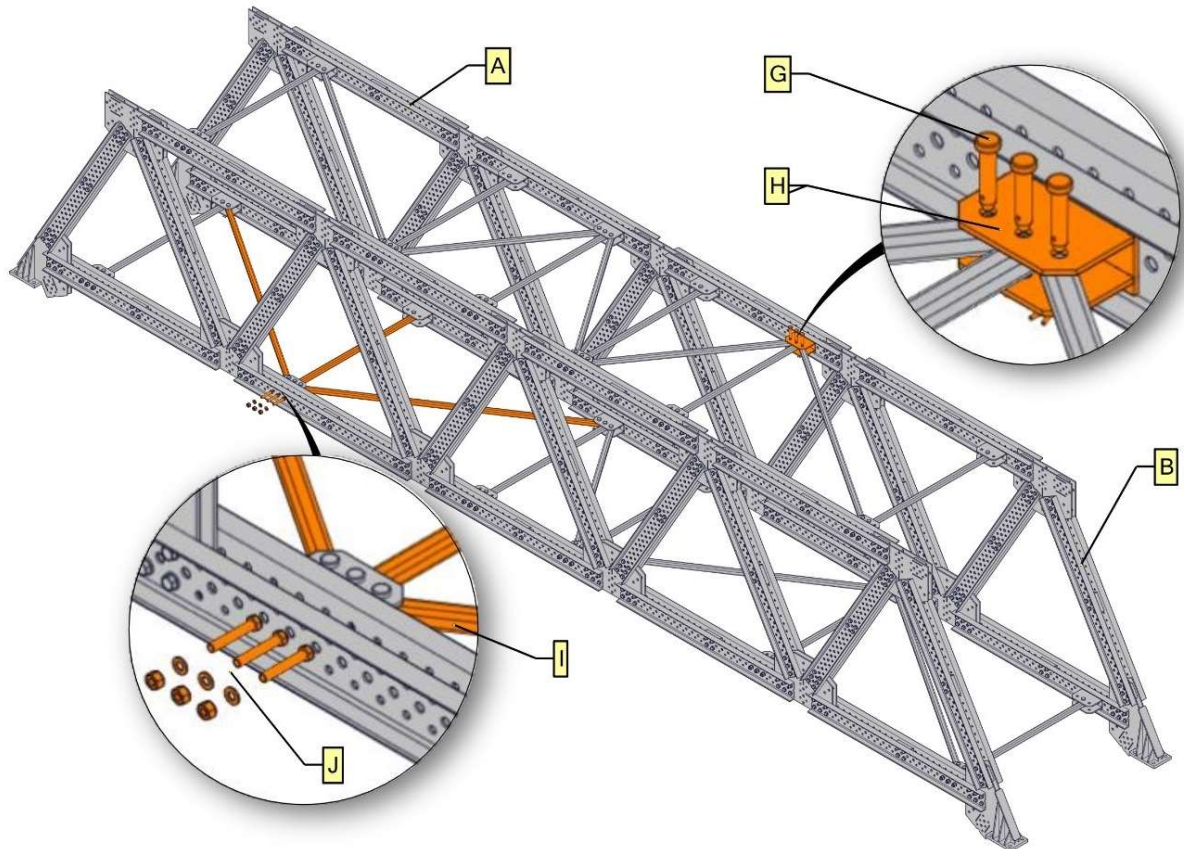


Figura 11 – Pórtico espacial treliçado

Os conectores diagonais (H) são fixados na alma interna do duplo perfil “U” (A) por intermédio de 3 (três) parafusos M20 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (J), conforme a especificação do projeto de montagem e implantação, todos os parafusos possuem em torque de protensão inicial definido de 50 Nm. O posicionamento de cada conector diagonal (H) é decidido para garantir a melhor distribuição e perfeita simetria da estrutura. O seu posicionamento de projeto é exclusivamente na alma do perfil duplo, pois assim as travessas e diagonais mantêm o padrão geométrico no formato métrico e todos os componentes trabalham de forma equidistante.

Todos os componentes do pórtico espacial treliçado, mesmo os conectores diagonais (H) ilustrados na Figura 11, estão equidistantes e referenciados com dupla simetria no plano de montagem. Esta simetria tem a finalidade de garantir o máximo de aproveitamento e uniformidade tanto no carregamento quanto da absorção e distribuição das cargas aplicadas até as bases de apoio, garantindo assim um sistema estrutural com melhor conhecimento e distribuição homogênea dos carregamentos.

Sendo assim as travessas (I) verificadas na Figura 11, são denominadas TR SM 1,50 m, ou travessa do sistema modular com 1,50 m. Essas travessas gabaritam as linhas de treliça, tornando-as paralelas no eixo característico de 1,50 m. Tem como função principal ligar o par de linhas de treliças de aço, sendo também responsável pelo aprumo horizontal e o apropriado funcionamento das contenções laterais e seus respectivos deslocamentos laterais relativos.

As diagonais horizontais (I) denominadas DG VT SM 2,00 x 1,50 m também são ilustradas na Figura 11, como a diagonal em travessas do sistema modular que forma a hipotenusa do triângulo de 2,00 x 1,50 m, também são utilizadas nos trechos mais extremos dos pares de banzos devido a menor influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto. Apresentam sua maior utilização nos banzos inferiores, sujeitos exclusivamente à tração. As diagonais horizontais (I) denominadas DG VT SM 1,00 x 1,50 m, ou diagonal em travessas do sistema modular que forma a hipotenusa do triângulo de 1,00 x 1,50 m, possuem a mesma função básica, contudo são prioritariamente utilizadas no trecho central da treliça, trecho esse de maior concentração no banzo superior devido a necessidade de diminuir o comprimento lateral destravado do perfil duplo “U” e a maior influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto.

A utilização de pinos de engate rápido (G) de diâmetro de 20 mm nos conectores diagonais (H) é definida estruturalmente para que tanto a travessa quanto as diagonais horizontais (I) formem um elemento uniaxial de tensão com 3 (três) translações associadas aos eixos e 3 (três) graus de liberdade por nó. No tocante as questões operacionais, o pino com cupilha é de simples manuseio e não necessita do auxílio de ferramentas, fornecendo agilidade e praticidade no processo de montagem sem que existam perdas estruturais significativas na ligação.

As diagonais horizontais possuem grande participação na resistência global da treliça, garantindo também o prumo horizontal do plano superior e inferior da treliça, assim como o perfeito funcionamento e concordância aos nós fixados. Com a utilização do pino de engate (G), todas as extremidades dos travamentos estão sujeitas a rotação livre no eixo do pino, logo a utilização das diagonais horizontais (I) na forma mais básica traz a possibilidade de verificação simplificada de tração e compressão nas travessas e diagonais (I). Todo o processo de montagem e travamento de treliça é mostrado através de fotos no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, das Figura 184 e Figura 185.

2.3.2. Montagem dos componentes da estrutura de contato do pórtico

Os componentes de contato transmitem as ações originárias da laje de reação (C), simulando um carregamento pontual duplamente simétrico no pórtico espacial montado, conforme ilustrado na Figura 12. Essa estrutura é composta por duas linhas superiores de perfis duplos W310 x 52 (D) da GERDAU [56], com 3,00 metros de comprimento, espaçados a 40 mm entre os pares de perfis e a 700 mm entre as linhas de perfis duplos, conforme distribuição dos furos (P) na laje de reação (C).

O espaçamento de 40 mm entre os pares de perfis é necessário para compor o conjunto de transmissão composto pelo tirante dywidag (G) de 32 mm de diâmetro com 6,00 metros de comprimento, 4 (quatro) placas de ancoragem FC dywidag (F) de 150 x 150 x 20 mm com porcas hexagonais cônica de 32 mm, direita da dywidag (E). Esse conjunto transmite as ações axiais para a modulação de perfis duplos W 310 x 52 (D) com 3,00 metros, que está simplesmente apoiado em 2 (dois) perfis simples enrijecidos W 310 x 52 (H) com 2,5 metros de comprimento.

Conforme verificado na Figura 12, essa estrutura de contato absorve e transmite severamente as ações provocando o contato ou carga direta na estrutura, especificamente nos dois nós centrais, da placa de ligação (A). A escolha dos nós é feita especificamente para garantir a simetria do carregamento e conseqüentemente a simetria na estrutura. A escolha do carregamento dos banzos inferiores é um fator crítico e imprescindível para a correta coleta dos dados da estrutura.

O carregamento nos nós dos banzos inferiores foi previamente definido para uma análise de compressão pura nos banzos superiores do sistema treliçado espacial, assim os banzos superiores estariam livres de esforços combinados diretos, como a compressão e o cisalhamento. As restrições ao deslocamento lateral que o possível apoio ou contato no banzo superior ocasionariam foram eliminadas, tornando a estrutura suscetível a ruptura na sua forma mais básica e usual de projeto. Os resultados de uma limitação da resistência estrutural devido à compressão nos banzos superiores estariam evidenciados como previsto no dimensionamento estrutural de projeto.

As 4 (quatro) placas de ancoragem FC dywidag (F) são rígidas e transmitem as ações para a alma dos perfis duplos W 310 x 52 (D) com 3,00 metros de forma homogênea. Estes perfis estão espaçados transversalmente para mais e para

menos de 700 mm, conforme a distribuição dos furos (P) na laje de reação (C). Os perfis duplos W 310 x 52 (D) estão espaçados conforme a configuração de vigas com 1,81 metros na horizontal e 1,69 metros como diagonal, permitindo uma treliça com módulos de um triângulo equilátero de distância entre os eixos de 2,0 metros, transferindo esses esforços para os 2 (dois) perfis simples enrijecidos W 310 x 52 (H) com 2,5 metros de comprimento que estão diretamente apoiados na placa de ligação (A) e possuem 1,50 metros de distância entre os apoios.

A ilustração de montagem da estrutura de contato é mostrada através da ilustração da Figura 12 e através de fotos no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, das Figura 186 a Figura 190.

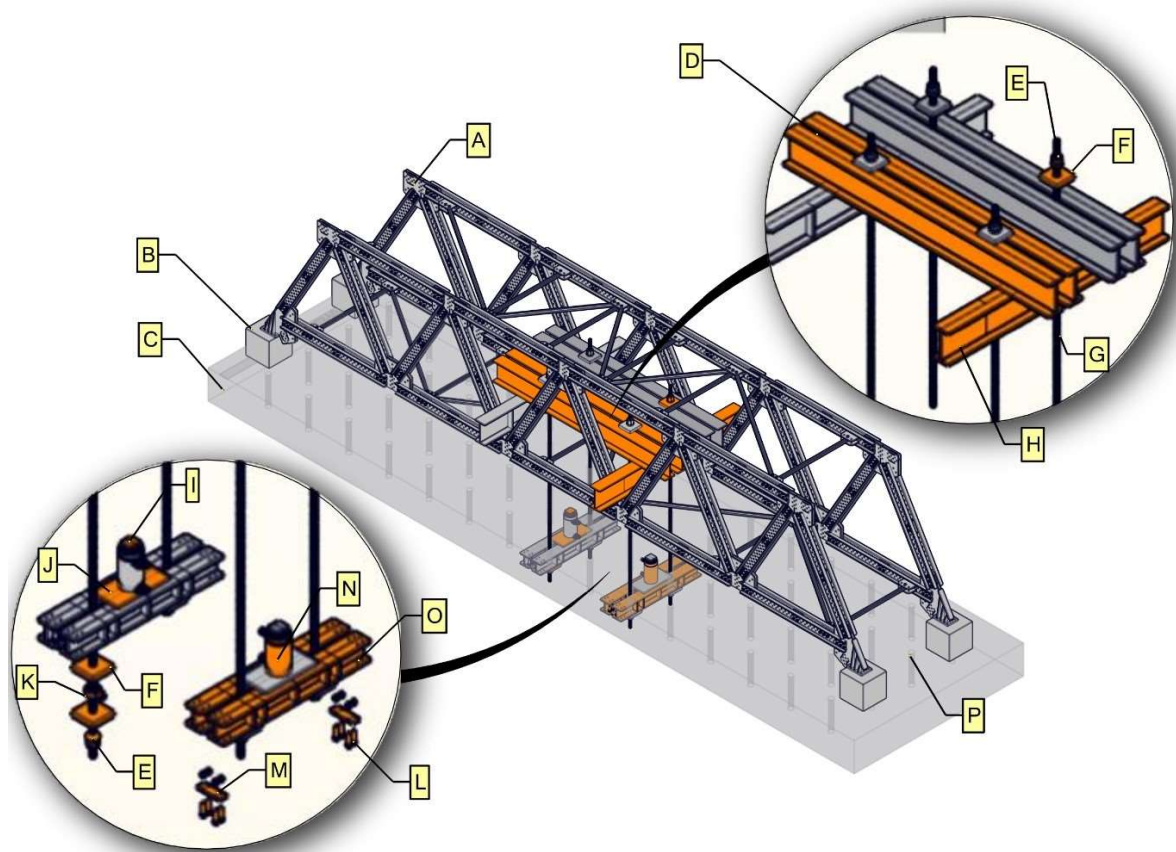


Figura 12 – Estruturas de contato e reação

Todos os perfis padrão GERDAU [56] possuem propriedades mecânicas de média a alta resistência referenciadas ao aço ASTM A36. Conforme descrito pelo texto da NBR 8800 [41], a resistência ao escoamento mínima do aço é de 250 MPa e resistência à ruptura do aço a tração variando de 400 a 550 MPa. Os tirantes dywidag possuem uma resistência ao escoamento mínima do aço de 850 MPa e resistência à ruptura do aço a tração de 1050 MPa.

2.3.3. Montagem dos componentes da estrutura de reação do pórtico

A estrutura de reação consiste em um conjunto de componentes em formação específica para reagir e ocasionar as ações necessárias para realização dos ensaios experimentais. Esta transmissão é feita diretamente pelos tirantes dywidag (G) até os componentes de contato explanados no item anterior. Para transmissão dos esforços é utilizado uma serie de perfis, placas, cilindros de reação e porcas, cujos componentes serão detalhados e as suas funções esclarecidas conforme o texto a seguir, verificados na ilustração da Figura 12 e através de fotos no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, das Figura 191 a Figura 194.

A seguir será mostrado a sequência de montagem e transmissão das cargas aplicadas sobre o sistema estrutural e posteriormente ponderar os tópicos específicos de captação e aquisição de dados e instrumentos de aplicação hidráulica de força. Os tirantes dywidag (G) de 32mm de diâmetro com 6,00 metros estão rosqueados a porca hexagonal cônica de 32 mm dywidag (E), que por sua vez está em contato com as placas de ancoragem FC dywidag (F), todos ilustrados sequencialmente na Figura 12. Entre os conjuntos de duas placas de ancoragem FC (F) é posicionado uma célula de carga (K) que mede a carga aplicada a cada tirante dywidag (G) e conseqüentemente a cada ponto de contato ou nó na treliça (A). Desta maneira, ficam evidentes as analogias de ensaio com os teoremas matemáticos de cálculos existentes na engenharia civil. Reagindo a placa do tirante é posicionado um perfil duplo GERDAU [56] W 150 x 100 (O) com 1,40 metros de comprimento e apoiado a esse duplo perfil uma placa de acomodação com de 500 x 250 x 19,05 mm (J) do cilindro hidráulico de dupla ação da FAREX [70] de 600 kN (N), modelo MFS-606.

Cada componente possui uma necessidade específica. Os perfis duplos W150 x 100 (O) são unidos por uma placa de 200 x 100 x 6,25 mm (M) e parafusos de alta resistência M16 x 100, classe 8.8 (L). Tal união é necessária para garantir o funcionamento em conjunto dos perfis e evitar que ocorra algum tipo de escorregamento lateral ou desalinhamento proveniente da flexão a que este perfil estaria sujeito quando reagindo ao cilindro hidráulico, sendo que este travamento é fundamental para que o par de tirantes dywidag (F) recebam de forma limpa e homogênea a mesma intensidade de carregamentos aplicados. A placa de acomodação (J) possui uma espessura elevada, evitando que uma flambagem local

na mesa do perfil W150 x 100 (O) possa concentrar tensões e causar deformações não previstas devido ao contato e transmissão dos esforços do cilindro hidráulico.

Os cilindros hidráulicos são de referência no modelo MFS-606 utilizados para reagir com a laje de reação (C), conforme ilustrado na Figura 12. Estes possuem uma capacidade nominal de trabalho de 600 kN e um curso máximo de 153 mm, disponível na versão de dupla ação, ou seja, com retorno hidráulico que foi projetado para realizar trabalhos de compressão. No topo deste cilindro, é posicionado uma rótula de apoio (I), que faz com que eventuais diferenças de cotas de posicionamento ou pequenas inclinações tenham grande influência nos resultados dos ensaios experimentais. Para movimentação dos cilindros hidráulicos é utilizado uma bomba manual de série P, modelo P84 com empunhadura de alavanca e saída de óleo bifurcada para os dois atuadores hidráulicos trabalharem simultaneamente. Os posicionamentos e componentes são mostrados da Figura 13 à Figura 16.



Figura 13 – Posicionamento e nível do atuador



Figura 14 – Bomba manual de atuação



Figura 15 – Rótula mecânica

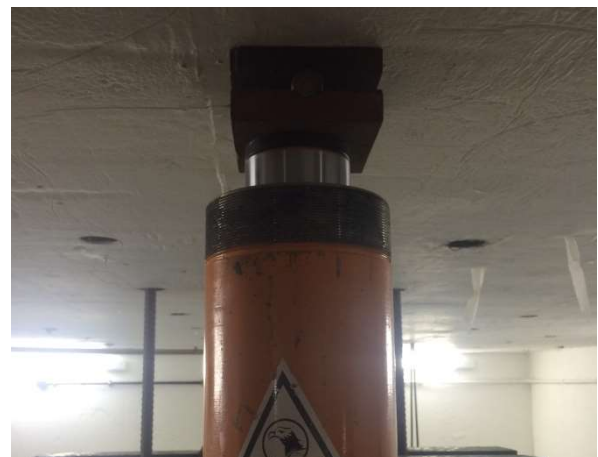


Figura 16 – Posicionamento da rótula

2.3.4. Montagem dos componentes de instrumentação e medidas da treliça

Para o controle dos carregamentos aplicados sobre a estrutura são utilizadas células de carga (K), conforme ilustrado na Figura 12, com dois modelos diferentes posicionados nos tirantes dywidag (G). São utilizadas três células de carga do modelo GEFRAN [67], modelo CT-B-KN5C de capacidade de carga de 500 kN e uma célula de carga KYOWA [69] também de capacidade de carga de 500 kN. A distribuição das células é mostrada na ilustração da Figura 17, onde as células 14, 15 e 25 são do modelo GEFRAN [67] e a célula 17 diz respeito ao modelo KYOWA.

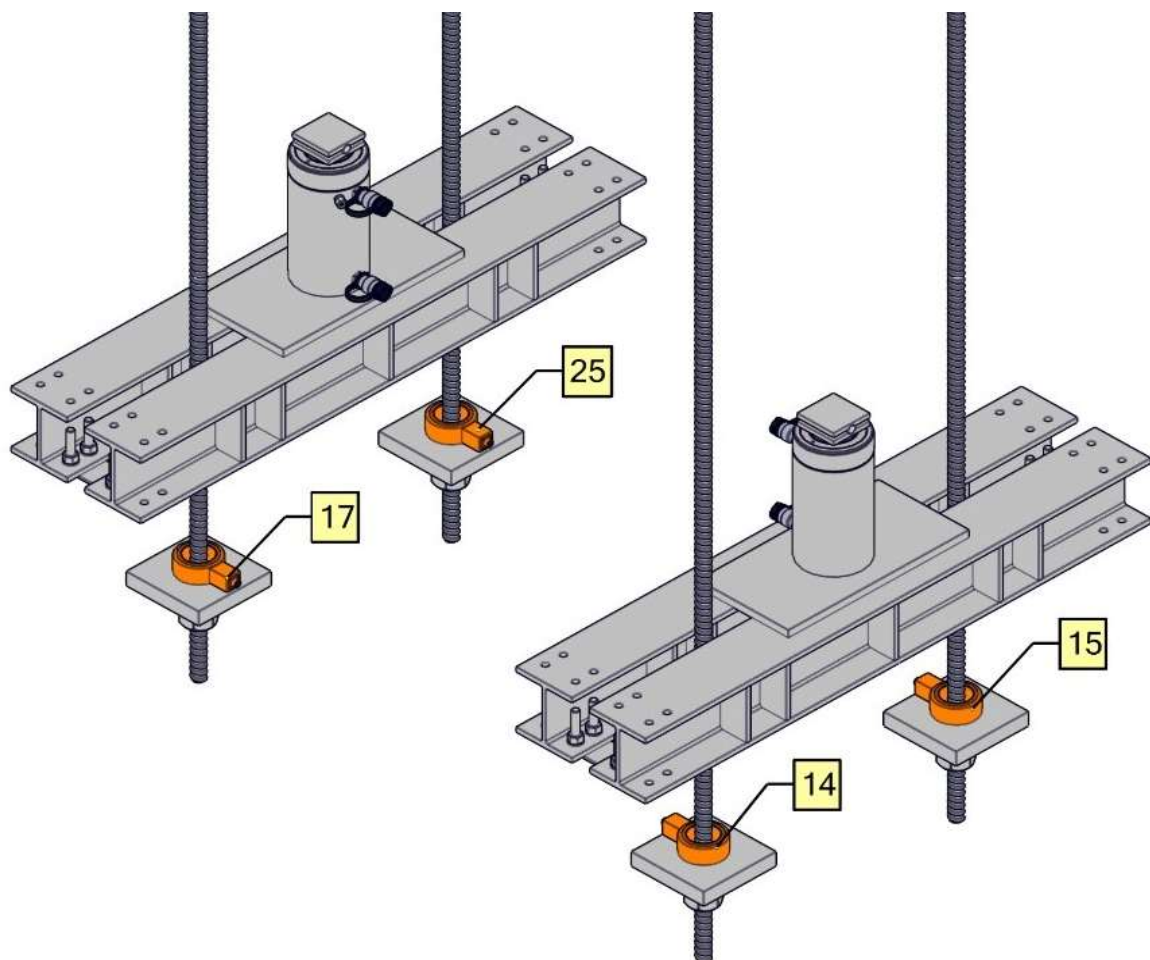


Figura 17 – Posição das células de carga

O posicionamento das células de carga (K), conforme ilustrado na Figura 12 e detalhado na Figura 17, é extremamente delicado, pois todos os componentes devem estar concêntricos ao tirante dywidag (G) e paralelos a placa de ancoragem (F), conforme detalhado na Figura 17, estando livre da presença de pequenas inclinações que possam dificultar ou alterar a leitura dos dados de compressão devido a aplicação de forças pontuais no plano do sensor.

Todas as células de carga utilizadas foram ensaiadas e calibradas conforme as especificações técnicas emitidas pelos fabricantes das duas marcas utilizadas nos ensaios experimentais do pórtico espacial treliçado. Os ensaios de calibração consistem em aplicar um carregamento axial de compressão das células de carga em atuadores monitorados e certificados, medindo assim a relação de voltagem de milivolts por volts (mV/V) a cada 40 kN até o limite de carga de 400 kN.

Através deste processo é possível obter os dados utilizados como base para o *input* de captação fiel de dados para as células de carga dos dois modelos de células de carga. Esses *inputs* são detalhados e explanados, conforme mostrado na Tabela 1 e nas Figura 18 à Figura 21, que mostram as células de carga e os ensaios de calibração dos instrumentos de captação de carga.



Figura 18 – Célula GEFRAN [67]: 500 kN



Figura 19 – Célula KYOWA [69]: 500 kN



Figura 20 – Calibração das células GEFRAN [67] 14



Figura 21 – Calibração das células GEFRAN [67] 15

As fotos de montagem e posicionamento das células de carga são mostradas no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, das Figura 201 e Figura 202.

Tabela 1 – Dados de calibragem das células de carga

Carga (kN)	Célula de Carga – mV/V			
	Gefran [67]			Kyowa [69]
	14	15	25	17
0	0,030857	0,026619	0,002814	0,027322
-40	-0,185617	-0,174749	-0,202115	-0,074307
-80	-0,369459	-0,349924	-0,378760	-0,177547
-120	-0,555387	-0,527421	-0,557252	-0,277698
-160	-0,737840	-0,704693	-0,737814	-0,378130
-200	-0,917268	-0,881244	-0,916909	-0,477390
-240	-1,094455	-1,056420	-1,094371	-0,576026
-280	-1,270404	-1,230426	-1,271019	-0,674796
-320	-1,445498	-1,403992	-1,445517	-0,773421
-360	-1,619744	-1,577733	-1,622565	-0,872250
-400	-1,793766	-1,750643	-1,797306	-0,970953

Para acompanhar e medir os deslocamentos do sistema treliçado espacial e dos perfis isolados foram inseridos medidores, ou LVDT's (*Linear Variable Differential Transducer*) da marca GEFTRAN [68], com curso de 100 mm com suportes magnetizados que se fixam a estruturas auxiliares sem qualquer intervenção das estruturas estudadas. A Figura 22 e a Figura 23 mostram o posicionamento dos LVDT's (D), ilustrados na Figura 24 que foram posicionados no centro dos banzos inferiores da treliça (B) para se alcançar o maior deslocamento da estrutura, e como medida redundante foram posicionados medidores de deslocamento em pares nas mesas dos banzos dos perfis duplos do tipo "U" (E).



Figura 22 – LVDT GEFTRAN [68]

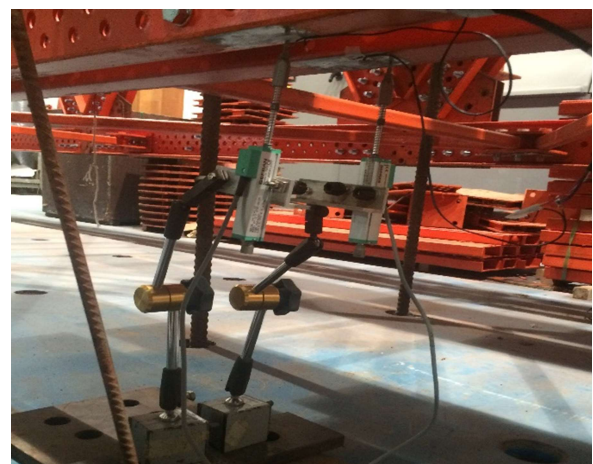


Figura 23 – LVDT GEFTRAN [68]: banzo inferior

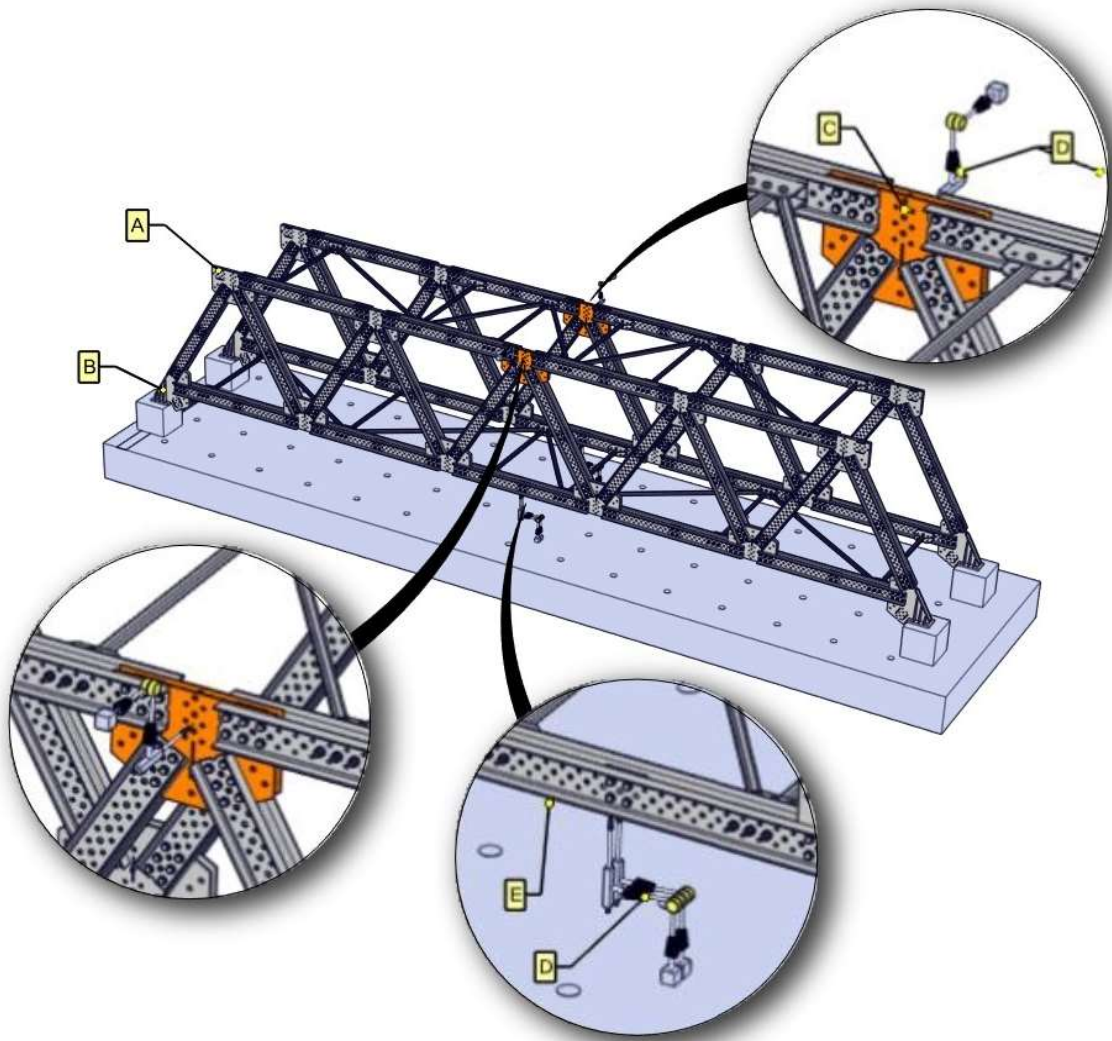


Figura 24 – Posição dos LVDT's

Para medir os deslocamentos laterais dos banzos superiores (A) ilustrado na Figura 24, é posicionado LVDT's (D) nos dois lados da placa de ligação (C) do banzo superior do pórtico, conforme mostrado na Figura 25 e a Figura 26.



Figura 25 – LVDT [68]: banzo superior esquerdo

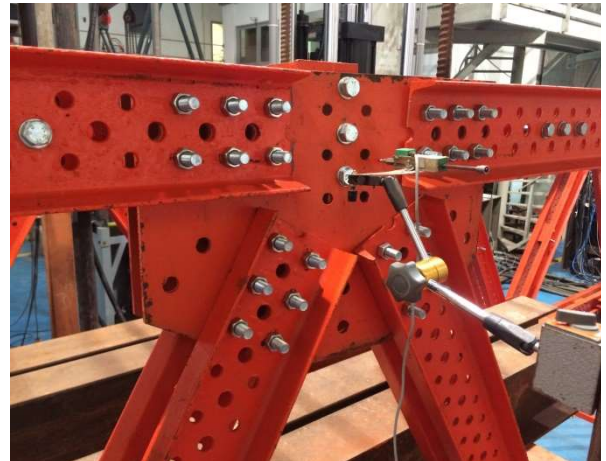


Figura 26 – LVDT [68]: banzo superior direito

As deformações foram medidas por meio de extensômetros elétricos lineares de 120 ohms (*strain gages*). As leituras dos LVDT's e dos extensômetros foram obtidas por meio de um microcomputador conectado através de uma interface HP-IB, modelo 82990A, conectada a uma unidade de controle de aquisição de dados, modelo 3497A com 110 canais, e a um expensor modelo 3498A com 60 canais. Tanto a unidade de controle quanto o expensor são da marca HEWLETT-PACKARD. Dentro este âmbito, o posicionamento dos *strain gages* nas mesas superiores e inferiores do banzo inferior da treliça e do sistema de aquisição de dados são vistos das Figura 27 a Figura 30.

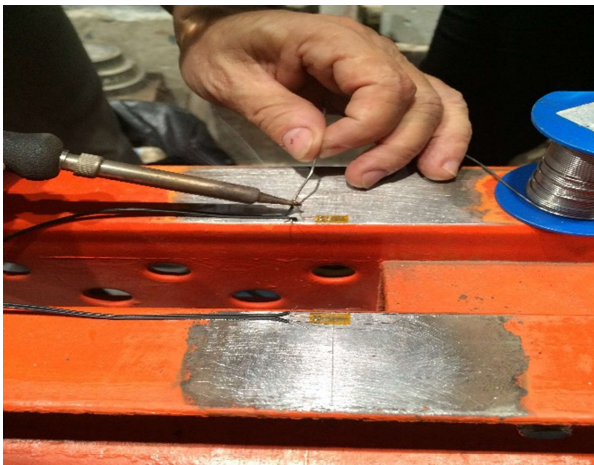


Figura 27 – Colocação do *strain gage*



Figura 28 – Banzo com *strain gage*



Figura 29 – Sistema de captação de dados
01



Figura 30 – Sistema de captação de dados
02

Através de fotos no ANEXO C – fotos de montagem desta tese, da Figura 195 a Figura 200 é possível acompanhar os procedimentos adotados para o posicionamento dos *strain gages* e da Figura 203 à Figura 205 o posicionamento dos LVDT's nos banzos superiores e inferiores.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL DOS ELEMENTOS ISOLADOS

3.1. Considerações iniciais

As treliças utilizadas nos ensaios experimentais propostos nesta tese, se assemelham as treliças planas clássicas do tipo Warren que possuem suas barras ou perfis inclinados formando uma série de triângulos equiláteros ligados em pontos conhecidos como nós, exatamente como demonstrado nos tópicos de montagem do sistema treliçado. Nos modelos de ensaio experimental propostos nesta tese, as barras verticais não serão utilizadas, mas às vezes podem ser introduzidas nos exemplos práticos de projeto para reduzir o comprimento destravado dos perfis do banzo superior, já que estas barras ou perfis do banzo superior estão submetidos exclusivamente à compressão.

O perfil laminado duplo “U” é o elemento principal do sistema espacial treliçado, utilizado nos banzos paralelos e diagonais triangulares da treliça, portanto esta estrutura necessita uma anamnese mais detalhada no tocante a resistência mecânica e ao comportamento estrutural ao qual essa estrutura está solicitada. Como detalhado anteriormente, a estrutura de perfil laminado duplo “U” é utilizada nos banzos superiores e inferiores assim como nas diagonais da treliça, e estão sujeitas aos esforços de tração, compressão e momentos fletores desprezados nos extremos das ligações.

Especificamente os perfis laminados do banzo superior estão solicitados a esforços de compressão provenientes da flexão do sistema treliçado espacial global. Estes esforços solicitantes provocam a flambagem lateral local e global do perfil laminado, assim como a transmissão destes esforços provocam tração e cisalhamento nos parafusos da ligação aparafusada nas extremidades dos perfis ligados as placas de ligação.

A análise dos perfis duplos do tipo “U” isolados e dos parafusos de alta resistência classe 8.8, são de extrema importância para compreender o comportamento estrutural ao qual a estrutura está sujeita, assim como prever os modos de ruína ao qual o sistema espacial treliçado está sujeito, garantindo e conferindo melhor segurança aos processos de montagem e operação da estrutura, devido as inúmeras utilizações ao qual o equipamento permite devido a sua versatilidade.

3.2. Ensaios de compressão dos perfis duplos do tipo “U”

Com o objetivo de verificar o desenvolvimento dos modelos propostos para a pesquisa, propõem-se realizar nove (9) ensaios experimentais à compressão axial em perfis laminados duplos do tipo “U”, estes ensaios possuem o formato de colunas simétricas em relação aos dois planos de trabalho, aonde as condições de contorno especificadas tratam a rotação livre e a translação impedida nas extremidades dos perfis laminados. Esta formulação sugere a caracterização de um coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados igual a 1,0. O carregamento é transmitido ao perfil através de uma peça estrutural fabricada com chapa semelhante a encontrada nos nós da treliça e apresenta uma rótula no sentido do eixo de menor inércia.

Para melhor compreensão dos ensaios nos modelos, algumas premissas de projeto são consideradas: os nove (9) modelos experimentais são divididos em 3 grupos, conforme Figura 31, onde as colunas são consideradas perfeitamente retas e os materiais que compõem os perfis trabalham no regime linear elástico. As variáveis que diferenciam os grupos mostram a relação dos parâmetros com a esbeltez da peça. No primeiro grupo, nenhuma chapa espaçadora é adicionada entre o duplo perfil “U”, que tende a ter o seu colapso na flambagem local dos perfis isolados. No segundo grupo somente uma chapa espaçadora é colocada no centro do perfil para contenção lateral relativa dos perfis de comprimento destravado até as extremidades, que é o modelo encontrado nos três (3) ensaios experimentais realizados nas treliças espaciais. Adicionalmente, no último grupo, duas chapas espaçadoras são colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas, visando utilizar as recomendações da norma NBR 8800 [41].

A instrumentação do perfil tem como objetivo captar as deformações longitudinais e transversais ao longo do incremento de carga que é realizado com base nas medições do MTS 331 de capacidade de 1.000 kN, com o atuador 661.31F-01 [71], que fornece o carregamento aplicado ao duplo perfil, além de mostrar as deformações axiais ao longo deste carregamento. Em captação paralela são posicionados três (3) LVDT's, um em cada plano de menor inércia dos perfis e um (1) no eixo de maior inércia dos perfis, para analisar a deflexão lateral ocasionada a compressão axial e determinar o perfeito funcionamento da coluna flambada através da direção e amplitude de deflexão da coluna bi rotulada.

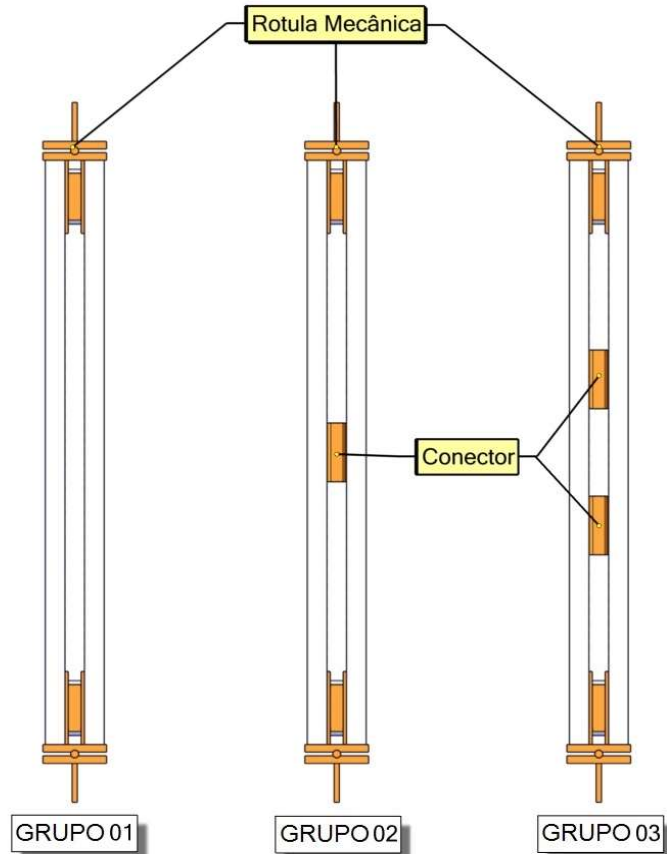


Figura 31 – Modelos dos perfis isolados

A união e contenção lateral entre os perfis do tipo “U” é feita através de tubos retangulares de 50 x 100 mm também confeccionados em aço carbono ASTM A36. Os tubos de ligação servem tanto para gabarito da ligação, formatando um distanciamento padrão entre os perfis duplos do tipo “U” com 50 mm da geometria de menor dimensão, quanto para garantir a perfeita união e contenção lateral dos perfis, formando um conjunto único.

O tópico de limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, exposto na NBR 8800 [41], trata que o índice de esbeltez deve ser calculado com o seu raio de giração mínimo e o coeficiente de flambagem que for aplicável. Além disso o comprimento destravado também não deve ser superior a 200. Adicionalmente, pelo menos duas chapas espaçadoras devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas. Contudo, a referida norma de projeto NBR 8800 [41] não apresenta justificativa física ou analítica para o porquê deste procedimento de cálculo de pelo menos duas chapas espaçadoras colocadas ao longo do comprimento. A fixação dos perfis do tipo “U” com os tubos retangulares é feita com um conjunto de 4 (quatro) parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8.

Com a finalidade de viabilizar tecnicamente os ensaios experimentais de compressão, atendendo aos requisitos de uma coluna simétrica em relação aos dois planos, condições de contorno de rotação livre no eixo de menor inércia e translação impedida nas extremidades, foi projetada e fabricada uma rótula mecânica que possui a mesma rigidez da ligação aparafusada convencionalmente utilizada no elemento de perfil, garantindo que o duplo perfil possua liberdade de rotação no eixo de menor inércia e um coeficiente de flambagem por flexão igual a 1,0, a literatura [72] e [73], foram utilizadas como base para referências dos ensaios.

Na sequência, para mitigar a possibilidade de excentricidades na aplicação do carregamento, realiza-se o alinhamento das bases no MTS [71] através da rótula mecânica, evitando que os resultados dos ensaios possuam dados com interferência de excentricidade e inadvertências de fabricação. A Figura 32 e Figura 33 mostram os processos empregados.



Figura 32 – Rótula mecânica



Figura 33 – Alinhamento da rótula

Após o alinhamento das rótulas mecânicas verificado na Figura 33, os perfis duplos do tipo “U” fixados à rótula mecânica são posicionados no MTS [71] para retirada de eventuais folgas de montagem e prosseguimento do torque de protensão inicial de 50 Nm em todos os parafusos da ligação. Todos os parafusos recebem a marcação de conferência, garantindo assim que o parafuso recebeu o torque mínimo e a verificação de folgas após os ensaios experimentais.

A Figura 34 e Figura 35 mostram o correto posicionamento dos perfis no atuador e a marcação do conjunto formado por: perfil, arruela, parafuso e porca, possibilitando a garantia de torque em todos os conjuntos de fixação e a verificação da existência de folgas após a realização dos ensaios experimentais.



Figura 34 – Posicionamento dos perfis



Figura 35 – Marcação de torque

Os parafusos de alta resistência empregados no sistema modular recebem uma numeração sequencial padrão para todos os ensaios, seguindo os seguintes critérios: da esquerda para direita, de cima para baixo, ou seja, ímpares do lado esquerdo e pares do lado direito, conforme detalhado na Figura 36. Cada conjunto ensaiado possui doze (12) parafusos completos, seis (6) em cada extremidade do duplo perfil com a numeração sequencial de 1 a 12. Com a finalidade de garantir total imparcialidade nos resultados, nenhum conjunto de parafuso foi reutilizado, garantindo assim total controle dos modos de deformação e ruína.

Uma trena a laser é utilizada para garantir o perfeito alinhamento vertical e o prumo no sentido em que a rótula não permite a rotação livre. A Figura 37 mostra o posicionamento do perfil e o alinhamento necessário para garantir a qualidade do ensaio experimental e dos dados obtidos para a análise dos experimentos.



Figura 36 – Identificação dos parafusos



Figura 37 – Alinhamento do perfil

3.2.1. Estudo do comportamento estrutural: perfis destravados

Os ensaios experimentais dos perfis isolados foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO. Estes ensaios foram separados em três grupos distintos e caracterizados através da quantidade de ligações entre os pares de perfis que trabalham em conjunto e com afastamento igual à largura de 50 mm em função do tubo retangular utilizado como conector dos perfis. O espaçamento é disposto a um intervalo que mostra a evolução e o comportamento da estrutura estudada no combate às forças axiais de compressão que causam a flambagem da barra com seção transversal duplamente simétrica.

Os três primeiros modelos experimentais propostos e ensaiados, do primeiro grupo, apresentam em ambas as extremidades rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre com um comprimento destravado entre as rótulas mecânicas de 1.607,50 mm, fazendo com que os duplos perfis do tipo “U” trabalhem independentes e tenham a possibilidade de admitir flambagem local. A Figura 38 ilustra o travamento adotado no modelo do grupo 01.

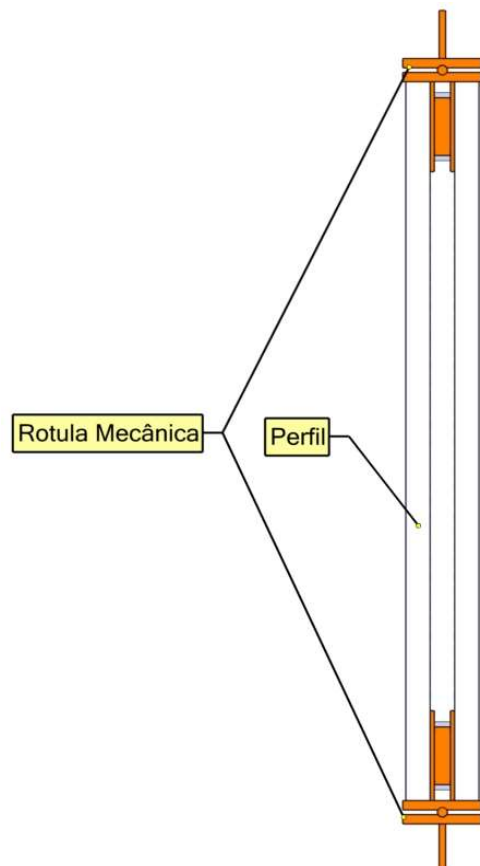


Figura 38 – Perfil destravado

A ilustração da Figura 39 detalha o sentido de instrumentação adotado, na Figura 40 é detalhado o posicionamento dos perfis destravados no atuador MTS 661 [71] que capta o incremento de carga e as deformações axiais longitudinais dos perfis. A instrumentação dos três (3) LVDT's da marca GEFRAN é mostrado da Figura 41 até Figura 45, evidenciando o posicionamento dos medidores no centro de gravidade de cada peça, assim como os suportes magnetizados que se fixam a estruturas auxiliares sem qualquer interação com a estrutura estudada, um em cada plano de menor inércia do perfil (LVDT 01 e 02) e um (1) no eixo de maior inércia do perfil (LVDT 03).

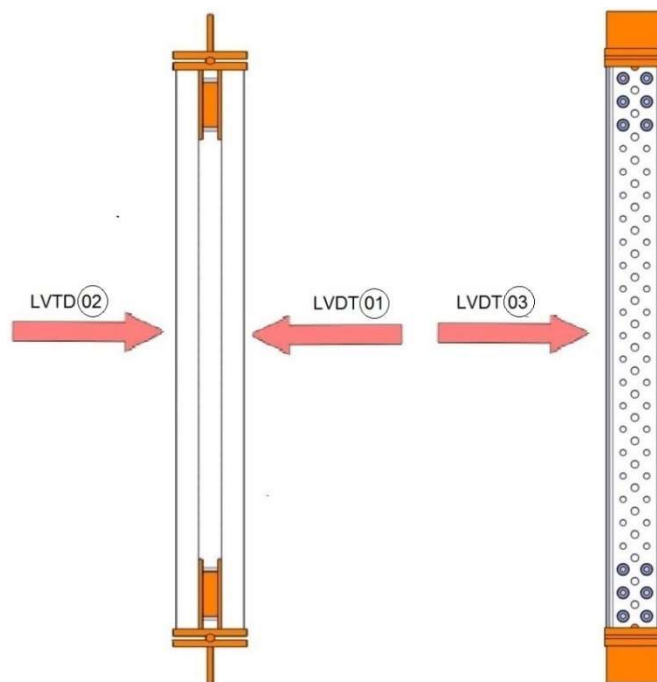


Figura 39 – Posição e sentido do LVDT [68]



Figura 40 – Ensaio 01: perfil destravado



Figura 41 – Ensaio 01: detalhe da instrumentação



Figura 42 – Ensaio 02: perfil destravado



Figura 43 – Ensaio 02: detalhe da instrumentação



Figura 44 – Ensaio 03: perfil destravado



Figura 45 – Ensaio 03: detalhe da instrumentação

Após realizar o posicionamento dos perfis no transdutor de força, alinhamento vertical, transversal e instrumentação com os LVDT's, o incremento de carga proporciona a leitura dos deslocamentos axiais e laterais nos eixos de maior e menor inércia os quais a estrutura é solicitada. Com o objetivo de representar a carga *versus* deslocamento axial dos três (3) ensaios experimentais são apresentados aos gráficos da Figura 46 à Figura 48. Os gráficos da Figura 49 à Figura 51 representam a carga *versus* deslocamento lateral de cada ensaio nos três (3) LVDT's posicionados no centro de gravidade da peça. Os gráficos da Figura 52 até a Figura 55 apresentam respectivamente a comparação entre os três (3) ensaios de carga *versus* deslocamento axial medido pelo atuador MTS, e mais três (3) gráficos com a comparação de cada um dos deslocamentos laterais medidos no centro da peça com os LVDT's.

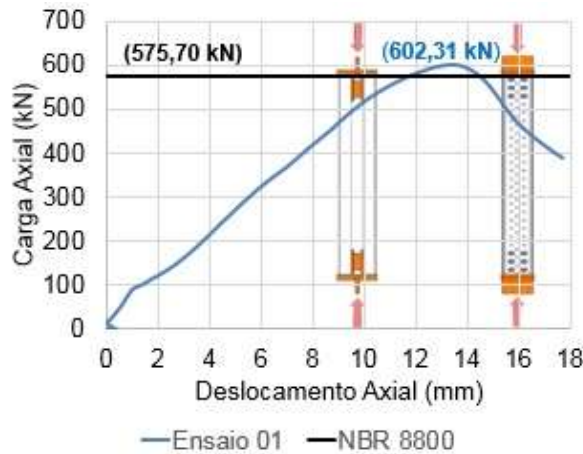


Figura 46 – Ensaio 01: carga vs deslocamento axial

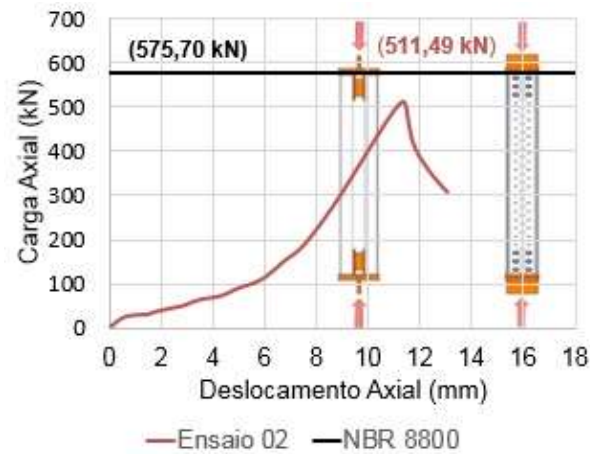


Figura 47 – Ensaio 02: carga vs deslocamento axial

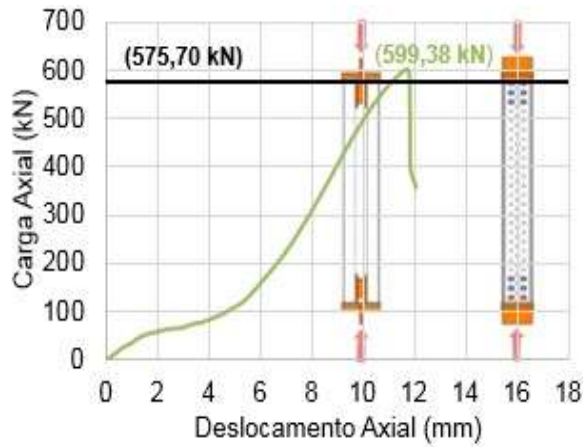


Figura 48 – Ensaio 03: carga vs deslocamento axial

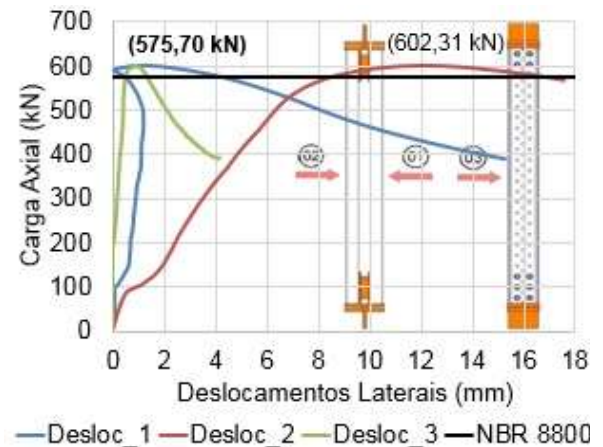


Figura 49 – Ensaio 01: carga vs deslocamento LVDT's

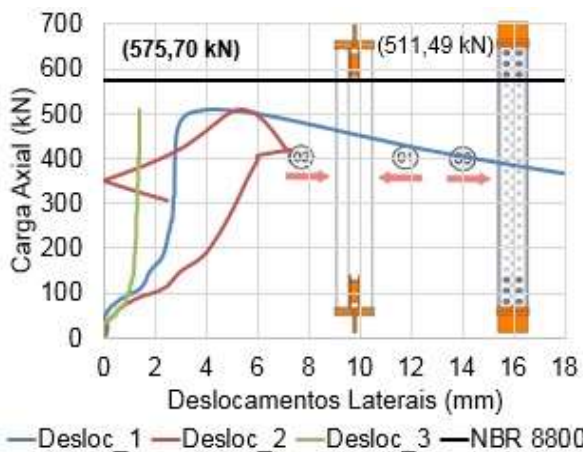


Figura 50 – Ensaio 02: carga vs deslocamento LVDT's

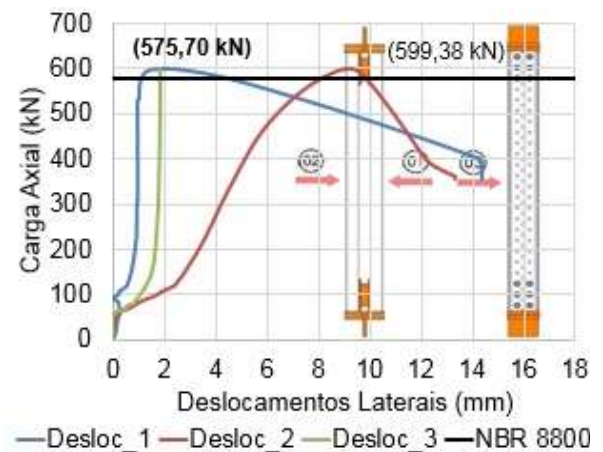


Figura 51 – Ensaio 03: carga vs deslocamento LVDT's

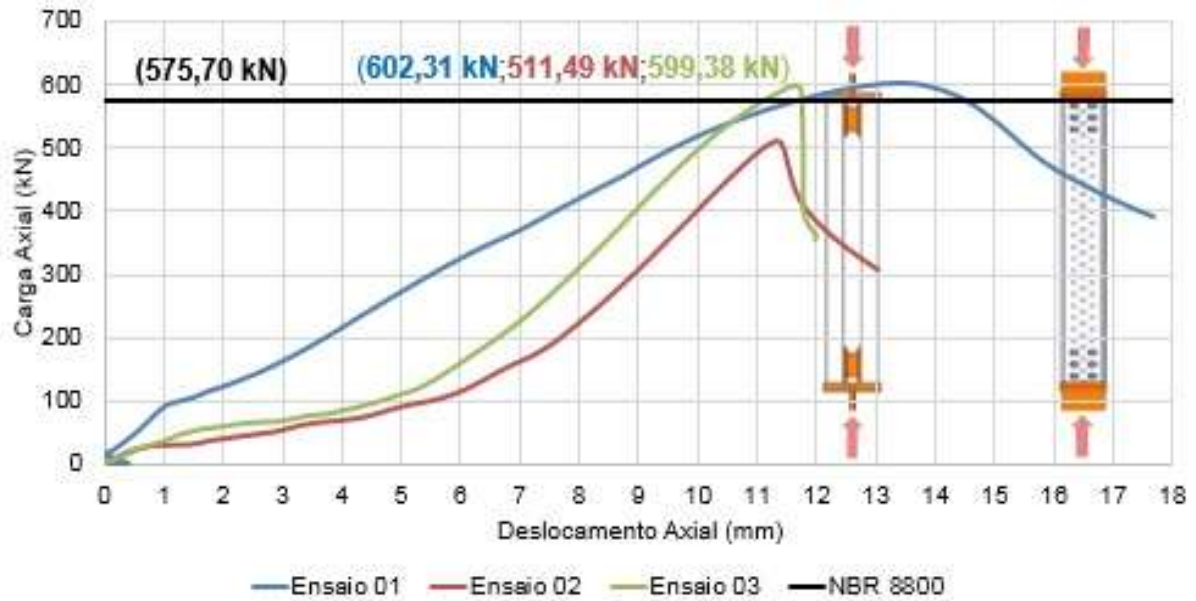


Figura 52 – Carga versus deslocamento (axial)

O principal resultado de controle dos deslocamentos é ratificado no gráfico da Figura 52, onde são mostrados os valores críticos de ruína dos perfis duplo do tipo “U” ensaiados pelo grupo 01. As forças de ruína dos perfis duplos do tipo “U” ensaiados no primeiro grupo, variam relativamente pouco, pequenas excentricidades iniciais da carga devido as imperfeições de fabricação e pequenas rotações da seção transversal. Os dados numéricos de carga *versus* deslocamento dos três (3) ensaios são detalhados na Tabela 2, que apresenta as cargas verticais aplicadas e os deslocamentos axiais das estruturas ao transcórre do incremento de carga vertical.

O gráfico da Figura 52 relata uma mudança no ângulo de carga *versus* deslocamento devido a um ajuste inicial e escorregamento por acomodação entre a ligação perfil-parafuso. Os perfis do tipo “U” possuem uma furação padronizada com furos de diâmetro especial de 17 mm e de distâncias constantes ao longo do perfil fixados as placas de ligação por intermédio de parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8. Conforme as recomendações e especificações das normas de projeto, no que diz respeito à área resistente da seção transversal do parafuso, é um valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca, pois os parafusos sofrem pequenas deformações ou amassamento na rosca em função do contato quando sujeitas a forças de cisalhamento do ensaio de compressão experimental.

Tabela 2 – Ensaio 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento axial

Carga (kN)		Deslocamentos axiais (mm)		
		Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03
100		1,32	5,54	4,69
200		3,73	7,71	6,64
300		5,52	8,92	7,90
400		7,60	9,99	8,95
500		9,59	11,11	10,05
600		13,01	-	-
Limites	(mm)	13,40	11,34	11,69
	(kN)	602,31	511,49	599,38

Os perfis empregados nos ensaios experimentais teoricamente recebem a mesma intensidade de carregamento em função das premissas de segurança e padronização dos ensaios, contudo as incertezas inerentes aos processos de concepção, agregado com os efeitos de alavanca gerados pelas excentricidades de posicionamento, deficiência de alinhamento entre os furos ou pequenas imperfeições geométricas causadas na fabricação ou armazenamento dos perfis, podem causar diferenças de resultados entre os ensaios experimentais de laboratórios.

Os gráficos apresentados na Figura 53 e Figura 54, assim como os valores numéricos detalhados na O gráfico da **Figura 53 representa os deslocamentos laterais medidos pelo LVDT 01 posicionado para medir o perfil do lado direito. Os deslocamentos laterais do eixo de menor inércia apresentam uma completa dissintonia, no tocante a direção e sentido do centro de gravidade do perfil, se comprados com os deslocamentos medidos pelo LVDT 02 da Figura 54, posicionados para aferir o perfil do lado esquerdo. Em alguns casos, como o apresentado no ensaio 02 do LVDT 02, é verificada uma instabilidade e oscilação do sentido e direção do centro de gravidade do perfil.**

Tabela 3, representam respectivamente os deslocamentos laterais relativos dos perfis duplos do tipo “U” medidos através do LVDT 01 e LVDT 02 nos 3 (três) modelos experimentais. Os resultados dos testes mostram que o regime de

deslocamentos laterais no eixo de menor inércia é controlado através da flambagem local dos perfis, que em módulo, não apresentam nenhum sincronismo de direção em função da intensidade da força aplicada quando comparados os gráficos da Figura 53 e Figura 54. Os gráficos representam os deslocamentos laterais relativos em cada fase do perfil estudado, corroborando com a premissa de que os perfis não trabalham em conjunto quando não possuem travamentos relativos posicionados entre os perfis.

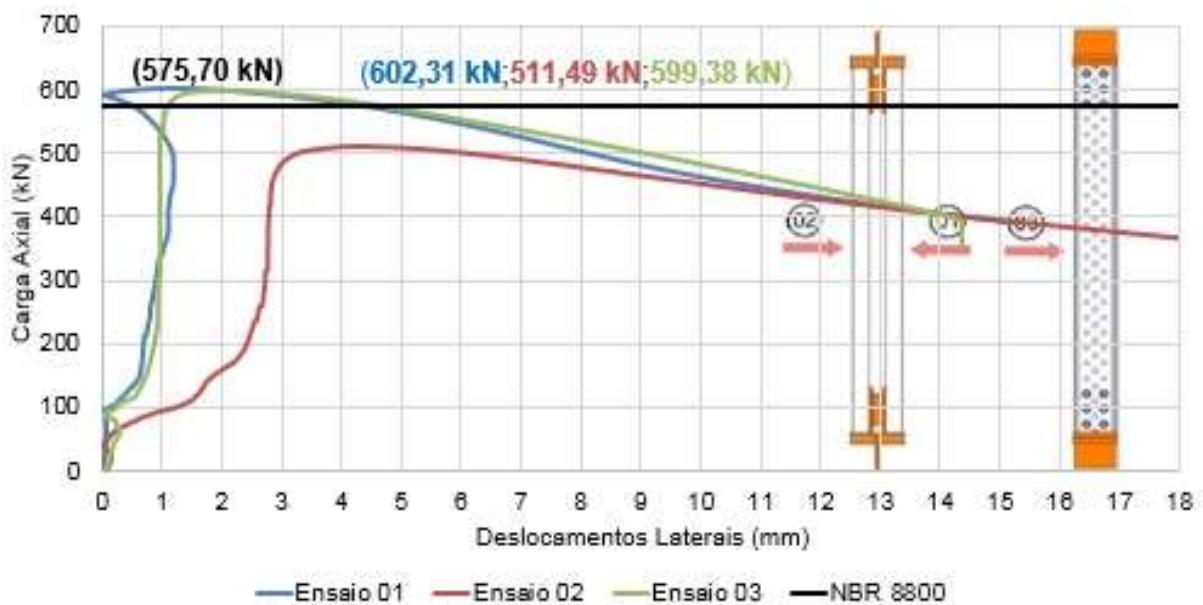


Figura 53 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)



Figura 54 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)

O gráfico da Figura 53 representa os deslocamentos laterais medidos pelo LVDT 01 posicionado para medir o perfil do lado direito. Os deslocamentos laterais do eixo de menor inércia apresentam uma completa dissintonia, no tocante a direção e sentido do centro de gravidade do perfil, se comparados com os deslocamentos medidos pelo LVDT 02 da Figura 54, posicionados para aferir o perfil do lado esquerdo. Em alguns casos, como o apresentado no ensaio 02 do LVDT 02, é verificada uma instabilidade e oscilação do sentido e direção do centro de gravidade do perfil.

Tabela 3 – Ensaio 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento laterais no eixo de menor inércia

Carga (kN)		Deslocamentos Laterais (mm)					
		Ensaio 01		Ensaio 02		Ensaio 03	
	(mm)	01	02	01	02	01	02
100		0,09	0,93	1,19	1,97	0,23	1,76
200		0,70	2,44	2,42	4,16	0,88	3,35
300		0,90	3,50	2,73	5,18	0,95	4,22
400		1,12	4,84	2,79	6,04	0,98	5,13
500		1,19	6,33	3,26	5,98	0,98	6,38
600		0,61	11,03	-	-	-	-
Limites	(mm)	1,21	12,15	4,30	5,41	2,06	9,20
	(kN)	602,31		511,49		599,38	

O gráfico da Figura 55 e a Tabela 4 representam graficamente e numericamente os deslocamentos laterais ao decorrer do incremento de carga no eixo de maior inércia. Na análise dos dados é verificado que os deslocamentos máximos são muito inferiores aos deslocamentos laterais no eixo de menor inércia mostrados nos gráficos da Figura 53 e Figura 54. Este resultado era previsto devido a rigidez característica da geometria da seção transversal e escolha da condição de contorno.

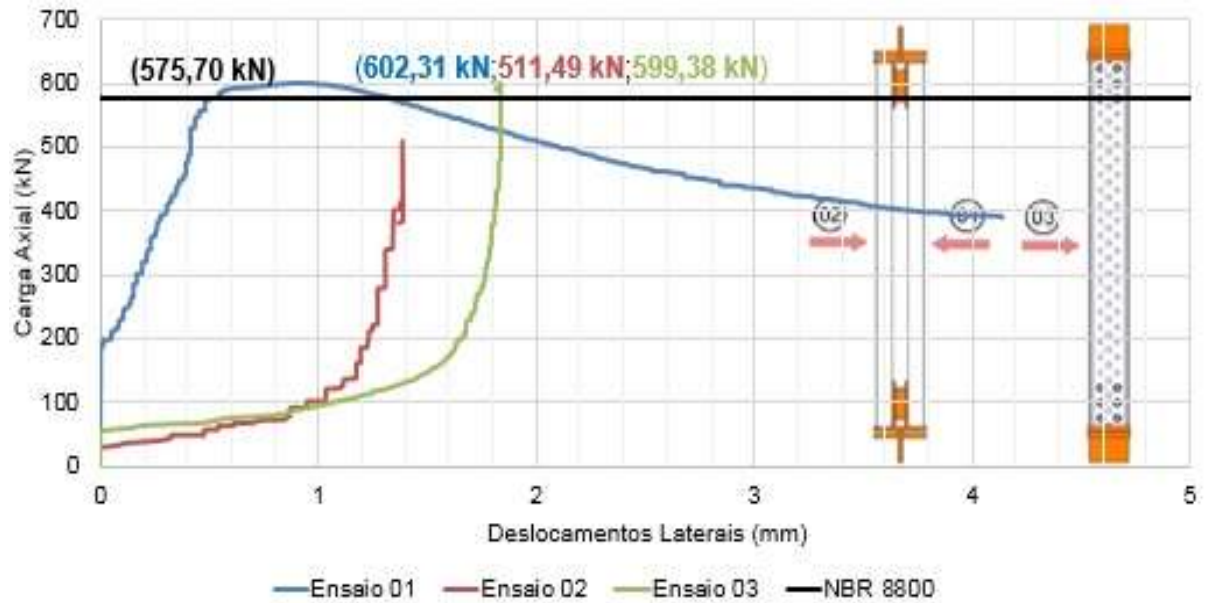


Figura 55 – Carga versus deslocamento (eixo de maior inércia)

Tabela 4 – Ensaios 01, 02 e 03: carga versus deslocamento lateral no eixo de maior inércia

Carga (kN)	Deslocamentos Laterais (mm)			
	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03	
100	0,00	0,94	1,08	
200	0,05	1,23	1,66	
300	0,17	1,30	1,77	
400	0,31	1,34	1,81	
500	0,42	1,38	1,84	
600	0,80	-	-	
Limites	(mm)	0,92	1,38	1,84
	(kN)	602,31	511,49	599,38

Observa-se que em todos os ensaios experimentais realizados e apresentados nos três (3) primeiros modelos experimentais compostos de perfis duplos sem nenhuma chapa espaçadora, tiveram a carga crítica de colapso limitada pela instabilidade a flexão no eixo de menor inércia, especificamente localizada no centro de gravidade da peça, e em somente um dos perfis que compõem o conjunto do duplo perfil do tipo “U”. Isso deve-se ao fato dos perfis utilizados possuírem imperfeições geométricas e pequenas excentricidades de carga, fazendo com que se evidencie o trabalho isolado dos perfis nesta situação de projeto apresentada. Os

modos de ruína e deformação são apresentados e detalhados nas Figura 56 à Figura 58, aonde em cada um dos ensaios experimentais são verificados: o sentido de deslocamento lateral e a grandeza de deslocamentos, medidos através dos LVDT's, até a estrutura atingir o colapso por flexão em uma das seções transversais, associados aos deslocamentos laterais excessivos.

O modelo de ensaio do grupo 01 ilustrado na Figura 56 apresenta flambagem local em um dos perfis, assim como os modelos de ensaio da Figura 57 e Figura 58, que possuem sua carga última de trabalho também definida através da flambagem local de somente um perfil "U" com deformações no sentido contrário ao modelo da Figura 56. O modo de ruína dos 3 (três) modelos apresenta a característica dominante de limitação da carga última por flambagem local dos perfis de forma isolada, não conferindo comprimento destravado suficientemente, inferior ao necessário para a flambagem do conjunto.



Figura 56 – Ensaio 01: perfil deformado

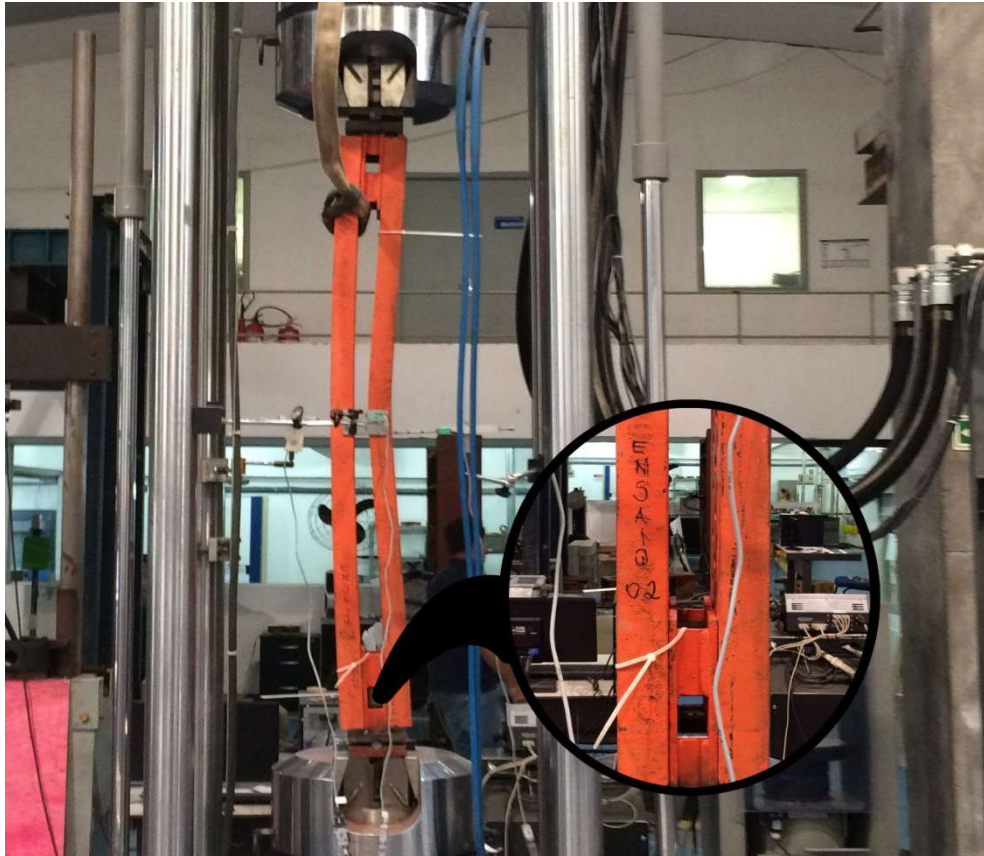


Figura 57 – Ensaio 02: perfil deformado



Figura 58 – Ensaio 03: perfil deformado

Todos os deslocamentos axiais e laterais, medidos através dos LVDT's, são comparados com o incremento de carga aplicado axialmente ao perfil, traçando o comportamento estrutural com: intensidade, direção e sentido de uma forma bastante competente. O experimento pode demonstrar a linha elástica de flambagem com um comprimento de flambagem equivalente à rotação livre e translação impedida nos apoios de uma forma clara. Todos os resultados obtidos contribuem positivamente para confirmar que os perfis duplos do tipo "U" devem possuir contenção lateral relativa ao perfil adjacente. Contudo esta conclusão só ficou evidente após a realização dos ensaios experimentais deste grupo e efetivamente após a análise dos resultados que mostram a verificação do comportamento e modos de ruína das peças.

Todos os ensaios experimentais realizados no laboratório possuem um controle de qualidade e segurança para os componentes e os técnicos envolvidos. Conforme a NBR 8681 [57], este controle envolve uma cadência de deslocamentos de 1 mm/min com limite de deslocamento de 50 mm, paralisando o ensaio quando o deslocamento ultrapassar o limite definido.

3.2.2. Estudo do comportamento estrutural: perfis com um espaçador

No segundo grupo, os três seguintes modelos experimentais propostos ensaiados apresentam em ambas as extremidades rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre com um comprimento destravado entre as rótulas mecânicas de 1.607,50 mm e um travamento com o conector retangular ou chapa separadora para contenção lateral relativa que produz um comprimento destravado máximo de 570,60 mm do perfil simples, fazendo com que os duplos perfis do tipo "U" trabalhem dependentes e tenham a possibilidade de admitir flambagem global para o comprimento de 1.607,50 mm e flambagem local para o comprimento destravado de 570,60 mm. Este modelo é o encontrado nos três (3) ensaios experimentais realizados nas treliças espaciais e exposto na Figura 59.

A fixação dos perfis do tipo "U" com os tubos retangulares é feita com um conjunto de 4 (quatro) parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8. Este conjunto deve possuir torque de protensão inicial de 50 Nm em todos os parafusos da ligação.

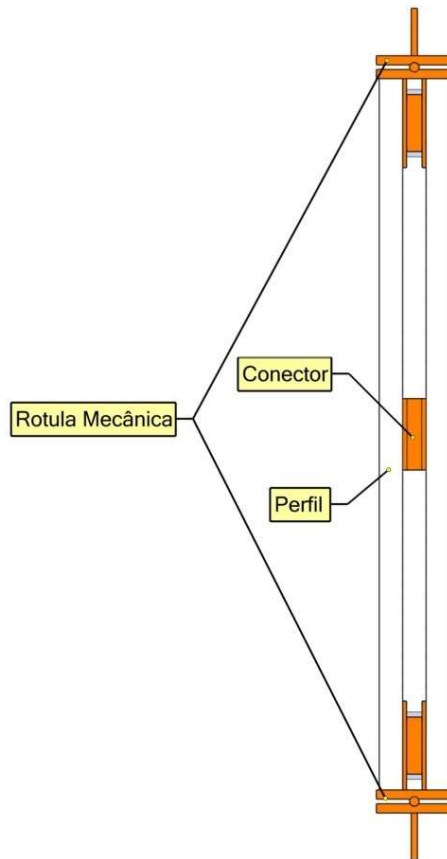


Figura 59 – Perfil com uma chapa espaçadora

A ilustração da Figura 60 detalha o sentido de instrumentação adotado, na Figura 61 é detalhado o posicionamento dos perfis destravados no atuador MTS 661 [71] que capta o incremento de carga e as deformações axiais longitudinais dos perfis. A instrumentação dos três (3) LVDT's da marca GEFTRAN [68] é mostrado da Figura 62 a Figura 66, evidenciando o posicionamento dos medidores no centro de gravidade de cada peça, assim como os suportes magnetizados que se fixam a estruturas auxiliares sem qualquer interação com a estrutura estudada, um em cada plano de menor inércia do perfil (LVDT 01 e 02) e um (1) no eixo de maior inércia do perfil (LVDT 03).

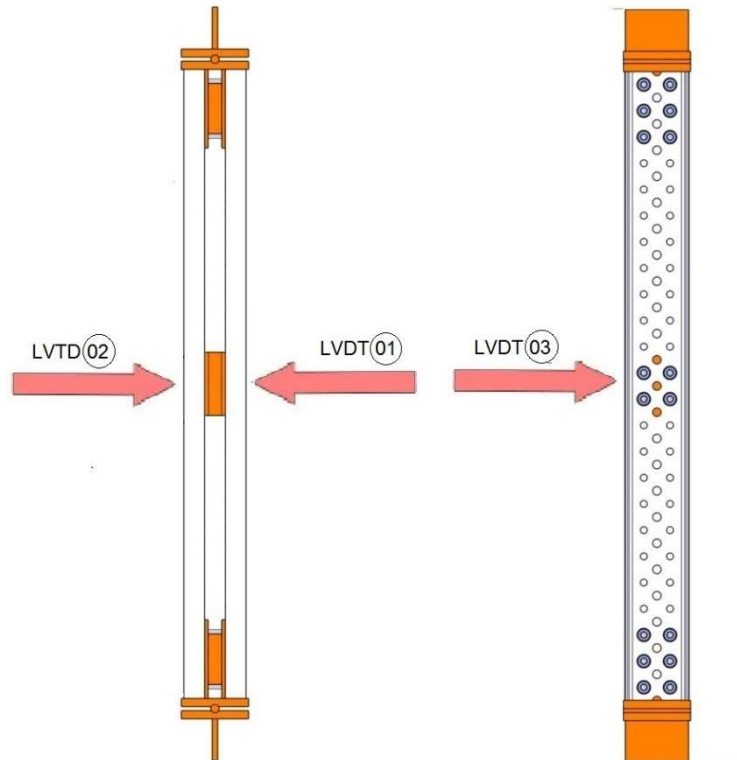


Figura 60 – Posição e sentido do LVDT [68]



Figura 61 – Ensaio 04: uma chapa espaçadora



Figura 62 – Ensaio 04: detalhe da instrumentação



Figura 63 – Ensaio 05: uma chapa espaçadora



Figura 64 – Ensaio 05: detalhe da instrumentação



Figura 65 – Ensaio 06: uma chapa espaçadora

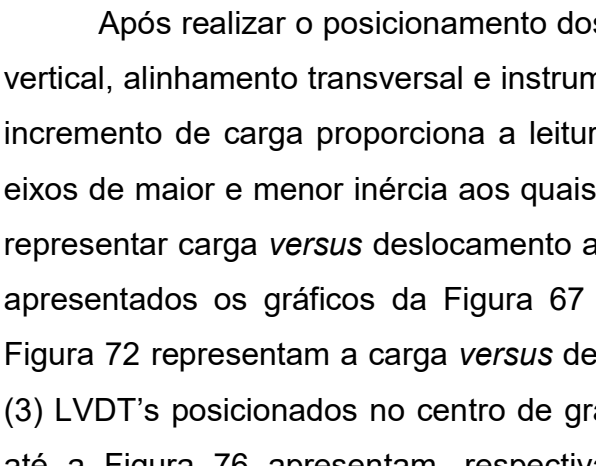
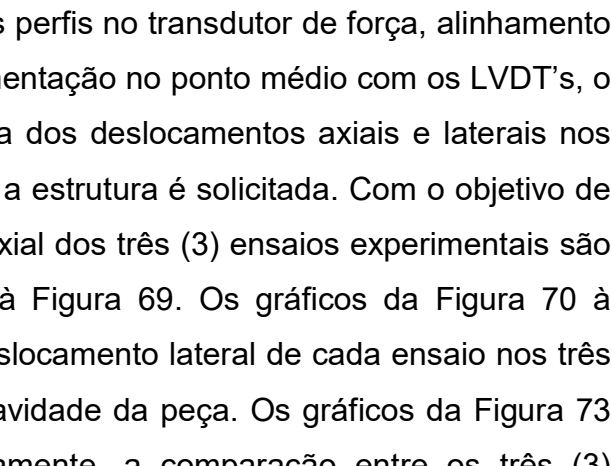


Figura 66 – Ensaio 06: detalhe da instrumentação



Após realizar o posicionamento dos perfis no transdutor de força, alinhamento vertical, alinhamento transversal e instrumentação no ponto médio com os LVDT's, o incremento de carga proporciona a leitura dos deslocamentos axiais e laterais nos eixos de maior e menor inércia aos quais a estrutura é solicitada. Com o objetivo de representar carga *versus* deslocamento axial dos três (3) ensaios experimentais são apresentados os gráficos da Figura 67 à Figura 69. Os gráficos da Figura 70 à Figura 72 representam a carga *versus* deslocamento lateral de cada ensaio nos três (3) LVDT's posicionados no centro de gravidade da peça. Os gráficos da Figura 73 até a Figura 76 apresentam, respectivamente, a comparação entre os três (3) ensaios de carga *versus* deslocamento axial medido pelo atuador MTS 311, e mais três (3) gráficos com a comparação de cada um dos deslocamentos laterais medidos no centro da peça com os LVDT's.

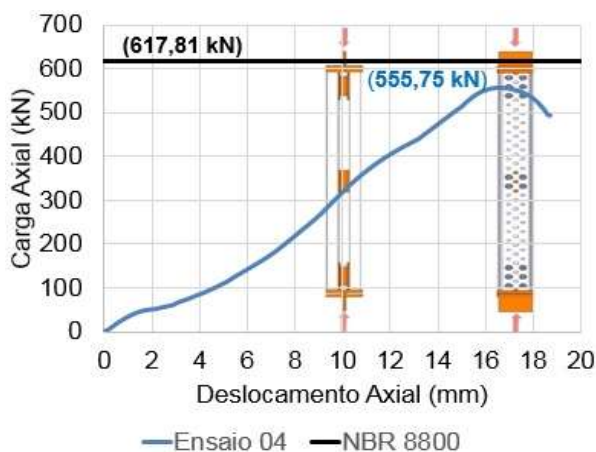


Figura 67 – Ensaio 04: carga vs

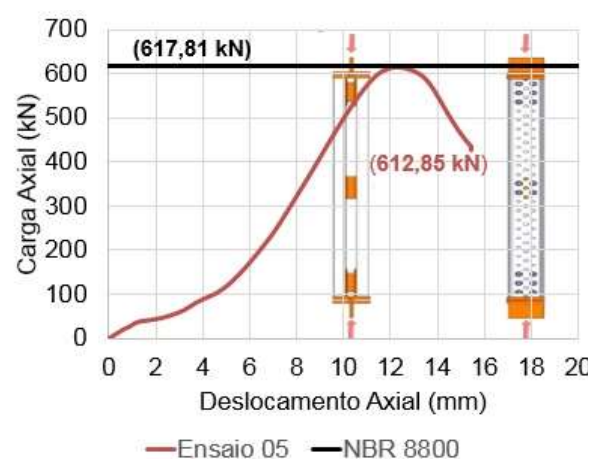


Figura 68 – Ensaio 05: carga vs

deslocamento axial

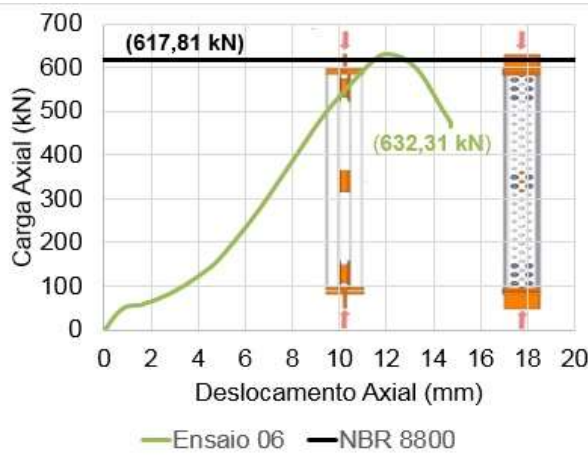


Figura 69 – Ensaio 06: carga vs deslocamento axial

deslocamento axial

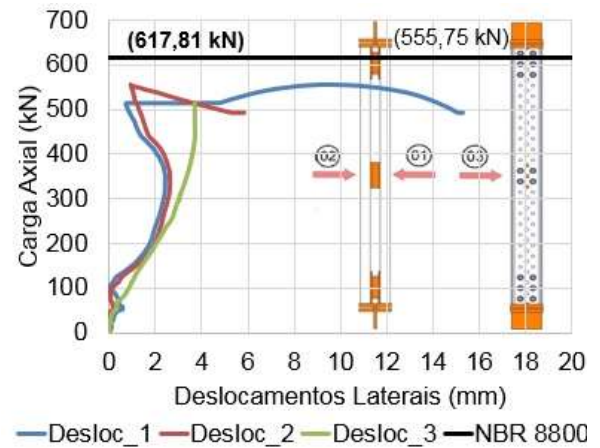


Figura 70 – Ensaio 04: carga vs deslocamento LVDT's

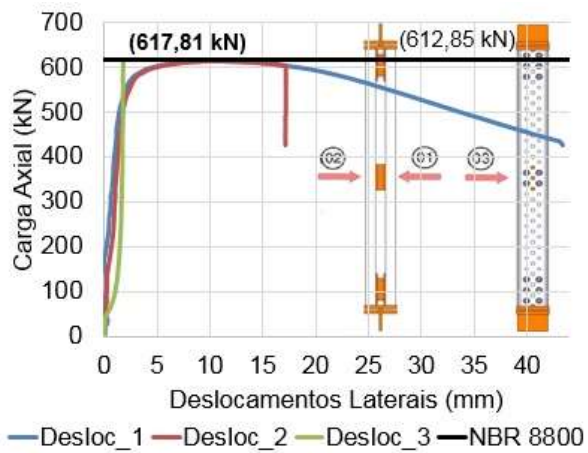


Figura 71 – Ensaio 05: carga vs deslocamento LVDT's

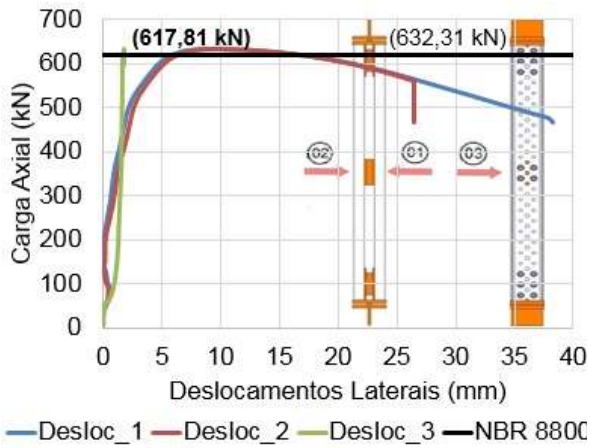


Figura 72 – Ensaio 06: carga vs deslocamento LVDT's

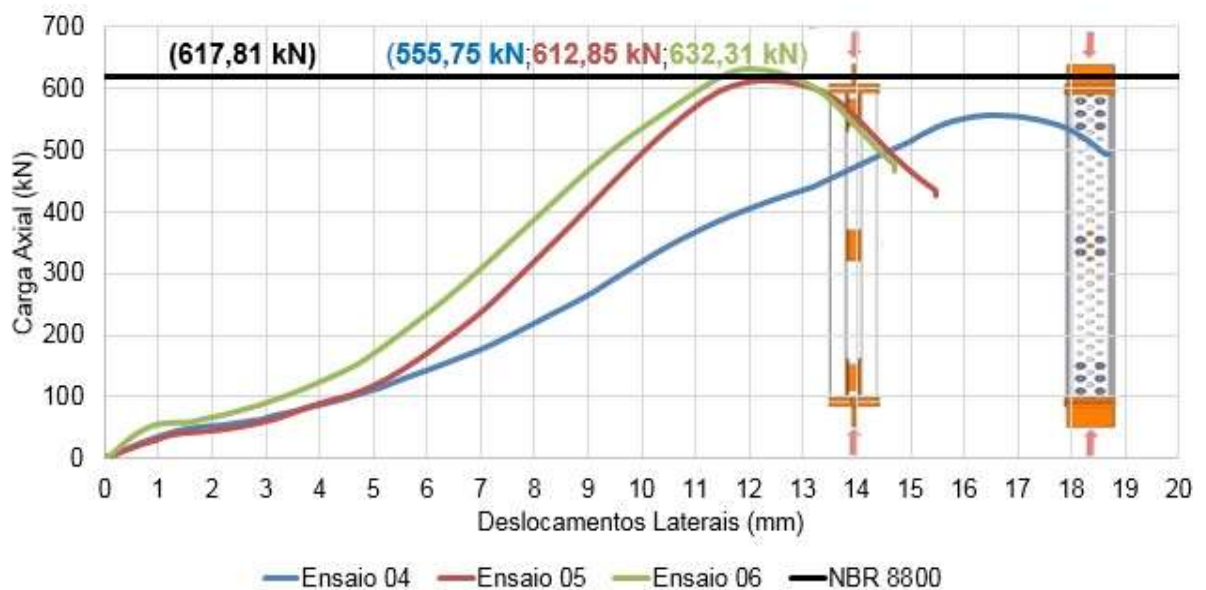


Figura 73 – Carga *versus* deslocamento (axial)

O gráfico da Figura 73 mostra os valores críticos de ruína dos perfis do grupo 02 e relata uma pequena mudança no ângulo de carga *versus* deslocamento devido a um ajuste inicial e acomodação entre a ligação perfil-parafuso. As forças que causam a ruína dos perfis variam relativamente pouco, 11% se comparados com os três (3) primeiros modelos, devido à contenção relativa que obriga os perfis a trabalharem em conjunto e com uma melhor distribuição dos carregamentos. Os dados de carga *versus* deslocamento dos três (3) ensaios são detalhados na Tabela 5, que apresenta as cargas e os deslocamentos axiais das estruturas.

Tabela 5 – Ensaios 04, 05 e 06: carga *versus* deslocamento axial

Carga (kN)		Deslocamentos axiais (mm)		
		Ensaio 04	Ensaio 05	Ensaio 06
100		4,60	4,48	3,33
200		7,57	6,46	5,48
300		9,65	7,77	6,90
400		11,86	8,92	8,15
500		14,65	10,05	9,44
600		-	11,55	11,08
Limites	(mm)	16,62	12,31	12,01
	(kN)	555,75	612,85	632,31

Os gráficos da Figura 74 e Figura 75, assim como a Tabela 6, representam respectivamente os deslocamentos laterais relativos LVDT 01 e LVDT 02. O resultado dos testes mostram que o regime de deslocamentos laterais é controlado através da flambagem global dos perfis, que em módulo, apresentam coerência de direção em função da intensidade da força aplicada quando comparados os gráficos da Figura 74 e Figura 75, que representam os deslocamentos laterais relativos em cada lado do perfil estudado. Corroborando com a ideia de que os perfis trabalham em conjugados quando possuem travamentos relativos entre os perfis.

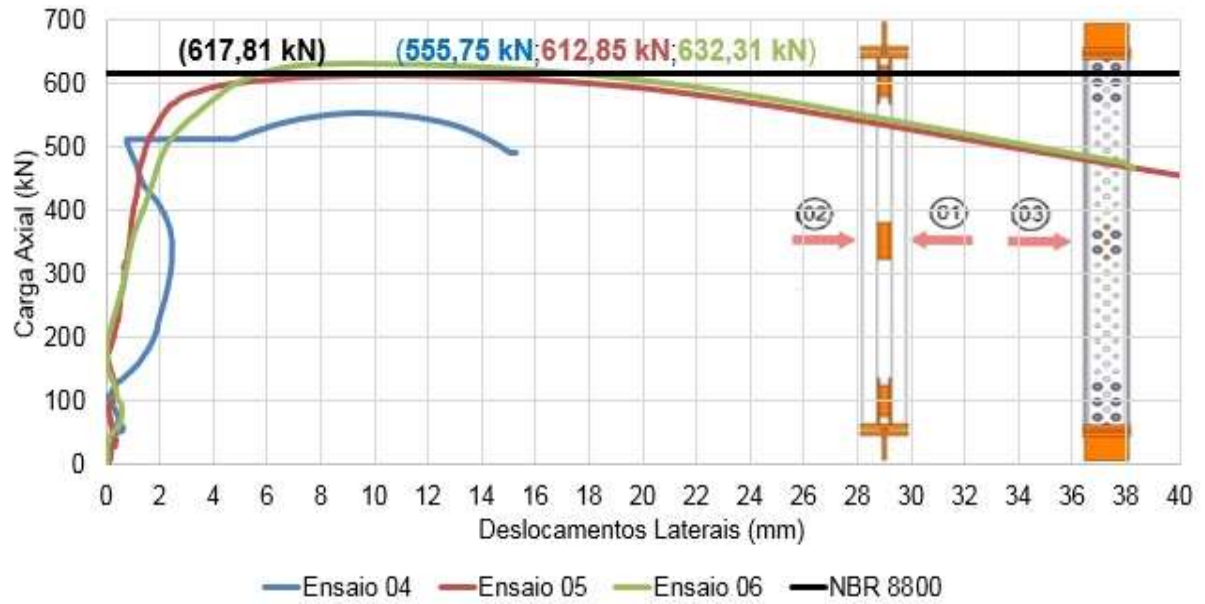


Figura 74 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)



Figura 75 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)

Tabela 6 – Ensaios 04, 05 e 06: carga *versus* deslocamento laterais no eixo de menor inércia

Carga (kN)	Deslocamentos Laterais (mm)					
	Ensaio 04		Ensaio 05		Ensaio 06	
	01	02	01	02	01	02
100	0,07	0,13	0,24	0,25	0,44	0,32
200	1,75	1,98	0,25	0,71	0,04	0,24
300	2,37	2,55	0,66	1,04	0,69	0,97

400	2,08	2,38	0,99	1,32	1,34	1,73	
500	0,83	1,30	1,46	1,77	2,21	2,64	
600	-	-	4,71	5,06	4,78	5,26	
Limites	(mm)	4,78	1,17	10,50	10,77	9,35	9,80
	(kN)	568,37		612,85		632,31	

O gráfico da Figura 76 e a Tabela 7 representam os deslocamentos laterais ao decorrer do incremento de carga no eixo de maior inércia. Na análise dos dados é verificado que mesmo com o acréscimo considerável da inércia no eixo YY, os deslocamentos máximos são muito inferiores aos deslocamentos laterais no eixo de menor inércia mostrados nos gráficos da Figura 74 e Figura 75. Como era previsto este resultado transmite a escolha da condição de contorno imposta ao conjunto.

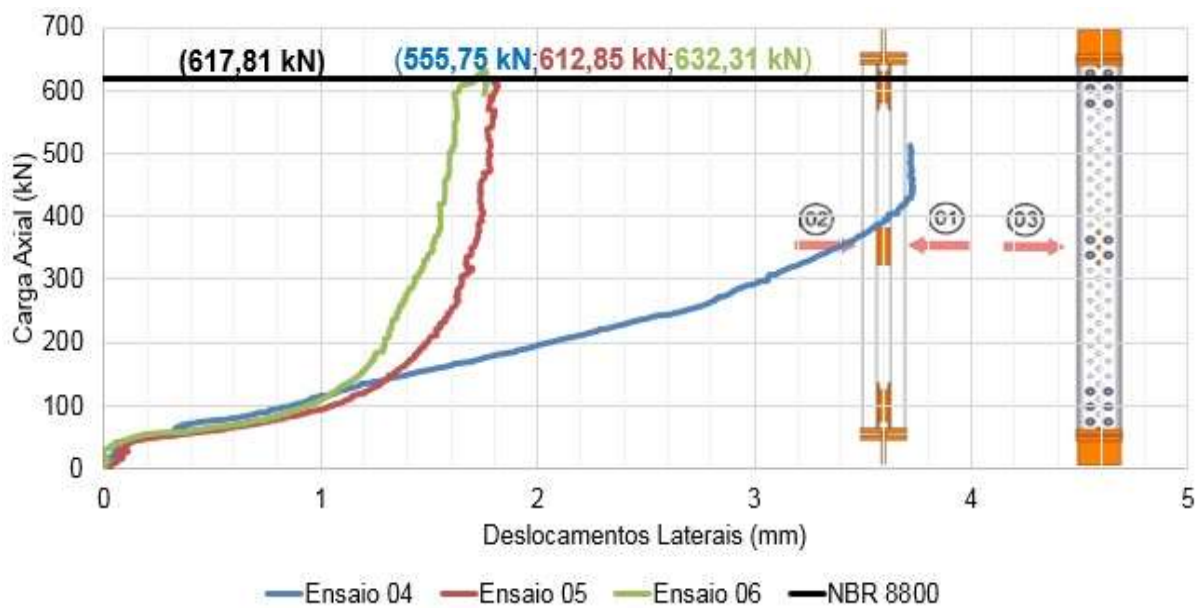


Figura 76 – Carga *versus* deslocamento (eixo de maior inércia)

Tabela 7 – Ensaios 04, 05 e 06: carga *versus* deslocamento lateral no eixo de maior inércia

Carga (kN)	Deslocamentos Laterais (mm)		
	Ensaio 04	Ensaio 05	Ensaio 06
100	0,86	1,06	0,94
200	2,03	1,50	1,30
300	3,07	1,65	1,43
400	3,62	1,74	1,55

500		3,72	1,78	1,59
600		-	1,81	1,64
Limites	(mm)	1,42	1,76	1,75
	(kN)	568,37	612,85	632,31

Observa-se que todos os ensaios experimentais realizados e apresentados nos três (3) modelos experimentais do segundo grupo, grupo formado e composto de perfis duplos com somente uma chapa espaçadora, tiveram a carga crítica de colapso limitada pela instabilidade por flexão no eixo de menor inércia, especificamente localizada no centro de gravidade do conjunto e nos dois (2) perfis que compõem o duplo perfil “U”. Isso se deve ao fato dos perfis utilizados possuírem pequenas imperfeições geométricas, assim como pequenas excentricidades de carga, fazendo com que se evidencie o trabalho em conjunto dos perfis nesta situação de projeto apresentada.

Os modos de ruína e deformação são mostrados e detalhados nas Figura 77 à Figura 79, aonde em cada um dos três ensaios experimentais são verificados: o sentido de deslocamento lateral e a grandeza de deslocamentos, medidos através dos LVDT's, até a estrutura atingir o colapso por flexão global associado aos deslocamentos laterais excessivos.

O modelo de ensaio do grupo 02 ilustrado na Figura 77 apresenta flambagem global nos dois perfis do tipo “U”, assim como característica dominante diferenciada dos modelos de ensaio do grupo 01, sem chapa espaçadora entre os perfis. Os modelos de ensaio da Figura 78 e Figura 79, semelhantes ao modelo anterior, possuem sua carga última de trabalho definida através da flambagem global nos dois perfis duplos do tipo “U” com deformação lateral de âmbito global conforme verificado no modelo anterior.



Figura 77 – Ensaio 04: perfil deformado



Figura 78 – Ensaio 05: perfil deformado



Figura 79 – Ensaio 06: perfil deformado

Todos os deslocamentos axiais e laterais, medidos através dos LVDT's, são comparados com o incremento de carga aplicado axialmente ao perfil, traçando o comportamento estrutural com: intensidade, direção e sentido de uma forma bastante competente. O experimento pode demonstrar a linha elástica de flambagem com um comprimento de flambagem equivalente à rotação livre e translação impedida nos apoios de forma clara. Todos os resultados obtidos contribuem para sustentar a hipótese que os perfis duplos do tipo “U” devem possuir contenção lateral relativa ao perfil adjacente, como aos apresentados nas Figura 77 à Figura 79. Contudo, ressalta-se que esta conclusão só ficou evidente após a realização dos ensaios experimentais e efetivamente após a análise dos resultados e verificação do comportamento e modos de ruína das peças.

Todos os ensaios experimentais realizados nos Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC), possuem um controle de qualidade e segurança para as peças e os técnicos envolvidos, conforme a NBR 8681 [57], esse controle envolve uma cadência de deslocamentos de 1 mm/min com limite de deslocamento de 50 mm, paralisando o ensaio quando o deslocamento ultrapassar o limite definido.

3.2.3. Estudo do comportamento estrutural: perfis com dois espaçadores

No último grupo, os três últimos modelos experimentais propostos e ensaiados também apresentam em ambas as extremidades rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre com um comprimento destravado entre as rótulas mecânicas de 1.607,50 mm e um travamento com dois conectores retangulares ou chapas separadoras para contenção lateral relativa que produzem um comprimento destravado máximo de 375 mm do perfil simples, fazendo com que os duplos perfis do tipo “U” trabalhem completamente dependentes e tenham a possibilidade de admitir flambagem global para o comprimento de 1.607,50 mm e flambagem local para o comprimento destravado de 375 mm, conforme a Figura 80.

Este modelo visa atender às recomendações da norma de projeto NBR 8800 [41], assim como verificar o comportamento de ruína da estrutura, garantindo assim a flambagem de forma global, pois como verificado nos ensaios experimentais 04, 05 e 06 do grupo 02, o conjunto já apresentou flambagem lateral por flexão de forma global.

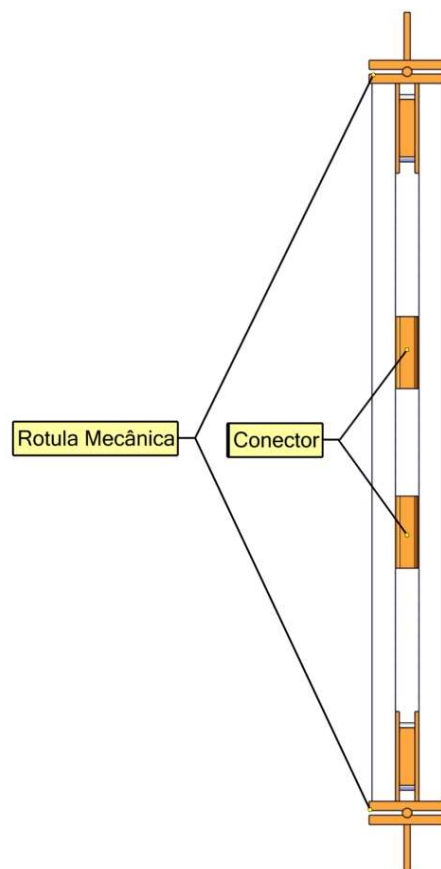


Figura 80 – Perfil com duas chapas espaçadoras

A ilustração da Figura 81 detalha o sentido de instrumentação adotado, na Figura 82 é detalhado o posicionamento dos perfis destravados no atuador MTS 661 [71] que capta o incremento de carga e as deformações axiais longitudinais dos perfis. A instrumentação dos três (3) LVDT's da marca GEFRAN é mostrado da Figura 83 a Figura 87, evidenciando o posicionamento dos medidores no centro de gravidade de cada peça, assim como os suportes magnetizados que se fixam a estruturas auxiliares sem qualquer interação com a estrutura estudada, um em cada plano de menor inércia do perfil (LVDT 01 e 02) e um (1) no eixo de maior inércia do perfil (LVDT 03).

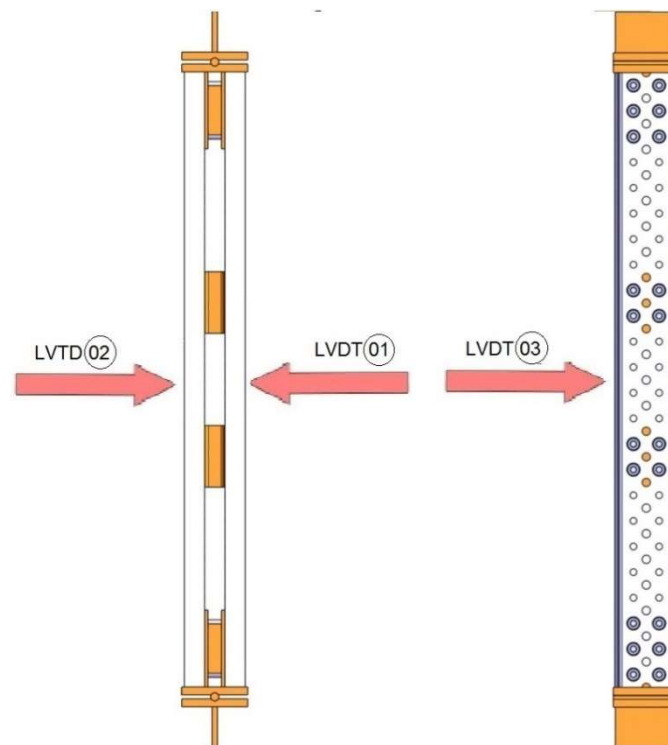


Figura 81 – Posição e sentido do LVDT [68]

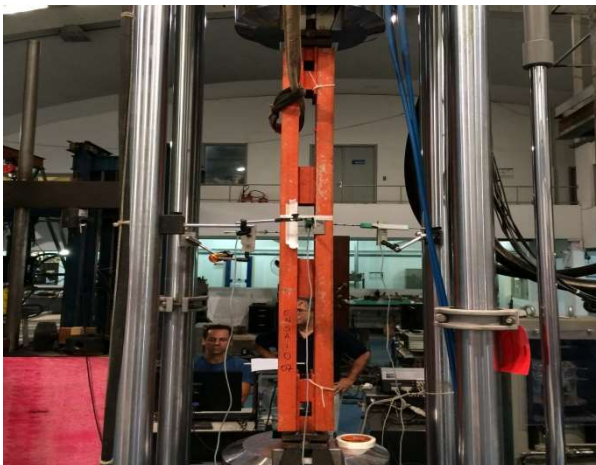


Figura 82 – Ensaio 07: duas chapas espaçadoras



Figura 83 – Ensaio 07: detalhe da instrumentação



Figura 84 – Ensaio 08: duas chapas espaçadoras



Figura 85 – Ensaio 08: detalhe da instrumentação



Figura 86 – Ensaio 09: duas chapas espaçadoras



Figura 87 – Ensaio 09: detalhe da instrumentação

Após realizar o posicionamento dos perfis no transdutor de força, alinhamento vertical, transversal e instrumentação com os LVDT's, o incremento de carga proporciona a leitura dos deslocamentos axiais e laterais nos eixos de maior e menor inércia aos quais a estrutura é solicitada. Com o objetivo de representar os resultados de carga *versus* deslocamentos axial dos três (3) ensaios experimentais são apresentados os gráficos da Figura 88 à Figura 90. Os gráficos da Figura 91 à Figura 93 representam a carga *versus* deslocamento lateral de cada ensaio nos três (3) LVDT's posicionados no centro de gravidade da peça. Os gráficos da Figura 94 até a Figura 97 apresentam, respectivamente, a comparação entre os três (3) ensaios de carga *versus* deslocamento axial medido pelo atuador MTS, e mais três (3) gráficos com a comparação de cada um dos deslocamentos laterais medidos no centro da peça com os LVDT's.

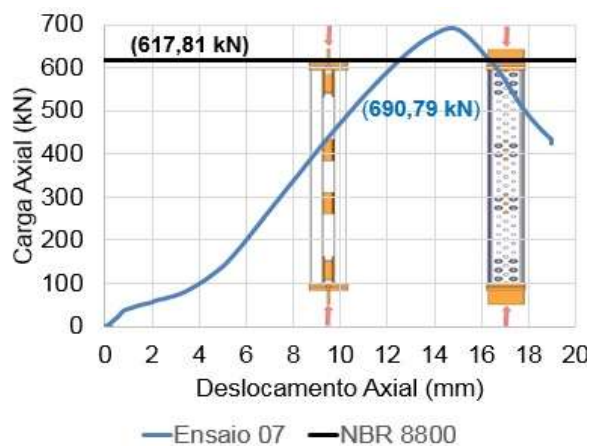


Figura 88 – Ensaio 07: carga vs deslocamento axial

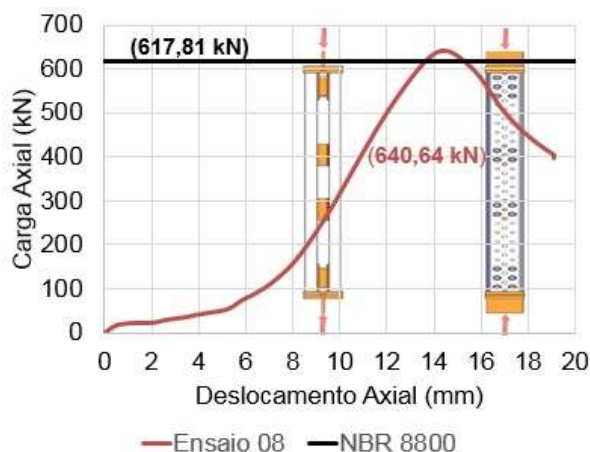


Figura 89 – Ensaio 08: carga vs deslocamento axial

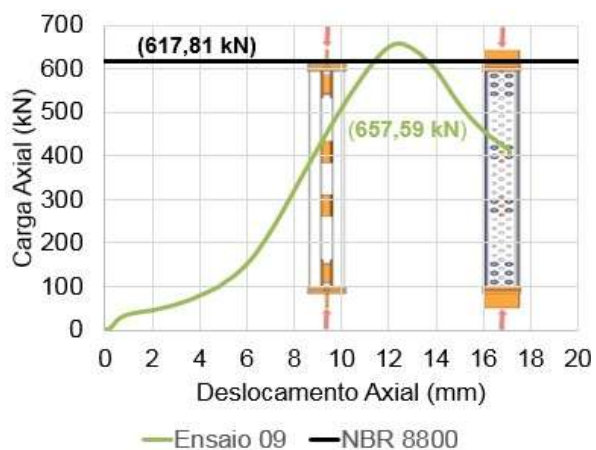


Figura 90 – Ensaio 09: carga vs deslocamento axial

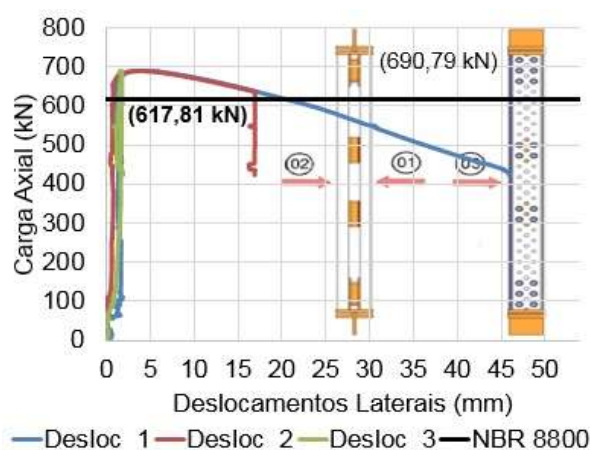


Figura 91 – Ensaio 07: carga vs deslocamento LVDT's

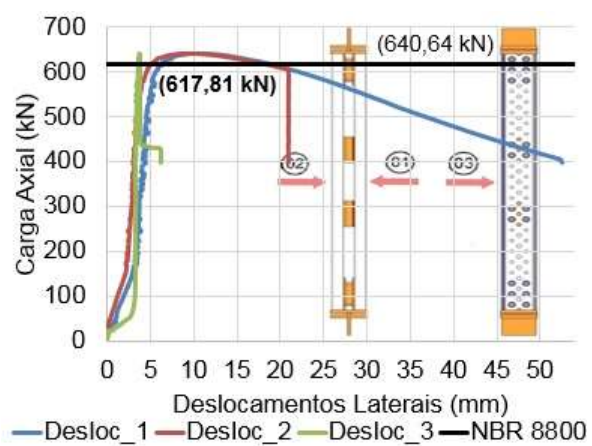


Figura 92 – Ensaio 08: carga vs deslocamento LVDT's

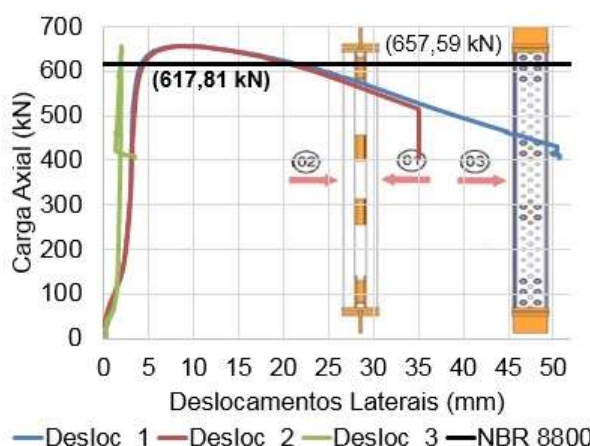


Figura 93 – Ensaio 09: carga vs deslocamento LVDT's

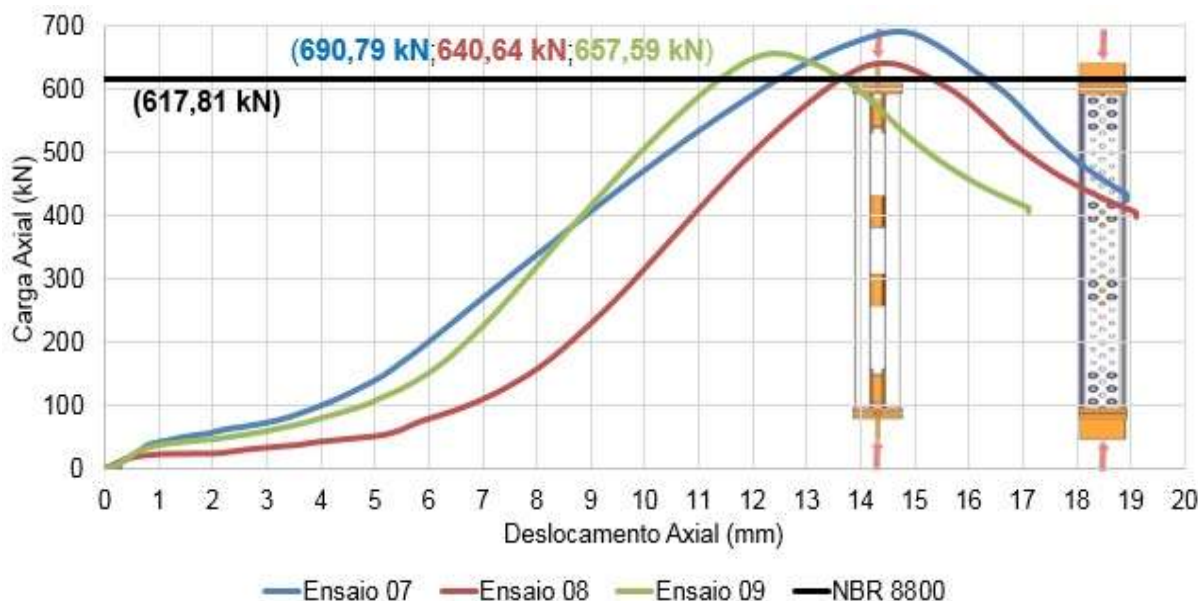


Figura 94 – Carga *versus* deslocamento (axial)

A principal medição do controle de deslocamentos é ratificada no gráfico da Figura 94, onde são mostrados os valores experimentais dos estados limites últimos observados e confirmados nos ensaios. As forças de ruína dos perfis duplos do tipo “U” variam 7% e apresentam um acréscimo de carga última de aproximadamente 10%, se comparados com os três (3) modelos anteriores do grupo 02. Os dados de carga *versus* deslocamento dos três (3) ensaios são detalhados na Tabela 8, que apresenta as cargas e os deslocamentos axiais das estruturas.

Tabela 8 – Ensaios 07, 08 e 09: carga *versus* deslocamento axial

Carga (kN)		Deslocamentos axiais (mm)		
		Ensaio 07	Ensaio 08	Ensaio 09
100		4,02	6,72	4,79
200		5,99	8,62	6,69
300		7,44	9,82	7,80
400		8,91	10,89	8,82
500		10,45	12,01	9,91
600		12,17	13,37	11,14
Limites	(mm)	14,73	14,44	12,41
	(kN)	690,79	640,64	657,59

Os gráficos da Figura 95 e Figura 96 assim como a Tabela 9 representam respectivamente os deslocamentos laterais relativos LVDT 01 e LVDT 02. O resultado dos ensaios mostra que o regime de deslocamentos laterais é controlado através da flambagem global dos perfis, que em módulo, apresenta total coerência de direção em função da intensidade da força aplicada quando comparados os gráficos da Figura 95 e Figura 96, que representam os deslocamentos laterais relativos em cada lado do perfil estudado. Corroborando com a ideia de que os perfis trabalham em conjunto quando possuem travamentos relativos entre os perfis.

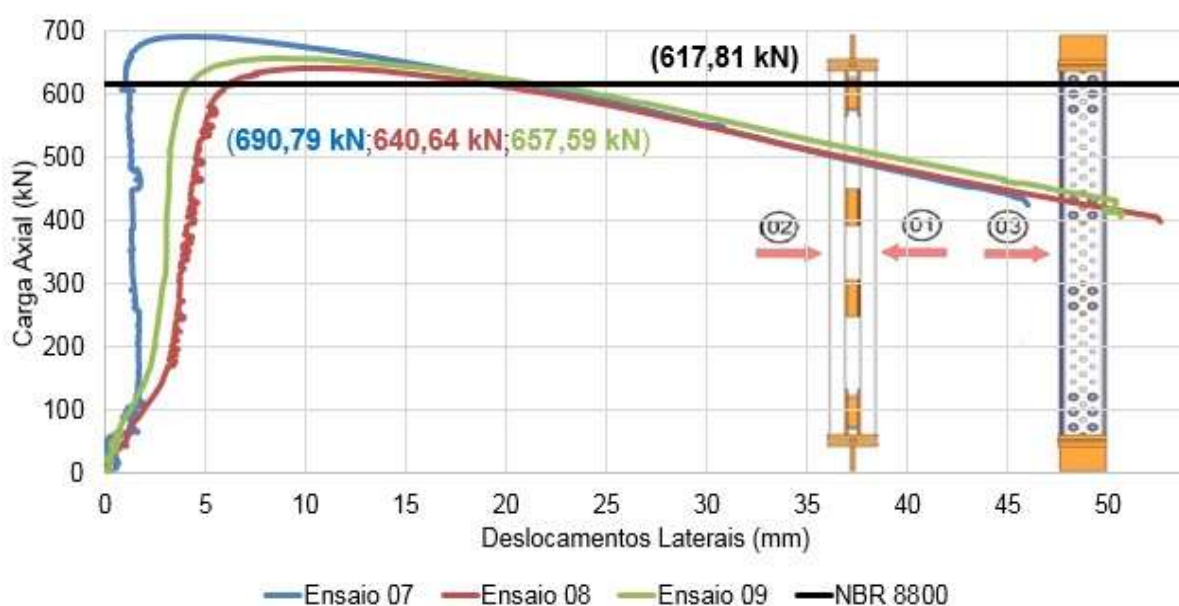


Figura 95 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 01)

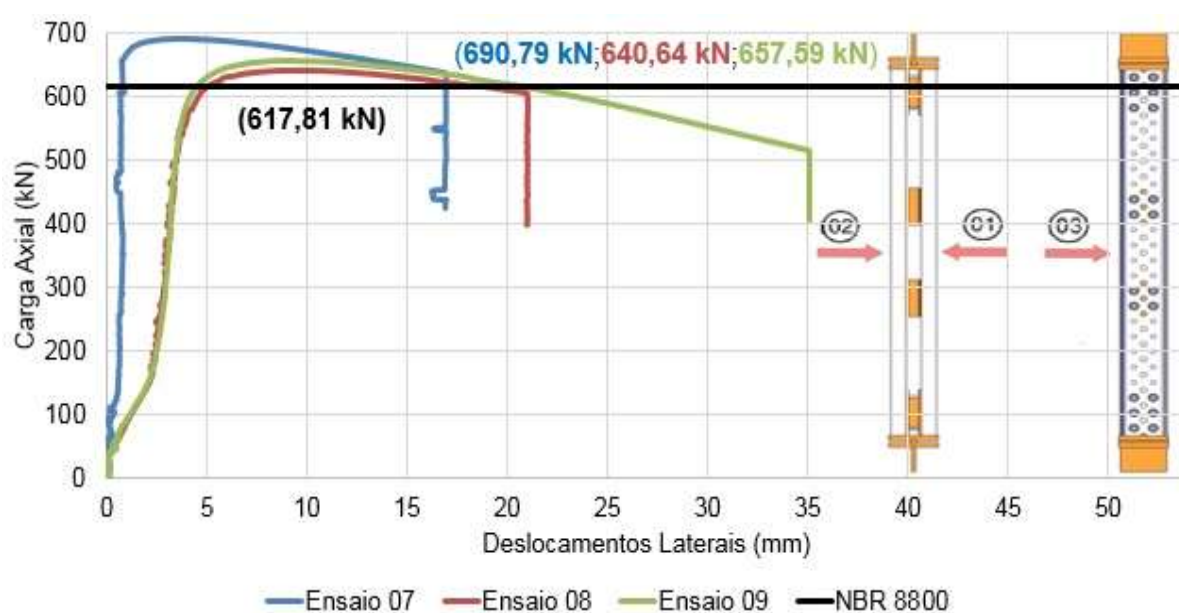


Figura 96 – Carga *versus* deslocamento (eixo de menor inércia – lateral 02)

Tabela 9 – Ensaio 07, 08 e 09: carga *versus* deslocamento laterais no eixo de menor inércia

Carga (kN)		Deslocamentos Laterais (mm)					
		Ensaio 07		Ensaio 08		Ensaio 09	
		01	02	01	02	01	02
100		1,09	0,34	1,93	1,21	1,27	1,16
200		1,67	0,63	3,33	2,47	2,47	2,47
300		1,43	0,73	3,74	2,85	2,92	2,93
400		1,38	0,74	4,46	3,02	3,07	3,16
500		1,28	0,70	4,54	3,48	3,25	3,43
600		1,23	0,69	5,64	4,59	3,86	4,14
Limites	(mm)	4,37	3,88	10,68	9,57	8,70	9,07
	(kN)	690,79		640,64		657,59	

O gráfico da Figura 97 e a Tabela 10 representam os deslocamentos laterais ao decorrer do incremento de carga no eixo de maior inércia. Na análise dos dados é verificado que mesmo com o acréscimo considerável da inércia no eixo YY os deslocamentos máximos são muito inferiores aos deslocamentos laterais no eixo de menor inércia mostrados nos gráficos da Figura 95 e Figura 96. Como era previsto este resultado transmite a condição de contorno imposta ao conjunto.

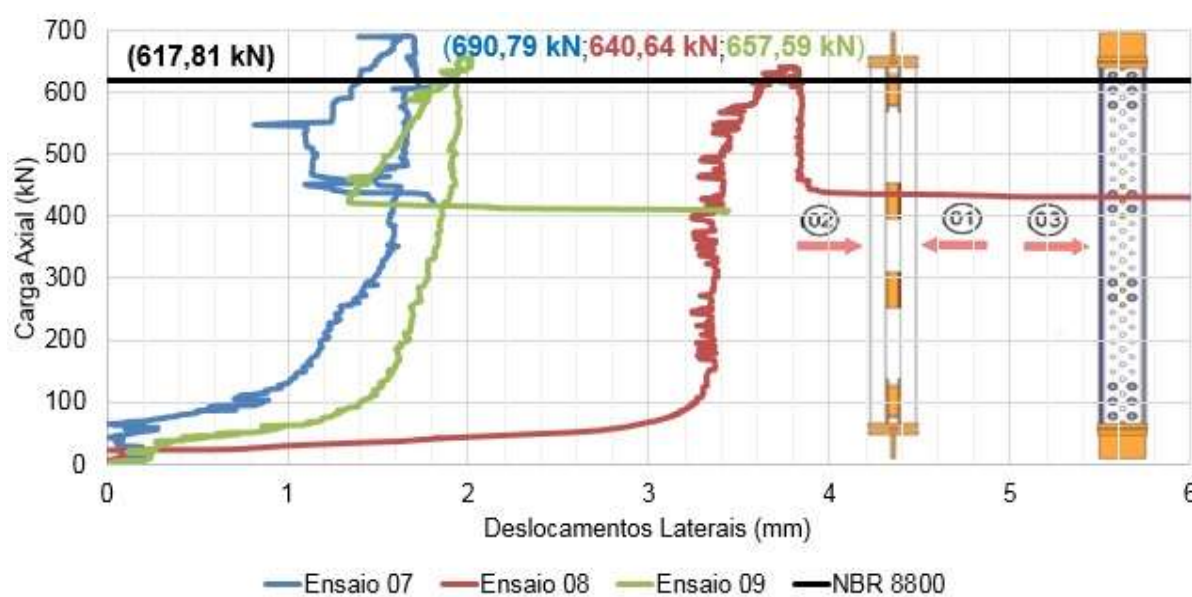


Figura 97 – Carga *versus* deslocamento (eixo de maior inércia)

Tabela 10 – Ensaio 07, 08 e 09: carga *versus* deslocamento lateral no eixo de maior inércia

Carga (kN)		Deslocamentos Laterais (mm)		
		Ensaio 07	Ensaio 08	Ensaio 09
100		0,86	3,26	1,40
200		1,19	3,36	1,67
300		1,48	3,36	1,78
400		1,57	3,24	1,86
500		1,65	3,40	1,93
600		1,65	3,62	1,93
Limites	(mm)	1,66	3,78	1,96
	(kN)	690,79	640,64	657,59

Observa-se que todos os ensaios experimentais realizados e apresentados nos três (3) modelos experimentais do terceiro grupo composto de perfis duplos com duas chapas espaçadoras, tiveram a carga crítica de colapso limitada pela instabilidade por flexão no eixo de menor inércia, especificamente localizada no centro de gravidade do conjunto e nos dois (2) perfis que compõem o duplo perfil “U”. Isso se deve ao fato dos perfis possuírem dois travamentos relativos fazendo com que se evidencie o trabalho em conjunto dos perfis nesta situação de projeto apresentada.

Os modos de ruína e deformação são mostrados e detalhados nas Figura 98 à Figura 100, em cada ensaio experimental é obtido um sentido de deslocamento lateral que é medido através de leituras de deformação, até atingir o colapso por flexão, com deslocamentos laterais excessivos.

O modelo de ensaio da Figura 98 apresenta flambagem global nos dois perfis duplos do tipo “U”, característica dominante nos modelos de ensaio do grupo 02, com uma chapa espaçadora entre os perfis. Os modelos de ensaio da Figura 99 e Figura 100, semelhantes ao modelo anterior, possuem sua carga última de trabalho definida através da flambagem e as deformações plásticas locais nos pontos próximos as ligações de extremidades são muito inferiores as mostradas nos modelos de ensaio do grupo 02.



Figura 98 – Ensaio 07: perfil deformado



Figura 99 – Ensaio 08: perfil deformado

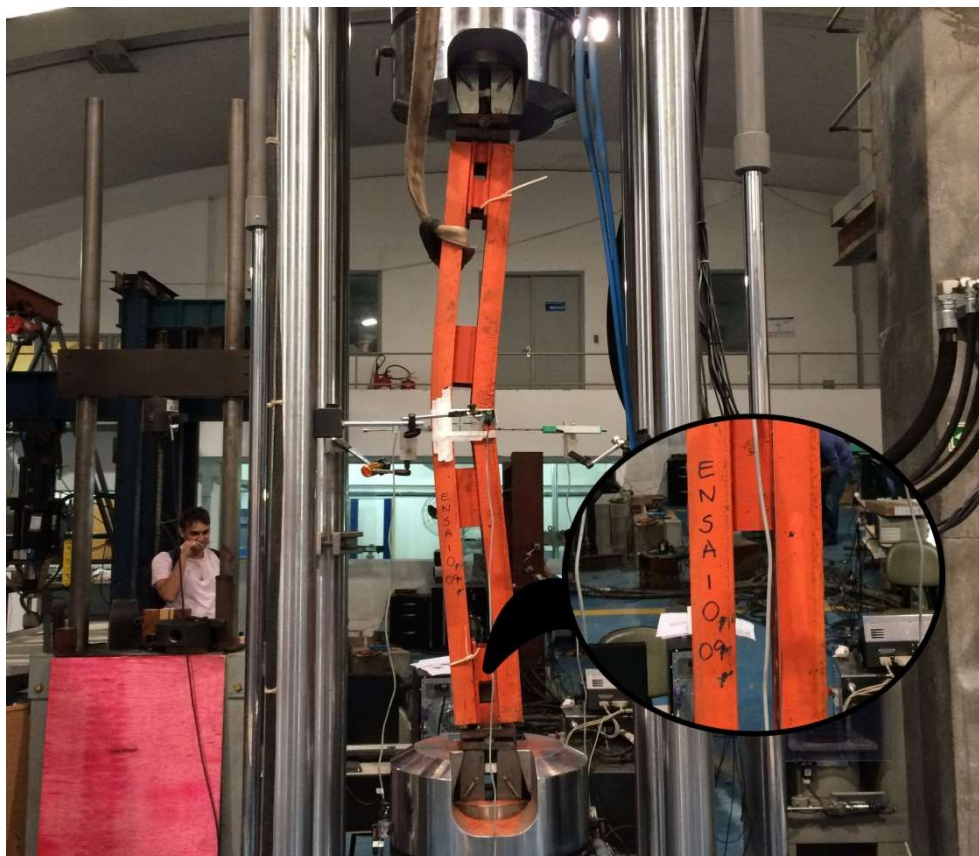


Figura 100 – Ensaio 09: perfil deformado

Todos os deslocamentos axiais e laterais, medidos através dos LVDT's, são comparados com o incremento de carga aplicado axialmente ao perfil, traçando o comportamento estrutural com: intensidade, direção e sentido de uma forma bastante competente. O experimento pode demonstrar a linha elástica de flambagem com um comprimento de flambagem equivalente à rotação livre e translação impedida nos apoios de forma clara. Os resultados contribuem, positivamente, para confirmar que os perfis duplos do tipo “U” devem possuir contenção lateral relativa como a que foram apresentadas neste tópico e recomendadas pela NBR 8800 [41]. Novamente, esta conclusão só ficou evidente após a realização dos ensaios experimentais e efetivamente após a análise dos resultados e verificação do comportamento e modos de ruína das peças nos três grupos de ensaios mostrados.

Todos os ensaios realizados possuem um controle de qualidade e segurança para as peças e os técnicos envolvidos, conforme a NBR 8681 [57], esse controle envolve uma cadência de deslocamentos de 1 mm/min com limite de deslocamento de 50 mm, paralisando o ensaio quando o deslocamento ultrapassar o limite definido.

3.2.4. Análise estrutural do perfil isolado – conclusões

Após a apresentação dos comportamentos dos perfis isolados em cada grupo estrutural para o entendimento do sistema estrutural, é apresentado um resumo na Tabela 11 das cargas críticas de colapso e dos modos de ruína das estruturas estudadas. Todas as imagens dos parafusos após o ensaio são mostradas através de fotos no ANEXO D – Parafusos classe 8.8 dos ensaios isolados desta tese, das Figura 206 à Figura 214.

Tabela 11 – Comparação das cargas e modos de ruína

	Descrição	Carga Crítica (kN)	Deformação Axial (mm)	Modo de Ruína
Grupo 01	Ensaio 01	602,31	13,40	Flambagem Local do Perfil
	Ensaio 02	511,49	11,34	Flambagem Local do Perfil
	Ensaio 03	599,38	11,69	Flambagem Local do Perfil
Grupo 02	Ensaio 04	568,37	14,61	Flambagem Global dos Perfis
	Ensaio 05	612,85	12,31	Flambagem Global dos Perfis
	Ensaio 06	632,31	12,01	Flambagem Global dos Perfis
Grupo 03	Ensaio 07	690,79	14,73	Flambagem Global dos Perfis
	Ensaio 08	640,64	14,44	Flambagem Global dos Perfis
	Ensaio 09	657,59	12,41	Flambagem Global dos Perfis

Os perfis do grupo 02 apresentam um acréscimo geral de resistência média de 5,5% se comparado aos perfis do grupo 01, contudo os perfis do grupo 02 apresentam uma melhor homogeneidade nos dados, estando menos propenso à ruptura na carga crítica por imperfeições geométricas ou colapso de perfis. Os perfis do grupo 03 apresentam um acréscimo geral de resistência de 8,8% se comparado aos perfis do grupo 2 e de 13,9% se comparado ao grupo 01.

Para os perfis do banzo superior submetidos à carga crítica de compressão, é recomendada a utilização da configuração do grupo 03, pois apresenta um acréscimo de 4,8% no peso geral para um acréscimo de 8,8% da resistência se comparado ao do grupo 02. Para os perfis submetidos a carga crítica de tração, como os perfis do banzo inferior e os perfis das diagonais que possuem uma alternância no sentido do carregamento, a configuração do grupo 02 atende aos requisitos de segurança e resistência. Não é recomendada a utilização em nenhuma configuração de projeto do grupo 01.

3.3. Análise estrutural dos parafusos de alta resistência classe 8.8

A disposição dos perfis para formação das treliças utilizadas nos ensaios experimentais principais propostos nesta tese, assim como pórticos e qualquer estrutura ao qual o equipamento possa compor, é feita através da ligação de componentes por intermédio dos parafusos de alta resistência, onde os desenhos de projeto indicam a protensão mínima e marcação de fabricação da classe do parafuso.

As especificações dos parafusos de alta resistência devem satisfazer a NBR 8800 [41] em um parafuso completo, composto por porca e arruela da ISO 4016 classe 8.8. Nenhuma ligação do sistema está dimensionada para receber esforços provenientes da ligação por atrito, mesmo que este tenha capacidade resistente para o devido fim; qualquer intenção de combinação das resistências por atrito ou soldas não foi incorporada a resistência global da estrutura.

Os seis parafusos M16 x 100 ISO 4016 classe 8.8 estão ligados a cada linha de viga na sua extremidade. Principalmente nos apoios é necessário assegurar o torque de protensão inicial de 50 Nm em todos os parafusos da ligação, tomando o cuidado de fazer o reaperto dos parafusos previamente apertados que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos e quando a estrutura estiver sujeita a carregamentos cíclicos este reaperto e torque mínimo deve ser cuidadosamente verificado, pois a sua reutilização somente deve existir com aprovação do engenheiro responsável.

As ligações aparafusadas utilizadas neste experimento são destinadas a transferir os esforços normais de tração e compressão dos perfis através do cisalhamento dos parafusos, e especificamente nos perfis do tipo “U” sujeitos à compressão e os parafusos estão sujeitos a combinação dos esforços de tração, devido a linha elástica do perfil destravado apresentar uma tendência para flambagem local no eixo de menor inércia do perfil “U”.

A análise dos perfis duplos do tipo “U” isolados e dos parafusos de alta resistência classe 8.8, são de extrema importância para compreender o comportamento estrutural e prever os modos de ruína ao qual o sistema treliçado espacial está sujeito. Garantindo e conferindo segurança aos processos de montagem e operação da estrutura nas mais variadas utilizações ao qual o equipamento está apto a utilização.

Com o escopo de agregar conteúdo e obter maiores informações para o comportamento estrutural, cinco (5) parafusos de alta resistência foram ensaiados à tração, conforme a NBR 6152 [74], no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO. Estes ensaios contaram com a fabricação de um suporte de tração com garras para o encaixe no MTS 311 acoplado ao atuador 661.31F-01 [71], conforme ilustrado na Figura 101, que fornece o incremento de carga e realiza as medições de deslocamentos axiais. Todos os ensaios realizados possuem um controle de qualidade e segurança para as peças e os técnicos envolvidos, esse controle envolve uma cadência de deslocamentos de 2 mm/min com limite de deslocamento de 20 mm, paralisando o ensaio quando o deslocamento atingir os limites.

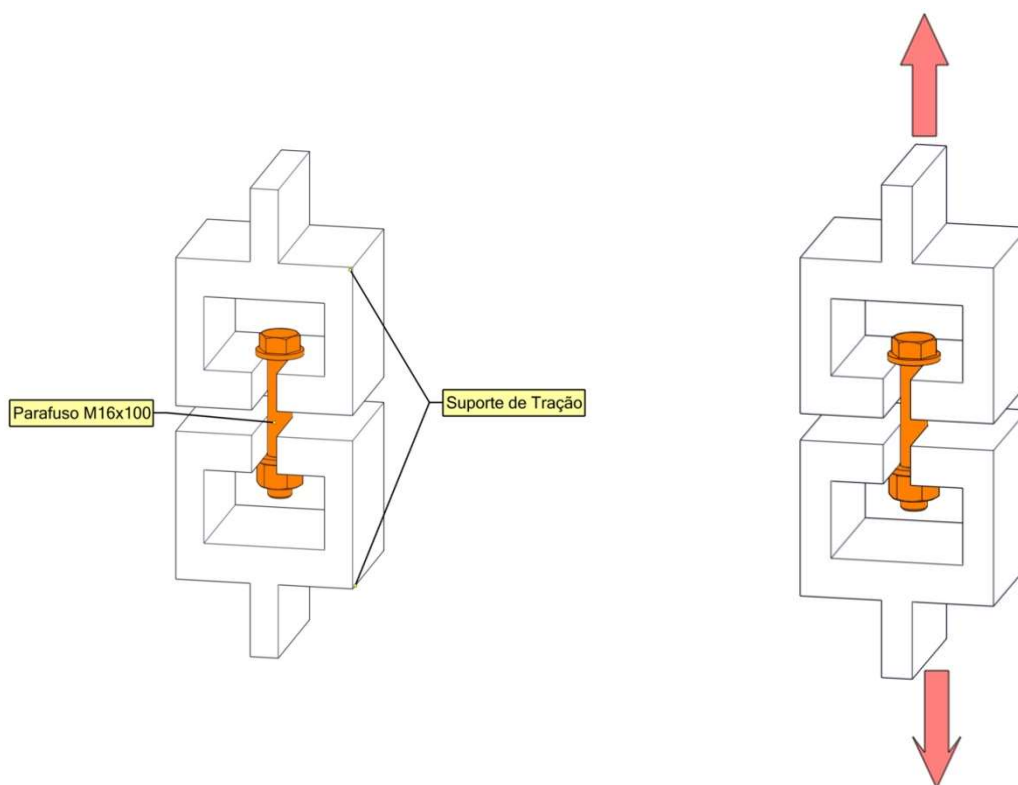


Figura 101 – Ensaio de tração dos parafusos

Da Figura 102 até a Figura 106, é mostrado um relatório fotográfico dos ensaios experimentais à tração do conjunto de parafusos M16 x 100, porca e arruela de alta resistência classe 8.8. O suporte de tração fabricado possui placas de aço ASTM A572 Gr.50 com espessuras de 25,4 mm, garantindo assim neutralidade nos deslocamentos da peça e pouca interferência nos resultados de deslocamento axial do parafuso.



Figura 102 – Ensaio de tração: parafuso 01

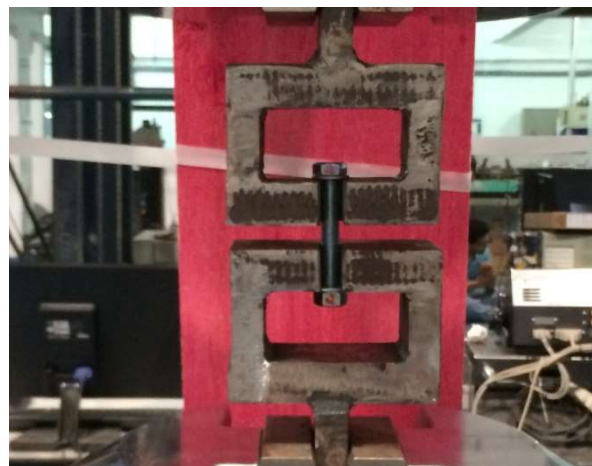


Figura 103 – Ensaio de tração: parafuso 02

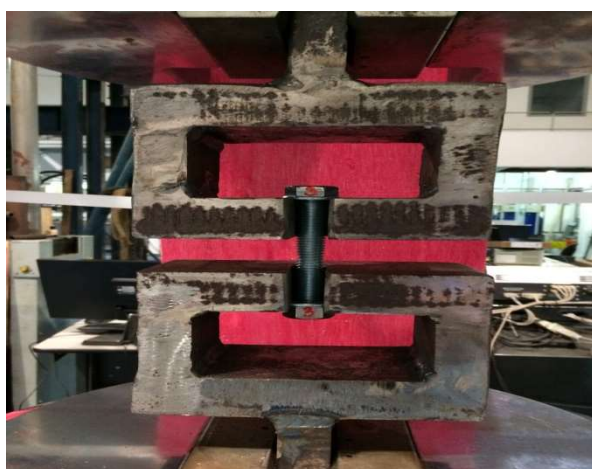


Figura 104 – Ensaio de tração: parafuso 03

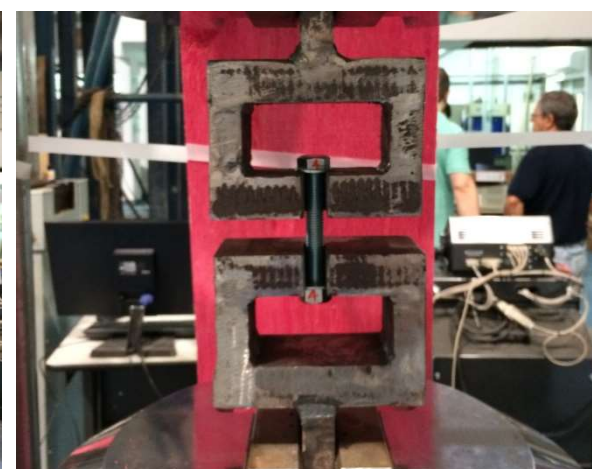


Figura 105 – Ensaio de tração: parafuso 04



Figura 106 – Ensaio de tração: parafuso 05

Com os dados de deslocamento axial medido pelo atuador MTS e os esforços de tração dos parafusos são confeccionado os gráficos da Figura 107 à Figura 111, detalhando a carga *versus* o deslocamento para o ensaio experimental de cada parafuso M16 x 100.

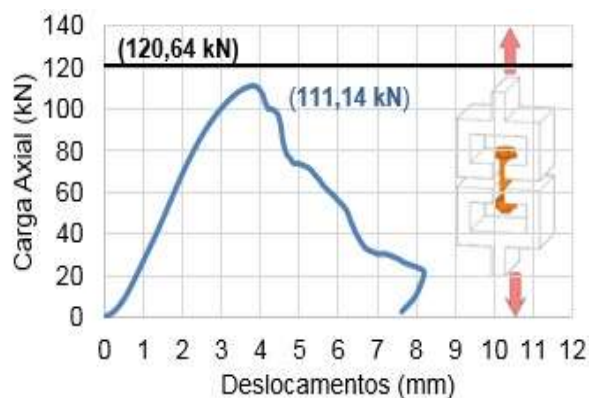


Figura 107 – Carga vs deslocamento axial parafuso 01

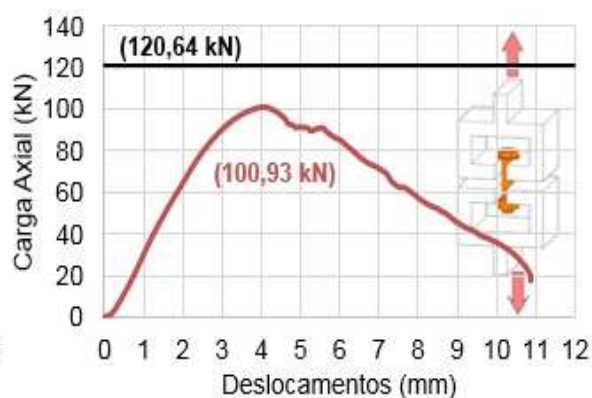


Figura 108 – Carga vs deslocamento axial parafuso 02

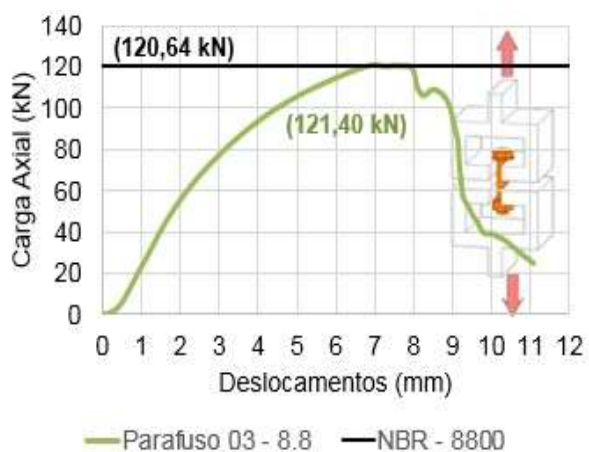


Figura 109 – Carga vs deslocamento axial parafuso 03

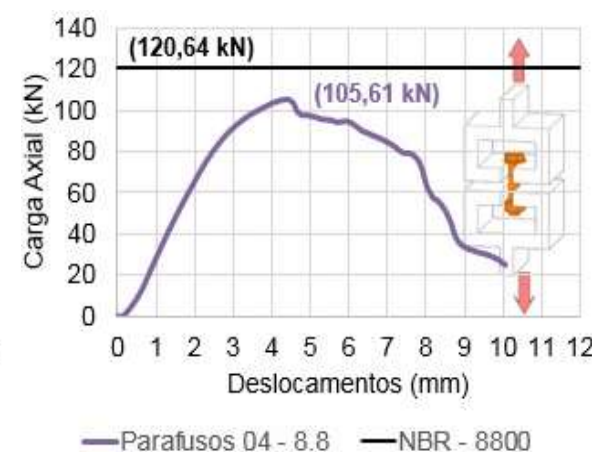


Figura 110 – Carga vs deslocamento axial parafuso 04

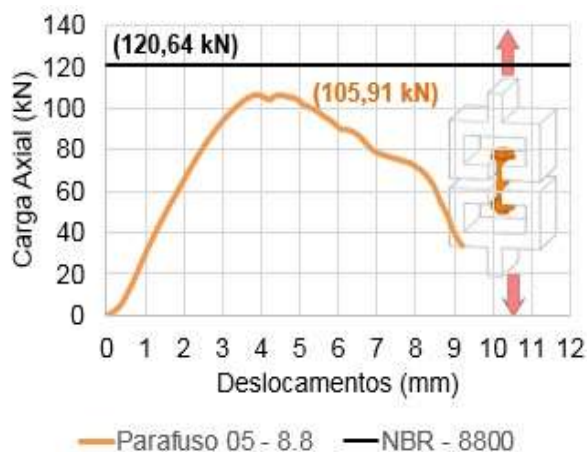


Figura 111 – Carga vs deslocamento axial parafuso 05

O gráfico da Figura 112 compara os cinco (5) ensaios experimentais realizados a tração nos parafusos classe 8.8, parametrizando os resultados com o valor teórico esperado pelo texto da norma NBR 8800 [41].

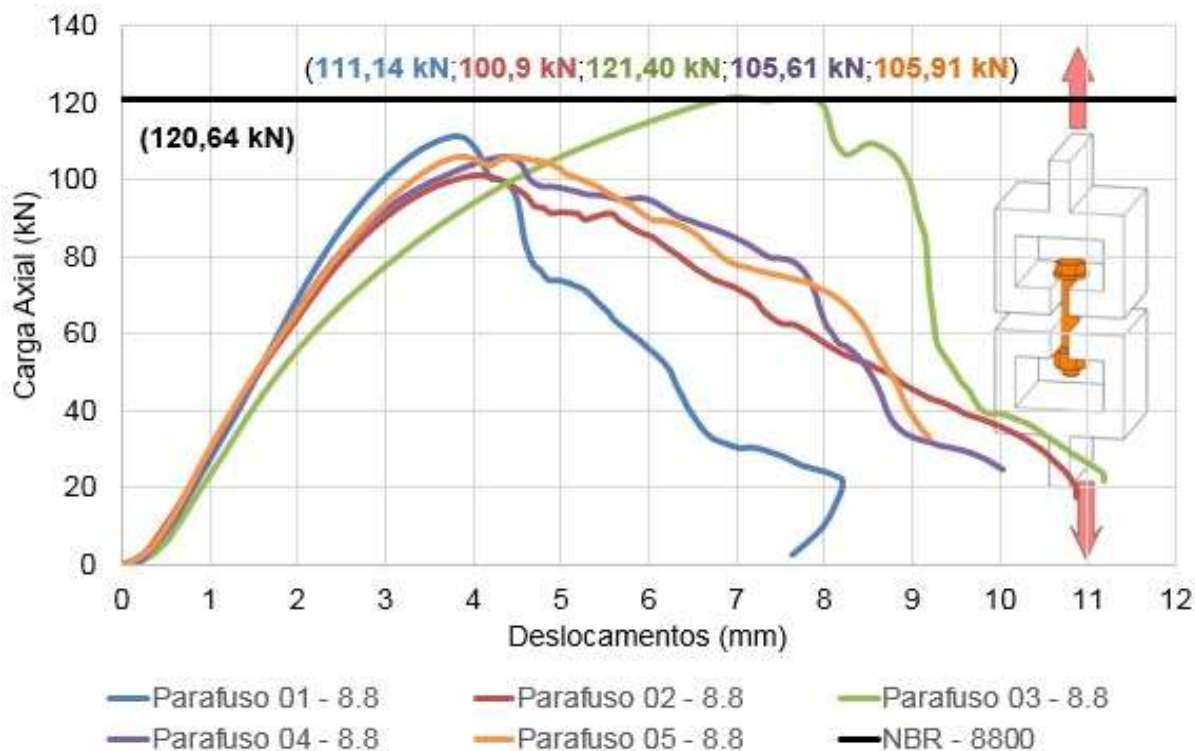


Figura 112 – Composição da carga vs deslocamento axial dos parafusos 8.8

Todos os ensaios experimentais à tração nos parafusos não apresentam protensão inicial, a carga é absorvida integralmente pelo parafuso e, portanto, o esforço de tração no parafuso é a própria carga de tração aplicada pelo atuador MTS [71]. Os limites de carregamento dos parafusos observados nos gráficos da Figura 107 à Figura 111 são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Ensaio de cargas axiais dos parafusos classe 8.8

Descrição	Carga Axial (kN)
	Parafusos Classe 8.8
Parafuso 01	111,14
Parafuso 02	100,93
Parafuso 03	121,40
Parafuso 04	105,61
Parafuso 05	105,91

3.4. Análise estrutural dos parafusos de alta resistência classe 5.8

De forma equivalente ao apresentado nos ensaios experimentais dos parafusos de alta resistência M16 x 100 classe 8.8, foram realizados cinco (5) ensaios de tração axial em parafusos M16 x 100 classe 5.8, conforme o detalhamento da norma NBR 6152 [74], foram gerados os gráficos dos ensaios individuais de carga *versus* deslocamento dos parafusos, mostrados na Figura 113 à Figura 117.

Para execução dos ensaios experimentais de tração nos parafusos, foi fabricado um suporte de tração com garras para o encaixe no atuador MTS 311 [71], que apresentou as cargas axiais de tração medidas através das células de carga do equipamento e os deslocamentos axiais do pórtico de ensaio no tempo de aplicação dessa carga.

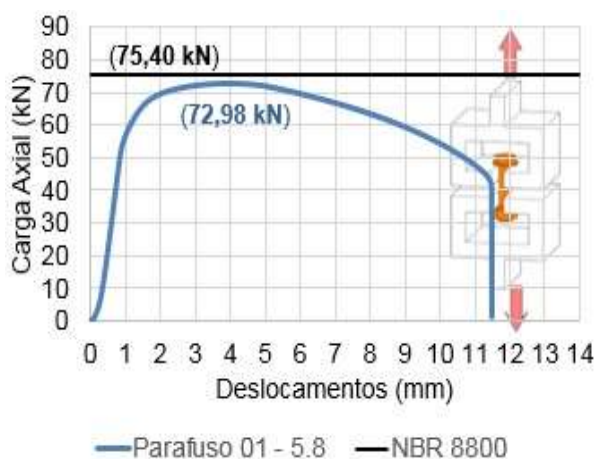


Figura 113 – Carga vs deslocamento axial parafuso 01

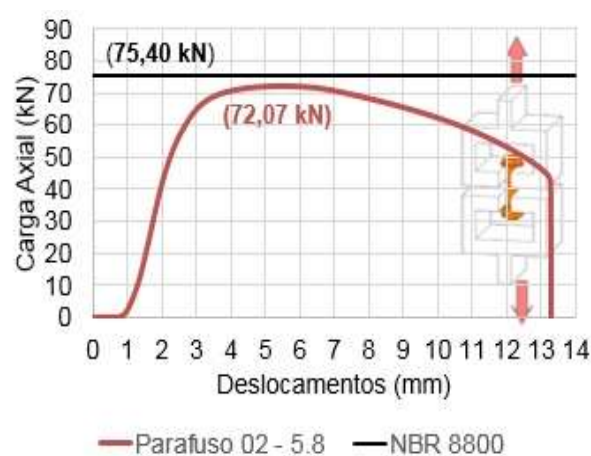


Figura 114 – Carga vs deslocamento axial parafuso 02

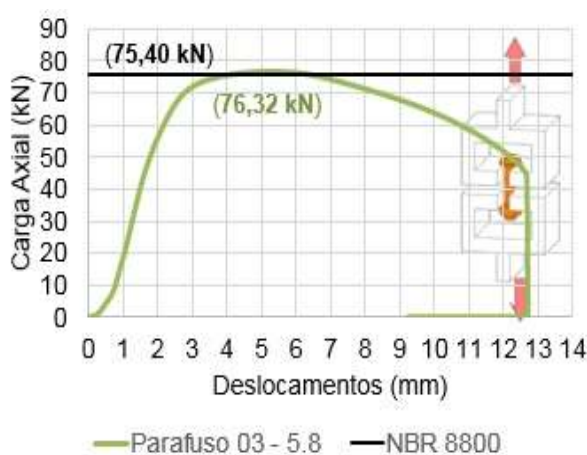


Figura 115 – Carga vs deslocamento axial parafuso 03

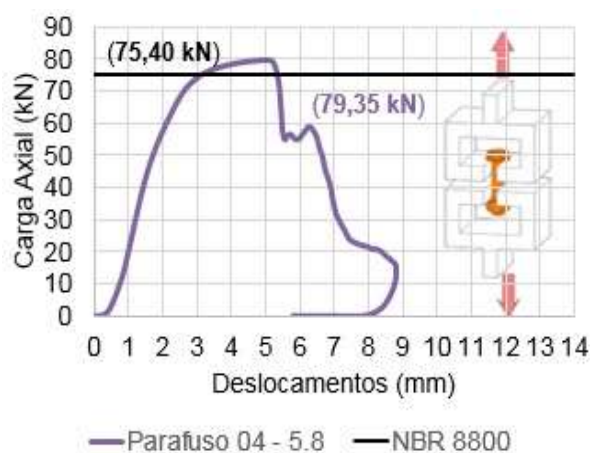


Figura 116 – Carga vs deslocamento axial parafuso 04

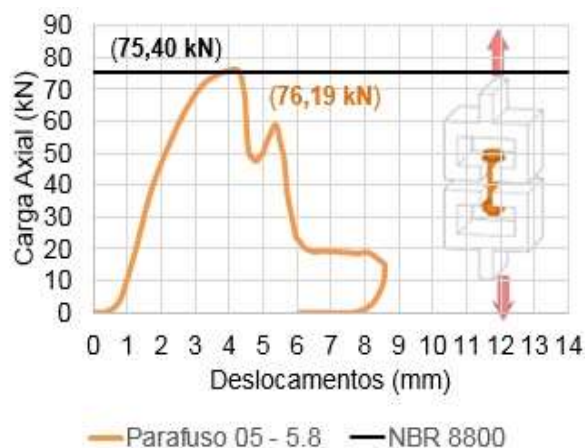


Figura 117 – Carga vs deslocamento axial parafuso 05

O gráfico apresentado na Figura 118 compara o comportamento de cargas *versus* deslocamento axial medidos pelo pórtico de ensaio dos cinco (5) modelos de ensaios experimentais realizados a tração nos parafusos de classe 5.8, parametrizando e comparando os resultados com o valor teórico esperado pelo texto da norma NBR 8800 [41]. Como verificado no gráfico da Figura 118 os resultados dos ensaios a tração estão dentro do esperado e verificado pela literatura encontrada.

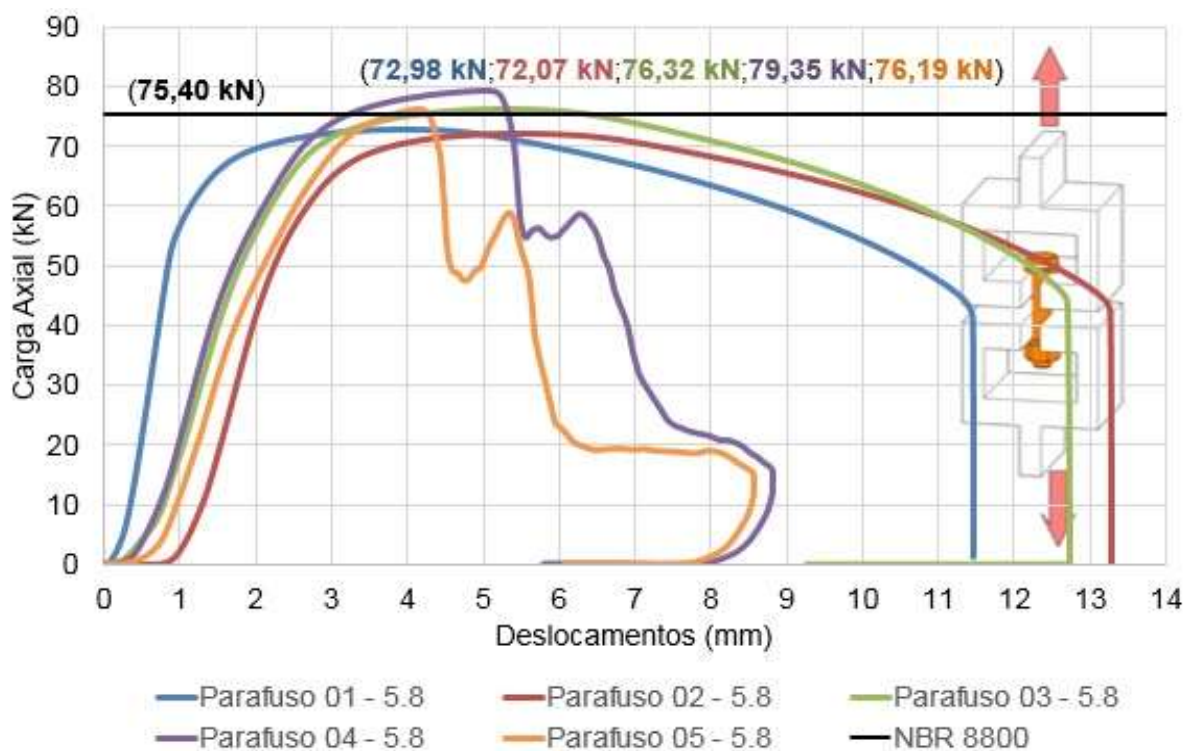


Figura 118 – Composição da carga vs deslocamento axial dos parafusos 5.8

Todos os ensaios experimentais à tração, realizados nos parafusos M16 x 100 classe 5.8 não apresentam protensão inicial, a carga é absorvida integralmente pelo parafuso e, portanto, o esforço de tração no parafuso é a própria carga de tração aplicada e medida pelas células de carga pelo atuador MTS [71]. Os limites últimos de carregamento dos parafusos observados nos os gráficos da Figura 113 à Figura 117 e na composição da Figura 118, são apresentados detalhadamente na Tabela 13.

O suporte de tração utilizado possui seções transversais extremamente rígidas e elevadas, evitando com que o parafuso estudado na ligação sofra com interferência e com o efeito alavanca ao qual normalmente as ligações aparafusadas, relativamente flexíveis, apresentam uma distribuição de pressão de contato descentralizada da força resultante no parafuso, eliminando qualquer interferência externa nos resultados encontrados do deslocamento axial e carga última.

Todos os resultados são correspondentes a carga de projeto verificada nos estados limites de serviço (ELS) e estados limites últimos (ELU). As cargas ultimas encontradas nos ensaios experimentais estão dentro do esperado para as limitações geométricas e físicas do material para um parafuso cuja especificação é um parafuso M16 x 100 classe 5.8. Inicialmente no início do ensaio é verificado um escorregamento por acomodação dos parafusos e furos que não possuem resistência dimensionada por contato.

Tabela 13 – Ensaio de cargas axiais dos parafusos classe 5.8

Descrição	Carga Axial (kN)
	Parafusos Classe 5.8
Parafuso 01	72,98
Parafuso 02	72,07
Parafuso 03	76,32
Parafuso 04	79,35
Parafuso 05	76,19

3.5. Análise estrutural dos perfis com parafusos classe 5.8

3.5.1. Generalidades

Com a finalidade de ressaltar a importância da utilização do parafuso de alta resistência M16 x 100 ISO 4016, classe 8.8 e obter um amplo escopo de pesquisa, realizou-se o ensaio à compressão de um perfil nos dois primeiros grupos estudados dos perfis isolados (Grupo 01 e 02) e na sua montagem, foi utilizado parafusos M16 x 100, classe 5.8. O primeiro grupo (grupo 01) nenhuma chapa espaçadora é adicionada entre o duplo perfil do tipo “U”, que mostrou nos ensaios anteriores ter o seu colapso de flambagem local de forma isolada. No segundo grupo (grupo 02) somente uma chapa espaçadora é colocada para contenção lateral relativa do perfil de comprimento destravado. Este modelo é o encontrado nos três (3) ensaios experimentais realizados nos sistemas de treliças espaciais.

Os parafusos M16 são ligados na extremidade dos perfis, as ligações aparafusadas são destinadas a transferir os eventuais esforços normais de tração e compressão dos perfis através do cisalhamento dos parafusos. Os parafusos estão sujeitos a combinação dos esforços de tração e cisalhamento, devido a linha elástica do perfil destravado tender para flambagem local no eixo de menor inércia do perfil do tipo “U”. Este efeito é verificado com maior clareza nos ensaios propostos com o parafuso M16 x 100 classe 5.8, pois não foram dimensionados para resistir aos esforços de flexão local dos perfis isoladamente.

Após o posicionamento dos perfis no transdutor de força, o incremento de carga proporciona a leitura dos deslocamentos axiais. Todos esses deslocamentos em função da carga axial são evidenciados da Figura 119 à Figura 121. Na Figura 119 e na Figura 120 são apresentados os gráficos de carga *versus* deslocamento axial dos dois (2) ensaios. A Figura 121 mostra os gráficos de carga *versus* deslocamento em comparação entre os dois (2) ensaios de carga, onde são verificados os valores dos estados limites últimos. As forças de ruína dos perfis duplos do tipo “U” nos ensaios com parafuso classe 5.8 variam muito pouco, em torno de 4% e apresentam um decréscimo de carga última muito grande, de aproximadamente 22% se comparados com os dois (2) modelos semelhantes e com parafusos classe 8.8. Os dados de carga *versus* deslocamento dos ensaios são detalhados na Tabela 14, que apresenta as cargas e os deslocamentos axiais das estruturas.

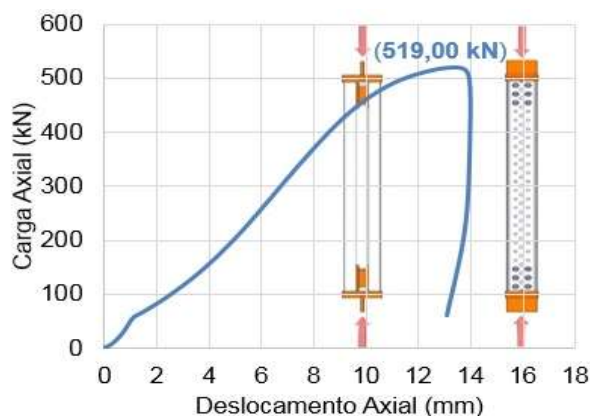


Figura 119 – Ensaio 01: carga vs deslocamento axial

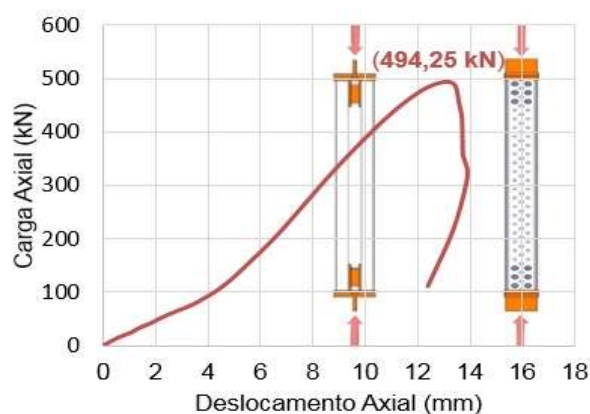


Figura 120 – Ensaio 02: carga vs deslocamento axial

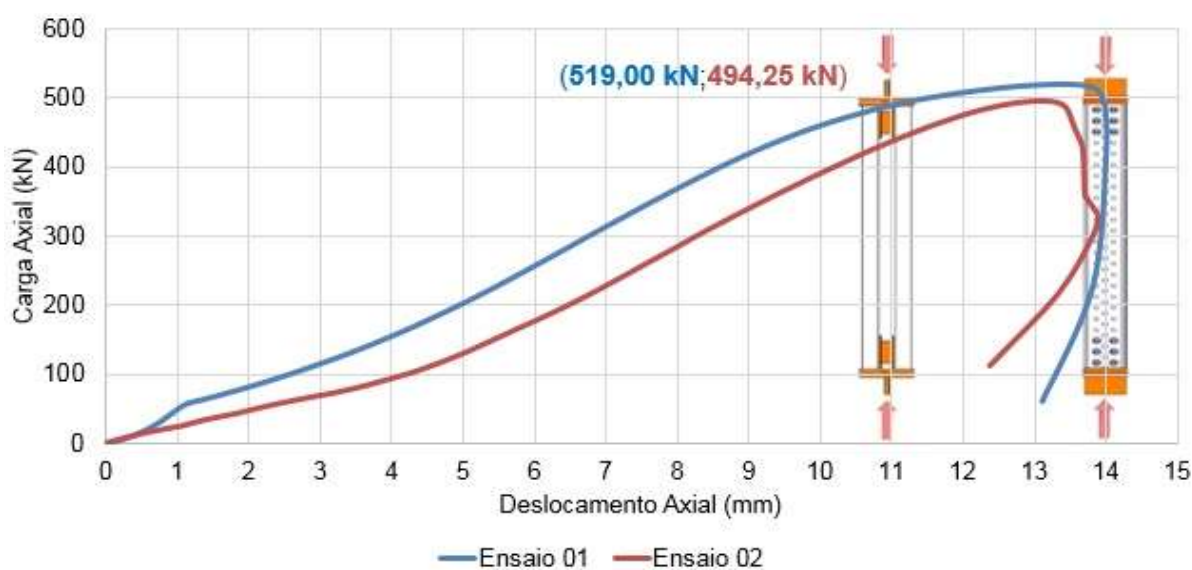


Figura 121 – Carga versus deslocamento (axial)

Tabela 14 – Ensaio 01 e 02: carga versus deslocamento axial

Carga (kN)	Deslocamentos axiais (mm)				
	Parafusos Classe 8.8 Ensaio 02		Parafusos Classe 5.8 Ensaio 01		
	Ensaio 01	Ensaio 04	Ensaio 01	Ensaio 02	
100	4,02	1,32	2,57	4,22	
200	5,99	373	4,95	6,48	
300	7,44	5,52	6,76	8,28	
400	8,91	7,60	8,61	10,22	
500	10,45	9,59	11,56	-	
600	12,17	13,01	-	-	
Limites	(mm)	13,40	12,01	13,41	13,10
	(kN)	602,31	632,31	519,00	494,25

3.5.2. Estudo do comportamento estrutural: perfil sem espaçador e com parafusos classe 5.8

O primeiro ensaio mostra a utilização de parafusos M16 x 100 classe 5.8 sem nenhuma chapa espaçadora. A Figura 122 mostra o posicionamento do perfil duplo “U” no MTS 311 [71] e a Figura 123 mostra o perfil deformado com flambagem local devido a linha elástica do perfil destravado tender para flambagem local no eixo de menor inércia. As Figura 124 e Figura 125 detalham as vistas do rompimento à tração de todos os parafusos M16 x 100 classe 5.8 posicionados nas extremidades dos perfis duplo do tipo “U”.

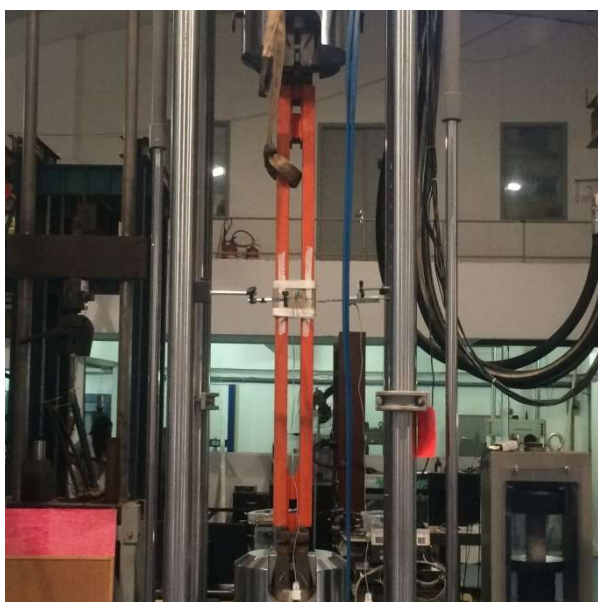


Figura 122 – Ensaio 01: perfil indeformado



Figura 123 – Ensaio 01: perfil deformado



Figura 124 – Ensaio 01: vista frontal



Figura 125 – Ensaio 01: vista lateral

Todos os parafusos M16 x 100 classe 5.8 apresentaram ruptura na seção transversal na região do fuste próxima a cabeça do parafuso. Os parafusos mais próximos à borda do perfil (1 ao 4) não sofreram deformações plásticas significativas, provenientes do cisalhamento, na seção transversal da rosca. Contudo, os parafusos mais distantes a borda (5 e 6) apresentaram deformação plástica com escoamento na seção transversal, característico no esforço de cisalhamento dos parafusos. Cabe ressaltar que todos os parafusos mostrados neste ensaio experimental apresentaram a sua ruína caracterizada através da ruptura da seção transversal por tração na rosca do parafuso, tal fato representa uma contribuição original neste trabalho, pois os autores não enxergavam este comportamento, que só foi evidenciado efetivamente após a realização dos ensaios experimentais.

Os parafusos estão sujeitos a combinação dos esforços de tração, devido à linha elástica do perfil destravado tender para flambagem local no eixo de menor inércia do perfil "U", essa deformação no eixo de menor inércia do perfil é mostrada na Figura 123, onde a curvatura do perfil aprovisiona predominantemente, esforços de tração nos parafusos fixados a rótula mecânica. A Figura 126 mostra o modo de ruína nos parafusos utilizados no ensaio experimental proposto. Todos os parafusos possuem em torque de protensão inicial de 50 Nm.



Figura 126 – Ensaio 01: ruína dos parafusos classe 5.8

3.5.3. Estudo do comportamento estrutural: perfil com um espaçador e parafusos classe 5.8

O primeiro ensaio mostra a utilização de parafusos M16 x 100 classe 5.8 sem nenhuma chapa espaçadora. A Figura 127 mostra o posicionamento do perfil duplo “U” no MTS 311 [71] e a Figura 128 mostra o perfil deformado com flambagem local devido à linha elástica do perfil destravado tender para flambagem local no eixo de menor inércia. As Figura 129 e Figura 130 detalham as vistas do rompimento a tração de todos os parafusos M16 x 100 classe 5.8 posicionados nas extremidades dos perfis duplo do tipo “U”.



Figura 127 – Ensaio 02: perfil indeformado



Figura 128 – Ensaio 02: perfil deformado



Figura 129 – Ensaio 02: vista frontal

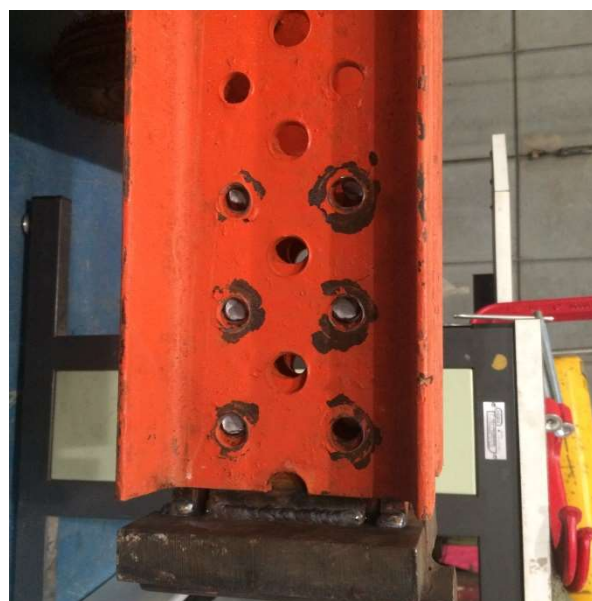


Figura 130 – Ensaio 02: vista lateral

Todos os parafusos M16 x 100 classe 5.8 apresentaram ruptura na seção transversal na região do fuste próxima a cabeça do parafuso. Os parafusos mais próximos a borda do perfil (1 ao 4) não sofreram deformações plásticas significativas, provenientes do cisalhamento, na seção transversal da rosca. Contudo os parafusos mais distantes a borda (5 e 6) apresentaram deformação plástica com escoamento na seção transversal, característico do esforço de cisalhamento dos parafusos. Todos os parafusos mostrados neste ensaio experimental apresentaram a sua ruína caracterizada através da ruptura da seção transversal por tração na rosca do parafuso.

Assim como no ensaio do perfil destravado os parafusos estão sujeitos à combinação dos esforços de tração, devido a linha elástica do perfil destravado tender para flambagem local no eixo de menor inércia do perfil “U”. Essa deformação no eixo de menor inércia do perfil é verificada na Figura 128, mesmo com uma curvatura inferior ao ensaio anterior, predominantemente os esforços de tração nos parafusos fixados a rótula mecânica regem o limite de utilização.

A Figura 131 mostra o modo de ruína nos parafusos utilizados no ensaio experimental proposto. Todos os parafusos possuem em torque de protensão inicial de 50 Nm.



Figura 131 – Ensaio 02: ruína dos parafusos classe 5.8

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DO SISTEMA TRELIÇADO ESPACIAL

4.1. Introdução

Em virtude da existência de poucas informações referentes ao comportamento estrutural e experimental de sistemas treliçados espaciais utilizados para o escoramento de estruturas de aço, concreto e mistas (aço-concreto), foi planejado e executado o processo de ensaio experimental de 3 (três) modelos de sistemas espaciais treliçados com pequenas diferenças no formato do travamento e na rigidez de componentes específicos. Estas diferenças são bastante características e serão explanadas, ilustradas e exemplificadas ao decorrer deste capítulo.

Todas as estruturas propostas nos modelos de ensaio representam fielmente os projetos executivos de sistemas treliçados espaciais usualmente utilizados pela engenharia ao redor do mundo. As premissas de carregamento implementadas nos ensaios representam um modelo teórico-experimental de fácil emparelhamento com futuros modelos numéricos computacionais, podendo ser utilizado como base experimental para trabalhos futuros e corroborar com a validação de futuros modelos de elementos finitos (MEF).

A proposta de realizar ensaios experimentais controlados de três modelos de sistemas espaciais treliçados, em um laboratório equipado com todos os materiais e equipamentos necessários para o completo controle do conhecimento e comportamento estrutural dos modelos propostos é fundamental para ampliar a interação e o crescimento da engenharia estrutural com o mercado de execução de construção civil. Para isso serão mostrados detalhadamente as estruturas treliçadas, e os resultados aferidos e medidos nos ensaios experimentais, como: deslocamentos verticais e laterais dos conjuntos de treliças, carregamentos aplicados e do comportamento dos modos de escoamento e ruína.

É possível avaliar a eficiência da estrutura, assim como propor reforços ou mudanças no conjunto da estrutura, além de corroborar e calibrar futuros modelos paramétricos, ampliando o conhecimento a respeito deste tipo de estrutura e tornando-o mais seguro para o meio técnico e operacional.

4.2. Estudo do comportamento estrutural da treliça 01

O modelo estrutural investigado é ilustrado na Figura 132, sendo formado por um sistema treliçado espacial que apresenta um vão livre de 10 m com espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5m (C). O banzo superior (A) e o banzo inferior (B) apresentam uma distribuição de travessas e diagonais, projetados para contenção lateral relativa em relação ao ponto destravado adjacente, de maneira diferenciada com relação ao banzo superior. As diagonais horizontais denominadas DG VT SM 2,00 x 1,50 m (D), são utilizadas nos trechos mais extremos dos pares de banzos devido a menor influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto, estas por sua vez também apresentam sua maior utilização nos banzos inferiores, sujeitos exclusivamente à tração. As diagonais horizontais denominadas DG VT SM 1,00 x 1,50 m (E), possuem a mesma função básica, contudo são prioritariamente utilizadas no trecho central da treliça, trecho esse de maior concentração no banzo superior devido à necessidade de diminuir o comprimento lateral destravado do perfil duplo “U” e a maior influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto.

O projeto executivo de montagem possui o correto e apropriado posicionamento de montagem das travessas e diagonais (C), (D) e (E). Na ilustração da Figura 132 é possível identificar a distribuição uniforme e simétrica da repartição das travessas e diagonais horizontais dos banzos superiores e inferiores, tendendo a distribuir da mesma forma as cargas aplicadas pelos atuadores hidráulicos até as bases de apoio que se encontram no banzo inferior (B). Essa distribuição uniforme dos carregamentos é fundamental para o conhecimento do comportamento real da estrutura estudada, possibilitando o acompanhamento dos resultados de deslocamento de forma mais assertiva. .

Normalmente as ações impostas às treliças espaciais são transmitidas entre os elementos dos banzos e diagonais através de nós rotulados, contudo o sistema estrutural investigado possui uma ligação com uma rigidez característica que influencia sensivelmente no comportamento estrutural do sistema estudado. De modo geral, normalmente a ligação ou conexão é o item mais oneroso e frágil dos sistemas estruturais, pois o dimensionamento das ligações são complexos e a influência dos erros externos como os de fabricação e montagem são mais sentidos e acumulados na estrutura.

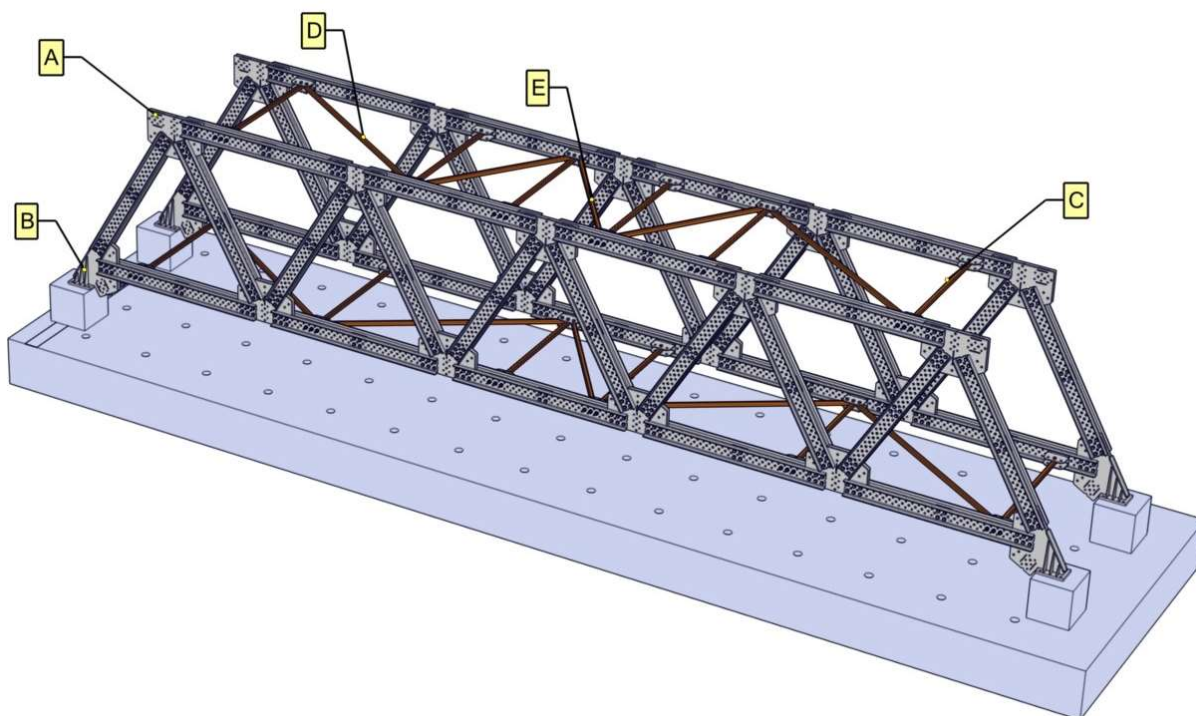


Figura 132 – Modelo estrutural de ensaio 01

O sistema treliçado espacial ilustrado na Figura 132 possui um comportamento estrutural de colapso predominantemente nos elementos comprimidos contidos nos banzos superiores, por instabilidade ou resistência à compressão. A estabilidade dos perfis comprimidos do banzo superior é afetada diretamente através das excentricidades globais das treliças constituídas por pequenos erros de montagem e pequenas falhas na fabricação das peças e componentes menores, assim como a limitação de resistência encontrado na rigidez nas placas de ligação entre os perfis da ligação do tipo “K”.

No modelo de ensaio 01 propõe-se verificar o comportamento estrutural mais simplificado de projeto, com travamento simétrico e sem restrição ou contenção lateral nos nós aparentemente mais carregados e predispostos ao colapso estrutural.

O plano de contraventamento no formato métrico, equiparar-se com a concepção estrutural escolhida para o projeto de fabricação da treliça pelos projetistas estruturais para garantir homogeneidade na distribuição dos esforços.

O modelo estrutural analisado no ensaio experimental 01 apresentou ruína caracterizada por flambagem lateral, e neste caso em somente um dos banzos superiores comprimidos, especificamente na placa de ligação do meio do vão do banzo superior (A), ilustrado na Figura 132. Neste ensaio experimental foi observado

um comportamento bem definido da fase elástica de carregamento, assim quanto da fase plástica que apresentou uma carga crítica de colapso no somatório das células de carga de 1.020,29 kN e um deslocamento translacional vertical máximo, aferido no meio do vão pelos LVDT's, de 30,97 mm em função da variação do carregamento adicional.

Conforme identificado no gráfico da Figura 133, é possível constatar o comportamento físico tanto da fase elástica quanto da fase plástica bem representados qualitativamente, observando a variação linear e não linear das cargas aplicadas estaticamente em função das curvas associadas aos deslocamentos translacionais verticais, mostrados individualmente em cada célula de carga, assim como o acondicionamento das células fora mostrado na ilustração da Figura 17, onde as células 14, 15 e 25 são do modelo GEFRAN [67] e a célula 17 do modelo KYOWA [69].

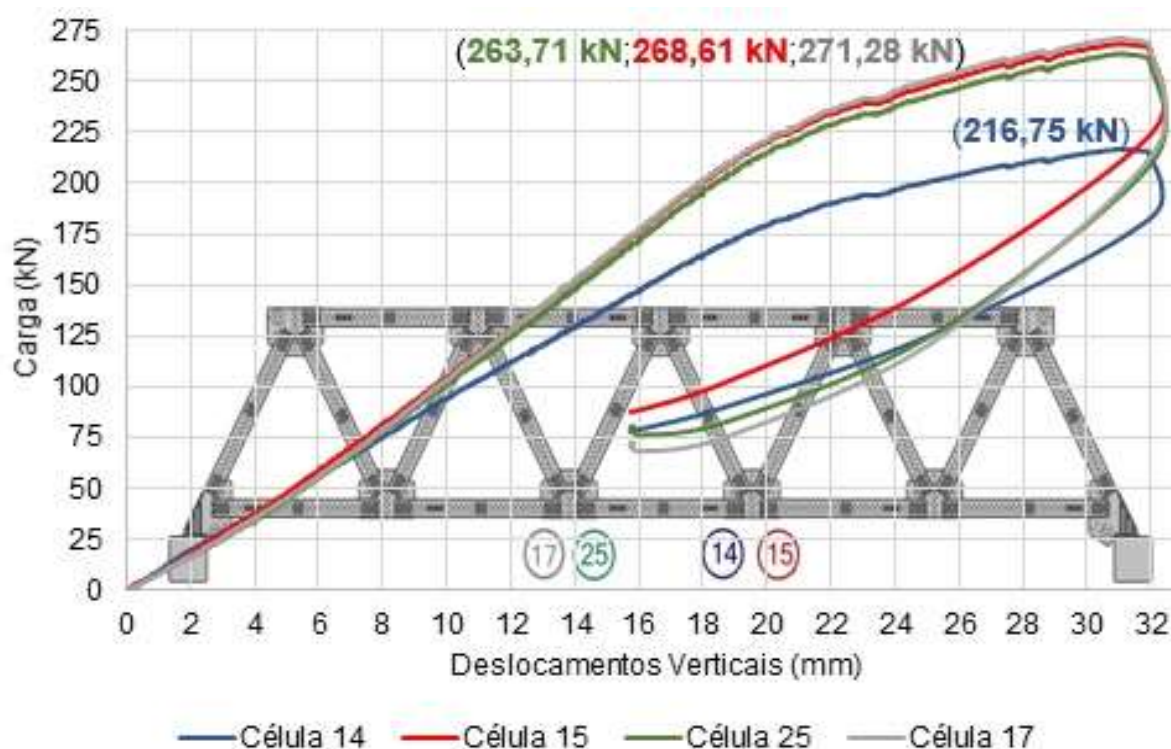


Figura 133 – Ensaio 01: carga *versus* deslocamento vertical por célula

Em um ensaio de grande porte, como este realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC), os mecanismos de aferição são muito importantes e a redundância na aquisição dos dados acarreta segurança e qualidade aos resultados adquiridos. Como é observado, as células de carga na sua maioria apresentam medições quantitativamente próximas, que mostra uma

distribuição homogênea nos carregamentos e conseqüentemente proporciona simetria nas absorções dessas cargas. Qualitativamente as curvas são muito bem expostas e representam perfeitamente o comportamento esperado, corroborando com a eficácia dos ensaios e a qualidade dos dados obtidos.

Basicamente, observa-se uma variação linear dos valores máximos dos deslocamentos no regime elástico em todas as aferições das células de carga, posteriormente um decaimento visível ao fim do regime elástico, ocorrendo o aparecimento de uma curva com um acréscimo considerável de carregamento que tem o seu início do declínio a partir da carga de colapso da estrutura com o esgotamento da capacidade resistente, culminado com a deformação plástica do nó central do banzo superior.

O modo de ruína associado ao ensaio experimental realizado é apresentado na Figura 134 e na Figura 135, deste modo, pode-se verificar a flambagem lateral no banzo superior do modelo e especificamente a ruína na placa de ligação no meio do vão em um dos lados do banzo superior. Os perfis utilizados na montagem do sistema estrutural estudado, são formados por perfis do grupo 02, com uma contenção relativa entre os perfis duplo “U”.

Assim como verificado em todos os ensaios anteriores, todos os ensaios dos sistemas treliçados envolvem uma cadência de aplicação dos carregamentos, para o projeto em estudo existe uma cadência de deslocamentos verticais de 2 mm/min. A

Tabela 15 mostra a evolução dos deslocamentos verticais ao longo do carregamento aplicado no banzo inferior da estrutura.



Figura 134 – Ensaio 01: modo de ruína



Figura 135 – Ensaio 01: detalhe do modo de ruína

Tabela 15 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento vertical no ensaio 01

Carga (kN)		Deslocamentos verticais (mm)
100		2,85
200		5,41
300		7,71
400		9,97
500		12,20
600		14,45
700		16,64
800		19,03
900		22,56
1000		29,16
Limites	(mm)	30,97
	(kN)	1.020,29

No que diz respeito à verificação do comportamento estrutural do modelo de ensaio 01, o gráfico da Figura 136 mostra os deslocamentos laterais com grandezas de deslocamentos diferenciais dos dois banzos superiores. Essas medições redundantes são importantes para analisar especificamente o comportamento global da estrutura, caracterizando e corroborando a flambagem lateral de um dos banzos superiores e mostrando uma reciprocidade estrutural, pois o modelo estrutural não possui restrição lateral relativa no meio do vão.

A transferência dos esforços das vigas dos banzos superiores através das ligações no início da flambagem é proporcional a rigidez das diagonais e do nó a quem estes perfis estão ligados. A caracterização do sentido do deslocamento é referente as pequenas imperfeições geométricas encontradas na fabricação e montagem dos componentes, este sentido apresentava variação com deslocamentos muito pequenos nos primeiros dados de carregamento e fica claro que com carregamentos a partir de 100 kN o deslocamento lateral fica definido. A Figura 136 ilustra a medições de deslocamento lateral, especificamente na placa de ligação aonde ocorreu o colapso estrutural e a Tabela 16, mostra a evolução dos deslocamentos laterais ao transcorrer do carregamento.

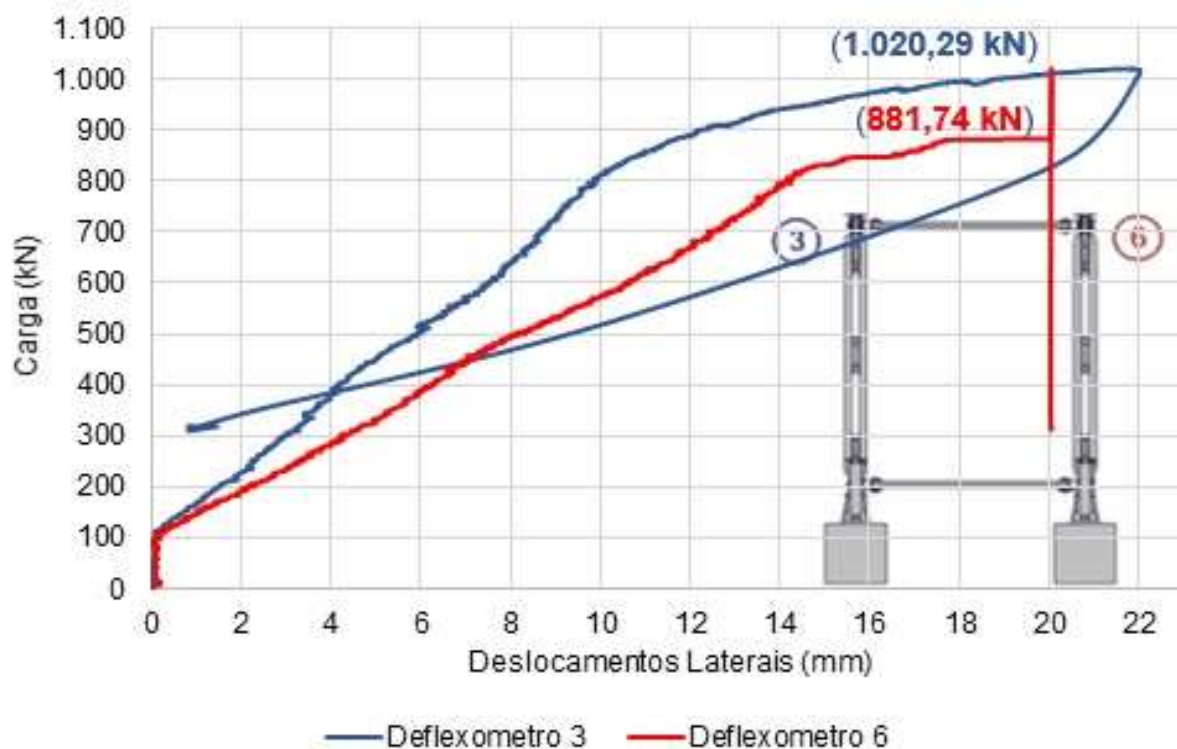


Figura 136 – Ensaio 01: carga *versus* deslocamento lateral

Tabela 16 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento lateral no ensaio 01

Carga (kN)	Deslocamentos laterais (mm)		
	Deflexômetro 03	Deflexômetro 06	
100	0,05	0,17	
200	1,52	2,19	
300	2,93	4,27	
400	4,18	6,22	
500	5,90	8,31	
600	7,49	10,57	
700	8,68	12,46	
800	9,93	14,14	
900	12,22	20,05	
1000	18,95	-	
Limites	(mm)	21,57	20,05
	(KN)	1.020,29	881,74

Os deslocamentos laterais mostrados na Figura 136 apresentam um comportamento predominantemente linear até próximo ao fim do regime elástico da estrutura, apresentando uma leve curvatura característica de um regime plástico até o seu colapso abrupto, caracterizado através da ruína específica da placa de ligação do banzo superior com um carregamento vertical limite de 1.020,29 kN e um deslocamento lateral máximo de 20,82 mm. Embora as treliças sejam rígidas em seu plano de carregamento, elas possuem pouca rigidez lateral e a característica de contraventamento de combate ao deslocamento lateral adotada no ensaio experimental 01 permite um deslocamento lateral livre de qualquer contenção lateral relativa ou nodal. A Figura 137 e Figura 138 ilustram o posicionamentos dos transdutores de deslocamento horizontal e vertical nos perfis dos banzos, correspondentemente.

Em seguida, a Figura 139 apresenta o gráfico de tensão no banzo inferior em função do deslocamento vertical e a Tabela 17 mostra a evolução da tensão ao transcorrer do carregamento que provoca o deslocamento translacional vertical, essa tensão foi obtida através de extensômetros elétricos lineares (*strain gages*) colocados em pares nas mesas dos banzos superiores e inferiores dos perfis do tipo “U” localizado no banzo inferior da treliça estudada. Esta medida visa garantir uma redundância nos dados e investigar a possibilidade de alguma torção local nos perfis duplos do tipo “U” ou uma diferença de tensão dos sensores posicionados no banzo inferior esquerdo para os sensores dispostos no banzo inferior direito, caracterizando uma torção global da estrutura.



Figura 137 – Ensaio 01: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior

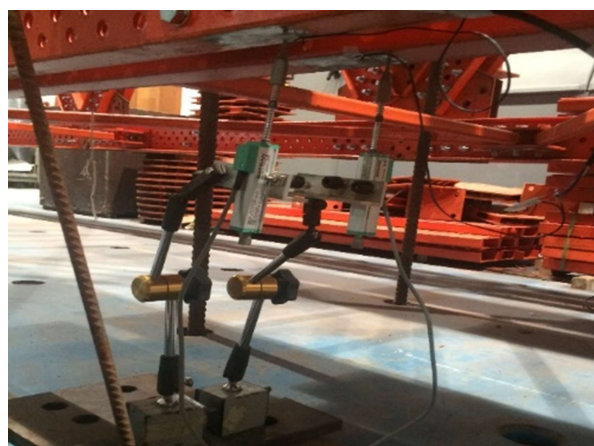


Figura 138 – Ensaio 01: transdutor de deslocamentos verticais do banzo inferior

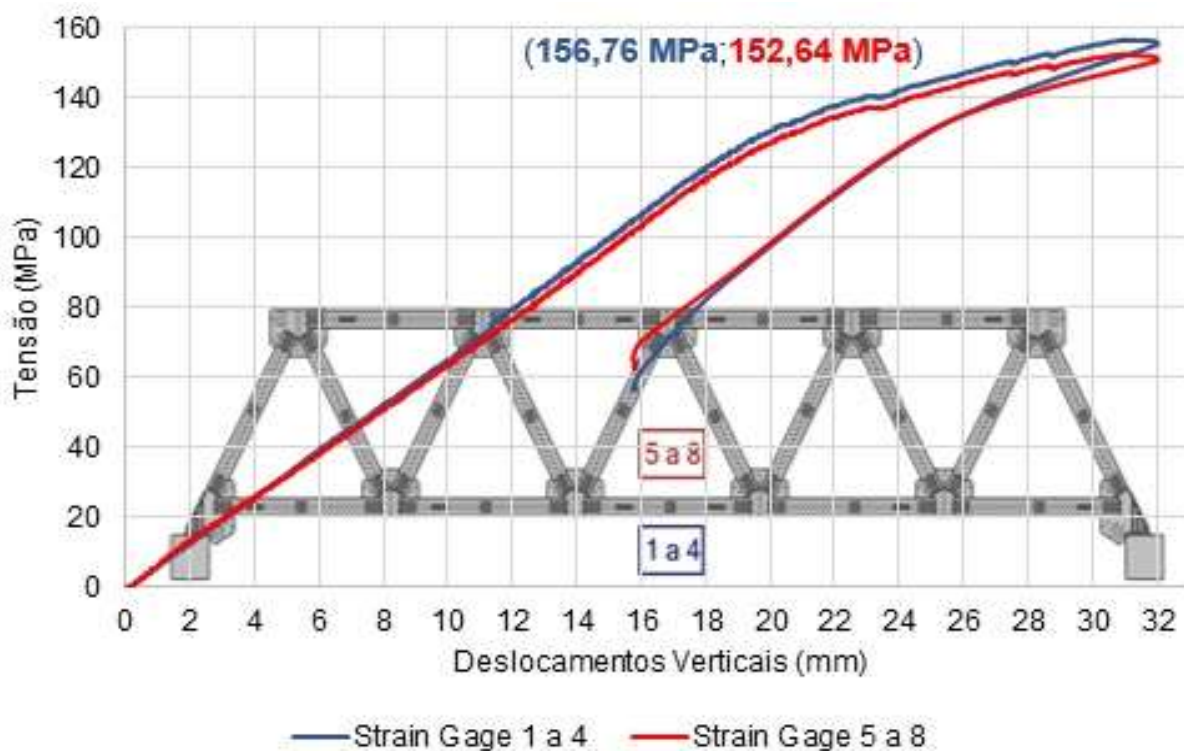


Figura 139 – Ensaio 01: tensão *versus* deslocamento vertical

As tensões máximas encontradas nos banzos inferiores, medidas através dos deslocamentos dos *strain gages* e do módulo de elasticidade de projeto, são inferiores as tensões de escoamento de projeto encontradas nos perfis do tipo U, padrão ASTM A36 de 250 MPa, evidenciando a estabilidade estrutural da treliça. A utilização dos *strain gages*, colaborou para ressaltar que o sistema treliçado não apresentou nenhuma torção nos banzos inferiores.

Tabela 17 – Tensão versus deslocamento vertical no ensaio 01

Tensão (MPa)	Deslocamentos verticais (mm)	
20	3,07	
40	6,18	
60	9,33	
80	12,30	
100	15,22	
120	18,22	
140	23,88	
Limites	(mm)	30,95
	(MPa)	154,68

4.3. Estudo do comportamento estrutural da treliça 02

O modelo estrutural investigado é ilustrado na Figura 140, sendo formado pelo mesmo sistema treliçado espacial de vão livre de 10 m com espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5m (C). O banzo superior (A) apresenta uma distribuição de travessa, projetados para contenção lateral relativa em relação ao ponto destravado adjacente de maneira diferenciada com relação ao modelo de ensaio 01. Ainda neste modelo, todas as diagonais horizontais denominadas DG VT SM 2,00 x 1,50 m são utilizadas nos trechos mais extremos dos pares de banzos devido a menor influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto, também apresentam sua maior utilização nos banzos inferiores, sujeitos exclusivamente à tração.

As diagonais horizontais denominadas DG VT SM 1,00 x 1,50 m, possuem a mesma função básica, contudo são prioritariamente utilizadas no trecho central da treliça, com exceção neste modelo ao qual foi incluído uma travessa unindo as duas placas de ligação localizadas no centro da treliça, sendo o trecho de maior concentração de esforços do banzo superior e devido a necessidade de diminuir o comprimento lateral destravado do perfil duplo “U” e a maior influência da flambagem lateral por torção induzida através da flexão do conjunto.

O projeto executivo de montagem foi concebido com base nos resultados de ruína encontrados no modelo experimental 01. Este modelo possui a inclusão de uma travessa TR SM 1,50 m (C), deliberadamente colocada no centro do banzo superior (A), especificamente na chapa de ligação (B) que apresentou a ruína em um dos banzos no modelo de ensaio 01. Esta ligação é feita através da fixação dos conectores diagonais fixados a chapa de ligação (B) com 3 parafusos M20 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8 (D). A ligação da travessa com o conector diagonal é feita com os pinos de engate rápido de diâmetro de 20 mm. O posicionamento de montagem das demais travessas e diagonais é exemplificado na ilustração da Figura 140, que mantêm a distribuição uniforme e simétrica da repartição das travessas e diagonais horizontais dos banzos superiores e inferiores.

A união relativa das chapas de ligação tem a tendência natural de projeto que visa a fazer a contenção lateral relativa nos nós das treliças e pórticos espaciais, esta ligação é única e restrita a esse ensaio e especificamente realizada no eixo central do banzo superior.

Como mencionado anteriormente, normalmente as ações impostas às treliças espaciais são transmitidas entre os elementos dos banzos e diagonais através de nós rotulados. Estes nós possuem contenção lateral relativa ou nodal, como o modelo estrutural 02, que possui uma ligação com rigidez característica de contenção lateral relativa, ligando os dois banzos superiores exatamente no nó mais solicitado. Esta medida visa compreender e elucidar o funcionamento da estrutura conforme a ligação ou nó é trabalhada.

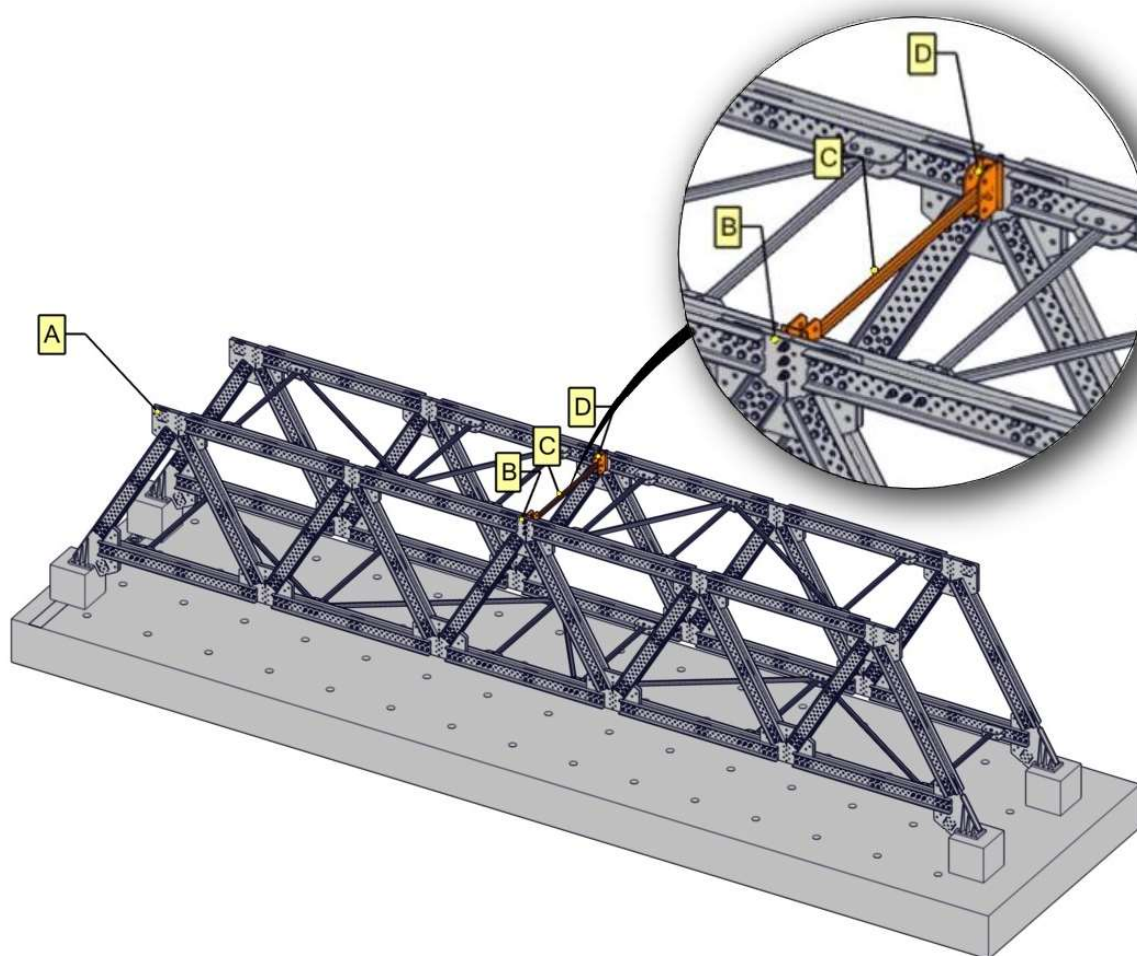


Figura 140 – Modelo estrutural de ensaio 02

O pórtico espacial treliçado ilustrado na Figura 140 possui um comportamento estrutural de colapso nos elementos comprimidos contidos nos banzos superiores, por instabilidade ou resistência última à compressão. A estabilidade dos perfis comprimidos do banzo superior é afetada diretamente através das contenções *relativas impostas no modelo experimental estudado, assim como a limitação de resistência encontrado na rigidez nas placas de ligação entre os perfis da ligação do tipo “K” formados pelos duplos perfis do tipo “U”.

No modelo de ensaio experimental 02 propor-se verificar o comportamento estrutural de um sistema treliçado mais sofisticado de projeto, este não se diferencia pelo travamento longitudinal simétrico do modelo, mas através da restrição transversal ou contenção lateral dos nós aparentemente mais carregados e predispostos ao colapso estrutural encontrado no modelo experimental ensaiado anteriormente.

O plano de contraventamento no formato métrico é mantido até a contenção relativa no banzo superior no meio do vão, equiparando-se com a concepção estrutural inicial escolhida para o projeto de fabricação da treliça, e exemplificada no modelo experimental 01. Contudo o formato de padronização básico apresentado no modelo experimental 01 é alterado com a inclusão da travessa central para um melhor entendimento do comportamento estrutural de colapso da estrutura, sem alterar ou minimizar a homogeneidade na distribuição dos esforços nos banzos superiores e inferiores da treliça.

Através das modificações de travamento relativo implementadas a partir das análises de ruína do modelo experimental 01, conforme analisado o modelo estrutural analisado apresentou colapso caracterizado por flambagem lateral nos dois banzos superiores comprimidos, especificamente na placa de ligação do meio do vão do banzo superior (A), este colapso é ilustrado na Figura 140. Neste ensaio experimental, como no ensaio anterior foi observado um comportamento bem definido da fase elástica de carregamento, assim quanto da fase plástica que apresentou uma carga crítica de colapso no somatório das células de carga na ordem de 830,45 kN e um deslocamento translacional vertical máximo, aferido no meio do vão pelos LVDT's, de 30,18 mm em função da variação do carregamento adicional.

Conforme identificado no gráfico da Figura 141, é possível constatar o comportamento físico tanto da fase elástica quanto da fase plástica do equipamento bem representados qualitativamente, observando a variação linear e não linear das cargas aplicadas estaticamente em função das curvas associadas aos deslocamentos translacionais verticais, mostrados individualmente em cada célula de carga, assim como o acondicionamento das células na estrutura fora mostrado na ilustração da Figura 17, onde as células 14, 15 e 25 são do modelo GEFran [67] e a célula 17.

Como é observado, as células de carga na sua maioria apresentam medições quantitativamente próximas, que mostra uma distribuição homogênea nos carregamentos e conseqüentemente proporciona simetria nas absorções dessas cargas. Qualitativamente as curvas são muito bem expostas e representam perfeitamente o comportamento esperado, corroborando com a eficácia dos dados obtidos.

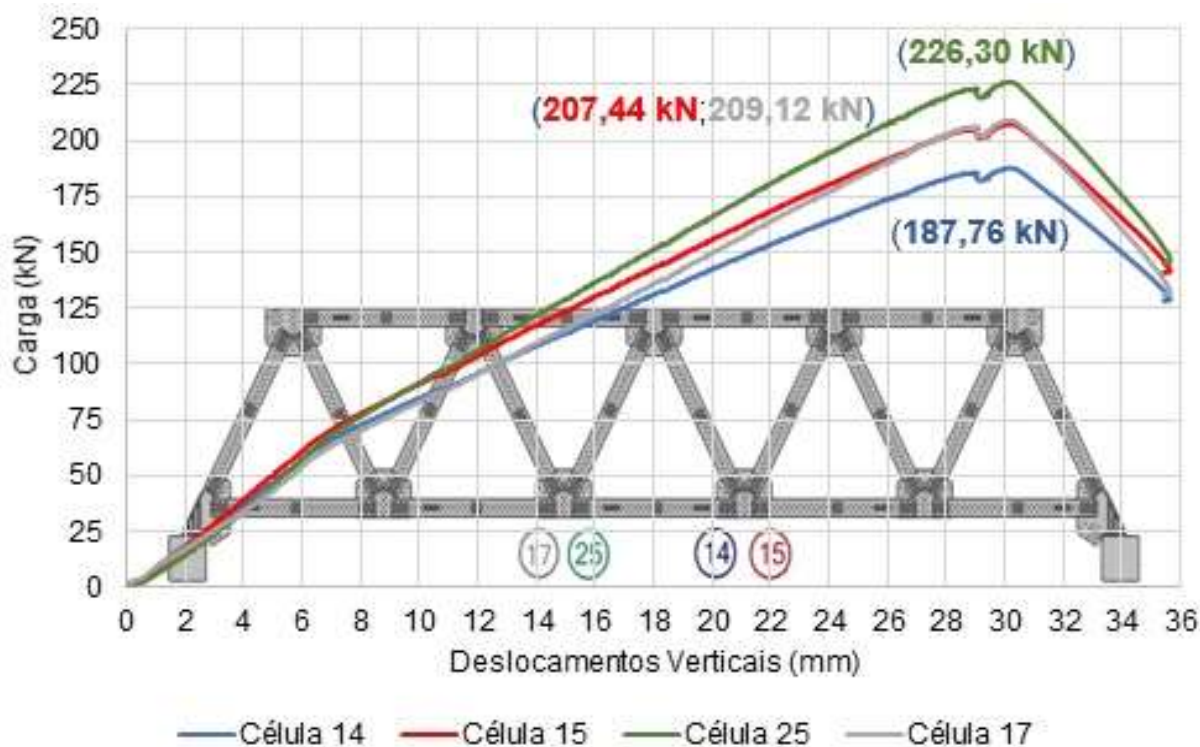


Figura 141 – Ensaio 02: carga *versus* deslocamento vertical por célula

Basicamente, observa-se uma variação linear até o ponto de uma retomada da inclinação, provavelmente devido ao início da contenção relativa da travessa, no regime elástico em todas as aferições das células de carga, posteriormente um decaimento visível ao fim do regime elástico-plástico, seguido de uma instabilidade abrupta, ocorrendo o declínio a partir da carga de colapso da estrutura com o esgotamento da capacidade resistente da estrutura e a deformação plástica do nós centrais do banzo superior.

O modo de ruína associado ao ensaio experimental realizado é apresentado na Figura 142 até a Figura 145, deste modo, pode-se verificar a flambagem lateral nos banzos superiores do modelo e especificamente à ruína na placa de ligação no meio do vão nos dois lados do banzo superior.

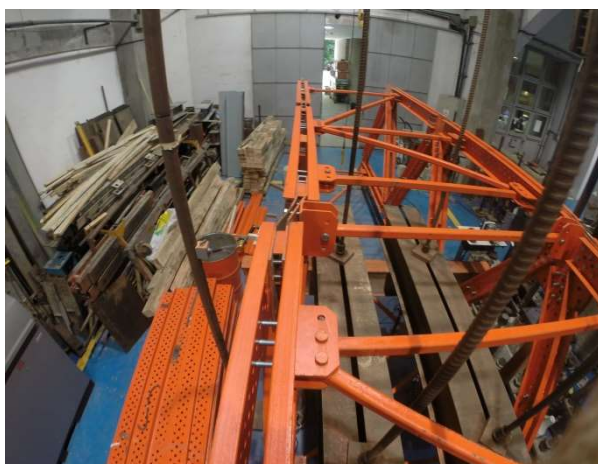


Figura 142 – Ensaio 02: ruína do banzo esquerdo

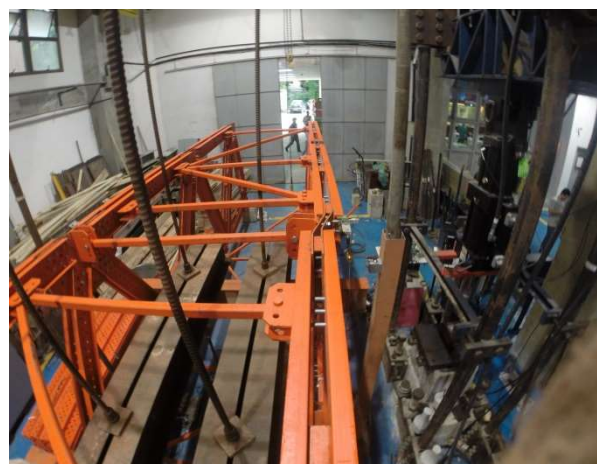


Figura 143 – Ensaio 02: ruína do banzo direito



Figura 144 – Ensaio 02: modo de ruína



Figura 145 – Ensaio 02: detalhe do modo de ruína

A flambagem lateral que causou o colapso estrutural do modelo experimental 02, ocasionou uma flexão nas chapas de ligação (B) localizadas no centro do banzo superior. Tanto o conector diagonal (D) quanto a travessa TR SM 1,50 m (C) ilustrados na montagem da Figura 140 não apresentaram nenhuma deformação plástica, corroborando com o conceito de uma fragilidade na rigidez à flexão das chapas de ligação utilizadas especificamente nos banzos superiores dos modelos experimentais.

Todos os ensaios envolvem uma cadência de deslocamentos verticais de 2 mm/min. A Tabela 18 mostra a evolução dos deslocamentos translacionais verticais ao longo do carregamento aplicado na chapa de ligação do banzo inferior da estrutura treliçada.

Tabela 18 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento vertical no ensaio 02

Carga (kN)		Deslocamentos verticais (mm)
100		2,87
200		5,33
300		8,09
400		11,99
500		15,73
600		19,52
700		23,30
800		27,61
Limites	(mm)	30,18
	(kN)	830,45

No que diz respeito à verificação do comportamento estrutural do modelo de ensaio 02, o gráfico da Figura 146 mostra os deslocamentos laterais com grandezas de deslocamentos bastante próximas nos dois banzos superiores. Essas medições redundantes são importantes para analisar especificamente o comportamento global da estrutura e o sentido de deslocamento, caracterizando e corroborando com a flambagem lateral nos dois banzos superiores e mostrando uma reciprocidade estrutural, pois o modelo estrutural estudado neste ensaio possui uma restrição lateral relativa no meio do vão.

A reciprocidade verificada no gráfico da Figura 146, mostra a eficácia na ligação utilizada com a travessa, formando um conjunto homogêneo. A informação do sentido de deslocamento é referente as pequenas imperfeições geométricas encontradas na fabricação e montagem dos componentes, assim como a configuração de travamento anteriormente explanada. Este sentido de deslocamento não apresenta variação nos primeiros dados de carregamento, diferente do modelo experimental 01 que não possui uma restrição relativa definida. A Figura 146 ilustra as medições de deslocamento lateral, especificamente nas placas de ligação aonde ocorreu o colapso estrutural e a Tabela 19, mostra a evolução dos deslocamentos laterais ao transcorrer do carregamento.

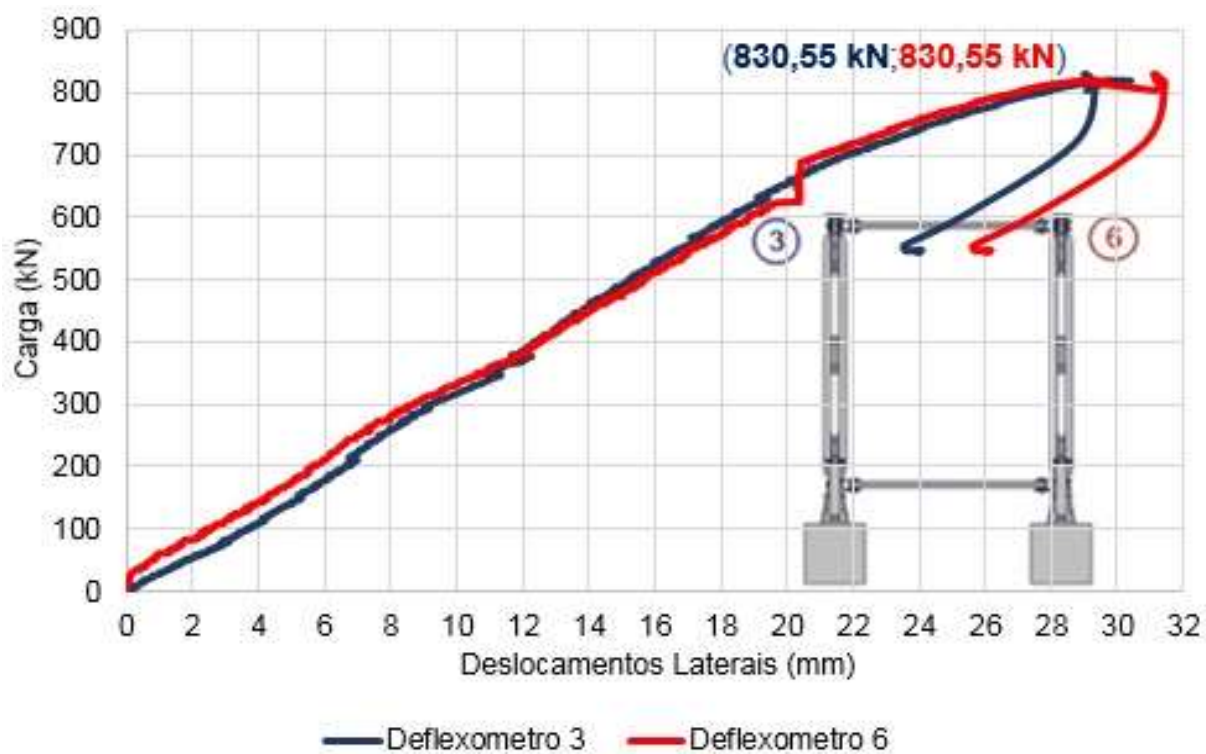


Figura 146 – Ensaio 02: carga *versus* deslocamento lateral

Tabela 19 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento lateral no ensaio 02

Carga (kN)	Deslocamentos laterais (mm)		
	Deflexômetro 03	Deflexômetro 06	
100	3,65	2,48	
200	6,63	5,59	
300	9,13	8,66	
400	12,38	12,46	
500	15,33	15,68	
600	18,25	18,81	
700	21,80	21,00	
800	27,74	26,94	
Limites	(mm)	29,19	31,13
	(kN)	830,55	830,55

Os deslocamentos laterais mostrados na Figura 146, apresentam um comportamento predominantemente linear até próximo ao fim do regime plástico da estrutura, apresentando uma abrupta instabilidade caracterizado através da ruína especificamente da placa de ligação do banzo superior com um carregamento vertical limite de 830,45 kN e um deslocamento lateral máximo de 30,10 mm. Esta configuração de contenção nodal relativa, garante que os banzos superiores sujeitos à compressão trabalhem com o mesmo sentido de deslocamento, compensando pequenas imperfeições geométricas ou excentricidades de carregamento na estrutura. A Figura 147 e Figura 148 ilustram o posicionamentos dos transdutores de deslocamento horizontais GEFRAN [68] na estrutura indeformada e deformada, respectivamente.

Em seguida, a Figura 149 apresenta o gráfico de tensão no banzo inferior em função do deslocamento vertical e a Tabela 20 mostra a evolução da tensão. Essa tensão foi obtida através de extensômetros elétricos lineares (*strain gages*) colocados em pares nas mesas dos banzos superiores e inferiores dos perfis do tipo “U” localizado no banzo inferior da treliça estudada. Esta medida visa garantir uma redundância nos dados e investigar a possibilidade de alguma torção local nos perfis duplos do tipo “U” ou uma diferença de tensão dos sensores posicionados no banzo inferior esquerdo para os sensores dispostos no banzo inferior direito, caracterizando uma torção global da estrutura.

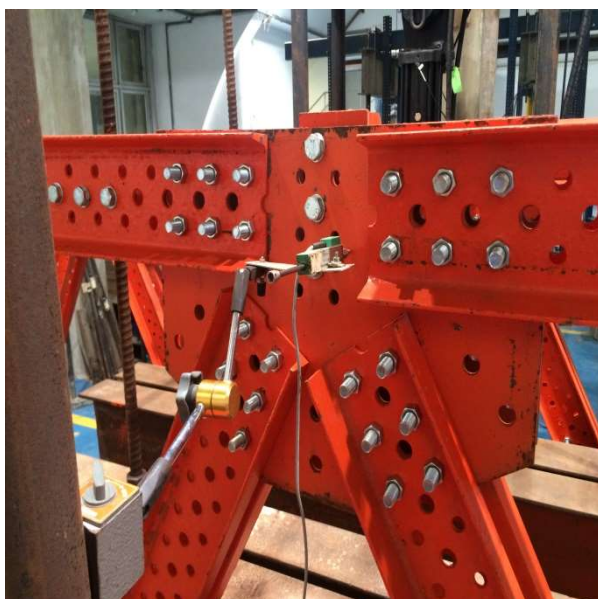


Figura 147 – Ensaio 02: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura indeformada



Figura 148 – Ensaio 02: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura deformada

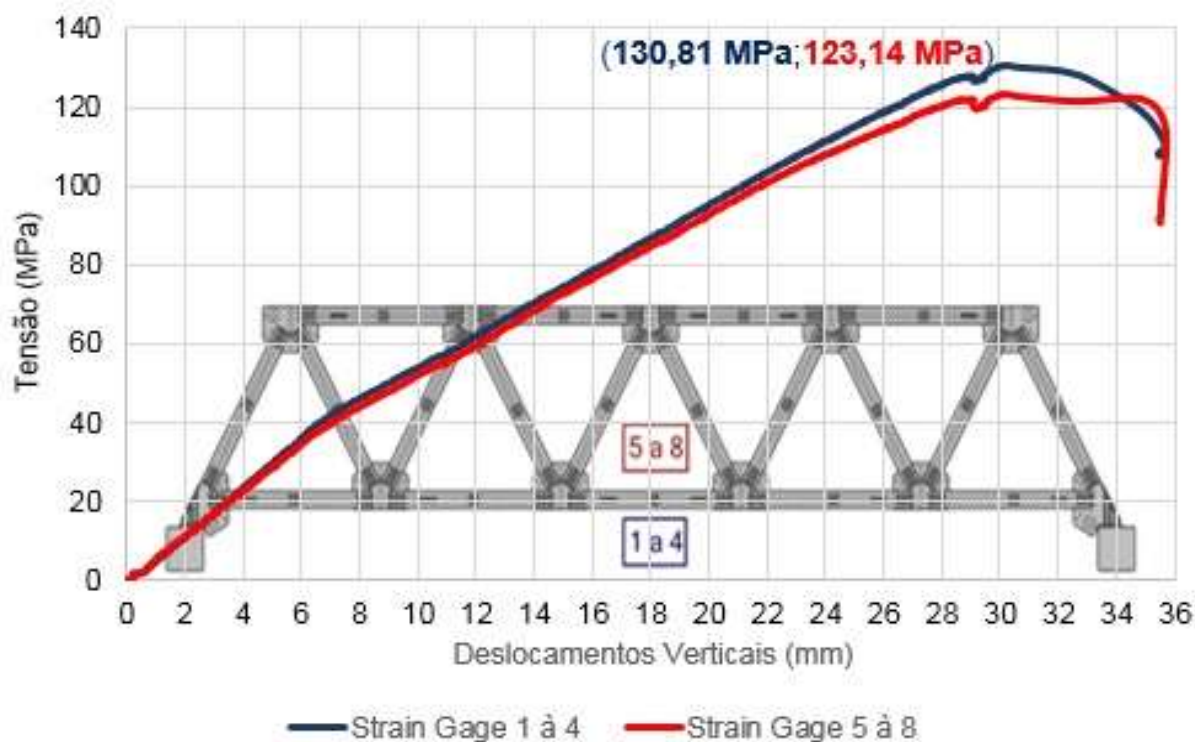


Figura 149 – Ensaio 02: tensão *versus* deslocamento vertical

As tensões máximas encontradas nos banzos inferiores, medidas através dos *strain gages*, são inferiores às tensões de escoamento de projeto encontradas nos perfis do tipo U, padrão ASTM A36 de 250 MPa.

Tabela 20 – Tensão versus deslocamento vertical no ensaio 02

Tensão (MPa)	Deslocamentos verticais (mm)	
20	3,07	
40	6,18	
60	9,33	
80	12,30	
100	15,22	
120	18,22	
140	23,88	
Limites	(mm)	30,18
	(MPa)	126,96

4.4. Estudo do comportamento estrutural da treliça 03

O último modelo estrutural do sistema treliçado espacial estudado ao decorrer desta tese é ilustrado na Figura 151. O modelo experimental 03 possui a mesma estrutura básica de ensaio do modelo experimental 01. Esta estrutura é composta de um pórtico espacial treliçado de vão livre entre apoios de 10 m e espaçamento transversal entre as linhas de treliças de 1,5m. As distribuições das travessas e diagonais horizontais, fabricados para contenção lateral relativa dos banzos superiores e inferiores, são precisamente iguais, seja qualitativamente e quantitativamente ao modelo experimental 01, contudo especificamente neste modelo experimental é incluído um reforço estrutural (B) em aço ASTM A36 na placa de ligação localizada no centro do banzo superior (A), conforme detalhes das peças na Figura 150.

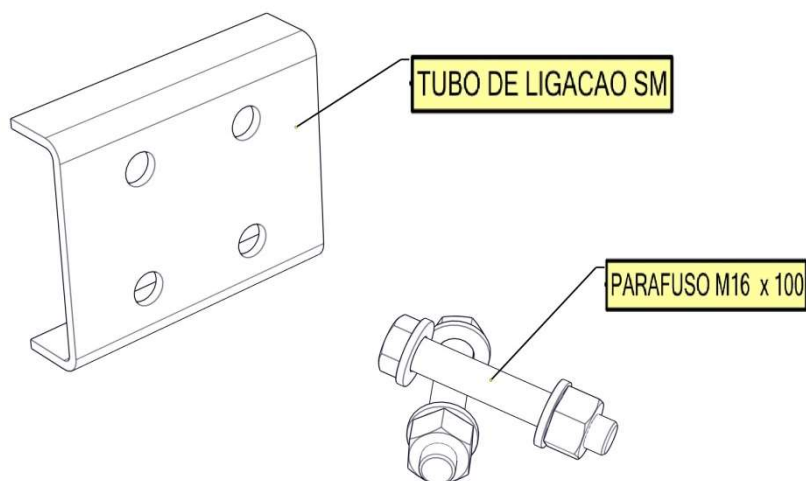


Figura 150 – Reforço empregado do modelo 03

Conforme verificado, o modelo estrutural analisado no ensaio experimental 01, apresentou ruína caracterizada por flambagem lateral, e neste caso em somente um dos banzos superiores comprimidos, especificamente na placa de ligação do meio do vão do banzo superior. O modelo estrutural analisado no ensaio experimental 02 apresentou colapso caracterizado por flambagem lateral nos dois banzos superiores comprimidos, especificamente na placa de ligação do meio do vão do banzo superior devido à inclusão da contenção relativa da travessa central fixada na placa de ligação. O modelo experimental 03 possui o reforço (B) da placa de ligação detalhado na Figura 150 e posicionado exclusivamente na placa de ligação localizada no banzo superior (A) do vão central da treliça, conforme mostrado na Figura 151.

Com os resultados dos colapsos estruturais dos modelos experimentais estudados: modelos 01 e 02, a sugestão de reforço da placa de ligação foi intuitiva e visava mais uma vez elucidar a evolução do comportamento estrutural do pórtico treliçado, visto que nos experimentos anteriores a placa de ligação se apresentou como um ponto de frágil da estrutura global. O modelo de ensaio 01 apresentou colapso neste ponto e não possuía uma contenção relativa no nó específico. O modelo de ensaio 02 já possuía a contenção relativa no nó e também apresentou o seu colapso característico na mesma peça e local.

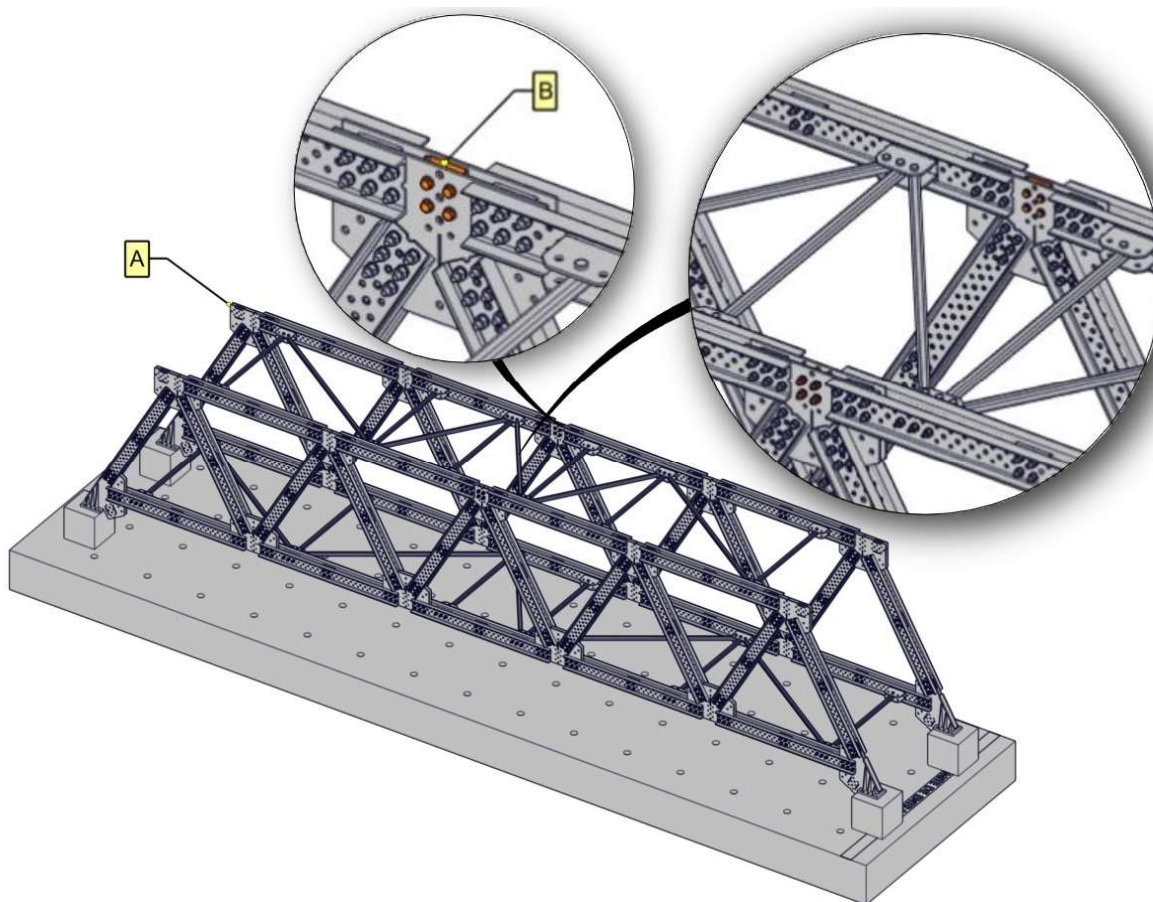


Figura 151 – Modelo estrutural de ensaio 03

O reforço estrutural proposto, basicamente é composto pelo corte de dois tubos retangulares de 50 x 100 mm também confeccionados em aço carbono ASTM A36, primeiramente utilizados no gabarito de espaçamento e fixação dos perfis duplos do tipo “U”, conforme detalhado no item numerado 2.2.1 desta tese. Esta nova adaptação forma um perfil do tipo “C” com 330 mm de aba, que é fixado à placa de ligação através do conjunto de 4 (quatro) parafusos de alta resistência M16 x 100 mm ISO 4016, classe 8.8.

No modelo de ensaio experimental 03 foi proposto um retorno a configuração de travamento inicial de projeto apresentado no modelo experimental 01, aonde o diferencial não é definido pelo tipo de travamento longitudinal relativo utilizado, como verificado no modelo experimental 02, mas pelo aumento da rigidez à flexão no eixo de menor inércia da peça que se apresentava como limitante na instabilidade global da estrutura estudada. A modificação geométrica da peça, apresentou excelente funcionalidade e atendeu aos quesitos de aumento na rigidez para o melhor estudo do caso.

Através das modificações estruturais implementadas e a partir das análises de ruína do modelo experimental 03 é possível observar que o modelo estrutural analisado apresentou colapso caracterizado por flambagem lateral em um dos banzos superiores comprimidos, exatamente como fora verificado no primeiro modelo experimental, com tudo este colapso aconteceu especificamente na placa de ligação no vão imediatamente após o meio da treliça. Este ponto a onde ocorreu o colapso estrutural não recebeu o acréscimo de rigidez que foi implementado na placa de ligação do trecho de vão central, tornando-se o novo ponto de fragilidade da estrutura.

Propositalmente os demais nós superiores adjacentes e comprimidos não receberam a rigidez adicional, pois a intenção específica deste ensaio era de verificar a fragilidade global da estrutura com o acréscimo de rigidez no trecho central, tornando-se o novo ponto de fragilidade da estrutura. Neste ensaio experimental, como nos anteriores, foram observados comportamentos bem definidos da fase elástica de carregamento, assim como da fase plástica que apresentou uma carga crítica de colapso no somatório das células de carga de aproximadamente 935,03 kN e um deslocamento translacional vertical máximo, aferido no meio do vão pelos LVDT's, de 27,66 mm em função da variação do carregamento adicional.

Conforme identificado no gráfico da Figura 152, também é possível constatar o comportamento físico tanto da fase elástica quanto da fase plástica do equipamento bem representados qualitativamente, observando a variação linear das cargas aplicadas estaticamente em função das curvas associadas aos deslocamentos translacionais verticais medidos através de LVDT's posicionados no meio do vão da estrutura, mostrados nos gráficos de carga *versus* deslocamento individualmente em cada célula de carga.

Cabe destacar que as células de carga, na sua maioria, apresentam medições quantitativamente próximas, que mostra uma distribuição nos carregamentos e conseqüentemente proporciona simetria nas absorções dessas cargas. Qualitativamente as curvas são muito bem expostas e representam perfeitamente o comportamento esperado, corroborando com a eficácia dos dados obtidos.

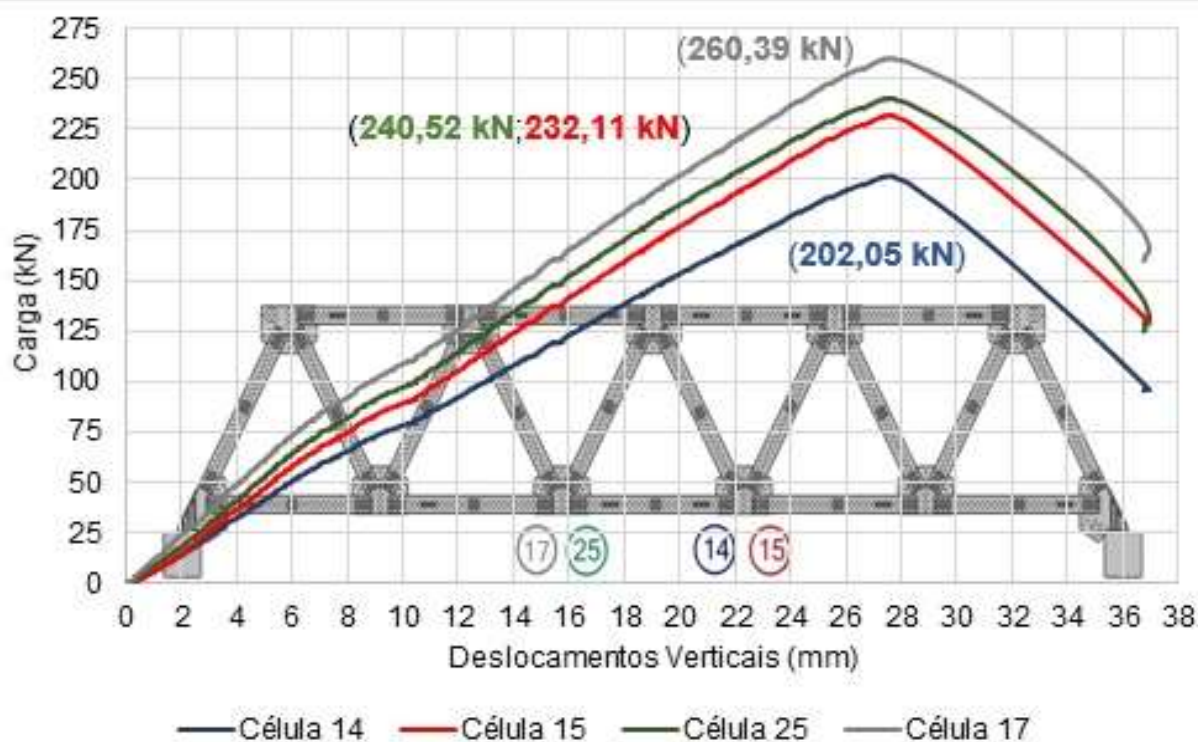


Figura 152 – Ensaio 03: carga versus deslocamento vertical por célula

Basicamente, observa-se uma variação linear até o ponto de uma retomada da inclinação bastante suave, diferenciada dos demais ensaios experimentais, no regime elástico em todas as aferições das células de carga, posteriormente um decaimento visível ao fim do regime elástico-plástico, seguido de uma instabilidade abrupta, ocorrendo o declínio a partir da carga de colapso da estrutura com o esgotamento da capacidade resistente da estrutura com a deformação plástica dos nós centrais do banzo superior.

O modo de ruína associado ao ensaio experimental realizado é apresentado na Figura 153 até a Figura 156, deste modo, pode-se verificar a flambagem lateral nos banzos superiores do modelo e especificamente a ruína na placa de ligação no vão imediatamente após o meio do vão do banzo superior.



Figura 153 – Ensaio 03: ruína do banzo esquerdo



Figura 154 – Ensaio 03: detalhe da ruína do banzo direito

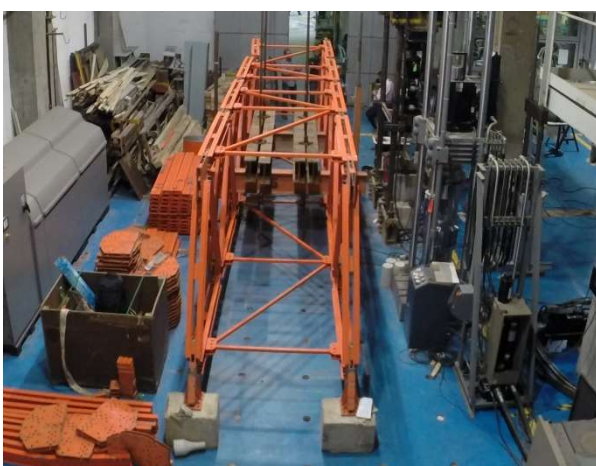


Figura 155 – Ensaio 03: modo de ruína

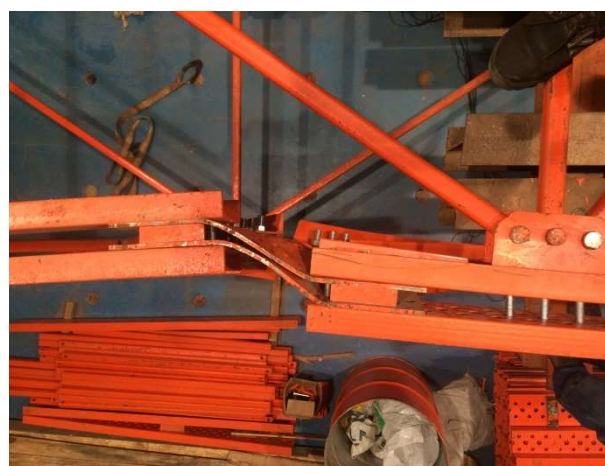


Figura 156 – Ensaio 03: detalhe do modo de ruína

A flambagem lateral que causou o colapso estrutural do modelo experimental 03, ocasionou uma flexão da chapa de ligação localizada imediatamente após o centro do banzo superior submetido à compressão, corroborando com o conceito de uma fragilidade na rigidez à flexão das chapas de ligação utilizadas especificamente nos banzos superiores dos modelos experimentais. Após o reforço aplicado nas placas do centro da treliça, essa fragilidade acompanhou a placa de ligação imediatamente após o centro mais carregado.

Todos os ensaios envolvem uma cadência de deslocamentos verticais de 2 mm/min. A Tabela 21 mostra a evolução dos deslocamentos translacionais verticais ao longo do carregamento aplicado na chapa de ligação do banzo inferior da estrutura treliçada.

Tabela 21 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento vertical no ensaio 03

Carga (kN)		Deslocamentos verticais (mm)
100		2,75
200		5,00
300		7,57
400		10,87
500		13,64
600		15,52
700		19,41
800		22,53
900		25,88
Limites	(mm)	27,66
	(kN)	935,03

No que diz respeito à verificação do comportamento estrutural do modelo de ensaio 03, o gráfico da Figura 157 mostra os deslocamentos laterais com grandezas de deslocamentos bastante próximas nos dois banzos superiores, especificamente o lado aonde ocorreu o colapso na placa de ligação apresentou deslocamentos laterais sempre maiores ao lado paralelo. Essas medições redundantes são importantes para analisar especificamente o comportamento global da estrutura e o sentido de deslocamento, caracterizando e corroborando com a flambagem lateral de um banzo superior e mostrando uma reciprocidade estrutural.

A reciprocidade verificada no gráfico da Figura 157, mostra a eficácia na rigidez da placa de ligação, formando um conjunto menos suscetível as imperfeições geométricas. Essa sintonia estrutural é diferente da apresentada no modelo de ensaio 02, onde uma contenção relativa era utilizada, forçando um movimento lateral paralelo. O modelo experimental 03 apresenta esta estabilidade lateral devido ao acréscimo de rigidez lateral da placa de ligação. O gráfico da Figura 157 ilustra a medições de deslocamento lateral, especificamente nas placas de ligação imediatamente ao lado aonde ocorreu o colapso estrutural e a Tabela 22, mostra a evolução dos deslocamentos laterais ao transcorrer do carregamento vertical.

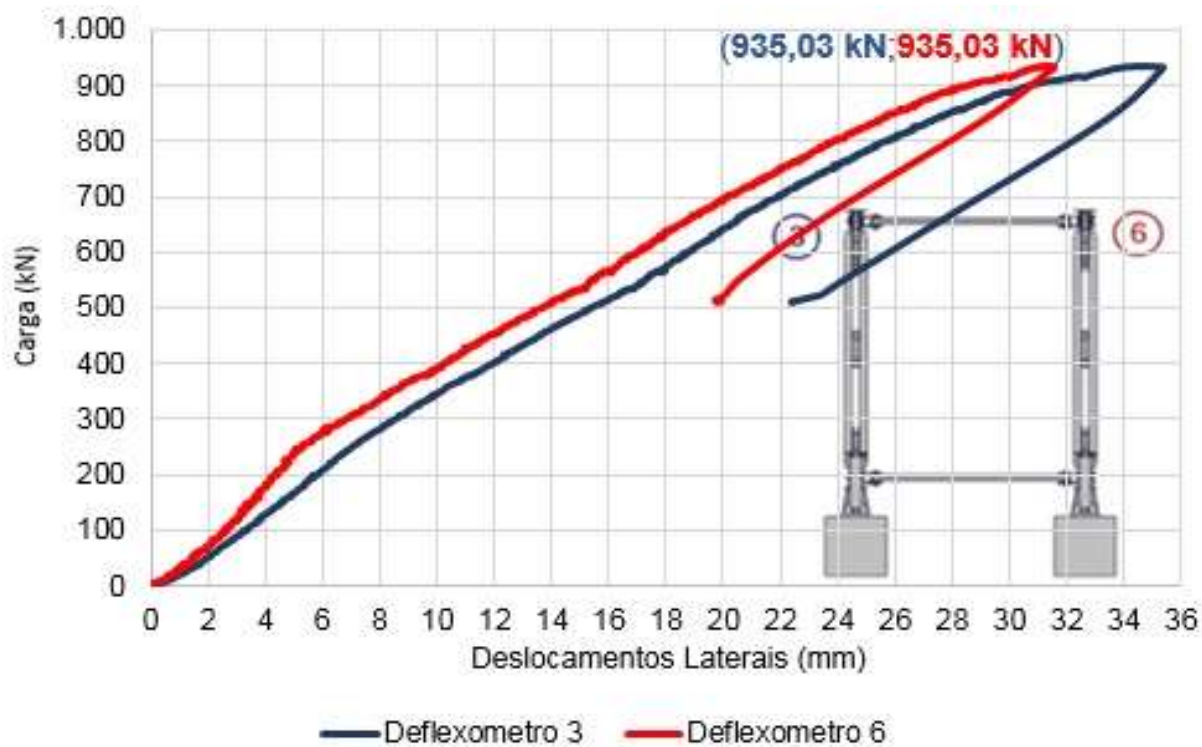


Figura 157 – Ensaio 03: carga *versus* deslocamento lateral

Tabela 22 – Carga aplicada no atuador *versus* deslocamento lateral no ensaio 03

Carga (kN)	Deslocamentos laterais (mm)		
	Deflexômetro 03	Deflexômetro 06	
100	3,34	2,67	
200	5,79	4,37	
300	8,54	6,83	
400	11,96	10,27	
500	15,40	13,70	
600	18,76	17,00	
700	21,97	20,16	
800	25,78	23,90	
900	30,76	28,60	
Limites	(mm)	34,85	31,37
	(kN)	935,05	935,05

Os deslocamentos laterais mostrados no gráfico da Figura 157 apresentam um comportamento predominantemente linear até próximo ao fim do regime plástico da estrutura, apresentando uma abrupta instabilidade caracterizado, através da ruína especificamente da placa de ligação do banzo superior com um carregamento vertical limite de 935,03 kN e um deslocamento lateral máximo de 33,11 mm. Os deslocamentos laterais medidos através dos transdutores de deslocamento são correspondentes ao posicionamento do transdutor posicionado no meio do vão da treliça.

A Figura 158 ilustra o posicionamento do transdutor de deslocamento horizontais GEFTRAN [68] na estrutura indeformada. Em seguida, a Figura 159 apresenta o gráfico de tensão no banzo inferior em função do deslocamento vertical e a Tabela 23 mostra a evolução da tensão. Essa tensão foi obtida através de extensômetros elétricos lineares (*strain gages*) colocados em pares nas mesas dos banzos superiores e inferiores dos perfis do tipo “U” localizado no banzo inferior da treliça estudada. Esta medida visa garantir uma redundância nos dados e investigar a possibilidade de alguma eventual torção local nos perfis duplos do tipo “U” ou uma diferença de tensão dos sensores posicionados no banzo inferior esquerdo para os sensores dispostos no banzo inferior direito, caracterizando uma torção global da estrutura.



Figura 158 – Ensaio 03: transdutor de deslocamentos laterais do banzo superior estrutura indeformada

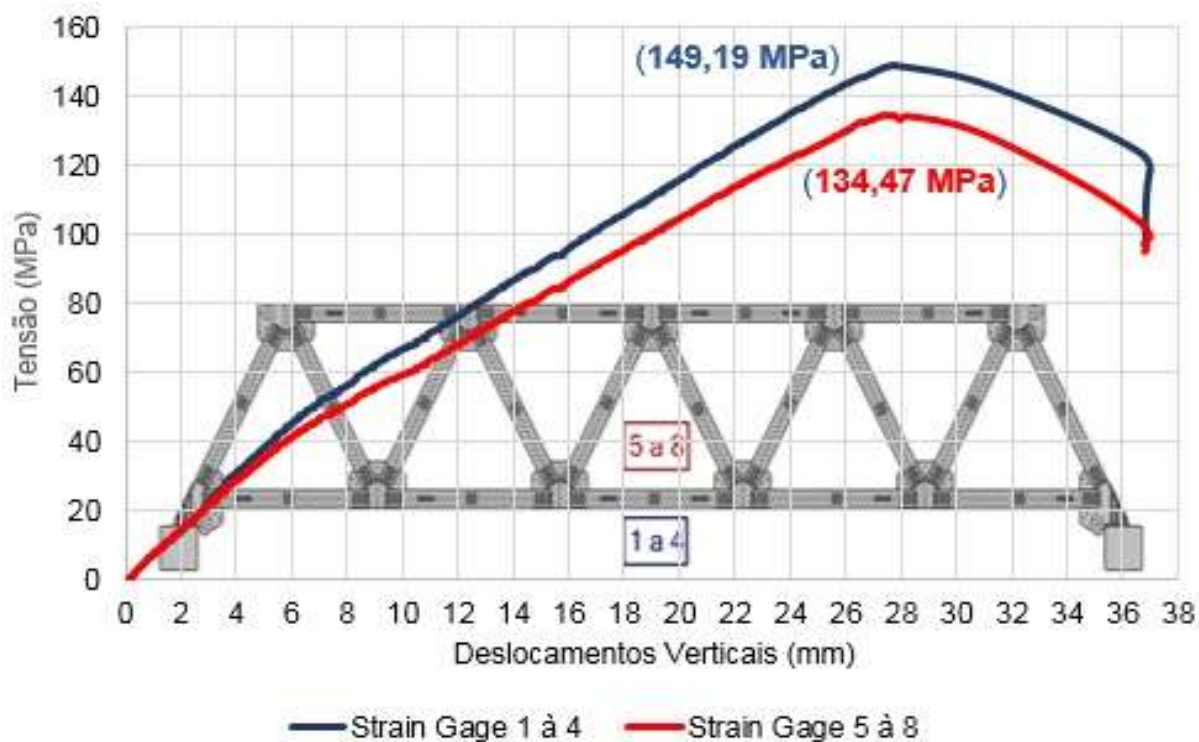


Figura 159 – Ensaio 03: tensão *versus* deslocamento vertical

As tensões máximas encontradas nos banzos inferiores, medidas através dos *strain gages*, são inferiores as tensões de escoamento de projeto encontradas nos perfis do tipo U, padrão ASTM A36 de 250 MPa.

Tabela 23 – Tensão *versus* deslocamento vertical no ensaio 03

Tensão (MPa)	Deslocamentos verticais (mm)	
20	2,80	
40	5,50	
60	9,23	
80	11,64	
100	17,78	
120	22,06	
140	26,91	
Limites	(mm)	27,72
	(MPa)	141,80

4.5. Análise dos resultados em conjunto dos sistemas treliçados investigados

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que os modelos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa foram separados em três estilos diferenciados, com base na consideração do tipo de travamento horizontal e a partir de um acompanhamento sistemático acerca da evolução sobre a resposta da estrutura. Deste modo, cabe ressaltar que a resposta dos modos de ruína encontrados quando da realização do ensaio experimental 01 influenciaram decisivamente no tipo de travamento utilizado no ensaio experimental 02 e, conseqüentemente, tal fato impactou em uma mudança referente à elaboração do ensaio experimental 03, especificamente em relação ao ponto avaliado como sendo frágil ou suscetível à ruína no que tange aos testes experimentais anteriores (ensaios 01 e 02).

Assim sendo, no Ensaio 01 as placas de ligação dos banzos superiores no trecho central da treliça metálica são dispostas sem restrição, podendo se deslocar livremente de maneira a identificar a flambagem local que leva à ruína da placa de ligação e, também, para avaliar o impacto da maior influência da flambagem lateral induzida através da flexão do conjunto. A flambagem e a ruína da placa de ligação podem ser visualizadas nas Figura 134 e na Figura 135.

Em virtude da resposta estrutural encontrada no modelo experimental 01, o trecho central da treliça de aço foi ligado através de uma travessa, com o conector transversal, formando assim a concepção estrutural do ensaio experimental 02. Este travamento contribuiu para que os banzos superiores trabalhassem forçadamente em conjunto, tornando a estrutura previsível no tocante a resposta estrutural dos banzos e, desta forma, solidarizando o comportamento global do sistema estrutural. A flambagem e a ruína das placas de ligação podem verificadas da Figura 142 até a Figura 145.

Com base nos modos de ruína dos ensaios experimentais 01 e 02, por sua vez, o ensaio experimental 03 retomou a concepção estrutural do primeiro modelo experimental, diferenciado pelo acréscimo de rigidez na placa de ligação somente no trecho central do banzo superior da estrutura, fortalecendo o ponto comum de fragilidade mostrado nos dados dos ensaios 01 e 02.

Esta medida objetiva avaliar e comparar os resultados com o ensaio experimental 01, onde o nó era considerado livre para se deslocar relativamente e o

travamento não existia como no modelo experimental de ensaio 02. Como verificado, o modo de ruína também aconteceu na placa de ligação, contudo, desta vez a placa enrijecida do trecho central não apresentou colapso estrutural, transferindo esse esgotamento para a placa de ligação imediatamente ao lado, que não foi enrijecida. A flambagem e a ruína da placa de ligação são ilustradas através das Figura 153 até a Figura 156.

O próximo passo é o de comparar os ensaios experimentais (ensaios 01, 02 e 03) e correlacionar esses resultados, para formatar uma conclusão e sugestão de melhorias estruturais diretas e indiretas, ampliando o conhecimento sobre o comportamento estrutural de sistemas espaciais treliçados e de suas preocupações de segurança e modos de ruína, auxiliando nos processos operacionais e principalmente na eficiência do projeto de escoramento e seus fatores de segurança, que sofre grande impacto das ações no estágio crítico de execução das obras ao qual este auxilia.

Assim sendo, torna-se possível identificar, dentro do elemento da estrutura civil, um sistema resistente consistente através da capacidade de transmissão das ações ao qual é imposta, no qual a estabilidade é assegurada através da rigidez à flexão dos banzos e diagonais e, ainda, a alta capacidade de transmissão dos momentos das ligações aparafusadas, assim como os limitantes de utilização atrelados às ligações aparafusadas e placas de ligação tão comuns e necessárias a essa forma de execução estrutural.

Tendo em mãos todos os dados e resultados dos ensaios experimentais é possível avaliar e comparar a eficiência da estrutura nos três modelos propostos, assim como propor reforços no conjunto local e global da estrutura, além de corroborar e calibrar novos modelos paramétricos, ampliando o conhecimento a respeito deste tipo de estrutura e tornando-o mais seguro para o meio técnico de projeto e operacional. Estas comparações são mostradas através dos gráficos das Figura 160 a Figura 162 e Tabela 24 a Tabela 26, as quais apresentam as cargas aplicadas nos três ensaios experimentais e os deslocamentos verticais e laterais da estrutura. No gráfico da Figura 160 são detalhados as cargas limites de ensaio confrontadas com os limites de carga última da NBR 8800 [41] e o limite de deslocamento de 21 mm verificado pela NBR 15696 [53], todos os dados são mostrados na Tabela 24.

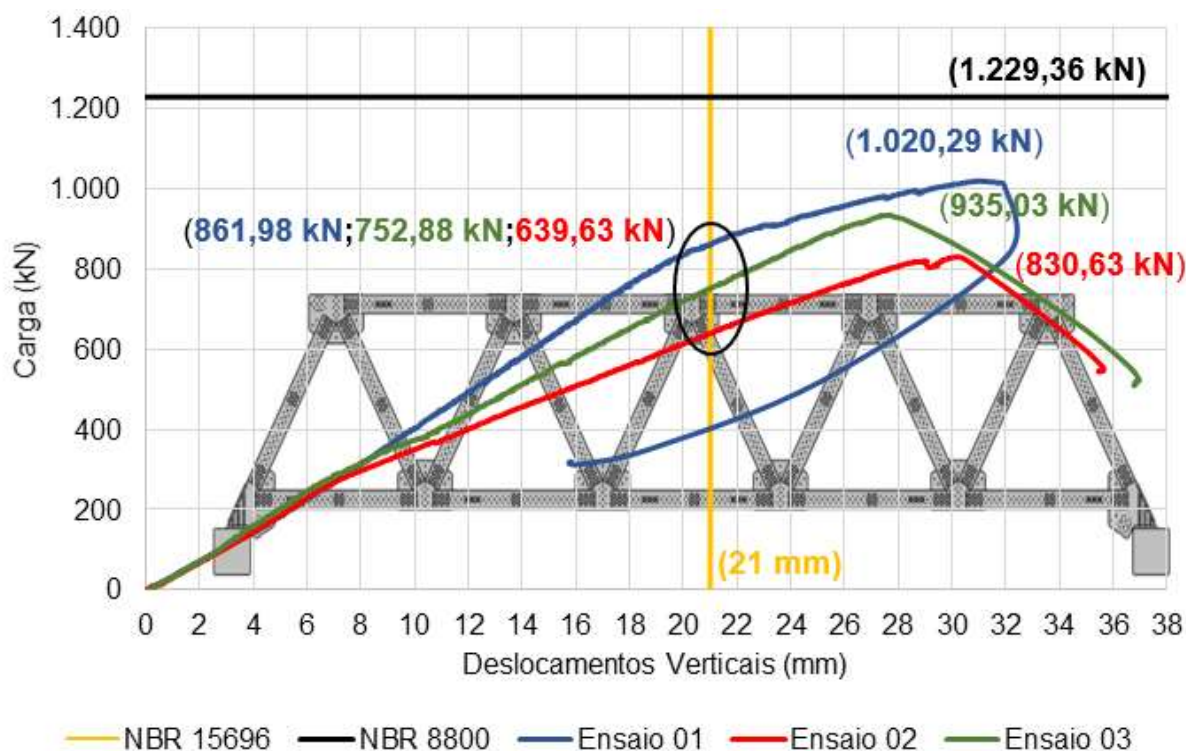


Figura 160 – Ensaios 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento vertical

Tabela 24 – Ensaios 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento vertical

Carga (kN)	Deslocamentos verticais (mm)			
	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03	
100	2,85	2,87	2,75	
200	5,41	5,33	5,00	
300	7,71	8,09	7,57	
400	9,97	11,99	10,87	
500	12,20	15,73	13,64	
600	14,45	19,52	15,52	
700	16,64	23,30	19,41	
800	19,03	27,61	22,53	
900	22,56	-	25,88	
1000	29,16	-	-	
Limites	(mm)	30,97	30,18	27,66
	(kN)	861,98	752,88	639,63
	(kN)	1.020,29	830,45	935,03

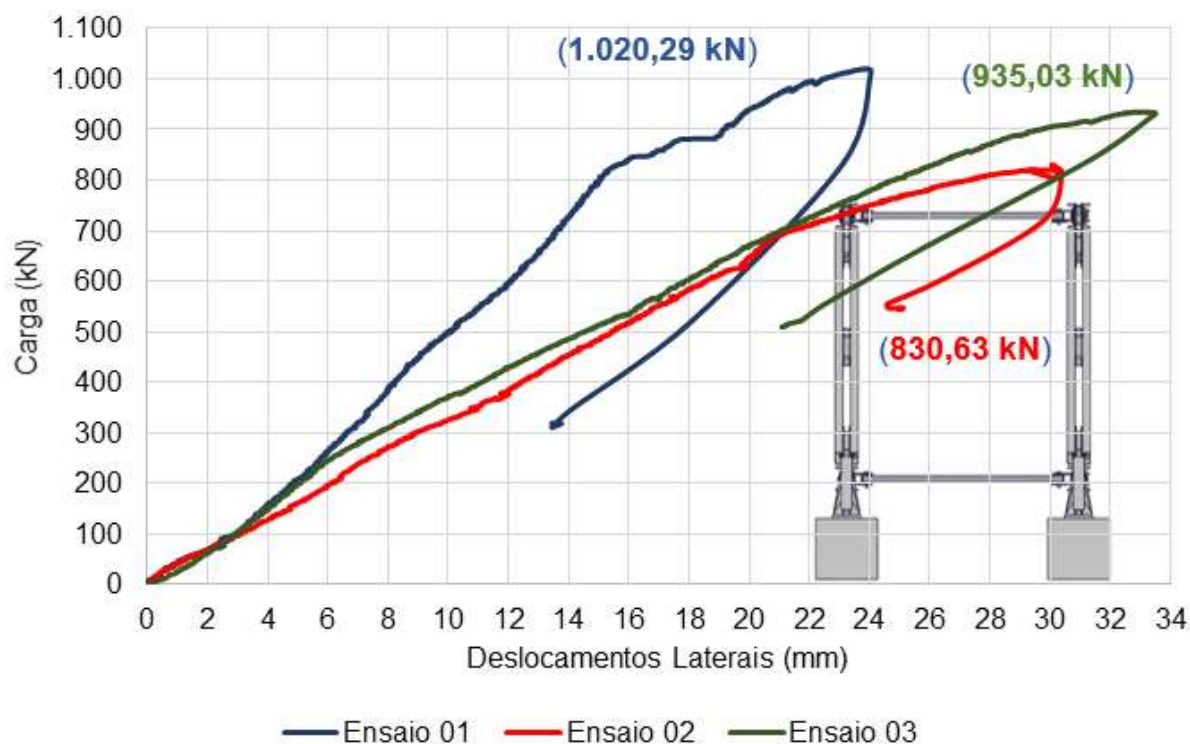


Figura 161 – Ensaio 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento lateral

Tabela 25 – Ensaio 01, 02 e 03: carga *versus* deslocamento lateral

Carga (kN)	Deslocamentos laterais (mm)			
	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03	
100	0,11	3,11	3,00	
200	1,81	6,11	5,08	
300	3,60	8,90	7,69	
400	5,22	11,99	11,13	
500	7,11	15,48	14,56	
600	9,05	18,53	17,90	
700	10,57	21,40	21,07	
800	12,04	27,35	24,84	
900	16,15	-	29,70	
1000	19,44	-	-	
Limites	(mm)	20,82	30,10	33,11
	(kN)	1.020,29	830,45	935,03

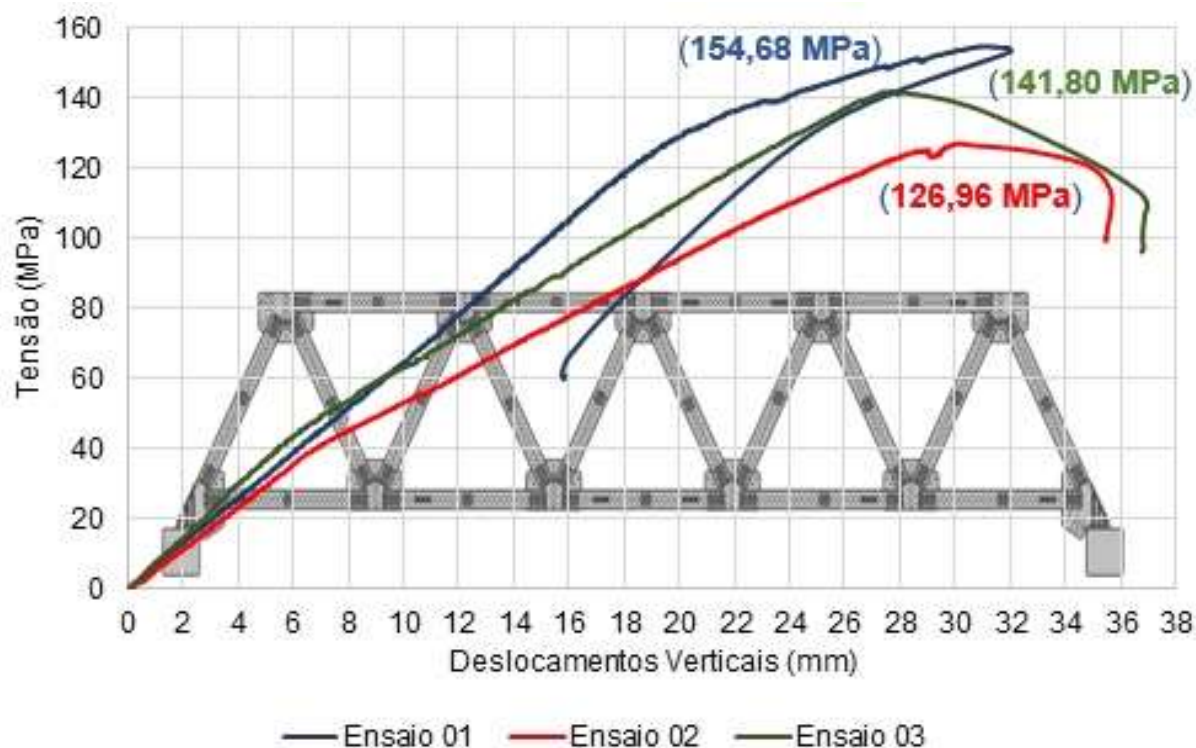


Figura 162 – Ensaio 01, 02 e 03: tensão *versus* deslocamento vertical

Tabela 26 – Ensaio 01, 02 e 03: tensão *versus* deslocamento vertical

Tensão (MPa)	Deslocamentos verticais (mm)			
	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03	
20	3,07	3,45	2,80	
40	6,18	6,88	5,50	
60	9,33	11,80	9,23	
80	12,30	16,59	11,64	
100	15,22	21,42	17,78	
120	18,22	27,04	22,06	
140	23,88	-	26,91	
Limites	(mm)	30,95	30,18	27,72
	(MPa)	154,68	126,96	141,80

Em todos os casos estudados neste trabalho de pesquisa, no que diz respeito aos regimes elástico e plástico, os modelos dos pórticos espaciais metálicos investigados apresentam valores de carga limite de utilização, com diferenças da ordem de aproximadamente 18%. Desta maneira, pode-se concluir que o pórtico treliçado certamente pode ser mais bem analisado tanto experimentalmente quanto numericamente para economizar material e/ou desenvolver um conhecimento mais abrangente em relação à segurança do sistema estrutural como um todo, conforme ilustrado nas Figura 160 a Figura 162 e Tabela 24 a Tabela 26, os modelos estruturais analisados apresentam significativas mudanças na resposta estrutural, principalmente nos deslocamentos laterais e de forma menos significativa na carga última de ruína, além disso a estrutura do pórtico não obteve relevantes variações nos deslocamentos verticais se comparados os modelos de ensaio.

O formato de como se arranja o posicionamento das travessas utilizadas no travamento relativo do banzo superior sujeito ao esforço máximo de compressão, altera significativamente a resistência do conjunto estudado, transforma não somente a carga útil de projeto, mas a configuração com que o banzo superior do pórtico espacial se comporta quando sujeito ao mesmo formato de carregamento pontual nas placas do banzo inferior. Essas mudanças de comportamento nos modos de ruptura e deformação laterais foram explanadas e detalhadas ao decorrer deste capítulo, inclusive com as diferenças de resposta estrutural com a mudança no travamento, se comparado com o acréscimo de rigidez local empregado na placa de ligação central do banzo superior.

A análise dos resultados aponta para o fato de que as barras dos travamentos tubulares horizontais possuem apenas função de ligação entre o par de treliças de aço, responsáveis pelo aprumo horizontal e parametrização dos deslocamentos laterais. O projeto destas barras deve ser estudado com cautela, pois o excesso destas barras nos modelos não acrescenta nenhuma resistência adicional significativa ao conjunto. O mesmo não se pode dizer no que tange aos enrijecedores das placas de ligação, pois estes podem ser combinados aos travamentos nos trechos críticos e aplicados em todos os nós do banzo superior, acrescentando uma resistência adicional significativa ao conjunto, da ordem de 12,5%, de acordo com os resultados apresentados nas Figura 160 a Figura 162 e Tabela 24 a Tabela 26.

5. AVALIAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL

5.1. Introdução

Inicialmente, deve-se ressaltar que todos os sistemas estruturais investigados e ensaiados experimentalmente no transcorrer do desenvolvimento desta tese foram concebidos com base em critérios de projeto bem definidos, fundamentalmente com base na análise e dimensionamento das ligações estruturais do sistema, em especial das ligações do tipo “K”. Destaca-se, ainda, que a resistência à compressão do duplo perfil do tipo “U” utilizado nos banzos superiores e inferiores e diagonais longitudinais das treliças também são alvos de investigação, além da interação destes perfis com os demais elementos do sistema estrutural nos plano vertical e lateral, no que tange aos testes experimentais realizados, como mostrado nas Figuras 132, 140 e 151. Para tal, foram utilizadas as normas de projeto Eurocode 3 [10] e [55], tendo em mente que os valores dos esforços resistentes de dimensionamento estrutural são confrontados com os valores dos esforços solicitantes oriundos dos testes experimentais. A avaliação teórico-experimental abordada, torna-se relevante para a análise estrutural e para uma melhor compreensão do comportamento crítico da estrutura e dos resultados experimentais encontrados.

5.2. Dimensionamento estrutural dos banzos e diagonais

Os banzos e diagonais do sistema treliçado espacial são constituídos por duplos perfis de aço do “U”. Na sequência do texto, são apresentados os cálculos teóricos associados ao dimensionamento à compressão destes perfis, de acordo com a norma de projetos Eurocode 3 [10] e [55], ressaltando-se que todas as expressões analíticas da norma encontram-se descritas em detalha no Anexo A (Item II).

Cálculo da resistência à compressão

a) Coeficiente

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{250}} = 0,969$$

b) Parâmetro geométrico de classe

$$d/t = \frac{152}{5,08} = 29,93 < 50\varepsilon^2 = 47 \rightarrow \text{Classe 1}$$

c) Índice de esbeltez do material

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210.000}{250}} = 91,05$$

d) Índice de esbeltez geométrico

$$\lambda = \frac{2000}{41,91} = 47,72$$

e) Índice de esbeltez normalizado

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{47,72}{91,05} = 0,524$$

f) Valor para determinar o coeficiente de redução

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,524 - 0,2) + 0,524^2] = 0,67$$

g) Coeficiente de redução

$$\chi = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,524^2}} = 0,656$$

h) Resistência à compressão (tensão de escoamento do material)

$$N_{c,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,656 \times 2.671,68 \times 250}{1,0} = 438,52 \text{ kN}$$

Na tensão de ruptura do material

$$N_{c,Rd} = \chi \frac{Af_u}{\gamma_{m3}} = \frac{0,656 \times 2.671,68 \times 400}{1,25} = \frac{701,64}{1,25} = 561,31 \text{ kN}$$

Deste modo, com base na obtenção do valor teórico da resistência à compressão na tensão de ruptura dos perfis (561,31 kN), torna-se possível determinar os valores dos esforços solicitantes nos banzos e diagonais, sobre as ligações estruturais do tipo “K”, assim como o valor da carga vertical teórica limite de projeto que corresponde uma estimativa acerca do valor máximo de carga a ser aplicado no modelo tridimensional real ensaiado experimentalmente.

5.2. Dimensionamento e avaliação das ligações estruturais do tipo “K”

A partir do cálculo teórico da resistência à compressão na tensão de ruptura dos perfis (561,31 kN), torna-se possível determinar os valores dos esforços solicitantes sobre as ligações estruturais do tipo “K”, assim como o valor da carga vertical teórica limite de projeto.

Deste modo, utiliza-se o programa computacional Ftool [75] em conjunto com a norma de projeto Eurocode 3 [10] e [55], tendo em mente a consideração de uma hipótese simplificadora de projeto de que todos os pontos do sistema treliçado encontram-se travados para deslocamentos para fora do plano (modelo plano), com base no emprego de um modelo simplificado representativo da treliça.

Assim sendo, as Figuras 163 e 164 apresentam, inicialmente, os valores das cargas verticais limites de projeto, obtidas iterativamente, as quais conduzem os banzos superiores da treliça a uma carga de compressão de 438,52 kN (escoamento do material) e 561,31 kN (ruptura do material), respectivamente.

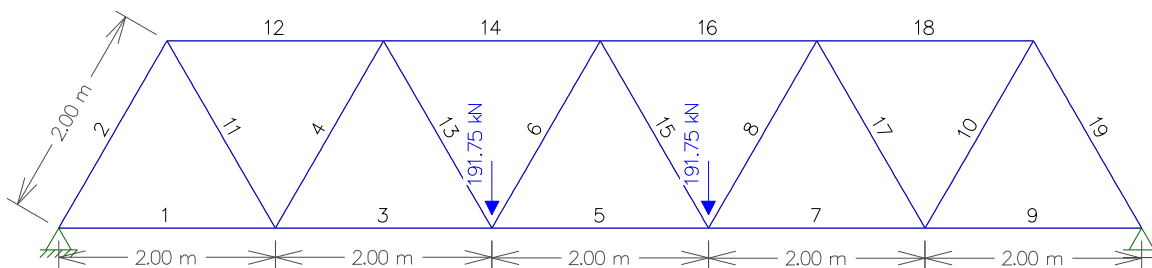


Figura 163 – Esforços normais do sistema treliçado para carga de projeto de 191,75 kN

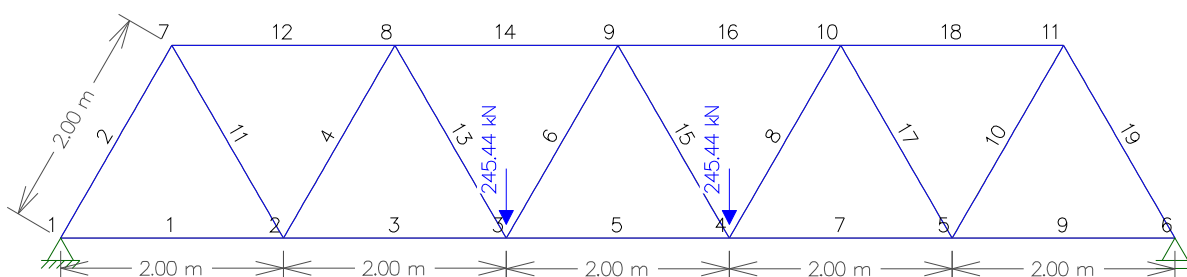


Figura 164 – Esforços normais do sistema treliçado para carga de projeto de 245,44 kN

Em seguida, as Figuras 165 e 166, apresentam os valores dos esforços normais encontrados no modelo simplificado plano em estudo, totalizando um carregamento máximo 981,76 kN [4 x 245,44 kN]. Cabe ressaltar que este valor máximo de 981,76 kN corresponde uma estimativa acerca do valor máximo de carga a ser aplicado no modelo tridimensional real ensaiado experimentalmente. Os valores dos esforços normais máximos serão utilizados na sequência dos cálculos para o dimensionamento das ligações estruturais do tipo “K”.

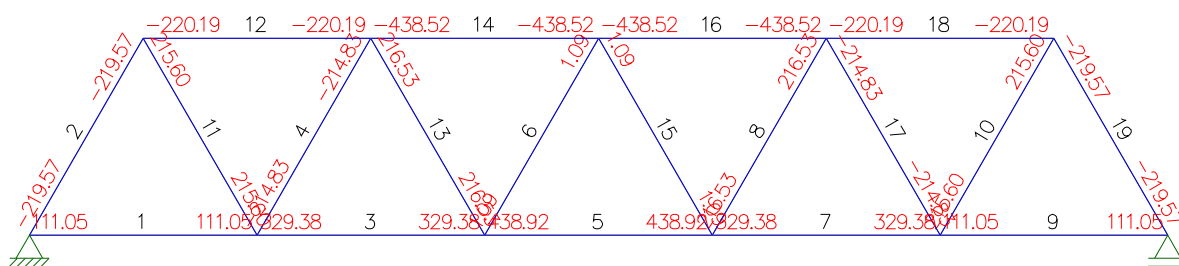


Figura 165 – Esforços normais para carga de projeto de 191,75 kN (Escoamento)

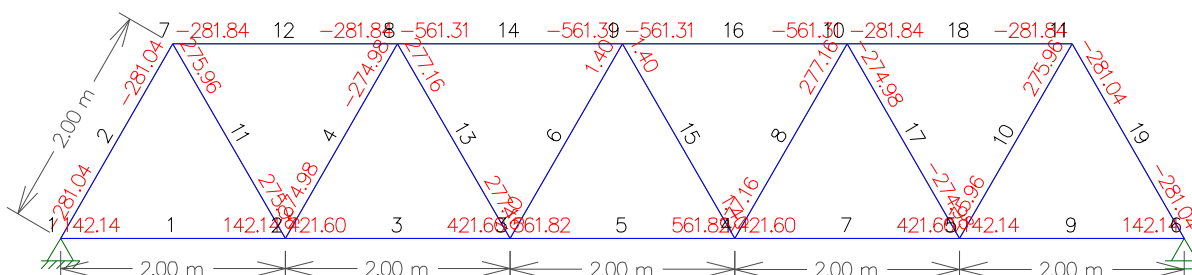


Figura 166 – Esforços normais para carga de projeto de 245,44 kN (Ruptura)

Em relação a verificação e o dimensionamento dos limites de carga dos perfis que compõem o sistema estrutural, faz-se necessário analisar os esforços normais nos banzos superiores e inferiores, assim como os esforços normais máximos das diagonais comprimidas ou tracionadas no plano longitudinal da treliça, conforme apresentado na Tabela 27.

O dimensionamento objetiva verificar se os esforços resistentes dos componentes estruturais estão de acordo com os limites resistentes do perfil duplo “U” submetidos a compressão, calculados e detalhados na Tabela 27, ressaltando-se que o dimensionamento da ligação não leva em consideração nenhuma característica ou propriedade geométrica da chapa de ligação que têm a função de unir os perfis dos banzos e diagonais do sistema treliçado.

Tabela 27 – Esforços normais das cargas de projeto

Descrição	Esforços Normais de Projeto (kN)	
	Escoamento P = 191,75 (kN)	Ruptura P = 245,44 (kN)
Tensão	250 MPa	400 MPa
Banzo Superior	-438,52 kN	-561,31 kN
Banzo Inferior	438,92 kN	561,82 kN
Diagonal Comprimida	-219,57 kN	-274,98 kN
Diagonal Tracionada	216,53 kN	275,96 kN

Dimensionamento da ligação tipo “K” com sobreposição

O dimensionamento da ligação do tipo “K” é realizado pela verificação da ligação do tipo “K’ com afastamento, pois a ligação da estrutura experimental é feita por intermédio de chapas e não apresenta fisicamente a sobreposição dos perfis, a partir do qual a resistência ao corte localizado das ligações entre diagonais e a parede da corda do perfil dos banzos.

a) Parâmetros geométricos

$$\beta \geq 0,75 \rightarrow \beta = \frac{b_1}{b_2} = 1$$

$$\frac{h_1}{t_1} \leq 35 = \frac{152,4}{5,08} = 30 \leq 35$$

$$0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 2,0 \rightarrow 0,5 \leq \frac{152,4}{147,5} = 1,04 \leq 2$$

b) Superposição das diagonais: A geometria de projeto com os triângulos equiláteros fornece uma superposição das diagonais que deve ser verificada.

$$p = 88 \text{ mm}$$

$$q = 88 \text{ mm}$$

$$\lambda_{ov}^{\%} = 100 \left(\frac{q}{p} \right) \rightarrow \lambda_{ov}^{\%} = 100 \left(\frac{88}{88} \right) = 100\%$$

c) Plastificação na alma do banzo

$$N_{1.Rd} = \frac{250 \times 2 \times 5,08 \times 152,4}{\text{sen } 60^\circ} = 446,97 \text{ kN} \geq 219,57 \text{ kN}$$

$$N_{1.Rd} = \frac{400 \times 2 \times 5,08 \times 152,4}{\text{sen } 60^\circ} = 715,16 \text{ kN} \geq 274,98 \text{ kN}$$

d) Ruptura do elemento diagonal

$$N_{1.Rd} = 2 \times 250 \times 2 \times 5,08 \times 82,05/1,0 = 416,81 \text{ kN} \geq 219,57 \text{ kN}$$

$$N_{1.Rd} = 2 \times 400 \times 2 \times 5,08 \times 82,05/1,25 = 533,52 \text{ kN} \geq 274,98 \text{ kN}$$

Onde:

$$p_{eff} = 5,08 + 2 \times 8 + 7 \times 8,71 \frac{250}{250} = 82,05 \text{ mm}$$

$$p_{eff} \leq b_i = 147,5 \text{ mm}$$

$$p_{eff} \leq 147,5 + 154,2 - 2 \times 2 \times 5,08 = 281,38 \text{ mm}$$

e) Esforço normal máximo nas diagonais para o corte no banzo

$$N_{1,Rd} = \frac{250 \times 1.614,80}{\sqrt{3} \operatorname{sen} 60^\circ} = 269,13 \text{ kN} \geq 219,57 \text{ kN}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{400 \times 1.614,80}{\sqrt{3} \operatorname{sen} 60^\circ} = 430,61 \text{ kN} \geq 274,98 \text{ kN}$$

f) Esforço normal máximo no banzo para o corte no banzo

$$N_{0,Rd} = \left[(2.671,68 - 1.614,80) \times 250 + 1.614,80 \times 250 \sqrt{1 - (3,48/286,81)^2} \right]$$

$$= 667,89 \text{ kN} \geq 438,52 \text{ kN e } 561,31 \text{ kN}$$

Onde:

$$A_v = 2.671,68 - (2 - 1) \times 147,5 \times 8,71 + (2 \times 5,08 + 2 \times 8) \times 8,71 = 1.614,80 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{[1 + 4 \times 0^2 / (3 \times 8,71^2)]}} = 1$$

$$V_{pl,Rd} = 0,6 \times [2 \times 5,08 \times (154,2 - 2 \times 17)] \times 250 = 286,81 \text{ kN}$$

Assim sendo, com base no valor do esforço normal máximo nos banzos e diagonais, todos os componentes estruturais do sistema modular estão em consonância com as recomendações de projeto da norma Eurocode 3 [10] e [55].

5.3. Dimensionamento do parafuso de M16x100 classe 8.8

Ressalta-se que os componentes do sistema foram dimensionados para garantia do melhor aproveitamento dos materiais e o valor de cálculo da resistência individual dos parafusos é verificado através das norma de projeto Eurocode 3 [10] e [55], mediante o dimensionamento da carga resistente ao cisalhamento de um plano de corte do parafuso. Vale lembrar que cada ligação possui 6 parafusos e cada parafuso possui dois planos de corte passando pela rosca.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 800 \times 201,06}{1,25} = 64,34 \text{ kN}$$

Tendo em mente o Eurocode 3 [10] e [55] são fornecidos os valores da resistência ao escoamento e da resistência a ruptura dos parafusos. Os parafusos ISO 4016, classe 8.8 possuem resistência ao escoamento mínima do aço de 640 MPa e resistência à ruptura do aço a tração de 800 MPa, onde o valor de cálculo da resistência ao cisalhamento que passa nos dois planos de corte é de 772,06 kN.

5.4. Chapas de Ligação

Devido à concepção geométrica e estrutural do sistema treliçado destinado as ligações do tipo “K”, a fixação dos duplos perfis do tipo “U” é feita através de 6 parafusos de alta resistência M16 x 100 classe 8.8. O dimensionamento é associado a carga última de projeto referente ao cisalhamento dos 6 parafusos.

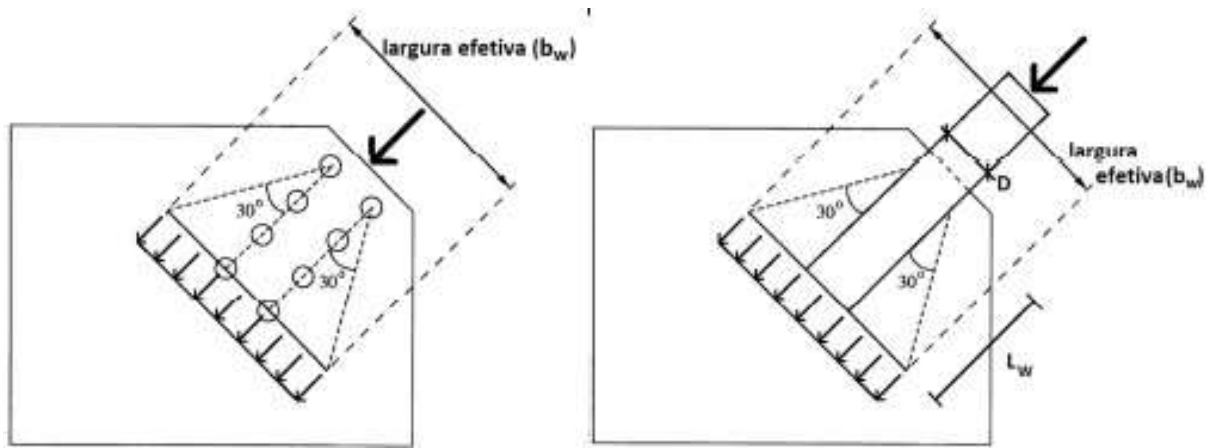


Figura 167 – Largura efetiva das chapas de ligação [54]

a) Espessura da chapa de ligação no escoamento e ruptura à tração

$$t_{ch} = \frac{N_{sd}\gamma_{m0}}{f_y b_w} = \frac{772,06 \times 1,0}{250 \times 206,8} \cong 14,94 \text{ mm} \leq 2 \times 8 = 16 \text{ mm}$$

$$t_{ch} = \frac{N_{sd}\gamma_{m2}}{0,9f_u b_w} = \frac{772,06 \times 1,25}{0,9 \times 400 \times 206,8} \cong 12,97 \text{ mm} \leq 2 \times 8 = 16 \text{ mm}$$

b) Espessura da chapa de ligação ao corte

$$t_{ch} = \frac{N_{sd}}{\frac{f_u b_i}{\gamma_{m2}} + \frac{2f_y L_w}{\sqrt{3}\gamma_{m0}}} = \frac{772,06}{\frac{400 \times 147,5}{1,25} + \frac{2 \times 250 \times 125}{\sqrt{3} \times 1,0}} \cong 9,28 \text{ mm} \leq 2 \times 8 = 16 \text{ mm}$$

c) Área útil do perfil: A espessura de projeto é de duas chapas de 8 mm, totalizando 16 mm na chapa de ligação.

$$A_{net} = A_g - 2t_w t_{ch} = 3.100,00 - 2 \times 2 \times 5,08 \times 16 = 2.774,88 \text{ mm}^2 \geq 2.671,68 \text{ mm}^2$$

Finalmente, as cargas de projeto transferidas às chapas de ligação apresentam um esforço normal máximo igual ou inferior à $N_{1,Rd}$ da ordem de 772,06 kN. Cabe ressaltar que a Figura 167 mostra o conceito da largura efetiva detalhado por Araujo [54], visando o dimensionamento e a resistência axial da seção transversal da ligação no plano (plano XY).

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. Introdução

É importante para o profissional conhecer por completo os materiais e sistemas empregados na construção civil, até onde os cálculos provenientes das normas estão sendo considerados conservadores ou arrojados. As ligações e conexões apresentadas representam um papel importantíssimo em um projeto de estruturas de aço, pois a partir do momento em que o engenheiro conhece o comportamento estrutural como um todo e os fatores de segurança adequados, pode tornar o projeto estrutural mais econômico e seguro. Parte do ciclo de melhorias contínuas ao qual um sistema estrutural deste meio é inserido, utiliza as bases de resistência mecânica do material para traçar os planos de manutenção, *upgrade* estrutural e definir os parâmetros operacionais de utilização dos equipamentos, ou seja, conhecer os limites e a forma de funcionamento do sistema totalmente fornece subsídio para fomentar parâmetros importantíssimos para a engenharia estrutural moderna, como: fadiga, tempo de vida útil, manutenção e segurança.

Na tentativa de se avaliar o real comportamento dos perfis duplos do tipo “U” utilizados nos banzos superiores e inferiores, assim como nas diagonais da treliça, avaliar os parafusos de alta resistência utilizados em todas as ligações dos componentes e da análise global dos pórticos espaciais treliçados, foram projetadas peças e sistemas para que fossem submetidas a cargas mais próximas às reais aplicadas no dia a dia de utilização dos equipamentos, garantindo assim um amparo muito próximo com a prática de projeto.

Poucos trabalhos de pesquisa têm sido desenvolvidos nesta área e principalmente com este assunto. Considerando-se ainda, a avaliação de estruturas treliçadas analisadas de forma global, em grande escala, com variações e nuances de travamento e rigidez das ligações, nenhum trabalho de pesquisa detalhado por essa tese, apresentou tantas informações e dados para esse tipo de estrutura, balizando e fornecendo informações muito importantes no âmbito da análise estrutural e engenharia civil.

Poucos ensaios experimentais em laboratórios equipados com os melhores equipamentos de controle e aplicação de cargas foram realizados de forma a possibilitar a calibração e o conhecimento dos modelos experimentais propostos e existentes. Esta escassez de volumes de pesquisa vêm dificultando a análise dos parâmetros que realmente influenciam no comportamento de pórticos espaciais treliçados, principalmente na avaliação de quesitos de extrema importância da análise estrutural e operacional do equipamento, como: compressão nos banzos superiores que levam à flambagem lateral do conjunto, o comportamento dos parafusos de alta resistência e suas funcionalidades no tocante a esforços combinados de tração e cisalhamento. Como apresentado ao decorrer deste trabalho de pesquisa, peças isoladas controlavam o limite de utilização global da estrutura e pequenas mudanças ou registros podem contribuir positivamente para o crescimento estrutural.

A proposta do presente trabalho de pesquisa objetivou analisar experimentalmente o comportamento estrutural de componentes que formam um pórtico espacial treliçado isoladamente e avaliar o desempenho e os modos de ruína de modelos utilizados amplamente na engenharia civil. Ao decorrer dos ensaios experimentais, as formas de travamento e rigidez foram se adequando à realidade que o equipamento trabalha, enriquecendo a linha de pesquisa e elucidando a forma com que o sistema se adequa às mais variadas possibilidades de utilização, fornecendo também dados importantes para a melhoria dos processos técnicos e operacionais utilizados nos equipamentos.

Foram desenvolvidos modelos experimentais controlados para representar, com boa precisão, os elementos dos ensaios, a fim de se estabelecer uma linha em que os resultados fossem confiáveis e satisfatórios. Os modelos de ensaio conseguiram representar a grande capacidade de absorção de carga e a transferência desse carregamento para as bases e apoios de forma coerentes e distribuídas.

6.2. Conclusões

Na sequência do texto, as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho de pesquisa são apresentadas de forma organizada. A análise dos resultados experimentais obtidos nos diversos modelos propostos permitiu algumas conclusões importantes conforme descrito a seguir:

6.2.1. Relevância do programa experimental desenvolvido

Os sistemas treliçados espaciais desempenham um papel extremamente relevante para o projeto de estruturas metálicas, concreto armado e mistas (aço-concreto), na engenharia civil. O fato de um engenheiro civil possuir o conhecimento técnico necessário acerca do comportamento estrutural de um sistema de escoramentos como o apresentado: e, bem como, dos aspectos associados à segurança técnica e operacional do equipamento, conduz os projetos de escoramentos de estruturas a situações mais seguras e de baixo custo, sem que o desempenho estrutural seja afetado ou minimizado.

Outra questão de grande importância refere-se ao pequeno número de testes experimentais em grande escala (modelos estruturais reais) realizados em laboratórios no Brasil para proporcionar uma regulação mais efetiva, racional e eficaz dos modelos atualmente utilizados na prática corrente de projeto. Esta falta de dados experimentais conduz os projetistas a grandes dificuldades adicionais para a análise dos parâmetros que influenciam decisivamente o comportamento e a resposta estrutural de sistemas de pórticos espaciais treliçados.

Dentro deste âmbito, neste trabalho de pesquisa os modelos estruturais e os respectivos testes experimentais foram efetivamente desenvolvidos para representar com maior precisão o comportamento estrutural global de sistemas de treliças espaciais utilizados no escoramento de estruturas civis de aço, concreto armado e mistas (aço-concreto). Tal desenvolvimento representa uma grande contribuição científica e original em relação ao estudo do comportamento estrutural dos sistemas treliçados espaciais no Brasil. Este tipo de sistema de escoramento, regularmente empregado para construção civil, exige que o seu comportamento real seja devidamente investigado com base na realização de ensaios experimentais, em laboratório, sobre modelos estruturais reais, objetivando o estabelecimento de um banco de dados com resultados confiáveis.

6.2.2. Ensaio experimentais do sistema treliçado espacial

Cabe destacar que a partir dos testes experimentais desenvolvidos, foi verificado que os modelos concebidos e testados experimentalmente no laboratório reproduzem com precisão os modos de falha dos sistemas de escoramentos investigados, no que diz respeito às normas de projeto da NBR 8800 [41] e Eurocode 3 [10]. Em todos os modelos estruturais estudados no âmbito deste trabalho de pesquisa, as cargas limite de utilização (cargas de ruína) apresentam diferenças significativas, da ordem de 18% no regime plástico, levando-se em conta a ordem de grandeza destas cargas, da ordem de 900 kN de carga vertical aplicada sobre os modelos estruturais estudados, ainda mais tomando-se como base pequenas nuances e poucas modificações entre os modelos investigados.

A análise dos resultados aponta para o fato de que as barras dos travamentos tubulares horizontais possuem apenas função de ligação entre o par de treliças de aço, responsáveis pelo aprumo horizontal do sistema. Desta maneira, uma conclusão importante deste trabalho de pesquisa diz respeito ao fato de que o projeto destas barras deve ser estudado com cautela, pois o excesso destas barras nos modelos estruturais não acrescenta nenhuma resistência adicional significativa ao conjunto. Tal fato não ocorre em relação aos enrijecedores das placas de ligação, pois estes podem ser combinados aos travamentos nos trechos críticos e aplicados em todos os nós do banzo superior das treliças, acrescentando uma resistência adicional significativa ao conjunto, da ordem de 12,5%.

As placas de ligação utilizadas para unir os perfis do tipo “U”, especificamente aquelas posicionadas nos banzos superiores dos modelos em estudo, merecem toda a atenção e cuidados especiais no projeto, devendo receber reforço estrutural apropriado (enrijecimento estrutural), pois foi verificado, com base na análise dos resultados dos ensaios experimentais desenvolvido, que se tratam de seções estruturais suscetíveis ao colapso por flambagem. Cabe ressaltar, que o reforço estrutural deve ser elaborado de maneira a que entre as grandes chapas planas e paralelas exista um número maior de enrijecedores (pequenas chapas espaçadoras), colocados geometricamente em concordância com o processo de fabricação, de modo a que possam contribuir favoravelmente, distribuídas ou até mesmo dimensionadas, objetivando um aumento da rigidez das placas de ligação mencionadas, tornando o sistema estrutural mais robusto.

6.2.3. Ensaio experimentais dos componentes isolados

Os resultados dos testes de compressão dos perfis isolados demonstraram que o modelo de ensaio do grupo 03, composto conforme a configuração de dois conectores ao longo do duplo perfil “U”, apresenta um aumento de 4,8% no peso global em relação a um acréscimo de 8,8% da resistência (carga última de flambagem), quando comparado ao modelo de teste do grupo 02, composto conforme a configuração de um conector no centro do duplo perfil “U”. Considerando-se a relação resistência *versus* peso, os perfis do grupo 03 são os mais desejáveis para emprego na prática corrente de projeto.

Os perfis do grupo 03 apresentam um comportamento estrutural de flambagem global, o que é mais recomendado para os perfis localizados no banzo superior das treliças, sujeitos a elevadas solicitações de compressão. Por outro lado, com relação aos perfis submetidos às cargas de tração, tais como os perfis do banzo inferior e os perfis das diagonais que possuem uma alternância no sentido do carregamento aplicado (tração e compressão), a configuração dos perfis do grupo 02 atende aos requisitos de segurança e resistência. Contudo, não é recomendado a adoção dos perfis do grupo 02 quando estes podem ser submetidos a alternância de carregamentos. Cabe ressaltar que não é recomendado o emprego dos perfis do grupo 01 em nenhuma configuração real de projeto.

Conforme discutido anteriormente, a utilização dos perfis duplos do tipo “U” com dois conectores nos banzos superiores (perfis do grupo 03) aumenta a estabilidade e resistência local dos perfis submetidos à compressão. Contudo, a geometria deste grupo de perfis aumenta a necessidade da execução do reforço estrutural na placa de ligação, pois a melhoria significativa na resistência do duplo perfil necessita de uma contrapartida na seção estrutural do sistema espacial considerado frágil. Em caso contrário, o acréscimo de rigidez proporcionado pelo perfil não será efetivamente percebido, pois quem comanda o limite de utilização global da treliça de fato é a placa de ligação, como verificado nos três modelos experimentais concebidos, testados e investigados, os quais apresentaram ruína nesta placa de ligação.

A utilização dos parafusos de alta resistência especificados neste estudo (M16 x 100 ISO 4016, classe 8.8) deve ser respeitada, pois os perfis laminados são solicitados a esforços de compressão provenientes da flexão do sistema treliçado

espacial. Estes esforços solicitantes de flexão provocam a flambagem local do perfil laminado, assim como a transmissão desses esforços provoca tração e cisalhamento nos parafusos. Cabe destacar, ainda, que todos os parafusos devem garantir o torque de 50 Nm e a reutilização destes parafusos de alta resistência não é recomendada. Todavia, tal reutilização pode vir a ser feita com base na prescrição e recomendação da norma NBR 8800 [41], podendo ser reutilizados somente uma vez, sob aprovação do engenheiro responsável pela fabricação destes parafusos.

6.2.4. Principais contribuições científicas

Com o objetivo de se analisar o comportamento estrutural global do sistema treliçado espacial investigado, pode-se concluir que:

1) *Comportamento dos parafusos*: Os elementos que compõem o sistema treliçado espacial (perfis e parafusos) apresentam um papel bastante relevante no tocante à resistência e ao comportamento estrutural global dos modelos. Tal fato representa uma importante contribuição deste trabalho de pesquisa para a análise estrutural, pela literatura disponível tal contribuição é uma grande contribuição para construção civil. Neste sentido, destaca-se especificamente em relação aos parafusos de alta resistência do tipo M16 x 100 classe 5.8, de acordo com as prescrições da norma brasileira NBR 8800 [41], que era esperado que estes parafusos rompessem ao cisalhamento (ruína ao cisalhamento), quando submetidos a cargas de ruína atuantes na ligação perfil-parafuso. Na realidade, quando da realização dos experimentos em laboratório estes parafusos de alta resistência romperam à tração causado pelo mecanismo de flexão dos parafusos. Tal fato é bastante importante, pois a NBR 8800 [77] não prevê este tipo de resposta estrutural (comportamento à tração dos parafusos), pois a referida norma técnica de projeto indica, de maneira geral, a ruína ao cisalhamento para qualquer tipo de parafuso [M16 x 100 classe 5.8: $f_y = 400$ MPa e $f_u = 500$ MPa; M16 x 100 classe 8.8 [$f_y = 640$ MPa e $f_u = 800$ MPa]]. Deste modo, o autor entende que a investigação científica e a procura por respostas que possam contribuir efetivamente para a evolução técnica e econômica dos componentes do sistema em estudo trouxe à tona uma discussão técnica relevante, no sentido de como a ligação estrutural perfil-parafuso se comporta quando submetida a cargas de ruína (cargas últimas).

2) *Comportamento dos perfis*: Os ensaios experimentais de compressão dos perfis isolados evidenciaram de maneira clara e inequívoca que os modelos de ensaio do grupo 03, compostos conforme a configuração de dois conectores ao longo do comprimento do duplo perfil “U”, apresentam maior estabilidade (valores de deslocamentos laterais menores, maior resistência à flambagem lateral), de maneira geral, quando comparados aos perfis do grupo 02, compostos conforme a configuração de um conector no centro do duplo perfil “U”. Ressalta-se que a norma brasileira NBR 8800 [41] recomenda que pelo menos duas chapas espaçadoras uniformemente espaçadas devam ser utilizadas ao longo do comprimento dos perfis, quando submetidos à compressão. A referida norma recomenda também que o índice de esbeltez da barra seja calculado com base no emprego do raio de giração mínimo. Todavia, a referida norma não explica fisicamente o porquê deste procedimento de cálculo e, por outro lado, os ensaios experimentais desenvolvidos neste trabalho de pesquisa corroboram e evidenciam este comportamento estrutural dos perfis.

3) *Sistema treliçado espacial*: Cabe ressaltar, que os testes experimentais realizados sobre os modelos treliçados espaciais investigados evidenciam uma grande contribuição, original, no âmbito da análise de estruturas de aço. De acordo com relatos obtidos via Chefia do Laboratório de Estruturas Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO), estes testes experimentais representam os maiores ensaios de laboratório já realizados naquela tradicional Instituição de ensino-pesquisa, tanto no tocante ao volume de materiais empregados, quanto na complexidade da logística envolvida nos processos de transporte, armazenamento, montagem e ensaios experimentais propriamente ditos. Finalmente, destaca-se que os testes experimentais realizados sobre os componentes isolados (perfis e parafusos) também geraram contribuições relevantes ao longo da pesquisa, no sentido de despertar discussões e trazer à luz outros elementos e recomendações práticas de projeto para a análise da resposta estrutural de sistemas treliçados espaciais em relação ao texto da norma brasileira NBR 8800 [41].

6.3. Sugestões para trabalhos futuros

a) No entendimento do autor, entende-se que a continuação imediata deste trabalho de pesquisa está associada ao desenvolvimento de modelos numéricos tridimensionais, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), de maneira a calibrar os resultados experimentais obtidos e respaldar o desenvolvimento de estudos paramétricos, objetivando avaliar o real comportamento do sistema estrutural investigado, quando submetido às ações de projeto.

b) Desenvolvimento de testes experimentais, objetivando o emprego de novas geometrias para avaliação do sistema treliçado espacial, tais como: emprego de reforços nas placas de ligação perfil-parafuso em todo o banzo superior dos modelos; utilização de dois conectores em todos os perfis do banzo superior, conforme destacado nos testes experimentais do grupo 03; emprego de travessas e diagonais a cada 2,0 metros; e, finalmente, utilização de diagonais transversais.

c) Desenvolver um modelo de otimização para obter um valor de inércia ideal para a placa de ligação perfil-parafuso, com base no emprego dos resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios dos perfis isolados, garantindo desta maneira certo equilíbrio em relação aos valores de resistência última entre o perfil e a ligação perfil-parafuso.

d) Outros tipos de configurações geométricas (comprimento do vão, altura das treliças, espaçamento entre as linhas de treliça, etc.), podem ser investigados, considerando-se, por exemplo, que a condição de apoio é um fator importante, pois com a utilização de apoios no topo dos modelos, diferentemente do que foi proposto neste trabalho de pesquisa, ter-se-ia uma gama distinta de resultados para estudo mais aprofundado do comportamento global do sistema.

e) Ensaio experimentais com cargas rítmicas considerando a capacidade de absorção de energia e combate à vibração excessiva de pontes e passarelas ao qual o equipamento tem apresentado grande funcionalidade, também podem vir a ser avaliados em comparação com as normas de projeto.

f) Considerando-se os resultados obtidos ao longo desta investigação e outros subsequentes, obtidos mediante modelagem numérica e estudos paramétricos, pode-se vir a propor novas formulações para o dimensionamento e projeto das ligações estruturais perfil-parafuso que podem vir a ser inseridas em normas de dimensionamento de estruturas metálicas.

REFERÊNCIAS

- [1] Costa, Miguel Henrique de Oliveira. *Modelagem do comportamento estrutural de sistemas treliçados espaciais para escoramentos de estruturas de aço, concreto e mistas (aço-concreto)*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [2] ANSYS. Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, version 12.1, Basic analysis procedures, Second edition, 2009.
- [3] Du chateau, S, Structuresspatiales. International conference on space structures. Guildford, UK, Sep., 1984.London/New York: Elsevier Applied Science. p. 1058-1065.
- [4] Ary, Jose Luiz, Projetos e cálculos para treinamento, técnicas e equipamentos. Mills Estruturas e Serviços de Engenharia S.A. 1990.
- [5] Vendrame, Adriano Marcio, Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares em aço. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- [6] Souza, Alex Sander Clemente de. Análise teórica e experimental de treliças espaciais. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [7] Freitas, Arlene Maria Sarmanho. Análise do comportamento e da resistência de estruturas metálicas treliçadas sujeiras a interação entre modos de flambagem. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, RJ, 1996.
- [8] Sapienza, João Maurício Romeiro, Análise de treliças metálicas espaciais com extremidades amassadas. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

- [9] Santos, A. L. E. de F e. Ligações de barras tubulares para estruturas metálicas planas, Tese de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, 2003.
- [10] Eurocode 3, ENV 1993-1-1, 2003: Design of steel structures - Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, ECCS, Brussels, 2003.
- [11] Freitas, Cleiton André Silva de. Análise teórico-experimental da conexão estampada de treliça espacial de aço sob carregamentos estático e cíclico. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.
- [12] Paoli, Paulo Cesar de. Emprego de pontes fixas em defesa Civil, 2009.
- [13] Galambos, Theodore, Xykis, Constantine. The effect of lateral bracing of the stability of steel trusses. *Journal of Constructional Steel Research* 20 (1991) 251-258.
- [14] Alinia, M.M e Kashizadeh, S. Efeito da flexibilidade sobre comportamento térmico em treliças espaciais utilizadas em cúpulas. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 62, Páginas 675-681 de 2006. Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.
- [15] Silveira, Ricardo Azoubel da Mota e Pinheiro, Ricardo. Análise da estabilidade elástica de treliças espaciais. *Revista Escola de Minas* vol. 57 nº.2. Universidade federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2004.
- [16] Qilin, Zhang. Incremental finite element solution for nonlinear problems of space trusses. *Journal of Constructional Steel Research* 20 (1991) 89-104.
- [17] Kim, Seung-Eock, Thai, Huu-Tai. Large deflection inelastic analysis of space trusses using generalized displacement control method. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 1987-1994.
- [18] Iwicki, Piotr. Sensitivity analysis of critical forces of trusses with side bracing. *Journal of Constructional Steel Research* 66 (2010) 923-930.

- [19] Manda, Akihiro, Nakamura, Shunichi, Miyachi, Kazuhiro. Progressive collapse analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility. *Journal of Constructional Steel Research* 78 (2012) 192-200.
- [20] Ronghui Wang, Yonghui Huang, Qiusheng Li, Xiaoxia Zhen. Model test and numerical analysis of a special joint for a truss bridge. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 1261-1268.
- [21] J.L. Dawe, Yi Liu, J.Y. Li. Strength and behaviour of cold-formed steel offset trusses. *Journal of Constructional Steel Research* 66 (2010) 556-565.
- [22] CSA S136-07. North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Mississauga (ON): Canadian Standards Association: 2007.
- [23] Dongyan Xue, Yuqing Liu, Jun Hea, Biao Ma. Experimental study and numerical analysis of a composite truss joint. *Journal of Constructional Steel Research* 67 (2011) 957-964.
- [24] Huu-Tai Thai, Seung-Eock Kim. Nonlinear inelastic time-history analysis of truss structures. *Journal of Constructional Steel Research* 67 (2011) 1966-1972.
- [25] Bin Cheng, Qin Qian, Haitao Sun. Steel truss bridges with welded box-section members and bowknot integral joints, Part I: Linear and non-linear analysis. *Journal of Constructional Steel Research* 80 (2013) 465-474.
- [26] Smith, E.A. (1984). Space truss nonlinear analysis. *Journal of Structural Engineering*, v.110, n.4, p.688-705, Apr.
- [27] Collins, I.M. (1984). The investigation into the collapse behavior of double-layer grids. In: *International conference on space structures*, 3. Guilford, UK, Sep. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. P.400-405.
- [28] El-Sheikh, A.I. (1997). Effect of member length imperfection on triple-layer space trusses. *Engineering Structures*. V.14, n.1, p.25-32.
- [29] Pinheiro, Leonardo. Silveira, Ricardo Azoubel da Mota., Análise da estabilidade elástica de treliças espaciais. *Revista Escola de Minas*, Volume 57(2), Páginas 85-92 de 2004. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

- [30] Greco, Marcelo. Vicente, Carlos Eduardo Rodrigues. Soluções analíticas para treliças geometricamente não lineares. Revista Escola de Minas, Volume 62(2), Páginas 205-214 de 2009. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.
- [31] Freitas, J.A.T. Ribeiro, A.C.B.S. Análise elastoplástica de grandes deslocamentos de treliças espaciais. Computers and Structures, Volume 44(5), Páginas 1007-1016 de 1992. Technical University of Lisbon, Portugal.
- [32] Betim, William Alfonso Pinerez. Andrade, Sebastião Arthur Lopes de. Silva, José Guilherme Santos da. Estudo do comportamento estrutural de treliças de aço em forma de arco utilizadas no projeto de coberturas protendidas. CILAMCE 2016 - XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. Brasília/DF: S.M Ávila - ABMEC, 2016. v.2.
- [33] Samarra, Fábio Aurélio. Raquena, João Alberto Venegas. Júnior, Newton de Oliveira Pinto. Análise numérica-experimental de treliças tubulares planas para coberturas padronizadas para grandes vãos. Revista Escola de Minas, Volume 65(4), Páginas 459-466 de 2012. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.
- [34] Christoforo, André L. Romanholo, Giuliano A. Panzera, Túlio H. Borges, Paulo H. R. Lahr, Francisco A. R. Influência da rigidez de ligações parafusadas em estruturas planas de madeira do tipo treliça. Revista Escola de Minas, Volume 31(5), Páginas 998-1006 de 2011. Engenharia Agrícola de Jaboticabal - SP, Brasil.
- [35] Lima, Nívia dos Santos. Comportamento estrutural de ligações tubulares T e KT. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, 2012.
- [36] Tavares, Cassilda Maria Lopes. Efeito da utilização de insertos metálicos nas características de juntas aparafusadas em compósitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2003.

- [37] Fleischer, O. Puthli, R. Evaluation of experimental results on slender RHS K-gap joints. Anais do 11o ISTS, International Symposium on Tubular Structures, Quebec, Canada.
- [38] Santos, João de Jesus dos. Estudo experimental de ligações aparafusadas de aço inoxidável submetidas à tração. Rio de Janeiro. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2014.
- [39] Vergílio, Sérgio Aparecido Lessa. Ligações em estruturas metálicas com ênfase em perfis formados a frio. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual Paulista campus Ilha Solteira – Universidade Estadual de São Paulo, 2011.
- [40] NBR 14.762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2001. 54p.
- [41] NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2008.
- [42] Silva, Alexandre Camillo da Silva. Freitas, Arlene Maria Sarmanho. Análise teórico-experimental de ligações parafusadas com enrijecedores de alma em perfis de aço formados a frio. Revista Escola de Minas, Volume 61(2), Páginas 231-237 de 2008. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.
- [43] Marcelo, André Luiz. Propriedades de fadiga de parafusos de alta resistência mecânica. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas, 2008.
- [44] Fernández, Bianca Oliveira. Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o estado do Pará. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- [45] Pereira, Silvia dos Santos. Análise do comportamento e da resistência de pilares de aço eletro soldados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

- [46] Chodraui, Gustavo Monteiro de Barros. Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão. Tese de doutorado – Escola de Engenharia. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- [47] Hu, S. Z. Cheng, J. J. Roger. Compressive behavior of gusset plate connections. *Structural Engineering Report 153* (1987, 148 p.
- [48] Rodrigues, F. C. Estudo teórico-experimental de perfis de chapa dobrada submetidos à compressão. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, 1993.
- [49] Silva, J. C. M. (2004). Análise teórica-experimental de perfis de aço formados a frio devido à instabilidade por distorção na flexão. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2004.
- [50] Duan, Lian, Chen, Wai-Fah. 1988. Design rules of built-up members in load and resistance factor design. *Journal Structural Engineering*, vol. 114, pp. 2544-2554.
- [51] Rasmussen, Kim J.R. Chabdrangsu, Tayakorn. 2011. Structural modelling of support scaffold systems *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, pp. 866-875.
- [52] Beale, Robert G. 2014. Scaffold reaserch – A review. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 98, pp. 188-200.
- [53] NBR 15696: Formas e Escoramento para Estruturas de Concreto – Projeto, Dimensionamento e Procedimentos Executivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2009.
- [54] Araujo, A. M. C. Estudo do comportamento de ligações metálicas entre perfis tubulares e chapas de *Gousset*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto, 2012.
- [55] Eurocode 3, EN 1993-1-8:2005. Design of steel structures: Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.

- [56] GERDAU, Tabela de barras e perfis, site: <http://www.acobril.com.br/wp-content/uploads/2014/01/catalogo-barras-e-perfis-gerdau.pdf>
- [57] NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1984.
- [58] Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. Notas de Aula, material extra – revisão de treliças. www.lavciv.eng.uerj.br/rm4/files/trelicas.pdf
- [59] Hibbeler, R. C. Resistencia dos Materiais. 7ª Edição. São Paulo: Pearson, 2009. 659 p.
- [60] Beer, Ferdinand P. Junior, E. Russell Johnston. Resistencia dos Materiais. 3ª Edição. São Paulo: Pearson, 2008. 1255 p.
- [61] Gere, James M. Mecânica dos Materiais. 2ª Edição. São Paulo: Pioneira Thompson Learning, 2003. 698 p.
- [62] TIMOSHENKO, S. P. / GERE. J. M. Mecânica Dos Sólidos Vol(s): 1 E 2. Rio De Janeiro: Editora Ltc, 1994.
- [63] NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1980.
- [64] Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. Notas de Aula, capítulo 01 – flambagem de colunas. www.lavciv.eng.uerj.br/rm4/files/cap_1.pdf
- [65] NASH, William A. – Resistência dos materiais. São Paulo: Editora McGraw-Hill, 1976, 384 p.
- [66] TIMOSHENKO, Stephen P. Resistência dos Materiais. Rio de Janeiro. Vol. 1, Editora LTC, 1976, 451p
- [67] GEFRAN, Catalogo do transdutor de força axial para aplicação industrial, DTS_CT_0709_ITA.
- [68] GEFRAN, Catalogo de sensores curtos PA1 com haste, www.gefran.com/pt/br/products/71-pa1-com-haste

- [69] KYOWA, Catalogo do transdutor de força axial BLW-A, www.kyowa-ei.com.
- [70] FAREX, Cilindro de pistão vazado simples efeito, www.farex.com.br/catalogos.
- [71] MTS, Transdutor de força, DEV_002109.pdf.
www.mts.com/cs/groups/public/documents/library/dev_002109.pdf
- [72] Rachid, M. Mori, D.D. Instabilidade: conceitos, aplicação na flambagem por flexão. São Paulo. EESC/SET, 1989, 130p.
- [73] UGURAL, A. C. Mecânica dos Materiais – Rio de Janeiro, Editora LTC, 2009, 638 p.
- [74] NBR 6152: Determinação das propriedades mecânicas à tração de materiais metálicos – método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1980.
- [75] Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 3.01. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PEUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf/PUC-Rio – Instituto de desenvolvimento de Software Técnico-Científico. <https://www.alis-sol.com.br/ftool/>

ANEXO A – NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

i) Generalidades

A configuração geométrica adotada no projeto de fabricação permite a união dos perfis duplos tipo “U” sem excentricidades nas ligações do tipo “K” do sistema treliçado espacial, esta ligação é de extrema importância, pois quando existem excentricidades nas ligações, estes deverão ser dimensionados tendo em conta os esforços da catenária resultante. A configuração geométrica adotada permite um método mais simplificado de cálculo, evitando quaisquer excentricidades e possível minoração da resistência última do sistema estrutural, todo o dimensionamento pode ser verificado conforme as normas de projeto EN1993-1-3 [10], EN1993-1-8 [55] e a NBR 8800 [41].

A estrutura básica da linha de treliça é pensada e projetada para permitir a montagem das vigas dos banzos horizontais e diagonais verticais formando uma ligação aparafusada do tipo “K” com módulos de um triângulo equilátero de distância entre os eixos de 2,0 metros, conforme destacado na Figura 168. Assim as disposições dos furos possuem distâncias fixas e adequadas às distâncias máximas e mínimas entre os eixos dos parafusos adjacentes, dos bordos laterais e extremidades do perfil, respeitando as distâncias dos entre eixos e as linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio e as conformações métricas de utilização verificado no EN1993-1-3 [10], EN1993-1-8 [55] a NBR 8800 [41].

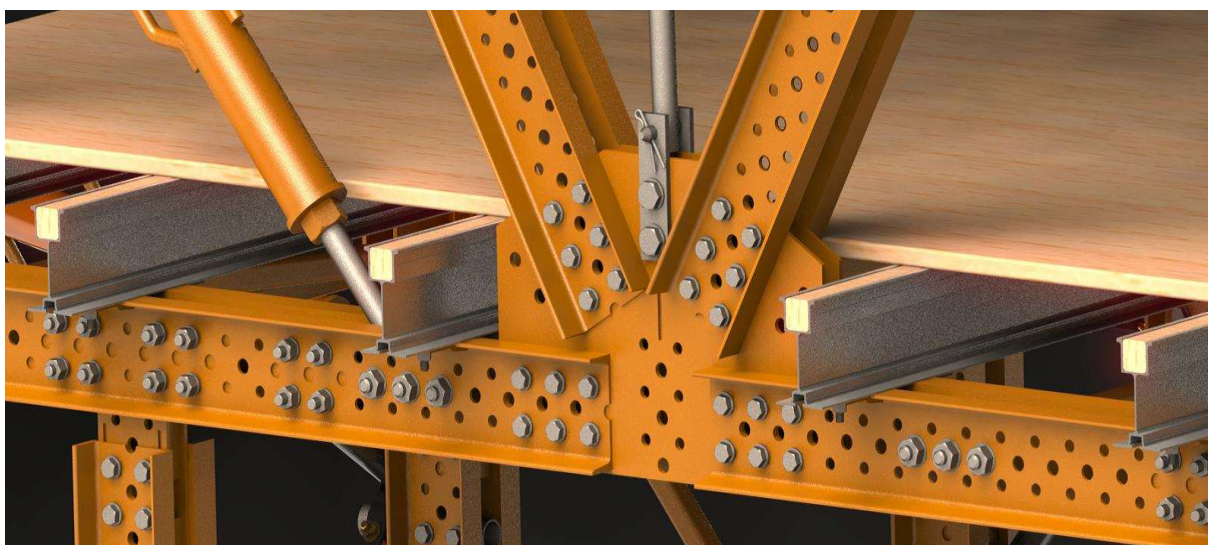


Figura 168 – Chapa de ligação sem excentricidade

As ligações aparafusadas do sistema estrutural estudado são compostas por elementos que promovem a união de dois ou mais elementos estruturais através da transferência competente e econômica das cargas entre o conjunto perfil-parafuso. Esta união é boa desde que sejam verificados, acompanhados e calculados cuidadosamente para excluir ou mitigar as falhas de dimensionamento do sistema estrutural, fabricação e montagem das peças que compõem a treliça e podem contribuir para a ruína completa da estrutura. As incertezas inerentes aos processos de concepção alinhados com os efeitos de alavanca ou falta de alinhamento entre os furos, imperfeições geométricas podem causar diferenças de resultados entre os ensaios experimentais de laboratórios, e os métodos analítico e teóricos, propagando erros que se acumulam nas estruturas. Todas as análises expostas neste estudo, contemplam uma avaliação consciente durante todo o processo de execução, garantindo a correta distribuição dos esforços e permitindo o controle da flexibilidade dos componentes da ligação, pois os elementos mais flexíveis governam o dimensionamento da ligação.

A utilização das ligações aparafusadas possui vantagens relevantes se comparadas com o rebite e ligações soldadas, a primeira é a possibilidade de montagem e desmontagem rápida, minimizando a utilização de estruturas auxiliares para montagem, reduzindo o tempo de montagem e não necessitando de mão de obra especializada. As ligações aparafusadas diminuem a resistência do conjunto devido à perda de material útil na seção transversal líquida da peça, assim como gera concentrações de tensões nos bordos da chapa e no plano de corte dos parafusos.

Destaca-se que as ligações aparafusadas são dimensionadas como pertencendo a categoria de ligações pré-esforçadas, aonde todos os parafusos utilizados são especificados como sendo ISO 4016, classe 8.8, aonde adotou-se uma protensão inicial nas ligações por contato e por atrito de 50 Nm. Todos os critérios e categorias de dimensionamentos são contemplados, entre eles: as distâncias mínimas e máximas entre os eixos e extremidades dos bordos, a resistência ao esmagamento, resistência ao escorregamento no estado limite de utilização, resistência ao escorregamento no estado limite último, ligação à tração pré-esforçada. Toda configuração geométrica fora dimensionada através das normas abaixo expostas, verificando as ligações e as análises dos esforços à tração e compressão dos banzos e diagonais.

ii) Norma europeia Eurocode – EN1993-1-3 [10] e EN1993-1-8 [55]

As distâncias máximas e mínimas entre os eixos e distâncias das extremidades e bordos de uma ligação aparafusada, onde a linha de peças de ligação está disposta em quincôncio, são mostrados na Figura 169. A redução da resistência de barras ou perfis para um elemento plano submetido a esforço normal nos furos ou aberturas utilizam a área líquida obtida deduzindo-se da área total da seção transversal do perfil ou barra, a seção dos furos contidos nessa seção. A equação (1) mostra a área líquida de ruptura da seção transversal no plano de dois furos de bordo com 17 mm e a equação (2) trata a seção de ruptura incluindo o furo central de 21 mm.

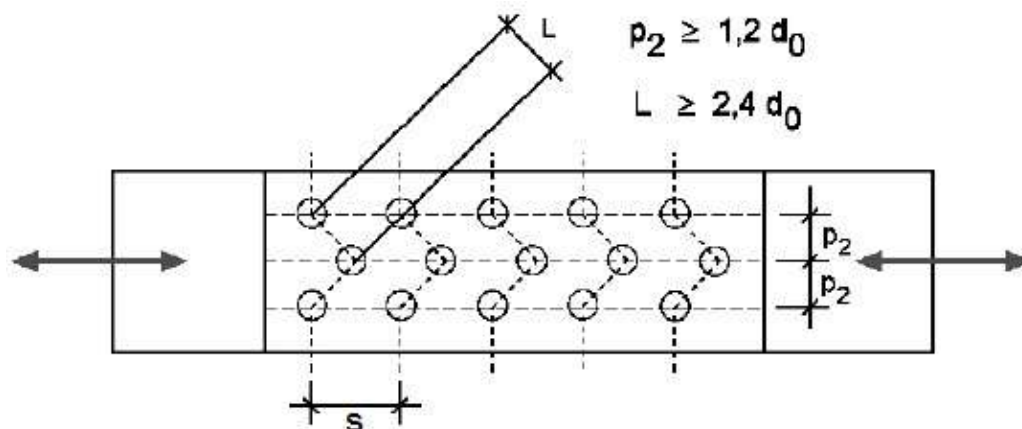


Figura 169 – Símbolos para a disposição em quincôncio do EN1993-1-8 [55]

$$A_{net} = A - ntd_0 \quad (1)$$

$$A_{net} = A - ntd_0 + t \sum \left(\frac{s^2}{4p_2} \right) \quad (2)$$

Onde:

A_{net} é a área líquida da seção transversal da barra ou perfil;

A é a área do parafuso

n é a quantidade de furos na seção transversal;

t é a espessura da barra ou perfil;

d_0 é o diâmetro do furo para um parafuso;

s é a distância longitudinal entre os eixos dos parafusos de bordo;

p_2 é a distância transversal entre os eixos dos parafusos de bordo;

l é a distância entre os furos do bordo ao furo central;

A força axial de cálculo do esforço de tração atuante em cada seção transversal deve satisfazer a condição com a relação da tração resistente de cálculo conforme detalhado na Equação (3). No caso da seção transversal com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente à tração deve ser considerado igual ou menor ao valor resistente plástico da seção bruta e ao valor de cálculo do esforço normal resistente último da seção útil na zona com furos da ligação, mostrados nas Equações (4) e (5), respectivamente.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5)$$

Onde:

N_{Ed} é a força axial atuante;

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de plastificação resistente;

$N_{u,Rd}$ é a força axial última resistente na zona de furos;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência a ruptura do aço;

γ_{M0} é a resistência dos elementos e das seções transversais;

γ_{M2} é a resistência dos parafusos;

A força axial de cálculo do esforço de compressão atuante em cada seção transversal associada aos estados-limites últimos deve satisfazer a condição com a relação da compressão resistente de cálculo conforme detalhado na Equação (6). A força axial de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme deverá ser determinada conforme a equação (7), para as seções transversais das classes 1, 2 e 3.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

Onde:

N_{Ed} é a força axial de tração solicitante;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de tração resistente;

A força axial de cálculo da resistência à curvatura de um elemento comprimido com seção transversal constante deverá ser considerada associando aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local determinada através da equação (7) dependendo das condições de contorno e seção transversal. Nos elementos solicitados à compressão axial o valor correspondente ao coeficiente de redução para o modelo de curvatura relevante (χ), corresponde à adequada esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$), através das equações (8), (9) e (10), respectivamente.

A determinação da curva de encurvatura é feita em função da seção transversal bruta mostrada na Figura 170. O perfil do tipo “U” possui a sua curvatura associada a curva “c” em relação a qualquer eixo de inércia.

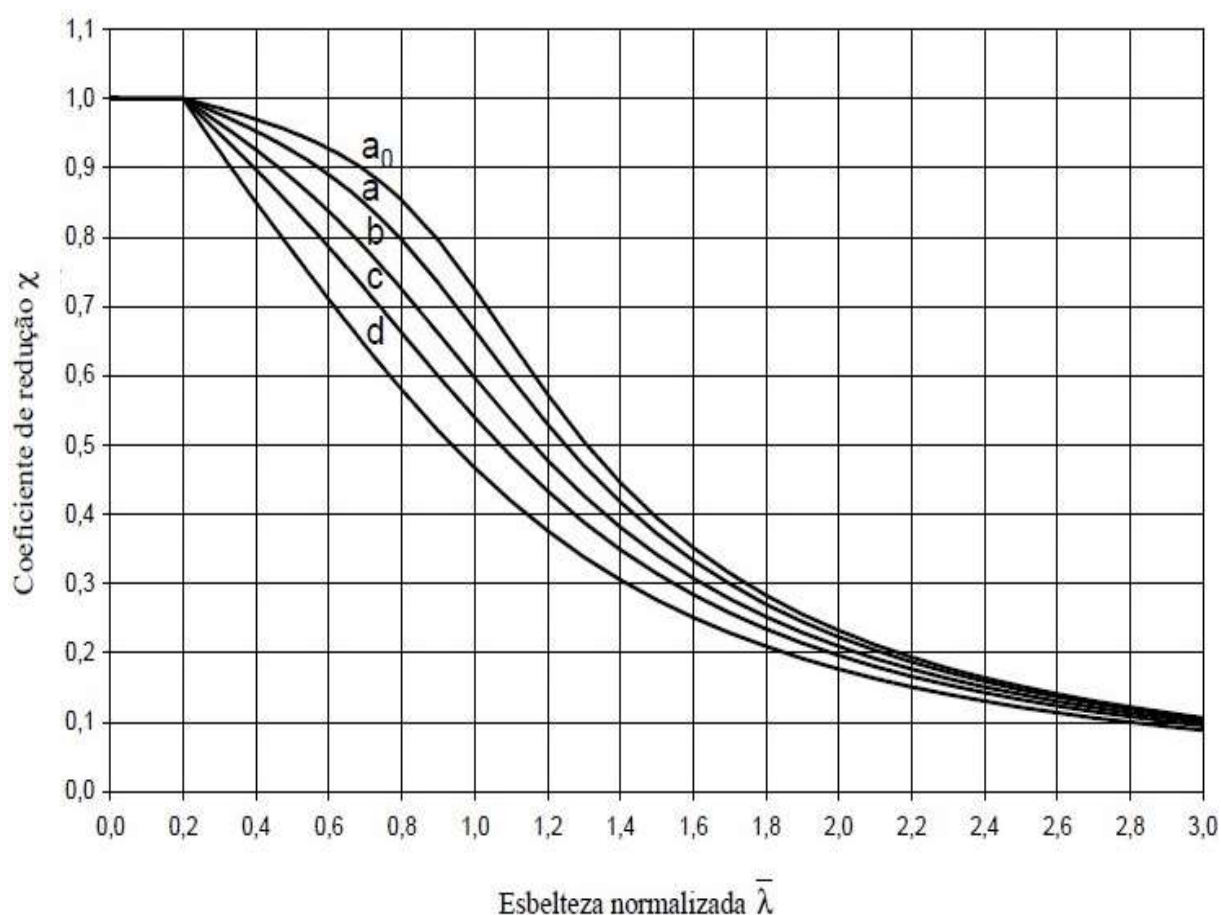


Figura 170 – Curvas de encurvatura do EN 1993-1-1 [10]

O fator de imperfeição é originado das curvas da Figura 170. Este fator leva em consideração as tensões residuais e as imperfeições geométricas dos perfis. O perfil do tipo “U” possui a sua imperfeição associada a curva “c” com fator igual a 0,49.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (8)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (9)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (10)$$

$$\lambda = \frac{L_E}{i} \quad (11)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12)$$

Onde:

ϕ é o valor para determinar o coeficiente de redução χ ;

α é o fator de imperfeição associado a seção transversal bruta;

$\bar{\lambda}$ é a esbeltez normalizada;

λ é a esbeltez geométrica;

λ_1 é a esbeltez do material

L_E é o comprimento de flambagem;

$N_{c,rd}$ é a força axial associado ao modo de curvatura elástica relevante, baseado nas propriedades da seção transversal bruta;

O valor de cálculo da resistência individual das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou tração, como é o caso dos parafusos e pinos com cupilha são verificados através das equações (13), (14) e (15). As equações (13) e (14) relatam da carga resistente ao dimensionamento do plano de corte do parafuso e do pino, respectivamente. A equação (15) mostra a resistência ao dimensionamento do esforço de tração na peça.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (13)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A}{\gamma_{M2}} \quad (14)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}} \quad (15)$$

Onde:

$F_{V,Rd}$ é a resistência ao esforço transversal do parafuso;

f_{ub} é a resistência última a tração do parafuso;

f_{ur} é a resistência última a tração;

A_o é a área líquida do furo;

O domínio de validade dos parâmetros de ligações do tipo “K” com superposição das diagonais possui premissas e limites geométricos definidos nas Equações (16) e (17), para perfis submetidos a esforços de compressão na Equação (18).

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} \geq 0,75 \quad (16)$$

$$0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 2,0 \quad (17)$$

$$\frac{h_1}{t_1} \leq 35 \quad (18)$$

Onde:

β é a relação entre a largura dos elementos diagonais e o banzo;

b_i é a largura total da direção perpendicular ao plano do elemento;

h_i é a altura total no plano da seção transversal do elemento;

t_i é a espessura da parede do elemento;

A geometria de projeto da estrutura treliçada exerce uma superposição das diagonais, essa definição é verificada na Figura 171, onde o coeficiente de superposição é verificado na Equação (18).

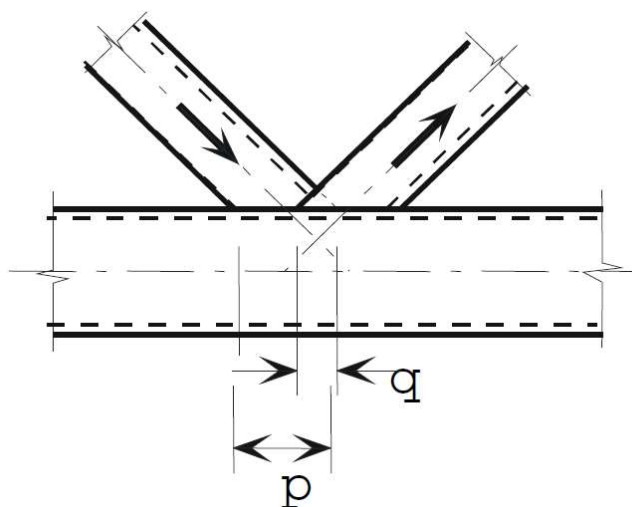


Figura 171 – Definição de sobreposição

$$25\% \leq \lambda_{ov}^{\%} = 100 \left(\frac{q}{p} \right) \leq \lambda_{ov,lim} \quad (19)$$

Onde:

$\lambda_{ov}^{\%}$ é o coeficiente de sobreposição;

$\lambda_{ov,lim}$ é o coeficiente de sobreposição a partir a resistência do corte;

Os valores de cálculo da resistência a plastificação da alma do banzo é verificado ao escoamento na Equação (20) e a ruptura na Equação (21).

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} t_w b_w}{\text{sen}\theta} / \gamma_{m5} \quad (20)$$

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{u0} t_w b_w}{\text{sen}\theta} / \gamma_{m5} \quad (21)$$

Onde:

$N_{i.Rd}$ é a força normal resistente da ligação;

t_w é a espessura da alma do perfil

b_w é a largura efetiva da lama do banzo

θ é o ângulo interno entre o elemento diagonal e o banzo

γ_{m5} é a resistência das ligações entre perfis;

Os valores de cálculo da resistência a ruptura do elemento diagonal é verificado ao escoamento na Equação (22) e a ruptura na Equação (23). Para o cálculo da força normal resistente da ligação é necessário a verificação geométricas do comprimento efetivo conforme as Equações (24), (25) e (26).

$$N_{1.Rd} = 2f_{yi} t_i p_{eff} / \gamma_{m5} \quad (22)$$

$$N_{1.Rd} = 2f_{yi} t_i p_{eff} / \gamma_{m3} \quad (23)$$

$$p_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{yi} \quad (24)$$

$$p_{eff} \leq b_i \quad (25)$$

$$p_{eff} \leq b_i + h_i - 2t_i \quad (26)$$

Onde:

p_{eff} é o comprimento efetivo;

γ_{m3} é o coeficiente de resistência ao escoamento nos estados limites últimos;

r é o raio de concordância;

t_f é a espessura da mesa do perfil;

Os valores de cálculo da resistência ao corte do banzo das diagonais é verificado ao escoamento na Equação (27) e a ruptura na Equação (28), para o elemento do banzo a Equação (29) é apresentada. Para o cálculo da força normal resistente da ligação é necessário a verificação geométricas da seção transversal conforme as Equações (30), (31) e (32).

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}A_v}{\sqrt{3}\text{sen}\theta}/\gamma_{m5} \quad (27)$$

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}A_v}{\sqrt{3}\text{sen}\theta}/\gamma_{m5} \quad (28)$$

$$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v)f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{m5} \quad (29)$$

$$A_v = A_0 - (2 - \alpha)b_0t_f + (t_w + 2r)t_f \quad (30)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{[1 + 4g^2/(3t_f^2)]}} \quad (31)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,6A_w f_{yi}}{\gamma_{m5}} \quad (32)$$

Onde:

A_v é a área de corte no banzo;

$N_{0,Rd}$ é a força normal resistente da ligação no banzo

A_0 é área total líquida do furo;

V_{Ed} é a força de cisalhamento no ELU;

$V_{pl,Rd}$ é a força de cisalhamento plástica;

α é um fator definido no quadro apropriado;

g é a distância entre as linhas de parafuso no sentido transversal da força;

A_w é a área efetiva da alma do perfil;

iii) Norma brasileira – NBR 8800 [41]

As distâncias mínimas entre os eixos dos furos e distâncias dos furos das extremidades e bordos de uma ligação aparafusada são calculadas e tabeladas nos itens 6.3.11.2 e 6.3.12 da NBR 8800 [41], onde a linha de peças da ligação estão dispostas conforme ilustrado na Figura 172. Admitindo que todos os furos e distâncias entre furos são parametrizados e a ruptura pode ocorrer ao longo de todo perfil.

A redução da resistência de barras ou perfis para um elemento plano submetido a esforço normal nos furos ou aberturas utilizam a área líquida obtida de uma barra, sendo a soma dos produtos da espessura pela largura de cada elemento, a equação (33) trata a seção de ruptura incluindo os furos de bordo e o furo central de 21 mm.

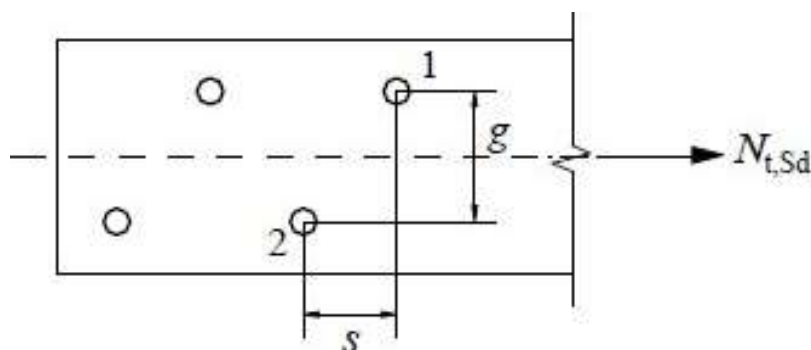


Figura 172 – Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2 [41]

$$A_e = A - ntd_0 + t \sum \left(\frac{s^2}{4g} \right) \quad (33)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante;

A_e é a área líquida da seção transversal da barra ou perfil;

A é a área bruta da seção transversal;

n é a quantidade de furos na seção transversal;

t é a espessura da barra ou perfil;

d_0 é o diâmetro do furo para um parafuso;

s é a distância longitudinal entre os eixos dos parafusos de bordo;

g é a distância transversal entre os eixos dos parafusos de bordo;

A força axial de cálculo do esforço de tração atuante em cada seção transversal deve satisfazer a condição com a relação da tração resistente de cálculo

conforme detalhado na Equação (34). No caso da seção transversal com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente à tração deve ser considerado igual ou menor ao valor resistente plástico da seção bruta e ao valor de cálculo do esforço normal resistente último da seção útil na zona com furos da ligação mostrados nas Equações (35) e (36), respectivamente.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (34)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (35)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (36)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante;

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente;

A_g é a área bruta da seção transversal;

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência a ruptura do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências ao escoamento;

γ_{a2} é o coeficiente de ponderação das resistências a ruptura;

A força axial de cálculo do esforço de compressão atuante em cada seção transversal associada aos estados-limites últimos deve satisfazer a condição com a relação da compressão resistente de cálculo conforme detalhado na Equação (37). A força axial de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme deverá ser determinada conforme a equação (38), para as seções transversais das classes 1, 2 e 3.

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (37)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (38)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente;

A força axial da resistência de cálculo de um elemento comprimido deverá ser considerada associado aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local determinado através da equação (38). Nos elementos solicitados à compressão axial, o valor correspondente ao coeficiente de redução associado à resistência à compressão (χ) verificado na (39), corresponde à adequada esbeltez reduzida (λ_0), através das equações (40) e (41), respectivamente.

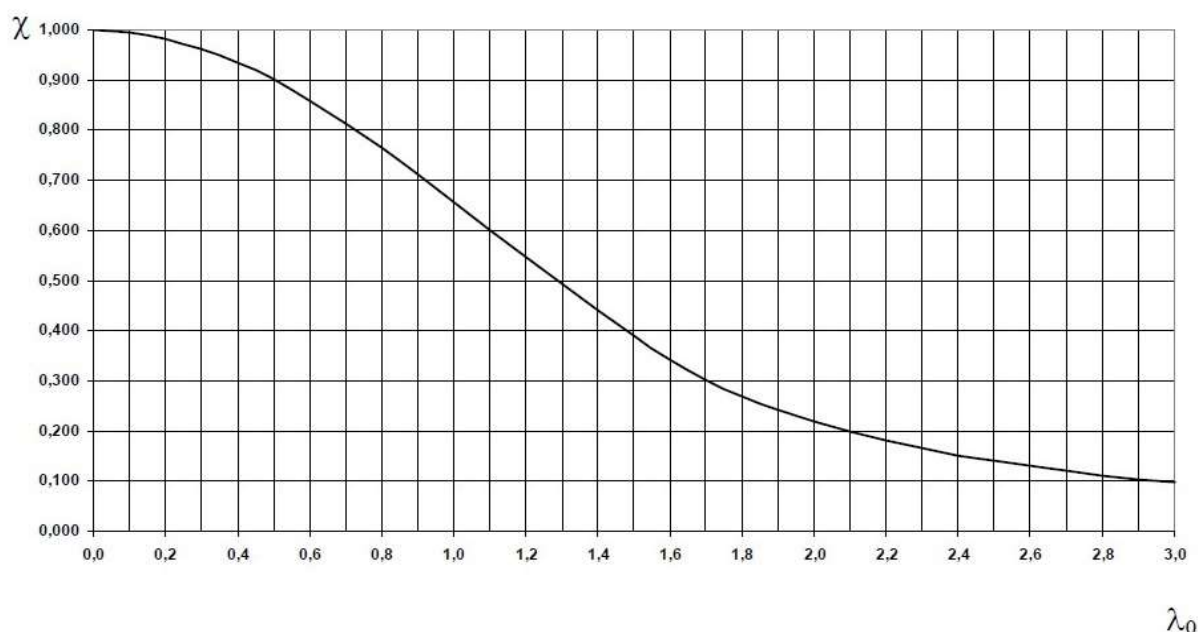


Figura 173 – Curvas de curvatura do NBR 8800 [41]

$$\begin{aligned} \text{para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi &= 0,658 \lambda_0^2 \\ \text{para } \lambda_0 > 1,5: \chi &= \frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned} \quad (39)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (40)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (41)$$

Onde:

N_e é a força axial de flambagem elástica de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou assimétrica em relação a um ponto;

O coeficiente de flambagem de elementos isolados indicam a linha elástica de flambagem em função das condições de contorno. A NBR 8800 [41] apresenta a tabela ilustrada na Figura 174 com os valores recomendados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio						
	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Figura 174 – Coeficiente de flambagem NBR 8800 [41]

O valor de cálculo da resistência individual das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou tração, como é o caso dos parafusos e pinos com cupilha são verificados através das equações (42), (43) e (44). As equações (42) e (43) falam da carga resistente ao dimensionamento do plano de corte do parafuso e do pino, respectivamente, a equação (44) mostra a resistência ao dimensionamento do esforço de tração e cisalhamento na peça.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4f_{ub}A_b}{\lambda_{a2}} \quad (42)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_yA_w}{\lambda_{a1}} \quad (43)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ub}A_{be}}{\lambda_{a2}} \quad (44)$$

Onde:

A_b é a área bruta do parafuso;

A_w é a área efetiva do pino;

A_{be} é a área efetiva do parafuso;

O tópico de limitação do índice de esbeltez da NBR 8800 [41], trata que o índice de esbeltez deve ser calculado com o seu raio de giração mínimo. Adicionalmente, pelo menos duas chapas espaçadoras devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas.

ANEXO B – PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA DOS TESTES EXPERIMENTAIS

i) Introdução

Neste capítulo será apresentado o planejamento, logística e estimativa de recursos necessários para a execução de cada atividade para a realização dos testes experimentais sobre os sistemas treliçados espaciais, determinando o tipo e a quantidade de material, número de pessoas, equipamentos, insumos ou suprimentos empregados para realização dos ensaios. Em paralelo, um cronograma físico será apresentado com os passos desenvolvidos para viabilização dos recursos e materiais. A estimativa de custos passa por uma etapa de planejamento da metodologia e recursos financeiros necessários para execução dos testes, uma compatibilização entre o processo teórico ideal e o que é fisicamente possível devido às instalações do laboratório. Todos os grupos e subgrupos estudados ou avaliados são formatados em componentes menores e mais facilmente gerenciáveis, através do emprego de uma árvore hierárquica orientando às entregas, fases e ciclos que foram feitos para completar o projeto completo, conforme ilustrado na Figura 175.



Figura 175 – Estrutura analítica do projeto (EAP)

ii) Estimativa de custos

Com a missão de viabilizar a execução do ensaio experimental foi elaborado um plano de investimento com retorno do aporte financeiro em ativo. Todos os custos diretos e indiretos utilizados para realização dos ensaios experimentais estão listados na sequência: os custos diretos em investimento de fabricação de materiais são detalhados na Tabela 28 e Tabela 29 neste item todos os materiais empregados na estrutura principal, estrutura de reação e perfis isolados são enumerados quantitativamente e seus custos tomam por base as notas fiscais de fabricação dos mesmos. Muitos dos equipamentos de medição e aplicação de carga utilizados no ensaio experimental foram disponibilizados pelo Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Brasil. Logo não foram computados os custos referentes a locação ou compra destes materiais.

A Tabela 30 detalha os itens e custos dos materiais que sofreram deformação plástica ou ruína provenientes do ensaio experimental, ou seja, estas peças não estão mais aptas a serem reutilizadas ou reintegrados ao ativo de locação da empresa. Em todas as montagens de treliças e perfis de reação foram utilizadas mão de obra especializada. Os custos relacionados ao transporte e montagem de todos os conjuntos estão listados na Tabela 31. Este ensaio é o maior ensaio realizado pelo Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM-DEC), tanto no tocante ao volume de materiais empregados quanto na logística envolvida de transporte, armazenamento, montagem e ensaio. Para realização de um ensaio de tal porte, como este que vem sendo apresentado, a análise dos custos envolvidos e a viabilidade econômica e financeira deve ser contemplada. A Tabela 32 mostra o fluxo financeiro com o aporte mínimo inicial, os materiais transferidos para o ativo de patrimônio e o custo efetivo não reembolsável para realização dos 3 ensaios experimentais das treliças e os ensaios de perfis isolados.

Este custo não reembolsável é o somatório de 32,55 % do aporte financeiro total empregado e dos R\$ 74.556,12 que correspondem a essa parcela, 49,35 % estão relacionados aos custos indiretos de mão de obra, frete e materiais auxiliares. Logo, podemos concluir que apenas 16,48 % do montante total foram empregados em materiais sem a possibilidade de reutilização. Nas Figura 176 e Figura 177 são apresentados os gráficos com as distribuições dos custos relacionados.

Tabela 28 – Custos de fabricação para ensaio das treliças

DESCRIÇÃO	PESO UNITÁRIO	VALOR UNITÁRIO	QUANTIDADES		CUSTO DE FABRICAÇÃO		
			1 TRELIÇA	3 TRELIÇAS	1 TRELIÇA	3 TRELIÇAS	
ESTRUTURA PRINCIPAL - TRELIÇA SM							
BASE DE APOIO SM	39,00 kg	R\$ 1.487,50	4	12		R\$ 5.950,00	R\$ 17.850,00
CHAPA DE LIGAÇÃO SM	26,50 kg	R\$ 867,68	18	54		R\$ 15.618,24	R\$ 46.854,72
CONECTOR DIAGONAL	4,50 kg	R\$ 184,70	24	74	*	R\$ 4.432,80	R\$ 13.298,40
VIGA SM COMPLETA C/ 1,69 m	44,00 kg	R\$ 263,48	20	60		R\$ 5.269,60	R\$ 15.808,80
VIGA SM COMPLETA C/ 1,81 m	46,75 kg	R\$ 280,42	18	54		R\$ 5.047,56	R\$ 15.142,68
DG VT 1,00 X 1,50 m SM	7,50 kg	R\$ 171,20	4	12		R\$ 684,80	R\$ 2.054,40
DG VT 2,00 X 1,50 m SM	10,70 kg	R\$ 234,51	6	18		R\$ 1.407,06	R\$ 4.221,18
TR 1,50 m SM	6,20 kg	R\$ 141,10	12	37	*	R\$ 1.693,20	R\$ 5.079,60
PINO COM TRAVA SM	0,30 kg	R\$ 278,89	44	134	*	R\$ 12.271,16	R\$ 36.813,48
PARAFUSO M16X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,00 kg	R\$ 8,50	228	684		R\$ 1.938,00	R\$ 5.814,00
PARAFUSO M20X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,25 kg	R\$ 9,50	72	222	*	R\$ 684,00	R\$ 2.052,00
* O quantitativo de material é diferenciado conforme o Ensaio.			2.962,30 kg	8.910,20 kg		R\$ 54.996,42	R\$ 164.989,26
ESTRUTURA DE REAÇÃO							
PERFIL MET. W310x52x3m	156,00 kg	R\$ 1.261,26	4	4		R\$ 5.045,04	R\$ 5.045,04
PERFIL MET. W310x52x2,5m	150,00 kg	R\$ 1.051,05	2	2		R\$ 2.102,10	R\$ 2.102,10
TIRANTE DW 32 600cm	60,00 kg	R\$ 800,00	4	4		R\$ 3.200,00	R\$ 3.200,00
PORCA DYWIDAG 32 mm CONICA	2,00 kg	R\$ 140,25	8	8		R\$ 1.122,00	R\$ 1.122,00
PLACA DE ANCORAGEM	12,00 kg	R\$ 80,90	12	12		R\$ 970,80	R\$ 970,80
PLACA DE REAÇÃO 250x250x19,05 mm	9,40 kg	R\$ 63,37	2	2		R\$ 126,74	R\$ 126,74
PLACA DE REAÇÃO 500x250x19,05 mm	18,80 kg	R\$ 126,74	2	2		R\$ 253,49	R\$ 253,49
PERFIL MET. W150x100x1,4m	115,00 kg	R\$ 929,78	4	4		R\$ 3.719,10	R\$ 3.719,10
ROTULA METÁLICA	5,30 kg	R\$ 35,73	2	2		R\$ 71,46	R\$ 71,46
CONECTOR DO PERFIL W150x100	1,20 kg	R\$ 8,09	4	4		R\$ 32,36	R\$ 32,36
CILINDRO HIDRÁULICO 600 kN – Fare [70]	45,00 kg	R\$ -	2	2	**	R\$ -	R\$ -
CELULA DE CARGA GEFRAN [67] 500 kN.	2,00 kg	R\$ -	4	4	**	R\$ -	R\$ -
STRAIN GAGE	0,00 kg	R\$ -	8	24	**	R\$ -	R\$ -
LVDT GEFRAN PA1 [68]	0,00 kg	R\$ -	4	4	**	R\$ -	R\$ -
** Materiais do acervo da PUC-RJ e Faculdade de Engenharia da UERJ			1.938,40 kg	1.938,40 kg		R\$ 16.643,09	R\$ 16.643,09

A

B

Tabela 29 – Custos de fabricação para ensaio dos postes

DESCRIÇÃO	PESO UNITÁRIO	VALOR UNITÁRIO	QUANTIDADES		CUSTO DE FABRICAÇÃO	
			1 POSTE	9 POSTES	1 POSTE	9 POSTES
LIGAÇÃO VERTICAL SM	6,77 kg	R\$ 159,01	2	2	R\$ 318,02	R\$ 318,02
TUBO LIGAÇÃO SM	1,44 kg	R\$ 38,99	1	18	R\$ 38,99	R\$ 701,82
VIGA SM COMPLETA C/ 1,50 m	39,66 kg	R\$ 926,06	1	9	R\$ 926,06	R\$ 8.334,54
PARAFUSO M16X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,00 kg	R\$ 8,50	16	150	R\$ 136,00	R\$ 1.275,00
* O quantitativo de material é diferenciado conforme o Ensaio.			70,64 kg	546,40 kg	R\$ 1.419,07	R\$ 10.629,38

C

Tabela 30 – Custos de fabricação do material danificado das treliças

DESCRIÇÃO	PESO UNITÁRIO	VALOR UNITÁRIO	QUANTIDADES	CUSTO DE FABRICAÇÃO
MATERIAL PLASTIFICADO DA TRELIÇA				
CHAPA DE LIGAÇÃO SM	26,50 kg	R\$ 867,68	8	R\$ 6.941,44
CONECTOR DIAGONAL	4,50 kg	R\$ 184,70	14	R\$ 2.585,80
VIGA SM COMPLETA C/ 1,69 m	44,00 kg	R\$ 263,48	12	R\$ 3.161,76
VIGA SM COMPLETA C/ 1,81 m	46,75 kg	R\$ 280,42	12	R\$ 3.365,04
TR 1,50 m SM	6,20 kg	R\$ 141,10	7	R\$ 987,70
PARAFUSO M16X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,00 kg	R\$ 8,50	1140	R\$ 9.690,00
PARAFUSO M20X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,25 kg	R\$ 9,50	42	R\$ 399,00
MATERIAL PLASTIFICADO DO POSTE				
LIGAÇÃO VERTICAL SM	6,77 kg	R\$ 159,01	2	R\$ 318,02
TUBO LIGAÇÃO SM	1,44 kg	R\$ 38,99	18	R\$ 701,82
VIGA SM COMPLETA C/ 1,50 m	39,66 kg	R\$ 926,06	9	R\$ 8.334,54
PARAFUSO M16X100 RT CLASSE 8.8 COMP.	1,00 kg	R\$ 8,50	150	R\$ 1.275,00
			3.146,30 kg	R\$ 37.760,12

D

Tabela 31 – Custos de frete e mão de obra das treliças

DESCRIÇÃO	CUSTO H/H	DIAS	HORAS/DIA	QUANT.	3 TRELIÇAS
CUSTOS INDIRETOS					
MONTADOR TIPO 01	R\$ 30,50	2	8	4	R\$ 5.856,00
MONTADOR TIPO 02	R\$ 150,00	22	8	1	R\$ 26.400
FRETE	R\$ 1.200,00	-	-	3	R\$ 3.600,00
MISCELÂNEA	R\$ 940,00	-	-	-	R\$ 940,00
					R\$ 36.796,00

E

Tabela 32 – Fluxo de aporte financeiro das treliças

DESCRIÇÃO	PESO UNITÁRIO	1 TRELIÇA 1 POSTE	3 TRELIÇAS 9 POSTES
FLUXO DE APORTE FINANCEIRO			
APORTE FINANCEIRO PARA EXECUÇÃO	11.395,00 kg	R\$ 85.323,92	R\$ 229.057,73
CUSTOS TRANSFORMADO EM INVESTIMENTO	8.248,70 kg	R\$ 60.471,88	R\$ 154.501,61
CUSTO EFETIVO DE EXECUÇÃO	3.146,30 kg	R\$ 24.852,04	R\$ 74.556,12

F=A+B+C+E

G=F-E-D

H=F-G

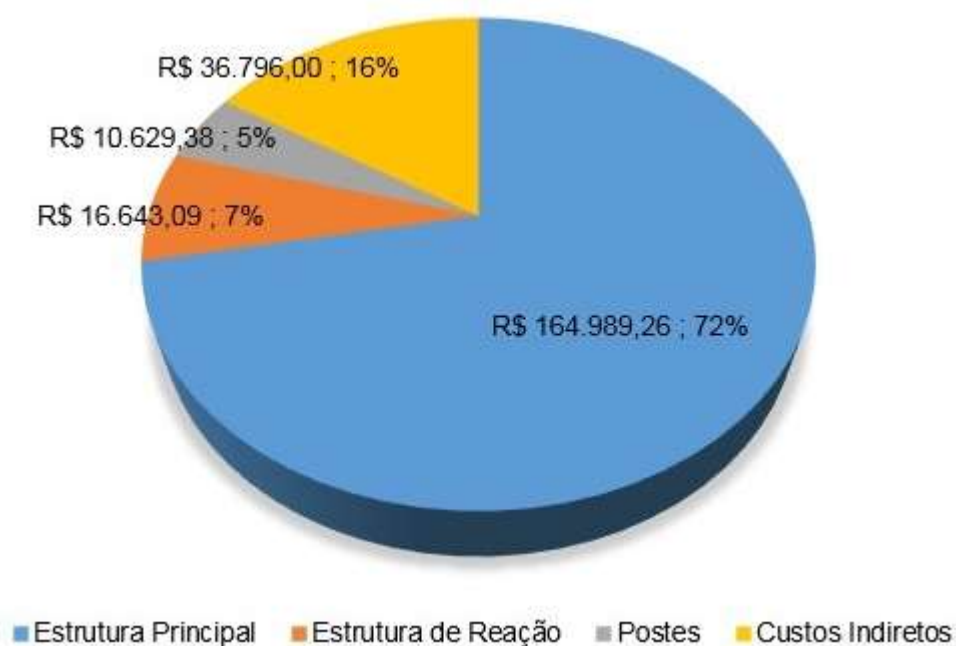


Figura 176 – Gráfico de distribuição dos custos globais

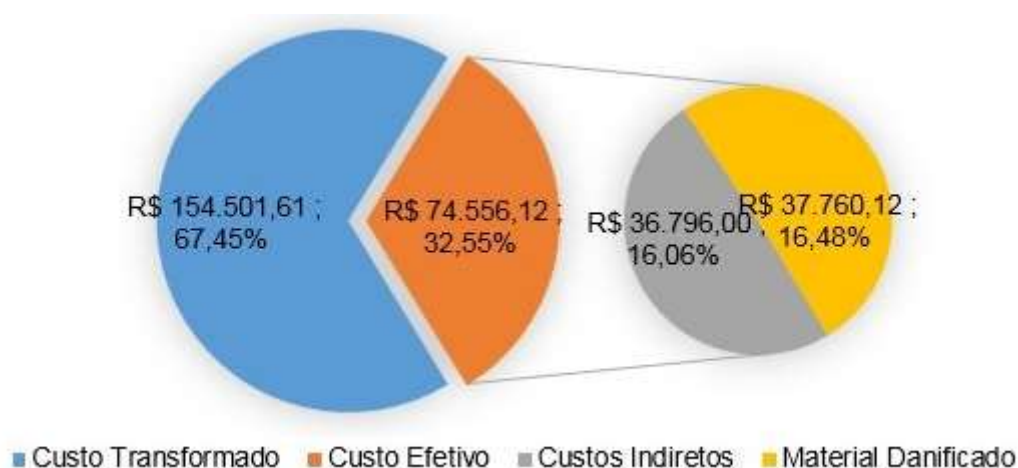


Figura 177 – Gráfico de detalhamento dos custos globais

Cabe destacar que os custos diretos de fabricação dos componentes, os custos indiretos de mão de obra, frete e outros custos inerentes a execução dos ensaios foram fornecidos em parceria com a empresa Mills Estruturas e Engenharia S/A, assim como a disponibilidade do laboratório de materiais, armazenamento, instrumentos de aplicação e medição assim como os técnicos que auxiliaram na captação dos dados foram fornecidos pela (LEM-DEC) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO e o programa de Pós-graduação da Universidade do Estado do Rio de Janeiro PGECIV-RJ.

ANEXO C – FOTOS DE MONTAGEM

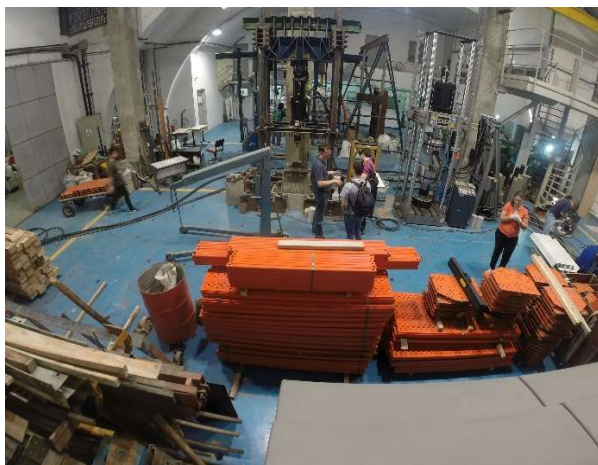


Figura 178 – Chegada e armazenamento dos componentes

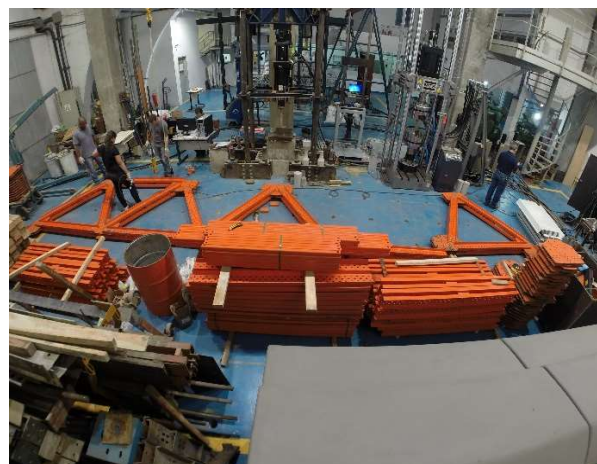
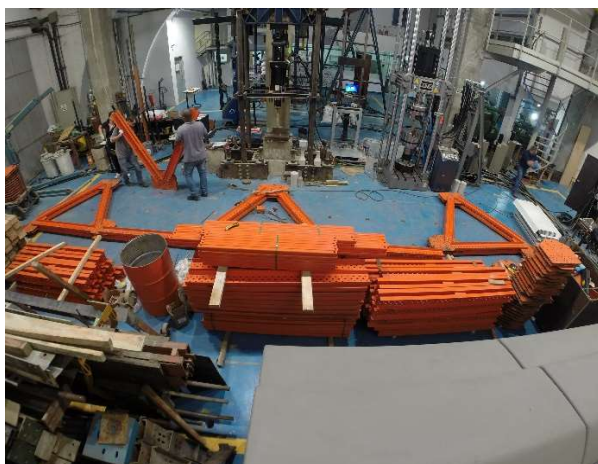


Figura 179 – Passo 01: montagem de módulos da linha de treliça

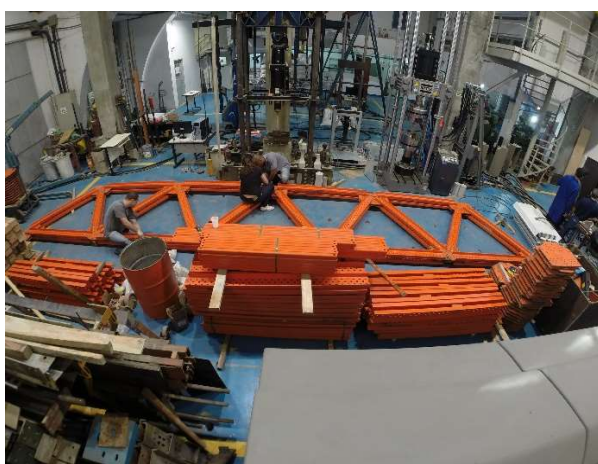


Figura 180 – Passo 02: montagem de módulos da linha de treliça

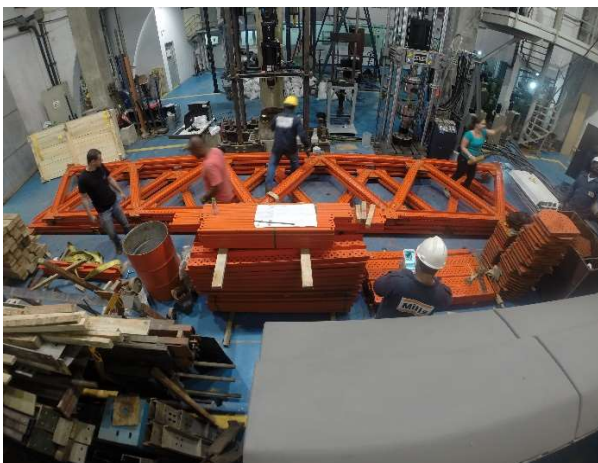


Figura 181 – Passo 03: montagem de módulos da linha de treliça

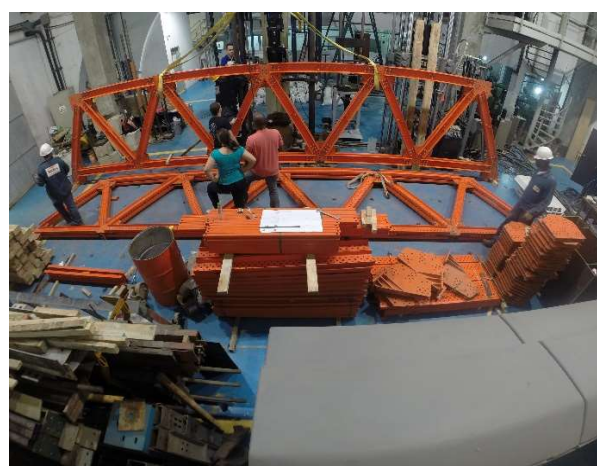


Figura 182 – Passo 01: içamento das linhas de treliça

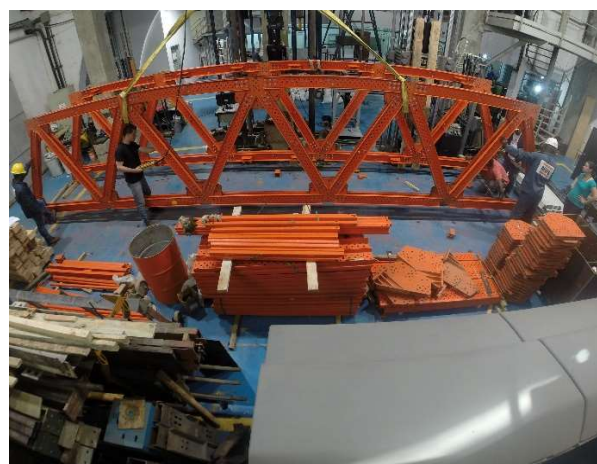


Figura 183 – Passo 02: içamento das linhas de treliça



Figura 184 – Tracionamento das linhas de treliça

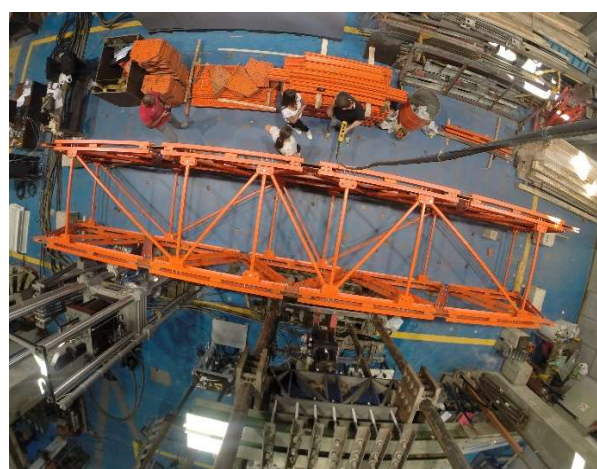
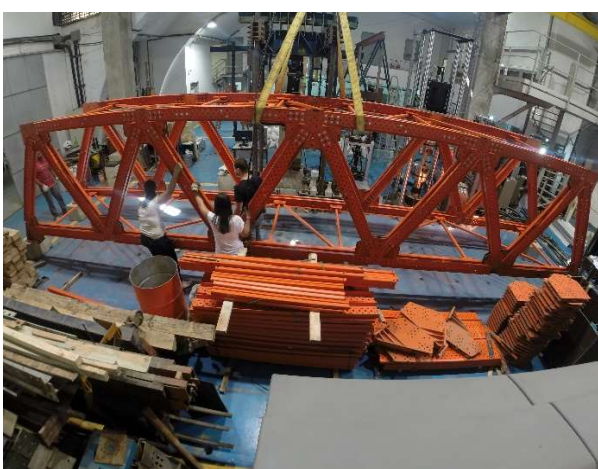


Figura 185 – Posicionamento do pórtico treliçado

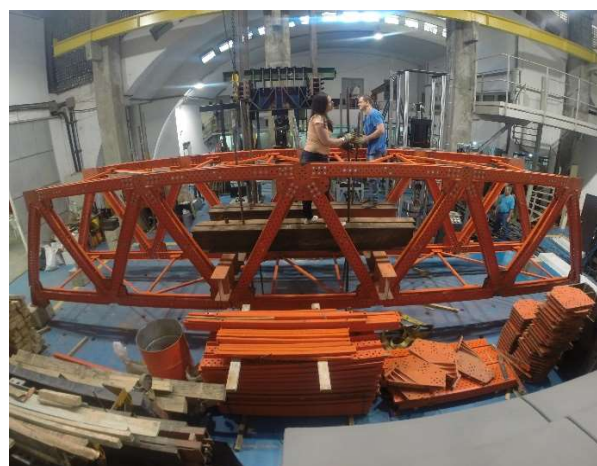
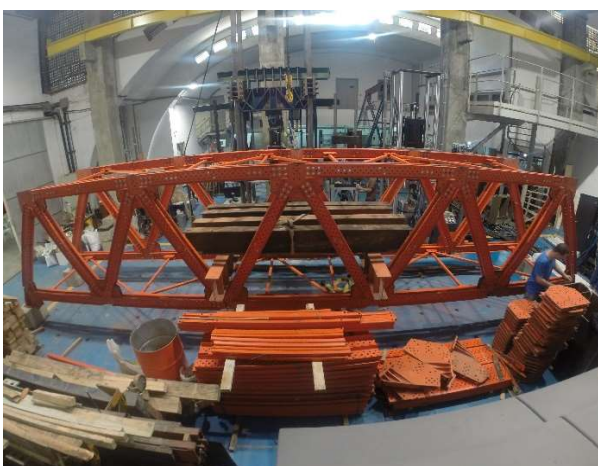


Figura 186 – Posicionamento dos perfis de contato

Figura 187 – Posicionamento dos tirantes Dywidag de 32 mm

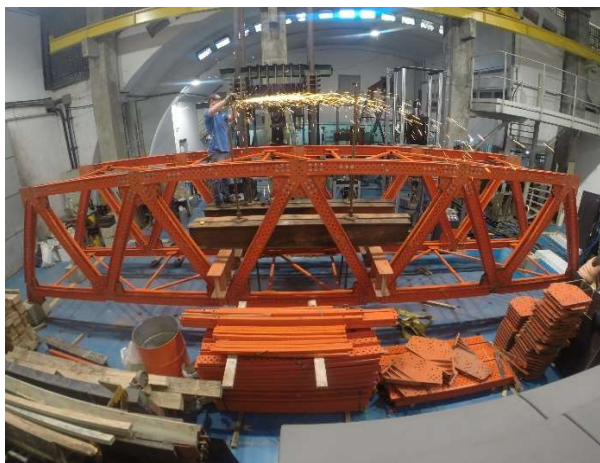


Figura 188 – Acabamento e colocação das placas e porcas do tirante Dywidag



Figura 189 – Colocação das placas e porcas do tirante Dywidag



Figura 190 – Estrutura de contato montada



Figura 191 – Montagem dos duplos perfis W150x100 de reação



Figura 192 – Montagem dos cilindros de reação de 600 kN



Figura 193 – Conjunto de reação completo 01



Figura 194 – Conjunto de reação completo
02

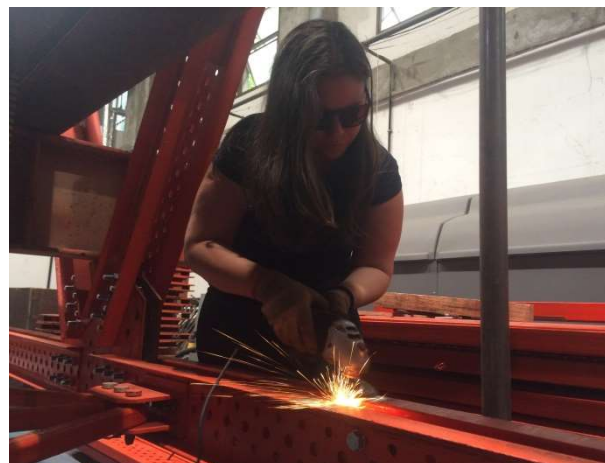


Figura 195 – Preparação da base *strain gage*
01



Figura 196 – Preparação da base *strain gage*
02

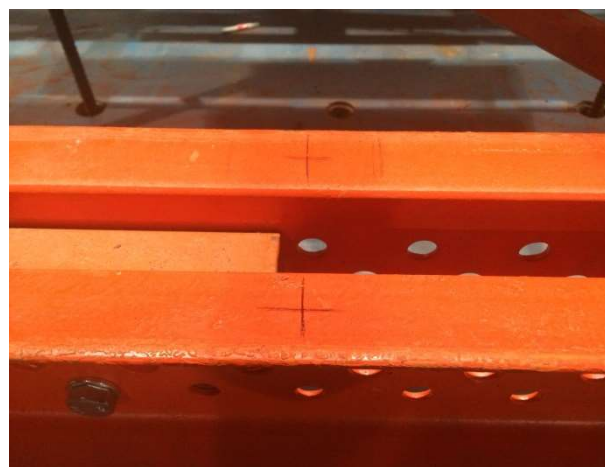


Figura 197 – Posicionamento do *strain gage*
01



Figura 198 – Posicionamento do *strain gage*
02

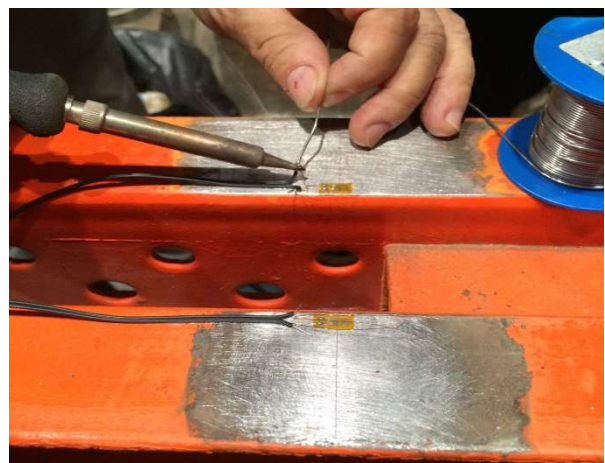


Figura 199 – Instalação do *strain gage*



Figura 200 – *Strain gage* instalado



Figura 201 – Células de carga 14 e 15



Figura 202 – Células de carga 17 e 25



Figura 203 – Extensômetro 06



Figura 204 – Extensômetro 03

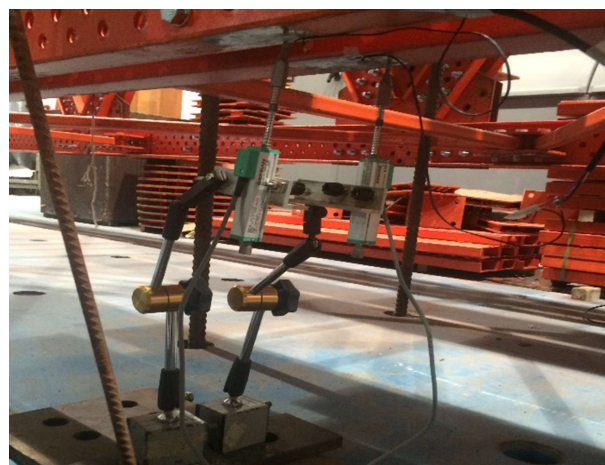


Figura 205 – Extensômetros 1, 2, 4 e 6

ANEXO D – PARAFUSOS CLASSE 8.8 DOS ENSAIOS ISOLADOS

Figura 206 – Grupo 01: ensaio 01 dos parafusos 1 a 12



Figura 207 – Grupo 01: ensaio 02 dos parafusos 1 a 12



Figura 208 – Grupo 01: ensaio 03 dos parafusos 1 a 12



Figura 209 – Grupo 02: ensaio 04 dos parafusos 1 a 12



Figura 210 – Grupo 02: ensaio 05 dos parafusos 1 a 12



Figura 211 – Grupo 02: ensaio 06 dos parafusos 1 a 12



Figura 212 – Grupo 03: ensaio 07 dos parafusos 1 a 12



Figura 213 – Grupo 03: ensaio 08 dos parafusos 1 a 12



Figura 214 – Grupo 03: ensaio 09 dos parafusos 1 a 12