

**ESTUDO EXPERIMENTAL, ESTÁTICO E DINÂMICO, ANALÍTICO E NUMÉRICO DE ESTRUTURAS
TRIDIMENSIONAIS EM AÇO COM CORREÇÕES NA LIGAÇÃO TÍPICA ESTAMPADA**

WELINGTON VITAL DA SILVA

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO EXPERIMENTAL, ESTÁTICO E DINÂMICO, ANALÍTICO
E NUMÉRICO DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS EM AÇO
COM CORREÇÕES NA LIGAÇÃO TÍPICA ESTAMPADA**

ENG.º CIVIL MSc. WELINGTON VITAL DA SILVA

ORIENTADOR: Prof.: LUCIANO MENDES BEZERRA, Ph.D.

CO-ORIENTADOR: Prof.: CLEIRTON ANDRÉ S. DE FREITAS, D.Sc.

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PUBLICAÇÃO: E.TD – 5A/20
BRASÍLIA/DF, 02 DE DEZEMBRO DE 2020**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO EXPERIMENTAL, ESTÁTICO E DINÂMICO, ANALÍTICO
E NUMÉRICO DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS EM AÇO
COM CORREÇÕES NA LIGAÇÃO TÍPICA ESTAMPADA**

ENG.º CIVIL MSc. WELINGTON VITAL DA SILVA

**TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

**Prof. Luciano Mendes Bezerra, Ph.D (PECC/ENC/UnB)
(Orientador)**

**Prof. William Taylor Matias Silva, Dr. Ing. (PECC/ENC/UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. Alex Sander Clemente de Souza, D.Sc. (UFSCar)
(Examinador Externo)**

**Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva, D.Sc. (VALEC)
(Examinador Externo)**

**Prof. Valdeir Francisco de Paula, D.Sc. (IFG)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 02 DE DEZEMBRO DE 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, WELINGTON VITAL

Estudo Experimental, Estático e Dinâmico, Analítico e Numérico de Estruturas Tridimensionais em Aço com Correções na Ligação Típica Estampada. [Distrito Federal] 2020.

xxxii 390p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2020).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Treliza Tridimensional

2. Ensaio Dinâmico

3. Ensaio Estático

4. Distanciadores

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, W.V (2020). Estudo Experimental, Estático e Dinâmico, Analítico e Numérico de Estruturas Tridimensionais em Aço com Correções na Ligação Típica Estampada. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-5A/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 391p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Welington Vital da Silva

TÍTULO: Estudo Experimental, Estático e Dinâmico, Analítico e Numérico de Estruturas Tridimensionais em Aço com Correções na Ligação Típica Estampada.

GRAU: Doutor

ANO: 2020

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Welington Vital da Silva
Rua Jaboticabal, quadra 85, lote 06
70.850.300 Luziânia – GO – Brasil.
e-mail: Welington.vital@gmail.com

AGRADECIMENTO ESPECIAL

אֱלֹהִים יִשְׁעִיה

יִשְׁשׂוּם מְדַבֵּר וְצִיָּה וְתַגֵּל עֲרָבָה וְתַפְרַח כַּחבְּצָלֶת:

פָּרַח תַּפְרַח וְתַגֵּל אַף גִּילַת וְרִנָּן כְּבוֹד הַלְבָנוֹן גִּתּוֹן - לֵה הַדָּר הַכְּרָמָל

וְהַשְּׂרוֹן הֵמָּה יִרְאוּ כְבוֹד - יִהְיֶה הַדָּר אֱלֹהֵינוּ: ס חֲזָקוֹ יְדִים רַפּוֹת וּבְרָכִים פְּשָׁלוֹת אֲמָצוֹ:

אֲמָרוּ לְנַמְהָרֵי - לֵב חֲזָקוֹ אֵל - תִּירְאוּ הַגָּה אֱלֹהֵיכֶם נָקָם יָבוֹא גָמוֹל אֱלֹהִים

הוּא יָבוֹא וַיִּשְׁעֶכֶם: אִז תַּפְקֹחְנָה עֵינֵי עֲרָרִים וְאַנְי חֲרָשִׁים תַּפְתְּחֹנָה:

אִז יִדְלַג כְּאֵיל פֶּסֶס וְתָרֵן לְשׁוֹן אֵלֶם כִּי - נִבְקָעוּ בַמְדַבֵּר מִיָּם וּנְחָלִים בְּעֲרָבָה:

וְהִיָּה הַשָּׂרֵב לְאָגָם וְצִמְאֹן לְמַבּוּעֵי מִיָּם בְּנֹהַ תַנִּים רִבְצָה חֲצִיר לִקְנָה וְגִמְאָ:

וְהִיָּה - שָׁם מִסְלוֹל וְדָרָךְ וְדָרָךְ הַקָּדָשׁ יִקְרָא לֵה לֹא - יַעֲבֹרְנוּ טָמֵא

וְהוּא - לָמוּ הַלֵּךְ דָּרָךְ וְאֹוִילִים לֹא וְגִמְאָ: לֹא - יִהְיֶה שָׁם אֲרִיָּה וּפְרִיץ חַיּוֹת כָּל - יַעֲלֶנָה

לֹא תִמְצָא שָׁם וְהִלְכוּ גְאוּלִים: וּפְדוּנֵי יִהְיֶה יִשְׁבוּן וּבָאוּ צִיּוֹן

בְּרִנָּה וְשִׂמְחַת עוֹלָם עַל - רֵאשִׁים שְׁשׁוֹן וְשִׂמְחָה יִשְׁגִּי וְנָסוּ יָגוֹן: וְאַנְחָה פ

À Deus.

Isaías:

O deserto e os lugares secos se alegrarão com isso; e o ermo exultará e florescerá como a rosa. Abundantemente florescerá, e também regurgitará de alegria e exultará; a glória do Líbano se lhe deu, a excelência do Carmelo e Sarom: eles verão a glória do Senhor, a excelência do nosso Deus. Confortai as mãos fracas, e fortalecei os joelhos trementes. Dizei aos turbados de coração: Esforçai-vos, não temais: eis que o vosso Deus virá com vingança, com recompensa de Deus; ele virá, e vos salvará. Então os olhos dos cegos serão abertos, e os ouvidos dos surdos se abrirão. Então os coxos saltarão como cervos, e a língua dos mudos cantará: porque águas arrebentarão no deserto, e riberios no ermo. E a terra seca se transformará em tanques, e a terra sedenta em mananciais de águas; e nas habitações em que jaziam os chacais haverá erva com canas e juncos. E ali haverá um alto caminho, um caminho que se chamará o caminho santo; o imundo não passará por ele, mas será para o povo de Deus; os caminhantes, até mesmo os loucos, não errarão. Ali não haverá leão, nem animal feroz subirá a ele, nem se achará nele: mas os remidos andarão por ele. E os resgatados do Senhor voltarão, e virão a Sião com júbilo: e alegria eterna haverá sobre as suas cabeças: gozo e alegria alcançarão, e deles fugirá a tristeza e o gemido. (Isaías 35:1-10).

DEDICATÓRIA

Aos professores:

Se todas as etapas da evolução do homem estivessem embutidas em um livro com certeza a profissão de professor seria uma das mais belas páginas, onde a inteligência humana deixou marcas significativas. Mas nem por isso, devem ser entendidas como fruto de uma cabeça privilegiada, e sim como resultado de muitas incertezas, tentativas, discórdias, erros, busca pelo conhecimento e contribuições convincentes.

Ao

Saudoso professor Ivo Vital, pelas inúmeras aulas de matemática durante as noites de plantão na escola e ao incentivo ao estudo.

*À minha esposa, **Lauana**, pelo apoio, paciência e incentivo irrestrito. Aos familiares.*

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, quero agradecer ao professor Luciano Mendes Bezerra, por ter sido seu aluno nas disciplinas de Métodos matemáticos para engenharia e Estruturas Metálicas. Salienta-se, de forma insofismável, o fato de que o professor Luciano é uma referência, como docente. Sobretudo, com simplicidade, mas mantendo a elegância promove a mola propulsora para o desenvolvimento de novas pesquisas. Sua humildade contrasta com tamanha sabedoria. Meus agradecimentos por ter me conduzido nessa pesquisa de doutorado. Sempre foi objetivo e claro nas suas argumentações, com sinceridade e profissionalismo, obrigado pela confiança depositada. Ao prof. Cleiton André Silva Freitas, DSc., pelo apoio, incentivo, agradeço como me recebeu na Universidade Federal do Cariri – UFCA, não poderia deixar de agradecer também a sua esposa Paula pela empatia e amizade. Aos alunos da UFCA pela ajuda durante a realização dos ensaios experimentais. Aos engenheiros da UFCA: André, Davi e Washington. Ao prof. Erwin Ulises, DSc., pela ajuda incondicional na realização dos ensaios na UFCA. Meus sinceros agradecimentos ao técnico do laboratório Igor, pela ajuda. Quero agradecer aos seguranças da UFCA que autorizavam minha permanência no laboratório nos fins de semana. Meus agradecimentos ao prof. Francisco Evangelista Junior, PhD e ao prof. José Luis Vital de Brito, DSc., pelas cartas de recomendações para ingresso no doutorado. Assim, como ao prof. Marcos Bessa DSc., pelo incentivo ao estudo e a pesquisa. Ao prof. Lenildo dos Santos, DSc., por toda ajuda durante a realização dos ensaios experimentais na UnB, juntamente com prof. Marco Vinício Girão, PhD, também ao prof. Márcio Muniz de Farias, PhD pelo fornecimento dos equipamentos do laboratório INFRALAB. Meus agradecimentos ao prof. João Uchôa, DSc, pela realização dos ensaios no IFB. Quero agradecer ao prof. Ramon Silva, DSc., pela ajuda desde a graduação até ao doutorado esteve sempre presente e disponível, sou eternamente grato. Agradecer também ao colega de doutorado Brunno Emidio, DSc., pela amizade e ajuda constante, mesmo nos momentos difíceis esteve do lado com uma mão amiga. Quero agradecer ao prof. Jorge Bonilla, Dr. Ing., por tudo que me ensinou com muita humildade. Meus agradecimentos ao Gilson e ao Josivaldo pela ajuda no laboratório da UnB. Agradecer a minha esposa Lauana Silva, aos meus filhos: Julia Silva, Davi Silva e Lúcia Silva. Meus agradecimentos finais aos membros da banca: prof. Luciano M. Bezerra, PhD, Prof. Willian Taylor Matias Silva, Dr. Ing.; prof. Alex Sander Clemente de Souza, DSc.; prof. Ramon Saleno Yure Silva, DSc.; prof. Valdeir Francisco de Paula DSc.; pelas contribuições nesta presente pesquisa.

RESUMO

ESTUDO EXPERIMENTAL, ESTÁTICO E DINÂMICO, ANALÍTICO E NUMÉRICO DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS EM AÇO COM CORREÇÕES NA LIGAÇÃO TÍPICA ESTAMPADA

Autor: Welington Vital da Silva

Orientador: Luciano Mendes Bezerra

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, dezembro de 2020

Os sistemas de treliças tridimensionais, desenvolvidos na Europa e nos Estados Unidos a partir da 2ª Guerra Mundial, surgiram como uma excelente possibilidade estrutural para cobertura de grandes vãos livres. A limitação consiste na ligação, especificamente os classificados com ligações típicos, devido à excentricidade gerada pela ligação estampada. Diante disso, foram executados 11 protótipos de treliças tridimensionais com dimensões de 9 x 6 m no laboratório de estruturas da Universidade Federal do Cariri, com correção da ligação típica por meio de elementos distanciadores. Os ensaios experimentais mostraram que os distanciadores aumentam em média 40% a capacidade resistente da estrutura, evitando principalmente o colapso da ligação. De modo que, nos protótipos com distanciadores o colapso aconteceu por instabilidade das barras. Também foi desenvolvido 18 ensaios experimentais com ligações isoladas, onde três novas propostas foram avaliadas, das quais duas ligações são do tipo esféricas, uma delas foi ensaiada no laboratório e apresentou ganho de resistência de 81,73% em relação a ligação típica, a outra foi avaliada numérica por meio de simulação numérica com elementos finitos usando o ABAQUS que apresentou comportamento semelhante a ligação esférica ensaiada. Nesse ínterim, a terceira ligação alcançou uma resistência de 48% em relação a ligação típica. Ademais, foram realizados mais 81 ensaios de compressão axial centrada. Nestes ensaios, três diferentes configurações de extremidade das barras foram ensaiadas. Na primeira utilizou barra estampada, na segunda barra com chapa reentrante e na terceira chapa gusset. As barras estampadas apresentaram uma diminuição de resistência entre 60% e 94%. Foi realizado um estudo paramétrico da ligação típica com XFEM para subsidiar novos ensaios. Por fim, 4 treliças foram ensaiadas com proposta de correção da excentricidade e outra com reforço da ligação típica e ambas apresentaram ganho médio de 40% em relação a ligação típica. Uma nova consideração no cálculo de barras estampadas sob compressão axial foi proposta com uso de um fator associado à estampagem da barra.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL, STATIC AND DYNAMIC, ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THREE-DIMENSIONAL STEEL STRUCTURES WITH CORRECTIONS IN THE TYPICAL STAMPED CONNECTION

Autor: Welington Vital da Silva

Orientador: Luciano Mendes Bezerra

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, dezembro de 2020

Three-dimensional truss systems, developed in Europe and the United States since World War II, have emerged as an excellent structural possibility for covering large free spans. The limitation consists of the connection, specifically those classified as typical connections, due to the eccentricity generated by the stamped connection. Therefore, 11 prototypes of three-dimensional trusses with dimensions of 9 x 6 m were done in the structural laboratory of the Federal University of Cariri, with correction of the typical connection by means of spacer elements. The experimental tests showed that the spacers increased, on average, 40% of the load carrying capacity of the structure, avoiding the connection collapse. In this way, the prototypes with spacers collapsed due to instability of the bars. It was also developed 18 experimental tests with isolated connection, which three new proposals were evaluated, and two of them are spherical type. The first one was tested in the laboratory and showed a resistance increase of 81,73% in relation to the typical connection, another one was evaluated numerically using ABAQUS software and presented behavior similar to spherical connection tested. In the meantime, the third connection reached a resistance of 48% in relation to the typical connection. In addition, 81 centered axial compression tests were performed. In these tests, three different connection configurations were tested. In the first, it was used a stamped bar, in the second the bar with reentrant plate and in the third, a gusset plate was used. The stamped bars showed a decrease in resistance between 60% and 94%. A parametric study of the typical connection with XFEM was performed to support new tests. Finally, 4 trusses were tested in order to correct the eccentricity and another one with reinforcement of the typical connection and both presented an average increase of 40% in relation to the typical connection. A new consideration in the computation of stamped bars under axial compression was proposed using a factor associated the stamping of the bar.

SUMÁRIO

LISTA DE SIGLAS	xxix
LISTA DE SÍMBOLOS	xxxi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. JUSTIFICATIVA	10
1.3. OBJETIVOS.....	32
1.3.1. Objetivo Geral	32
1.3.2. Objetivo Específico	35
1.4. METODOLOGIA	35
1.5. ASPECTOS INOVADORES E CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA.....	37
1.6. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	39
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	42
2.1. CORREÇÃO DA EXCENTRICIDADE NAS LIGAÇÕES TÍPICAS	42
2.2. TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS.....	45
2.3. CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES PRÉ-FABRICADAS	47
2.4. TIPOS DE LIGAÇÕES PATENTEADAS APLICADAS NO BRASIL.....	72
2.4.1. Modelo de Ligações.....	72
2.5. ESTABILIDADE	74
2.5.1. Conceitos de estabilidades.....	74
2.5.2. Força crítica de Euler.....	76
2.6. NORMA AMERICANA ANSI/AISC 360-16.....	83
2.7. NORMA CANADENSE CSA-S16 DESIGN OF STEEL STRUCTURES....	85
2.8. NORMA EUROPEIA EUROCÓDIGO 3.....	87
2.9. NORMA ABNT NBR8800 DE 2008.....	92
2.10. DINÂMICA EM TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS	97
2.10.1. O critério de garantia modal	100
2.11. ESTUDOS EM BARRAS COM EXTREMIDADES ESTAMPADAS	100
2.11.1. Estudos em barras apresentados por Gonçalves <i>et al.</i> (1996)	100
2.11.2. Estudos em estruturas realizados por Batista & Batista (1997).....	100
2.11.3. Estudos em estruturas realizados por Malite <i>et al.</i> (1997)	101
2.11.4. Estudos em estruturas realizados por Souza (1998).....	101

2.11.5.	Estudos em estruturas realizados por D’Este (1998).....	101
2.11.6.	Estudos em estruturas apresentados por Maiola (1999)	102
2.11.7.	Estudos em estruturas apresentados por Souza (2003).....	102
2.11.8.	Estudos em estruturas apresentados por Freitas (2008).....	102
2.11.9.	Estudos em estruturas apresentados por (Casanova, 2015).....	103
2.11.10.	Estudos internacionais sobre treliças tridimensionais	104
2.11.11.	Trabalho de Landolfo e Mazollani(1993).....	104
2.11.12.	Trabalho de El-Sheikh (1996) universidade de Dundee- Escócia.....	104
2.11.13.	Trabalho de El-Sheikh (1999) universidade de Dundee- Escócia.....	105
2.11.14.	Trabalho de (Fülöp e Iványi, 2004).....	105
3.	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE BARRAS ISOLADAS	106
3.1.	MOTIVAÇÃO PARA OS ENSAIOS DE BARRAS ISOLADAS	106
3.2.	PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E DESCRIÇÃO DAS BARRAS ENSAIADAS	107
3.2.1.	Instrumentação e realização dos ensaios experimentais.....	119
3.2.2.	Comentários acerca dos resultados dos ensaios experimentais	135
4.	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE LIGAÇÕES ISOLADAS.....	152
4.1.	CARACTERÍSTICAS DOS PROTÓTIPOS	152
4.2.	CONSTRUÇÃO DOS MODELOS DAS LIGAÇÕES ISOLADAS.....	156
4.2.1.	Nova Ligação <i>Space Truss Quick Connector</i>	159
4.3.	RESULTADOS DAS LIGAÇÕES TÍPICAS	169
4.3.1.	Comentários acerca dos resultados dos ensaios experimentais das ligações típicas	171
4.4.	RESULTADOS DAS LIGAÇÕES PROPOSTAS STQC	176
4.4.1.	Nova ligação <i>Space Truss Orange Type Connection - STOTC</i>	179
4.5.	CONSIDERAÇÕES SOBRE AS LIGAÇÕES ISOLADAS	193
5.	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS	195
5.1.	CARACTERÍSTICAS DOS PROTÓTIPOS	195
5.2.	MATERIAIS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS.....	201
5.3.	BARRAS DE AÇO DAS TRELIÇAS	201
5.4.	DESENVOLVIMENTO DOS DISTANCIADORES	203
5.4.1.	Distanciadores de aço	203
5.4.2.	Distanciador de Fibra de Sisal	204

5.4.3.	Distanciador de Pneu reciclado	205
5.4.4.	Distanciador de fibra de vidro embebida no epóxi.....	207
5.4.5.	Distanciador de concreto com fibra de aço	208
5.5.	Ensaio de resistência a compressão dos distanciadores	218
5.6.	MONTAGEM DOS PROTÓTIPOS	221
5.6.1.	Sistema de aquisição de dados.....	223
6.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS 11 TRELIÇAS.....	226
6.1.	RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	226
6.1.1.	Resultados da Ligação Típica LTI.....	226
6.1.2.	Ensaio da Ligação Típica com Distanciador de Aço - LTDA.....	228
6.1.3.	Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Sisal- LTDFS	229
6.1.4.	Ligação Típica com Distanciador de Pneu - LTDP.....	230
6.1.5.	Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Vidro – LTDFV.....	231
6.1.6.	Ligação Típica com Distanciador de Concreto com Fibra de Aço – LTDCFA 232	
6.2.	MODOS DE FALHA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS	233
6.2.1.	Modos de ruptura da LTE.....	233
6.2.2.	Modos de ruptura da LTDA	236
6.2.3.	Modos de ruptura da LTDFS.....	238
6.2.4.	Modos de ruptura da LTDP.....	240
6.2.5.	Modos de ruptura da LTDFV	243
6.2.6.	Modos de ruptura da LTDCFA	245
6.3.	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	249
7.	MODELAGEM NÚMERICA COM USO DE XFEM.....	253
7.1.	GENERALIDADES E MOTIVAÇÃO	253
7.2.	USO DO XFEM IMPLEMENTADO NO ABAQUS.....	255
7.3.	MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO	260
7.4.	FRATURA E FATOR DE INTENSIDADE DE TENSÃO.....	263
7.5.	MODELAGEM DA VIGA USANDO O XFEM.....	267
7.6.	MODELAGEM DA CONEXÃO TÍPICA COM XFEM	272
8.	NOVOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM TRELIÇAS.....	280
8.1.	GENERALIDADES.....	280
8.2.	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DOS QUATRO PROTÓTIPOS	280

8.2.1.	Procedimentos experimentais e montagem do Protótipo LTDCEA.....	280
8.2.1.	Ligação típica com chapa reentrante	285
8.2.2.	Instrumentação dos protótipos.....	288
8.2.3.	Resultados da Ligação Típica LTDCEA	292
8.2.4.	Resultados da Ligação Típica LTCRE	294
9.	CÁLCULO RESISTENTE DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS	302
9.1.	MODELO COM SAP200 COM ELEMENTO DE BARRA	302
9.1.1.	Elemento de barra (FRAME)	302
9.2.	CÁLCULO SEGUNDO A NORMA (AISC LRFD, 2016/ NBR8800, 2008)	305
9.3.	CÁLCULO SEGUNDO A NORMA EUROCODE 3	306
9.4.	CÁLCULO SEGUNDO A NORMA CANADENSE CSA-S16.....	309
9.5.	CÁLCULO SEGUNDO A NORMA ABNT NBR 16239 (2013).....	310
9.6.	CÁLCULO SEGUNDO PROPOSTA DE FREITAS (2008)	312
9.7.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS FORÇAS DE PROJETO ...	314
9.7.1.	Valores de força vs. deslocamento dos ensaios experimentais.....	314
9.7.2.	Relações normativas frente aos ensaios experimentais	317
9.8.	PROPOSTA PARA O CÁLCULO DAS BARRAS ESTAMPADAS	319
10.	Modelagem numérica da treliça tridimensional.....	328
10.1.	MODELAGEM COM ABAQUS	328
10.1.1.	Tipo de elemento finito, malha e condições de contorno	331
10.2.	RESULTADOS DA MODELAGEM DA TRELIÇA TRIDIMENSIONAL.....	332
11.	ANÁLISE DINÂMICA DA TRELIÇA TRIDIMENSIONAL.....	338
11.1.	GENERALIDADES.....	338
11.2.	ENSAIOS DINÂMICOS	338
11.3.	INSTRUMENTAÇÃO.....	340
11.4.	SISTEMA DE ENSAIO.....	341
11.5.	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS.....	343
11.6.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS.....	346
12.	ANÁLISE numérica dos modos de vibração	348
12.1.	CONCLUSÃO DOS ENSAIOS DINÂMICOS	352
13.	CoNCLUSÕES E SUGESTÕES	353
13.1.	CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DE BARRAS ISOLADAS	354

13.2. CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DE LIGAÇÕES ISOLADAS	355
13.3. CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS	356
13.4. CONCLUSÃO SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS.....	358
13.5. CONCLUSÃO GERAL E TRABALHOS FUTUROS	358
Referências bibliográficas.....	360

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Tipos de ligações nas treliças tridimensionais (John Chilton, 2000).....	49
Tabela 2.2 – Coeficiente de flambagem por flexão, elementos isolados (ABNT NBR 8800, 2008).....	93
Tabela 3 – Algumas pesquisas realizadas com treliças tridimensionais em Surrey	104
Tabela 3.1 – Detalhe das barras ensaiadas isoladamente com força estática centrada.....	113
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios experimentais em relação aos valores normativos..	148
Tabela 4.1 – Detalhe da discretização da malha em MEF.....	186
Tabela 4.2 – Detalhe dos elementos utilizados na geração da malha da biblioteca ABAQUS	188
Tabela 5.1 – Detalhes dos protótipos ensaiados no laboratório	196
Tabela 5.2 – Valores das propriedades das novas fibras de aço.....	211
Tabela 5.3 – Valores das propriedades da fibra de sisal.....	211
Tabela 5.4 – Dosagem utilizada no procedimento experimental para 1m ³ de concreto....	212
Tabela 5.5 – Propriedade dos concretos ensaiados.....	216
Tabela 5.6 – Propriedades do concreto com fibra de aço	217
Tabela 5.7 – Propriedade do parafuso utilizado nos ensaios experimentais das treliças...	222
Tabela 7.1 – Parâmetros de concreto com fibra de aço utilizado para modelagem da viga	267
Tabela 7.2 – Elemento finito C3D8R	268
Tabela 7.3 – Resultados do modelo usando XFEM	272
Tabela 7.4 – Elemento finito B31.....	273
Tabela 7.5 – Elemento finito C3D8R e S4R	276
Tabela 8.1 – Detalhes dos protótipos ensaiados no laboratório - LABEST	284
Tabela 8.2 – Detalhes dos protótipos LTCRE ensaiados no laboratório - LABEST	286
Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios com relação dos pesos e custos das ligações	301
Tabela 9.1 – Resultados dos ensaios com relação aos valores normativos	318
Tabela 11.1 – Frequências naturais na treliça tridimensional (Hz).	346
Tabela 12.1– Resultados na análise com SAP2000.....	348
Tabela 12.2– Resultados na análise com ABAQUS	350

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- Maiores produtores de minério de ferro do mundo. Fonte: Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM), 12ª Edição. Mineral Resources Program. United States Geological Survey Mineral Resources Program. 2018. Consultado em 21 de dezembro de 2018.....	1
Figura 1.2- Obras executadas para sediar a Copa do Mundo de 2014 e Olímpias de 2016. Fonte: (Construção Metálica, 2013)	4
Figura 1.3 – Sistemas de ligação não patenteados encontrados no Brasil.....	10
Figura 1.4 – Vista da cobertura do dome tridimensional Bucharest construído em 1961...	11
Figura 1.5 – Detalhes da cobertura do Bucharest Romênia, (Precupas, Ivan e Ivan, 2012) e (Papadopoulos e Loricco, 2006) e (Romexpo, 2019).....	12
Figura 1.6 – Mecanismo do colapso da cobertura Bucharest Romênia em 1963 (Papadopoulos e Loricco, 2006) e (Han, Liu e Xu, 2017).....	12
Figura 1.7– Coliseu Centro Cívico de Hartford	13
Figura 1.8 – Detalhes da treliça tridimensional do Coliseu Centro Cívico de Hartford.....	14
Figura 1.9 – Detalhes do colapso do Coliseu Centro Cívico de Hartford (ENR, 1978).....	14
Figura 1.10 – Detalhes do colapso do Coliseu Centro Cívico de Hartford	15
Figura 1.11 – Modelo da passarela Maccabiah em treliça tridimensional com ligação típica que colapsou em julho de 1997 em Israel (Hanaor, 2002)	16
Figura 1.12 – Detalhe da ligação da passarela Maccabiah em Israel (Hanaor, 2002).....	17
Figura 1.13 – Colapso da passarela Maccabiah em Israel (Trounson, 1997) e (Beck, 1998)	18
Figura 1.14 – Construção do ginásio em Gerona. (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)	18
Figura 1.15 – Detalhe da cobertura da treliça do Ginásio poliesportivo de Gerona (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)	19
Figura 1.16 – Detalhe da Ligação da treliça tridimensional após o colapso. (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)	19
Figura 1.17 – Colapso da cobertura após nevasca na província de Gerona na Espanha. (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)	19

Figura 1.18 – Detalhes da construção <i>Shah Alam Stadium</i> na Malásia. (CL.Chiang, 2010)	21
Figura 1.19 – Detalhe do colapso da cobertura do “ <i>Shah Alam Stadium</i> ” na Malásia. (Michael e Razak, 2013) e (Hamid, 2015)	22
Figura 1.20 – Colapso da estrutura do “ <i>Shah Alam Stadium</i> ” na montagem (Kaos Jr, 2013)	22
Figura 1.21 – Vista isométrica da cobertura com dimensões em cm	23
Figura 1.22– Colapso da cobertura de um galpão na parte oriental da Turquia (Caglayan e Yuksel, 2008)	23
Figura 1.23 – Detalhe do pavilhão ao norte da Turquia (Trabzon <i>et al.</i> , 2013)	24
Figura 1.24 – Detalhe do modelo de treliça utilizado no pavilhão industrial na Turquia ...	25
Figura 1.25 – Detalhes do colapso no “ <i>Downsview Park</i> ” no Canadá (Nicholson, 2012)..	25
Figura 1.26 – Cobertura treliçada do Centro de Convenções de Manaus	26
Figura 1.27 – Colapso da cobertura do centro de Convenções de Manaus (Sampaio, 2004)	27
Figura 1.28 – Fotos da cobertura após o colapso (Souza, 2003) e (Freitas, 2008).....	27
Figura 1.29 – Detalhe do colapso da ligação típica no aeroporto internacional de Belém (Freitas, 2008).....	27
Figura 1.30 – Colapso do Parque de Exposição e Ginásio Dirceu Arcoverde. (Sampaio, 2004) e (Araújo, 2013)	28
Figura 1.31 – Detalhe do colapso da cobertura do Ginásio Nilson Nelson (Sampaio, 2004)	28
Figura 1.32 – Cobertura da arena Pantanal em Cuiabá com ligação típica com ponteiras (D’Alambert, 2014)	29
Figura 1.33 – Incêndio ocorrido durante a construção da arena Pantanal (Souza, 2013) ...	29
Figura 1.34 – Locação dos pontos na cobertura para monitoramento dos deslocamentos..	30
Figura 1.35 – Detalhe da ligação como referência para monitoramento (Ferreira, 2016) ..	30
Figura 1.36– Detalhe do ponto sendo monitorado (Ferreira, 2016)	30

Figura 1.37 – Colapso da cobertura do Ginásio São Luís do Maranhão (Araújo, 2019)	31
Figura 1.38 – Fluxograma dos ensaios e simulação numérica utilizada na pesquisa	34
Figura 1.39 – Fluxograma com a definição dos ensaios e simulações numéricas.....	36
Figura 2.1 – Proposta de correção da excentricidade E_2 por (Freitas, 2008)	42
Figura 2.2 – Relações trigonométricas para ligação típica.....	43
Figura 2.3 – Projeção da treliça tridimensional em formato piramidal (Freitas, 2008).	44
Figura 2.4 – Concha de náutilus e o cientista Alexander Bell com seus elementos treliçados tridimensionais em 1902 (John Chilton, 2000) e (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002)	45
Figura 2.5 – Avião 14 bis de Alberto Santos Dumont desenvolvido a partir da ligação de treliças planas formando o sistema tridimensional envolvido em tecido (Barros, 2004)...	46
Figura 2.6 – Fluxograma com a descrição das características das ligações tridimensionais (Hanaor, 1995a), (Hanaor, 1995b) e (John Chilton, 2000).....	48
Figura 2.7 – Ligação <i>MERO</i> com quatro elementos tubulares (Gholizad e Safari, 2016) ..	52
Figura 2.8 – Ligação com esfera utilizando parafuso sextavado (Brewster <i>et al.</i> , 1990)...	52
Figura 2.9 – Ligação com parafuso rosqueado África do Sul (Kohl, 1996)	53
Figura 2.10 – Dome geodésico de Fuller no Canadá com ligação de aço (Fuller, 1965)...	53
Figura 2.11 – Ligação de Konrad Wachsmann pode conectar até 20 barras (Sabatto, 2010)	54
Figura 2.12 – Sistema <i>ORONA SEO SPACE</i> utilizada para cobertura do estádio Sant Jordi Sports Palace (Makowski Z.S., 2002)	54
Figura 2.13 – Sistema de ligação <i>OKTAPLATE</i> da Alemanha (Makowski, 1987), (Lan, 1996) e (Shen e Lan, 2001)	55
Figura 2.14 – Sistema de ligação <i>CUBOTTO</i> – Itália (www.vestrut.com).....	55
Figura 2.15 – Sistema de ligação <i>ORTZ System</i> – Espanha e Brasil (Lanik do Brasil, 2017)	56
Figura 2.16 – Sistema de ligação <i>TUBALL</i> da <i>OCTATUBE</i> na Holanda (Eekthout, 2009)	56
Figura 2.17 – Projeto do sistema <i>VESTRUT</i> Itália (Ventrella, Garibaldi e Napoli, 1982).	57
Figura 2.18 – Sistema <i>TRUSS SPHEROBAT</i> Du Château (Unibat, 1997).....	58

Figura 2.19 – Sistema de Ligação Mexicano TRIMETIKA (Trimetika, 1986)	58
Figura 2.20 – Fabricação do sistema de ligação com nó esférico (Souza, 2003) e (Ghasemi, Davoodi e Mostafavian, 2010)	59
Figura 2.21 – Sistema <i>PYRAMITEC</i> (John Chilton, 2000)	60
Figura 2.22 – Treliça tridimensional nó da camada inferior (esquerda) e nó da camada superior (direita) (Tarczewski e Motro, 2015)	60
Figura 2.23 – Ligação Tridirectionelle proposto por Du Château (John Chilton, 2000)	61
Figura 2.24 – Pré-fabricação do sistema <i>UNIBAT</i> de Du Château (Tarczewski e Motro, 2015)	61
Figura 2.25 – Sistema <i>TRIDIMATEC</i> de Du Château (Makowski, 2002)	62
Figura 2.26 – Sistema <i>UNISTRUT</i> (Hristo, Ann Arbor Cich e Unistrut, 1975).....	62
Figura 2.27 – Sistema de ligação <i>SPACE FRAME STRUCTURE</i> (Joseph Madl, Drive e Arcadia, 1978)	63
Figura 2.28 – Sistema de ligação <i>NODUS</i> desenvolvido na Inglaterra (Makowski, 1987)	64
Figura 2.29 – Ligação <i>OCTATUBE</i> fabricado na Holanda (Eekthout, 2009)	64
Figura 2.30 – <i>SPACE DECK</i> da Inglaterra para cobertura de até 40 m (John Chilton, 2000)	65
Figura 2.31 – Ligação de treliça tridimensional argentino <i>KONSTANDT</i> (Konstandt, 2002)	65
Figura 2.32 – Sistema de ligação <i>TRIODETTIC</i> (Vangool, 1992) e (John Chilton, 2000) ..	66
Figura 2.33 – Sistema de nó Eco e o nó típico sem patente utilizados na Itália (Souza, 1998)	66
Figura 2.34 – Ligação Australiana <i>OMNIA</i> ® semelhante ao nó típico (Freitas, 2008)	67
Figura 2.35 – Sistema de ligação patenteado por (Schurmann, 1985) na Alemanha	67
Figura 2.36 – Sistema de ligação <i>RAIJOINT</i> – Holanda (Makowski, 1993).....	68
Figura 2.37 – Sistema de treliça tridimensional <i>PROLYTE</i> (Prolyte Grup, 2019).....	68
Figura 2.38 – Sistema de ligação <i>CATRUS</i> desenvolvido na Escócia com excentricidade	69

Figura 2.39 – Nó <i>PIN NODE SPACE TRUSS</i> fabricado no Egito (Elfawal, 2014).	70
Figura 2.40 – Ligação para treliça tridimensional de camada dupla <i>PREMIT</i>	71
Figura 2.41 – Sistema de ligação proposto por (Reynolds, Hackbarth e Curtis, 2009)	71
Figura 2.42 – Detalhe construtivo da ligação de (Cuenca, 2002).....	72
Figura 2.43 – Sistema de ligação <i>ALUAÇO SPACE</i> (www.aluaco.com.br).....	73
Figura 2.44 – Sistema de ligação <i>SPHERE ALAXIS</i> (Souza, 2003) e (Freitas, 2008).....	73
Figura 2.45 – Ligação <i>BEMO-VARITEC</i> e nó <i>TRIFORM</i> (Porto, 2002)	74
Figura 2.46 – Força crítica de Euler considerando imperfeições geométricas	77
Figura 2.47 – Fórmulas empíricas típicas usadas para aproximar dados de ensaio	78
Figura 2.48 – Ensaio experimentais com imperfeição de $\delta_0 = 0,001L$ (Bjorhovde, 1972) 80	
Figura 2.49– Faixas de curvas de colunas para 120 colunas (Bjorhovde, 1972)	80
Figura 2.50 – Comparação de múltiplas curvas de colunas desenvolvidas com eixo fora da retilineidade com $(L / 1000)$ e $(L / 1470)$ (Bjorhovde e Tall, 1975) e (Galambos, 1998). ...	81
Figura 2.51 – Curva adotada pelo AISC para cálculo de barras comprimidas.....	83
Figura 2.52 – Comportamento de flambagem baseado em Euler (Beer <i>et al.</i> , 2011)	88
Figura 2.53 – As curvas para flambagem de barra comprimida do Eurocódigo 3	91
Figura 2.54 – Curvas de resistência das normas <i>NZS 3404:1997</i> e <i>AS 4100:1998</i>	92
Figura 2.55 – Curvas normativas para resistência a flambagem normalizada	94
Figura 2.56 – Sistema linear não amortecido de três graus de liberdade submetido a forças	98
Figura 2.57 – Sistema de um grau de liberdade com amortecimento (Mendes, 2012)	99
Figura 3.1 – Fabricação dos tubos com aço formado à frio na Gravia Brasília	107
Figura 3.2 – Execução do corte da barra para realização do ensaio de tração	108
Figura 3.3 – Resultados do ensaio de tração das amostras à temperatura ambiente	108
Figura 3.4 – Detalhe do pórtico de reação construído para realização dos ensaios de flambagem com barras isoladas sob carregamento estático	112
Figura 3.5 – Nomenclatura das barras para realização dos ensaios experimentais	113

Figura 3.6 – Dimensões de todas as barras ensaiadas	118
Figura 3.7 – Apresentação do fluxograma de leitura dos ensaios de barras isoladas.....	119
Figura 3.8 – Detalhe das posições dos LVDT's ao longo das barras ensaiadas.....	120
Figura 3.9 – Posição dos LVDT's na barra EBE.....	121
Figura 3.10 – Resultados dos ensaios das barras isoladas	134
Figura 3.11 – Deslocamentos médios dos ensaios de flambagens	140
Figura 3.12 – Modos de falhas dos espécimes ensaiados.....	146
Figura 3.13 – Esquemático da deformada da barra para valores de $K_x = 1.2 L_{ef}$	147
Figura 3.14 – Comparação dos valores experimentais com as diversas normas.....	150
Figura 3.15 – Curvas dos ensaios experimentais das barras isoladas.....	151
Figura 4.1 – Simplificação para realização do ensaio da ligação	152
Figura 4.2 –Tipos de ligações ensaiadas com força estática centrada.....	154
Figura 4.3 – Pórtico para ensaio das ligações.....	155
Figura 4.4 – Detalhe das posições dos LVDTs e procedimentos para aquisição de dados	156
Figura 4.5 – Detalhe das ligações com chapa de aço LTECA e LTPCA	157
Figura 4.6 – Detalhe do distanciador de concreto encapsulado com concreto.....	158
Figura 4.7 – Reforço da ligação típica com chapa reentrante com espessura de 3.75 mm	159
Figura 4.8 – Vista da ligação com ligação das barras das diagonais e banzos.....	160
Figura 4.9 – Detalhe da nova ligação usada na treliça tridimensional	162
Figura 4.10 – Elemento de ligação das barras dos banzos comprimidos	164
Figura 4.11 – Detalhe do encontro das barras na esfera metálica para treliça de camada dupla com ângulo da diagonal de 45°	164
Figura 4.12 – Mecanismo de união das barras das diagonais.....	165
Figura 4.13 – Detalhe do parafuso utilizado nas ligações STQC	166
Figura 4.14 – Dimensões e processo de usinagem da ligação STQC	167
Figura 4.15 – Ensaio estático das novas ligações no laboratório de estruturas da UnB....	168

Figura 4.16 – Resultados dos ensaios com ligações típicas	170
Figura 4.17 – Ensaio das ligações LTECA	171
Figura 4.18 – Ensaio das ligações LTPCA.....	172
Figura 4.19 – Ensaio das ligações LTE	173
Figura 4.20 – Ensaio das ligações LTDCE	175
Figura 4.21 – Ensaio das ligações LTCR	176
Figura 4.22 – Ensaio das ligações STQC	177
Figura 4.23 – Fotos das ligações após a realização dos ensaios.....	178
Figura 4.24 – Colapso das extremidades estampadas das barras das diagonais.....	178
Figura 4.25 – Nova ligação STOTC.....	182
Figura 4.26 – Propriedade dos materiais usados como INPUT no ABAQUS	184
Figura 4.27 – Simplificações na ligação esférica para avaliação no ABAQUS.....	185
Figura 4.28 – Tipos de elementos usados para malhar a ligação no ABAQUS	185
Figura 4.29 – Condições de contorno da ligação.....	189
Figura 4.30 – Contato tangencial usado na modelagem.....	189
Figura 4.31 – Fluxograma da modelagem no ABAQUS.....	190
Figura 4.32 – Resultados da simulação numérica da ligação STOTC	191
Figura 4.33 – Tensões de von Mises na ligação com espessura do tubo de 0.95 mm.....	192
Figura 4.34 – Tensões de von Mises para ligação STOTC com estudo paramétrico.....	193
Figura 5.1 – Os seis tipos de ligações ensaiadas com os diversos distanciadores.....	197
Figura 5.2 – Detalhes dos elementos da treliça tridimensional	198
Figura 5.3 – Medidas da treliça tridimensional com os comprimentos entre eixos (cm)..	199
Figura 5.4 – Detalhes das ligações com distanciadores da treliça tridimensional.....	200
Figura 5.5 – Tubos e parafusos com as chapas sobrejuntas entregues pela Linard S/A ...	201
Figura 5.6 – Retirado de corpos de prova dos tubos para ensaio de tração uniaxial.....	202
Figura 5.7 – Ensaio de tração do aço.....	202

Figura 5.8 – Fabricação do distanciador de aço	203
Figura 5.9 – Produção de sisal em diferentes estados do Brasil.....	204
Figura 5.10 – Processo de produção do distanciador com fibra de sisal	205
Figura 5.11 – Processo de fabricação do distanciador de pneu reciclado	206
Figura 5.12 – Testes de compressão com variação de resina epóxi	207
Figura 5.13 – Detalhes construtivos do distanciador de fibra de vidro	208
Figura 5.14 – Imagem do distanciador com Microscópio Eletrônico de Varredura	208
Figura 5.15 – Agregados usados nos concretos.....	210
Figura 5.16 – Fibras de aço com extremidade em gancho e fibras de sisal.....	211
Figura 5.17 – Execução do traço de concreto para com as fibras e sem fibra.....	213
Figura 5.18 – Realização dos ensaios com concreto com fibra e sem fibra	214
Figura 5.19 – Resultados dos testes experimentais com diferentes concretos	215
Figura 5.20 – Resultados dos ensaios de tenacidade da viga com flexão de 4 pontos	215
Figura 5.21 – Distanciador de concreto com fibra de aço e procedimentos para os ensaios	217
Figura 5.22 – Resultados do concreto usado nos distanciadores.....	218
Figura 5.23 – Ensaios de resistência à compressão dos distanciadores	220
Figura 5.24 – Perfuração, prumo e fixação dos chumbadores de expansão.....	221
Figura 5.25 – Passos da montagem das treliças tridimensionais.....	222
Figura 5.26 – Etapas para posicionamento da treliça na posição de ensaio	223
Figura 5.27 – Detalhes do sistema de ensaio das treliças tridimensionais	225
Figura 6.1 – Resultado do ensaio do protótipo LTI1 e LTI2.....	227
Figura 6.2 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDA	228
Figura 6.3 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDFS.....	229
Figura 6.4 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDP.....	231
Figura 6.5 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDFV	232

Figura 6.6 – Resultado do ensaio do protótipo tipo LTDCFA	233
Figura 6.7– Fotos dos ensaios com os protótipos LTI1 e LTI2.....	234
Figura 6.8– Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTI1 e LTI2	235
Figura 6.9 – Fotos dos ensaios com os protótipos LTDA1 e LTDA2.....	236
Figura 6.10 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDA1 e LTDA2	237
Figura 6.11 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFS1 e LDTFS2	238
Figura 6.12 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFS	239
Figura 6.13 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDP1 e LTDP2.....	240
Figura 6.14 – Colapso dos protótipos LTDP1 e LTDP2 e detalhe do distanciador de pneu	242
Figura 6.15 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFV1 e LTDFV2.....	243
Figura 6.16 – Detalhe do colapso global dos protótipos LTDFV1 e LTDFV2.....	244
Figura 6.17 – Mecanismo de colapso do protótipo LTDCFA.....	247
Figura 6.18 – Posição dos diferentes colapsos nos onze protótipos ensaiados	248
Figura 7.1 – Esquema da modelagem de propagação de fissuras usando XFEM com nós enriquecidos no ABAQUS	257
Figura 7.2 – Lei constitutiva separação de tração e a evolução do dano usada no ABAQUS	261
Figura 7.3 – Modos de propagação de fraturas	263
Figura 7.4 – Propagação da fratura no modo puro de abertura (a) modo misto I e II (b) e (c) modo misto I e III (Concepción, 2015)	264
Figura 7.5 – Elemento da viga de concreto com dimensões finitas e com uma trinca submetida a tração uniaxial por tensões remotas.....	265
Figura 7.6 – Detalha das dimensões da viga de 4 pontos	266
Figura 7.7 – Detalhe da discretização da viga no ABAQUS.....	269
Figura 7.8 – Fluxograma com os passos para calibrar o modelo numérico com XFEM ..	269
Figura 7.9 – Resultados da modelagem das vigas de concreto	270

Figura 7.10 – Resultado das simulações numéricas para as duas vigas de referências.....	271
Figura 7.11 – Elementos com enriquecimento próximo a trinca com XFEM.....	271
Figura 7.12 – Detalhe das condições de contorno da treliça tridimensional	272
Figura 7.13 – Resultados da modelagem com elementos de viga B32 com 3 nós.....	274
Figura 7.14 – Comparação dos resultados da simulação numérica.....	274
Figura 7.15 – Detalhe das condições de contorno usadas na ligação típica	275
Figura 7.16 – Detalhe do modelo numérico da ligação do apoio com aplicação de força	276
Figura 7.17 – Ligação típica com distanciador de aço e concreto, comparado com os modos de ruptura do modelo numérico com XFEM.....	278
Figura 7.18 – Detalhe do contato usado no concreto encapsulado.....	279
Figura 7.19– Concreto encapsulado com tubo de aço de 1.00 mm de espessura.....	279
Figura 8.1 – Concretagem dos distanciadores de concreto encapsulado.....	281
Figura 8.2 – Preparação das barras para montagem das treliças com distanciadores	282
Figura 8.3 – Procedimentos para montagem dos apoios da treliça tridimensional	283
Figura 8.4 – Etapas da montagem do protótipo LTDCEA	285
Figura 8.5 – Montagem da treliça tridimensional com LTCRE	288
Figura 8.6 – Instrumentação dos protótipos LTDCEA e LTCRE	292
Figura 8.7 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDCEA	293
Figura 8.8 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTCRE	294
Figura 8.9 – Ensaios experimentais com LTDCEA1 e LTDCEA2.....	297
Figura 8.10 – Fotográficas dos ensaios experimentais dos protótipos LTCR1 e LTCR2.	300
Figura 9.1 – Elemento de Barra (FRAME) disponível na biblioteca do SAP2000.....	303
Figura 9.2– Modelo discretizado no SAP2000 com força do protótipo LTI e LTDFV	303
Figura 9.3 – Esforços axiais nas barras das treliças modeladas via SAP2000	304
Figura 9.4 – Cálculo resistente das barras segundo ANSI/AISC360-16 – LRFD.....	306
Figura 9.5 – Cálculo resistente das barras segundo EUROCODE 3.....	308

Figura 9.6 – Cálculo das barras seguindo diretrizes da Norma Canadense CSA-S16	310
Figura 9.7 – Cálculo das barras seguindo diretrizes da Norma ABNT NBR 16239, 2013311	
Figura 9.8 – Cálculo do momento fletor em ligações de treliças com ligação típica.....	312
Figura 9.9 – Resultado dos esforços axiais com a equação proposta por (Freitas, 2008) .	314
Figura 9.10 – Valores médios dos ensaios experimentais	315
Figura 9.11 – Valores médios dos ensaios experimentais	315
Figura 9.12 – Comparação de resistência dos ensaios em relação aos valores normativos	316
Figura 9.13 – Força vs. deslocamento dos ensaios experimentais em relação as normas.	317
Figura 9.14 – Força crítica nas barras EBE e BCG	321
Figura 9.15 – Distribuição dos esforços nas barras com quatro forças nodais de 6.34 kN	325
Figura 9.16 – Resultado dos esforços axiais com a proposta de $Q=0.60$	326
Figura 9.17 – Valores de resistências normativas com valor proposto para $Q=0.60$	326
Figura 9.18 – Força vs. deslocamento dos ensaios experimentais em relação as normas.	327
Figura 10.1 – Relação tensão-deformação para material de aço	329
Figura 10.2 – Ensaio de tração e módulo de elasticidade da fibra de vidro embebida em resina de epóxi (Chen <i>et al.</i> , 2017)	329
Figura 10.3 – Configuração para medições de deformações e teste de equipamento à produzir tensões biaxiais em espécime de borracha (Shahzad <i>et al.</i> , 2015) e (Paula, Lalo e Greco, 2013)	330
Figura 10.4 – Comportamento do distanciador em relação ao experimental	330
Figura 10.5 – Treliça tridimensional modelada no ABAQUS	331
Figura 10.6 – Tensões nas ligações típicas comparação com experimental da LTI.....	333
Figura 10.7 – Modo de colapso das ligações típicas com distanciadores.....	334
Figura 10.8 – Comparação das tensões de Von Mises entre LTI e LTDA.....	335
Figura 10.9 – Distanciadores de pneus do protótipo LTDP comparado com ligação típica LTI e deformada do distanciador de pneu	335

Figura 10.10 – Comparação dos modos de colapso da ligação típica LTDFV	336
Figura 10.11 – Resultados da comparação numérico vs. experimental.....	337
Figura 11.1 – Sistema de ensaio experimental para provocar a excitação da estrutura	339
Figura 11.2 – Sistema para instrumentação do ensaio experimentais	340
Figura 11.3 – Ilustração da posição do acelerômetro fixo e do acelerômetro móvel.....	342
Figura 11.4 – Devido simetria da treliça o ensaio foi realizado apenas com 1/4 do protótipo	342
Figura 11.5 – Aquisição de dados e procedimentos para execução da excitação da estrutura	343
Figura 11.6 – localização dos acelerômetros instalados nas ligações LTDCEA.....	344
Figura 11.7 – Diferentes posições das barras durante a execução dos ensaios experimentais	345
Figura 11.8 – Interface dos programas usados	345
Figura 11.9 – Modos de Vibração experimentais da treliça	347
Figura 11.10 – MAC experimental da treliça tridimensional.....	347
12.1– Modos de vibração da treliça tridimensional obtida no SAP2000	349
12.2– Modos de vibração da treliça tridimensional obtida no ABAQUS	351

LISTA DE SIGLAS

AISC.....	American Institute of Steel Construction
ABNT.....	Associação de Normas Técnicas
BCR.....	Barra com Chapa Reentrante
BCG.....	Barra com Chapa Gusset
CNC.....	Controlo Numérico Computadorizado
CPD.....	Concrete Damaged Plasticity
DS4.....	Quarta Diagonal Sobreposta
DLST.....	Double Layer Space Trusses
ELS.....	Estado Limite de Serviço
ELU.....	Estado Limite Último
EBE.....	Ensaio de Barra Estampada
GFEM.....	Método dos Elementos Finitos Generalizados
LTE.....	Ligação Típica com Estampagem
LTI.....	Ligação Típica
LTDCA.....	Ligação Típica com Estampagem com Chapa de Aço
LTPCA.....	Ligação Típica com Ponteira com Chapa de Aço
LTDA.....	Ligação Típica com Distanciador de Aço
LTCR.....	Ligação Típica com Chapa Reentrante
LTCRE.....	Ligação Típica com Chapa Reentrante Estampada
LTDCAE.....	Ligação Típica com Distanciador de Concreto Encapsulado
LTDFS.....	Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Sisal
LTDFV.....	Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Vidro
LTDCFA.....	Ligação Típica com Distanciador de Concreto com Fibra de Aço

LTDCE.....	Ligação Típica com Distanciador de Concreto Encapsulado
MEF	Metodo dos Elementos Finitos
MZC.....	Método de Zona Coesiva
PUM.....	Método da Partição de Unidade
STQC.....	Ligação Space Truss Quick Connector
STOTC.....	Space Truss Orange Type Connection
SIER.....	Sistema de Engate Rápido
NBR.....	Norma Brasileira
XFEM.....	Método dos Elementos Finitos Estendidos
UnB.....	Universidade de Brasília
UFCA.....	Universidade Federal do Cariri

LISTA DE SÍMBOLOS

aDistância do centro do furo a borda do perfil
a'Distância corrigida do centro do furo a borda
AÁrea líquida
A_pÁrea da seção transversal do parafuso
bDistância do centro do furo a alma do perfil
b'Distância corrigida do centro do furo a alma
dDiâmetro do furo do perfil
EMódulo de elasticidade
E_pMódulo de elasticidade do parafuso
eExcentricidade na ligação
f_yLimite de escoamento
f_uLimite último de resistência
IMomento de inércia da seção
kConstante da mola
LLargura tributária
L_pComprimento do parafuso
MMomento fletor resultante
M_fMomento fletor de cálculo
M_θMomento fletor resistente da ligação
N_dForça normal de cálculo
$N_{c(teor.)}$Carga crítica teórica
$N_{c(teor.)}^*$Carga crítica teórica considerando a variação da inércia da barra
$N_{u(exp.)}$Carga última experimental
PCarga externa aplicada na ligação
P_{cr}Força normal de flambagem elástica (EULER)
QFator associado à estampagem da barra
Q_{Exp}Fator associado à estampagem da barra experimental
qCarga distribuída
RReação no parafuso
T_fEspessura da chapa do flange do perfil
$^{\circ}C$Graus Celsius

LETRAS GREGAS

α	Parâmetro em função da razão: Q / P
γ_s	Coefficiente estatístico de redução da resistência do aço
δ	Parâmetro função área líquida e total flange
$\delta_1, \delta_2, \delta_3$ e δ_4	Deslocamentos verticais
ϵ_{lg}	Deformação específica normal
ϵ_{tr}	Deformação específica transversal
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ e ϵ_4	Resistências na ponte de Wheatstone
σ_s	Tensão normal do aço (MPa)
θ	Rotação da ligação
θ_c	Rotação no apoio da ligação real
θ_s	Rotação no apoio de uma viga bi-apoiada
λ	Índice de Esbeltez
$\bar{\lambda}$	Esbeltez reduzida para barras com formulação do AISC
ϕ	Fator de redução de resistência
ϕ	Diâmetro das barras de aço
ν	Coefficiente de Poisson
χ	Parâmetro de flambagem global (Eurocode)
Ω	Ohms

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Brasil é um dos principais produtores de minério de ferro do mundo, pois suas reservas possuem alta qualidade e são capazes de abastecer o mercado nacional e gerar excedentes exportáveis. Segundo o Instituto Aço Brasil (IAB)¹ (IBRAM, 2018) sua capacidade instalada é de 50,4 milhões de toneladas de aço bruto por ano desde 2013, quando a indústria metalomecânica expandiu sua fábrica (Carvalho, Mesquita e Araújo, 2016).

Já as reservas mundiais de minério de ferro estão estimadas em 340 bilhões de toneladas, localizadas respectivamente nos seguintes países: Ucrânia (20,0%), Rússia (16,5%), China (13,5%), Austrália (13,2%), Brasil (9,8%), e distribuídas nos demais países com 27,0% (Poso, 2015). Conforme Figura 1.1.

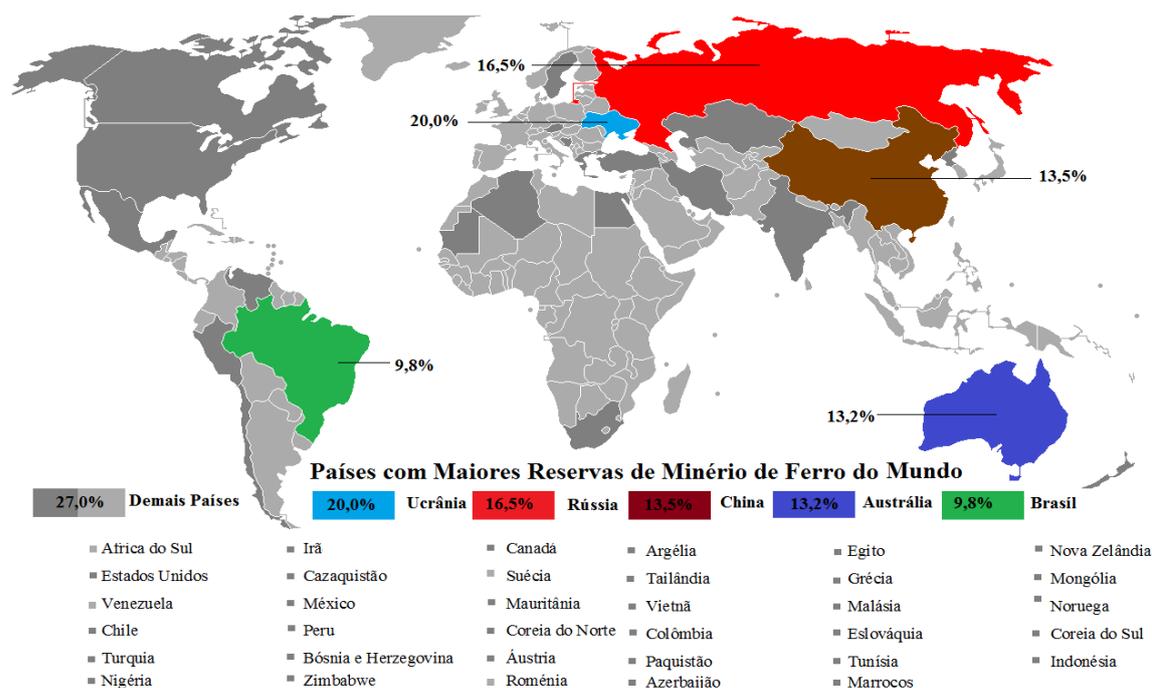


Figura 1.1- Maiores produtores de minério de ferro do mundo. Fonte: Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM), 12ª Edição. Mineral Resources Program. United States Geological Survey Mineral Resources Program. 2018. Consultado em 21 de dezembro de 2018.

Apesar da 5ª colocação no ranking mundial, o Brasil possui posição vantajosa pelo alto teor de ferro encontrado em seus minérios. Por outro lado, um dos indicadores mais utilizados

¹ Instituto Aço Brasil- IAB, Dados consolidados referentes ao ano de 2017, 27ª Edição. Março de 2017.

para avaliação do grau de industrialização de um país está ligado à cadeia metalomecânica (De Oliveira e Sperb, 2016) e (Poso, 2015). De fato, todas as maiores economias do mundo são ou foram grandes produtoras de aço, das 10 maiores economias do mundo, sete estão entre os 10 maiores produtores de aço do mundo.

O Brasil ocupa a nona posição no ranking da associação mundial de aço com 34,53 milhões de toneladas de aço produzidos em 2019. Sendo o maior produtor na América do Sul, responsável por quase 50% da produção regional, com México em segundo lugar com 18,3 milhões, Argentina terceira colocada com 5,4 milhões e Venezuela quarta colocada com 1,1 milhões de toneladas.

Logo, a produção de aço é um espelho do desenvolvimento econômico de um país. De modo que, a indústria de estruturas de aço, amplamente difundida em países como Estados Unidos, Reino Unido e Alemanha há décadas, vem apresentando um expressivo crescimento no Brasil nos últimos anos. Isso, devido principalmente aos investimentos na cadeia metalomecânica, à vista disso, o país já possui o maior parque industrial de aço da América do Sul, composto por 29 usinas (SICETEL, 2016).

Nesse ínterim, o aço é considerado a espinha dorsal da construção civil, está presente em todas as aplicações da engenharia civil. Desde construção de edifícios residenciais, comerciais e industriais, até arranha-céus, barragem, viadutos, pontes, e em construções de modo geral.

A crescente aplicação de estruturas em aço na construção civil brasileira pode ser justificada pela facilidade de adaptação ao projeto arquitetônico, sequência industrial de fabricação, rapidez na montagem, alívio no peso próprio total da estrutura, conseqüentemente, menos carga para fundação e preço competitivo com outros sistemas estruturais. Neste contexto, devido os grandes eventos esportivos realizados no Brasil nos últimos anos, como a Copa do mundo da FIFA² de 2014 e jogos Olímpicos³ em 2016. Foram construídas diversas

² Federação Internacional de Futebol Associação- *Fédération Internationale de Football Association*, organização não governamental internacional que dirige as associações de futsal, futebol de areia e futebol de campo. Organiza-se a copa do mundo a cada quatro anos em diferentes países sedes. A FIFA foi fundada em Paris em 21 de maio de 1904 e tem sua sede em Zurique, na Suíça. Disponível em <http://www.fifa.com/about-fifa/who-we-are>, acesso em 28/12/2018.

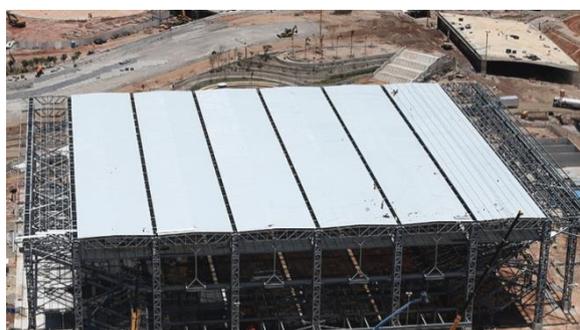
³ Comitê Olímpico Internacional- *International Olympic Committee* é uma organização não governamental. Foi criada em 23 de junho de 1894, por iniciativa de *Pierre de Coubertin*, com a finalidade de reinstaurar os Jogos Olímpicos realizados na antiga Grécia e organizar e promover a sua realização de quatro em quatro anos,

estruturas em aço no país, desempenhando o papel de protagonista, transformando a paisagem urbana das cidades brasileiras. Foram construídos e reformados doze estádios de futebol, desenvolvido um centro olímpico, modernização de aeroportos, infraestrutura para mobilidade urbana e empreendimentos residenciais e comerciais.

Nestas obras, as estruturas treliçadas tridimensionais tiveram uma presença expressiva, por permitir grandes vãos e soluções modernas e arrojadas, além da rapidez que lhe é peculiar, tais como: Arena Corinthians em São Paulo; Arena do Futuro no Rio de Janeiro; ampliação do Aeroporto internacional do Rio de Janeiro - Galeão; Arena das Dunas na cidade de Natal, Arena Pernambuco em Recife, Arena Pantanal em Cuiabá, Aeroporto internacional de Cuiabá e Arena Beira Rio em Porto Alegre. Conforme mostra Figura 1.2.



(a) Arena Corinthians em São Paulo



(b) Arena do Futuro no Rio de Janeiro



(c) Ampliação do Galeão Rio de Janeiro



(d) Arena das Dunas em Natal

no Brasil os jogos foram realizados em parceria com o Comitê Olímpico do Brasil (COB) uma instituição não governamental que atua no desenvolvimento dos esportes olímpicos no Brasil para viabilizar e acompanhar a preparação das equipes olímpicas. Disponível em <https://www.cob.org.br/pt/cob/comite-olimpico-do-brasil>, acesso em 28/12/2018.



(d) Arena Pernambuco em Pernambuco



(d) Arena Pantanal em Cuiabá



(e) Aeroporto Internacional de Cuiabá



(f) Arena Beira Rio em Porto Alegre

Figura 1.2- Obras executadas para sediar a Copa do Mundo de 2014 e Olimpíadas de 2016.

Fonte: (Construção Metálica, 2013)

Por conseguinte, a estrutura treliçada tridimensional é uma solução arquitetônica com especificidades bem diferenciadas de outro tipo de estruturas. Este sistema é apropriado tanto para pequenas marquises ornamentais pelo seu valor estético quanto para instalações de grandes vãos pela sua capacidade resistente. O uso mais comum consiste em: pavilhões esportivos, shopping centers, terminais de aeroportos, hangares, fachadas, heliportos, pavilhões industriais, etc. (Lanik do Brasil, 2017).

As estruturas treliçadas tridimensionais apresentam vantagens significativas em relação aos sistemas convencionais de cobertura (Andrade *et al.*, 2005), permitindo ao projetista maiores possibilidades, tais como:

- ❖ Apresentam um típico comportamento tridimensional. Com isto, para pontos em que a estrutura esteja submetida a solicitações elevadas, há uma distribuição de esforços para as barras adjacentes (Souza, et al. 2008), (El-Shami, Mahmoud e Elabd, 2016) e (Fu, 2016);
- ❖ Possuem um elevado grau de hiperestaticidade. Com tal característica, um eventual dano em algum elemento isolado não significa, necessariamente, o colapso de toda a estrutura (Magalhães e Malite, 1996);

- ❖ Sistema econômico para cobrir amplos espaços com diferentes níveis planimétricos (Makowski, 1987), (Swaddiwudhipong, Koh e Lee, 1994), (Medwadowski, 1997);
- ❖ Ideal para grandes vãos com colunas irregulares (EI-Sheikh e EI-Bakr, 1997), Souza (2003) e Magalhães e Malite (1998), Souza *et al.* (2009) e Freitas (2016);
- ❖ Elementos estruturais mais esbeltos e mais leves Makowski, (1972), Ramaswamy, Mick e Suresh (2002), (Bezerra *et al.*, 2009), Bezerra e Silva (2011);
- ❖ A montagem pode ser realizada no chão evitando trabalho em altura, e após a montagem da treliça tridimensional basta içar para posição de projeto (Makowski, 1972), (Makowski, 1993), Magalhães e Malite, (1998) e (Chan e Cho, 2005);
- ❖ Menores deslocamentos devido à alta rigidez inerente Makowski, (1972), (Zingoni, 2005), Sander e Souza (2006), (Arekar e Bhavsar, 2013), (El-Shami, Mahmoud e Elabd, 2016), (Wei, Tian e Hao, 2018);
- ❖ Elegante para cobrir amplos espaços (Makowski 1972), (Makowski 1993), (Souza, 2003), (Koushky, Dehdashti e Fiouz, 2007) e (Liu *et al.*, 2017);
- ❖ É leve e fácil de montar e não necessariamente utiliza solda, as estruturas tridimensionais economizam o tempo de construção, porque usam técnicas de produção rápida (Magalhães e Malite, 1996), (Sabatto, 2010);
- ❖ As peças são produzidas em fábricas e posteriormente, à montagem acontece no canteiro de obra, com menor tempo de execução (Lanik do Brasil, 2017), (Silva *et al.*, 2018).

Nota-se, outrossim, que as estruturas reticuladas tridimensionais são formadas por elementos lineares dispostos em diversos planos. Já as treliças tridimensionais, são um caso particular das estruturas reticuladas tridimensionais, sendo formadas por duas ou mais malhas planas, em geral paralelas, conectadas por meio de diagonais e banzos (Souza, 2003). Portanto, neste trabalho treliça tridimensional será congênere de treliças espaciais. Sendo utilizado o termo treliça tridimensional.

Para (Makowski, 1972) treliça tridimensional é uma estrutura constituída de barras unidas entre si por ligações rígidas ou flexíveis. De modo, que o comportamento estrutural é símile às estruturas laminares. Cujos, esforços solicitantes são predominantemente de tração e compressão, e a deflexão é relativamente pequena por causa da rigidez inerente (Makowski, 1987). Entretanto, o ponto mais preocupante no projeto destas estruturas está na ligação

entre as barras, o membro está localizado em um espaço tridimensional e, nesse cenário, o mecanismo de transferência de força é mais complexo.

O papel das ligações nas estruturas tridimensionais é tão significativo que a maioria dos sistemas comerciais utiliza metodologias de ligação própria. Há, contudo, uma carência principalmente devido à quantidade de patentes desenvolvidas nos últimos anos. Em que as empresas querem comercializar seus produtos de forma exclusiva. Para tal, as ligações são cada vez mais sofisticadas do que as ligações em estruturas planas (Hwang *et al.*, 2015), (Zhao *et al.*, 2017), (Yan *et al.*, 2018) e (Mazon *et al.*, 2018).

Outro dado importante é que o consumo de aço das ligações constitui entre 15% a 30% do valor total da estrutura (Wai-fah, 1999). Por esse motivo, um sistema pré-fabricado bem-sucedido requer ligações: fortes e rígidas; repetitivas; simples de fabricar; mecanicamente simples para montar; capazes de transmitir todas as forças nos membros interconectados ao nó; leves, e por fim, devem ser projetadas para permitir uma manutenção fácil e eficaz.

Desse modo, uma pesquisa em todo o mundo revelou que existem mais de 250 tipos diferentes de sistemas de ligações patenteadas (Wai-fah, 1999), e há cerca de 50 empresas comerciais especialistas em estruturas tridimensionais. Presentes nos seguintes países: Estados Unidos; Canadá; México; Brasil; Alemanha; Espanha; França; Itália; Inglaterra; Reino Unido; Holanda; Arábia Saudita; Japão; China, Singapura, África do Sul, Nigéria e Israel (G. Prete, 1976), (Prete e Mitaritonna, 1977), (Prete, 1994), (Hanaor, 1995a), (Hanaor, 1995b), (Magalhães e Malite, 1998), (Kepler Cavalcante, 1999), (Souza *et al.*, 2009), (Arekar e Bhavsar, 2013), (El-Shami, Mahmoud e Elabd, 2016), (Wei, Tian e Hao, 2018), (Zeitschrift *et al.*, 2018).

Contudo, pode-se classificar no Brasil, treliça tridimensional em dois grupos: As que possuem ligações patenteadas e não patenteadas. A ligação patenteada é uma concessão pública, conferida pelo estado, que garante ao seu titular a exclusividade ao explorar comercialmente a sua criação, por um tempo determinado. Nesse âmbito no Brasil possuem quatro empresas, *BEMO VARICTEC*, *ALUAÇÃO SPACE*, *SPHERE ALAXIS*, *TRIFORM SYSTEM* (Souza, 2003) e (Freitas, 2008). Porém, as ligações patenteadas são mais onerosas em comparação com os sistemas não patenteados. Logo, recorre-se na maioria das vezes, a opções mais simples e econômicas, como no caso da ligação típica não patenteada amplamente utilizada no Brasil e em outros países (Martin e Delatte, 2001), (Souza *et al.*,

2009), (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012) e (Fu, 2016). Devido principalmente à sua facilidade no processo de fabricação, transporte, aplicação e baixo custo de execução (Gioncu, 1985), (Hill, Blandford e Wang, 1989), (Magalhães, J. R. M. e Malite, 1998); (Martin e Delatte, 2001); (Rosa, 2001); (Ramasmamy, Mick e Suresh, 2002); (Souza, 2003); (Sampaio, 2004); (Chan e Cho, 2005); (Freitas, 2008); (Bezerra et al., 2009); (Freitas, Bezerra e Silva, 2011); (Casanova, 2015); (Freitas et al., 2015); (Fu, 2016); (Freitas, C. A. S. et al., 2016), e (Silva et al. 2018), (Freitas *et al.*, 2019).

Destarte, as ligações para treliças tridimensionais existem três tipos predominantes no Brasil, todas conhecidas genericamente por ligações “típicas”. Na primeira a barra possui extremidades estampadas e são unidas com um único parafuso (Figura 1.3 sistema a) resultando em excentricidade na ligação. Para os demais sistemas é utilizado um dispositivo de ligação entre as barras, que aplica mais de dois parafusos, e são comumente empregados quatro modelos, todos com chapas de aço soldadas em uma placa de base, onde as barras são parafusadas (Figura 1.3 dispositivo c-f), convergindo todas as barras para um único nó sem excentricidade.

No segundo tipo de ligação a barra estampada é conectada no dispositivo de ligação, combinando com os quatro modelos formando as ligações típicas mostradas na Figura 1.3 (g-j). Finalmente, no terceiro sistema, as barras não são estampadas, para tanto, é realizado um corte na extremidade das barras para encaixar e soldar uma chapa reentrante fina, que será então parafusada na ligação dando-se o nome de ponteira mostrado na Figura 1.3 (k-n). Na Figura 1.3 (o) mostra a ligação típica com ponteiras e chapas reentrantes na extremidade do tubo formando a ligação com as diagonais utilizando um parafuso e banzos com duas linhas de parafusos.



(a) Banzo e diagonal da ligação

(b) Detalhe da Ligação Típica

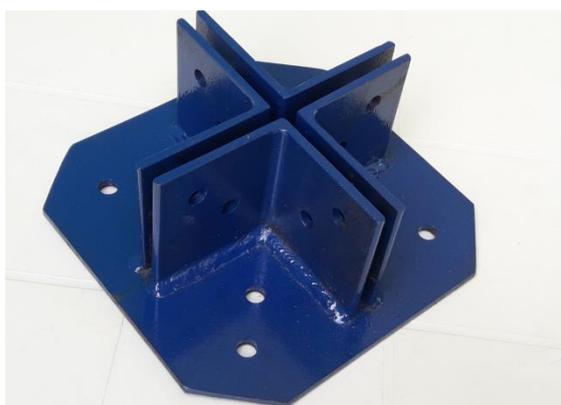
Ligação Típica – (Sistema a)



(c) Dispositivo com chapa de aço Modelo 1



(d) Dispositivo chapa de aço modelo 2



(e) Dispositivo de aço laminado Modelo 3



(f) Dispositivo chapa de aço Modelo 4



(g) Ligação Típica com dispositivo de chapa de aço Modelo 1- Combinação Sistema b_1



(h) Ligação Típica com dispositivo de chapa de aço Modelo 2- Combinação Sistema b_2





(i) Ligação Típica com dispositivo de chapa de aço Modelo 3- Combinação Sistema b₃



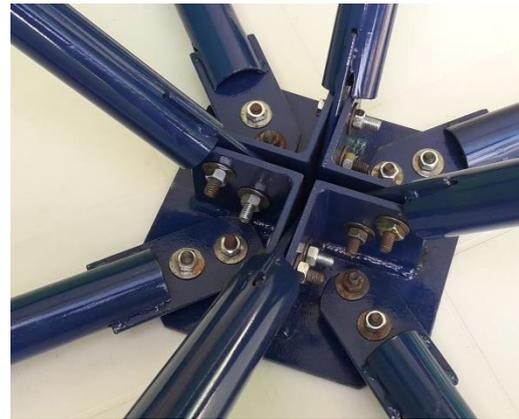
(j) Ligação Típica com dispositivo de chapa de aço Modelo 4- Combinação Sistema b₄



(k) Ligação com Ponteira usando dispositivo de chapa de aço - Modelo 1 - Sistema c₁



(l) Ligação com Ponteira usando dispositivo de chapa de aço - Modelo 2 - Sistema c₂



(m) Ligação Típica com Ponteiras e com chapa de aço no tubo Modelo 3 - Sistema c_3



(n) Extremidade das barras de Ligação Típica usadas no Brasil



(o) Ligação típica com Ponteiras proposto por (Sampaio, 2004)

Figura 1.3 – Sistemas de ligação não patenteados encontrados no Brasil

Ao todo pode-se combinar sete tipos básicos de ligações típicas, além, da ligação apresentada por (Sampaio, 2004), totalizando 8 ligações. Todavia, estes sistemas apresentam diversos problemas estruturais, sobretudo, as com extremidades estampadas ligadas por um único parafuso (Sistema a), (Kepler Cavalcante, 1999), (Sander e Souza, 2006), (Koushky, Dehdashti e Fiouz, 2007), (Freitas, 2008), (Casanova, 2015), (Arekar e Bhavsar, 2013), (El-Shami, Mahmoud e Elabd, 2016), (Wei, Tian e Hao, 2018), (Zeitschrift et al., 2018), (Silva *et al.*, 2018) um deles é devido à excentricidade na ligação, mobilizando momento fletor, que corrobora para ruína da ligação com aproveitamento ineficiente da capacidade resistente das barras resultando no colapso da ligação.

1.2. JUSTIFICATIVA

Os primeiros registros do uso de treliças tridimensionais aplicados como sistema de cobertura data no início do século XIX, entre 1806 e 1811, com a construção do Béranger

e Brunet um domo hemisférico com barras em ferro fundido em Paris (John Chilton, 2000) e (Sampaio, 2004). Entretanto, o uso das treliças tridimensionais só se impôs no mercado internacional de construção entre 1960 e 1970, graças à criação de várias ligações e a utilização dos computadores pelos escritórios de cálculo (Porto, 2002).

Mas, nos anos seguintes vários acidentes foram registrados com treliças tridimensionais, devido ao colapso progressivo das barras comprimidas por flambagem ou ruptura das ligações (ENR, 1978), (Lev Zetlin Associates, 1978), (Parke, 1988), (Kato, Kim e Cheong, 2003), (Fan, Cao e Shen, 2010), (Fu, 2016) e (Dizdar, Baran e Topkaya, 2019). A primeira grande estrutura treliçada a colapsar foi a Bucharest Dome construída em 1961 (Abedi e Parke, 1996), (Papadopoulos e Loricco, 2006), (Yan *et al.*, 2016) e (Zhang e Deng, 2019). A edificação conhecida como pavilhão nacional de exposição da economia em Bucharest Romênia, foi projetada por Ferdinand Lederer (1906-1990) coordenador no Departamento de Estruturas Metálicas na Faculdade de Engenharia Civil, na República Checa (Hamid, 2015).

No entanto, colapsou em menos de dois anos em 1963 (Chishti e Makowski., 1984) e (Yan *et al.*, 2016). A cobertura de Bucharest era uma cúpula simétrica composta por 26 faixas de treliças tridimensionais e malhada com uma superfície de treliças planas. A estrutura da cúpula era composta por tubos de aço vazado, em que cada tubo tinha 122,0 mm de diâmetro externo com espessura da parede de 6,3 mm (Hamid, 2015). A estrutura foi usada para contornar uma superfície esférica de 65,0 m de raio. No centro, a cúpula subiu 19,0 m, abrangendo a base de 130,0 m de diâmetro. As treliças tridimensionais se encontravam em uma viga metálica de bordo com um diâmetro de 17,0 m formando um lanternim (Papadopoulos e Loricco, 2006), (Precupas, Ivan e Ivan, 2012), (Hamid, 2015) e (Fredriksson e Herrstrom, 2017). A Figura 1.4 e Figura 1.5 mostram os detalhes da cobertura.

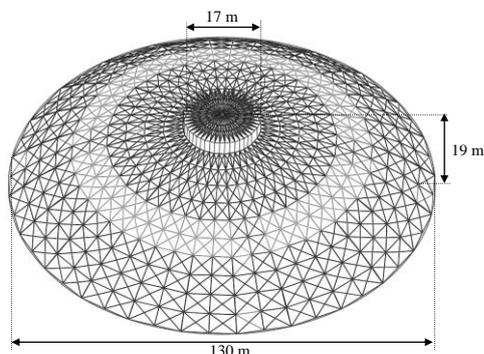


Figura 1.4 – Vista da cobertura do dome tridimensional Bucharest construído em 1961

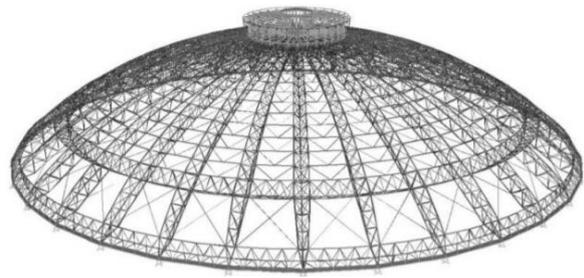
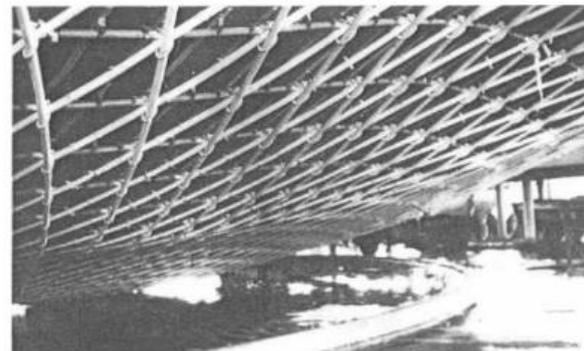


Figura 1.5 – Detalhes da cobertura do Bucharest Romênia, (Precupas, Ivan e Ivan, 2012) e (Papadopoulos e Loricco, 2006) e (Romexpo, 2019)

A catástrofe ocorreu sob um carregamento de neve com 30% da capacidade resistente de projeto das barras da treliça tridimensional, provocando o colapso progressivo da estrutura. O colapso ocorreu por flambagem das barras comprimidas das treliças tridimensionais (Chishti e Makowski., 1984), (Papadopoulos e Loricco, 2006), (Hamid, 2015), e (Yan *et al.*, 2016) e (Zhang e Deng, 2019). Conforme mostra Figura 1.6.



Vista interna antes do colapso



Vista interna após colapso

Figura 1.6 – Mecanismo do colapso da cobertura Bucharest Romênia em 1963 (Papadopoulos e Loricco, 2006) e (Han, Liu e Xu, 2017)

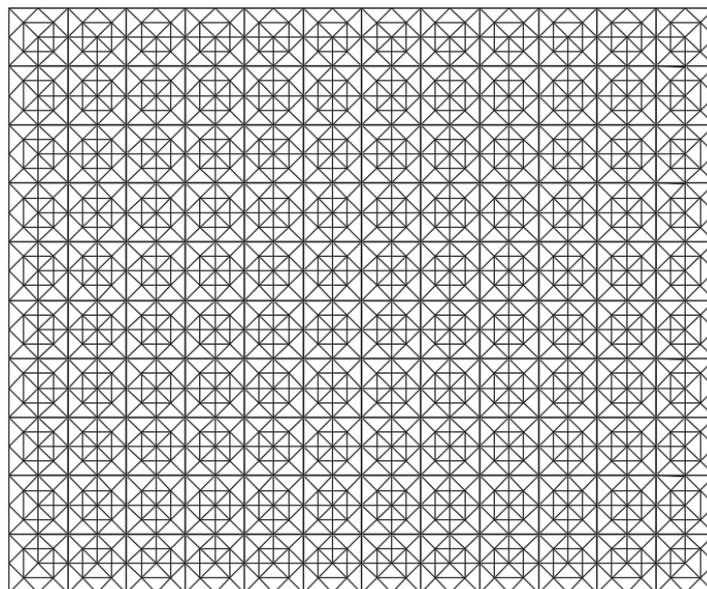
Contudo, 15 anos depois do primeiro registro de colapso em cobertura treliçada, em janeiro de 1978 o Coliseu Centro Cívico de Hartford nos Estados Unidos colapsou (Fellows, 1978), (Lev Zetlin Associates, 1978), (ENR, 1978), (Petroski, 1985), (Kaminetzky, 2001), (Martin e Delatte, 2001), (Delatte, 2009). Seis horas depois de ter havido um jogo de basquete onde 4.746 torcedores assistiram a equipe masculina da cidade jogar (Levy, Mathys e Salvadori, 1992), (Martin e Delatte, 1999), (Martin e Delatte, 2001). O local era usado para vários shows e jogos, a construção começou em 1960 (Fellows, 1978) e foi um dos maiores projetos da cidade de Hartford na época, sendo finalizado em 1973. A cobertura em treliça tridimensional era apoiada em quatro colunas próximo a extremidade do estádio para

fornecer uma visão privilegiada para cada espectador. A montagem da treliça foi realizada no chão e colocada sobre as colunas por meio de atuadores hidráulicos instalados no topo dos pilares, esta técnica foi inovadora e econômica na época.

A cobertura em treliça tridimensional tinha formato de pirâmides, com dimensões de 9,40 m por 9,40 m com altura de 6,45 m. A cobertura foi modulada com 12 pirâmides em uma direção e 10 na outra, compreendendo-se no tamanho de 112,80 m por 94,0 m. O módulo piramidal era composto por banzos superiores e inferiores com diagonais unidas por ligações parafusadas (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002), (ENR, 1978), (Lev Zetlin Associates, 1978), (Mekan e Teknik, 2015) e (Fu, 2016). O laudo concluiu uma série de erros no projeto durante a execução da treliça tridimensional, foram ignoradas todas as notificações da fiscalização de Hartford (Martin e Delatte, 2001) e (Hamid, 2015). As dimensões com os detalhes da treliça tridimensional é mostra na Figura 1.7, Figura 1.8 e Figura 1.9.



(a) Vista da estrutura sendo construída



(b) Vista em Planta do sistema de cobertura

Figura 1.7– Coliseu Centro Cívico de Hartford

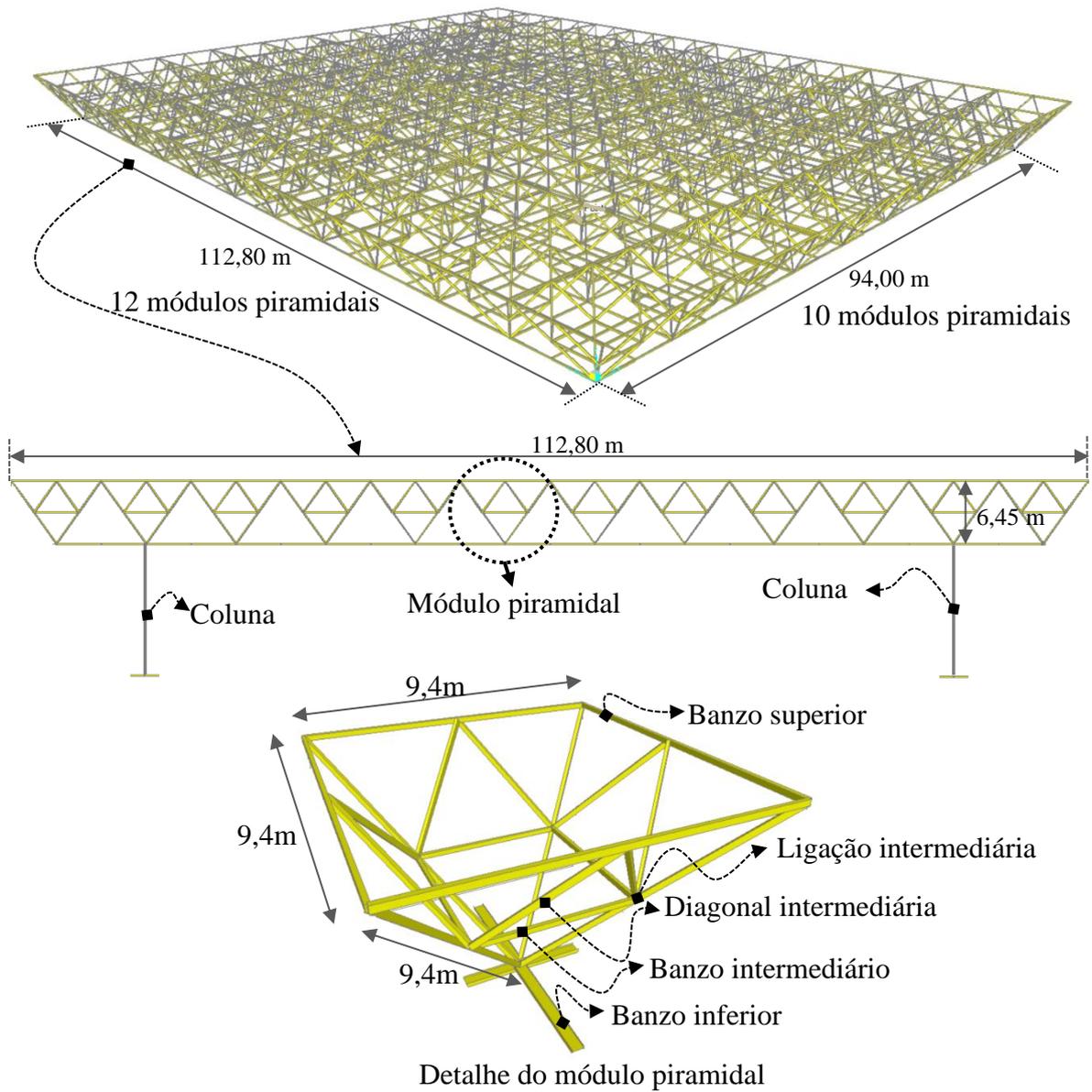


Figura 1.8 – Detalhes da treliça tridimensional do Coliseu Centro Cívico de Hartford



Figura 1.9 – Detalhes do colapso do Coliseu Centro Cívico de Hartford (ENR, 1978)

Fotos da construção tiradas durante o levantamento do telhado mostraram uma grande deflexão, maior que o recomendado ($v\grave{a}o/360 = 31,34$ cm), com 55,00 cm de deflexão (LZA, 1978). O laudo apontou que o colapso aconteceu primeiramente na ligação intermediária (Martin e Delatte, 1999), isso devido à excentricidade gerada na ligação em relação ao banzo superior (Hamid, 2015).

Outro problema encontrado foi o perfil laminado colocado no sentido de menor inércia nos banzos inferiores. Como epílogo da ruptura estrutural, não foi considerado no cálculo à sobrecarga de neve na cobertura (Lev Zetlin Associates, 1978) e (Martin e Delatte, 1999), que teve maior acúmulo devido à deflexão excessiva da cobertura com falta de rigidez da treliça.

Uma investigação realizada por (Smith e Epstein, 1980) discutiu a sequência do colapso, mostraram que quase todos os membros superiores do módulo piramidal já haviam excedido suas capacidades de projeto, mesmo durante execução do telhado. Sendo uma estrutura com alto grau de redundância, as forças extras foram transferidas para os membros adjacentes que contribuiu para o colapso da ligação intermediária (Hamid, 2015). A Figura 1.10 mostra que houve momentos fletores M_i atuantes na ligação intermediária que contribuiu para o colapso da estrutura.

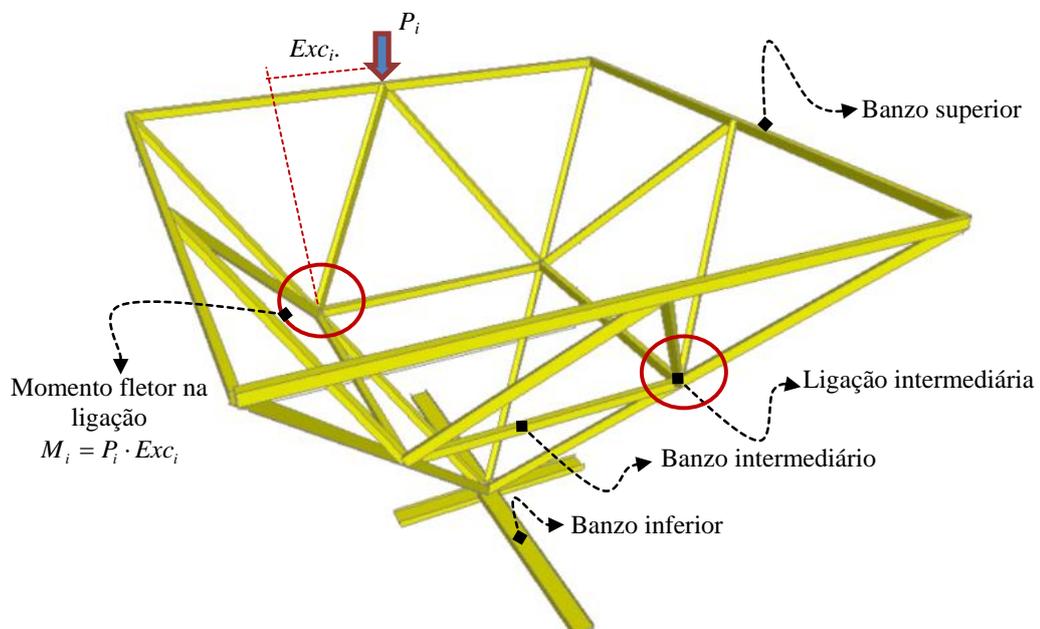


Figura 1.10 – Detalhes do colapso do Coliseu Centro Cívico de Hartford

Não obstante, em Israel a passarela de pedestre por nome de “*Maccabiah*” que passava sobre o rio “*Yarkon*” em “*Tel Aviv*”, colapsou em 14 de julho de 1997 (Hanaor, 2002). A passarela tinha um vão de 35,0 m e uma faixa de rolamento de 4 m em 14 painéis de madeira.

O sistema estrutural utilizado foi com treliça tridimensional com chapa soldada na extremidade da barra semelhante à ligação apresentado na Figura 1.3 (Sistema c_3) (Hanaor, 1995a). O arranjo da treliça tridimensional foi do tipo piramidal com 14 módulos de 2,50 m, com altura de 2,40 m, a estrutura tinha o formato de arco com raio de 2,60 m.

Foram instalados três cabos ligando os apoios da estrutura como medida de segurança, a Figura 1.11 mostra detalhes do projeto da passarela. O acidente feriu 60 atletas australianos que estavam visitando Israel para participar dos Jogos olímpicos dos Judeus (Serge Schmemann, Slater e Chuck, 1997) e (Beck, 1998).

Um atleta morreu no colapso e três morreram depois, em consequência dos ferimentos (Trounson, 1997). Uma investigação subsequente, concluiu que o colapso da estrutura aconteceu inicialmente devido a problemas na ligação da barra na região central no banzo superior, com flecha de 30,0 cm e após 3 segundos ocorreu o colapso total da passarela (Hanaor, 2002) e (Souza, 2003).

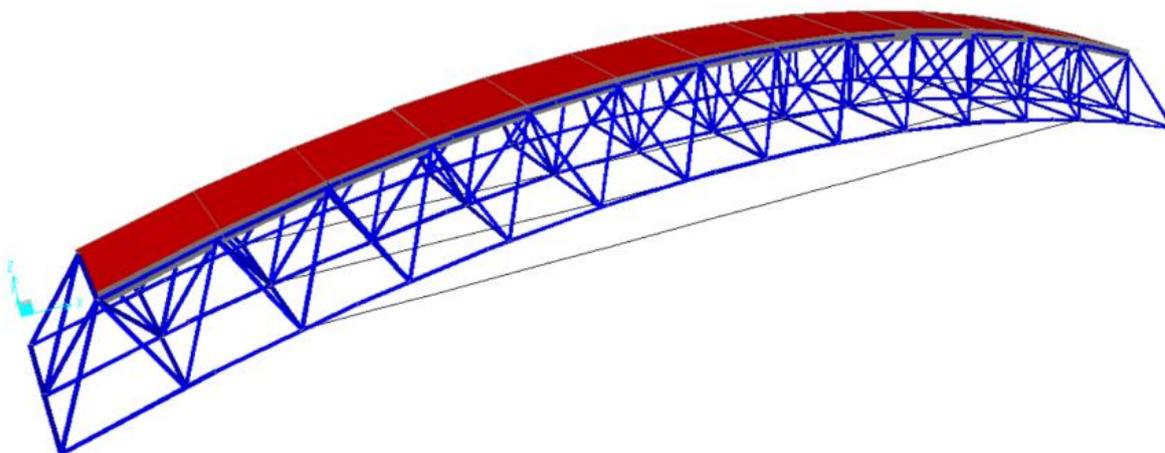


Figura 1.11 – Modelo da passarela Maccabiah em treliça tridimensional com ligação típica que colapsou em julho de 1997 em Israel (Hanaor, 2002)

A análise do colapso foi baseada na condição da estrutura encontrada após sua remoção e em fotografias da passarela depois do colapso, reunidas em um laudo de mais de 200 páginas (Hanaor, 2002). Apesar disso, durante a inspeção, foi identificado que praticamente,

nenhuma barra havia rompido por flambagem. Entretanto, foi identificado à ruptura de três ligações: uma no banzo superior localizada no meio do vão e mais duas nos apoios. A ligação utilizada na passarela esta apresentada na Figura 1.12.

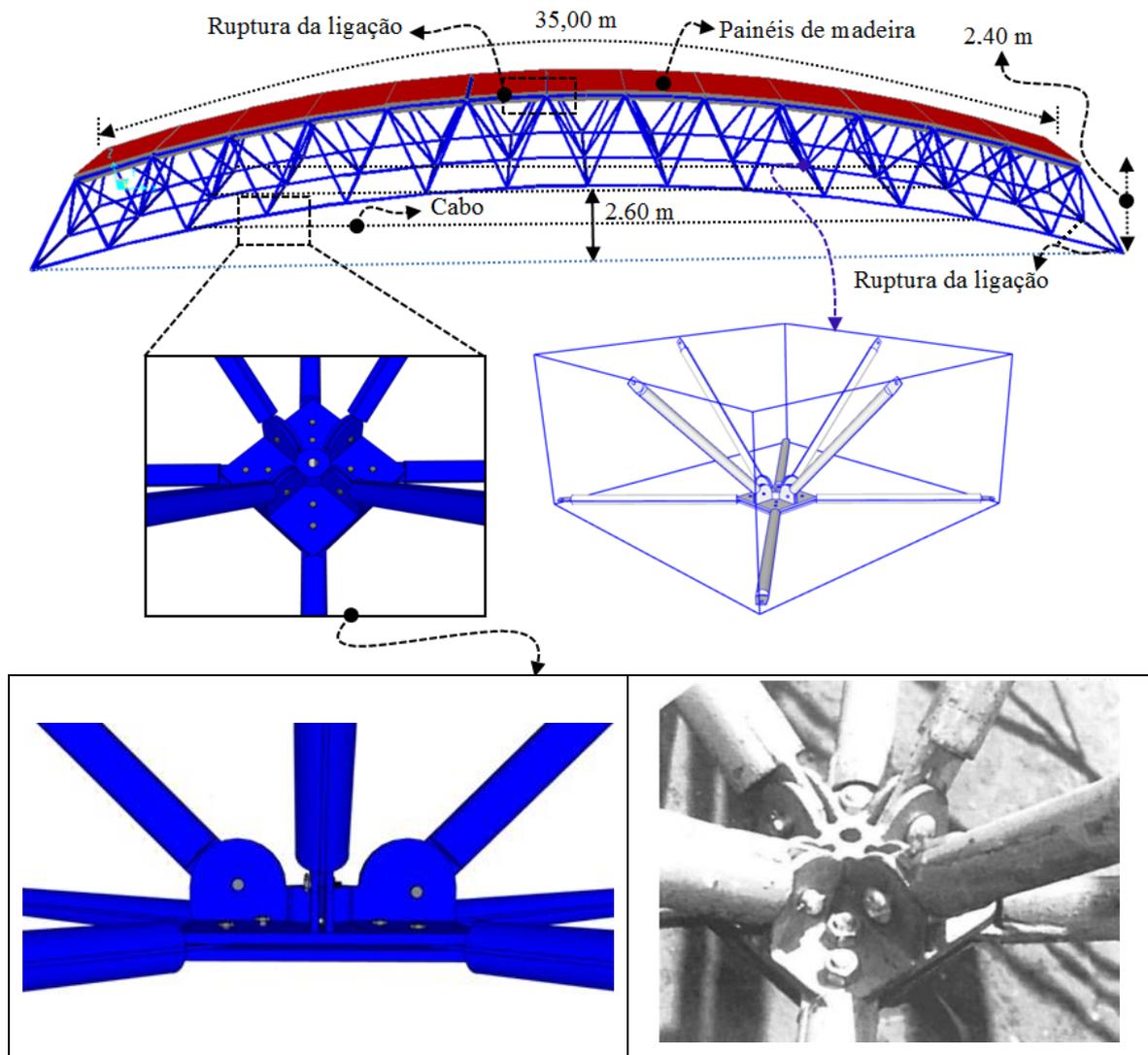


Figura 1.12 – Detalhe da ligação da passarela Maccabiah em Israel (Hanaor, 2002)

Uma explicação para ruptura da ligação foi proveniente das tensões elevadas no filete de solda da chapa que liga as diagonais da ligação causando a ruptura da peça. De fato, todas as soldas foram inadequadas nas ligações, com menos da metade da espessura de penetração entre metal base e metal solda para solidarização da ligação (Hanaor, 2002), a Figura 1.13 apresenta os detalhes do acidente.



Figura 1.13 – Colapso da passarela Maccabiah em Israel (Trounson, 1997) e (Beck, 1998)

Quarenta e sete anos depois do primeiro registro de colapso em cobertura treliçada, na província de “Gerona” na Espanha, a cobertura de um ginásio poliesportivo colapsou com dimensões de 50,0 m x 30,0 m (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012). O contrato era de um conselho da cidade que queria um projeto econômico e simples de montar. A malha de aço tridimensional havia sido montada no chão e erguida com auxílio de dois guindastes para o topo dos 48 pilares de concreto armado que faziam o perímetro do ginásio (Figura 1.14). A ligação da malha de camada dupla utilizada constituiu do sistema de nó típico com extremidade estampada (Figura 1.15), a finalização da obra ocorreu no ano de 2000. Porém, em 2010, devido sobrecarga de neve a estrutura colapsou, como consequência de rotações na ligação típica, em correspondência de excentricidade contida na ligação conforme Figura 1.16 e Figura 1.17.

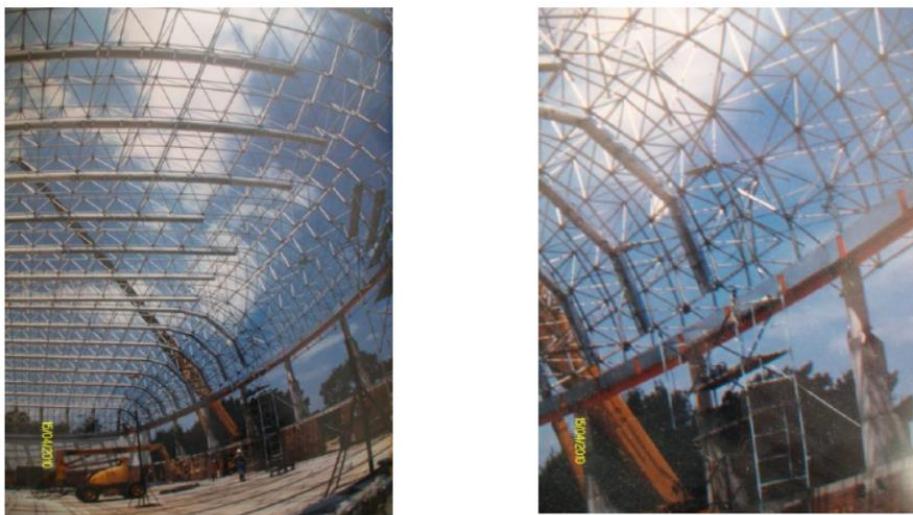


Figura 1.14 – Construção do ginásio em Gerona. (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)



(a) Imagem antes do colapso (b) Imagem depois do colapso da cobertura
Figura 1.15 – Detalhe da cobertura da treliça do Ginásio poliesportivo de Gerona (Alegre,
Ródenas e Villalba, 2012)



Figura 1.16 – Detalhe da Ligação da treliça tridimensional após o colapso. (Alegre,
Ródenas e Villalba, 2012)

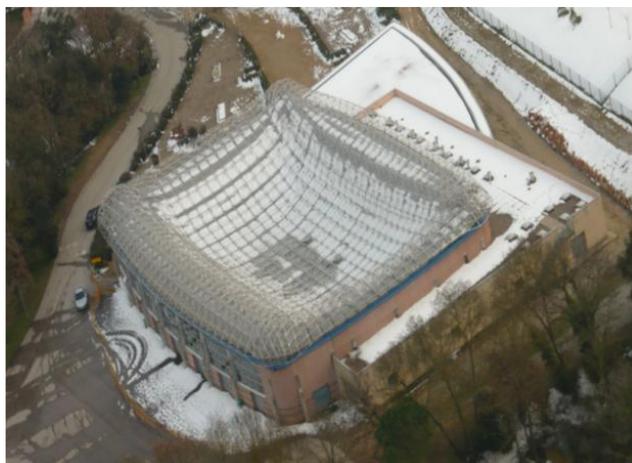


Figura 1.17 – Colapso da cobertura após nevasca na província de Gerona na Espanha.
(Alegre, Ródenas e Villalba, 2012)

Por outro lado, vários outros colapsos em treliças tridimensionais foram observados. De fato, uma gama de estruturas treliçadas foram reavaliadas e algumas reforçadas nos últimos anos (Cracow e Corradi, 1981), (El-Sheikh, 1997), (Yang *et al.*, 1997), (El-Sheikh, 1999), (Murtha-Smith, 1999), (El-Sheikh, 2000b), (Trabzon *et al.*, 2013), (Augenti e Parisi, 2013), (Liu *et al.*, 2017) e (Fu e Parke, 2018).

Graças aos sistemas computacionais cada vez mais robustos, aliados aos programas comerciais de análise e implementações não lineares (Saka e Ulker, 1992), (Muñoz-Rojas, 2001), (Zingoni, 2005), (Thai e Kim, 2011), (Kanno, 2012), (Lacerda, 2014), (Hwang *et al.*, 2015), (Martinelli e Alves, 2016), (Guo *et al.*, 2017), (Sousa e Isamu Ikeda, 2017), (Rashidyan e Sheidaii, 2017), (Wei, Tian e Hao, 2018), (Zeng *et al.*, 2019), (Dizdar, Baran e Topkaya, 2019) e (Li e Taniguchi, 2019).

Os métodos de avaliação estrutural com inteligência artificial tem sido empregando para otimizar material e identificar os possíveis danos nalguma parte não visível por inspeção rotineira em sistemas reticulados, com a finalidade de prevenir o colapso progressivo da estrutura com a identificação do dano (Zeitschrift *et al.*, 1984), (Zeitschrift *et al.*, 1984), (Agerskov, 1986), (Toğan e Daloğlu, 2006), (Brencich, 2010), (Kociecki e Adeli, 2013), (Wang e Ohmori, 2013), (Camp e Farshchin, 2014), (Gholizadeh, 2015), (Gholizad e Safari, 2016), (Li e Khandelwal, 2017) e (Chang *et al.*, 2018).

Indiscutivelmente, o colapso ainda é uma realidade bem presente, como ocorrido no terminal do aeroporto *Charles de Gaulle* em 2003 na França que chamou a atenção para o caso de colapso desproporcional no campo de estruturas tridimensionais (Liu *et al.*, 2017).

No Japão várias falhas catastróficas de treliças tridimensionais foram observadas, principalmente, submetidas a carregamento dinâmico e esforços não previstos durante a realização do projeto (Blandford, 1997), (Tada e Suito, 1998) e (El-Sheikh, 2000a). Devido à dificuldade para o dimensionamento dessas estruturas tridimensionais, leves e suscetíveis a instabilidades (Ishikawa *et al.*, 2000).

Houve, também, no Canadá, vários relatos de acidentes em estruturas treliçadas por causa de carregamentos de neve, um exemplo bastante divulgado na mídia internacional foi em 2007 com colapso da cobertura do “*Vancouver’s BC Place stadium*” uma estrutura flutuante, cujos cabos de protensão ficavam ancorados em uma treliça espacial na forma de

anel comprimido coroando o estádio que propiciava a sustentação dos tirantes, após o colapso a estrutura treliçada foi substituída por 36 mastros com abertura na parte central da arena (Hui-Jun, Chun-Guang e Ling-Ling, 2011).

Semelhantemente, (Shen e Lan, 2001) fala sobre o desenvolvimento de estruturas tridimensionais na China, iniciando na década de 1950. Os autores fazem uma descrição de acidentes com treliças tridimensionais ocorridos no país inerente à aplicação do sistema sem estudos prévios do comportamento da estrutura.

Deste modo, muitas universidades da China desenvolveram diversas pesquisas sobre o assunto. Conseqüentemente, depois de várias pesquisas no ano de 1991 foi elaborado a norma JGJ 7 (2010) “*Technical specification for space frame structures*” que especifica alguns critérios para elaboração de projetos de treliças tridimensionais (Lan, 1996). Porém, não apresentaram nenhum avanço sobre quais parâmetros devem ser considerados para aumento da rigidez das ligações típicas estampadas, e como minimizar o momento fletor gerado pela ligação estampada aplicada na China.

Na Malásia, o colapso da estrutura treliçada do estádio de futebol ocorreu na cidade de “*Terengganu*”, que tinha uma estrutura de camada dupla, mostrada na Figura 1.18 com capacidade para 50 mil torcedores. A cobertura do estádio entrou em colapso em 2 de junho de 2009 (Michael e Razak, 2013) e (Gul e Mehr Ali, 2016).



Figura 1.18 – Detalhes da construção *Shah Alam Stadium* na Malásia. (CL.Chiang, 2010)

O estádio está situado na parte oriental de Shah Alam na Malásia. O “*Shah Alam Stadium*” é o maior estádio no estado de Selangor. Foi o maior estádio na Malásia, antes da conclusão do Estádio Nacional em *Bukit Jalil*. Sua cobertura em treliça tridimensional foi projetada pelo arquiteto da Malásia, Hijjaz Kasturi para ser a maior estrutura em arco sem sustentação do mundo com vão de 300,0 m (Michael e Razak, 2013). Após a conclusão da obra, houve danos estruturais locais em diversas ligações. Um ano após o estádio ter sido oficialmente inaugurado, o teto em arco colapsou. Felizmente, não houve vítimas em consequência da ruptura da cobertura (Gul e Mehr Ali, 2016).

As principais causas para o colapso da cobertura apontadas no laudo foram: ausência de verificação dos esforços de momento torção na ligação; não verificação de esforços de segunda ordem, e adoção de parafuso inadequado para união das ligações tipo Mero (Hamid, 2015). A Figura 1.19 apresenta detalhes do colapso da cobertura do estádio.



Figura 1.19 – Detalhe do colapso da cobertura do “*Shah Alam Stadium*” na Malásia. (Michael e Razak, 2013) e (Hamid, 2015)

No dia 20 de fevereiro de 2013, o estádio entrou em colapso novamente durante o trabalho de reconstrução que começou no final de 2012. 137,0 metros equivalentes a 45% da estrutura entraram em colapso. Desta vez, o colapso causou ferimentos em cinco trabalhadores com três deles sofrendo ferimentos graves, a Figura 1.20 apresenta os detalhes do novo colapso.



Figura 1.20 – Colapso da estrutura do “*Shah Alam Stadium*” na montagem (Kaos Jr, 2013)

Já na Turquia, diversos acidentes com colapso de cobertura treliçada tridimensional de dupla camada foram observados nos últimos anos (Altunişik, Ateş e Hüsem, 2016). No dia 25 de fevereiro de 2003 na parte oriental da Turquia. A cobertura de um galpão com dimensões de 40,0 m por 25,0 m colapsou devido efeito da sobrecarga de neve (Caglayan e Yuksel, 2008).

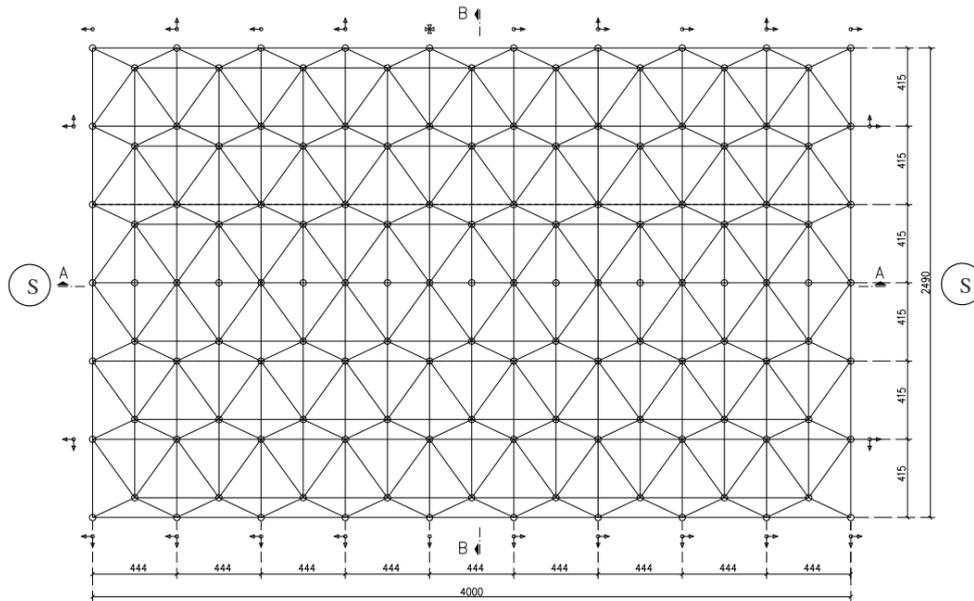


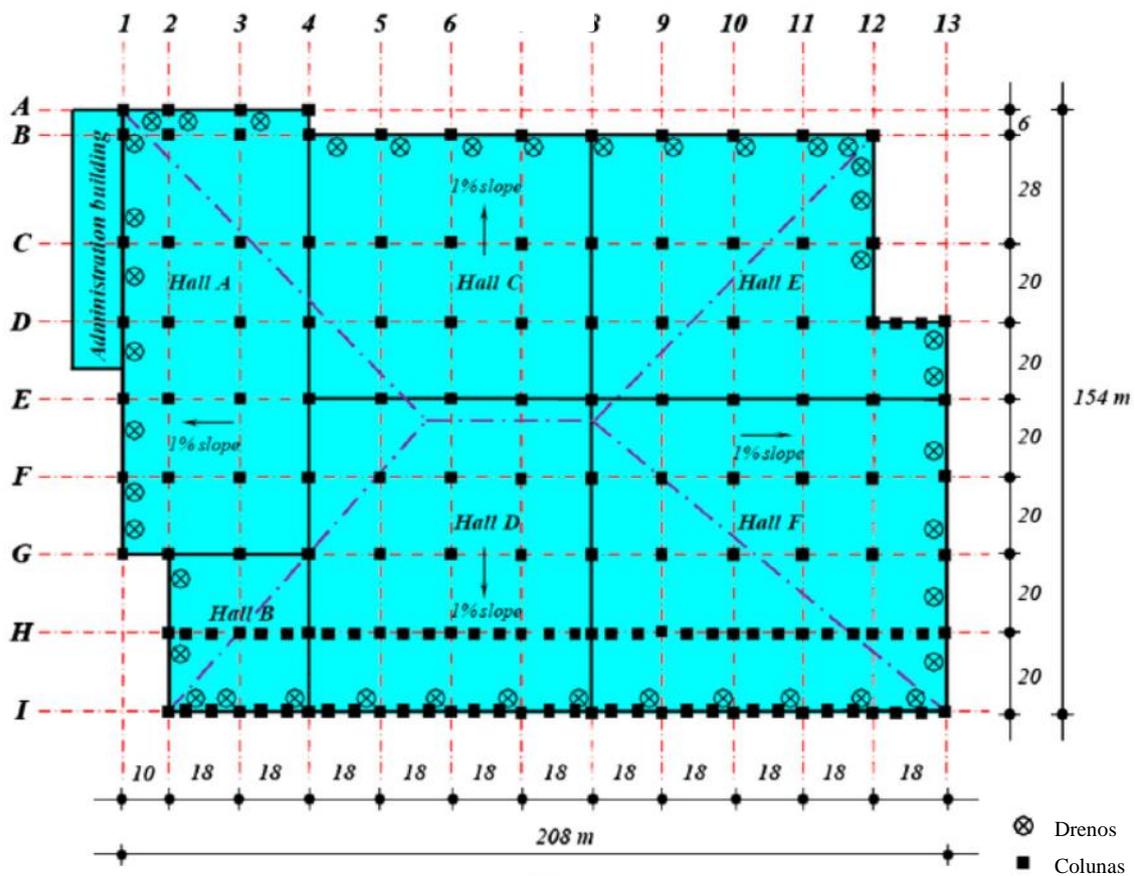
Figura 1.21 – Vista isométrica da cobertura com dimensões em cm

A conclusão da perícia apontou colapso na ligação devido o escoamento e ruptura dos parafusos usados na ligação tipo Mero. A falta de rigidez da treliça tridimensional mediante a sobrecarga resultou em rotações na ligação com colapso progressivo da cobertura por falha dos parafusos (Caglayan e Yuksel, 2008).



Figura 1.22– Colapso da cobertura de um galpão na parte oriental da Turquia (Caglayan e Yuksel, 2008)

Já em 2012, o pavilhão industrial localizado ao norte da Turquia colapsou (Trabzon *et al.*, 2013). A planta baixa desta estrutura é apresentada na Figura 1.23 (a). O sistema de transporte de força da cobertura foi construído usando um sistema de treliça tridimensional de aço em grade de camada dupla com 2,0 m de altura em formato piramidal que é uma das formas mais comumente usados em sistemas de treliças há mais de 25 anos na Turquia (Piroglu e Ozakgul, 2016). A ligação das barras foi utilizando o sistema Mero. O modo de ruptura da cobertura é apresentado na Figura 1.23 (b), ao passo que a Figura 1.24 ilustra o sistema piramidal adotado nas treliças na Turquia.



(a) Planta baixa da cobertura do pavilhão



(b) Detalhe da cobertura que colapsou

Figura 1.23 – Detalhe do pavilhão ao norte da Turquia (Trabzon *et al.*, 2013)

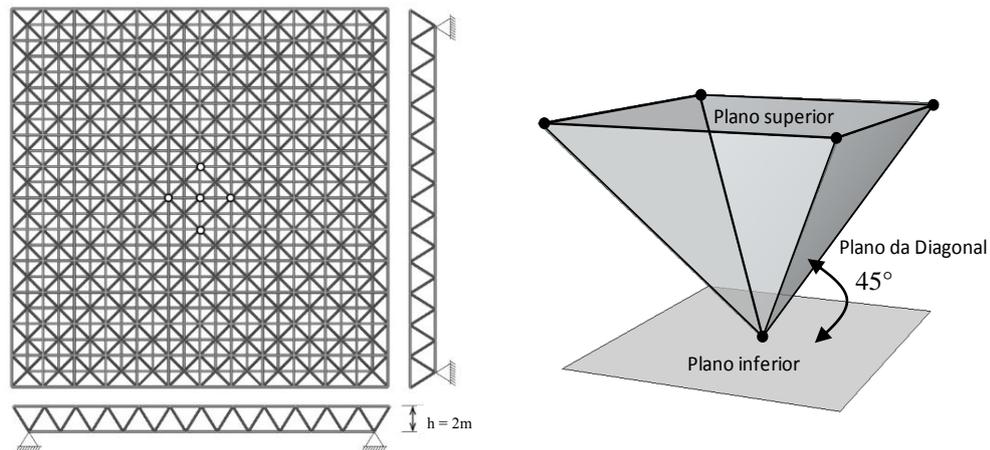


Figura 1.24 – Detalhe do modelo de treliça utilizado no pavilhão industrial na Turquia

Um erro no projeto não considerou que as chapas de base fixadas nos topos dos pilares tivessem alturas diferentes resultado em excentricidade nas ligações, gerando distribuição de tensão não uniforme sob as placas de base e momento fletor na ligação.

Analogamente, em 2012 na cidade de Ontário no Canadá no parque “*Downsview Park*” aconteceu o colapso de uma estrutura treliçada tridimensional, o palco desabou deixando três pessoas feridas e uma vítima fatal (Nicholson, 2012). A ligação utilizada era com chapas de aço semelhante a ligação com ponteiros. A Figura 1.25 apresenta os detalhes do colapso da estrutura devido falhas na soldagem.



Figura 1.25 – Detalhes do colapso no “*Downsview Park*” no Canadá (Nicholson, 2012)

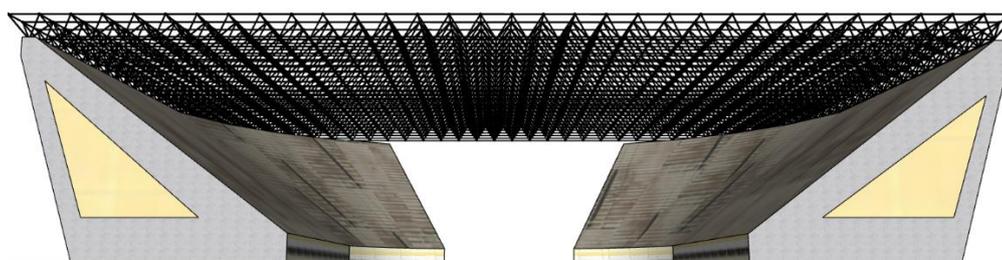
Por outro lado no Brasil, diversos acidentes também aconteceram devido ao colapso de estruturas tridimensionais (Souza, 1998), (Magalhães e Malite, 1998), (Muñoz-Rojas, 2001), (Rosa, 2001), (Souza, 2003), (Sampaio, 2004), (Sander e Souza, 2006), (Freitas, 2008) e (Casanova, 2015). O primeiro grande acidente registrado foi à cobertura do Centro de Convenções de Manaus em abril de 1994.

A construção do Centro de Convenções do Amazonas, o "sambódromo" de Manaus foi uma das obras de maior visibilidade do estado, inaugurada em 1992. Com capacidade para mais de 100 mil pessoas, considerado o maior sambódromo do Brasil em número de lugares (Lozano, 1994). Devido ao clima tropical de Manaus, foi planejada a execução de cobertura treliçada tridimensional com uso de ligação típica com ponteiros, semelhante ao sistema apresentado na Figura 1.3 (Sistema c) com área de 4.934,00 metros quadrados (Nogueira e Varellada, 1994).

Para aproveitar o espaço embaixo das arquibancadas de concreto, foram construídas 84 salas de aula da Escola Estadual Professora Lila Borges de Sá, onde 2.920,00 alunos estudavam diariamente (Nogueira e Varellada, 1994) e (Holanda, 2015). A Figura 1.26 mostra detalhe da cobertura do sambódromo.



(a) vista isométrica da arquibancada



(c) Detalhe da treliça tridimensional de camada dupla

Figura 1.26 – Cobertura treliçada do Centro de Convenções de Manaus

A estrutura treliçada tridimensional pesava mais de cem toneladas que desabou em 19 de abril no ano de 1994 deixando 25 pessoas feridas (Nogueira, Varellada, 1994). No momento da queda, 900 alunos estudavam em 18 salas de aula, o laudo desenvolvido pelo Instituto de Criminalística de São Paulo revelou uma somatória de falhas na concepção do projeto e no cálculo estrutural, por não considerar os esforços adicionais nas barras estampadas da treliça tridimensional e erros na execução da solda da ligação de chapa de aço (Lozano, 1994). A

Figura 1.27 apresenta detalhes do colapso da cobertura. Nesta obra o sistema adotado foi com tubos circulares com extremidades estampadas. A Figura 1.28 mostra o detalhe da ruptura da estrutura sobre a área da arquibancada e apresenta a deformada da treliça após colapso global.



Figura 1.27 – Colapso da cobertura do centro de Convenções de Manaus (Sampaio, 2004)



Figura 1.28 – Fotos da cobertura após o colapso (Souza, 2003) e (Freitas, 2008)

Outro exemplo ocorrido no Brasil foi o colapso parcial da cobertura do aeroporto de Belém em 1999, o colapso aconteceu ainda em fase de montagem (Souza, 2003). Neste caso o sistema adotado foi o nó típico com ponteiros (Freitas, 2008). Em ambos os acidentes o fator preponderante foi o colapso local da ligação (Freitas *et al.*, 2016). Na Figura 1.29 pode ser observada a ligação após ruína da estrutura.



Figura 1.29 – Detalhe do colapso da ligação típica no aeroporto internacional de Belém (Freitas, 2008)

Houve problemas também na cobertura do Parque de Exposição Dirceu Arcoverde em Teresina no ano de 1999, que utilizou ligação típica com extremidade estampada ligada por chapa de aço soldada. Durante a montagem do lanternim aconteceu o colapso parcial da cobertura (Sampaio, 2004) e (Araújo, 2013). A Figura 1.30 mostra detalhes do acidente.



Figura 1.30 – Colapso do Parque de Exposição e Ginásio Dirceu Arcoverde. (Sampaio, 2004) e (Araújo, 2013)

Já o prólogo da ruptura parcial em cobertura treliçada no Brasil foi aludido em 1978, durante a montagem do telhado do então Ginásio Poliesportivo Nilson Nelson, em Brasília conforme Figura 1.31. A cobertura do ginásio era constituída por uma estrutura tridimensional tubular, em alumínio, na forma de calota esférica com altura de aproximadamente 10,0 m e vão de 100,0 m. A estrutura treliçada foi substituída por outra em aço com seções tubulares e ligações típicas entre barras (Souza, 1998).



(a) Colapso da cobertura durante execução

(b) Substituição da cobertura

Figura 1.31 – Detalhe do colapso da cobertura do Ginásio Nilson Nelson (Sampaio, 2004)

A arena Pantanal em Cuiabá foi construído para sediar os jogos da copa do mundo de 2014. A Cobertura do estádio foi projetada em treliça tridimensional com chapas de aço com ponteiros. Os conjuntos estruturais foram projetados de forma simétrica, sendo a cobertura

e pórtico Sul idêntica ao Norte, e a cobertura e pórtico Oeste idêntica ao Leste. As quatro coberturas são independentes, e possui uma porção de sua projeção em balanço, composta por telhas translúcidas. Essas estruturas porticadas são compostas de treliças planas responsáveis por garantir a rigidez da cobertura e vencer os respectivos vãos de 136,00 m e 42,00 m (Construção Metálica, 2013) e (D’Alambert, 2014), os detalhes são retratados na Figura 1.32 que remonta o período de construção do estádio de futebol.



Figura 1.32 – Cobertura da arena Pantanal em Cuiabá com ligação típica com ponteiros (D’Alambert, 2014)

Durante a construção houve um incêndio que destruiu cerca de 20% das placas de isolamento do telhado da Arena (Figura 1.33). Esse sinistro contribuiu para o monitoramento das flechas nas treliças tridimensionais (Souza, 2013).



Figura 1.33 – Incêndio ocorrido durante a construção da arena Pantanal (Souza, 2013)

Na verificação dos estados limites de serviço contidos no Item 10.2.1 da norma ABNT NBR 8800 (2008) que relata a princípio, sobre vão igual ou superior a 24,00 m para treliças, onde devem ser aplicadas contraflechas, o projeto estrutural havia apresentado o valor de 350,00 mm em sua posição central da treliça tridimensional (Ferreira, 2016). Contudo, para verificar a flecha após construção, foram fixados pontos para realização de levantamentos topográficos com registro da evolução das flechas estruturais na treliça tridimensional, nos anos de 2009, 2013, 2014 e 2016, e encontram-se indicados na planta em corte mostrado na respectiva Figura 1.34.

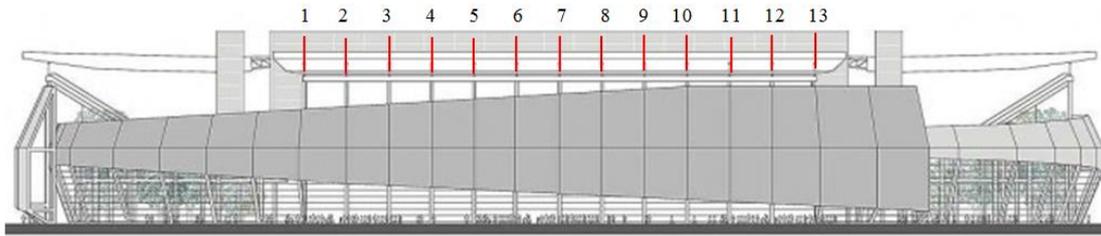


Figura 1.34 – Locação dos pontos na cobertura para monitoramento dos deslocamentos

As leituras consistem diretamente na face frontal do nó da ligação com ponteiras no centro das diagonais unidas nas barras do banzo superior, onde as barras estão mais solicitadas à compressão (D’Alambert, 2014). A Figura 1.35 e Figura 1.36 mostra os detalhes do ponto de monitoramento.

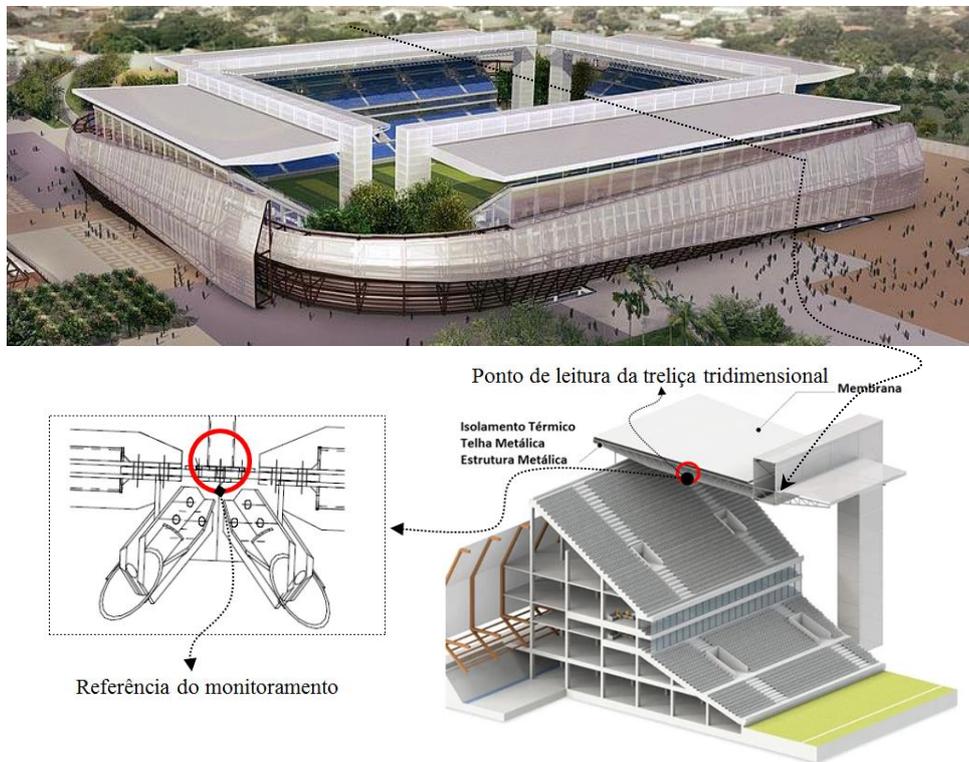


Figura 1.35 – Detalhe da ligação como referência para monitoramento (Ferreira, 2016)



Figura 1.36– Detalhe do ponto sendo monitorado (Ferreira, 2016)

A primeira leitura realizada em outubro de 2009 obteve-se o valor de deslocamento abaixo da reta imaginária paralela ao alinhamento do banzo superior em 22,00 mm no ponto 7. No ano de 2013 o deslocamento da estrutura no mesmo ponto aumentou para 182 mm. Já em 2014 houve uma deflexão da estrutura no valor de 298,00 mm no ponto 7, em 2016 o mesmo ponto monitorado verificou uma flecha de 512,00 mm ultrapassando o valor previsto em projeto. Segundo Ferreira (2016), não houve necessidade de intervenção para reforço, porém, solicitou monitoramento das ligações parafusadas da treliça tridimensional, bem como a realização de testes experimentais por fadiga nas soldas da ligação da treliça tridimensional (D’Alambert, 2014) e acompanhamento anual das flechas na estrutura treliçada.

Finalmente, o último relato de colapso de treliça tridimensional no Brasil ocorreu no dia 06 de março de 2019 o Ginásio “Georgiano”, mais conhecido como “Ginásio Castelinho”, fica no Complexo Esportivo Outeiro da Cruz, e faz parte do anexo poliesportivo do estádio Castelão em São Luís do Maranhão. Inaugurado em 1982, com capacidade para 6,5 mil torcedores com dimensões de 120,00 m por 65,00 m, sendo uma das principais praças esportivas do Nordeste. A estrutura do Ginásio contava com 18 colunas em concreto armado com 10,0 m de altura onde a cobertura estava apoiada (Menezes, 2019). Após uma chuva a estrutura treliçada colapsou (Figura 1.37). A ligação era formada por barras com extremidade estampadas e unidas por um parafuso sextavado.



(a) Detalhe do Colapso da cobertura

(b) detalhe da ligação típica

Figura 1.37 – Colapso da cobertura do Ginásio São Luís do Maranhão (Araújo, 2019)

Em resumo, a motivação desta pesquisa está relacionada com o fato das treliças tridimensionais apresentarem rupturas locais (Hill, Blandford e Wang, 1989), especificamente nas ligações do tipo estampadas, que apresentam rotações locais quando solicitadas, ocasionando colapso da ligação (Souza *et al.*, 2003). Esse problema é explicado pelas mudanças geométricas geradas no modelo (Bezerra *et al.*, 2009), devido ao amassamento das barras (Gioncu, 1985), (Chan e Cho, 2005) e (Silva *et al.*, 2018).

Resultando em acréscimos de tensões na extremidade estampada com redução da capacidade de força da estrutura (Magalhães e Malite, 1998), (Levy, Hanaor e Rizzuto, 1994) e (Alegre, Ródenas e Villalba, 2014).

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

Várias pesquisas foram desenvolvidas no Brasil para avaliar o comportamento de treliças tridimensionais mediante ensaios destrutivos. Foram elaboradas dissertações de mestrado e duas teses de doutorado no país. Todos com objetivo de analisar a ligação típica e propor uma solução, sobre a perspectiva do tripé fundamental da engenharia estrutural: segurança, economia e durabilidade, de forma a ter uma estrutura incólume.

Há ainda, uma grande carência de estudos que expliquem detalhadamente o comportamento destas ligações (Sampaio, 2004). São poucos os trabalhos desenvolvidos neste campo da engenharia estrutural, enquanto este sistema de ligação típica em estruturas tridimensionais é cada vez mais comumente utilizado.

Dessa forma, esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar as ligações típicas de treliças tridimensionais a fim de corrigir a excentricidade e evitar o colapso da estrutura na ligação, consequentemente, aumentar a capacidade de portante da treliça com uso de distanciadores de baixo custo e com reforço na ligação com chapa de aço reentrante para evitar a correção da excentricidade, mas com aumento da inércia na zona estampada.

Para avaliar o comportamento das ligações típicas foram realizados no Laboratório de Estruturas do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília- LABEST 18 ensaios experimentais com ligações isoladas incluindo três novas propostas de ligações sendo elas: uma com distanciador; uma com chapa reentrante e outra com uso de uma ligação esférica.

Na ligação esférica, buscou-se, desenvolver um sistema de fácil execução, sem excentricidade, com um designer inovador por meio de um projeto que está em consonância com as novas técnicas de fabricação. A ligação proposta *Space Truss Quick Connector-STQC* tiveram três espécimes usinados, na Ferjemaq em São Pedro, na cidade de Osasco em

São Paulo. O teste de força estática avaliou o comportamento da ligação, no que tange os modos de ruptura e resistência dos sistemas de encaixe da ligação.

Também, foi proposto outra ligação esférica denominada de *Space Truss Orange Type Connection – STOTC*, cujo sistema de montagem acontece com a união de oito gomos com sistema inovador de união das partes com um parafuso allen interno. Esta ligação foi avaliada numericamente com análise não linear, por meio do software ABAQUS e comparado com a ligação esférica ensaiada experimentalmente.

Na outra série de ensaio foi determinado a capacidade resistente das barras isoladas, com carregamento estático de compressão, foram realizados 81 ensaios experimentais, com as barras submetidas a força axial de compressão centrada diferentes tamanhos de barras, com variação da extremidade dos tubos. Esse ensaio teve como objetivo avaliar a perda de resistência de barras com extremidade estampada.

Posteriormente, na série de ensaios experimentais com treliças duas propostas foram desenvolvidas nessa pesquisa para melhorar a eficiência dos nós típicos de ligações estampadas. Na primeira proposta seguiu a linha de pesquisa do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC da Universidade de Brasília, em parceria com o Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Cariri- DEC - UFCA.

Nesta primeira proposta foram desenvolvidos 11 protótipos de treliças tridimensionais com correção da excentricidade inerente ao amassamento das barras. Usando a metodologia desenvolvida em pesquisas anteriores para obtenção da altura do distanciador (Freitas, 2008), (Bezerra *et al.*, 2009), (Freitasa *et al.*, 2010), (Freitas *et al.*, 2014), (Casanova, 2015), (Freitas *et al.*, 2016). Entretanto, no aspecto inovador procurou-se elaborar distanciadores com menor custo e ecologicamente correto. Ensaçados no Laboratório de estruturas da Universidade Federal do Carri em Juazeiro do Norte no Ceará - UFCA.

Para segunda proposta foram realizados mais quatro ensaios. Sendo eles: dois com protótipos semelhantes aos utilizados na UFCA, com novo distanciador de concreto encapsulado. Completando os ensaios estáticos, foram ensaiados mais dois protótipos com treliças tridimensionais mantendo a excentricidade da ligação, para tanto, foi proposto um reforço da ligação típica com chapa de aço reentrante na estampagem a fim de evitar o uso de distanciador e avaliar o comportamento da chapa reentrante. Toda essa segunda série de ensaios com as treliças de 6,00 m x 9,00 m, foram desenvolvidas no Laboratório de

Estruturas da Universidade de Brasília- LABEST – UnB. Devido à limitação do aquisitor de dados da UFCA não foi utilizado extensômetros elétrico próximo às ligações, dessa forma, nos ensaios de treliças no LABEST optou-se por não usar.

Por fim, fechando as séries de ensaios experimentais com treliças tridimensionais, foram realizados mais dois ensaios dinâmicos na treliça tridimensional com a finalidade de investigar os modos de vibrações e a frequências naturais da treliça para o desenvolvimento de pesquisas futuras.

A Figura 1.38 mostra o fluxograma com apresentação no objetivo geral.

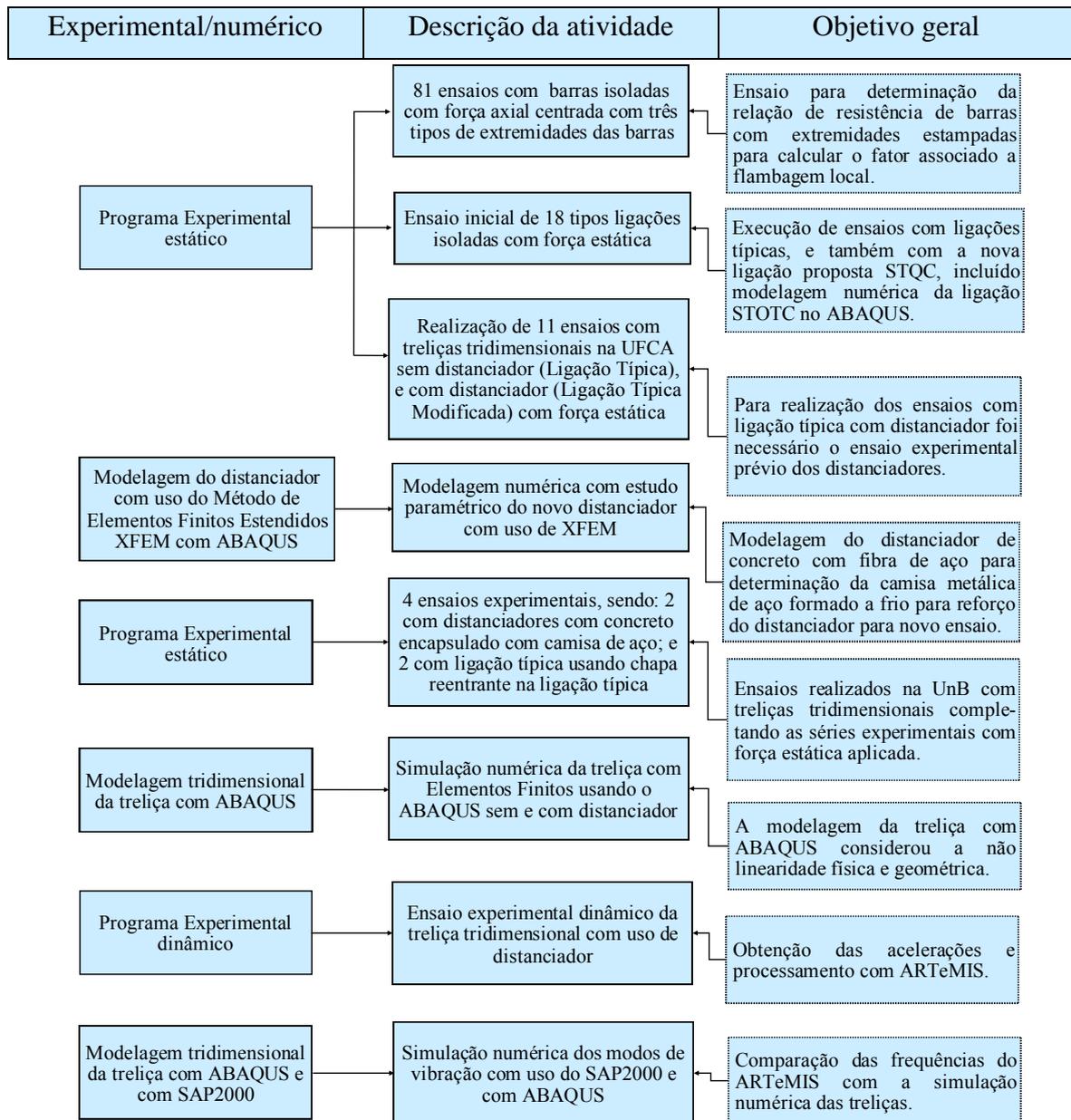


Figura 1.38 – Fluxograma dos ensaios e simulação numérica utilizada na pesquisa

1.3.2. Objetivo Específico

Os objetivos específicos desta pesquisa destacam-se nos seguintes itens:

- ❖ Realização de ensaio estático em ligações típicas isoladas, com a comparação dos resultados em relação as novas ligações propostas ensaiadas e modeladas;
- ❖ Realização de ensaios de flambagem de barras isoladas para avaliação da perda de rigidez devido à estampagem das barras com variação do índice de esbeltez entre 20 e 100;
- ❖ Execução de novos distanciadores para correção da excentricidade em treliças tridimensionais, e com ensaios à compressão dos novos distanciadores;
- ❖ Avaliação do comportamento das treliças tridimensionais mediante aplicação de força unidirecional estática com ligação típica sem e com distanciadores;
- ❖ Avaliação do comportamento das treliças tridimensionais mediante aplicação de força unidirecional estática com ligação típica com uma proposta de reforço da estampagem com chapa de aço reentrante nas extremidades das barras das diagonais da treliça;
- ❖ Ensaios experimentais dinâmicos não destrutivos na treliça tridimensional;
- ❖ Comparação dos valores de capacidade resistente das treliças ensaiadas com os valores analíticos calculados a partir das normas; ABNT NBR 8800 (2008), EUROCODE 3, AISC- LRFD (2016);
- ❖ Elaboração de modelo numérico com não linearidade física e geométrica através do programa comercial ABAQUS CAE para comparar com os valores experimentais.
- ❖ Análise de resultados das propostas para treliças com ligações típicas.

1.4. METODOLOGIA

Para realização dos ensaios experimentais com as 18 ligações isoladas e com as 81 barras isoladas submetidas a compressão axial centrada, utilizou um atuador hidráulico com uma célula de carga mais LVDT's conectados no SPIDER 8 com leitura automática no sistema Catman da HBM. Por outro lado, para a realização dos ensaios com as treliças tridimensionais, uma primeira série de ensaios contou com 11 protótipos em escala real com dimensões de 9,00 m por 6,00 m foram ensaiados no laboratório de estruturas da Universidade Federal do Cariri- UFCA submetidos a carregamento unidirecional e estático. Nestes ensaios, foi avaliado o emprego de espaçadores para correção de excentricidade

gerada devido à estampagem das barras na ligação típica, utilizou atuador hidráulico com célula parafusa nas extremidades dos macacos com deflectômetros nos quatro nós centrais da treliça, para realização de leituras manuais.

A segunda série de ensaios com treliças tridimensionais foi desenvolvida no Laboratório de Estruturas do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília – LABEST- UnB, com aplicação de concreto de alta resistência encapsulado em perfil quadrado como elemento distanciador, outros dois modelos com chapa reentrante foram também ensaiados. O sistema de aquisição de dados para os ensaios das treliças tridimensionais no LABEST foi automático com uso do Catman da HBM.

E para compreender o comportamento das treliças tridimensionais submetidos à dinâmica, foi realizado ensaios no LABEST- UnB com ajuda do prof. Marcos Vinício Girão, PhD, do Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, com o programa LabView e com os acelerômetros do laboratório de Dinâmica de Sistema da engenharia mecânica. A Figura 1.39 mostra o fluxograma com a relação dos ensaios experimentais numérico.

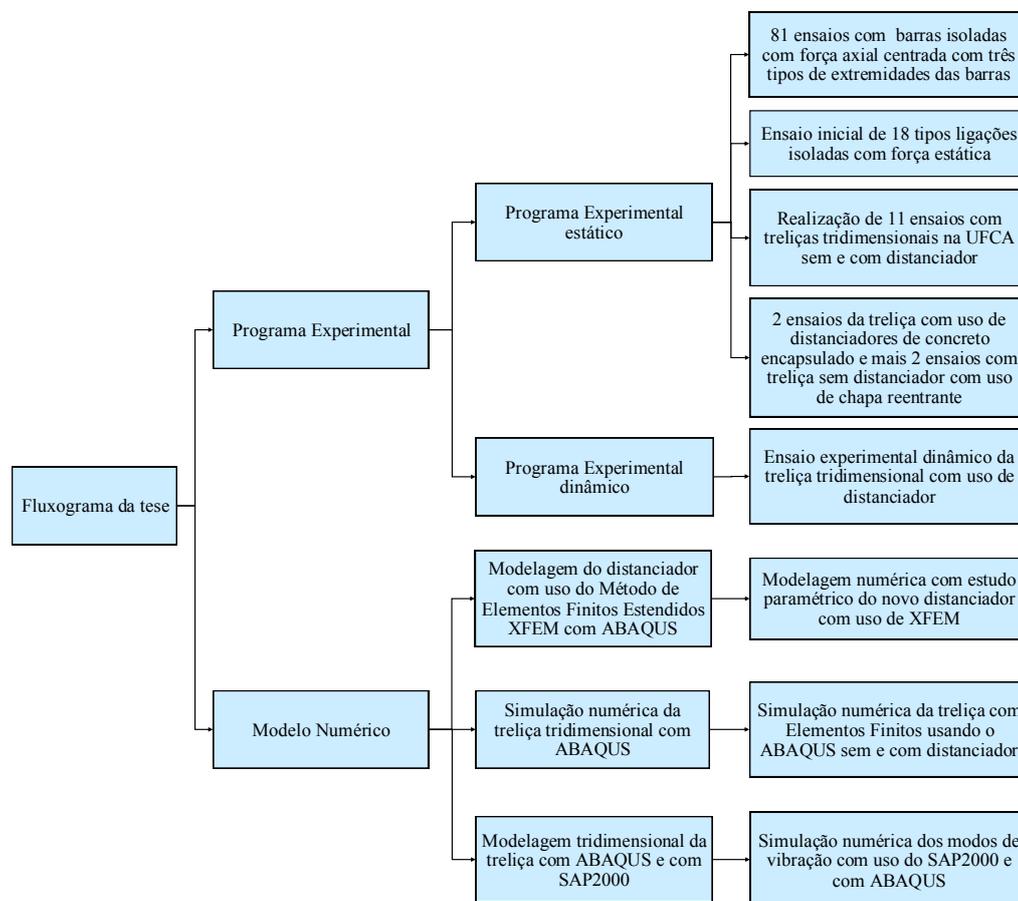


Figura 1.39 – Fluxograma com a definição dos ensaios e simulações numéricas

1.5. ASPECTOS INOVADORES E CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA

Como caráter inovador dessa pesquisa, destaca-se a realização dos ensaios com distanciadores desenvolvidos através de aproveitamento de recursos naturais e reuso de materiais altamente poluentes. Indubitavelmente, os distanciadores desenvolvidos podem originar contribuições tecnocientíficas relevantes para pesquisa, aumentando à capacidade resistente das treliças tridimensionais, em harmonia com técnicas ecologicamente correto.

Desta maneira, em função dos ensaios estáticos e dinâmicos realizados com estrutura treliçada tridimensional, o aspecto inovador esteve relacionado aos novos espaçadores ensaiados, sendo eles: distanciador com concreto encapsulado, distanciador de pneu reciclado, distanciador com fibra de vidro com resina de epóxi, e distanciador com resina de epóxi com fibra de sisal. Outra relevância da tese está no desenvolvimento de duas novas ligações para treliças tridimensionais com uso de nó esférico com novo sistema de união entre as barras sem excentricidades. Conjuntamente com uma proposta de reforço da treliça com aplicação da chapa reentrante mantendo a excentricidade.

Todas essas inovações foram submetidas à Gerência de Inovação e Transferência de Tecnologia – GITT do Centro de Apoio ao Desenvolvimento Tecnológico da Universidade de Brasília Campus Universitário Darcy Ribeiro para pedido de patente e todas já passaram pela fase de busca de anterioridades, estão aguardando o número de inscrição do Instituto Nacional da Propriedade Industrial - INPI.

Assim sendo, desta pesquisa, deriva-se uma publicação em anais de congressos internacionais, quatro publicações em revistas, duas em fase de revisão com dois submetidos, e dois em fase de elaboração conforme listadas a seguir:

Anais de Congressos internacionais

- a) Bezerra, L. M. *et al.* (2019) **“Comparative study of the application of the steel spacer and tire rubber spacer as trusses reinforce”** 9th International Conference on Steel and Aluminium Structures – ICSAS19 3 to 5 July 2019 at Bradford, UK. (Publicado).

Revista científica de publicação periódica com Qualis CAPES do quadriênio 2013-2016:

- a) Silva, W. V. *et al.* (2020). Experimental Analysis of Space Trusses Using Spacers of Concrete with Steel Fiber and Sisal Fiber. *Materials*, v. 13, p. 2305, 2020. <https://doi.org/10.3390/ma13102305>, (Publicado) com Qualis A1;
- b) Freitas, C. A. S. *et al.* “**Experimental analysis in space structures with typical connections, steel spacer and sisal resin spacer**”, *Advanced Steel Construction*, pg. 18. Doi: 10.18057 / IJASC.2019.15.4.10 (Publicado) com Qualis B1;
- c) Silva, W. V. *et al.* (2018). “**Experimental analysis of steel space trusses with correction of the stamped connection with glass fiber reinforced polymer spacer**”, *International Journal of Engineering Sciences & Research Technology*, p. 1–11. doi: 10.5281/zenodo.1282146. (Publicado) com Qualis B2;
- d) Silva, W. V. *et al.* (2019). “**Análise experimental de treliça tridimensional com correção da excentricidade na ligação estampada usando espaçadores de aço e com polímero reforçado com fibra de sisal**”. *Revista da Estrutura de Aço - REA*, v.8 p. 398-420. Doi:dx.doi.org/10.17648/aco-2238-9377-8-3-5 (Publicado) com Qualis B2;

Artigos submetidos em periódicos científicos com Qualis CAPES do quadriênio 2013-2016:

- a) Silva *et al.* (2020) “**The use of natural fiber and recycling materials for spacers in typical connections of space trusses**”. *Journal of Structural Engineering ASCE Library*, p.25. (Aceito para publicação DOI: 10.1061(ASCE)ST1043-541X.0003018) Qualis A1;
- b) Freitas, C. A. S. *et al.* (2020). “**Experimental Comparison of Space Trusses with Typical Nodes, Steel Spacers and Fiberglass Reinforced Polymer Spacers**”, *International Journal of Space Structures*, 23, p. 15. 2020. (Em fase de revisão) Qualis B1;
- c) Bezerra, L. M. *et al.* (2020) “**Experimental and numerical analysis of space trusses with flattened end tubes using steel and wood spacers**” *Advances in Structural Engineering, journal SAGE*. p. 12. (Submetido) Qualis A2;

- d) Bezerra. *et al.* (2020) “**Experimental comparison of space trusses with typical connection using recycled tire spacer**” *Advances in Structural Engineering, journal SAGE. p. 12.* (Submetido) Qualis A2;
- e) Silva, W. V. *et al.* (2020). “**Experimental and numerical investigations of full-scale space trusses using fiberglass polymer and concrete spacers**” *Structural Engineering and Mechanics An International Journal.* (Elaboração), Qualis A2;
- f) Silva, W. V. *et al.* (2020). “**Experimental and numerical investigation of space truss spacer by means of fracture mechanics using XFEM**” (Elaboração) *Materials & Design - Journal* com Qualis A1;

1.6. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Apresenta-se a seguir a organização da tese, que constar da introdução mais quatorze capítulos e referências bibliográficas.

No **CAPÍTULO 1** foi apresentado; introduz a problemática da ligação com nó típico em estruturas treliçadas tridimensionais, justificativa, objetivos, metodologia, bem como, a organização da tese;

No **CAPÍTULO 2** foi apresentada uma sucinta revisão bibliográfica, posteriormente é apresentado a tecnologia das ligações patenteadas e não patenteadas. Logo depois apresenta a teoria de Euler para peças submetidas à força axial de compressão. Por fim, é apresentado as principais pesquisas sobre ligação com extremidade estampadas;

No **CAPÍTULO 3** foi desenvolvido um amplo estudo sobre barras isoladas submetidas a força axial de compressão centrada. Foram realizados 81 ensaios experimentais, sendo que três tipos de espécimes foram ensaiados com 27 tamanhos de barras para cada modelo. De modo, que foi realizado uma variação do índice de esbeltez das barras entre 20 à 100. Os resultados foram comparados com as normas vigentes;

No **CAPÍTULO 4** foi trata dos ensaios com ligações isoladas. Foram realizados 18 ensaios experimentais com as ligações sob carregamento axial centrado. Foi desenvolvido um pórtico para fixação das barras para serem ensaiadas. Para completar a série dos 18 ensaios

experimentais, foram usinadas 3 ligações com a finalidade de saber a capacidade de força última no ensaio de compressão uniaxial. Foi também modelado uma ligação esférica, através do Método Elementos Finitos-MEF com uso do programa ABAQUS;

No **CAPÍTULO 5** foi apresentada a instrumentação das 11 treliças tridimensionais ensaiadas na UFCA. Bem como a construção e ensaios dos distanciadores. Dentre os quais dois eram com ligação típica sem modificações. Os demais protótipos possuíam distanciadores para corrigir as excentricidades;

No **CAPÍTULO 6** foi apresentado os resultados e discussões sobre os modos de colapso de cada um dos protótipos ensaiados. Também é apresentado as fotografias dos ensaios realizados;

No **CAPÍTULO 7** foi apresentado uma fundamentação sobre o Método de Elementos Finitos Estendido – XFEM, posteriormente, é apresentado o modelo constitutivo de dano por separação na tração implementado no ABAQUS. Logo, depois é descrito os principais conceitos utilizados para como dados de entrada no ABAQUS. Dessa forma, foi desenvolvido os critérios com a determinação da energia de fratura para modelar as vigas de concreto com fibra de aço de sem fibra. Cujas, finalidade foi obter um modelo calibrado para fazer um estudo paramétrico das ligações com distanciadores de concreto com fibra de aço;

No **CAPÍTULO 8** foi realizado uma série de ensaios experimentais com ligações típicas com distanciadores de concreto encapsulado com uma camisa aço fina com 1,00 m de espessura. Esse novo distanciador foi obtido através da modelagem com XFEM. Outras duas treliças foram ensaiadas com uso de uma chapa reentrante na ligação estampada das barras das diagonais. Essa nova série de 4 ensaios foram realizadas no laboratório da Universidade de Brasília -LBEST;

No **CAPÍTULO 9** foram realizadas verificações da capacidade resistente das barras submetidas aos esforços axiais de compressão e tração. Dentre as normas utilizadas para as verificações foram: (AISC, 2016)/(ABNT NBR 8800, 2008), (EUROCODE 3, 2004), CAN/CSA-S16, (ABNT NBR 16239, 2013). Também foi verificada a capacidade resistente à compressão de cálculo das barras submetidas a compressão por meio da proposta de (Freitas, 2008), que leva em consideração as excentricidades. Contudo, foi proposto a

utilização do fator associado à estampagem da barra, para efetuar o cálculo resistente das barras com as formulações normativas;

No **CAPÍTULO 10** foi realizado a modelagem das treliças tridimensionais sem distanciadores e com distanciadores. Os distanciadores utilizados foram: Aço, Pneu reciclado e fibra de vidro embebida na resina de epóxi. Nestas simulações, foram realizadas algumas simplificações para facilitar a convergência dos modelos. Entretanto, os modelos simularam de forma satisfatória os fenômenos de ruptura dos protótipos;

No **CAPÍTULO 11** foi realizado ensaios experimentais com avaliação dos modos de vibração usando o programa ARTeMIS para processar os dados das acelerações.

No **CAPÍTULO 12** foi obtenção dos modos de vibração via modelagem com MEF. Dois modelos foram desenvolvidos, no primeiro foi avaliado o comportamento das treliças tridimensionais com SAP2000 usando elementos de barras e “nós ideais”. No segundo modelo foi simulado a treliça no ABAQUS levando em consideração a estampagem das barras.

No **CAPÍTULO 13** foi apresentado as conclusões, bem como, sugestões para trabalhos futuros.

Finalmente são apresentadas as referências bibliográficas, utilizadas no decorrer deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CORREÇÃO DA EXCENTRICIDADE NAS LIGAÇÕES TÍPICAS

Conforme ratificado de modo holístico, pelos diversos acidentes envolvendo treliças tridimensionais tanto com uso de ligações típicas ou sistemas patenteados o desenvolvimento do colapso progressivo esteve sempre atrelado ao colapso local da ligação, e não apenas pela flambagem de uma das barras da treliça. Em todos os acidentes observados no Brasil, envolvendo treliças tridimensionais o colapso esteve intimamente relacionado ao uso das ligações típicas. A observação de (Freitas, 2008) na tese de doutorado sobre a temática, implica no efeito da estampagem dos tubos com a sobreposição das barras, ao serem interconectados com um parafuso sextavado, que produz a incompatibilidade das linhas que passam pelo centro de gravidade das barras dispostas nas diagonais e nos banzos da treliça.

Conseqüentemente, gera excentricidades Figura 2.1 (a). Em decorrência da decomposição vetorial das forças. Essa situação difere dos nós idealizado para treliça, e, sobretudo, das hipóteses adotadas nos escritórios de projetos. É possível observar que existem duas excentricidades " E_1 ", horizontal (região estampada) e " E_2 ", vertical (distância entre os pontos A e B). A proposta desenvolvida por (Freitas, 2008) foi corrigir a excentricidade da ligação (E_2), utilizando um elemento distanciador (Figura 2.1 (b)). Nesse caso, observa-se que a correção da excentricidade E_2 é feita usando um elemento que fornece uma distância d igual a E_2 entre as diagonais e os banzos. Dessa forma, os pontos A e B podem ser considerados sobrepostos iguais à excentricidade. Na aplicação de estruturas treliçadas de dupla camada, a excentricidade E_1 é intrínseca à estampagem dos tubos nas extremidades, e não pode ser corrigida.

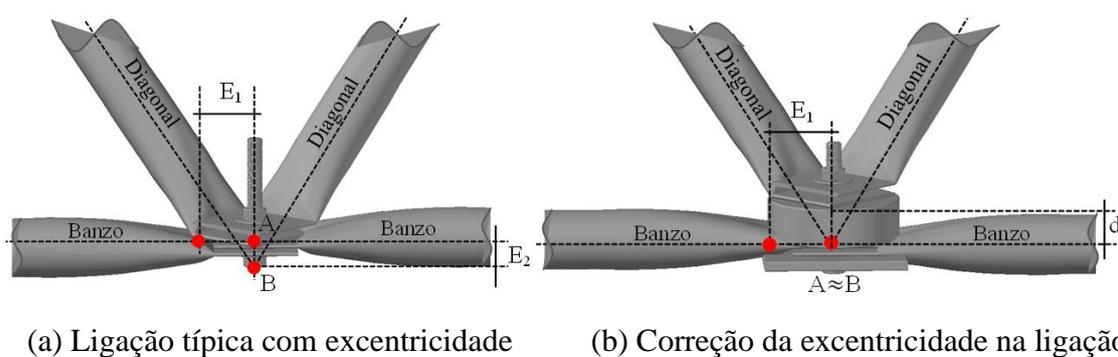


Figura 2.1 – Proposta de correção da excentricidade E_2 por (Freitas, 2008)

A excentricidade E_2 , vertical, é proporcional ao ângulo θ , sendo equivalente à distância de correção d . Na Figura 2.2, mostra que a medida de d_2 é igual a $5t_1$ da espessura da parede do tubo (banzo) t_1 mais $3t_2$ da espessura da parede do tubo da diagonal t_2 . Considerando as espessuras das paredes dos tubos iguais (diagonais e acordes), temos o total de $8t$.

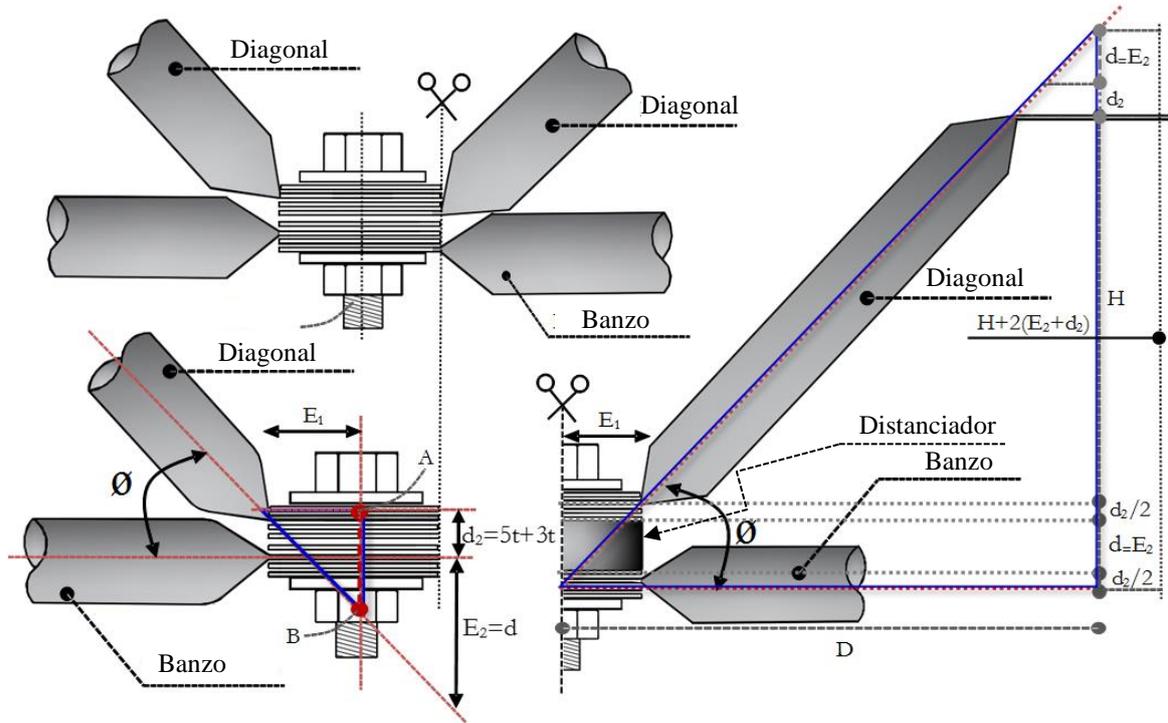


Figura 2.2 – Relações trigonométricas para ligação típica

Aplicando relações com semelhança de triângulos para os dois triângulos formados na Figura 2.2, ou seja, primeiro triângulo obtido por meio do cateto E_1 , e no segundo triângulo composto pela base do cateto D . Igualando os dois triângulos obtém-se a equação Eq. (2.1).

$$\operatorname{tg}(\phi) = \frac{d_2 + E_2}{E_1} = \frac{H + 2(d_2 + E_2)}{D}$$

$$\operatorname{tg}(\phi) = \frac{H}{D(d_2 + E_2)} + \frac{2}{D} = \frac{1}{E_1}$$

$$\frac{HE_1}{(d_2 + E_2)} = D - 2E_1$$

$$\frac{HE_1}{D - 2E_1} = d_2 + E_2$$

$$E_2 = \frac{HE_1}{D - 2E_1} - d_2$$

$$d = \frac{HE_1}{D - 2E_1} - (5t_1 + 3t_2)$$

Eq. (2.1)

A partir da Equação Eq. (2.1), pode-se calcular a altura do distanciador d para corrigir a excentricidade vertical E_2 , conhecendo os parâmetros “ D ” e “ H ” da treliça tridimensional. Esses comprimentos geométricos são encontrados a partir da projeção horizontal “ D ” da diagonal e da altura “ H ” da treliça, válida apenas para treliças piramidais (Figura 2.3). Finalmente, com o comprimento do banzo “ l ” a altura do distanciador é calculada conforme Equação Eq. (2.2) proposta por (Freitas, 2008).

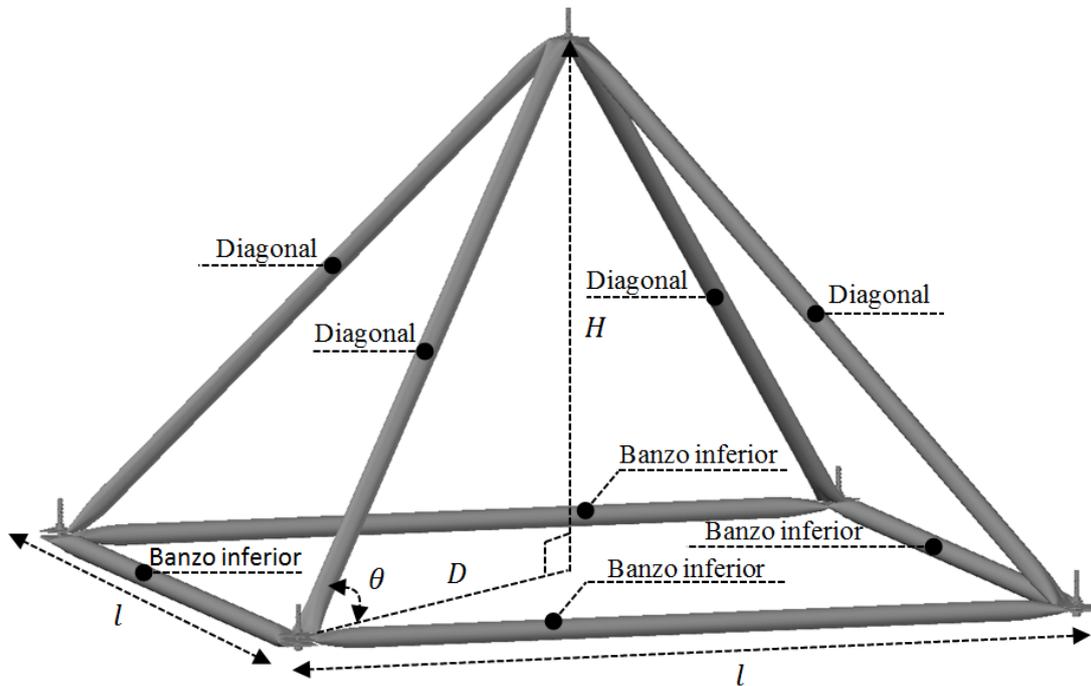


Figura 2.3 – Projeção da treliça tridimensional em formato piramidal (Freitas, 2008).

$$D = \frac{l\sqrt{2}}{2}$$

$$d = \frac{2HE_1}{l\sqrt{2} - 4E_1} - 8t$$

Eq. (2.2)

A equação Eq. (2.2) conseguiu corrigir geometricamente a excentricidade E_2 de fato, o óbice quanto ao uso do distanciador, está limitada nas propriedades mecânicas mínimas de resistência a compressão do elemento, i.e., o distanciador não pode ter encolhimento quando submetido a condições de carregamento. A problemática passa a ser o desenvolvimento de um material que garanta menor custo na fabricação, simplicidade na construção, menor peso próprio e resistência à compressão. Para isto, o uso de matérias compósitas e ecologicamente correto é fundamental, que acomoda perfeitamente com a crescente conscientização ambiental global e a preocupação social, com os novos regulamentos ambientais, conceitos

de sustentabilidade e economia de baixo carbono desencadearam a atmosfera perfeita para a busca de novos distanciadores compatíveis com o novo olhar da engenharia sustentável para meio ambiente (Turatsinze, Bonnet e Granju, 2005); (Juárez *et al.*, 2007); (Özen *et al.*, 2008); (Edinçliler, Baykal e Saygili, 2010); (Lu, Zhu e Cui, 2012); (Rincón *et al.*, 2014); (Ahn e Cheng, 2014); (Xu, Liu e He, 2014); (Hwang *et al.*, 2015); (Dammala, Sodom e Adapa, 2015); (Tsai, 2015); (Li *et al.*, 2015); (Lameiras *et al.*, 2018), (Reddy, Krishna e Reddy, 2018); (Li *et al.*, 2019).

2.2. TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS

A estrutura tridimensional é uma forma baseada Concha de náutilus (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002), (Porto, 2002) e (Koushky, Dehdashti e Fiouz, 2007). As formas naturais possuem rigidez excepcional e usam materiais mínimos para obter a máxima vantagem estrutural. Segundo (Makowski, 1972) as formas naturais agem na direção do menor esforço. Dessa forma, o homem não tardou em copiar esses exemplos extraídos da natureza. Todavia, os exemplos mais antigos do que atualmente chamamos de treliças tridimensionais: estruturas modulares tridimensionais, leves, fortes e produzidas em escala industrial, foram desenvolvidos pelo inventor do telefone, o cientista escocês Alexander Graham Bell (Makowski, 1972), (Gioncu, 1985), (Makowski, 1987), (Hanaor, 1995b), (John Chilton, 2000), (Kato, Kim e Cheong, 2003) (Souza, 2003) e (Li e Taniguchi, 2019). Na primeira década do século XX, ele experimentou inicialmente, o uso de treliças planas na fabricação de pipas e mais tarde com a construção de treliças tridimensionais compostas de unidades octaédricas e tetraédricas inspirado na concha marítima de Náutilus mostrada na Figura 2.4, na tentativa de fabricar a primeira máquina voadora.

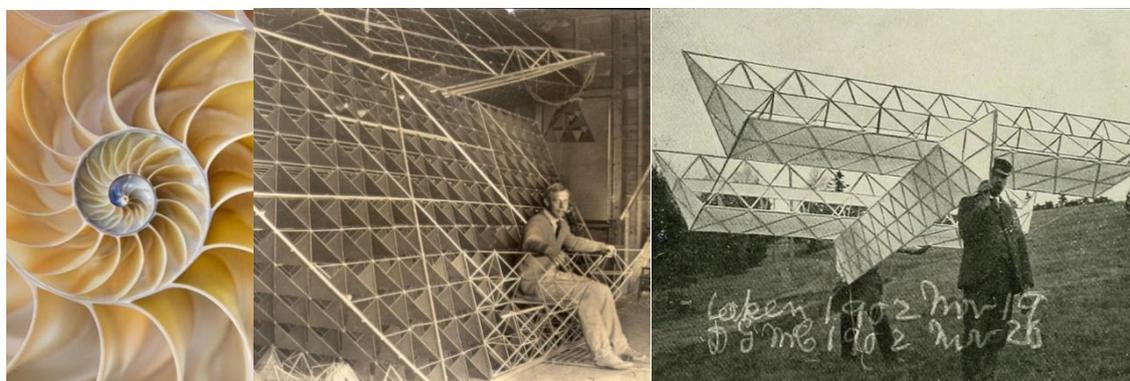


Figura 2.4 – Concha de náutilus e o cientista Alexander Bell com seus elementos treliçados tridimensionais em 1902 (John Chilton, 2000) e (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002)

Ele propôs um modelo de pipa aerodinamicamente estável e cujo tamanho pode ser aumentado mantendo-se constante a razão eficiência por peso baseado em séries de Fibonacci. A ideia de Bell: usar células para minimizar o peso próprio (Bortolossi, 2019).

Subsequente, no ano de 1906 foi construído pelo pai da aviação o inventor brasileiro Alberto Santos Dumont o avião 14-bis, também conhecido como *Oiseau de Proie* em francês “*ave de rapina*” (Barros, 2004), desenvolvido a partir da ligação de barras de bambu formando uma treliça tridimensional envolvida com tecido têxtil de seda conforme mostra na Figura 2.5 (Lissarague, 1990) e (Barros, 2004).



Figura 2.5 – Avião 14 bis de Alberto Santos Dumont desenvolvido a partir da ligação de treliças planas formando o sistema tridimensional envolvido em tecido (Barros, 2004).

No ano de 1907 com 60 anos e morando no Canadá Alexander Graham Bell, inventa o que foi, provavelmente, a primeira estrutura tridimensional pré-fabricada. Tratava-se de uma estrutura em elementos modulares tetraédricos pré-fabricados em usina e unidos no canteiro de obra com parafusos (Makoswski, 1987). A estrutura assim obtida foi levantada para formar uma torre de observação de 30 metros de altura. Feita com barras e nós de aço, ela servia de observatório para experiências com aeroplanos (Porto, 2002) e (Soares Martins, 2008). Apesar disso, a origem das primeiras estruturas tridimensionais coincide com o início do desenvolvimento da aviação (John Chilton, 2000).

Entretanto, o sistema treliçado tridimensional passou a ser mais utilizado a partir de 1950 após o aperfeiçoamento da solda como meio de ligação desenvolvido entre 1930 e 1940 (Porto, 2002). Mas só foi utilizado em escala mundial no mercado da construção entre 1960 e 1970, devido à criação de diversas ligações para os sistemas treliçados.

Consequentemente, a eficácia de um sistema estrutural tridimensional depende da ligação das barras. A ligação é a parte essencial de todo sistema pré-fabricado (Prete, 1994). Ele deve apresentar uma resistência suficiente que permita a transmissão dos esforços, deve ser indeformável sob o esforço axiais, deve assegurar a simplicidade de fabricação, a facilidade e a rapidez de montagem. Em suma, o sucesso comercial do sistema depende da simplicidade e da eficácia do nó (Agerskov, 1986), (Hamid, 2015), (Bai e Yang, 2014), (Sangeetha e Senthil, 2017) e (Dizdar, Baran e Topkaya, 2019).

2.3. CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES PRÉ-FABRICADAS

Sistemas pré-fabricados, de treliça tridimensional de camada dupla “*Double Layer Space Trusses – DLST*”, diferem muito em suas aplicações e características técnicas, em relação ao sistema de treliça tridimensional de camada única “*Single Layer Space Truss- SLST*” (Kaveh e Servat, 2000), (Alireza Fiouz, 2012), (Stathouraki, 2012), (Gholizadeh, 2015) e (Chen, 2016). Doravante, esta pesquisa tentou fazer uma classificação e caracterização sistemática da extensa gama de sistemas de ligações aplicadas para treliças de camada dupla (Ricardo e Magalhães, 1996), (Ricardo e Magalhães, 1996), (Tang, 1999) e (Grigorian, 2014). A classificação está em ordem hierárquica.

Conforme observado, a variabilidade nos detalhes técnicos dos sistemas pré-fabricados é tal que é difícil classificá-los em termos genéricos (Hanaor, 1995b) e (Sabatto, 2010). A dificuldade aumenta à medida que a descrição se torna mais detalhada. Não é possível elaborar um esquema de classificação que forneça uma descrição completa de todos os sistemas de ligação, tendo em vista a grande quantidade disponível no mercado internacional (G. Prete, 1976), (Hanaor, 1995a) e (Wai-fah, 1999).

Inicialmente, foi elaborado um fluxograma das principais características das ligações conforme mostra Figura 2.6. A filosofia básica do esquema de classificação desenvolvido constitui-se através de estrutura hierárquica. É apresentada a treliça tridimensional como um caso particular das estruturas reticuladas tridimensionais, e foi dividida em duas categorias: geometria e sistema estático. A geometria inclui subcategorias sendo: disposição das barras, que consistem em aplicação dos elementos da ligação sem um padrão preestabelecido; barras defasadas, que incidem na retirada de barras para aberturas; camada única, que se aplica essencialmente, para cobertura de cúpulas e domos hemisféricos; por fim, na camada dupla, que possui a tendência de maior aplicação, os membros são interconectados e geralmente

adota-se o sistema tetraédrico com formato piramidal com ângulo de 45 graus entre as barras da diagonal. O sistema estático é o modo como às forças são transmitidas pela treliça. São consideradas quatro subcategorias: treliça com pino articulado, estrutura articulada com ligações rígidas, treliça com ligações excêntricas e estruturas tensionadas. A treliça tensionada, não é, estritamente, uma característica das estruturas reticuladas. Alguns elementos, no entanto, podem ser protendidos para aumentar a capacidade resistente do sistema treliçado e melhorar a ductilidade por meio de troca de força controlada, contribuindo em 40% na resistência a flambagem (Levy, Hanaor e Rizzuto, 1994) e (Hanaor, 1995b).

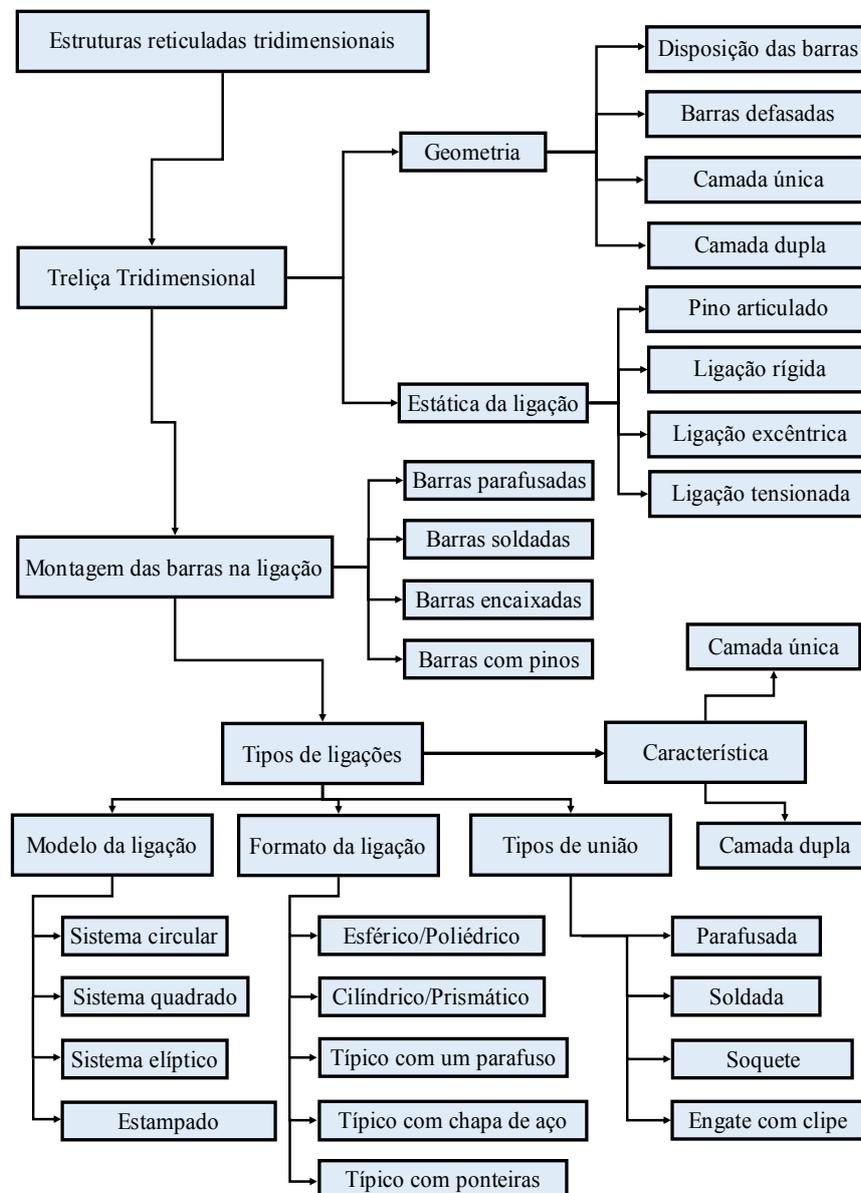


Figura 2.6 – Fluxograma com a descrição das características das ligações tridimensionais (Hanaor, 1995a), (Hanaor, 1995b) e (John Chilton, 2000)

A montagem das barras na ligação está relacionada ao mecanismo de união entre os banzos e diagonais da treliça. Concernente, aos meios como é desenvolvida a chegada das barras para solidarização da ligação.

Na categoria tipos de ligações consistir no sistema mais complexo. Contém três subcategorias correspondentes: No primeiro versa sobre o modelo da ligação, que está relacionada com o sistema de ligação para diferentes tipos de estruturas; no segundo apresenta a forma da ligação, caracterizada pelo designer do modelo arquitetônico e pela configuração como são conectados nas barras na peça; no terceiro retrata os tipos de união, descrevendo a maneira como os membros da própria ligação são fabricados. Finalmente, a categoria característica, mostra as duas possibilidades mais utilizadas das ligações tridimensionais intrinsecamente, as de camadas duplas e únicas.

A Tabela 2.1 fornece uma pesquisa abrangente sobre os sistemas de ligações mais utilizados no mundo. Na primeira coluna apresenta o modelo da ligação; na segunda coluna mostra a forma da ligação; na terceira apresenta o tipo de união; na quarta coluna descreve o modelo de seção transversal da barra; e na última coluna exhibe a marca do fabricante do sistema proposto. Posteriormente, será apresentado com mais detalhes alguns modelos de ligações.

Tabela 2.1– Tipos de ligações nas treliças tridimensionais (John Chilton, 2000)

Modelo da ligação	Fôrma do nó - Designer	Tipo de união da ligação	Seção transversal da	Fabricante do sistema de ligação
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Mero KK, Alemanha
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Montal, Alemanha
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Uzay, Itália
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Aluço Space, Brasil
Dupla camada	Disco	Parafusada	Circular sólida	Mero MT. Alemanha
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Orama, Espanha
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Cubotto, Itália
Dupla camada	Esférica	Soldada	Circular oca	Steve Baer, U.S
Dupla camada	Esférica	Soldada	Circular oca	Van Tel NL
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular sólida	KT Space Japão
Dupla camada	Placa	Parafuso/solda	Circular oca	Oktaplate KT,
Dupla camada	Disco	Parafusada	Circular oca	Vestrut, Itália
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular sólida	Spherobat, França
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular oca	Palc, Espanha
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular sólida	NS Space truss Japão

Continuação

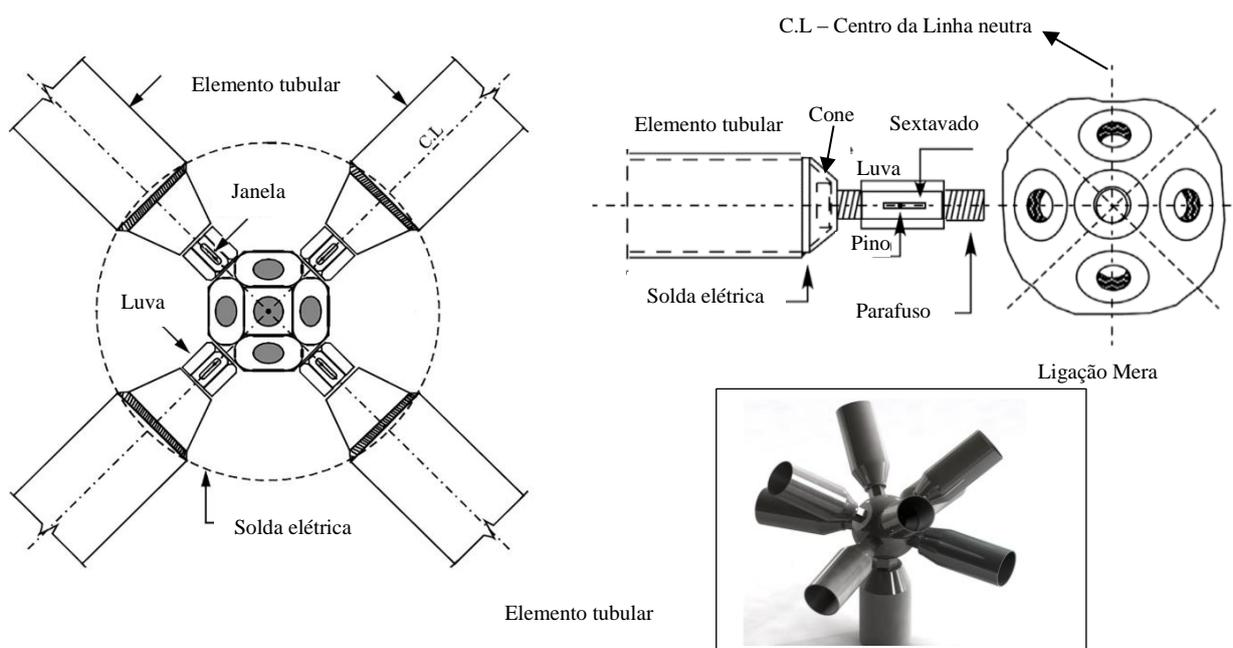
Modelo da ligação	Fôrma do nó	Tipo de união	Seção	Fabricante do sistema
	Designer	da ligação	transversal da	de ligação
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular sólida	Tubal, NL
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular sólida	Orbik, UK
Dupla camada	Esférica	Parafuso/solda	Circular oca	Ortz, Inglaterra
Camada única	Disco	Parafuso/solda	Quadrada sólida	NS Space truss Japão
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular oca	Axis, Brasil
Dupla camada	Disco	Parafuso/solda	Circular oca	SDC, França
Dupla camada	Placa	Parafuso/solda	Circular oca	Oktaplatte, Alemanha
Dupla camada	Esférico	Parafuso/solda	Circular oca	Vestrut, Itália
Dupla camada	Estampada	Parafusada	Circular sólida	Triodetic, Canadá
Dupla camada	Sistema modular	Parafusada	Circular sólida	Nameless, Alemanha
Dupla camada	Sistema modular	Pino de aço	Circular oca	Konrad Wachsmann,
Dupla camada	Placa	Parafusada	Quadrada- sólida	Octatube Plus NL
Dupla camada	Esférica	Parafusada	Circular- sólida	Nameless, Singapura
Dupla camada	Esférico sólido	Parafusada	Quadrada oca	Nameless System, UK
Dupla camada	Esférico	Parafuso/Solda	Quadrada oca	Palc. Espanha
Dupla camada	Placa laminada	Parafuso/Solda	Quadrada oca	Power Strut, E.U.A
Camada única	Placa	Parafuso/Solda	Quadrada oca	Pieter Huyber, NL
Dupla camada	Placa e cantoneira	Parafuso/Solda	Circular oca	Triomatec, França
Dupla camada	Placa calandrada	Parafuso/Solda	Circular oca	Unistrut E.U.A
Dupla camada	Disco	Parafuso/Solda	Quadrada sólida	Moduspan E.U.A
Dupla camada	Placa dobradiça	Soldada	Quadrada oca	Boy Ausger E.U.A
Dupla camada	Placa dobradiça	Soldada	Quadrada oca	Boy Ausger India
Dupla camada	Placa	Parafuso/Solda	Quadrada oca	Space Unistrut E.U.A
Dupla camada	Placa sobre placa	Parafuso/Solda	Circular	Octatube, NL
Dupla camada	Cubo forjado	Parafuso/Solda	Quadrada	Space Deck
Dupla camada	Cubo em placa	Parafuso/Solda	Circular	Piramodul, Espanha
Dupla camada	Casca oca	Parafuso/Solda	Circular	Nodus, U.K
Dupla camada	Placa calandrada	Parafuso/Solda	Circular oca	Varitec, Brasil
Dupla camada	Placa sobre placa	Parafuso/Solda	Circular oca	Octatube, Holanda
Dupla camada	Disco oco	Parafusada	Circular oca	Universal Node
Dupla camada	Placa calandrada	Parafuso/Solda	Quadrada	Triform, Brasil
Dupla camada	Esférico	Parafuso/Solda	Circular oca	Noxframe, Cabo Frio
Camada única	Esférico	Parafuso/Solda	Circular oca	Montal, Alemanha
Dupla camada	Chapa laminada	Parafuso/Solda	Circular oca	Connections E.U.A
Dupla camada	Disco sólido	Parafuso/Solda	Circular oca	Mero TK, Alemanha
Dupla camada	Disco oco	Parafuso/Solda	Quadrada oca	Mero NK, Alemanha
Dupla camada	Placa laminada	Soldada	Quadrada	Frame Space E.U.A
Dupla camada	Disco oco	Parafuso	Circular oca	Space África do Sul
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso/Solda	Circular oca	Ommia, Austrália

Continuação

Modelo da ligação	Fôrma do nó - Designer	Tipo de união da ligação	Seção transversal da	Fabricante do sistema de ligação
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso	Circular oca	Catrus, Inglaterra
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso	Circular oca	Eco, Itália
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso	Circular oca	Octatube, Holanda
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso/Solda	Circular oca	Raijoint, Holanda
Dupla camada	Barra Estampada	Parafuso	Circular oca	Cueca, Espanha

Apesar do desenvolvimento de Bell na construção das treliças tridimensionais no início do século XX, eles só foram utilizados na arquitetura após a introdução do sistema *MERO*, em 1943. Esta ligação foi à primeira amplamente disponível comercialmente e foi desenvolvido na Alemanha pelo Dr. Ing. Max **MENGERINGHAUSEN** e **ROHBAUWWISE** divulgado na patente de número 874657 pelos mnemônicos dos primeiros nomes dos autores (Makowski, 1987), (Lan, 1996) (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002), (Makowski Z.S., 2002), (Bangash e Bangash, 2003), (Yilmaz Aydincilar, 2010), (Arekar e Bhavsar, 2013), (Mero, 2014) e (Casanova, 2015) (El-Shami, Mahmoud e Elabd, 2016).

A Figura 2.7 mostra os detalhes da montagem do sistema Mero. O sistema de ligação é feito de membros tubulares com extremidades roscadas que são conectados a um nó de esfera de aço com furos para conectar os membros. Os parafusos são apertados por meio de extremidade sextavada e arranjo de pinos (Caglayan e Yuksel, 2008), (Piroglu e Ozakgul, 2016) e (Gholizad e Safari, 2016).



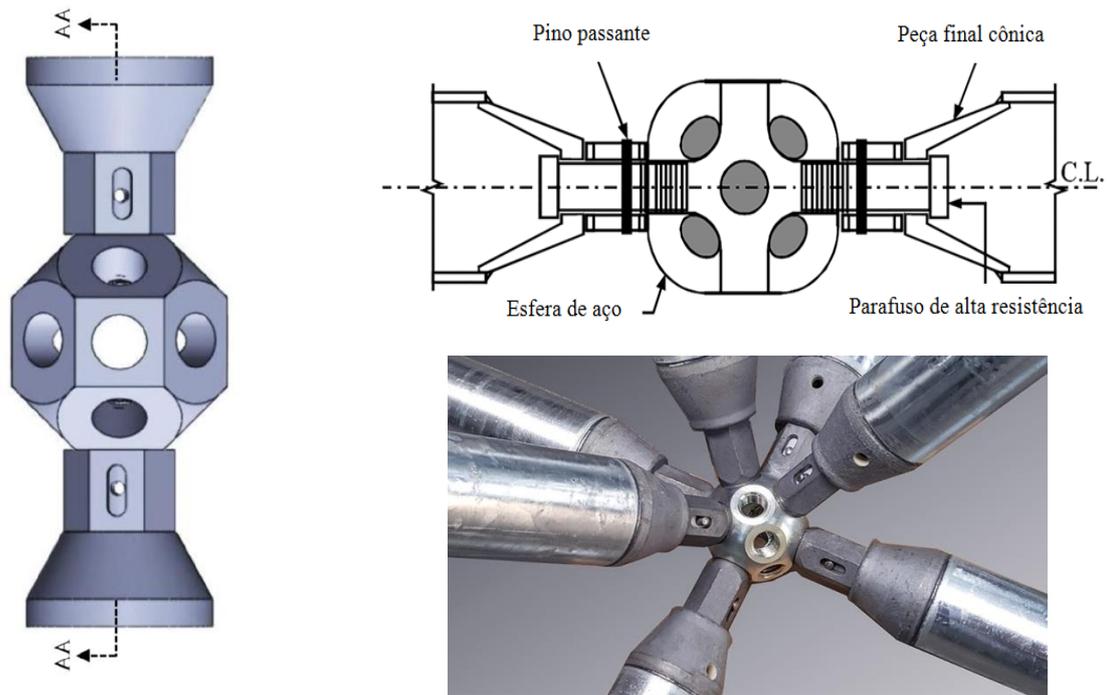


Figura 2.7 – Ligação *MERO* com quatro elementos tubulares (Gholizad e Safari, 2016)

Há, contudo, mais dois sistemas similares com a ligação de *MERO* foram patenteados nos Estados Unidos. No primeiro sistema o elemento tubular é encaixado e conectado na esfera de aço por meio de parafuso com uma porca e contra porca (Brewster *et al.*, 1990), conforme apresenta Figura 2.8. O segundo sistema é um conjunto de conectores, no qual um parafuso sextavado é encaixado em luva cônica formando um espigão quando o parafuso é rosqueado o soquete então é interligado na esfera a Figura 2.9 mostra os detalhes (Kohl, 1996).

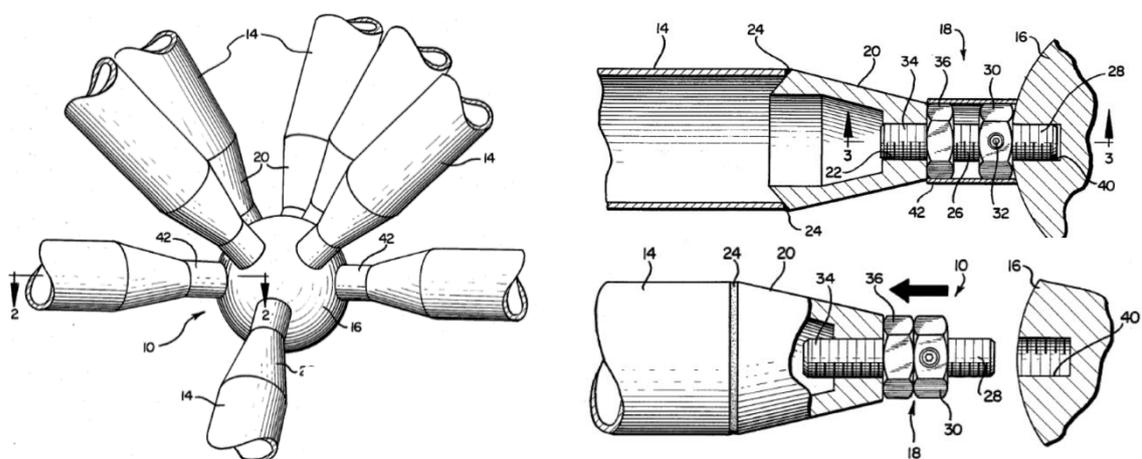


Figura 2.8 – Ligação com esfera utilizando parafuso sextavado (Brewster *et al.*, 1990)

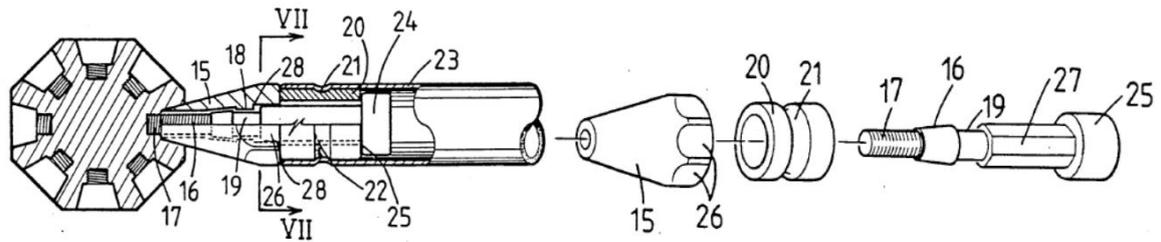


Figura 2.9 – Ligação com parafuso rosqueado África do Sul (Kohl, 1996)

Durante a década de 1960, os sistemas de treliças tridimensionais proliferaram em todo o mundo os arquitetos exploravam os sistemas modulares. Nesse contexto, Richard Buckminster Fuller desenvolveu uma cúpula geodésica na Ilha de Santa Helena em Montreal, Canadá (Beghini *et al.*, 2013) com a ligação chamada de *Octeto Truss System*.

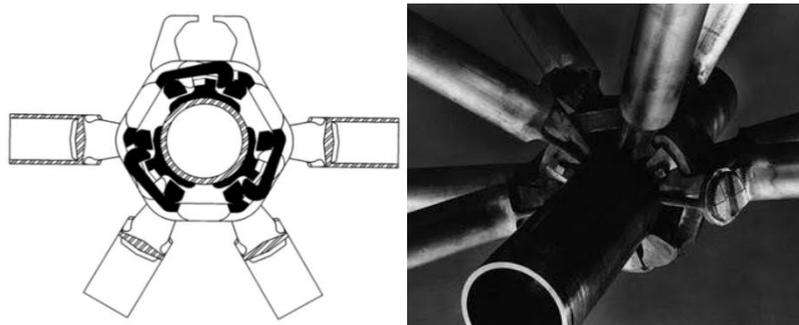


Figura 2.10 – Dome geodésico de Fuller no Canadá com ligação de aço (Fuller, 1965)

O arquiteto Konrad Wachsmann foi nomeado em 1960 para desenvolver um sistema de treliça tridimensional para hangares de aeronaves de grande extensão, para a Força Aérea dos Estados Unidos. Ele desenvolveu o sistema que possibilitou a montagem de toda cobertura com apenas um martelo (John Chilton, 2000), (Vangoool, 1992), (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002), e (Sabatto, 2010).



(a) Dispositivos do sistema Konrad Wachsmann



(b) Ligação Konrad Wachsmann para treliças tridimensionais

Figura 2.11 – Ligação de Konrad Wachsmann pode conectar até 20 barras (Sabatto, 2010)

O sistema de Wachsmann incorporou um conector universal relativamente complicado, feito de uma combinação de quatro elementos forjados, que permitiam até vinte membros tubulares fossem conectados em cada ligação. Já a ligação *ORONA SEO SPACE* fabricada pelo engenheiro San Sebastián, na Espanha, é um sistema de esfera de aço introduzido na década de 1980 usado na cobertura do *Sant Jordi Sports Palace*, construído em Barcelona para as Olimpíadas de 1992 (Makowski Z.S., 2002) e (John Chilton, 2000), é comercializado pela Lanik S.A (Lanik do Brasil, 2017).

A ligação consiste em um nó forjado, com um determinado número de furos roscados de acordo com a geometria e com a posição do nó no espaço, sendo o número de furos restrito apenas pelo ângulo mínimo determinado pela interferência das barras adjacentes. As barras são feitas de aço estrutural, um elemento como soquete cônico que é soldado na extremidade da barra para colocar os parafusos hexagonais nas extremidades de cada barra. A Figura 2.12 mostra os detalhes da ligação.



Figura 2.12 – Sistema *ORONA SEO SPACE* utilizada para cobertura do estádio Sant Jordi Sports Palace (Makowski Z.S., 2002)

Por outro lado, as ligações completamente soldadas são incomuns devido ao custo elevado e dificuldade construtiva, se comparando com ligações parafusadas. Entretanto, o nó

OKTAPLATE apresentado na Figura 2.13 foi desenvolvido na Alemanha, é frequentemente utilizado na China em construções de estruturas espaciais (Makowski, 1987) e (Lan, 1996).

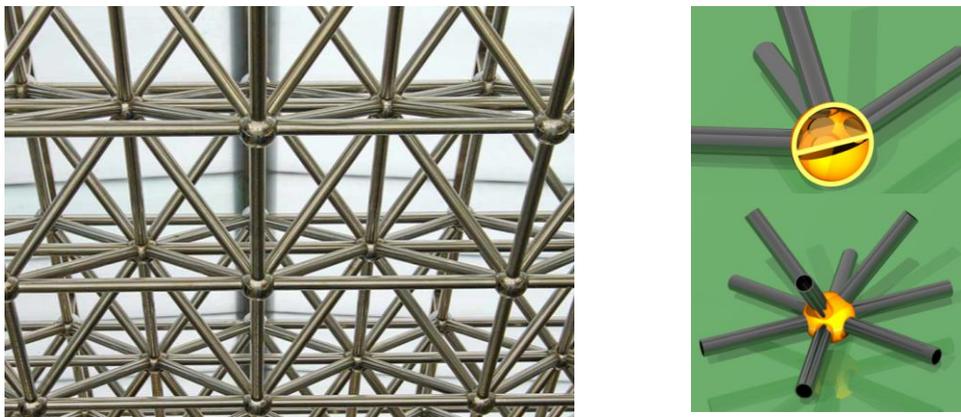


Figura 2.13 – Sistema de ligação OKTAPLATE da Alemanha (Makowski, 1987), (Lan, 1996) e (Shen e Lan, 2001)

O sistema para treliças tridimensionais em aço *CUBOTTO* é composto de nós esféricos e barras tubulares de seção circular oca com parafuso de ligação. É obtido inteiramente por usinagem mecânica em torno com controle numérico computadorizado com fresamento e rosqueamento de modo que, qualquer tipo de geometria tridimensional pode ser elaborado, utilizando formato tetraédrico ou semiocetaédrico.

As barras são de forma tubular com uma seção circular, feitas de aço ASTM A242, com extremidades da barra cônica, o parafuso é encaixado dentro do tubo e fixado na luva que recebe uma luva externa sextavada para rosquear na esfera de aço, os detalhes estão apresentados na Figura 2.14 (Swaddiwudhipong, Koh e Lee, 1994).

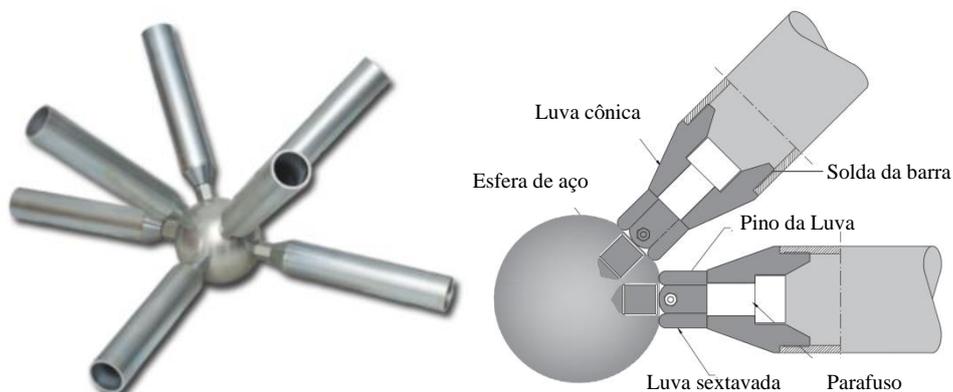


Figura 2.14 – Sistema de ligação CUBOTTO – Itália (www.vestrut.com)

O sistema *ORTZ System* de San Sebastián na Espanha comercializado pela *LANIK S.A*, consiste, basicamente, da esférica com uma série de furos com roscas. As barras são

tubulares ocas com extremidades cônicas. O Parafuso nesse sistema não precisa de luva nem de pino de aço para fixação na esfera. Têm apenas duas partes, rosqueadas em direções opostas, separadas por uma superfície cônica truncada, que é o que fica no exterior das esferas.

Esta rosca de duas vias permite o aperto duplo com uma única volta do parafuso; o aperto da esfera, bem como o da barra ao parafuso pelas porcas situadas no corpo do parafuso com o maior diâmetro. O principal objetivo dessas duas porcas é atuar na rotação do parafuso por meio de um sistema de bloqueio com efeito de giro e retrocesso. Além disso, as duas porcas agem como contra porca, evitando o afrouxamento da ligação por possíveis vibrações.



Figura 2.15 – Sistema de ligação *ORTZ System* – Espanha e Brasil (Lanik do Brasil, 2017)

O conector *TUBALL*, desenvolvido inicialmente pelo prof. PhD Mick Eekhout na Holanda em 1984 (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002), era constituído por uma esfera oca feito de aço, atualmente os sistema passou a ser fabricado com polímero reforçado com fibra de carbono (Hanaor, 1995b), (Yang, Bai e Ding, 2015) e (Zhang *et al.*, 2018). A ligação é realizada por meio de parafuso com porca sextavada conforme apresenta Figura 2.16.

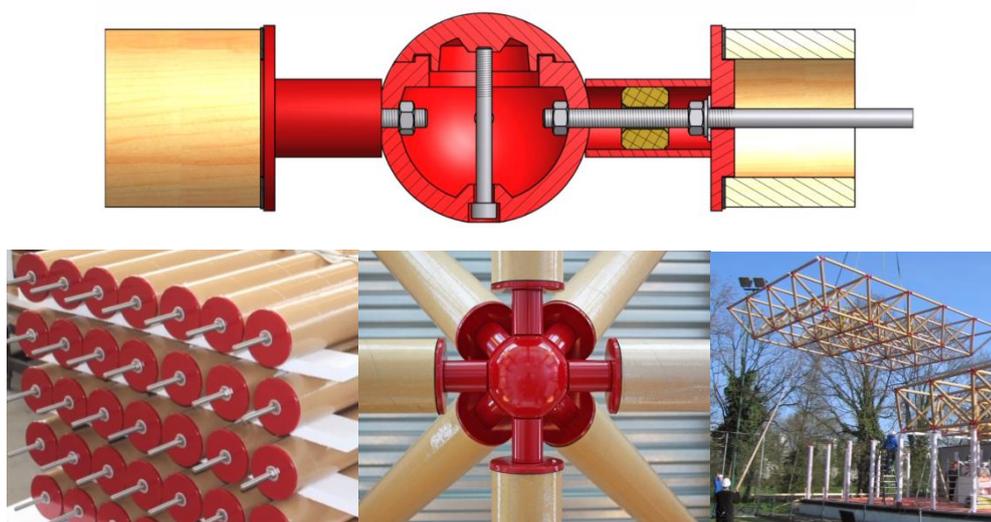
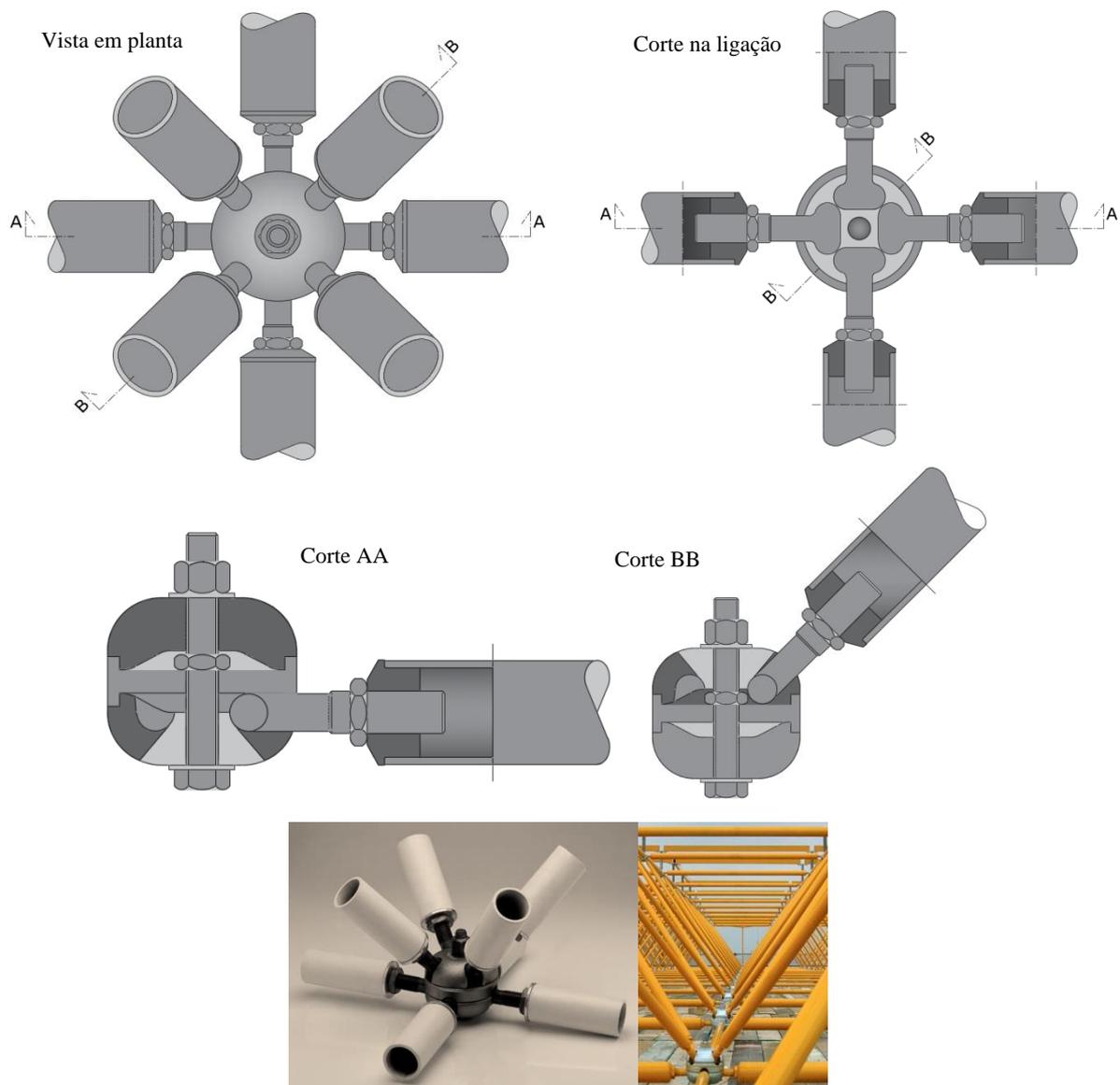


Figura 2.16 – Sistema de ligação *TUBALL* da *OCTATUBE* na Holanda (Eekhout, 2009)

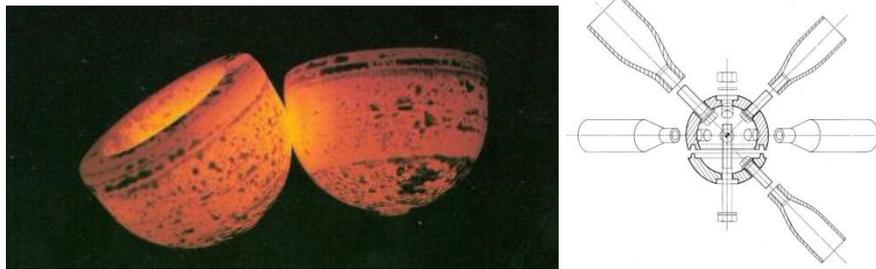
O sistema *VESTRUT* da Itália é composto por ligações esféricas articuladas em aço temperado, obtidas por prensagem a quente, as barras são de seção circular em aço ASTM A36, similar ao aço brasileiro MR250. As extremidades das quais termina a barra possui uma cabeça de aço esférico, também obtido por forjamento, altamente resistente. Este sistema simula a uma dobradiça. A ligação é composta de três elementos circulares, duas tampas e uma placa central que separa o banzo e a diagonal, no meio da ligação passa um parafuso sextavado que une todo sistema. As duas tampas simétricas são equipadas com fendas e alojamentos cônicos nos quais as extremidades das barras são posicionadas e separadas por um disco central e posteriormente conectadas por um parafuso para obtenção da montagem, conforme mostra Figura 2.17.



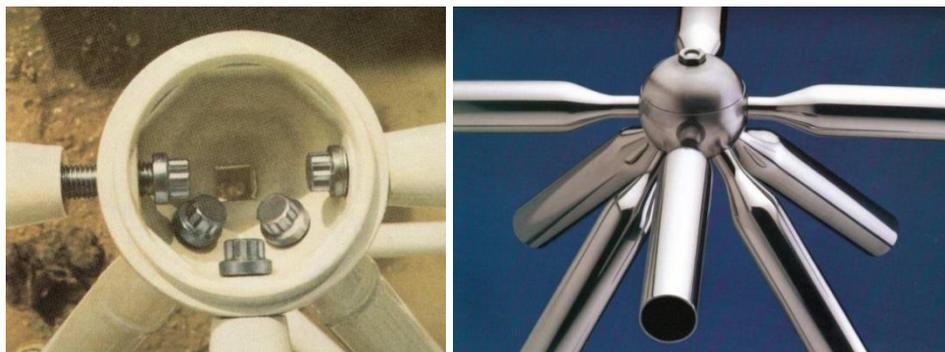
Sistema *VESTRUT* – Itália (www.vestrut.com)

Figura 2.17 – Projeto do sistema *VESTRUT* Itália (Ventrella, Garibaldi e Napoli, 1982)

Na França, o arquiteto e engenheiro Stéphane Du Château, desenvolveu cinco sistemas de ligações (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002) e (Casanova, 2015). Porém, o sistema que Du Château obteve os melhores resultados em ensaios experimentais foi o *TRUSS SPHEROBAT* (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002) e (Motro, 2013), que utiliza nós esféricos ocos de duas partes, através dos quais os parafusos se conectam ao final dos membros tubulares.



(a) Forjamento dos elementos e esquema de ligação do *TRUSS SPHEROBAT*



(b) Mecanismo de ligação

(c) Ligação interconectada com um parafuso

Figura 2.18 – Sistema *TRUSS SPHEROBAT* Du Château (Unibat, 1997)

TRIMETIKA é um sistema estrutural desenvolvido no México que parte de uma patente internacional que foi concedida em 1986, formada por duas peças básicas; nó conector e barra com dois terminais com parafuso e luva sextavada, semelhante ao sistema *ORONA SEO SPACE* conforme Figura 2.19 (Trimetika, 1986), o dispositivo conector é octógono.

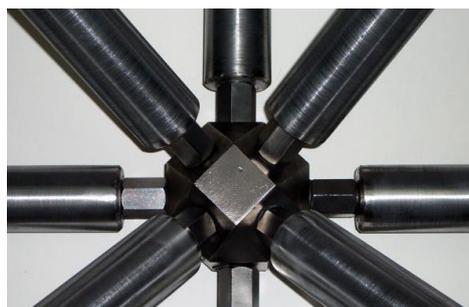


Figura 2.19 – Sistema de Ligação Mexicano *TRIMETIKA* (Trimetika, 1986)

Os sistemas de ligações com nós esféricos apresentam resultados satisfatórios em ensaios experimentais, principalmente porque não é mobilizado momentos fletores na ligação. O sistema de montagem teoricamente é simples, utilizando-se apenas uma chave para aperto do parafuso com um torquímetro (Caglayan e Yuksel, 2008), (Yilmaz Aydincilar, 2010), (Ebadi e Davoodi, 2012) e (Piroglu e Ozakgul, 2016). Em contrapartida esta tecnologia apresenta como desvantagem o alto custo de fabricação. Desta forma, pesquisadores e projetistas tem buscado desenvolver um sistema de ligação com menor custo e que garanta segurança (Souza, 2003). Na Figura 2.20 estão apresentadas algumas das etapas para fabricação e controle de qualidade da ligação utilizando nós esféricos.

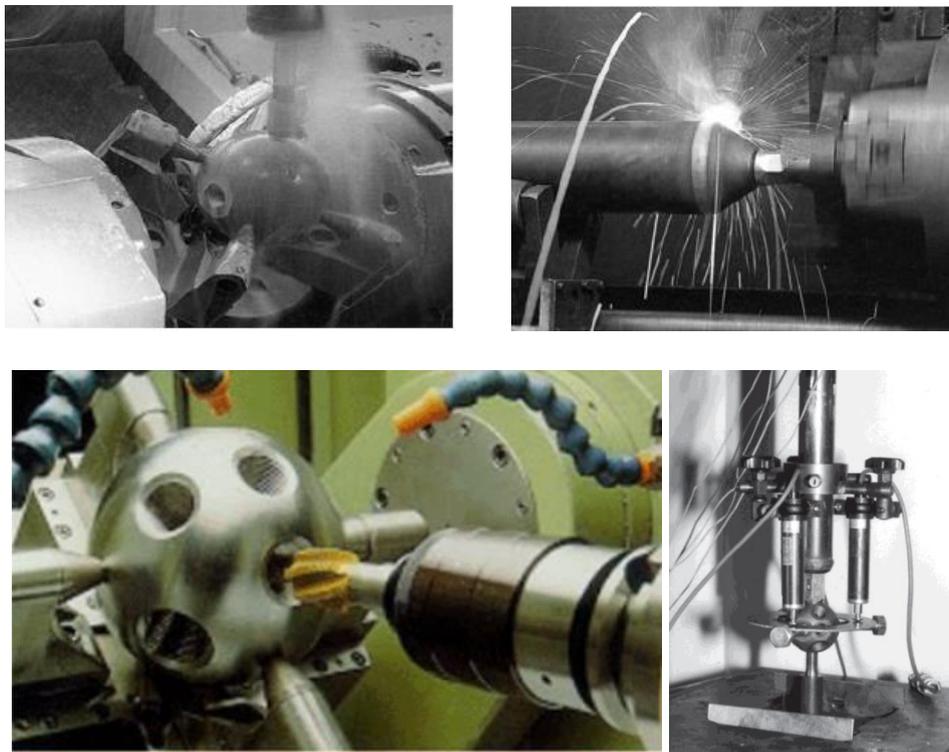


Figura 2.20 – Fabricação do sistema de ligação com nó esférico (Souza, 2003) e (Ghasemi, Davoodi e Mostafavian, 2010)

Du Château projetou os outros quatro sistemas usando módulos piramidais triangulares, quadrados e hexagonais como alternativa em relação aos sistemas esféricos. Estes sistemas são: *PYRAMITEC* concebido em 1940, *TRIDIRECTIONELLE* SDC cuja origem foi em de 1957; *UNIBAT* amplamente utilizado na década de 70, projetado em 1959, e *TRIDIMATEC* cuja concepção se deu em 1965. O sistema *PYRAMITEC* consiste em elementos pré-fabricados modulares no formato de pirâmides em base poligonal. As bordas da pirâmide são feitas de barras angulares. Os membros na camada inferior são feitas de tubos com

extremidades estampadas e parafusadas, já as diagonais são soldadas no elemento de encaixe da ligação indicados na Figura 2.21 e Figura 2.22 (Tarczewski e Motro, 2015).

O sistema *TRIDIRECTIONELLE* é composto por elementos tubulares que estão fixados aos nós por meio de soldas, semelhante à junta de quadro de bicicleta (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002). A Figura 2.23 apresenta a ligação *TRIDIRECTIONELLE* proposto por Du Château.

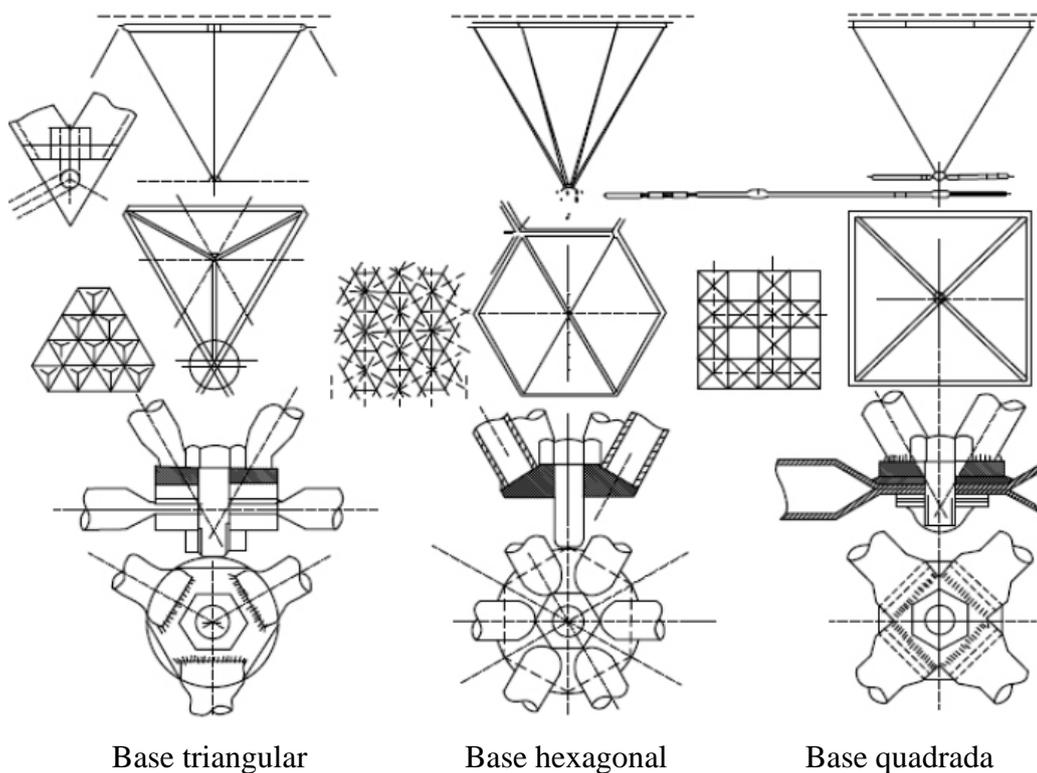


Figura 2.21 – Sistema *PYRAMITEC* (John Chilton, 2000)



Figura 2.22 – Treliça tridimensional nó da camada inferior (esquerda) e nó da camada superior (direita) (Tarczewski e Motro, 2015)

O sistema *UNIBAT* foi empregado no mercado em 1959, constituiu no maior sucesso dos projetos de Du Château. Este sistema possui módulos com formato piramidal com base quadrada (Figura 2.24) as diagonais são soldadas no banzo superior e em uma chapa de base. Já o banzo inferior é interligado na chapa de base por um parafuso vertical. A ligação entre módulos consiste na união por meio de parafusos na horizontal colocados no canto superior (Motro, 2013).

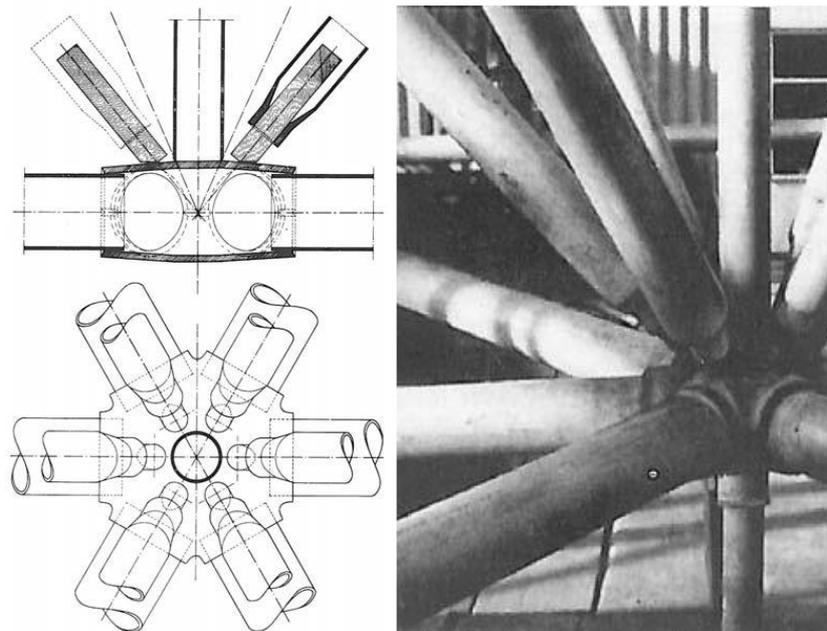


Figura 2.23 – Ligação Tridirectionelle proposto por Du Château (John Chilton, 2000)



Figura 2.24 – Pré-fabricação do sistema *UNIBAT* de Du Château (Tarczewski e Motro, 2015)

O último sistema *TRIDIMATEC* foi desenvolvido em 1965 e consiste em um conjunto de elementos tubulares, unidos a uma placa de aço por vários parafusos. As barras são soldadas em chapas tipo ponteiros e parafusadas na ligação para formar a treliça tridimensional exibida na Figura 2.25.

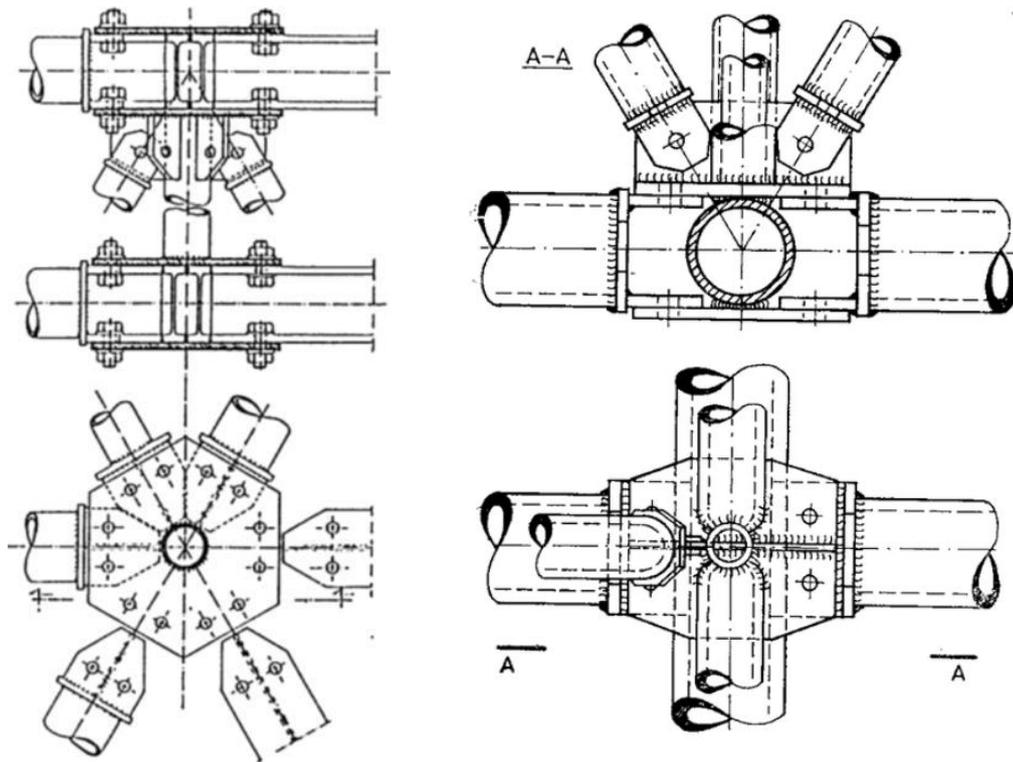
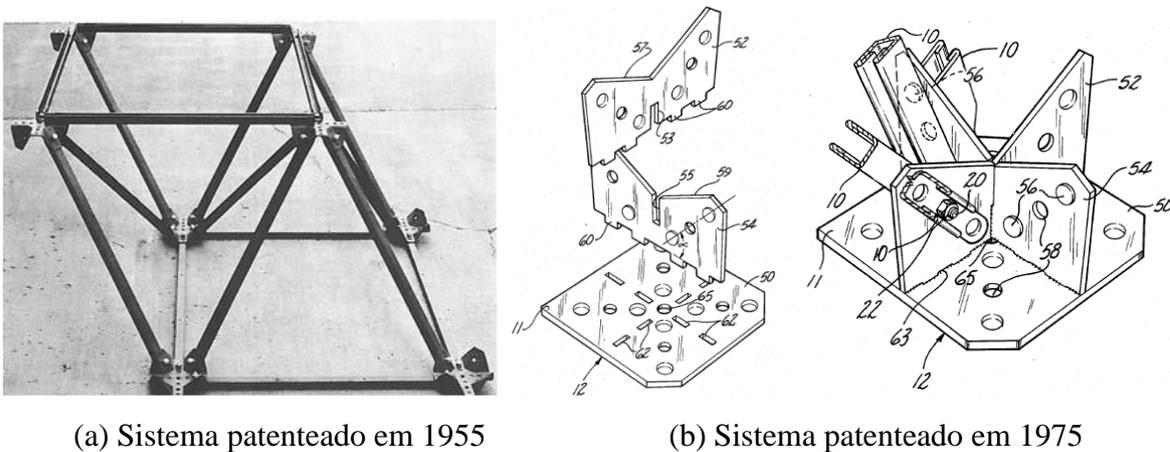


Figura 2.25 – Sistema *TRIDIMATEC* de Du Château (Makowski, 2002)

Charles W. Attwood inventou em 1955 nos EUA o sistema *UNISTRUT*, que foi desenvolvido no Instituto de Pesquisa de Engenharia da Universidade de Michigan e mais tarde foi renomeado como “*SISTEMA MODUSPAN*”. Neste sistema os elementos tubulares são fixados nos nós através de parafusos em uma placa de aço encaixada e soldada em uma base. (Hristo, Ann Arbor Cich e Unistrut, 1975) e (Casanova, 2015), mais tarde em 1975 foi desenvolvido o segundo sistema parecido com do Brasil utilizado nas ligações típicas, a Figura 2.26 apresenta os detalhes dos sistemas.



(a) Sistema patenteado em 1955

(b) Sistema patenteado em 1975

Figura 2.26 – Sistema *UNISTRUT* (Hristo, Ann Arbor Cich e Unistrut, 1975)

Nos Estados Unidos a ligação *SPACE FRAME STRUCTURE*, desenvolvida pelo Prof. PhD Joseph Madl (Joseph Madl, Drive e Arcadia, 1978) foi aplicada em obras para cobertura de escolas, o sistema utiliza barras de alumínio parafusadas para formar a ligação. No entanto, este sistema possui excentricidade *Ex.* semelhante aos sistemas de ligação típica do Brasil.

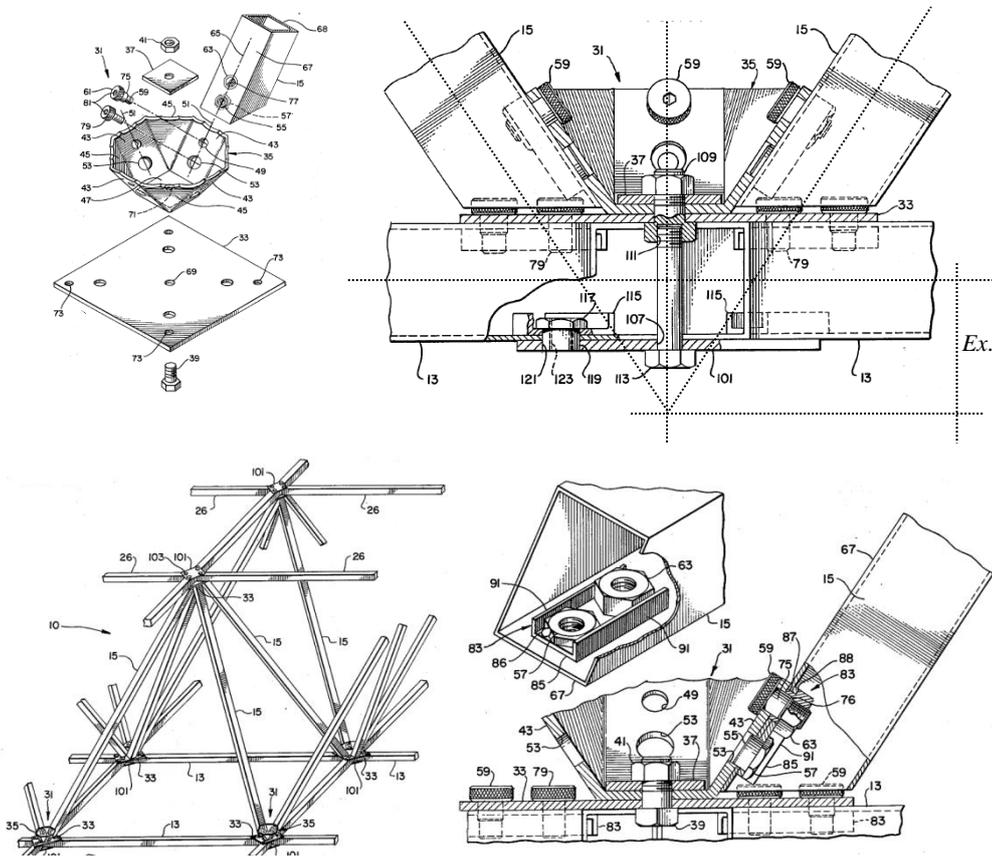


Figura 2.27 – Sistema de ligação *SPACE FRAME STRUCTURE* (Joseph Madl, Drive e Arcadia, 1978)

A Divisão de Tubos da British Steel Corporation introduziu o sistema de ligação *NODUS* em 1972 na Inglaterra em parceria com a universidade de Surrey. Sua ligação é composta por meias-carcaças feitas de aço fundido e com ranhuras usinadas e orifícios perfurados. As ligações das barras são feitas de aço forjado e possuem dentes usinados e são soldadas nas extremidades do membro. Os dentes e ranhuras têm um passo irregular para garantir um engate adequado. Os conectores inclinados são feitos de aço e são soldados aos membros das diagonais (John Chilton, 2000). A Figura 2.28 traz o detalhamento da ligação.

A ligação *OCTATUBE* foi desenvolvida pelo Prof. Mick Eekhout na Holanda em 1973 (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002). O sistema é constituído por duas placas de base

ortogonal à qual são soldadas duas placas semi-ortogonais colocadas em ângulo reto entre si. Os tubos possuem a extremidade estampada e são fixados na placa de base por meio de dois parafusos. A ligação foi projetada para quadros tridimensionais, semelhante ao sistema de nó típico com chapa de aço soldada utilizada nas ligações sem patente. (Ramaswamy, Mick e Suresh, 2002). Os detalhes da ligação estão descritos na Figura 2.29.

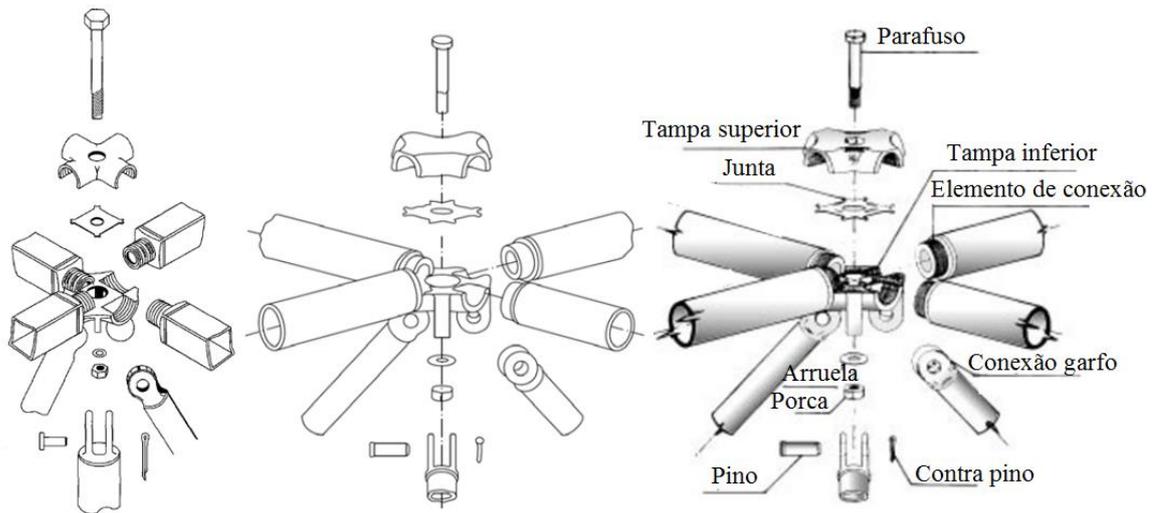


Figura 2.28 – Sistema de ligação *NODUS* desenvolvido na Inglaterra (Makowski, 1987)



Figura 2.29 – Ligação *OCTATUBE* fabricado na Holanda (Eekhout, 2009)

O sistema *SPACE DECK*, introduzido na Inglaterra no ano de 1960, só ganhou visibilidade em 1970, utilizando unidades piramidais pré-fabricadas (Porto, 2014). As quatro diagonais foram feitas de hastes onde as barras são soldadas nos cantos da armação. O módulo é baseado em unidades de pirâmide quadradas que formam uma configuração de grades quadradas espaciais de camada dupla (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002) (Makowski Z.S., 2002). As unidades são parafusadas na obra. O sistema *SPACE DECK* foi bastante

utilizado com o módulo padrão de 1,20 m de comprimento e 0,75 m de altura para edifícios inferiores a 40 m de vão, a Figura 2.30 exige os detalhes da montagem.

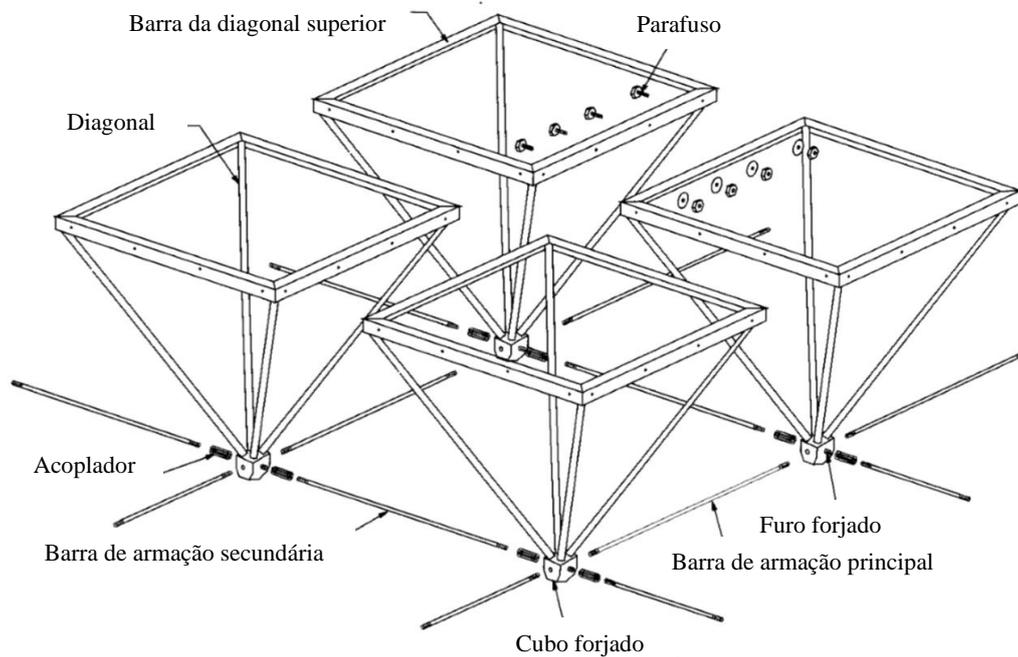


Figura 2.30 – *SPACE DECK* da Inglaterra para cobertura de até 40 m (John Chilton, 2000)

O sistema argentino *KONSTANDT* foi desenvolvido em 1970 para estruturas reticulares tridimensionais formadas por barras de alumínio interconectadas por um sistema de rótulas (Konstandt, 2002). Cada uma das barras de encaixes inclui uma ranhura curvilínea alongada integralmente formada no contorno da mesma. As ranhuras de reentrâncias são dispostas, e configuradas para receber e prender as barras em uma placa de encaixe com um parafuso allen sextavado. A Figura 2.31 mostra os detalhes.



Figura 2.31 – Ligação de treliça tridimensional argentino *KONSTANDT* (Konstandt, 2002)

O *TRIODETIC* foi desenvolvido em 1960 por Fentiman Bros, em Ontário, no Canadá principalmente para utilização em estruturas treliçadas tridimensionais tubulares de alumínio (Vangool, 1992), (Prete, 1994) e (John Chilton, 2000) Esse sistema de ligação não utiliza soldas nem parafusos o nó é formado por um elemento estruturado, cujas, barras são estampas por meio de um martelete automático. Ensaio realizados com este sistema demonstram que o nó consegue desenvolver resistência última equivalente a 92% da resistência da barra (Souza, 2003). A Figura 2.32 apresenta os detalhes da ligação.



Figura 2.32 – Sistema de ligação TRIODETIC (Vangool, 1992) e (John Chilton, 2000)

Como já apresentado é comum alguns sistemas de ligação, serem formado por associação de chapas planas conectadas às barras estampadas através de parafusos. Dessa forma, temos o sistema italiano *ECO* e o sistema não patenteado com capa de aço exibido na Figura 2.33. Já a formação da ligação apenas com barras estampadas é aplicada na Austrália com o sistema *OMNIA® Node*, representado respectivamente na Figura 2.34.

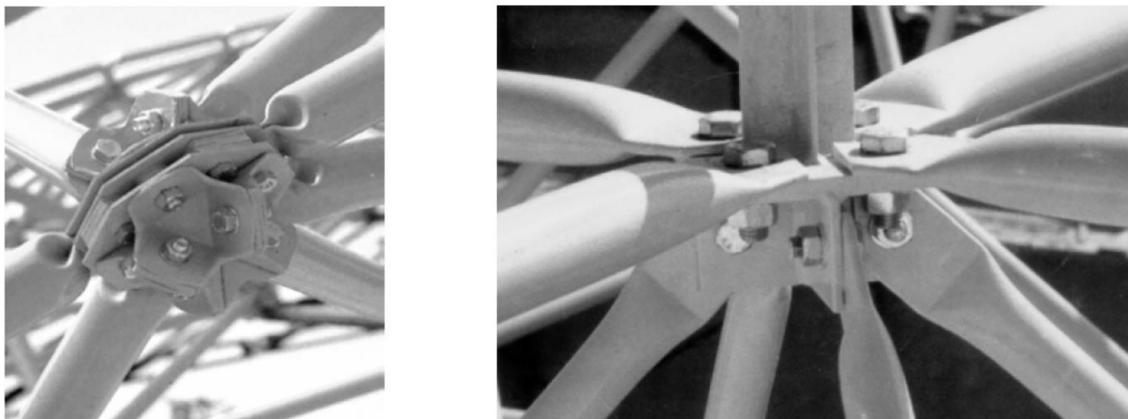


Figura 2.33 – Sistema de nó Eco e o nó típico sem patente utilizados na Itália (Souza, 1998)

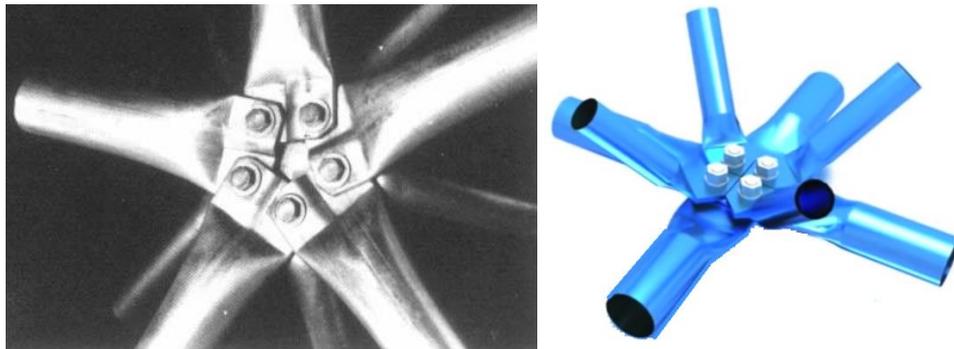


Figura 2.34 – Ligação Australiana *OMNIA*® semelhante ao nó típico (Freitas, 2008)

O sistema patenteado na Alemanha proposto por (Schurmann, 1985). É bastante simples, e facilmente montável, constituída essencialmente por elementos de nó que representam elementos de ligação, por sua vez construído por corpos que podem ser ligados entre si de maneira amovível com três anéis de aço forjados que se entrelaçam formando o corpo poliédrico (Figura 2.35). De modo que as barras são parafusadas no amovível da ligação (Schurmann, 1985).

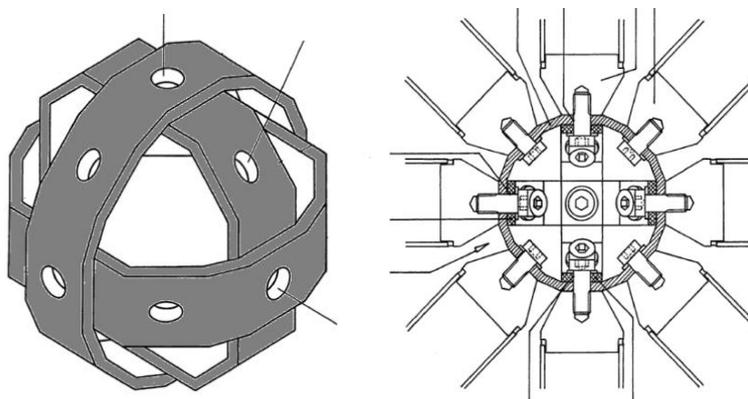


Figura 2.35 – Sistema de ligação patenteado por (Schurmann, 1985) na Alemanha

A Figura 2.36 mostra o sistema *RAIJOINT* desenvolvido na Inglaterra. Este sistema apresenta uma composição da ligação com barras com perfil tubular com chapas de extremidade (Souza *et al.*, 2003). Possuem bastante, aplicação em obras na Holanda. Pode ser encarado como uma variação do “Nó com Ponteira” patenteado pela Bemo Varitec e utilizado em estruturas tridimensionais brasileiras (Chishti e Makowski., 1984) (Porto, 2002), (Souza, 2003).

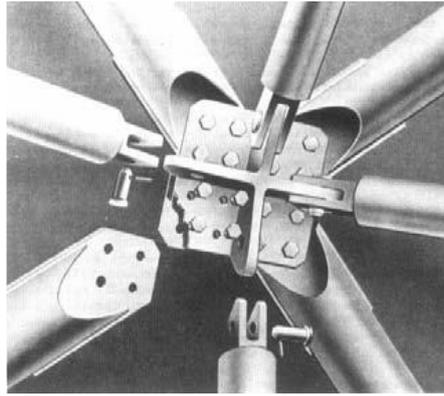


Figura 2.36 – Sistema de ligação RAIJOINT – Holanda (Makowski, 1993)

Fundada em 1991, a *PROLYTE* desenvolveu um sistema de treliça tridimensional, para ser utilizado em eventos de entretenimento. A treliça utilizada é semelhante ao Sistema *SPACE FRAME STRUCTURE*, formada por barras retangulares unidas por parafusos sextavados. A Figura 2.37 (a) apresenta detalhes da montagem do sistema de cobertura provisório para realização de eventos musicais, já Figura 2.37 (b) mostra o sistema completo para realização de eventos com palco montado por meio de treliça tridimensional com acoplamento de talha tipo guincho elétrico no topo das colunas para içamento (Prolyte, 2019).



(a) Sistema sendo montado no piso (b) Sistema treliçado montado *Prolyte*
 Figura 2.37 – Sistema de treliça tridimensional *PROLYTE* (Prolyte Grup, 2019)

CATRUS é descrito como uma resposta de baixo custo (El-Sheikh, 1996). Desenvolvido pelo PhD. Ahmed El-Sheikh, de Dundee University, na Escócia, e recentemente introduzido no Reino Unido, está licenciado para comercialização pela *Technitube*, em *South Yorkshire* (El-Sheikh, 1996) e (John Chilton, 2000). Este sistema apresenta um arranjo da ligação com banzo em perfil quadrado e diagonal em perfil tubular, a excentricidade é minimizada devida os banzos serem em perfil quadrado (El-Sheikh, 2000b). No entanto, a Figura 2.38 mostra a

existência das duas excentricidades na ligação e_1 e e_2 , semelhante ao no típico. Segundo o autor, o sistema *CATRUS* apresentou melhores resultados quando comparado com o sistema *MERO*. Ensaio de compressão em elementos das diagonais conduziram a valores de capacidade de força última 25% maiores que os valores teóricos considerados na barra birotulados. No entanto, nada foi comentado pelos autores sobre a influência da variação de inércia nas extremidades das barras no comportamento da estrutura nem a sobre a excentricidade mediante a mobilização de momentos fletores (El-Sheikh, 1996).

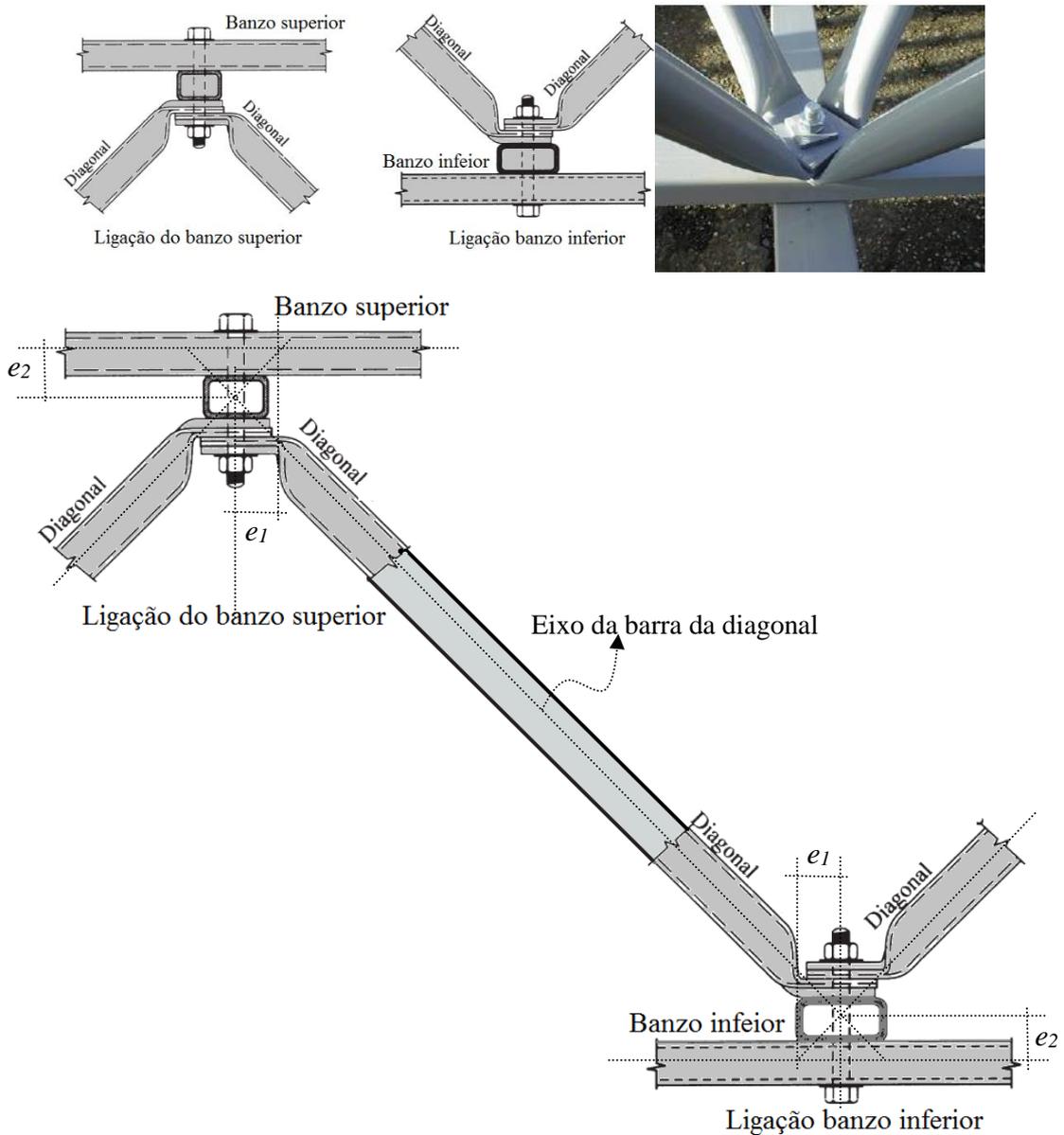


Figura 2.38 – Sistema de ligação *CATRUS* desenvolvido na Escócia com excentricidade

Foi desenvolvido no Egito um sistema de ligação para estruturas tridimensionais, com uso de chapas de aço soldadas formando uma esfera aberta. Chamado *PIN NODE SPACE*

TRUSS (PNST) que utiliza um pino como elemento de ligação permitindo um grau de liberdade na ligação. Análises estruturais foram realizadas no *PNST*, a fim de verificar a estabilidade do sistema e segundo o autor obteve resultados semelhantes ao sistema *MERO* (Elfawal, 2014). A Figura 2.39 mostra os detalhes da ligação.

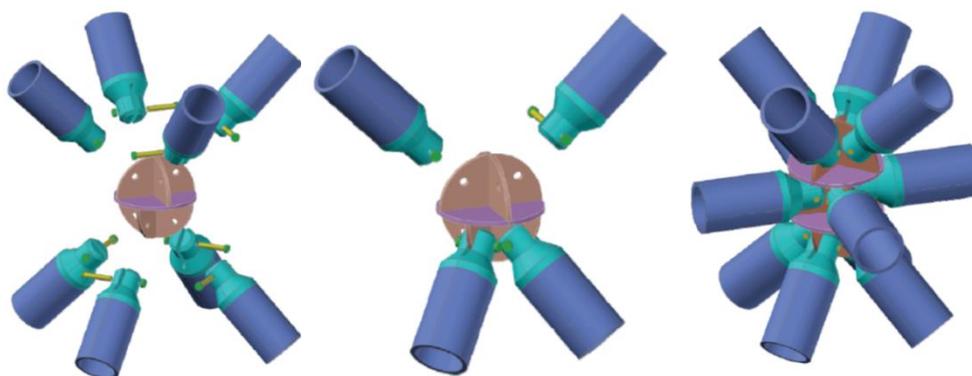
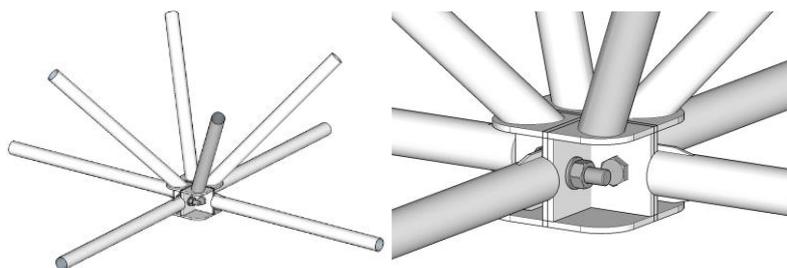


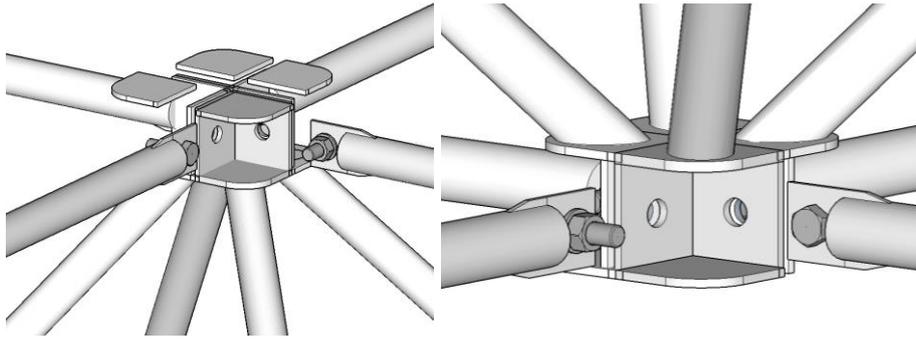
Figura 2.39 – Nó *PIN NODE SPACE TRUSS* fabricado no Egito (Elfawal, 2014).

O sistema *PREMIT* (Prete e Mitaritonna, 1977), foi resultado de pesquisa experimental iniciado em 1975 na Itália, com objetivo de desenvolver uma ligação simples que poderia ser produzida em fábrica com menos recurso tecnológico para aplicação em treliça tridimensional, plana e em curva, com formato tetraédrico piramidal para grandes vãos (Prete, 1994) e (Dipaola e Prete, 2002).

O processo de construção da ligação modular consiste na fabricação de dois componentes arquetípos em aço comum, com chapas reentrantes soldadas nas barras dos banzos, semelhante à ligação típica. A montagem estrutural é viável na oficina ou no local de execução da cobertura, devido a simples modulação da ligação conforme Figura 2.40. Em correspondência a união das peças é garantida por pelo menos quatro parafusos de alta resistência à fixação, sem excentricidade. Este sistema foi utilizado em diversas obras na Itália pela facilidade de montagem (Prete, 1994).



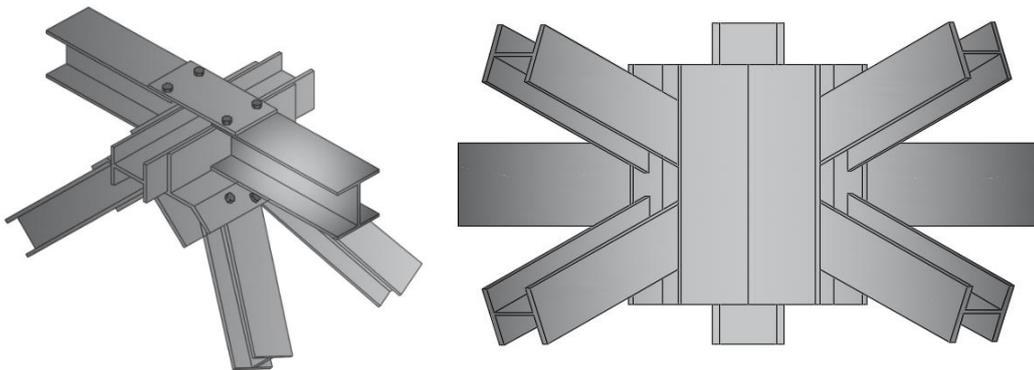
(a) Detalhe da ligação *PREMIT*



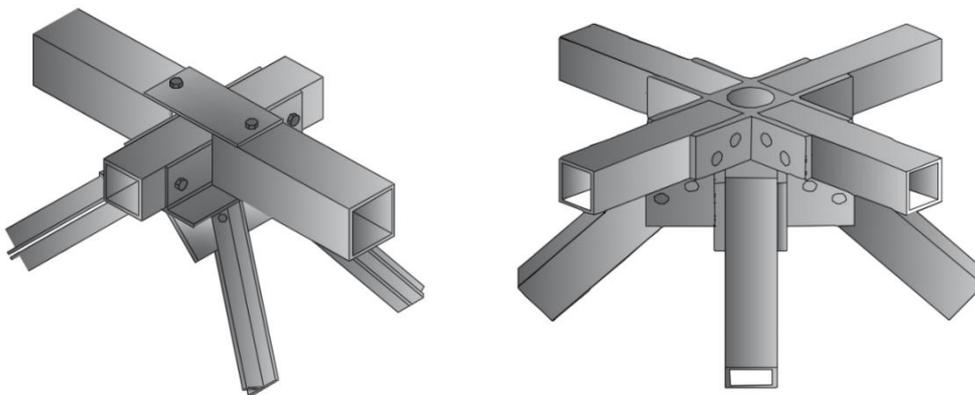
(b) Detalhe do sistema de encaixe da ligação *PREMIT* (Dipaola e Prete, 2002)

Figura 2.40 – Ligação para treliça tridimensional de camada dupla *PREMIT*

A Ligação desenvolvida por (Reynolds, Hackbarth e Curtis, 2009) para treliças tridimensionais de camada dupla foi projetada para receber elementos estruturais lineares. Por meio de seção transversal quadrado e com perfil “I”. Pouco usual, mas a vantagem consiste em perfurar os elementos lineares em ambas as extremidades dos perfis e cortar no comprimento desejado. A Figura 2.41 apresenta os modelos para uso com perfil laminado.



(a) Ligação com perfil “I”



(b) Ligação com tubo quadrado e cantoneira para treliças tridimensionais

Figura 2.41 – Sistema de ligação proposto por (Reynolds, Hackbarth e Curtis, 2009)

A Ligação *CUENCA* foi desenvolvida pelo professor Sanchez-Cuenca da universidade de arquitetura de Girona na Espanha. A ligação é semelhante à ligação típica, porém foi inserida entre as barras dos banzos e diagonais uma porca como elemento distanciador para evitar excentricidade da ligação (Figura 2.42). Nota-se que os elementos do banzo apresentam dimensões maiores que os tubos das diagonais (Cuenca, 2002).

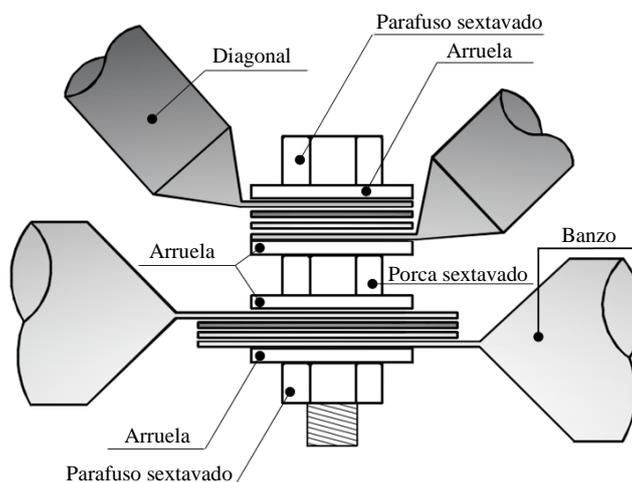


Figura 2.42 – Detalhe construtivo da ligação de (Cuenca, 2002)

2.4. TIPOS DE LIGAÇÕES PATENTEADAS APLICADAS NO BRASIL

Após discorrer sobre os principais sistemas de ligações de treliças tridimensionais, aplicados em diversas obras internacionais. Torna-se imperiosa, apresentar as ligações mais aplicadas no Brasil sob domínio privado. Como no exterior, no Brasil, as ligações com patentes são comercializadas por empresas especializadas, e, portanto, o sistema de cobertura tem um valor mais oneroso devido o sistema de fabricação do nó, aliado ao pacote de consultoria da detentora da patente na elaboração do projeto e execução.

2.4.1. Modelo de Ligações

A comercialização de ligações patenteadas no Brasil é recente a mais antiga data de 1994, provavelmente pelo custo de sua aplicação. Todavia, empresas preocupadas com a qualidade e segurança de suas obras estão cada vez mais aderindo a estes nós, pela segurança do sistema.

No Brasil o primeiro registro da ligação esférica foi da empresa com nó *SPACE FRAME* Aluço Estruturas Metálicas, o sistema é fabricado em torno automático com controle de

fresamento e rosqueamento, após acabamento o nó pesa 1,2 kg em aço inoxidável de alta resistência (Aluaco, 2019) apresentado na Figura 2.43.

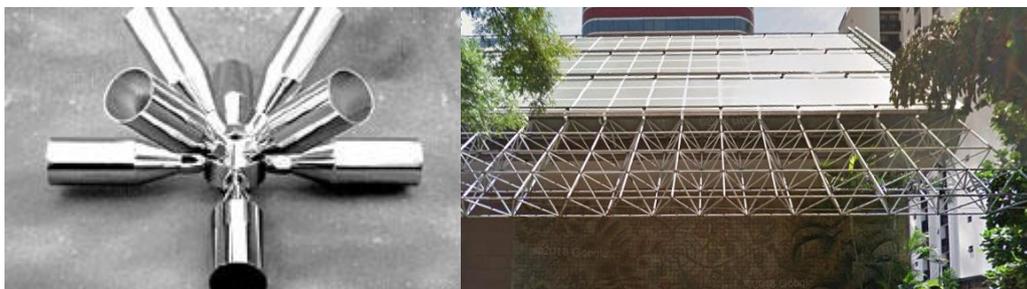


Figura 2.43 – Sistema de ligação ALUACO SPACE (www.aluaco.com.br)

Em São Paulo, a Alaxis Tecnologias Inovativas, do engenheiro Nazir A. Abdo desenvolveu um nó semelhante ao Mero, chamado *SPHERE ALAXIS*, porém, aplicado apenas para estruturas de alumínio, conforme mostra Figura 2.44 (Porto, 2002).

A empresa *BEMO* do Brasil produz um nó semelhante ao *OCTABUBE*, com o nome de *BEMO-VARITEC* que permite a cobertura de áreas com plantas de formatos: retangulares, quadrados ou hexagonais. Em Belo Horizonte a empresa Trimetal, desenvolveu um nó parecido com o *PIN* do Egito, com o nome de *TRIFORM SYSTEM* (Porto, 2002). A Figura 2.45 apresenta respectivamente, os dois sistemas.



Figura 2.44 – Sistema de ligação *SPHERE ALAXIS* (Souza, 2003) e (Freitas, 2008)

Embora, tenham sido citados vários sistemas de ligações para estruturas de cobertura em treliças tridimensionais no mercado internacional, no Brasil foi comercializado por um curto período o sistema Mero, pela empresa italiana *CABRINI*. Por outro lado, a partir de 2011 devido às obras para os jogos da copa do mundo e olimpíadas, instalou no Brasil a empresa

LANIK S.A, que comercializa diversos sistemas de ligações patenteados conforme apresentado anteriormente (Lanik do Brasil, 2017).

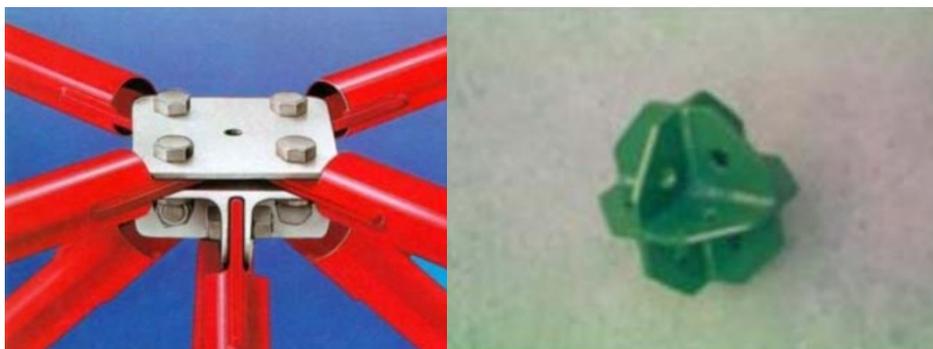


Figura 2.45 – Ligação *BEMO-VARITEC* e nó *TRIFORM* (Porto, 2002)

Diversos tipos de ligações foram propostos, entretanto, que houvesse um estudo dos esforços solicitantes na conexão (John Chilton, 2000). Na maior parte dos casos, eles se tornaram muito complexos e, conseqüentemente, caros. Durante os anos de 1960 até 1990, vários sistemas de malhas tridimensionais proliferaram no mundo, devido às pesquisas dos arquitetos e engenheiros, que exploravam as possibilidades estéticas das configurações espaciais (El-Sheikh, 1996), (El-Sheikh, 2000b), (Porto, 2002), (John Chilton, 2000) e (Ramaswamy, Eekhout e Suresh, 2002), (H. Ma *et al.*, 2015), (H. H. Ma *et al.*, 2015), (Yang, Bai e Ding, 2015), (Sangeetha e Senthil, 2017), (Feng *et al.*, 2018).

2.5. ESTABILIDADE

2.5.1. Conceitos de estabilidades

Um conceito suficientemente geral que envolve as definições mais comuns de estabilidade é: “Se a distância entre o estado perturbado e o estado básico permanecer dentro de limites prescritos para todo tempo e para perturbações arbitrariamente definidas, então o estado básico será dito estável”. A conceituação de instabilidade, para que seja suficientemente abrangente, deve levar em consideração que todo processo de desestabilização, é caracteristicamente um fenômeno dinâmico. A estabilidade do equilíbrio deve ser considerada como um caso particular da estabilidade do movimento (Silva, 2015).

No caso da Engenharia Estrutural, tratando-se de perturbações pequenas, pode-se adotar uma definição menos rígida, definida pela instabilidade estática. Caracterizada pela redução

progressiva da rigidez do sistema, com o aumento desproporcional do deslocamento para pequenos incrementos de força. Estudada, por processos estáticos no conjunto de sistemas conservativos. Na estática, o tipo mais conhecido de instabilidade é bifurcação de equilíbrio.

O início dos estudos de flambagem pode ser rastreado até o trabalho experimental de van Musschenbroek em 1729 (Godoy, 2011) e (Yang e Bradford, 2015), que foi o primeiro investigador a relatar que a capacidade de flambagem de uma coluna sob força axial varia com o inverso do comprimento ao quadrado, cuja, falha acontece por instabilidade. Seu aparato experimental contou com uso de pesos simetricamente em uma plataforma guiada em seus quatro cantos, ele foi capaz de transferir a força axial concentricamente para uma barra de madeira até a ruptura por flambagem (Kurrer e Lorenz, 2018).

A equação fundamental, para determinação da força teórica de flambagem foi formulada por Euler em 1744, apresentada na equação Eq. (2.3) (Timoshenko e Gere, 1985) e (Wei, Sarria e Elgindi, 2013), que apresentou a fórmula clássica para determinar as forças axiais de flambagem de colunas. Séculos mais tarde, o trabalho pioneiro de von Karman em 1940 (Von Kármán, Dunn e Tsien, 2012), sobre a influência da curvatura de um membro no comportamento de flambagem de estruturas gerou a teoria de Koiter (Koiter, 1945), que é comumente considerado como o trabalho mais valioso sobre flambagem desde o de Euler.

O trabalho seminal de von Karman e Koiter (Von Kármán, Dunn e Tsien, 2012), foi mais geral, na medida em que envolvia placas e cascas. Ao longo do século passado, a flambagem das colunas foi investigada com muito interesse, conforme trabalho desenvolvido por Ayrton-Perry ou Perry-Robertson, no qual baseou o modelo de resistência à estabilidade de colunas comprimidas com as equações de Euler, Engesser-Shanley e Koiter, se tornando popular nos padrões de projetos estruturais de aço (Szalai, 2017). Com o uso de software para modelagem estrutural, o uso de barras comprimidas propensas à flambagem está ganhando cada vez mais uso em estruturas de engenharia (Elishakoff, Ywei e Starner, 2001), (Gardner, 2011), (Nathan e Scobell, 2012), (Xu *et al.*, 2014), (Szalai, 2017), (Jönsson e Stan, 2017) e (Song, Li e Chen, 2019) motivando novas pesquisas sobre o tema.

$$P_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

A equação de Euler é típico problema de autovalor e autofunção, o autovalor e a autofunção correspondem a $n=1$. Uma autofunção define apenas um modo de variação, que não tem amplitude definida. No contexto, de problema de instabilidade (flambagem) da barra, o autovalor é denominado de força crítica (de Euler) e a autofunção é um modo de deformação na flambagem, a força crítica é o valor limite para a força axial de compressão, a partir do qual pode ocorrer perda de estabilidade para barras perfeitas.

2.5.2. Força crítica de Euler

A bifurcação por equilíbrio é definida pelas normas brasileiras como flambagem. Nos problemas da Engenharia Estrutural a instabilidade vai ocorrer para forças mais baixas que a força crítica, pois a configuração reta é impossível de existir em virtude de imperfeições geométricas. A equação analítica Eq. (2.4) chamada de fórmula da secante de Euler; define a força por unidade de área, P/A , que provoca determinada tensão máxima $\sigma_{máx}$ em uma coluna com um determinado índice de esbeltez, L/r , para um dado valor da relação ec/r^2 , com e igual a excentricidade da força aplicada P e c corresponde ao centro da coluna e r representa o raio de giração.

Notamos que, como P/A aparece em ambos os membros, é necessário resolver uma equação transcendental por tentativa e erro para obter o valor de P/A correspondente a uma dada coluna em condição de carregamento com excentricidade (Beer *et al.*, 2011).

$$\frac{P}{A} = \frac{\sigma_{máx}}{1 + \frac{ec}{r^2} \sec\left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{EA}} \frac{L}{r}\right)} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

A luz das equações Eq. (2.3) e Eq. (2.4) foram construídas as curvas do gráfico apresentadas na Figura 2.46, considerando o aço com escoamento de $\sigma_E = 250$ MPa e com módulo de elasticidade de $E = 200$ GPa, com índice de excentricidade $I_e = ec/r^2$ variando de zero a um, com coeficiente de esbeltez L/r até 200, para uma coluna bi-rotulada as curvas foram obtidas. Nota-se, que quando a excentricidade é igual a zero a curva obtida é igual a equação fundamental de Euler para uma coluna com força axial de compressão centrada.

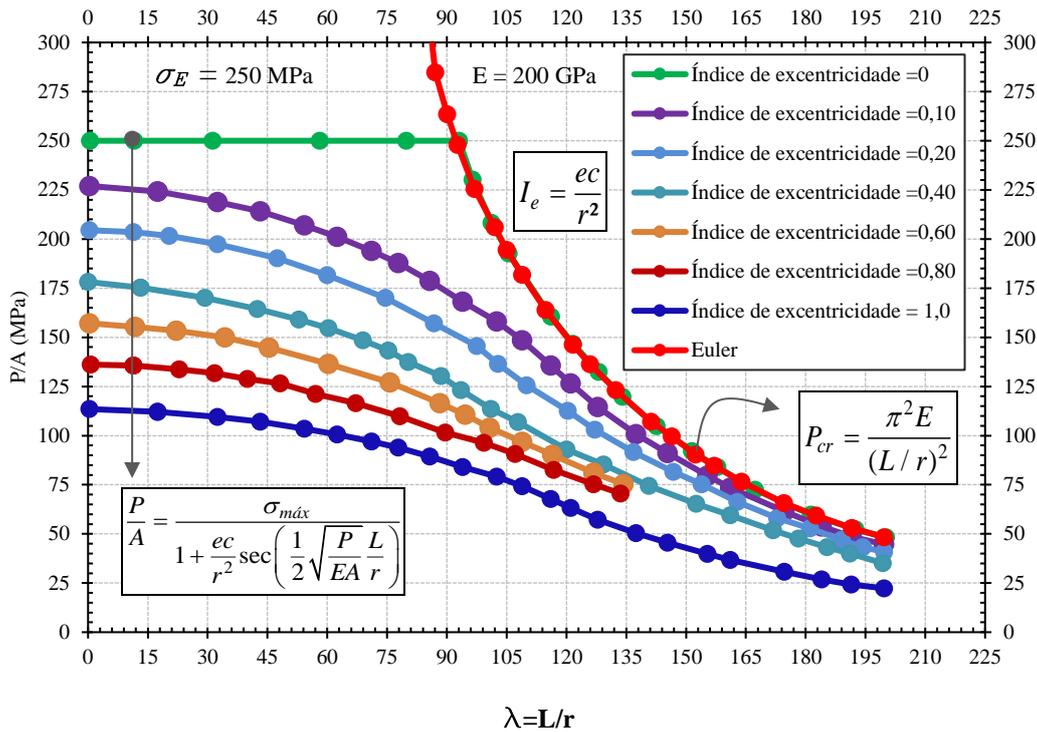


Figura 2.46 – Força crítica de Euler considerando imperfeições geométricas

Notamos na Figura 2.46 que, para grandes valores de L/r , as curvas correspondentes aos vários valores da relação do índice de excentricidade ec/r^2 ficam muito próximas à da curva de Euler definida pela Equação Eq. (2.3), e, portanto o efeito da excentricidade sobre o valor P/A torna-se desprezível.

A fórmula da secante é útil principalmente para valores intermediários de L/r . No entanto, para usá-la de forma eficiente, deve-se saber o valor da excentricidade e com precisão, infelizmente, esse valor raramente é conhecido, com isso buscou-se desenvolver por meios de ensaios experimentais formulações mais simples sem a necessidade de interação para solução de equações transcendentais.

Extensos estudos sobre ensaios experimentais de colunas com carregamento axial para determinação de curvas características foram pesquisados entre as décadas de 50 e 90. (Masur, 1954); (DeFalco e Marino, 1966); (Romstad e Subramanian, 1970); (Frye e Morris, 1975); (Nathan e Scobell, 2012); (Ackroyd, 1979); (Rondal e Maquoi, 1979); (Jones, Kirby e Nethercot (1980); (Razzaq e Chang, 1981); (Jones et al. (1980, 1982); (Fukumoto, Nethercot e Galambos, 1983); (Maquoi et. al, 1983); (Vinnakota (1982, 1983, 1984);

(Nethercot, (1983); (Nethercot e Chen, 1988); (Kishi e Chen, 1990); (Goto, Suzuki e Chen, 1993), e (Kishi et al., 1993a, b).

As fórmulas empíricas que expressam uma tensão crítica em termos do índice de esbelteza foram apresentadas pela primeira vez há um século e, desde então, passaram por um contínuo processo de refinamento e melhora. A Figura 2.47 mostra fórmulas empíricas típicas usadas para aproximar dados de ensaio experimentais (Beer *et al.*, 2011).

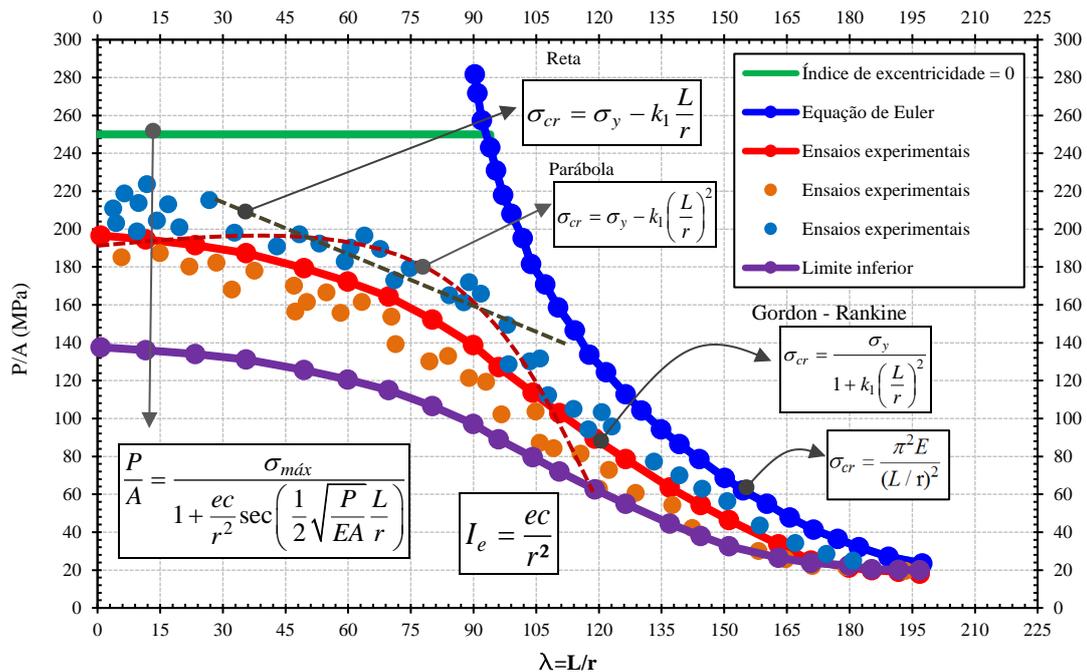
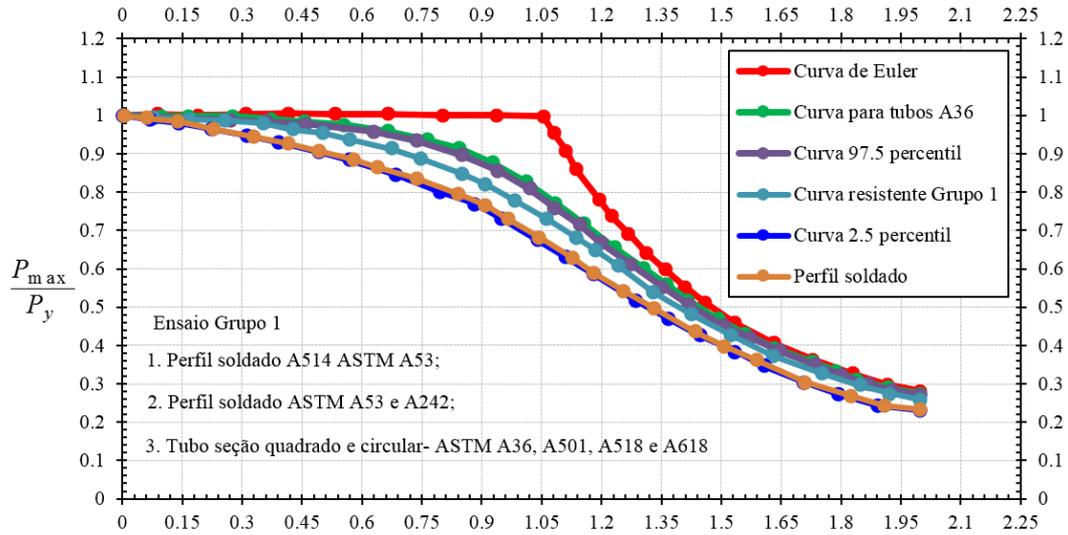


Figura 2.47 – Fórmulas empíricas típicas usadas para aproximar dados de ensaio

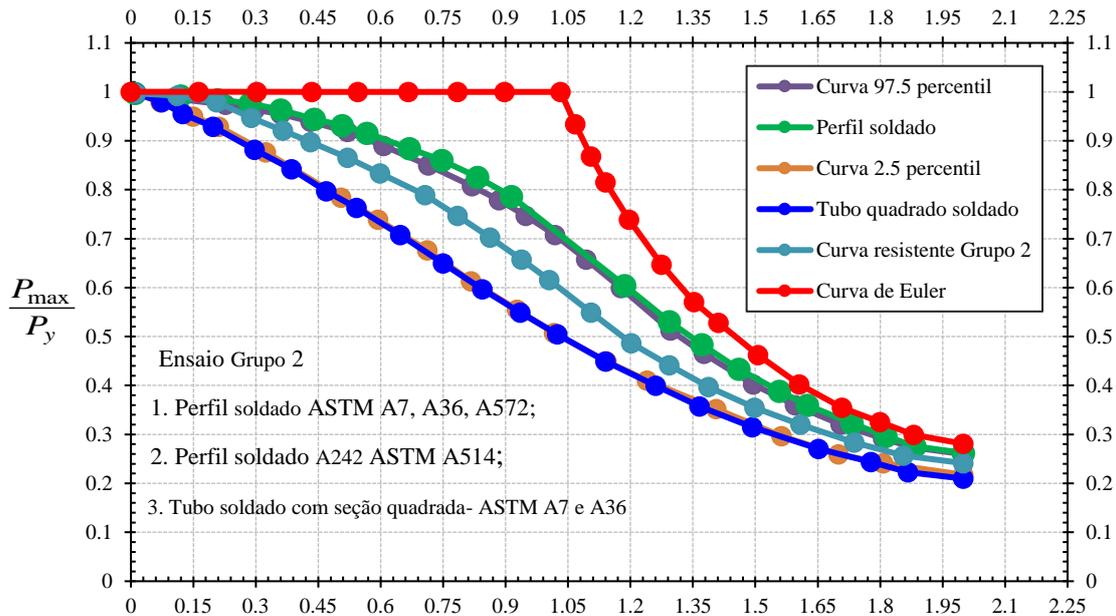
Devido às primeiras pesquisas sobre multiplicas curvas com a finalidade de determinar a capacidade resistente de barras compridas axialmente, em 1959, à norma alemã DIN 4114 introduziu uma curva especial para tubos e outra curva para todas as outras formas. Posteriormente, (Bjorhovde, 1972) avaliou curvas de várias colunas em um amplo estudo realizado na *Lehigh University* nos Estados Unidos.

Comparou características determinísticas e probabilísticas de resistência, e desenvolveu um extenso banco de dados para as forças máximas dos membros de compressão com excentricidade de $L/1000$. Cobrindo toda a gama prática de formas, tipos de aço e métodos de fabricação, o estudo demonstrou a grande variabilidade de resistência, conforme delineadas na Figura 2.48.



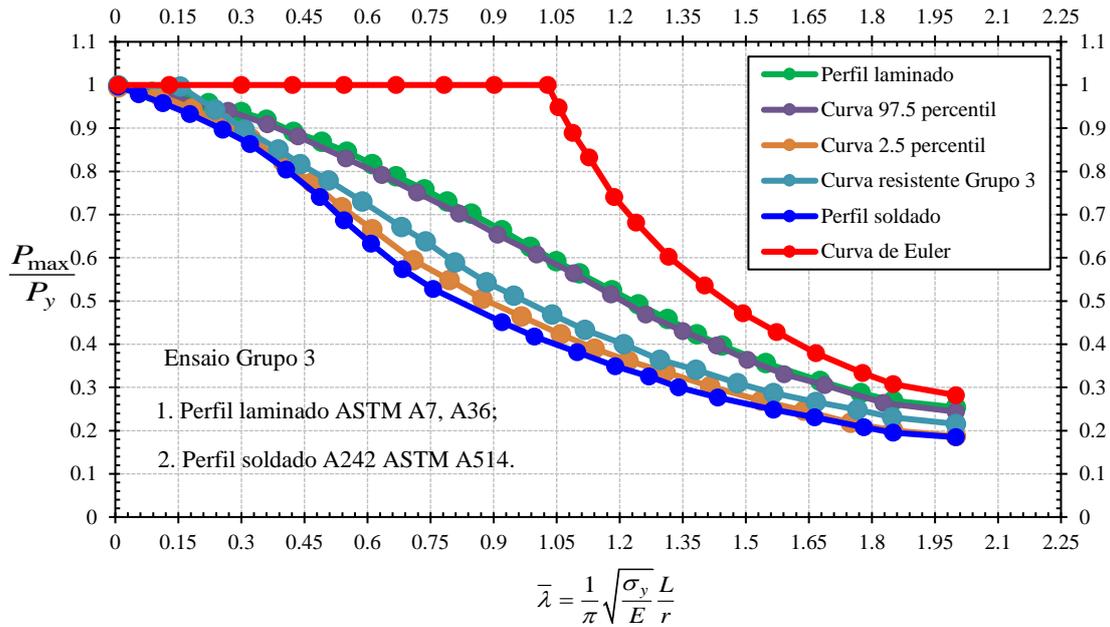
$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y L}{E r}}$$

(a) Curvas de resistência da coluna para o grupo um dos tubos e perfis



$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y L}{E r}}$$

(b) Curvas de resistência da coluna para o grupo dois – perfis soldados e tubos



(c) Curvas de resistência da coluna para o grupo três com perfis

Figura 2.48 – Ensaio experimentais com imperfeição de $\delta_0 = 0,001L$ (Bjorhovde, 1972)

Em 1975 o “*Structural Stability Research Council - SSRC*” incorporou o “*Structural Stability Research Council- CRC*” fundado em 1944. Instituiu um grupo de trabalho para desenvolver uma sistemática pesquisa sobre estabilidade estrutural em elementos comprimidos. A comissão de pesquisadores inicialmente elaborou um conjunto de três curvas, onde eram consideradas tensões residuais e imperfeições iniciais para várias formas de seções transversais (Figura 2.49), comparados com as curvas de (Bjorhovde, 1972).

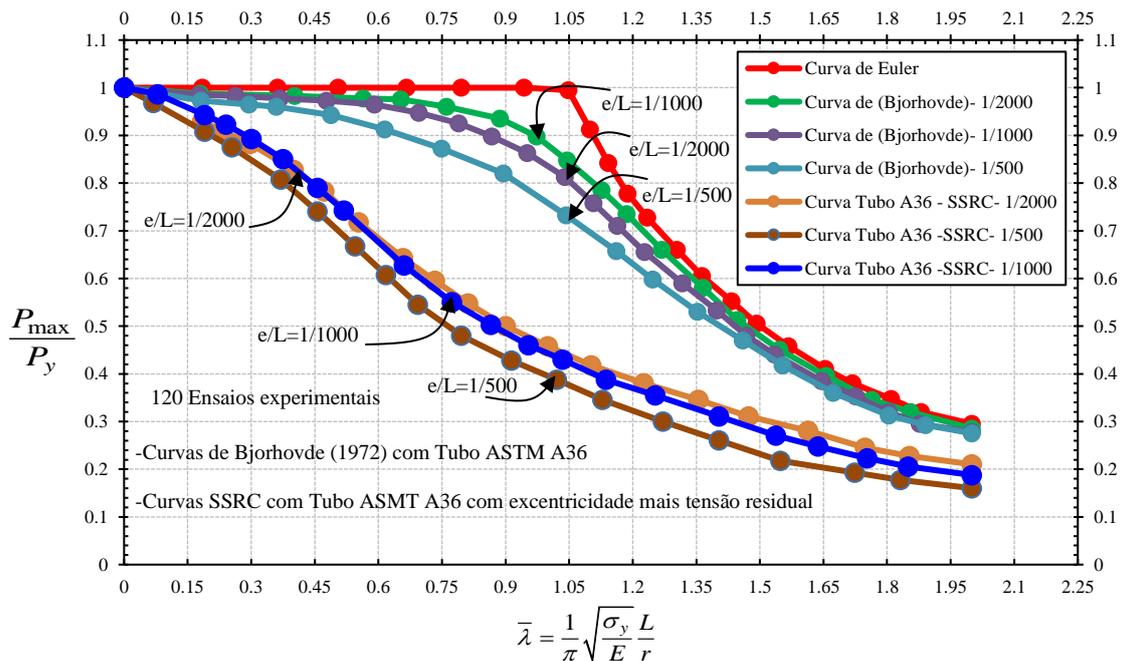


Figura 2.49– Faixas de curvas de colunas para 120 colunas (Bjorhovde, 1972)

Através dos estudos de (Bjorhovde, 1972) na tese de doutorado, delineados no gráfico da Figura 2.49 o aspecto da faixa de variação das curvas de flambagem desenvolvidas com imperfeição geométrica inicial θ_{i0} igual a $L/2000$, $L/1000$ e $L/500$ foi à base para o estudo da *SSRC* (Galambos, 1998). Mais tarde, (Bjorhovde, 1972) em paralelo com a *SSRC* prosseguiu com estudo estatístico de flambagem considerando a imperfeição geométrica inicial e chegou à relação de $L/1470$, correspondente, onde formulou mais três curvas denominadas de 1P, 2P e 3P, conhecidas como curvas do *SSRC* (Pfeil e Pfeil, 2009).

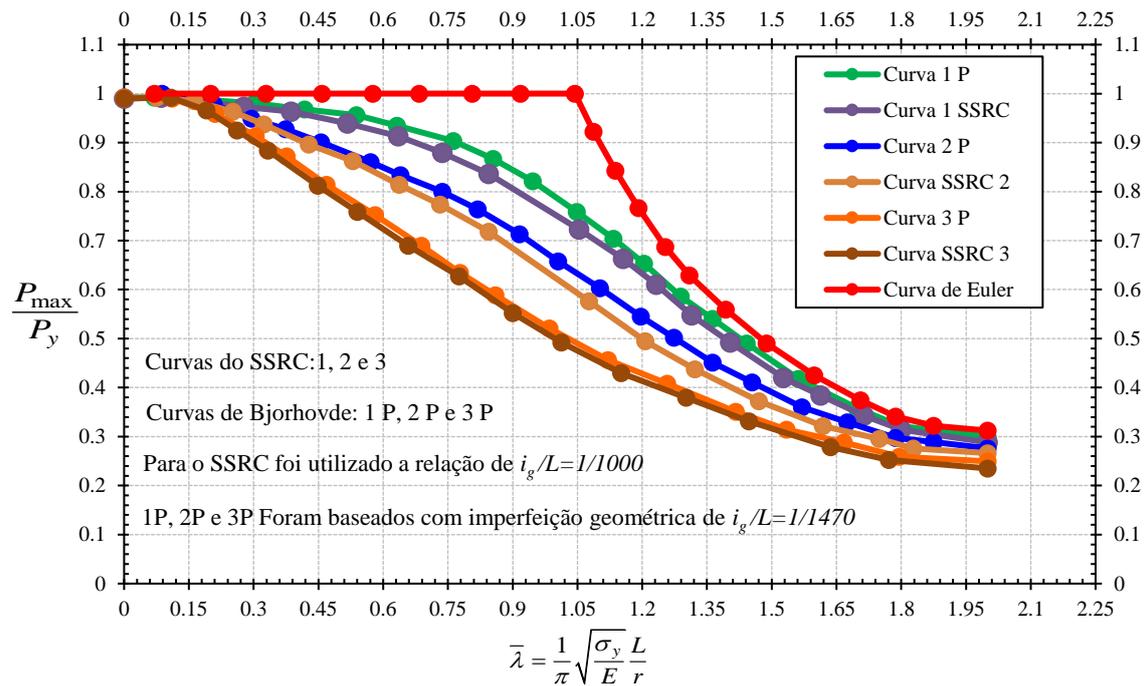


Figura 2.50 – Comparação de múltiplas curvas de colunas desenvolvidas com eixo fora da retilidade com $(L / 1000)$ e $(L / 1470)$ (Bjorhovde e Tall, 1975) e (Galambos, 1998).

As equações matemáticas que descrevem as curvas da Figura 2.50 estão apresentadas nas equações Eq. (2.5), Eq. (2.6) e Eq. (2.7), respectivamente (Galambos, 1975):

Domínio da curva do *SSRC* para 1P:

1. $0 \leq \lambda \leq 0,15$	$\sigma_u = \sigma_y$	
2. $1,5 \leq \lambda \leq 1,2$	$\sigma_u = \sigma_y (0,979 + 0,205\lambda - 0,423\lambda^2)$	
3. $1,2 \leq \lambda \leq 1,8$	$\sigma_u = \sigma_y (0,030 + 0,842\lambda^{-2})$	Eq. (2.5)
4. $1,8 \leq \lambda \leq 2,6$	$\sigma_u = \sigma_y (0,018 + 0,881\lambda^{-2})$	
5. $\lambda \leq 2,6$	$\sigma_u = \sigma_y \lambda^{-2}$ (Curva de Euler)	

Domínio da curva do SSRC para 2P:

$$\begin{aligned}
 1. \quad 0 \leq \lambda \leq 0,15 & \quad \sigma_u = \sigma_y \\
 2. \quad 1,5 \leq \lambda \leq 1,0 & \quad \sigma_u = \sigma_y (0,979 + 0,205\lambda - 0,423\lambda^2) \\
 3. \quad 1,0 \leq \lambda \leq 1,8 & \quad \sigma_u = \sigma_y (0,193 + 0,802\lambda^{-1} + 0,056\lambda^{-2}) \\
 4. \quad 1,8 \leq \lambda \leq 3,2 & \quad \sigma_u = \sigma_y (0,018 + 0,815\lambda^{-2}) \\
 5. \quad \lambda \geq 3,2 & \quad \sigma_u = \sigma_y \lambda^{-2} \text{ (Curva de Euler)}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. (2.6)}$$

Domínio da curva do SSRC para 3P:

$$\begin{aligned}
 1. \quad 0 \leq \lambda \leq 0,15 & \quad \sigma_u = \sigma_y \\
 2. \quad 1,5 \leq \lambda \leq 0,8 & \quad \sigma_u = \sigma_y (1,091 - 0,608\lambda) \\
 3. \quad 0,8 \leq \lambda \leq 2,0 & \quad \sigma_u = \sigma_y (0,021 + 0,38\lambda^{-1} + 0,066\lambda^{-2}) \\
 4. \quad 2,0 \leq \lambda \leq 4,5 & \quad \sigma_u = \sigma_y (0,005 + 0,9005\lambda^{-2}) \\
 5. \quad \lambda \geq 4,5 & \quad \sigma_u = \sigma_y \lambda^{-2} \text{ (Curva de Euler)}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. (2.7)}$$

Em 1978 (Rondal e Maquoi, 1978) fizeram uma proposta de equação para as três curvas do *SSRC* apresentando em uma única expressão. Essa nova expressão apresentada na Eq. (2.8) possui um desvio padrão de -2,1 a + 3,6%.

$$\sigma_u = \frac{\sigma_y}{2\lambda^2} \left(Q - \sqrt{Q^2 - 4\lambda^2} \right) \leq \sigma_y
 \tag{Eq. (2.8)}$$

Onde $Q = 1 + \alpha(\lambda - 0.15) + \lambda^2$

Já o coeficiente α usado para descrever a equação característica das três curvas pode ser obtido como segue:

$$\alpha = \begin{cases} 0,103 & \text{para curva 1} \\ 0,293 & \text{para curva 2} \\ 0,622 & \text{para curva 3} \end{cases}$$

O uso da equação Eq. (2.8) facilitou os cálculos de flambagem, considerando imperfeição geométrica e tensão residual em elementos comprimidos, independentemente de um computador ser ou não usado na elaboração de projetos (Rondal e Maquoi, 1978).

2.6. NORMA AMERICANA ANSI/AISC 360-16

A norma americana *Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction – AISC* no capítulo E (AISC, 2016) usando o método de cálculo *Load and Resistance Factor Design (LRFD)* adotou a curva 2P do SSRC, (Galambos, 1998) e (Ziemian, 2010). Considerou duas equações, uma para flambagem inelástica e outra para flambagem elástica. A partir do critério do índice de esbeltez. O uso de apenas uma única curva facilitou a aplicação em projeto, a qual é descrita como uma relação entre o parâmetro adimensional χ e o índice de esbeltez reduzido $\bar{\lambda}$, a Figura 2.51 apresenta os detalhes da curva 2P adotada pelo ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016).

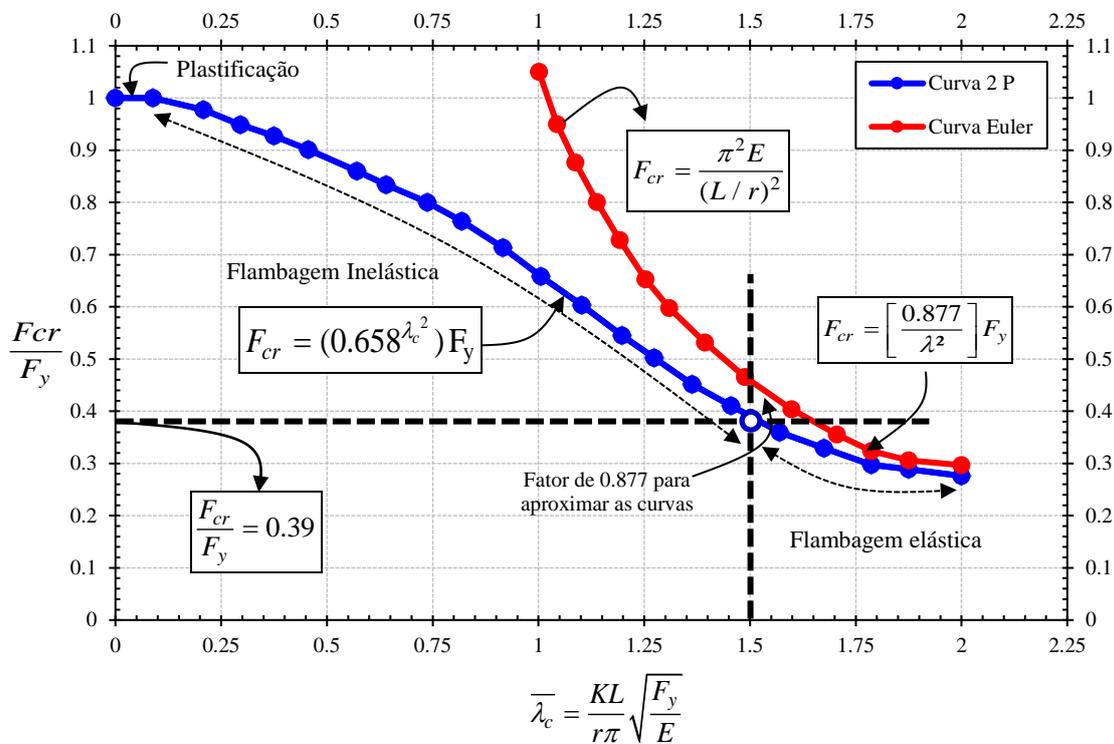


Figura 2.51 – Curva adotada pelo AISC para cálculo de barras comprimidas

Para a especificação do AISC a partir de 2005. Uma vez que a tensão de flambagem elástica é conhecida, a tensão de flambagem por flexão pode ser calculada. Ao lidar com colunas elásticas, a tensão de flambagem é multiplicada por um fator de redução de 0,877 sobre a curva elástica, para explicar os efeitos da curvatura inicial de acordo com a Equação AISC E3-3. Portanto, é fácil obter a equação do AISC no regime elástico com o fator de correção da curva de Euler como segue na equação Eq. (2.9) e Eq. (2.10):

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \cdot \frac{I}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \cdot r^2 = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\therefore \frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 F_y} = \frac{1}{\left(\frac{KL}{r\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}\right)^2} = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

$$\therefore F_{cr} = F_y \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}^2}$$

Corrigindo a curva de Euler para 2P do SSRC, temos:

$$F_{cr} = F_y \cdot \frac{0,877}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{Eq. (2.10)}$$

Se a coluna exibir um comportamento inelástico, a tensão de flambagem à flexão baseada na equação AISC E3-2, será igual a 0,658 elevada à potência do índice de esbeltez reduzida, e, multiplicada pela tensão de escoamento do aço. Assim, a tensão de flambagem por flexão para colunas pode ser obtida por meio das equações Eq. (2.11), Eq. (2.12) e Eq. (2.13):

$$\chi = \frac{f_{cr}}{f_y} = \left(0,658 \bar{\lambda}^2\right) \quad \bar{\lambda} \leq 1,5 \quad \text{Eq. (2.11)}$$

$$\chi = \frac{f_{cr}}{f_y} = \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}^2}\right) \quad \bar{\lambda} \geq 1,5 \quad \text{Eq. (2.12)}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{Q A f_y}{N_e}} \quad \text{Eq. (2.13)}$$

Para considerar a instabilidade local nos elementos componentes de uma seção, o *AISC LRFD* (AISC, 2016) introduz o fator Q , que é função da relação D/t dos elementos. Com isso as equações acima (Eq. (2.11) e Eq. (2.12)) se tornam como segue na equação Eq. (2.14):

$$f_{cr} = \begin{cases} \left(0,658 \bar{\lambda}^2\right) Q f_y & \bar{\lambda} \sqrt{Q} \leq 1,5 \\ \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}^2}\right) Q f_y & \bar{\lambda} \sqrt{Q} \geq 1,5 \end{cases} \quad \text{Eq. (2.14)}$$

O que determina se uma coluna cai na faixa elástica ou inelástica depende de uma única desigualdade dado pelo índice de esbelteza reduzido $\bar{\lambda}$, já a força resistente de cálculo para barra com força axial é dada pela equação Eq. (2.15).

$$N_{cRd} = \frac{\chi Q A f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,1 \quad \text{Eq. (2.15)}$$

Na força axial resistente de cálculo indicada na Eq. (2.15), Q representa o coeficiente de redução devido à flambagem local e $A f_y$ é a resistência plástica da seção. O fator de redução da resistência à compressão χ , devido ao efeito da flambagem, em função da esbelteza reduzida da barra comprimida. Onde N_e é a força crítica de flambagem elástica da barra, e é aplicável a toda a gama de perfis e tubos laminados e soldados sob compressão centrada.

A última versão da norma americana tem mantido a curva única cuja origem, como se viu anteriormente, é a curva 2P do *SSRC*. Uma descrição completa desse procedimento adotados na norma americana pode ser encontrada no *Guide to Stability Design Criteria* editado pelo *SSRC* (Ziemian, 2010). As justificativas para a não adoção do conceito das curvas múltiplas nas regras do AISC (conforme citado no *Guide do SSRC*) *ANSI/AISC 360-16* (AISC, 2016) residem: (i) na manutenção da simplicidade dos critérios de projeto e (ii) na possível inadequação das curvas múltiplas para certos casos específicos, sendo por isso necessário estudos adicionais para completar os vazios julgados não preenchidos pela base de resultados disponíveis (Ziemian, 2010) e (Batista *et al.*, 2010).

Por fim, o AISC recomenda um limite inferior de $\bar{\lambda} = 200$, para a taxa de esbelteza, com base no fato de que os membros de compressão mais esbeltos não serão econômicos nem terão a força necessária para resistir aos esforços.

2.7. NORMA CANADENSE CSA-S16 DESIGN OF STEEL STRUCTURES

A curva de flambagem adotada na norma canadense *Canadian Standards Association* (CISC, 2016) na quarta edição em 1980 adotou a curva 1P como padrão para obtenção da capacidade resistente de barras comprimidas (Ziemian, 2010), (Kato *et al.*, 2014) e (CISC, 2016). O comitê organizado de normas Canadense, desenvolveu um estudo de cooperação entre o Instituto Canadense da Construção em Aço e do Instituto Africano de Construção em Aço da África Austral, resultando na norma africana *SANS 10162-1* da África do Sul e canadense *CAN/CSA S13.1-M89*. (Gautier, Bikoko e Tchamba, 2015) e (Walls e Viljoen,

2016) neste estudo foram consideradas duas curvas, uma para perfil de seção “I” e outra para tubo formado a frio e laminado, em 2016 a norma foi atualizada para sexta edição CSA-S16 *Design of Steel Structures*, mas manteve a metodologia definida em 89, conforme Eq. (2.16) e Eq. (2.17) para seções tubulares, conformadas a frio ou a quente, da curva 1P da SSRC (Souza, 1998) e (CISC, 2016), com pequenas mudanças de coeficientes das curvas do SSRC.

Domínio da curva do (CISC, 2016) para 1P:

$$\begin{aligned}
 1. \quad 0 \leq \bar{\lambda} \leq 0,15 & \quad C_r = \phi F_y \\
 2. \quad 1,5 \leq \bar{\lambda} \leq 1,2 & \quad \sigma_u = \phi F_y \left(0,99 + 0,122\bar{\lambda} - 0,367\bar{\lambda}^2 \right) \\
 3. \quad 1,2 \leq \bar{\lambda} \leq 1,8 & \quad \sigma_u = \phi F_y \left(0,051 + 0,801\bar{\lambda}^{-1} + 0,056\bar{\lambda}^{-2} \right) \\
 4. \quad 1,8 \leq \bar{\lambda} \leq 2,8 & \quad \sigma_u = \phi F_y \left(0,008 + 0,942\bar{\lambda}^{-2} \right) \\
 5. \quad \bar{\lambda} \geq 2,8 & \quad \sigma_u = \phi F_y \bar{\lambda}^{-2}
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \tag{2.17}$$

Para facilitar a aplicação da curva de flambagem em projetos a norma canadense desenvolveu uma única expressão, mostrada na equação Eq. (2.18), a partir da versão de 2005 na *Canadian steel design standard c O SANS 10162: 1-2005 / CAN / CSA-S16-01* (2005) utiliza um parâmetro (n) para levar em consideração as imperfeições da barra. Para flambagem por flexão, $n = 1,34$ (para seções estruturais fabricadas a quente com alívio de tensão residual e tubos formados a frio com seções estruturais ocas fabricadas de acordo com a norma SANS 657-1 / CSA G40.20, classe C); ou 2,24 (para elementos soldados duplamente simétricos com bordas de flange, fabricadas de acordo com a norma ISO 657-14 / CSA G40.20, classe H) (Gautier, Bikoko e Tchamba, 2015).

$$\sigma_u = F_y \left(1 + \bar{\lambda}^{2n} \right)^{-1/n} \quad n = \begin{cases} 1.34 \\ 2.24 \end{cases} \tag{2.18}$$

Portanto, a resistência à compressão da barra é dada pela força C_r que é minorada pelo coeficiente de segurança $\phi=0,90$, conforme equação Eq. (2.19).

$$c_r = \phi A_g \sigma_u \quad \text{Eq. (2.19)}$$

Essas expressões da norma canadense dão forças geralmente dentro de 1% dos polinômios das equações do SSRC para curva 1P e nunca ultrapassam 3% (Ziemian, 2010).

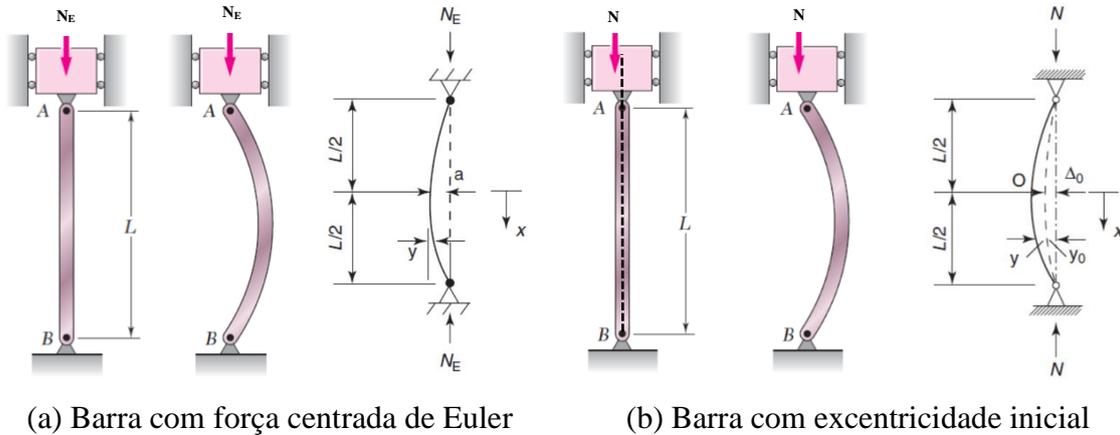
2.8. NORMA EUROPEIA EUROCÓDIGO 3

Criado em 1955 o “*European Convention for Constructional Steelwork - ECCS*” (ECCS, 1976) iniciou um ambicioso estudo teórico e experimental para analisar o comportamento de elementos comprimidos com o objetivo de padronizar os procedimentos para projetos estruturais na Europa. Vinte anos de estudos (Strating e Vos, 1973); (Kato, 1975); (Carpena, 1975), (Tebedge, Chen e Tall, 1975); (Tebedge, Chen e Tall, 1975); (ECCS, 1976). Os principais resultados do trabalho da Convenção Europeia de Aço para Construção (ECCS) foram reunidos em 1976 no (ECCS, 1976) no “*Manual on Stability of Steel Structures*”, que é uma reunião muito completa do estudo acadêmico da arte da Pesquisa de estabilidade na Europa, incluindo referências a muitos trabalhos desenvolvidos nos Estados Unidos, Japão e Austrália (Bjorhovde e Tall, 1975), (Szalai, 2017) e (Jönsson e Stan, 2017).

Já as primeiras recomendações ECCS vieram dois anos depois em 1978, com proposta de cinco curvas de flambagem para colunas (ao, a, b, c e d). No entanto, as formulações analíticas relacionadas não foram fornecidas. Isso ocorreu devido ao fato de que a abordagem de Ayrton-Perry, não havia sido totalmente desenvolvida (Dwigt, 1975), (Gardner, 2011), (Gardner, 2011), (Walls e Viljoen, 2016) e (Jönsson e Stan, 2017). Com as investigações realizadas em 1978 por (Rondal e Maquoi, 1978) tornou-se possível à finalização da abordagem Ayrton-Perry. Consolidadas no relatório de 1984 no código de projetos do Eurocódigo 3, com as cinco curvas de flambagem. A formulação de Ayrton-Perry buscou preencher a lacuna que a teoria de flambagem de Euler não considerava, tais como:

- (a) variação do valor E no comportamento elástico-plástico do material da barra;
- (b) carregamento axial com imperfeição geométrica;
- (c) tensões residuais,
- (d) seção transversal de uma coluna não retangular,
- (e) flambagem local,
- (f) condições de apoio semi-rígido.

Porém, a equação diferencial de Euler pode ser modificada de várias maneiras (Martin e Purkiss, 2008) e levar em conta esses fatores. Conforme mostrado na Figura 2.52.



(a) Barra com força centrada de Euler (b) Barra com excentricidade inicial

Figura 2.52 – Comportamento de flambagem baseado em Euler (Beer *et al.*, 2011)

A curvatura inicial que produz um pequeno centro de deflexão Δ_0 . Quando uma força N é aplicada com excentricidade, a deflexão em x é aumentada por y e a equação diferencial de flexão é semelhante a Eq. (2.20):

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M = -N[y + y_0] \quad \text{Eq. (2.20)}$$

Adotando uma função cossenoidal para a curvatura inicial $y_0 = \Delta_0 \cos(\pi x / l)$ e colocando $\mu^2 = N / EI$, então temos:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \mu^2 \left[y + \Delta_0 \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \right] = 0 \quad \text{Eq. (2.21)}$$

A solução da equação diferencial é da forma:

$$y = A \sin \mu x + B \cos \mu x + \frac{\mu^2 \Delta_0 \cos(\pi x / L)}{\pi^2 / L^2 - \mu^2} \quad \text{Eq. (2.22)}$$

Com as condições de contorno quando $x = \pm L / 2$, $y = 0$ e, portanto, $A = B = 0$ temos:

$$y = \frac{\mu^2 \Delta_0 \cos(\pi x / L)}{\pi^2 / L^2 - \mu^2} \quad \text{Eq. (2.23)}$$

Com a força de Euler definida na equação Eq. (2.3) para $n=1$ obtemos:

$$y = \frac{N\Delta_o \cos(\pi x / L)}{N_E - N} \quad \text{Eq. (2.24)}$$

A tensão é $f=N/A$ e $f_e =N_E / A$, então a deflexão é dada por:

$$y = \frac{f}{f_E - f} \Delta_o \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad \text{Eq. (2.25)}$$

A deflexão total em qualquer ponto é generalizada conforme equação Eq. (2.26)

$$y_o + y = \left[\frac{f}{f_E - f} + 1 \right] \Delta_o \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad \text{Eq. (2.26)}$$

A máxima deflexão em $x=0$ é dada por:

$$y_{\max} = \left[\frac{f}{f_E - f} \right] \Delta_o \quad \text{Eq. (2.27)}$$

E o momento máximo de flexão é:

$$M_{\max} = \left[\frac{f_E}{f_E - f} \right] \Delta_o N \quad \text{Eq. (2.28)}$$

Se d_{exf} é a distância da fibra extrema do eixo neutro, então o valor máximo da tensão de compressão é:

$$f_{exf} = \left(\frac{\Delta_o d_{exf} N}{I} \right) \left(\frac{f}{f_E - f} \right) + f \quad \text{Eq. (2.29)}$$

Se $(\Delta_o d_{exf} N / I) = (\Delta_o d_{exf} A f / I) = (\Delta_o d_{exf} / i^2) / f = \eta f$ onde i é o raio de giração da seção transversal da barra, temos:

$$f_{exf} = f \left[\frac{\eta f_E}{(f_E - f)} + 1 \right] \quad \text{Eq. (2.30)}$$

Assumindo que a força crítica de flambagem de Euler é atingida quando o escoamento começa nas fibras extremas da barra, ou seja, quando $f_{exf} = fy$ e $f = f_{PR}$, reorganizando a tensão de flambagem de Perry-Robertson, temos:

$$f_{PR} = 0,5[f_y + (\eta + 1)f_E] - \left\{ 0,5^2 [f_y + (\eta + 1)f_E]^2 - f_y f_E \right\}^{1/2} \quad \text{Eq. (2.31)}$$

Onde a tensão crítica de flambagem de Euler $f_E = \pi^2 E / \lambda^2$.

A equação Eq. (2.31) é conhecida como fórmula de Perry-Robertson e sua adoção é explicada por Dwight (1975). O valor da função η variou ao longo dos anos e o valor originalmente obtido experimentalmente por Robertson em 1925 relacionado à relação de esbelteza (λ) para seção circular encontrou o valor de $\eta = 0,003\lambda$ (Martin e Purkiss, 2008).

A equação Eq. (2.31) foi reorganizada no Código Europeu (Eq. (6.49), EN 1993-1-1 (2005)) para expressar a tensão de flambagem (f_{PR}) em termos da razão de tensão ($f_E / f_y = \lambda$) e um fator de redução χ relacionado a imperfeições da coluna.

$$\zeta = 0,5[f_y + (\eta + 1)f_E] \text{ então}$$

$$f_{PR} = \zeta - (\zeta^2 - f_y f_E)^{1/2} = \frac{f_y f_E}{\left[\zeta + (\zeta^2 - f_y f_E)^{1/2} \right]} \quad \text{Eq. (2.32)}$$

$$= \frac{f_y}{\left[\frac{\zeta}{f_E} + \left\{ \left(\frac{\zeta}{f_E} \right)^2 - \left(\frac{f_y}{f_E} \right) \right\}^{1/2} \right]} = \chi f_y$$

No Código Europeu $\zeta / f_E = \Phi$, $f_y / f_E = \bar{\lambda}$ e o fator de redução (χ) é então expresso em termos de $\bar{\lambda}$.

$$\Phi = \frac{\zeta}{f_E} = \frac{[f_y / f_E + (\eta + 1)]}{2} \quad \text{Eq. (2.33)}$$

$\eta = 0,001a (\lambda - \lambda_0)$, mas não inferior a zero, em que a varia de 2 a 8, dependendo do formato da seção e taxa de esbelteza limitante:

$$\lambda_0 = 0,20 \sqrt{\left(\frac{\pi^2 E}{f_y} \right)} > 0 \quad \text{Eq. (2.34)}$$

Combinando as equações Eq. (2.33) e Eq. (2.34) apresentado no EN 1993-1-1 (2005):

$$\lambda_0 = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{Eq. (2.35)}$$

Onde $\alpha = 0,001 (\pi^2 E / f_y)^{1/2}$ é um fator de imperfeição geométrica. Para membros uniformes, o fator de redução da tensão de flambagem é apresentada na (Eq. (6.49), EN 1993-1-1 (2005)) como segue:

$$\chi = 1 / \left[\Phi + \left(\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right)^{1/2} \right] \leq 1 \quad \text{Eq. (2.36)}$$

A resistência a curvatura de elemento comprimido é verificado em relação à encurvadura através da relação (Martin e Purkiss, 2008), (Galvão e Silva, 2011) e (Jönsson e Stan, 2017):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \begin{cases} N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} & \text{para seções transversais das classes 1, 2 e 3.} \\ N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} & \text{para seções transversais das classes 4.} \end{cases} \quad \text{Eq. (2.37)}$$

Em que:

N_{Ed} : valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$: valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Curvas para elementos solicitados à compressão axial, o valor de χ , correspondente à adequada esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$, é determinado a partir da Eq. (2.36). O fator de imperfeição α correspondente à curva apropriada é indicada na equação Eq. (2.38). As cinco curvas do Eurocódigo estão apresentadas na Figura 2.53.

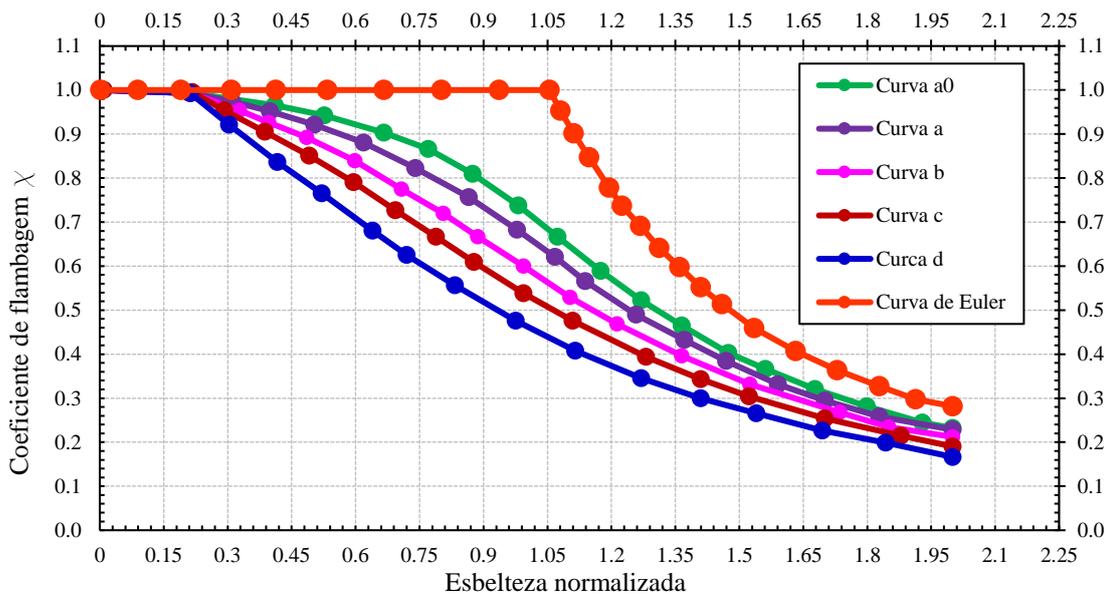


Figura 2.53 – As curvas para flambagem de barra comprimida do Eurocódigo 3

$$\alpha = \begin{cases} a_0 = 0,13 \\ a = 0,28 \\ b = 0,34 \\ c = 0,49 \\ d = 0,76 \end{cases} \quad \text{Eq. (2.38)}$$

A norma da Nova Zelândia *Standard on steel structures, NZS 3404:1997*, foi publicada em conjunto com a Norma australiana *Standard on steel structures, AS 4100:1998*, para levar em conta as imperfeições geométricas utiliza a formulação de Perry-Robertson com valores da curvatura de flambagem semelhante ao Eurocódigo (New Zealand Standard, 1997).

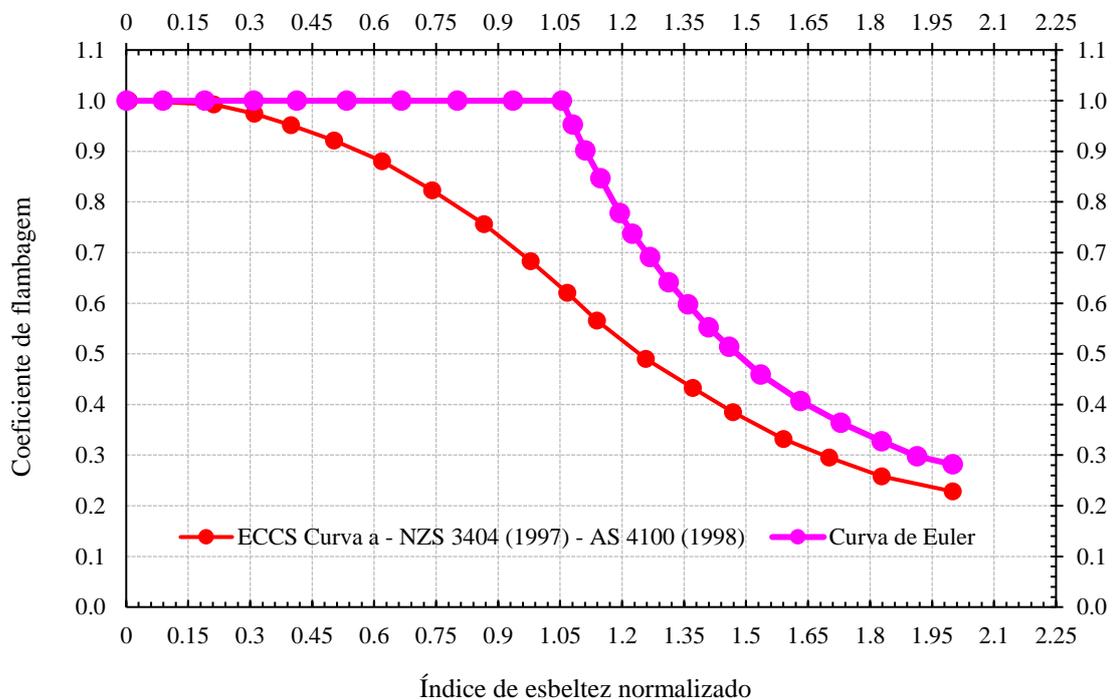


Figura 2.54 – Curvas de resistência das normas *NZS 3404:1997* e *AS 4100:1998*

2.9. NORMA ABNT NBR8800 DE 2008

A revisão da ABNT NBR8800 resultou na edição da norma em 2008, atualizada especialmente com base na versão da ANSI/AISC 360-05 de 2005 e do Eurocode 4 no caso de estruturas mistas (EM 1994-1-1, 2007). No caso particular das curvas de flambagem, assunto do presente trabalho, resultou na aplicação da curva única do AISC, não sendo mais utilizada as três curvas do Eurocódigo 3 adotada em 1986 (ABNT NBR 8800, 2008). A norma brasileira considera a força axial de compressão resistente de cálculo N_{cRd} , de uma

barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão e flambagem local, cuja, capacidade de força axial é determinada pela expressão semelhante ao (AISC,2016).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \gamma_{a1} = 1,1 \quad \text{Eq. (2.39)}$$

Onde:

χ : é o fator de redução associado à resistência à compressão, dado em 5.3.3 da norma;

Q : é o fator de redução total associado à flambagem local, cujo, valor é obtido no Anexo F da norma, se $D/t \leq 0,11(E/f_y)$ então $Q=1,0$;

A_g : é a área bruta da seção transversal da barra.

Nessa expressão, o produto $A_g f$ é a força de escoamento da seção bruta, que, assim como nas barras tracionadas, representa a capacidade resistente nominal da seção bruta, e χ é um redutor da capacidade resistente, tendo em vista as tensões residuais e a curvatura inicial da barra. Denominado fator de redução associado à resistência à compressão, esse redutor é obtido por meio da curva 2P da SSRC adotada pela (ABNT NBR 8800, 2008) para barras com curvatura inicial de geometria senoidal e deslocamento transversal v_0 da ordem de $L/1500,00$. Na Tabela 2.2 são fornecidos os valores teóricos do coeficiente de flambagem por flexão, K_x ou K_y , para seis casos ideais de condições de contorno de elementos isolados, nos quais a rotação e a translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas, conforme valores adotados no (AISC, 2016).

Tabela 2.2 – Coeficiente de flambagem por flexão, elementos isolados (ABNT NBR 8800, 2008)

	(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				

O fator de redução associado à resistência à compressão χ , segue conforme apresentado nas equações Eq. (2.40) e Eq. (2.41), λ_0 é o índice de esbeltez reduzido na equação Eq. (2.42).

$$\chi = \left(0,658^{\lambda_0^2} \right) \quad \lambda_0 \leq 1,5 \quad \text{Eq. (2.40)}$$

$$\chi = \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2} \right) \quad \lambda_0 \geq 1,5 \quad \text{Eq. (2.41)}$$

$$\lambda_0 = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{QAf_y}{N_e}} \quad \text{Eq. (2.42)}$$

A curva resistente de flambagem normalizada, estão apresentadas na Figura 2.55. Com relação ao coeficiente de flambagem e a esbeltez reduzida. Foram delineadas as curvas das seguintes normas: americana (AISC, 2016), brasileira (NBR 8800, 2008), canadense/África do Sul (CAN/CSA-S16-01, 2016) / (SANS 10162-1 (2005), Eurocódigo 3 com as cinco curvas, e finalmente, a Australiana/Nova Zelândia (AS4100, 1998) / (NZS 3404, 1997).

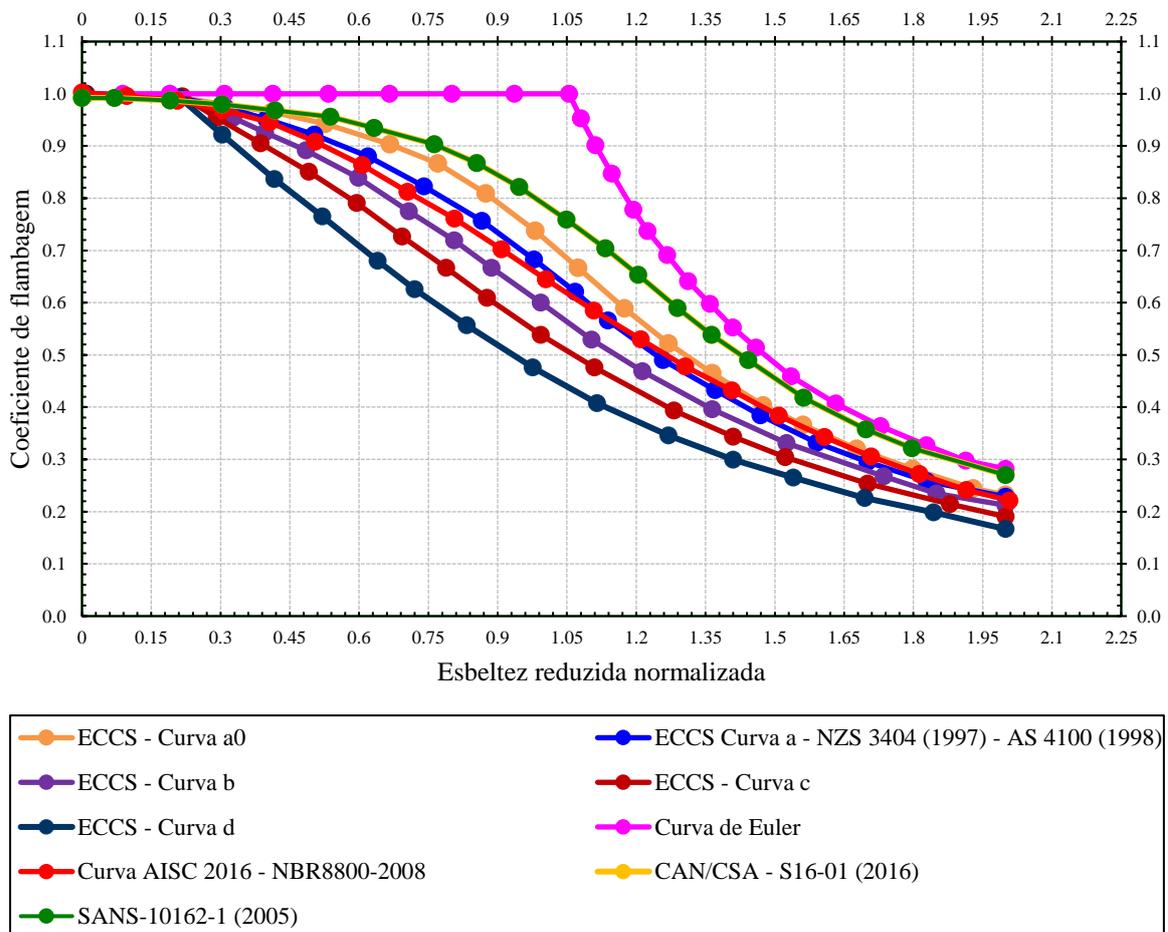


Figura 2.55 – Curvas normativas para resistência a flambagem normalizada

De forma geral, as equações apresentadas em Eq. (2.39) e Eq. (2.42) são obtidas partindo do princípio, que as barras possuem imperfeições geométrica iniciais e tensões residuais. Assim, é levado em consideração o momento causado pela imperfeição geométrica e pelos efeitos de segunda ordem, fixados no fator de redução associado a resistência à compressão χ , e a perda de estabilidade da seção que compõem a barra (flambagem local) Q:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g}{\gamma_{al}} \left(f_y - \frac{M_{1^{\circ}c}}{I} - \frac{M_{2^{\circ}c}}{I} \right) Q \quad \gamma_{al} = 1,1 \quad \text{Eq. (2.43)}$$

$f_y \cdot \chi$

A força de flambagem elástica e tensão resultante da flambagem elástica é dado por:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \sigma_e = \frac{\pi^2 EI}{A_g L^2} \rightarrow \sigma_e = \frac{\pi^2 E}{L^2} r^2 = \sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(\lambda)^2} \quad \text{Eq. (2.44)}$$

A esbelteza que produz o escoamento da seção é dada pelo índice de esbelteza reduzido λ_0 :

$$\lambda_{esc} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{1}{\lambda_{esc}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \rightarrow 1 = \frac{\lambda_{esc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leftrightarrow \lambda_0 = \frac{\lambda_{esc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{Eq. (2.45)}$$

A norma (ABNT NBR 8800, 2008) fez um ajuste na equação Eq. (2.45) como segue:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 EA_g}{N_e}} \rightarrow \lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \lambda_0 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\pi^2 EA_g}{N_e}} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad \text{Eq. (2.46)}$$

O limite da flambagem elástica é dado pela combinação da equação Eq. (2.44) na Eq. (2.47):

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \leq \sigma_p \rightarrow \sigma_p = 0,44 f_y \rightarrow \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 0,44 f_y \rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0,44 f_y}} \rightarrow \quad \text{Eq. (2.47)}$$

$$\sqrt{\frac{2,27 \pi^2 E}{f_y}} \rightarrow \lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \rightarrow \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{2,27 \pi^2 E}{f_y}} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \rightarrow \lambda_{lim} = \sqrt{2,27} \cong 1,50$$

O limite da flambagem elástica dado pelo $\lambda_{lim} = \sqrt{2,27} \cong 1,50$ é similar ao adotado na norma estadunidense ANSI/AISC 360-10, que representa a curva 2P da SSRC. Apesar de todas as suas virtudes, a ABNT NBR 8800 (2008), por ser uma norma geral, não conseguiu contemplar de forma precisa todos os diversos aspectos do desempenho dos elementos estruturais tubulares. É o caso do valor da força axial resistente de barras submetidas à força

axial de tração para o estado-limite último de ruptura da seção líquida, e também do valor da força axial resistente de barras axialmente comprimidas para o estado-limite último de instabilidade (Fakury *et al.*, 2012). Isso porque a curva resistente para barras tubulares melhor se aplica com o uso da curva 1P (mostrado na Figura 2.48 (a)) ao invés da curva 2P. Por essa razão, a norma Canadense utiliza a curva 1P do SSRC CAN/CSA S16.1:2016 (CISC, 2016), conforme mostrado na Figura 2.55.

Com base no exposto, foi elaborada uma norma brasileira (ABNT NBR 16239, 2013) “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares”, que passou a adotar a curva 1P similar a norma CAN/CSA S16.1:2016 (CISC, 2016) para seções tubulares laminados e formados à frio. Contudo, vale ressaltar que as curvas com fator redução associado a resistência à compressão adotadas na ABNT NBR 8800 (2008) ainda continuam válidas, o que norma (ABNT NBR 16239, 2013) considerou foi procedimentos mais precisos para algumas situações de comportamento dos perfis tubulares, com o fator de redução associado à resistência à compressão, χ , de barras axialmente comprimidas.

Os procedimentos adicionais referem-se a análise estrutural de treliças e ao projeto de ligações metálicas, bases de pilares e elementos estruturais mistos de aço e concreto (vigas mistas e pilares mistos) (Fakury *et al.*, 2012). A nova equação para determinar o fator de redução associado à força axial de compressão resistente, χ , para os perfis tubulares, laminados a quente (sem costura) ou tratados termicamente para alívio de tensões (com ou sem costura), pode ser dado pela equação Eq. (2.48) a seguir.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad \text{Eq. (2.48)}$$

Onde:

λ_0 : é o índice de esbeltez reduzido dado por Eq. (2.49):

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad \text{Eq. (2.49)}$$

Onde: A_g : é a área bruta da seção transversal; N_e : é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme a ABNT NBR 8800 (2008); Q : é o fator de redução total associado à flambagem local, obtido conforme a ABNT NBR 8800 (2008).

Com base na equação Eq. (2.48) não é mais necessário realizar a verificação do λ_{lim} , para determinar o início da zona inelástica a fim de definir qual equação utilizar (Eq. (2.40) ou Eq. (2.41)). Agora para obtenção do χ , basta aplicar diretamente a equação Eq. (2.49) fornecida pela norma (ABNT NBR 16239, 2013).

2.10. DINÂMICA EM TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS

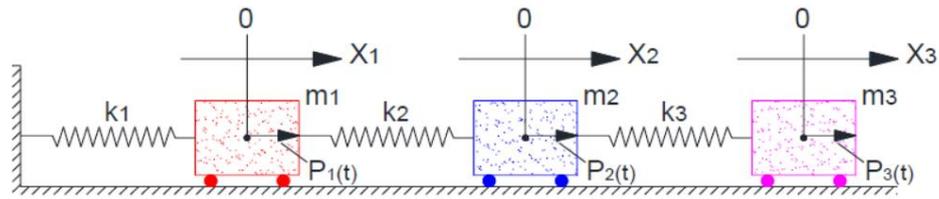
Até determinado período do século passado, qualquer formulação e desenvolvimento de modelos eram demasiadamente simplificados, com poucos graus de liberdade e normalmente planares. Apesar do bom funcionamento destes e de terem sido fundamentais para a evolução da engenharia, com o desenvolvimento de ferramentas computacionais e o avanço exponencial da capacidade de processamento dos computadores.

Tornou-se então a utilização e concepção de mecanismos e técnicas voltadas a estas novas tecnologias existentes não só prático, mas hoje fundamental. Se por um lado há uma maior confiabilidade em uma aquisição de dados com suporte a maiores detalhes e precisão, há também a necessidade de se construir de forma mais limpa, barata e otimizada. Isso torna, cada vez as estruturas leves e suscetíveis à instabilidade. De modo, que o estudo das ações dinâmicas nas estruturas treliças se faz necessário.

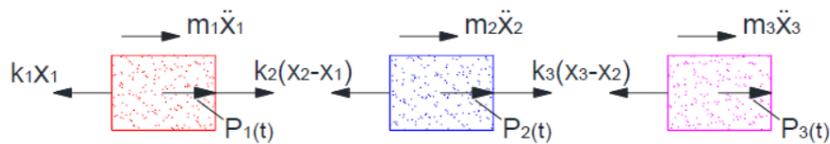
No desenvolvimento de um projeto, a análise estática é a forma mais comum e simples. Nela, as ações à qual a estrutura está submetida não variam no decorrer do tempo, ou variam tão lentamente que as forças dinâmicas de inercia são insignificantes. Para tanto, quando estas apresentam determinada variabilidade, valores de projetos são utilizados desde que haja significância quanto à probabilidade de ocorrência, mesmo que ainda assim sejam tratados de forma estática na construção de um modelo.

Todavia, quando se faz necessário o estudo de cargas dinâmicas (variantes no tempo), a análise estática já não é suficiente e, por razões de segurança, não se deve renunciar de uma solução mais adequada. No estudo dinâmico, os deslocamentos dependerão também das forças inerciais que fazem oposição às acelerações que as produzem. Por conseguinte, os esforços internos não são somente responsáveis pelo equilíbrio das cargas externas, como também das forças inerciais resultantes da aceleração que a estrutura produz (Clough e Penzien, 2010).

Supondo que ao sistema apresentado na Figura 2.56 se aplica uma força $P_i(t)$, a cada uma das massas i da estrutura, ou seja, correspondência com cada um dos graus de liberdade, como as equações de equilíbrio podem ser obtidas por meio do diagrama de corpo livre.



(a) Sistema linear não amortecido de três graus de liberdade



(b) Diagrama de corpo livre submetido a forças dinâmicas em suas massas

Figura 2.56 – Sistema linear não amortecido de três graus de liberdade submetido a forças dinâmicas em suas massas (Campuzano Carmona, 2016)

A partir das equações de equilíbrio se tem a Eq. (2.50):

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + (k_1 + k_2)x_1 - k_2 x_2 &= P_1(t) \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_2 x_1 + (k_2 + k_3)x_2 - k_3 x_3 &= P_2(t) \\ m_3 \ddot{x}_3 - k_3 x_2 + k_3 x_3 &= P_3(t) \end{aligned} \quad \text{Eq. (2.50)}$$

O sistema de equações pode ser expressar na forma matricial da seguinte maneira Eq. (2.51):

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. (2.51)}$$

Na Figura 2.52 apresenta-se um modelo genérico, usualmente idealizado na literatura (Chopra, 1995, (Clough, *et al.*, 1995) para um sistema com um grau de liberdade, conhecido também por oscilador de um grau de liberdade. Este modelo fica definido pela massa do corpo representada por m , pela rigidez do corpo representada por k e pelo amortecimento do corpo representado por c , com um deslocamento $u(t)$ devido a uma força externa $f(t)$.

Associado a este tipo de esquema está o diagrama de corpo livre (mostrado na Figura 2.52 (b)), que estabelece o equilíbrio de forças associado ao modelo.

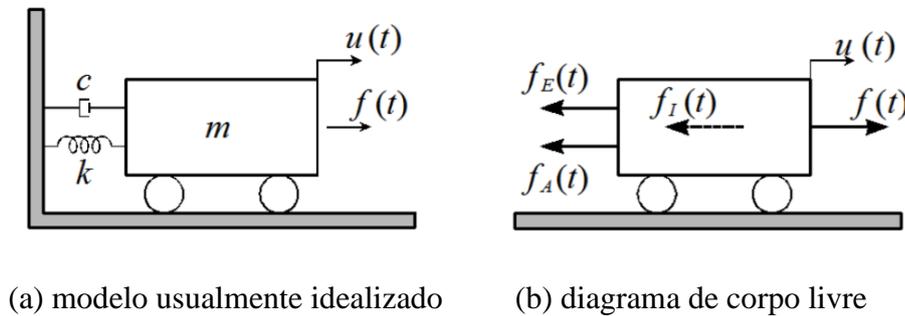


Figura 2.57 – Sistema de um grau de liberdade com amortecimento (Mendes, 2012)

A partir da ilustração anterior do diagrama de corpo livre (Figura 2.52 (b)) pode-se verificar que o equilíbrio de forças atuantes no corpo dado por Eq. (2.52):

$$\underbrace{f_I(t) + f_a(t) + f_e(t)}_{\text{Forças internas}} = \underbrace{f(t)}_{\text{Forças externas}} \quad \text{Eq. (2.52)}$$

Sendo $f_I(t)$ a força de inércia do sistema, $f_A(t)$ a força de amortecimento do sistema e $f_E(t)$ a força elástica do sistema.

A formulação para o equilíbrio dinâmico pode ser definida através da equação do movimento para um sistema estrutural dinâmico com um grau de liberdade, como se descreve na bibliografia especializada (Chopra, 1995), (Clough, *et al.*, 1995). Esta equação pode ser expressa como segue na associada Eq. (2.53):

$$\underbrace{m\ddot{u}(t)}_{\text{Força de inércia}} + \underbrace{c\dot{u}(t)}_{\text{Força de amortecimento}} + \underbrace{ku(t)}_{\text{Força elástica}} = \underbrace{f(t)}_{\text{Força externa}} \quad \text{Eq. (2.53)}$$

Em que m , c e k são constantes ao longo do tempo, $f(t)$ representa as forças externas aplicadas ao sistema estrutural (variáveis ao longo do tempo) e $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ representam as histórias de acelerações, de velocidades e de deslocamentos ao longo do tempo. A equação anterior (equação Eq. (2.53)) corresponde então a um sistema de uma equação diferencial linear de 2ª ordem a uma incógnita (os deslocamentos $u(t)$).

2.10.1. O critério de garantia modal

Uma das ferramentas mais populares para o quantitativo de comparação de vetores modais é o método *Modal Assurance Criterion* - MAC (Pastor, Binda e Harčarik, 2012). É um indicador estatístico para obtenção de diferenças de formas modais. Esse critério foi originalmente introduzido em teste modal em conexão, como um fator de confiança adicional na avaliação de um vetor modal de diferentes locais de excitação. Quando uma matriz é expressa na forma parcial de expansão de fração, o numerador de cada termo representa a matriz de resíduos ou constantes modais. Cada matriz de resíduo é proporcional ao produto de um vetor modal e o correspondente vetor dos fatores modais de participação. Cada coluna da matriz de resíduo é proporcional ao respectivo vetor modal. Pode-se obter estimativas do mesmo vetor modal de diferentes colunas de uma matriz de resíduo. MAC foi apresentado como uma medida de consistência e semelhança entre estas estimativas. Essa quantitativo de comparação vetorial é usado pelo ARTeMIS para correlacionar modos de vibração.

2.11. ESTUDOS EM BARRAS COM EXTREMIDADES ESTAMPADAS

2.11.1. Estudos em barras apresentados por Gonçalves *et al.* (1996)

No Centro de Convenções de Manaus foi utilizada, em sua cobertura, uma estrutura formada por barras de extremidades amassadas e chapas de ponteira. Após o acidente desta estrutura (1994), com o colapso total da coberta, surgiram as pesquisas mais significativas no Brasil. Gonçalves *et al.* (1996), apresentou resultados experimentais de ensaios de compressão dos elementos tubulares da estrutura do Centro de Convenções. Este estudo foi realizado na Escola de Engenharia de São Carlos. Os resultados mostraram redução de 27% da capacidade resistente dos tubos com extremidades estampadas.

2.11.2. Estudos em estruturas realizados por Batista & Batista (1997)

Batista & Batista (1997) realizaram ensaios experimentais para determinação dos mecanismos de colapso de nós com chapa de ponteira. O protótipo foi montado em placa de reação. O carregamento foi aplicado por um sistema com atuador hidráulico.

Foi observado o colapso local da ligação com a formação de charneiras plásticas nas chapas de ligação e nas chapas que compõem a ligação. Em ensaios de trechos de estruturas existe a dificuldade de reproduzir as condições de vizinhança imposta pelo restante da estrutura.

2.11.3. Estudos em estruturas realizados por Malite *et al.* (1997)

Outro trabalho realizado sobre barras, com extremidade amassada, ensaiadas a compressão isoladamente foi apresentado por Malite *et al.* (1997) na Escola de Engenharia de São Carlos. Esta pesquisa foi solicitada pela empresa ALUSUD e tinha como objetivo analisar o comportamento estrutural de elementos tubulares com diferentes formas de estampagem das extremidades. Os modelos estudados se aplicam em estruturas com barras de extremidades amassadas e chapas de ponteira.

O estudo realizado confirma a influência da variação de inércia ao longo da barra, devido ao amassamento, na resistência do elemento submetido à compressão. Observou-se uma grande variabilidade nos resultados, com resultados experimentais divergindo de resultados teóricos.

Os estudos desenvolvidos com barras ensaiadas isoladamente foram relevantes para a comprovação da influência do amassamento da extremidade da barra na resistência do elemento e mostrou que a mudança da forma do amassamento influencia em 25% na resistência da barra.

2.11.4. Estudos em estruturas realizados por Souza (1998)

Souza (1998) apresenta em sua dissertação de mestrado um estudo comparativo experimental e numérico utilizando o programa comercial “LUSAS”. Foi realizado um protótipo de treliça tridimensional com dimensões de 7,5 x 7,5 m de vão e 1,5 m de altura da treliça.

As principais conclusões deste trabalho foram: a confirmação do esforço resistente da estrutura experimental é menor que a teórica; a verificação do colapso local da ligação típica, que compromete a estabilidade da estrutura. Neste trabalho Souza (1998) enfatiza a importância de novos estudos na área, devido à carência de pesquisas e principalmente não solução dos problemas na ligação típica.

2.11.5. Estudos em estruturas realizados por D’Este (1998)

D’Este (1998), apresenta resultados experimentais de estudos em estruturas espaciais formadas por elementos tubulares com extremidades amassadas. Foram ensaiadas estruturas com nó típico, nó de aço e uma mescla de nó típico e nó de aço. Desta forma, foram ensaiadas

quatro estruturas de 12,00 x 12,00 metros e 1,50 metro de altura. Os resultados experimentais apresentaram resistências inferiores que o resultado teórico. Além disso, os colapsos das treliças ocorreram nas ligações típicas.

2.11.6. Estudos em estruturas apresentados por Maiola (1999)

Maiola (1999) apresenta um trabalho similar à pesquisa realizada por Souza (1998). Ele desenvolve no mestrado, um estudo comparativo, numérico (elementos finitos) e experimental, de um modelo de treliça tridimensional. O resultado obtido mostrou o mecanismo de colapso das ligações por instabilidade na ligação, com ruptura do nó devido à presença de momentos fletores na ligação.

2.11.7. Estudos em estruturas apresentados por Souza (2003)

Souza (2003) apresenta em sua tese de doutorado um vasto trabalho sobre estruturas espaciais. Ele mostra um levantamento dos diversos tipos de ligações, apresentando um histórico das aplicações e pesquisas na área, apresenta também recomendações construtivas com uso de um sistema de arruela em forma de canal para reforço da ligação típica.

Foram ensaiados dez protótipos de treliças tridimensionais do tipo quadrado sobre quadrado com módulos piramidais de 2,50 x 2,50 m de base e 1,50 m de altura. Dessas dez estruturas ensaiadas, nove estruturas com 7,50 x 15,00 m de vão e uma com 7,50 x 7,50 m de vão.

Das muitas conclusões obtidas ao final do estudo de Souza (2003), a primeira conclusão foi quanto ao colapso das estruturas típicas, que ocorrem devido ao colapso local da ligação e com intensidade de carregamento inferior ao previsto teoricamente. A segunda conclusão foi relacionada ao reforço proposto e a chapa cobre-junta, utilizadas nos protótipos não alteraram o modo de colapso da ligação.

2.11.8. Estudos em estruturas apresentados por Freitas (2008)

(Freitas, 2008) apresenta propostas para garantir maior segurança às estruturas treliçadas tridimensionais que usam o nó típico. Propôs, inicialmente, o uso de reforço e correção no sistema construtivo com o intuito de elevar a capacidade da ligação. As bases deste estudo são a diminuição da excentricidade e o aumento da rigidez da ligação com nó típico. Foram desenvolvidos 12 protótipos, com uso de espaçadores. Também estudou de forma o comportamento do nó típico em relação à fadiga.

À força de colapso a estrutura com ligação típica e distanciador “LTD” e Ligação típica com distanciador e chapa sobrejunta “LTDC” obtiveram um aumento de resistência respectivamente de 52% e 70%, em relação à ligação típica “LT”, considerando o colapso da ligação.

Ele também concluiu que o uso das chapas sobrejuntas nos protótipos com ligações típicas com uso de distanciadores aumentam em 10,88% a resistência da ligação. A relação da espessura da chapa sobrejunta usado pro (Freitas, 2008) foi de aproximadamente 4 vezes a espessura do tubo de aço.

O estudo experimental dinâmico das estruturas tridimensionais com nós típicos, distanciador e chapa sobrejunta (LTDCD) apresentaram um acréscimo de 51% na sua resistência à fadiga e, comparação com os protótipos com nós típicos; as rupturas por fadiga ocorreram sempre nas extremidades das diagonais, para ambos os modelos de protótipos.

2.11.9. Estudos em estruturas apresentados por (Casanova, 2015)

Em continuação da pesquisa de Freitas (2008), (Casanova, 2015) realizou ensaios experimentais de treliças tridimensionais no laboratório de estruturas da universidade de Brasília em sua pesquisa de mestrado. O objetivo da pesquisa foi substituir os espaçadores de aço por espaçadores feitos de madeira, que são mais econômicos e leves. Para se avaliar a melhoria na capacidade resistente da treliça, neste trabalho se fez um estudo numérico-experimental a fim de se examinar a viabilidade do uso da madeira como espaçador.

No estudo numérico foi modelada uma treliça espacial tetraédrica tubular com base quadrada de 2,00 m por 2,00 m e altura de 0,70 m usando-se para a análise numérica o software comercial em Elementos Finitos, ANSYS Workbench 14.5. Nas análises foi considerada uma geometria detalhada da treliça bem como o comportamento não linear físico e geométrico da treliça procurando-se desta forma se chegar a uma modelagem a mais próxima possível da realidade. No estudo experimental foram ensaiadas três treliças espaciais de secção tubular com ligação típica e com espaçadores de madeira Maçaranduba.

Nestes testes, verificou-se que os espaçadores de madeira resistiram bem às forças. Além disso, a capacidade de suporte da treliça resultou muito semelhante à capacidade das treliças anteriores usando espaçadores de aço. Os tipos de deformação (flambagem e deformações locais) que se apresentaram no modelo numérico e no ensaio experimental são bem semelhantes.

2.11.10. Estudos internacionais sobre treliças tridimensionais

Muitas pesquisas foram realizadas com treliças tridimensionais no exterior, o principal centro de pesquisas foi o *Space Structures Research Centre* (Behnejad e Parke, 2014). Foi fundado pelo prof. Zygmunt Stanislaw Makowski em 1963. O Centro faz parte do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Surrey, Guildford, no Reino Unido, onde 60 teses de mestrado/doutorado foram realizadas com pesquisas em treliças tridimensionais. A tabela 1 apresenta a lista com algumas teses concluídas no Centro desde 1967, e estão disponíveis no *Surrey Research Insight Open Access*.

Tabela 3 – Algumas pesquisas realizadas com treliças tridimensionais em Surrey

Número	Grau	Ano	Nome	Tema da pesquisa
1	Mestre	1967	West	Um estudo da eficiência de estruturas espacial de camada dupla
2	PhD	1971	Nicolas	Comportamento estrutural e análise aproximada de treliça de camada dupla
3	PhD	1981	Ian Martin	Análise de colapso em treliça espacial de camada dupla com ligação MERO
4	PhD	1985	Hugh Alan	Colapso de treliças espaciais com barras de parede fina
5	PhD	1990	Araali	Treliças incorporando cargas excêntricas com membros de seção “T”

2.11.11. Trabalho de Landolfo e Mazollani(1993)

Os trabalhos de Landolfo e Mazollani(1993) Realizaram uma série de ensaios experimentais objetivando desenvolver novos sistemas de ligação para correção de excentricidade nas ligações. Como resultados desses estudos foram desenvolvidos o *VESTRUTE* e *CUBOTTO*, sistemas de ligação com nós de aço esféricos amplamente utilizados na Itália, conforme apresentado na Figura 2.14 e Figura 2.17.

2.11.12. Trabalho de El-Sheikh (1996) universidade de Dundee- Escócia

El-Sheikh (1996) apresentou um trabalho sobre o desenvolvimento do sistema de ligação *Catrus*. O autor coloca esse sistema como uma alternativa de custo inferior aos sistemas

patenteados sem comprometimento da segurança estrutural. As treliças construídas com o sistema *Catrus* utilizam tubos de seção retangular no banzo superior, barras chatas no banzo inferior e tubos circulares com extremidades estampadas e dobradas nas diagonais; os elementos são conectados juntos, por meio de um único parafuso. Conforme apresentado na Figura 2.38. Segundo o autor a resistência da treliça foi equivalente ao sistema MERO.

2.11.13. Trabalho de El-Sheikh (1999) universidade de Dundee- Escócia

Realizou simulação numérica em treliças tridimensionais com diferentes configurações e condições de apoio, com o objetivo de avaliar a distribuição de esforços nas diagonais e o efeito do colapso desses elementos sobre o comportamento global da estrutura, sua principal conclusão foi relacionada a ruptura da barra diagonal de apoio. Caso ocorra a ruptura de alguma diagonal de apoio da treliça o colapso da treliça é imediato, sem redistribuição de esforços.

2.11.14. Trabalho de (Fülöp e Iványi, 2004)

(Fülöp e Iványi, 2004) desenvolveu uma pesquisa com treliças tridimensionais na Hungria com comprimento de 3,60 m por 3,60 m com altura de 1,20 m. Nas treliças tridimensionais ensaiadas foram utilizadas ligações típicas com ponteiras. As barras utilizadas foram do tipo perfil quadrado, e cada barra tinha comprimento uniforme. O sistema de cobertura foi analisado experimentalmente para determinar o comportamento até o colapso.

Segundo os autores durante o procedimento de carregamento repentino ruídos ocorreram devido ao deslizamento da conexão. A treliça tridimensional avaliada experimentalmente excedeu a capacidade de carga projetada em aproximadamente 19%. Outros experimentos foram realizados nas barras com força de compressão axial. Em ambos os ensaios as barras romperam por instabilidade, e tiveram o mesmo comportamento durante os experimentos como a treliça tridimensional.

Os comportamentos semirrígidos das ligações típicas parafusadas também foram avaliados, os autores concluíram que as diagonais da treliça apresentaram rotações devido excentricidade na extremidade da barra causada pelo afrouxamento do parafuso, ocorrendo momento fletor na ligação quando iniciou o processo de carregamento na treliça.

3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE BARRAS ISOLADAS

3.1. MOTIVAÇÃO PARA OS ENSAIOS DE BARRAS ISOLADAS

A instabilidade rotacional das ligações de treliças tridimensionais com ligações típicas, é um dos fatores principais que influenciam no comportamento da treliça, esta pode ser causada pela redução da rigidez da barra, relacionada, as ações de forças excêntricas, ou forças desbalanceadas que chegam a estas ligações, combinadas com a estampagem das barras. A flexibilidade da própria ligação também afeta a sua estabilidade rotacional. Outros fatores que podem contribuir para rotação das ligações típicas são: imperfeições da geometria das barras, resistência última do material e a presença de tensões residuais, podendo estas serem sobrepostas com as variações causadas na montagem, pelos procedimentos de içamento com possíveis escorregamentos das ligações.

Na prática, as barras estruturais sempre têm alguma imperfeição geométrica inicial, excentricidades das extremidades, e seus sistemas de ligação têm alguma flexibilidade (Souza, 2017). Estes fatores podem influenciar de sobre maneira o comportamento da treliça tridimensional. Em geral, imperfeições nas estruturas não podem ser determinadas corretamente, mas seus efeitos podem ser expressivos. Inicialmente, vale salientar que a estampagem da extremidade das barras leva à uma redução significativa da rigidez à flexão nesta região, o que implica numa redução da sua resistência à compressão.

Nos projetos de treliças tridimensionais, em muitos casos, este efeito não é considerado, o que pode conduzir à uma situação muito desfavorável, e, portanto, contrária à segurança. As normas brasileiras e internacionais não consideram a diminuição de rigidez causado pelo achatamento da barra com redução da inércia nas extremidades das barras. Nesse ínterim, o objetivo principal da análise experimental foi comparar o desempenho estrutural de diversos detalhes de extremidade de barras, mediante o ensaio de compressão axial de barras isoladas e verificar a influência do amassamento na extremidade da barra.

Neste contexto, este capítulo apresenta e discute os resultados da análise teórica e experimental de barras de seção tubular com extremidades estampadas (amassadas), submetidas à compressão axial centrada. Estas barras são amplamente utilizadas nas treliças metálicas tridimensionais de dupla camada, no Brasil e no exterior, uma vez que representam uma significativa economia global na implantação da cobertura.

3.2. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E DESCRIÇÃO DAS BARRAS ENSAIADAS

O aço carbono é um dos materiais mais comumente utilizado na construção civil, pois possui uma boa relação custo-benefício. A Norma brasileira (ABNT NBR 8261, 2019) regulamenta a produção e o fornecimento de tubos de aço carbono com solda, conformado a frio, de seção circular, para fins estruturais, similar a norma DIN 2394. Esse aço é identificado pelas entidades americanas como *American Iron and Steel Institute (AISI) and of Society of Automotive Engineers (SAE)*” de AISI 1020. Este aço apresenta boa conformabilidade e soldabilidade, consiste no material mais aplicado na construção de treliças tridimensionais para vãos de até 30 m devido limitação de espessura da chapa.

Assim, os tubos em aço carbono utilizados nesta parte da pesquisa foram adquiridos no Grupo Gravia Metalurgia indústria de perfil de aço Ltda., em Brasília, a fabricação dos tubos seguiram as diretrizes da norma (ABNT NBR 6154, 2015). A Figura 3.1 mostra os detalhes da fabricação das barras com 6 metros de comprimento com aço formado a frio AISI 1020.



Conformação da chapa em tubo redondo na máquina de trefilação

Soldagem elétrica do tubo conformado a frio

Figura 3.1 – Fabricação dos tubos com aço formado à frio na Gravia Brasília

Os tubos foram entregues no Laboratório de Estruturas – LABEST do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil-PECC da Universidade de Brasília, e cortados nos tamanhos pré-definidos para realização dos ensaios. As barras adquiridas possuem diâmetro externo de 38,0 mm x 0,95 (mm) de espessura. Inicialmente, foram extraídos 9 corpos de prova do lote para elaboração de ensaios de tração à temperatura ambiente conforme recomendações da norma (ABNT NBR ISO 6892-1, 2018). A Figura 3.2 exhibe os detalhes do corte da barra, e a realização dos ensaios de tração em máquina universal modelo

EMIC DL-30000/23-300, com capacidade de carga de 300 kN , com taxa de velocidade de ensaio de 0,010 mm/min, realizado no Instituto Federal de Brasília no campus de Samambaia Sul.



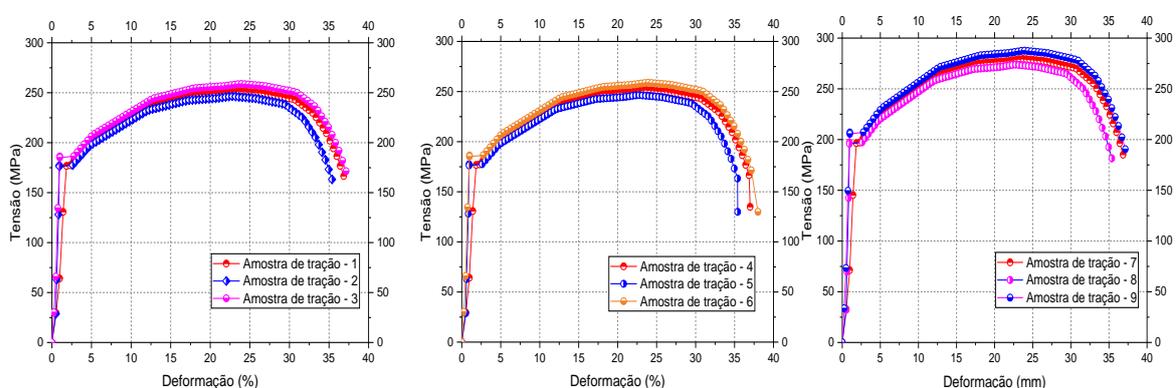
Barras de 6,0 metros com diâmetro de 38,0 mm.

Corte das barras para realização dos ensaios

Ensaio à tração das 9 amostras na máquina EMIC

Figura 3.2 – Execução do corte da barra para realização do ensaio de tração

As amostras foram extraídas em três locais diferentes das barras, sendo duas próximas as duas extremidades e outra no meio da barra. Os valores das propriedades mecânicas do aço, estão apresentados no gráfico da Figura 3.3. Os resultados dos ensaios à tração das barras estão dentro das especificações do fabricante com modulo de elasticidade próximo de 200,00 GPa e resistência ao escoamento médio do aço de 198,00 MPa. A resistência a tração última média dos ensaios experimentais do aço AISI 1020 foi de 273,00 MPa. O alongamento de ruptura com base de medida de 50,0 mm foi de 30% para deformação (mm/mm). Já o coeficiente de Poisson associado as deformações transversais e longitudinais foi de 0.29.



(a) Ensaio de tração com amostra extraída na extremidade da barra

(b) Ensaio de tração com amostra extraída no meio da barra

(c) Ensaio de tração com amostra extraída na extremidade da barra

Figura 3.3 – Resultados do ensaio de tração das amostras à temperatura ambiente

Para os ensaios experimentais de flambagem das barras isoladas foi desenvolvido pórtico metálico apresentado na Figura 3.4, formado a partir de dois tubos em aço ASTM A36 com diâmetros de 75,00 mm e espessura da parede de 10,00 mm com comprimento de 3,00 m. A Base do pórtico contou com perfis W200x31,30 em aço ASTM A 572 Gr 50 e ASTM A6/A6M, com $f_y = 345,00$ MPa e $f_u = 450,00$ MPa. Dois perfis foram soldados paralelamente formando uma caixa com comprimento de 1,00 m, apoiados em dois perfis que servia de base para dar estabilidade ao pórtico com comprimento de 1,00 m.

Foi realizado dois orifícios no encontro entre os dois perfis paralelos, para encaixar os dois tubos metálicos para serem soldados, e usados como colunas do pórtico. O sistema articulado fixo, foi soldado na base do pórtico, sobre a viga caixa com dois perfis U15,24x4,88 cm e sobre esses perfis foi soldado a barra responsável pela articulação fixa do sistema. O sistema de apoio móvel, deslocava verticalmente por meio de duas aberturas justas encaixadas nas duas colunas do pórtico que deslizava o sistema móvel entre as barras, o deslocamento era realizado mediante a aplicação de força do atuador hidráulico de 50 kN, fixado na viga de reação soldada nas duas colunas do pórtico.

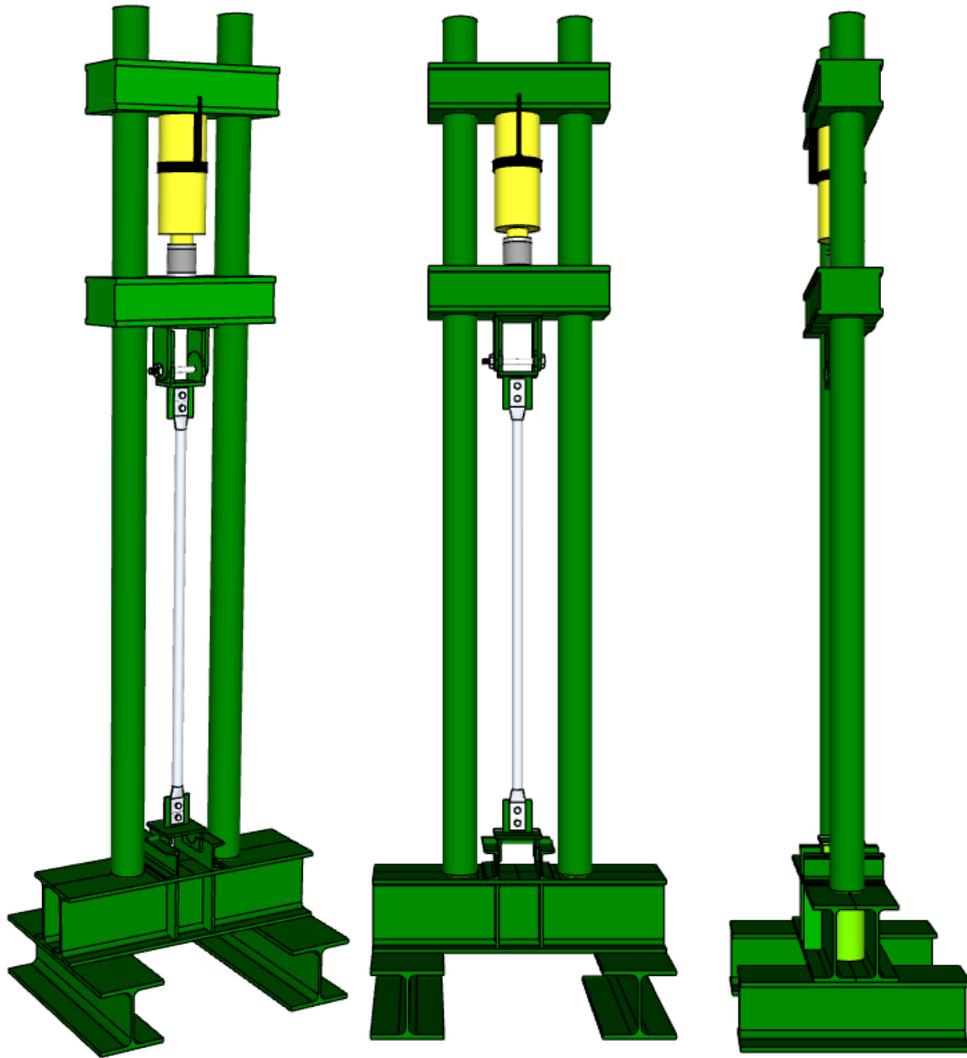
Tanto o sistema de apoio móvel, quanto a viga de reação na extremidade superior do pórtico foram construídas com chapa de aço ASTM A36 com espessura de 20,00 mm. Em todos os elementos soldados no pórtico utilizou uma máquina de solda MIG 350 Ultramig MF Trifásica 220V da Brax, alimentada por um rolo de arame de 1,2 mm, com arco elétrico com gás de proteção. O sistema de ensaio experimental considerou a barra quase bi-rotulada, para isso, foi desenvolvido um mecanismo que permitia pequeno giro no sentido de menor inércia das barras estampadas, no formato de uma semi-rótula.

O conjunto de apoio móvel e com a viga de reação foram reposicionadas conforme o tamanho dos espécimes eram testados. A fixação da viga de reação para os diferentes pontos ao longo da coluna do pórtico se deu com uso de soldagem na extremidade da viga, assim, após a realização dos ensaios com os espécimes menores uma nova posição era reestabelecida, então uma nova linha de solda nas colunas era realizada, de forma análoga, até a etapa final de todos os espécimes ensaios.

Um sistema de abraçadeira foi desenvolvido para fixar o atuador hidráulico na viga fixa do pórtico. Já na região do apoio do pórtico, próximo ao mecanismo de articulação fixa foi soldado duas chapas de enrijecimento, com espessura de 10,00 mm em aço ASTM A36.



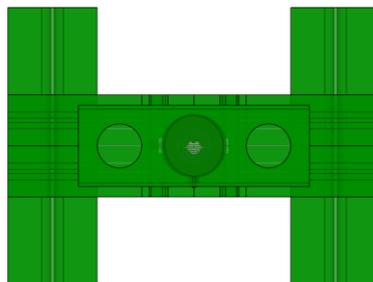
(a) Corte das chapas (b) Corte dos perfis (c) Soldagem dos perfis (d) Soldagem da barra



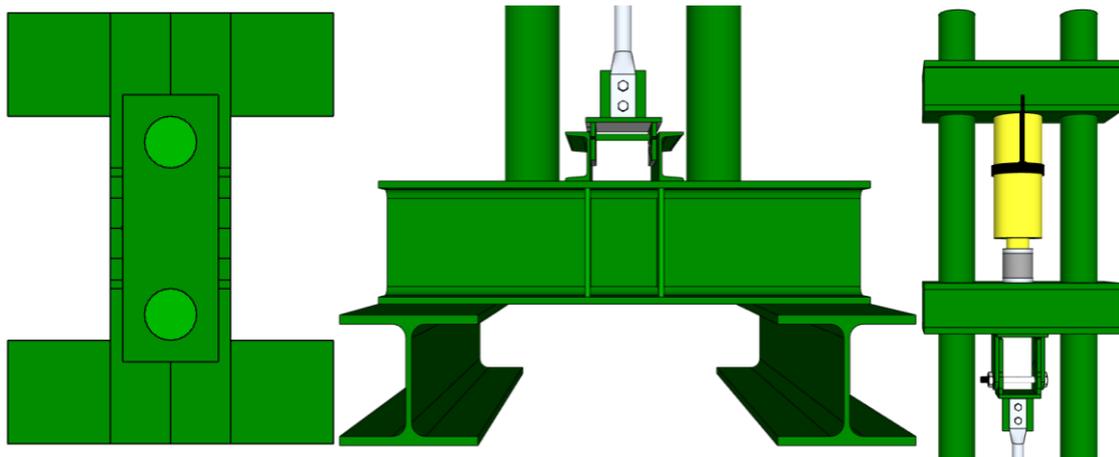
(e) Vista Isométrica

(f) Vista frontal

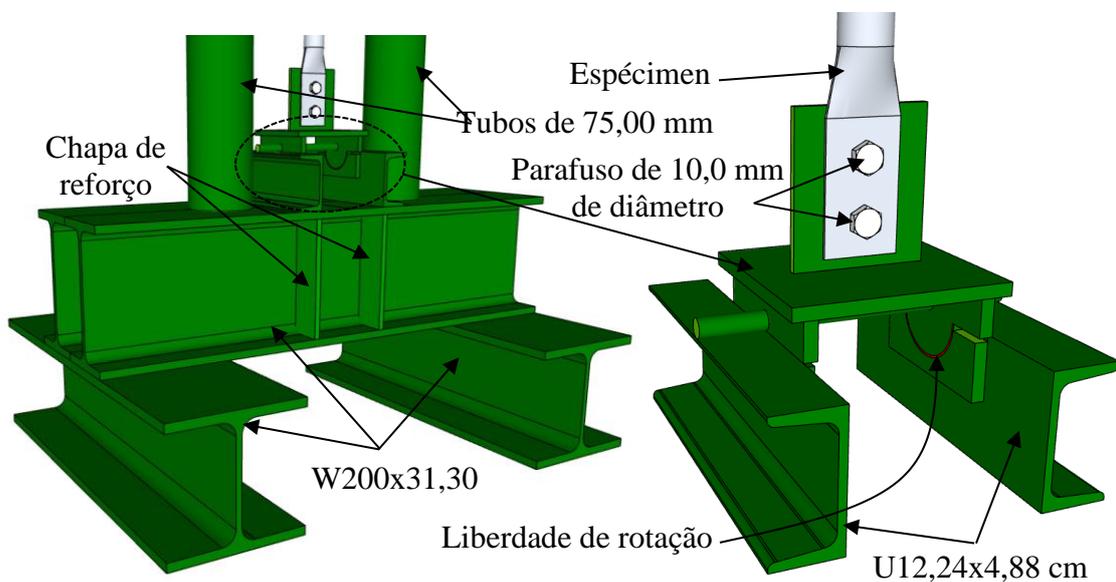
(g) Vista lateral



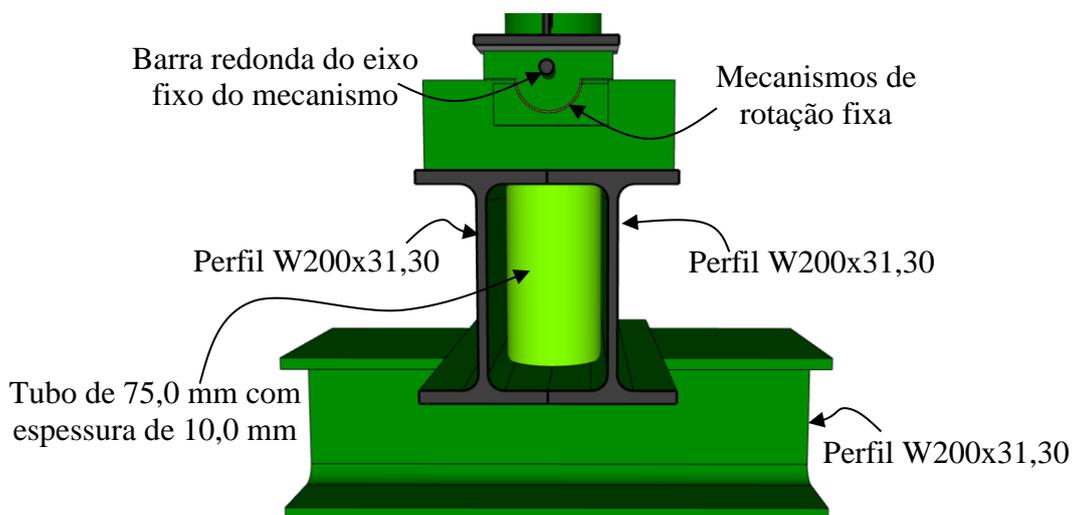
(g) Vista de topo do pórtico



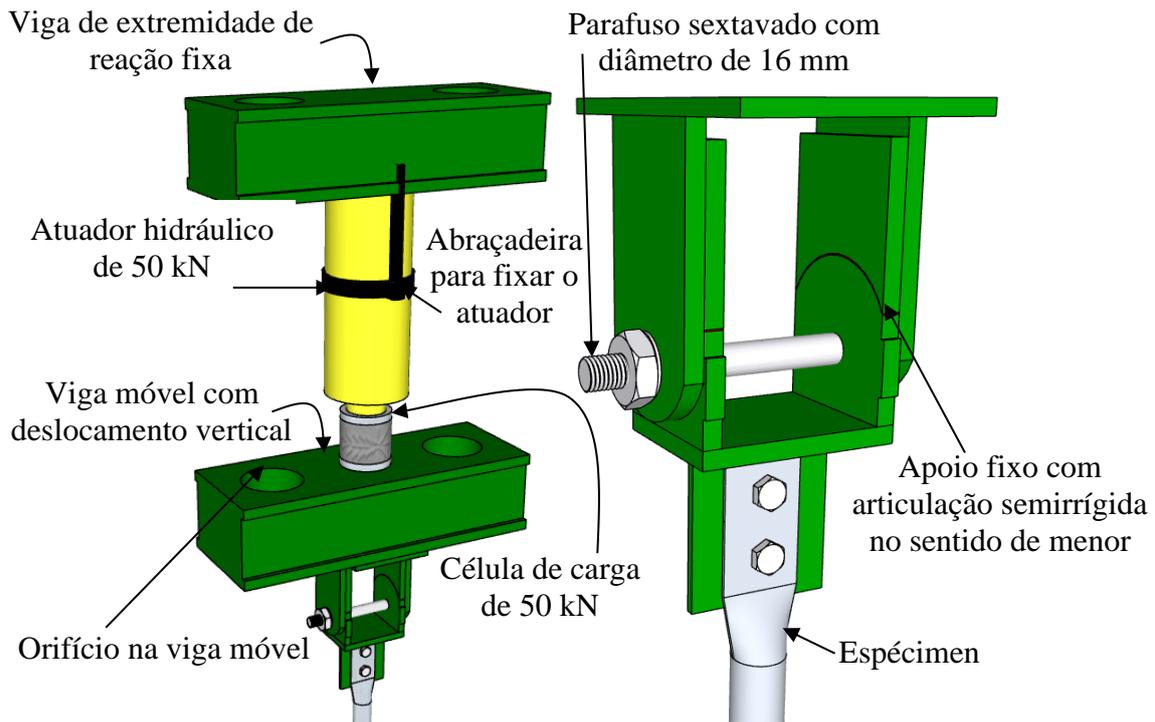
(i) Vista de topo em corte (j) Detalhe da base do pórtico (k) Detalhe parte móvel



(l) Base de apoio do pórtico com perfil W200x31,30 e perfil U15,24x4,88 cm (m) Apoio fixo com liberdade de giro no sentido de menor inercia da barra ensaiada



(n) Detalhe com corte da base do pórtico para ensaio das barras isoladas

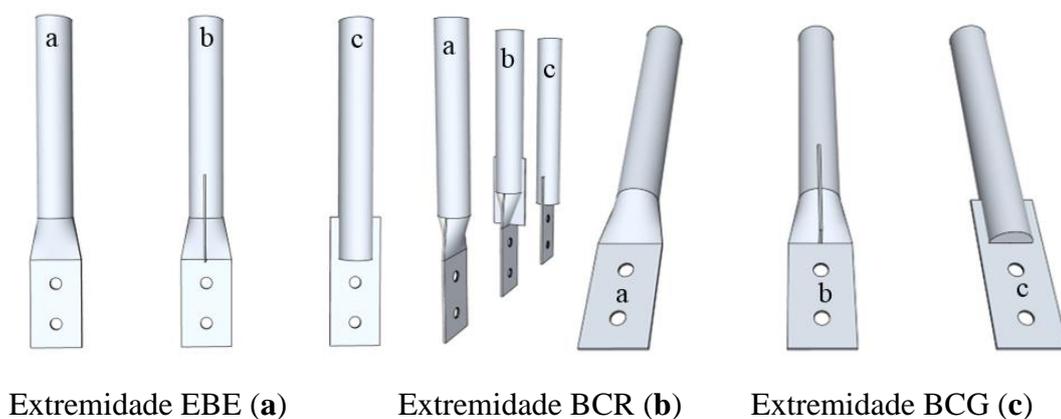


(o) Viga de extremidade fixa com detalhe do orifício nas extremidades

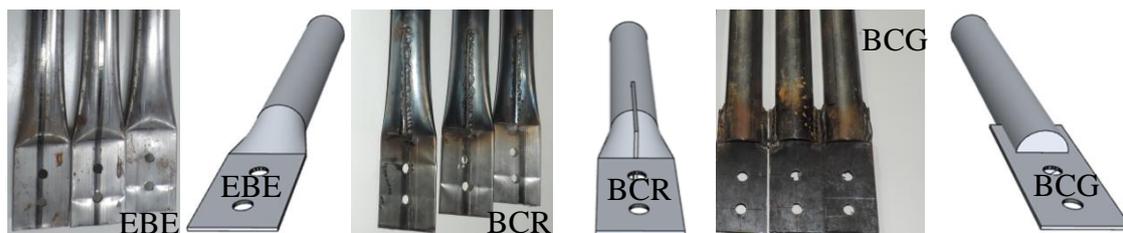
(p) Detalhe do apoio na extremidade da barra com liberdade de rotação

Figura 3.4 – Detalhe do pórtico de reação construído para realização dos ensaios de flambagem com barras isoladas sob carregamento estático

Todos os espécimes ensaiados tiveram as seguintes classificações: Ensaio de Flambagem de Barras com extremidade Estampada-EBE; Ensaio de Flambagem de barras com Chapa de aço Rentrantante na extremidade da barra estampada no sentido de menor inércia-BCR; Ensaio de Flambagem de barras com Chapa Gusset soldada na extremidade da barra-BCG. Na Figura 3.5 mostra os detalhes das extremidades das barras com as nomenclaturas adotadas.



(a) Tipos de extremidades dos espécimes ensaiados



(b) Tipos de extremidades dos espécimes ensaiados

Figura 3.5 – Nomenclatura das barras para realização dos ensaios experimentais

A nomenclatura das barras é seguida pelo número do comprimento efetivo da barra, bem como, pelo número da série de ensaio realizado. Se tratando dos comprimentos efetivos das barras, os valores foram escolhidos a partir do índice de esbeltez, considerando uma escala entre 20 a 100, em decorrência disso as barras tiveram dimensões entre o intervalo de 490,0 mm e 1.565,0 mm. Por sua vez, o limite do índice de esbeltez de 100 foi fixado por causa da limitação de altura do pórtico de ensaio que não permitia maiores comprimentos. A Tabela 3.1 fornece os detalhes dos espécimes ensaiados, englobando um total de 81 experimentos, dos quais foram realizados 27 ensaios para cada tipo de extremidades de barras.

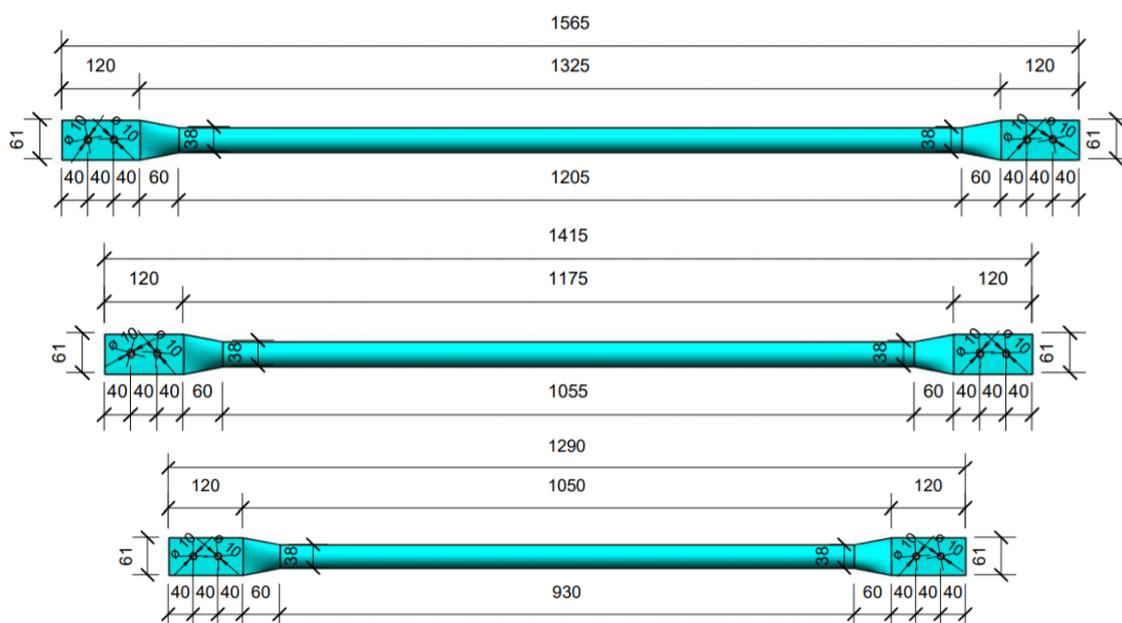
Tabela 3.1 – Detalhe das barras ensaiadas isoladamente com força estática centrada

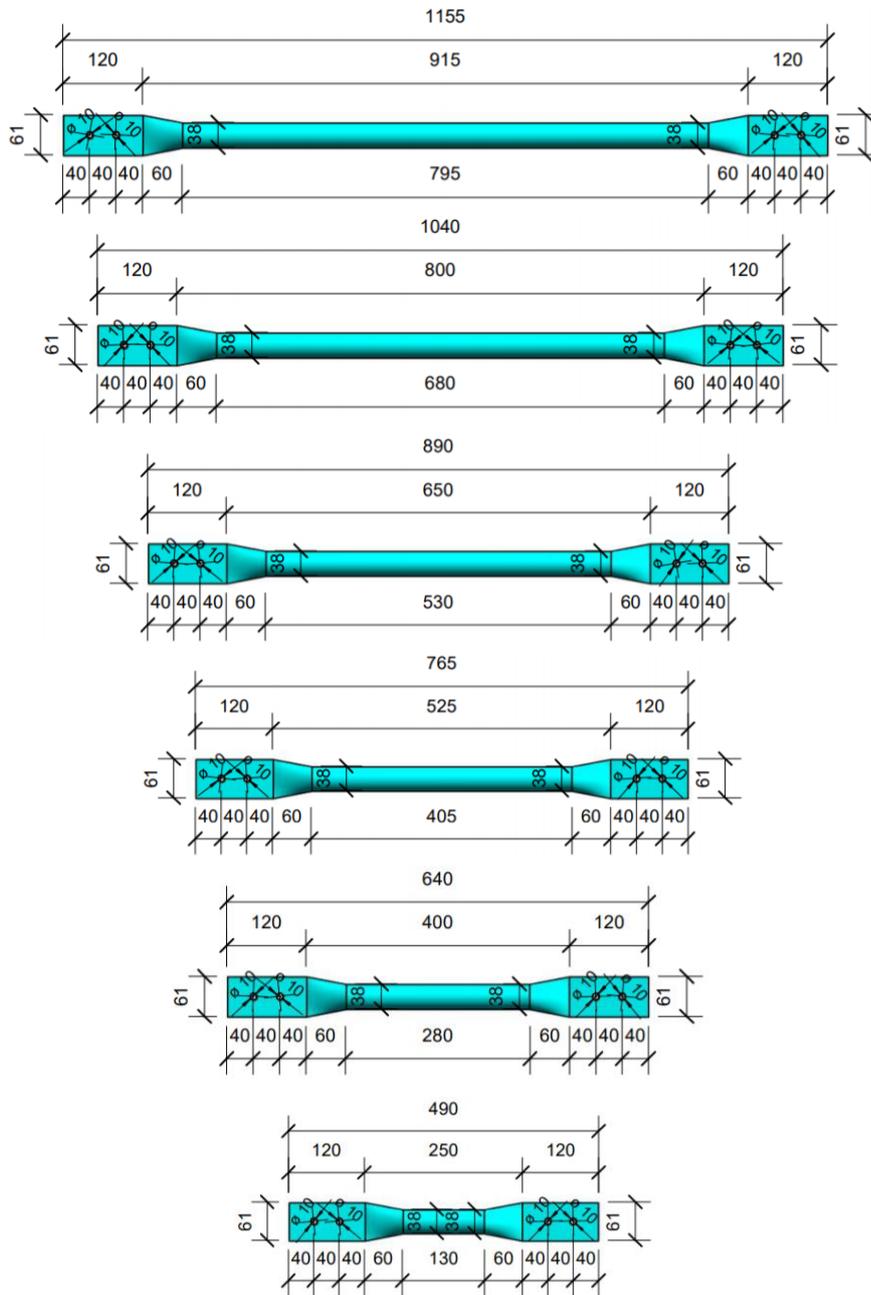
Espécimen ensaiado força axial	Nome do Espécimen testado	Comprimento efetivo (mm)	Diâmetro externo (mm)	Extremidade da barra parafusada	Valor da esbeltez da barra
Flambagem com Barra Estampada	EBE250-01 EBE250-02 EBE250-03		38 38 38	Estampada	
Flambagem com Chapa Reentrante	BCR250-01 BCR250-02 BCR250-03	250	38 38 38	Chapa de aço soldada na estampagem	20
Flambagem com Chapa Gusset	BCG250-01 BCG250-02 BCG250-03		38 38 38	Chapa de aço soldada na barra	
Flambagem com Barra Estampada	EBE400-01 EBE400-02 EBE400-03		38 38 38	Estampada	
Flambagem com Chapa Reentrante	BCR400-01 BCR400-02 BCR400-03	400	38 38 38	Chapa de aço soldada na estampagem	30
Flambagem com Chapa Gusset	BCG400-01 BCG400-02 BCG400-03		38 38 38	Chapa de aço soldada na barra	

Flambagem	EBE525-01		38		
com Barra	EBE525-02		38	Estampada	
Estampada	EBE525-03		38		
Flambagem	BCR525-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCR525-02	525	38	soldada na	40
Reentrante	BCR525-03		38	estampagem	
Flambagem	BCG525-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCG525-02		38	soldada na	
Gusset	BCG525-03		38	barra	
Flambagem	EBE650-01		38		
com Barra	EBE650-02		38	Estampada	
Estampada	EBE650-03		38		
Flambagem	BCR650-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCR650-02	650	38	soldada na	50
Reentrante	BCR650-03		38	estampagem	
Flambagem	BCG650-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCG650-02		38	soldada na	
Gusset	BCG650-03		38	barra	
Flambagem	EBE800-01		38		
com Barra	EBE800-02		38	Estampada	
Estampada	EBE800-03		38		60
Flambagem	BCR800-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCR800-02	800	38	soldada na	
Reentrante	BCR800-03		38	estampagem	
Flambagem	BCG800-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCG800-02		38	soldada na	
Gusset	BCG800-03		38	barra	
Flambagem	EBE915-01		38		
com Barra	EBE915-02		38	Estampada	
Estampada	EBE915-03		38		70
Flambagem	BCR915-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCR915-02	915	38	soldada na	
Reentrante	BCR915-03		38	estampagem	
Flambagem	BCG915-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCG915-02		38	soldada na	
Gusset	BCG915-03		38	barra	
Flambagem	EBE1050-01		38		
com Barra	EBE1050-02		38	Estampada	
Estampada	EBE1050-03	1.050,00	38		80
Flambagem	BCR1050-01		38	Chapa de aço	
com Chapa	BCR1050-02		38	soldada na	
Reentrante	BCR1050-03		38	estampagem	
	BCG1050-01	1.050,00	38		80
	BCG1050-02		38		

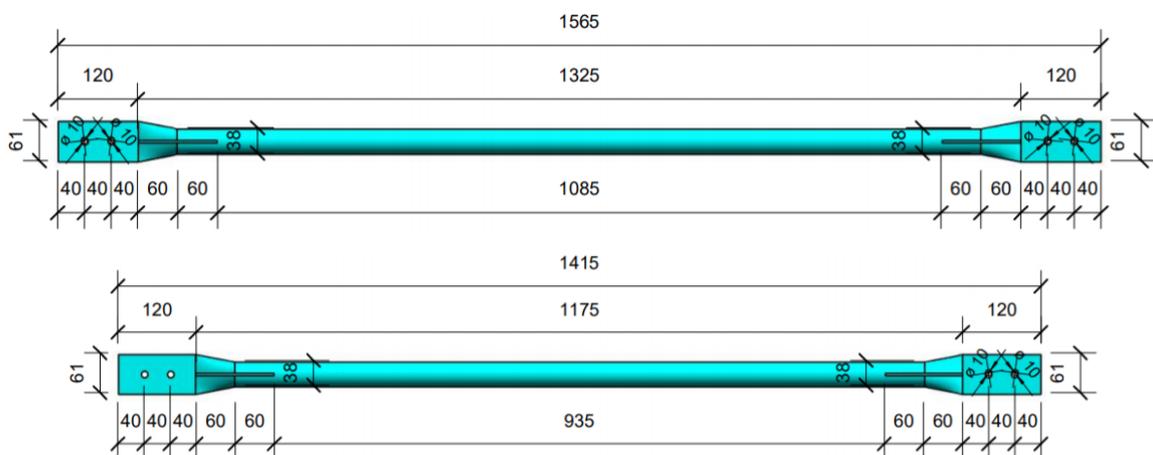
Flambagem com Chapa Gusset	BCG1050-03		38	Chapa de aço soldada na barra	
Flambagem com Barra	EBE1175-01		38	Estampada	
Estampada	EBE1175-02		38		
Estampada	EBE1175-03		38		
Flambagem com Barra	BCR1175-01	1.175,00	38	Chapa de aço soldada na estampagem	90
Estampada	BCR1175-02		38		
Estampada	BCR1175-03		38		
Flambagem com Chapa Gusset	BCG1175-01		38	Chapa de aço soldada na barra	
	BCG1175-02		38		
	BCG1175-03		38		
Flambagem com Barra	EBE1325-01		38	Estampada	
Estampada	EBE1325-02		38		
Estampada	EBE1325-03		38		
Flambagem com Barra	BCR1325-01	1.325,00	38	Chapa de aço soldada na estampagem	100
Estampada	BCR1325-02		38		
Estampada	BCR1325-03		38		
Flambagem com Chapa Gusset	BCG1325-01		38	Chapa de aço soldada na barra	
	BCG1325-02		38		
	BCG1325-03		38		

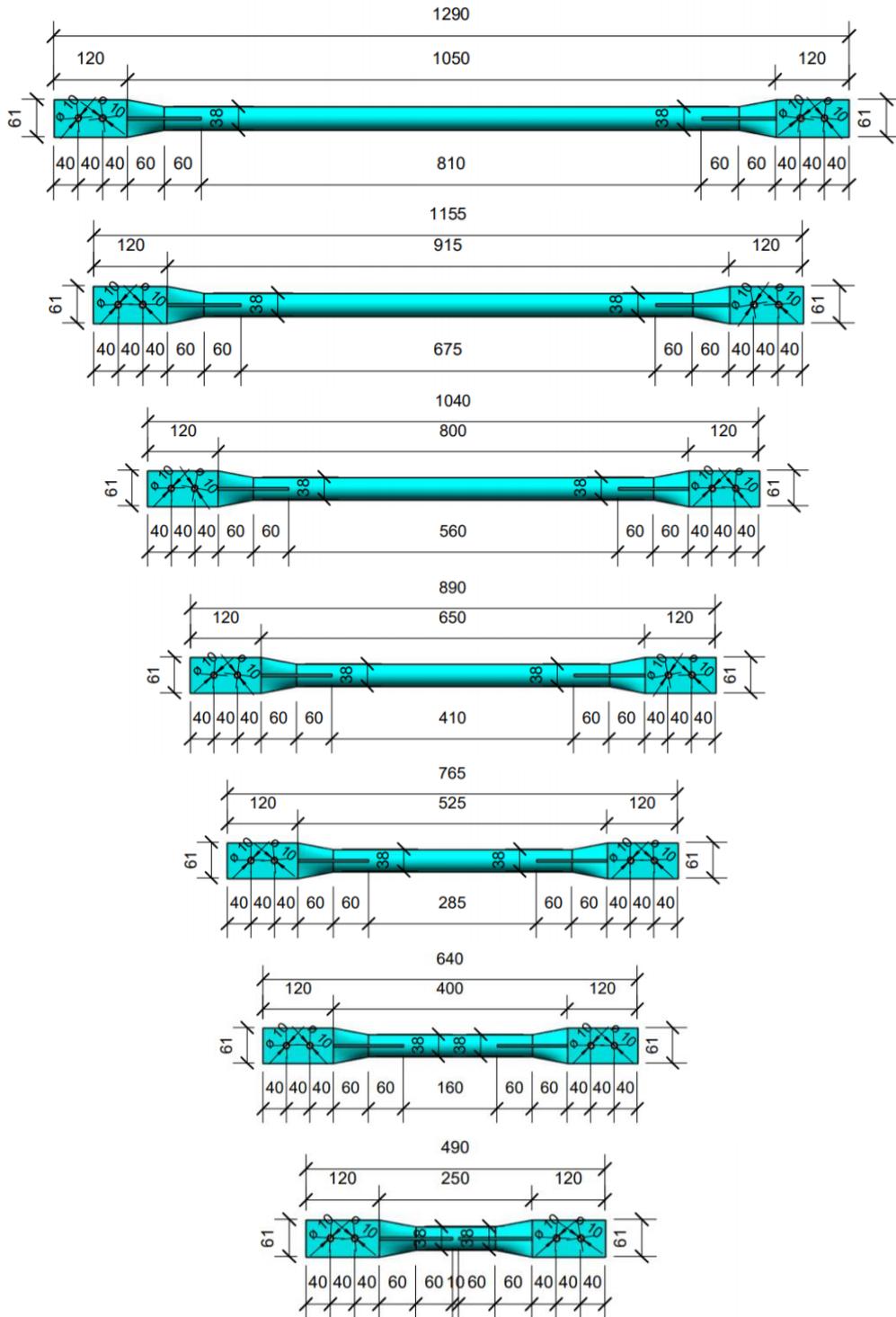
Os detalhes com as dimensões de cada uma das barras ensaiadas estão apresentados na Figura 3.6, para os espécimes BCR a chapa reentrante soldada na estampagem da barra teve espessura de 3,75 mm com comprimento total de 120,00 mm x 45,00 mm. Já a chapa gusset soldada na extremidade da barra BCG teve espessura de 3,75 mm e comprimento efetivo da linha de solda 40,00 mm, de acordo com Item 5.1.2 da norma ABNT NBR 16239(2013).



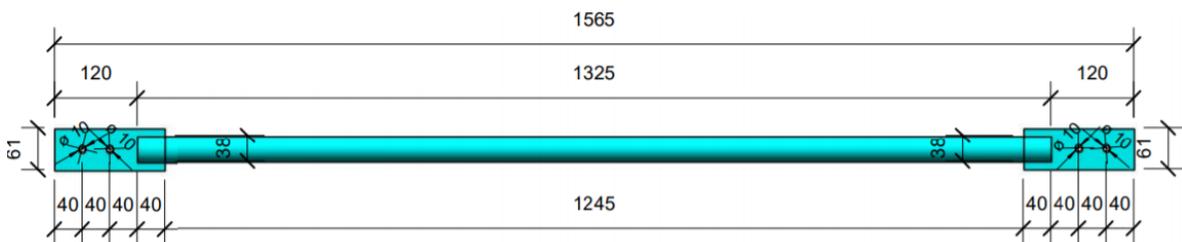


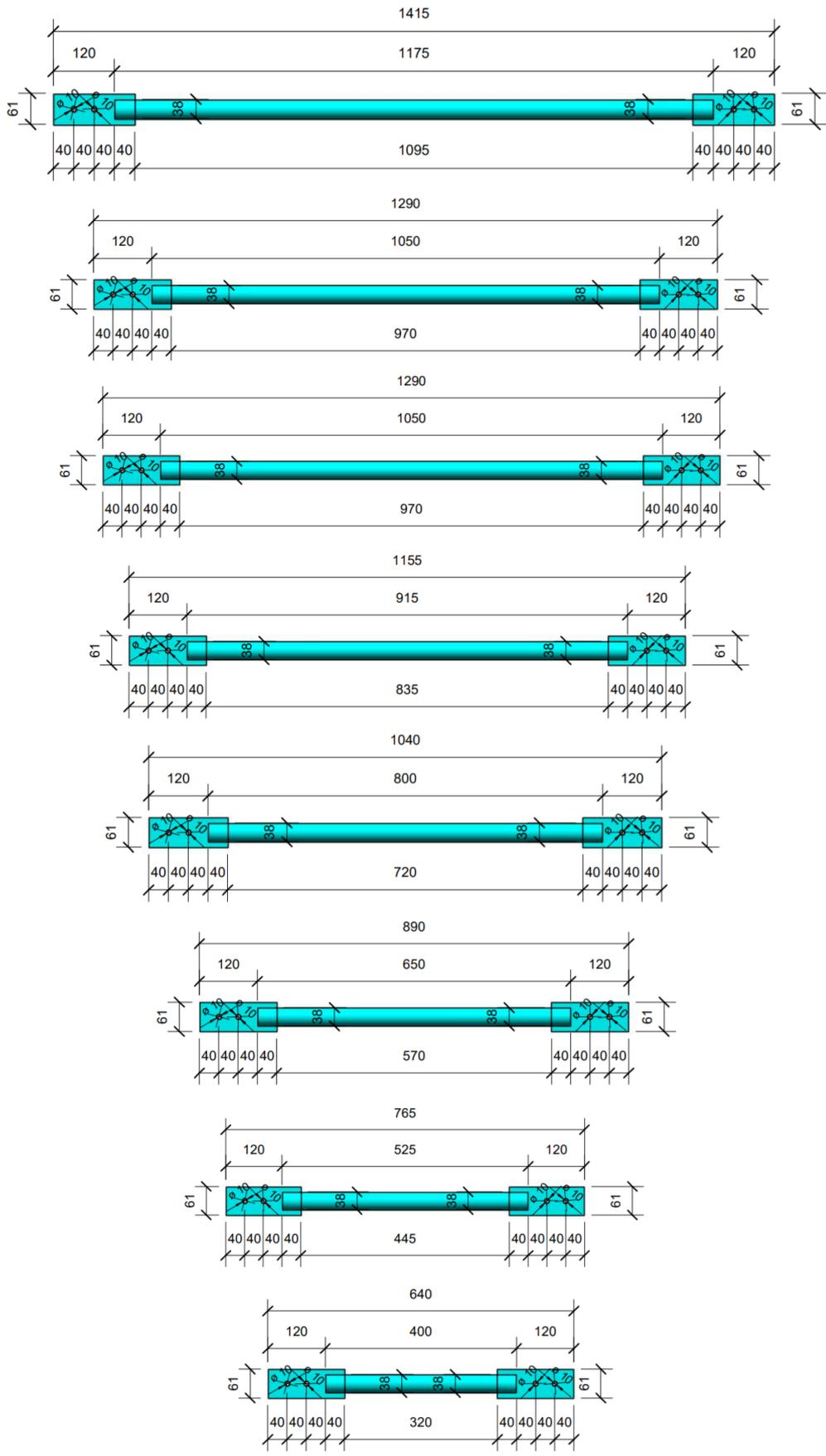
(a) Dimensões das barras EBE com espessura dos tubos de 0,95 mm





(b) Dimensões das barras BCR com espessura dos tubos de 0,95 mm



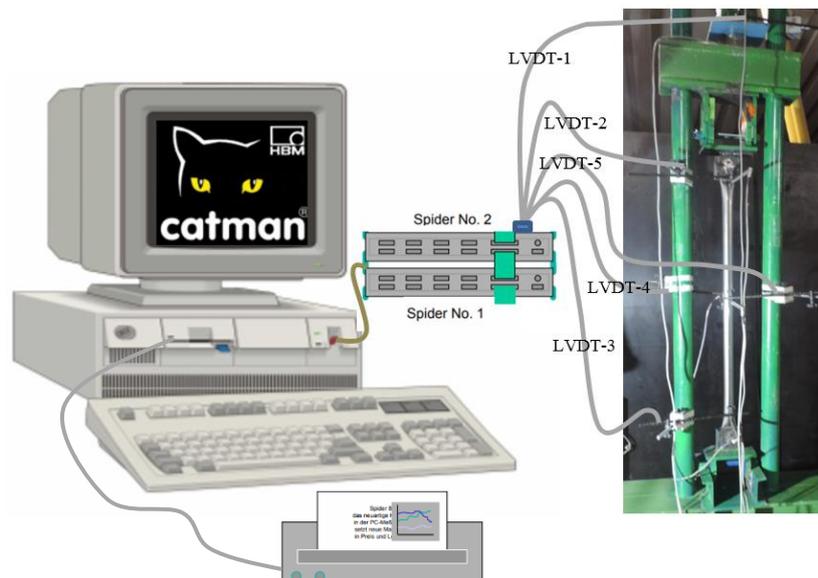


(c) Dimensão das barras BCG com espessura dos tubos de 0,95 mm

Figura 3.6 – Dimensões de todas as barras ensaiadas

3.2.1. Instrumentação e realização dos ensaios experimentais

Para realização dos ensaios experimentais das barras isoladas, utilizou o sistema de aquisição de dados da HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik*) o Spider 8 com o software Catman, sistema capaz de monitorar e registrar as informações dos equipamentos de leituras, conectados neste trabalho em dois módulos em série. A taxa de aquisição de dados foi de 1,00 Hz com passo de força de 0,10 kN. Para leitura dos deslocamentos das barras foram instalados cinco sensores conhecidos com; Transdutores de Variação de Deslocamento Linear (LVDT). O passo de força foi aplicado no alinhamento do eixo de simetria da barra no sentido favorável a gravidade. A célula de carga instalada acima da viga móvel possuía capacidade de 50,0 kN da marca HBM. A Figura 3.7 mostra detalhe do sistema de aquisição de dados usado para leitura dos ensaios.



(a) Figura esquemática do sistema de aquisição de dados das barras ensaiadas



(b) Leitura da força vs. deslocamento para o ensaio da barra EBE250-01

Figura 3.7 – Apresentação do fluxograma de leitura dos ensaios de barras isoladas

Em todos os ensaios, a configuração dos posicionamentos dos LVDT's seguiram a mesma convenção. A posição do LVDT-1 foi mantida acima da viga móvel com a agulha do transdutor posicionada em uma chapa de 8 mm de espessura, fixada entre a célula de carga e o atuador hidráulico. Já a distância do LVDT-2 e LVDT 3 em relação a extremidade da barra, manteve-se constante, com valor de 180,00 mm. As distâncias dos LVDT's 4 e 5, foram dispostos no meio das barras ensaiadas para obtenção dos maiores deslocamentos, a Figura 3.8 apresenta os detalhes.

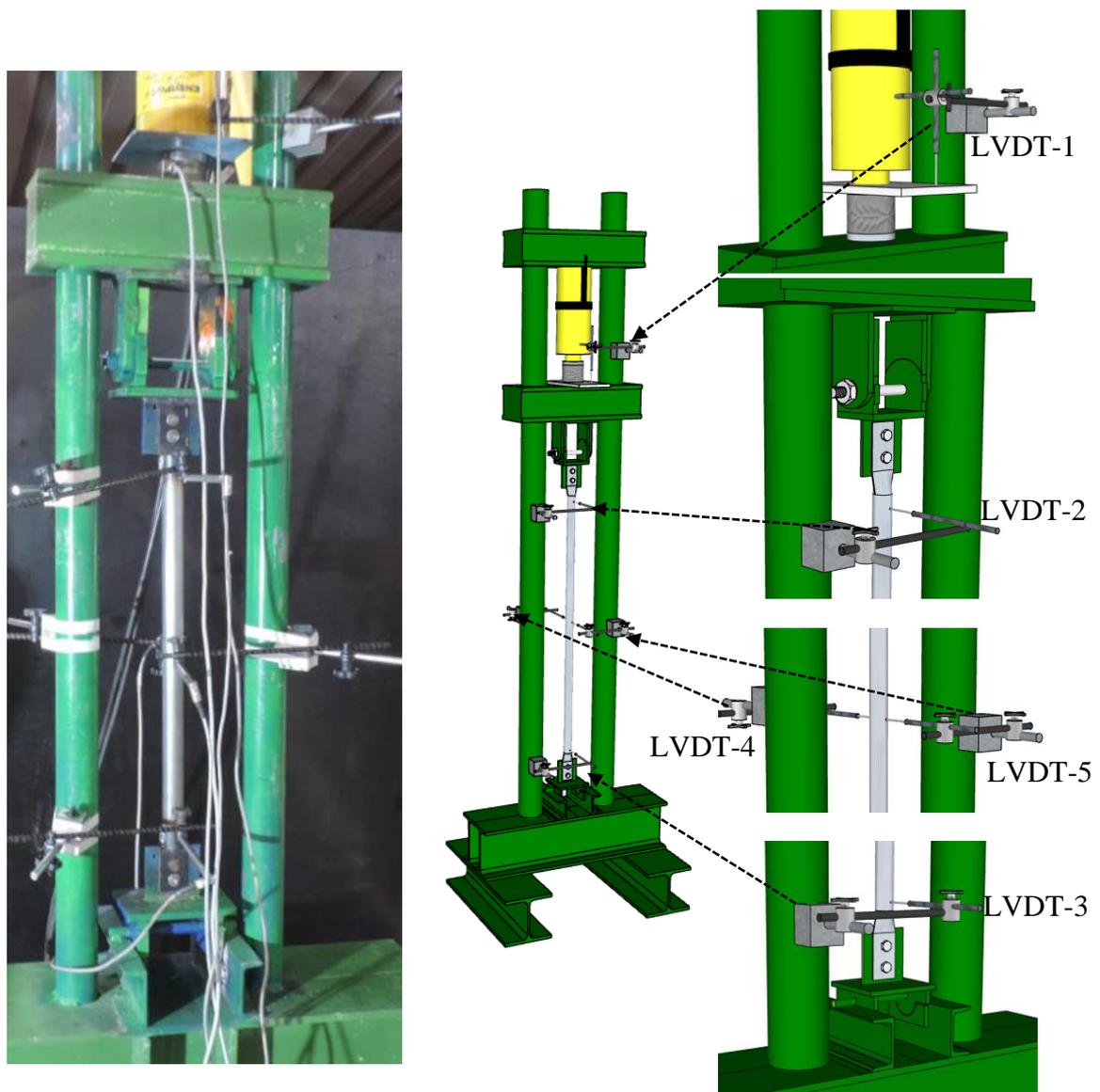


Figura 3.8 – Detalhe das posições dos LVDT's ao longo das barras ensaiadas

A posição dos LVDT's nas barras ensaiadas foram mantidas através da fixação da base magnética dos suportes dos transdutores nas colunas do pórtico. Contudo, para garantir a fixação total dos sensores e evitar qualquer deslizando da base magnética, foi colocada uma

fita adesiva crepe de 18,0 mm de largura envolvendo a base magnética e a coluna do pórtico. A agulha de todos os LVDT's utilizados tiveram comprimento de 50,0 mm. A Figura 3.9 apresenta os detalhes dos sensores de deslocamentos posicionados na barra de ensaio.



LVDT-1

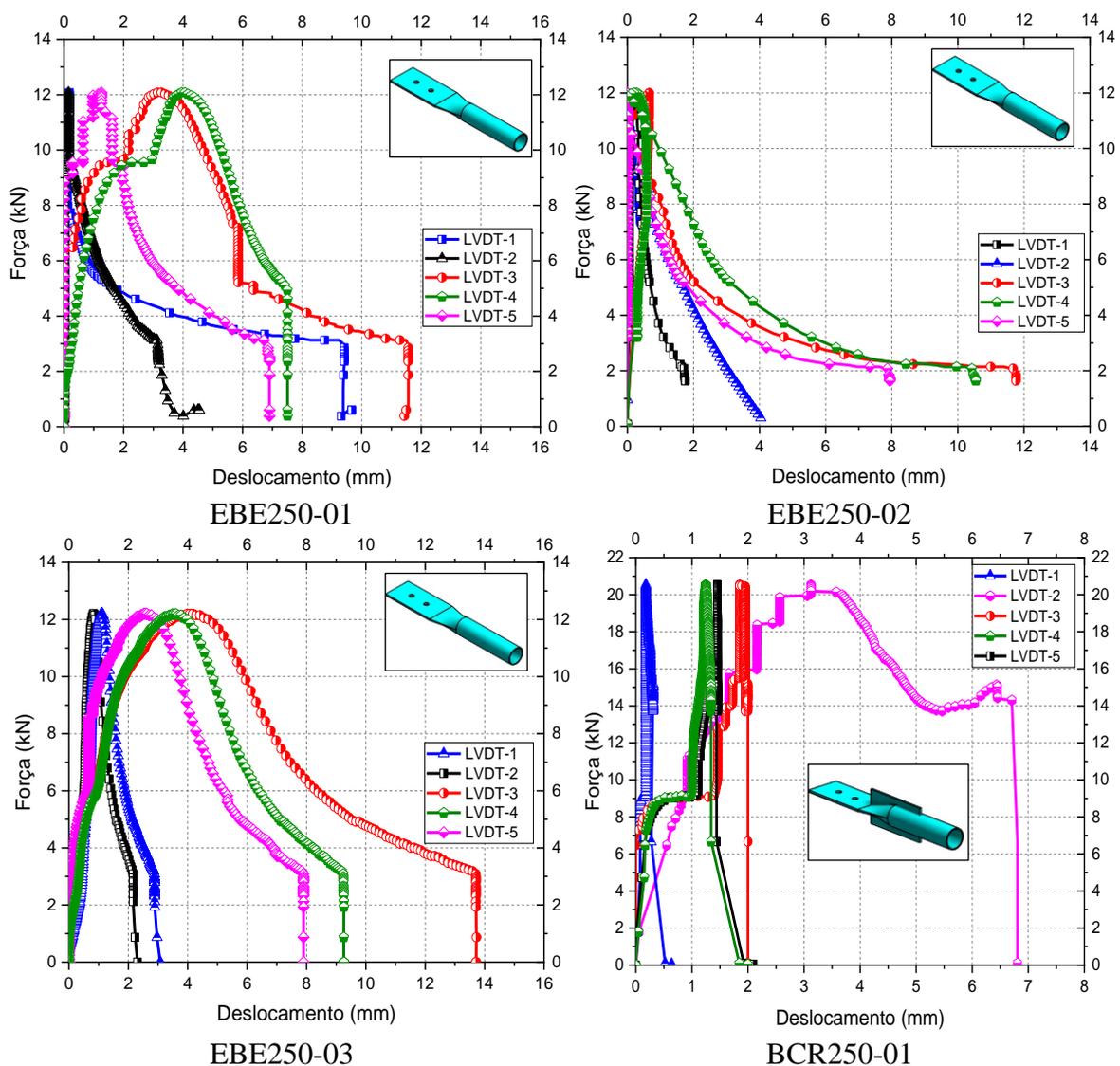
LVDT-2

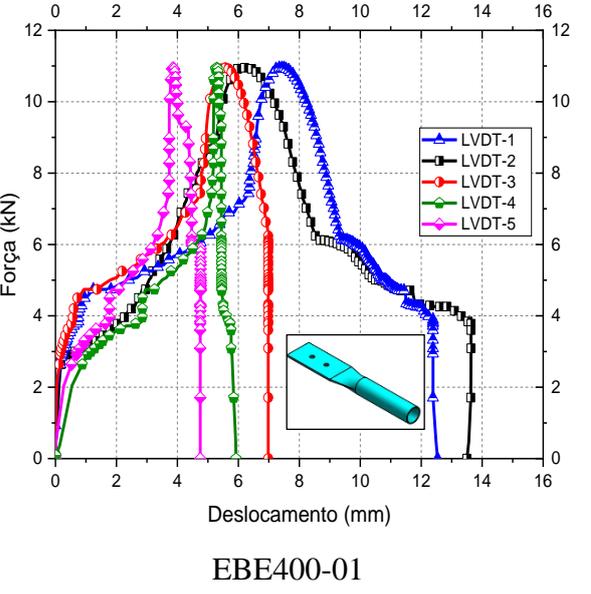
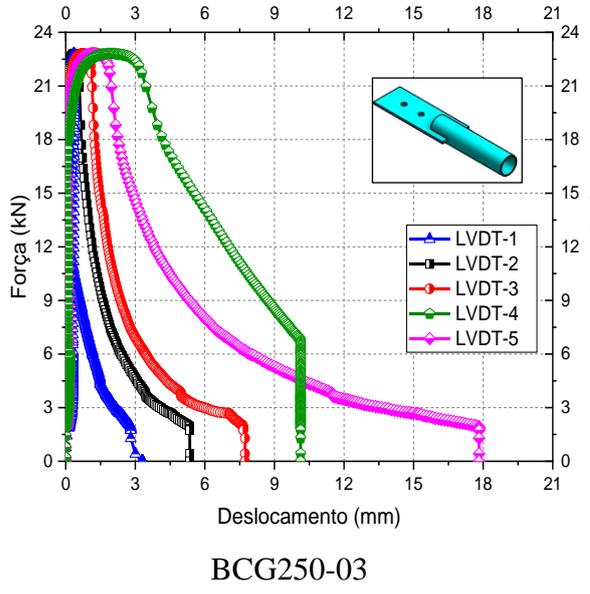
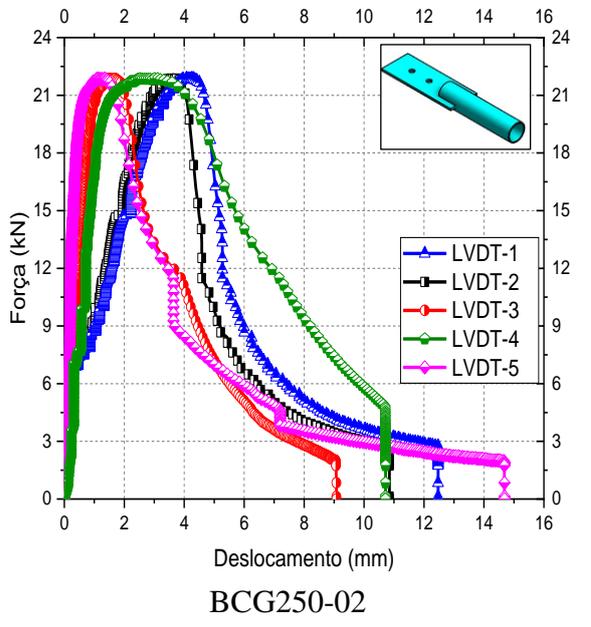
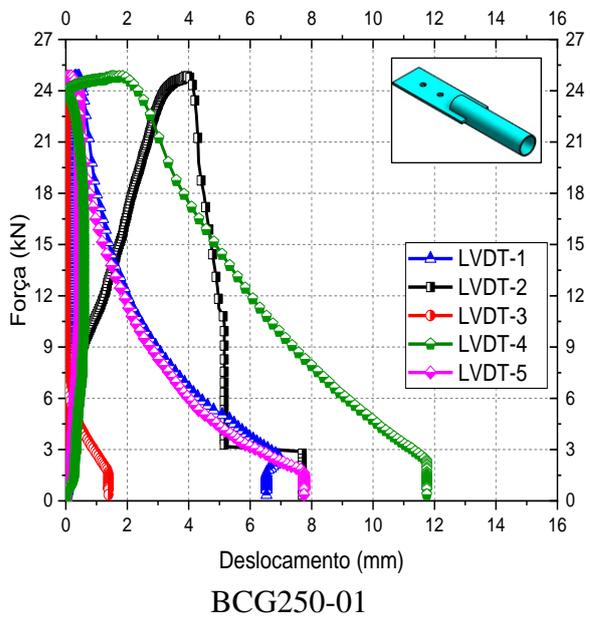
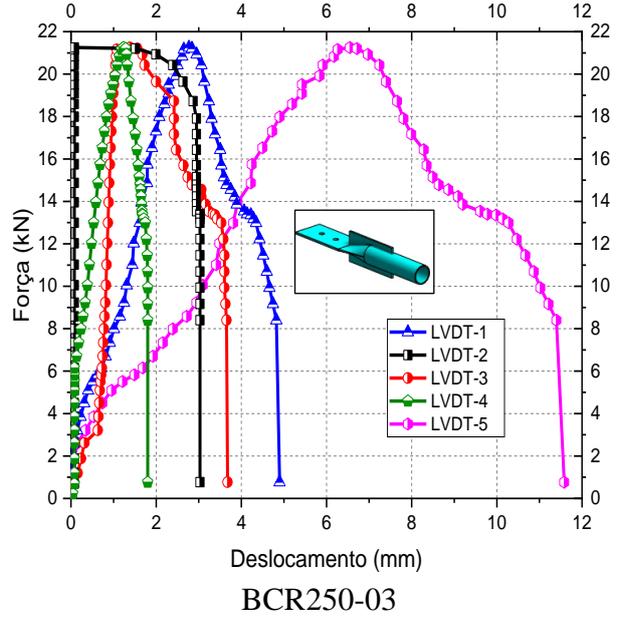
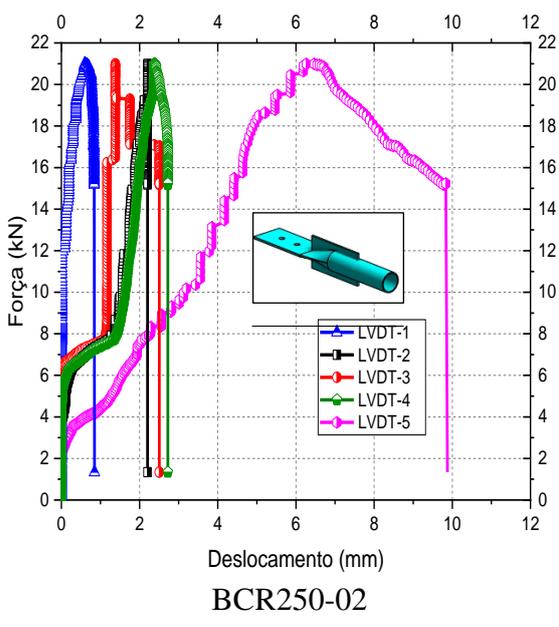
LVDT-3

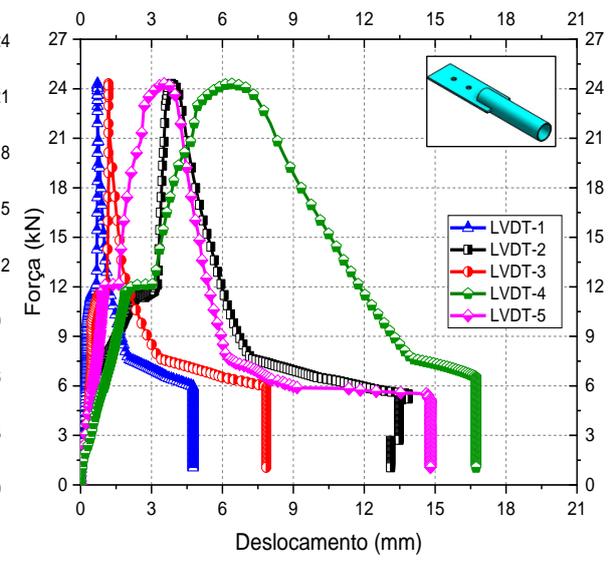
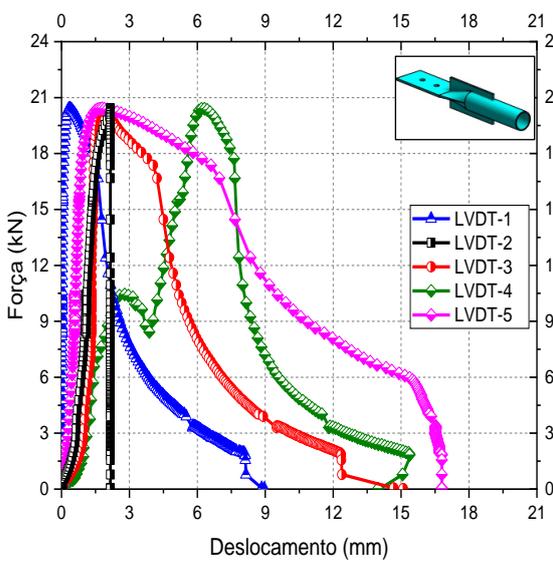
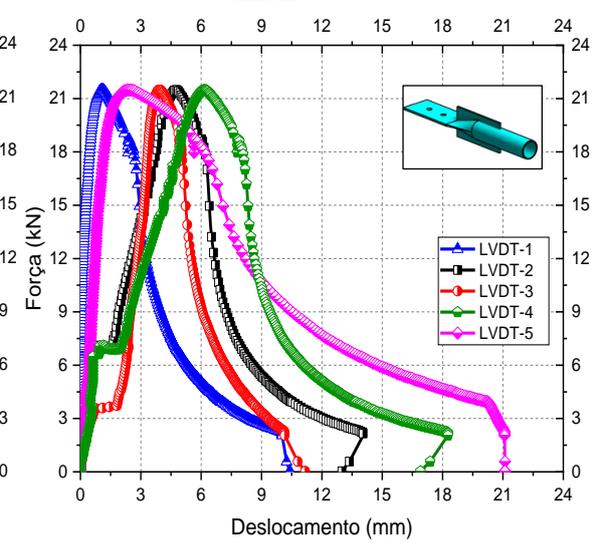
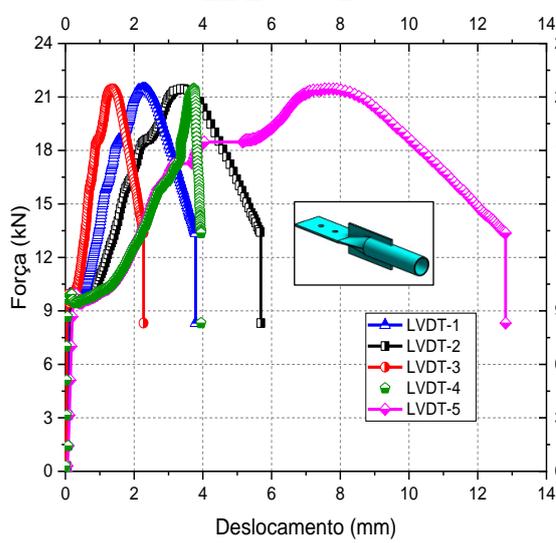
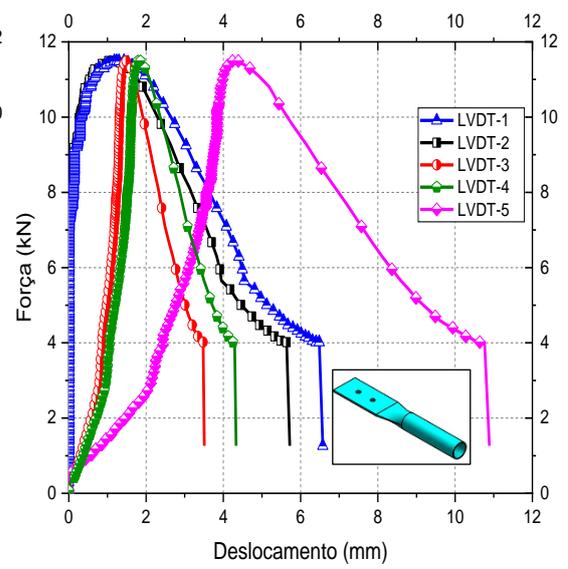
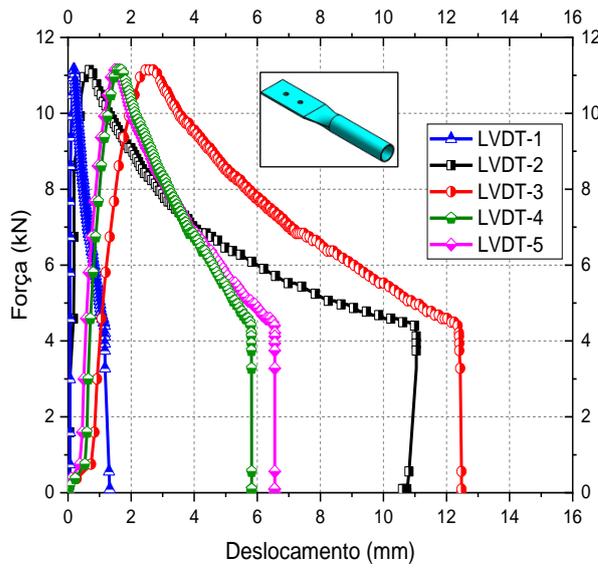
LVDT-4 e LVDT-5

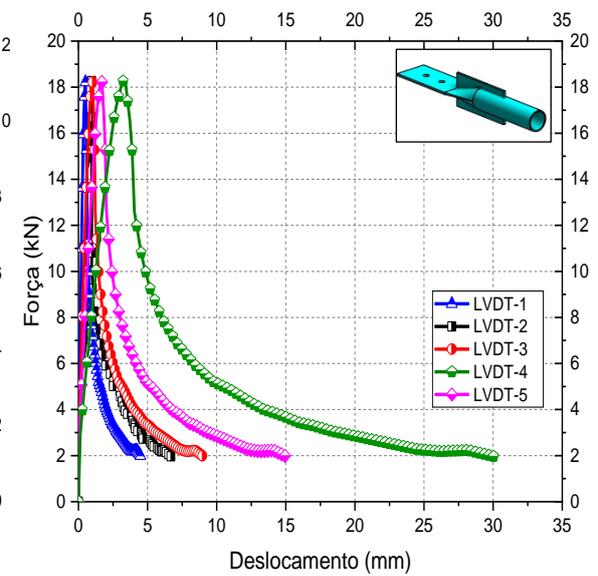
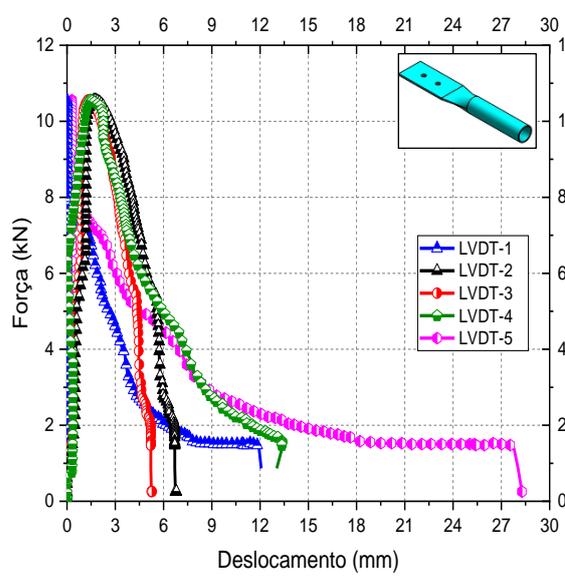
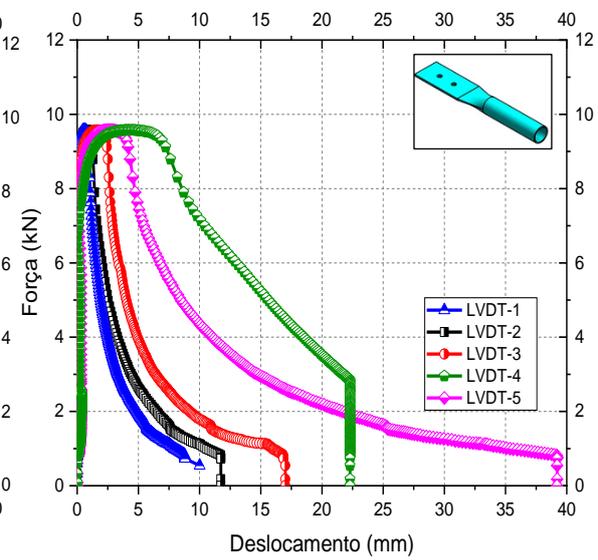
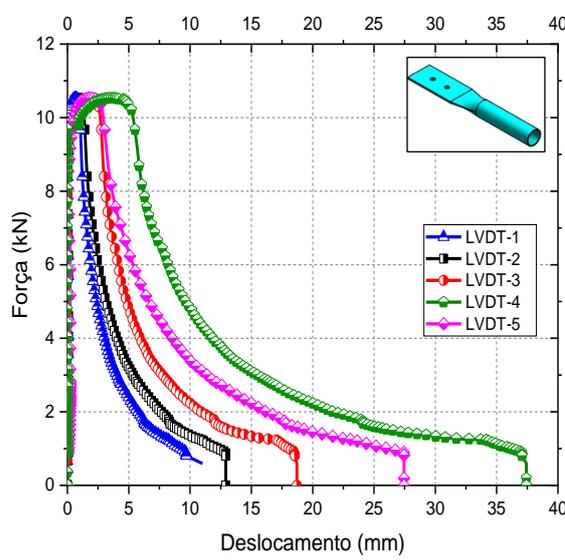
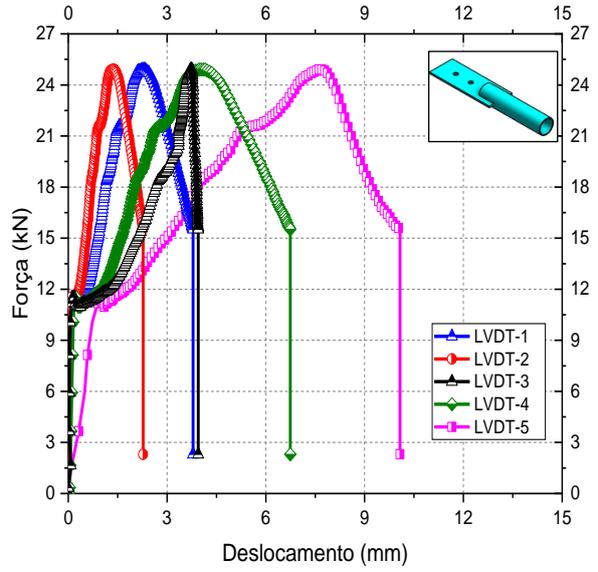
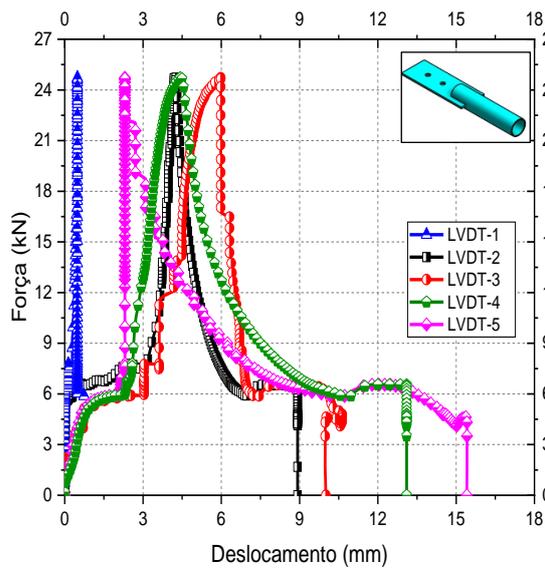
Figura 3.9 – Posição dos LVDT's na barra EBE

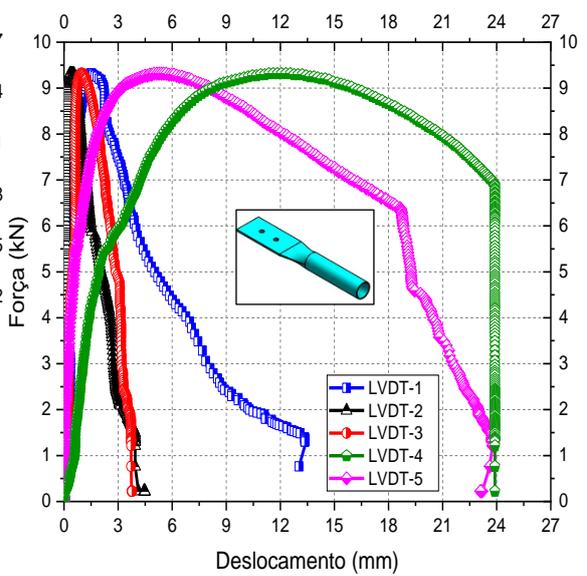
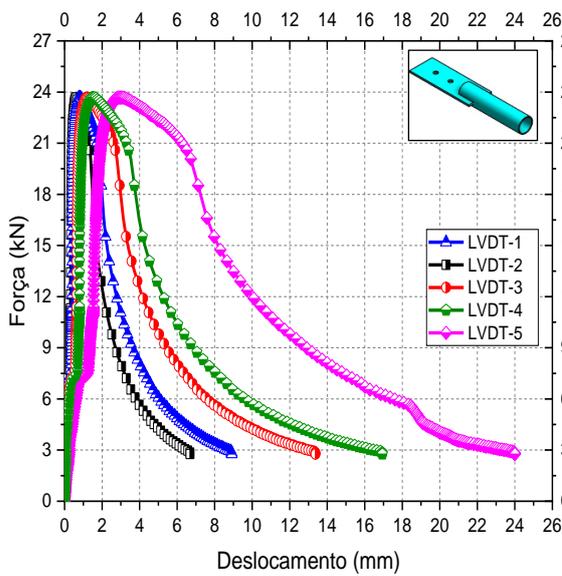
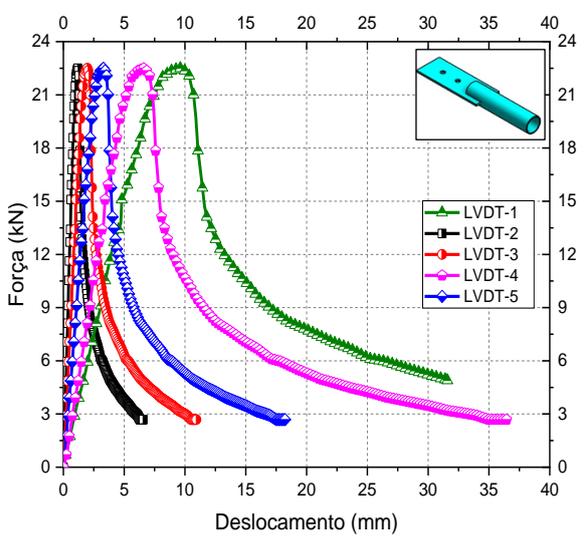
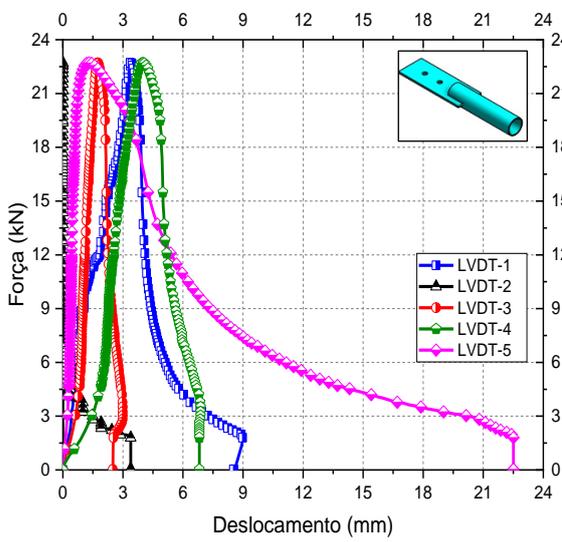
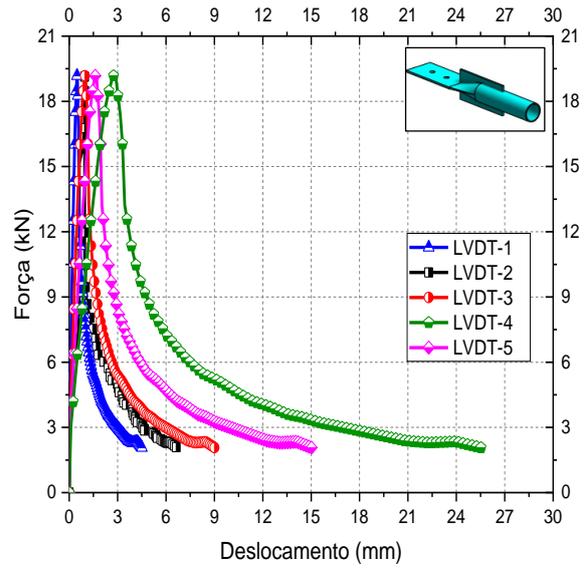
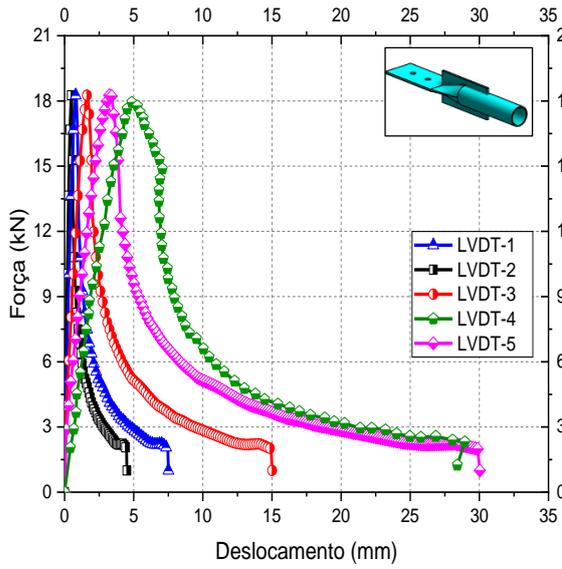
A Figura 3.10 apresenta os resultados de todos os 81 ensaios realizados com a relação força vs. deslocamento.

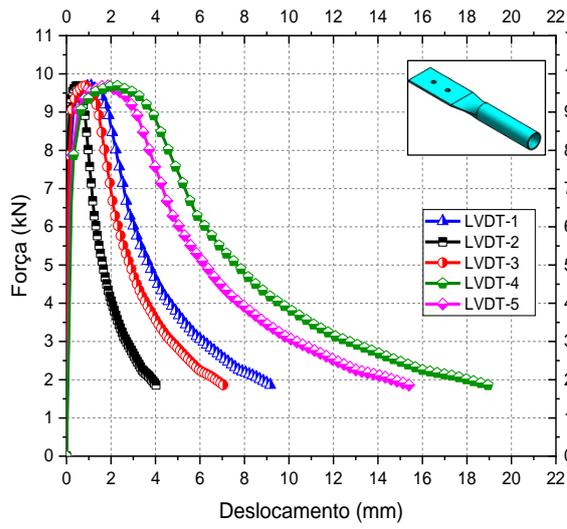




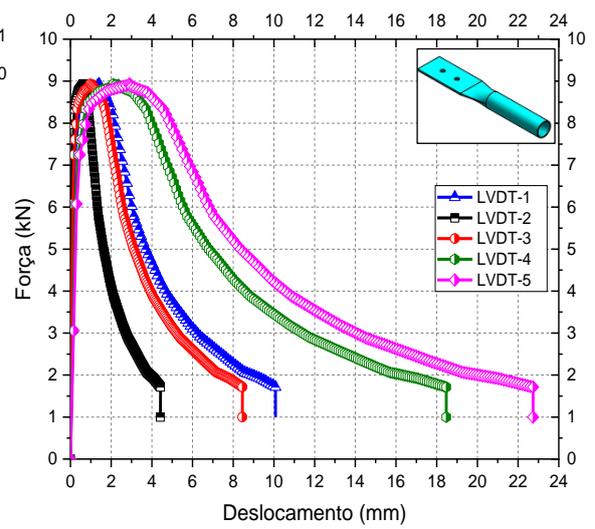




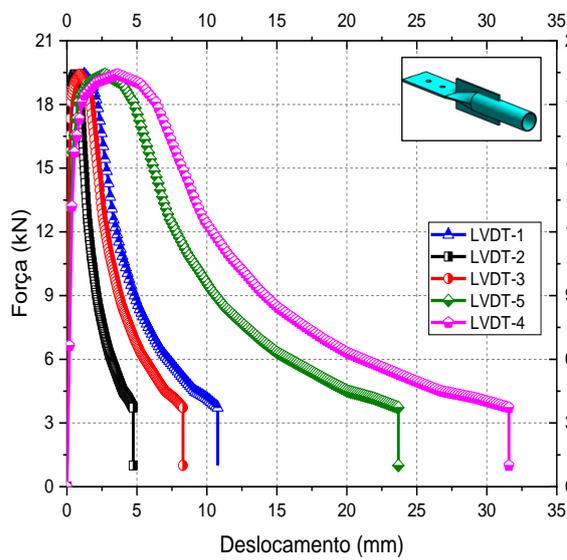




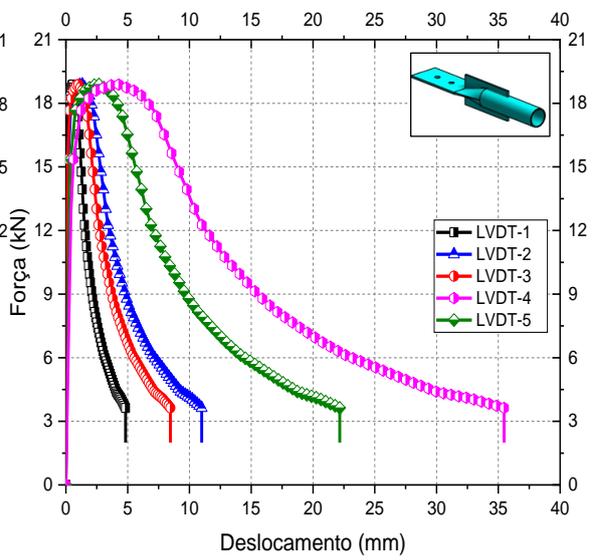
EBE650-02



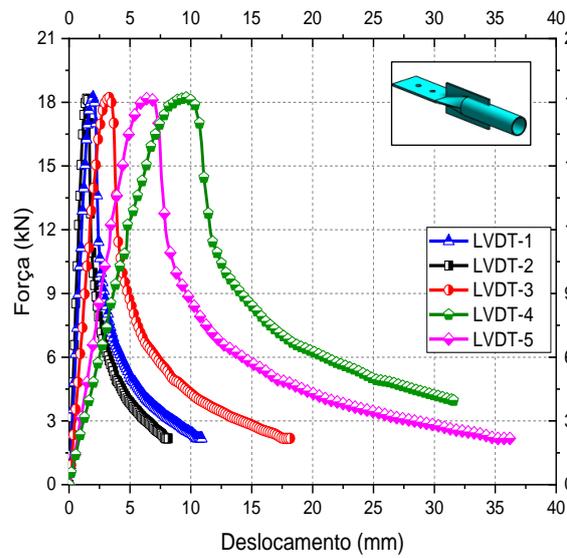
EBE650-03



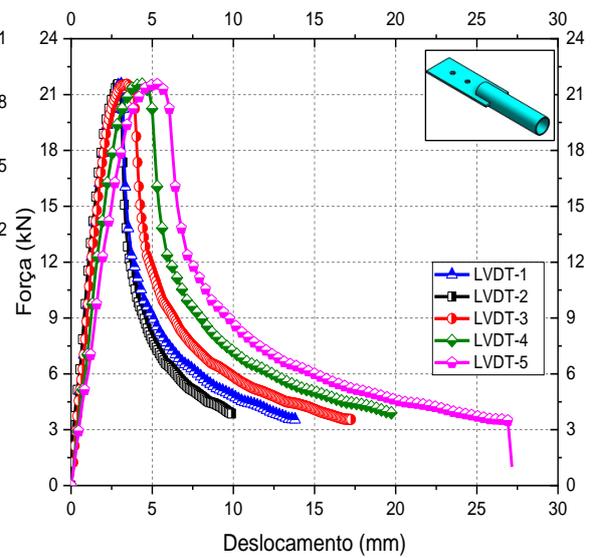
BCR650-01



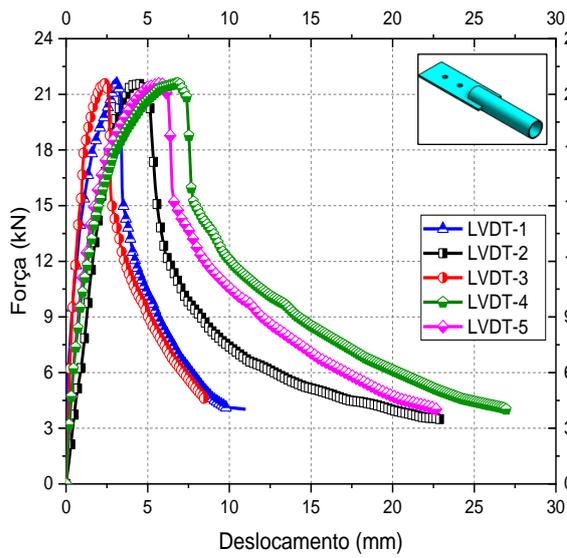
BCR650-02



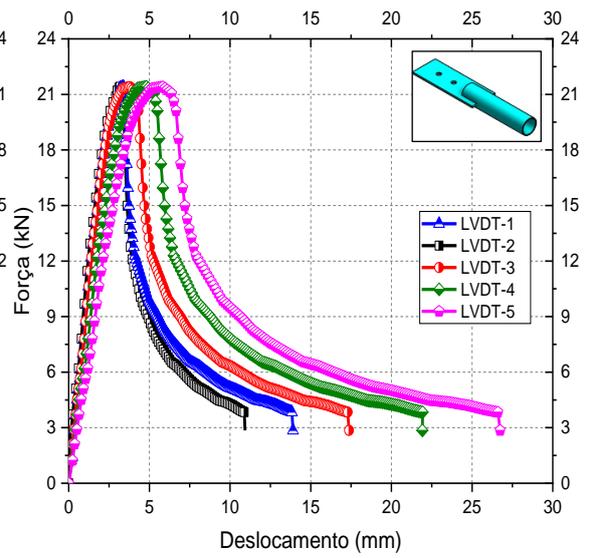
BCR650-03



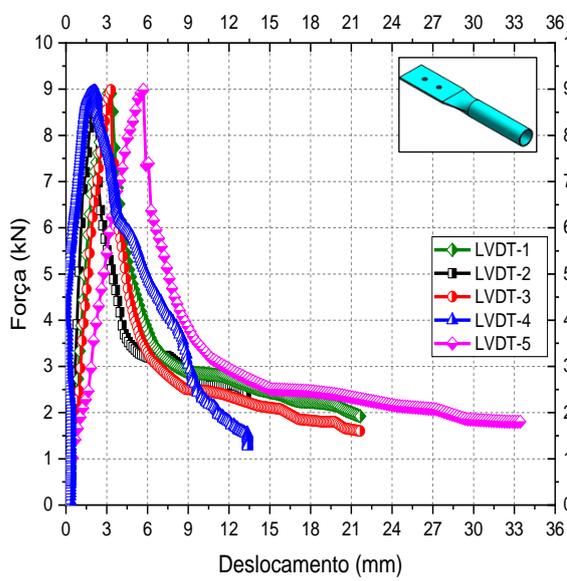
BCG650-01



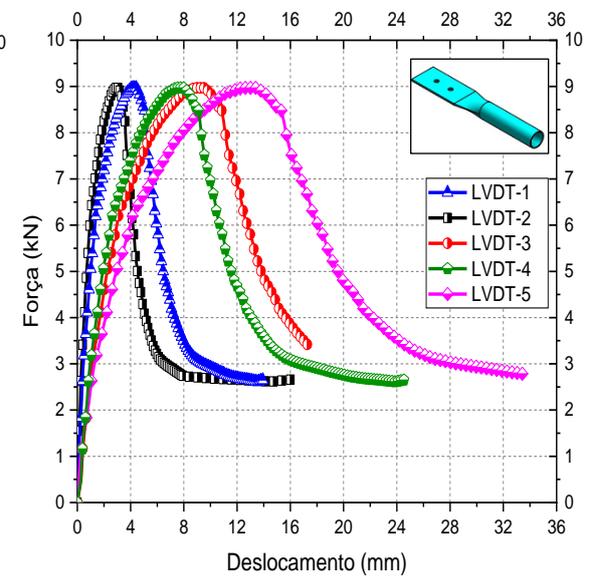
BCG650-02



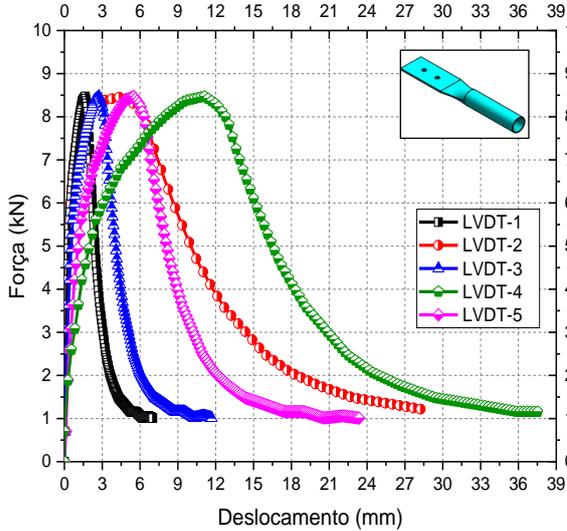
BCG650-03



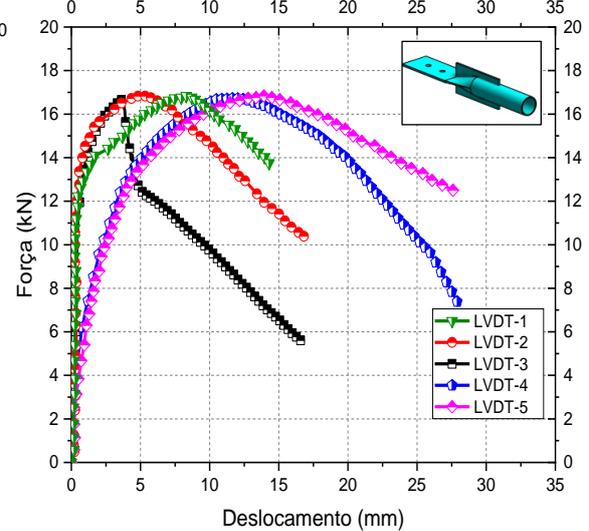
EBE800-01



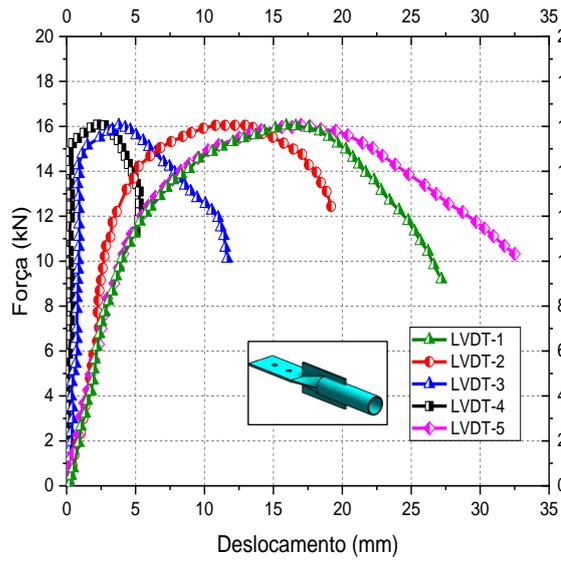
EBE800-02



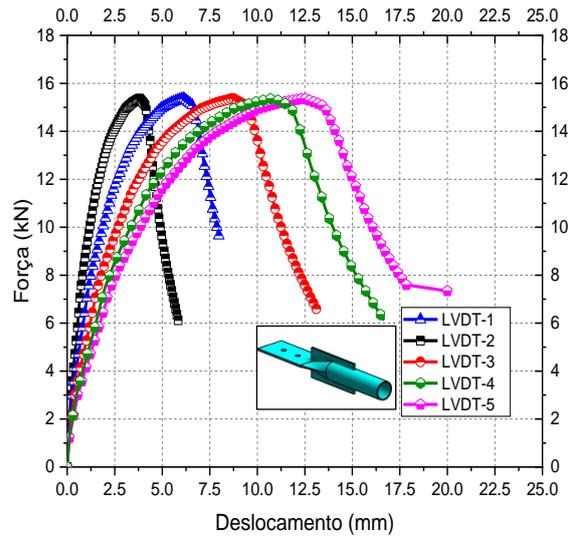
EBE800-03



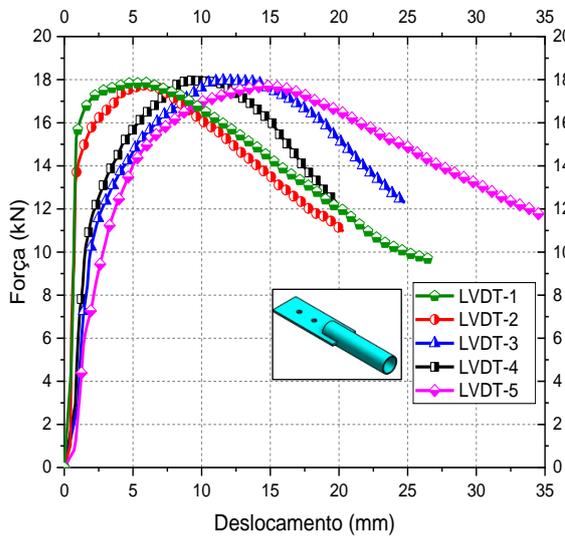
BCR800-01



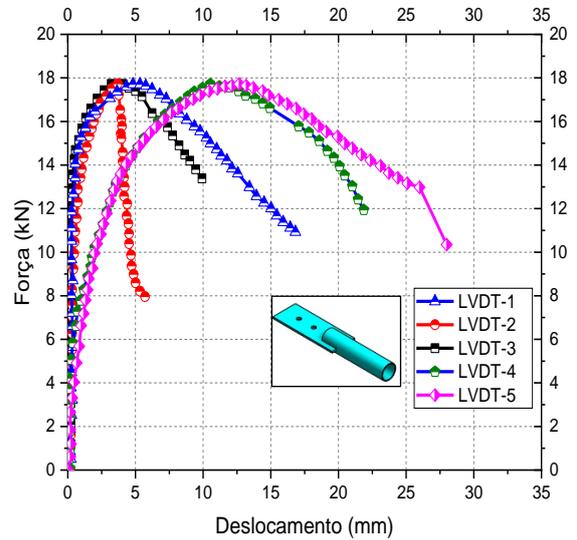
BCR800-02



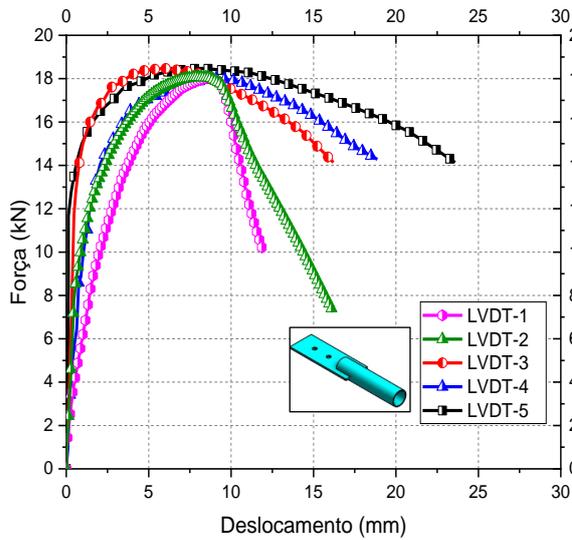
BCR800-03



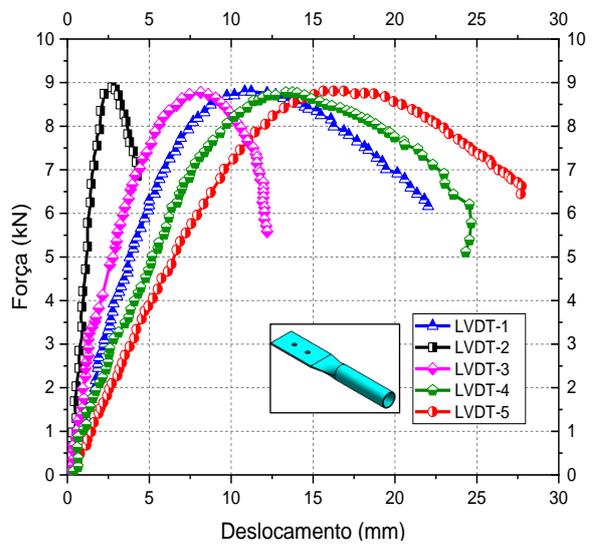
BCG800-01



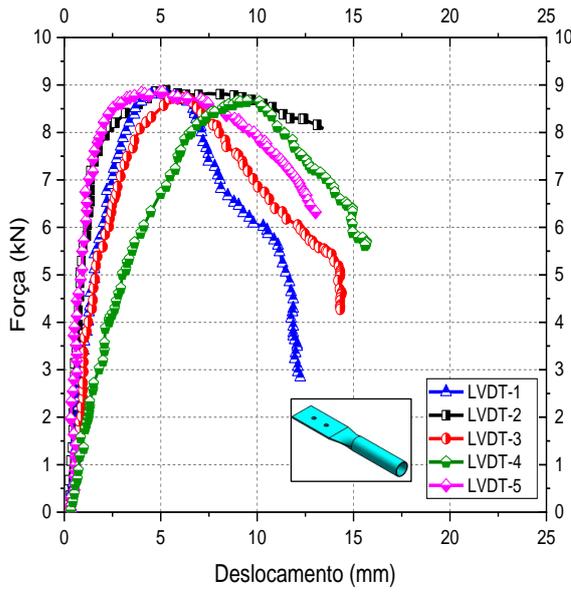
BCG800-02



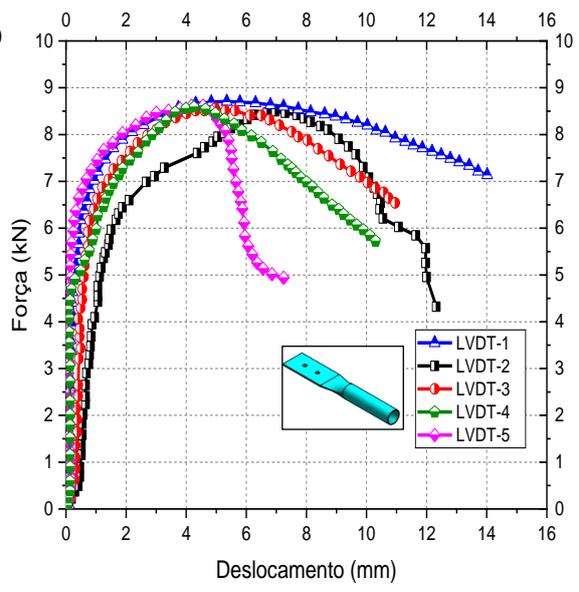
BCG800-03



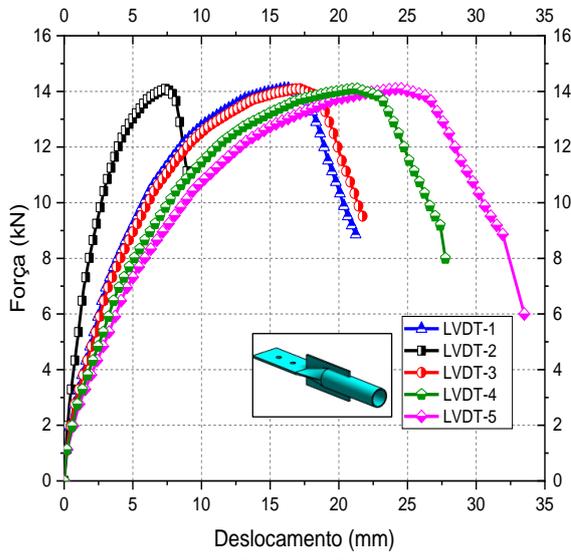
EBE915-01



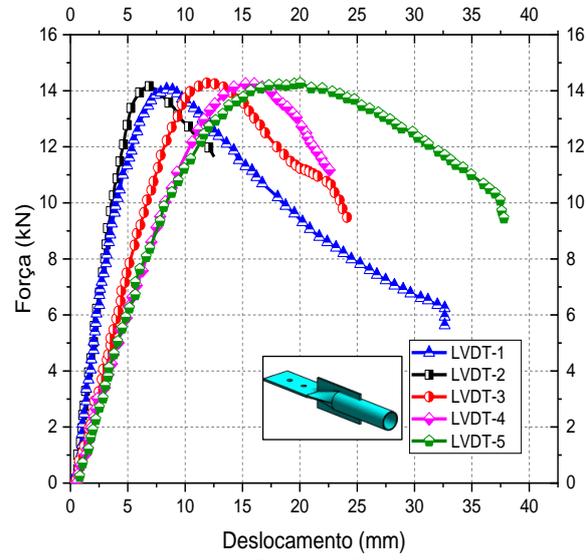
EBE915-02



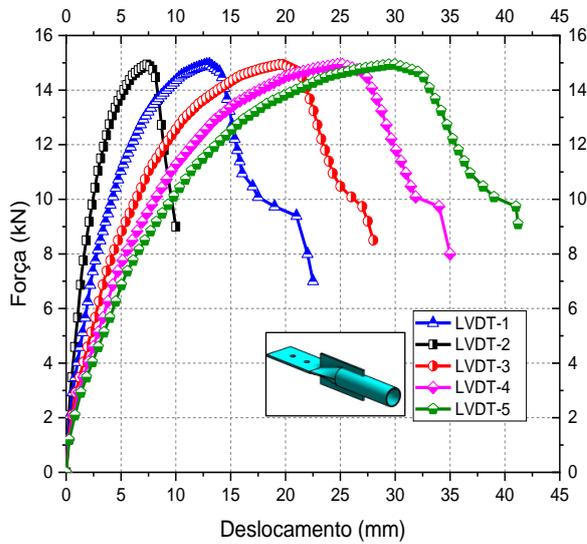
EBE915-03



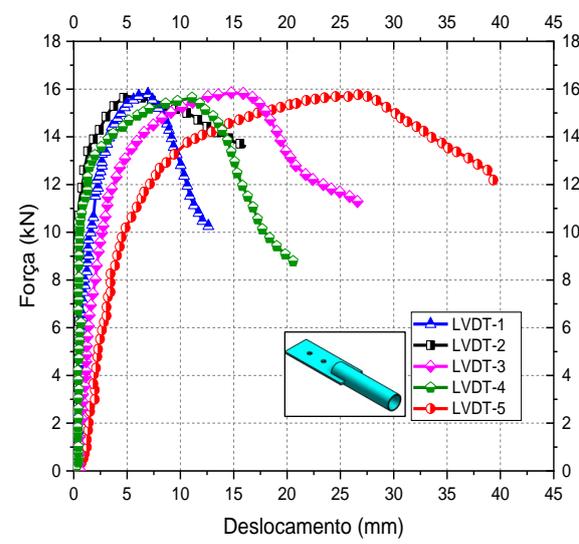
BCR915-01



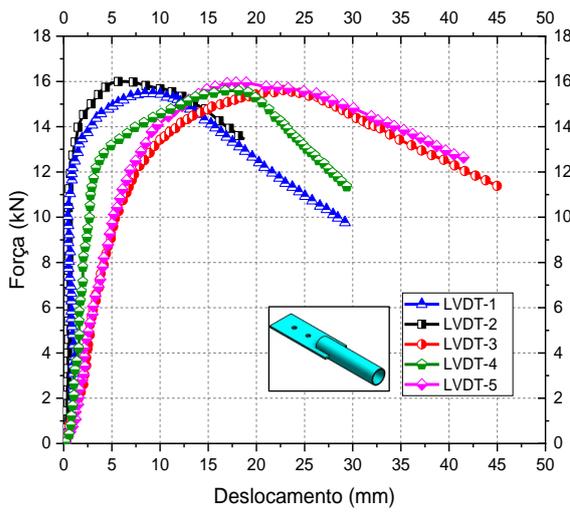
BCR915-02



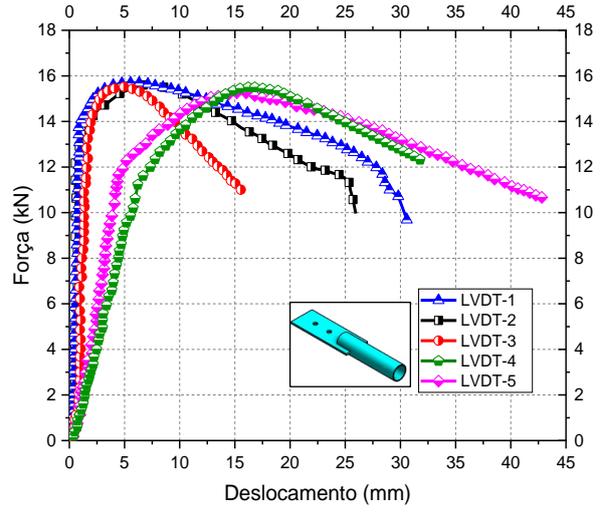
BCR915-03



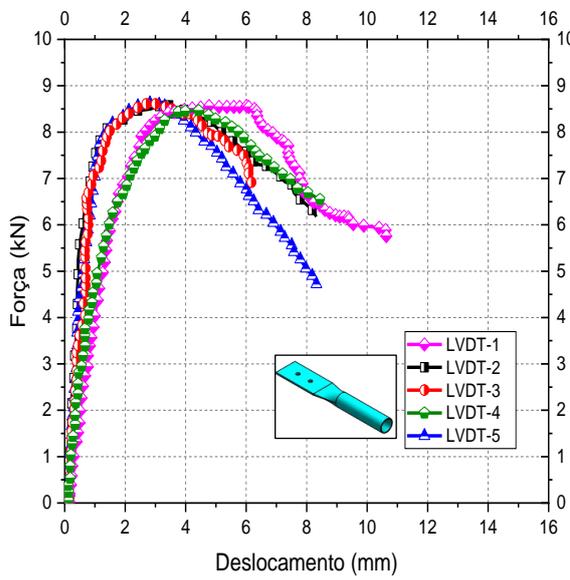
BCG915-01



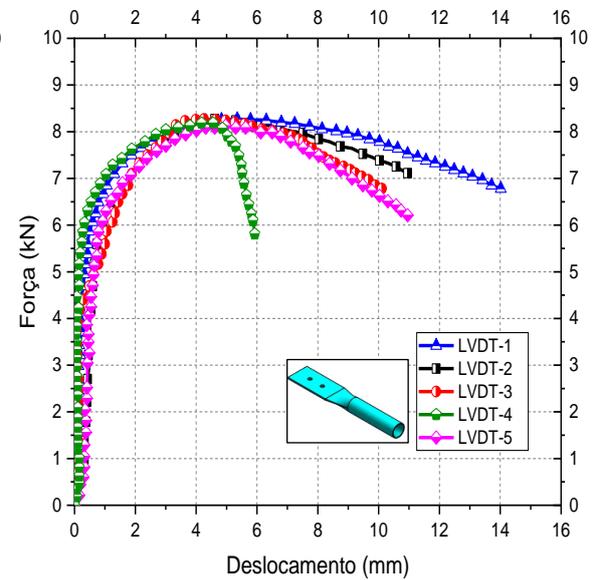
BCG915-02



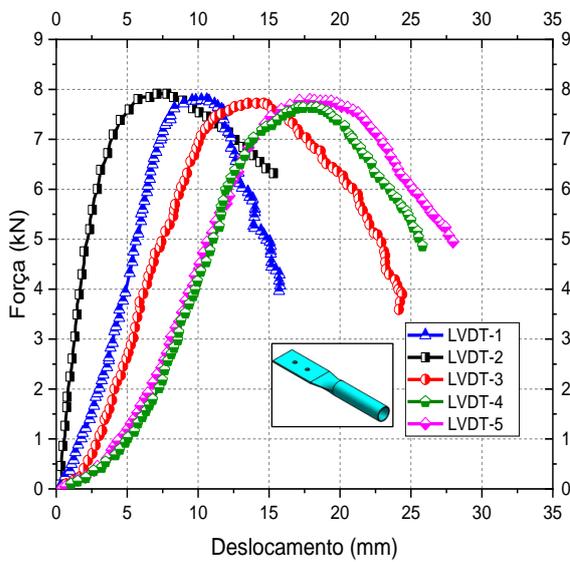
BCG915-03



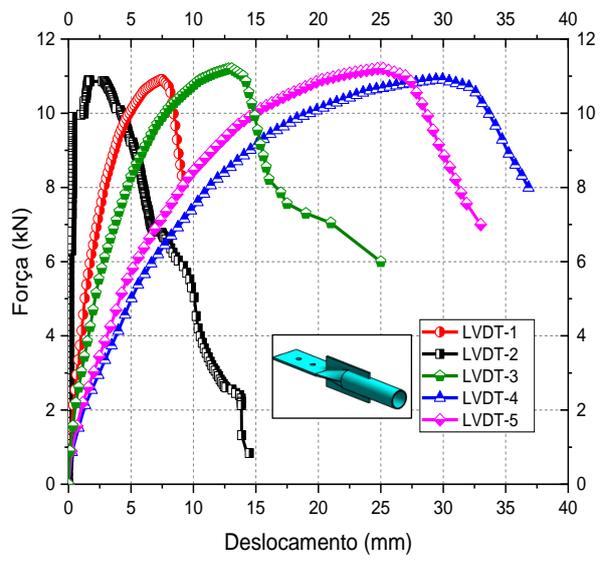
EBE1050-01



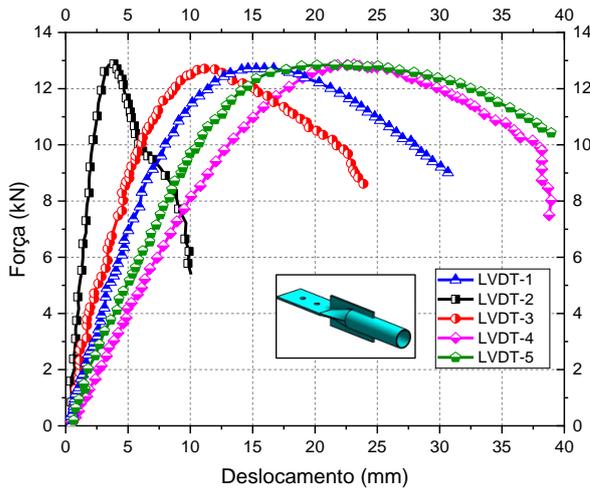
EBE1050-02



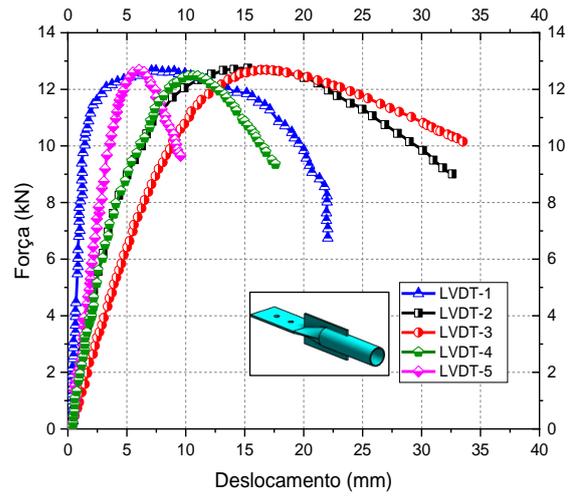
EBE1050-03



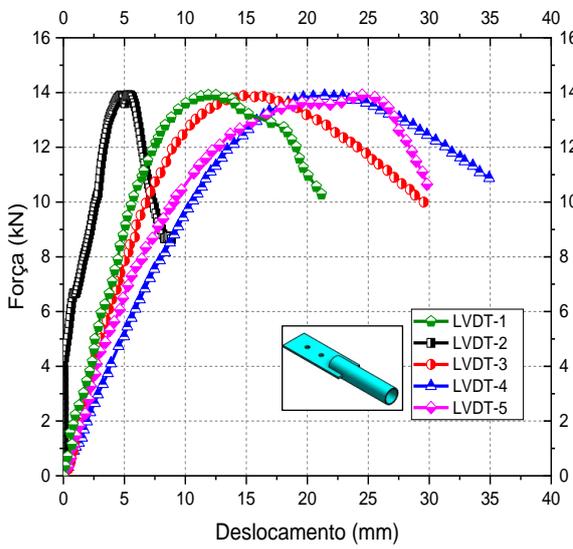
BCR1050-01



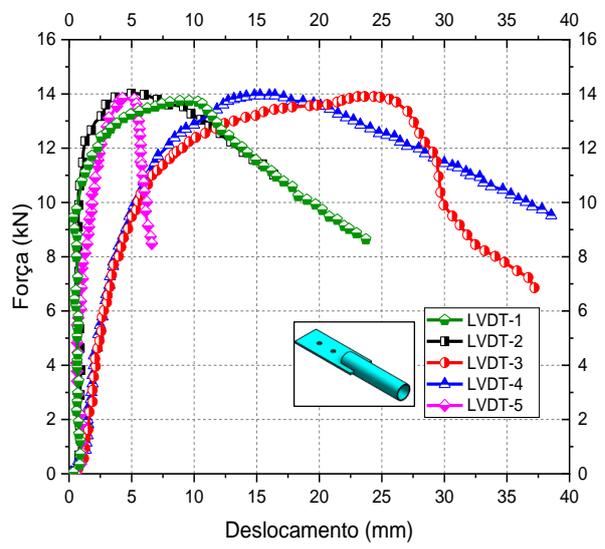
BCR1050-02



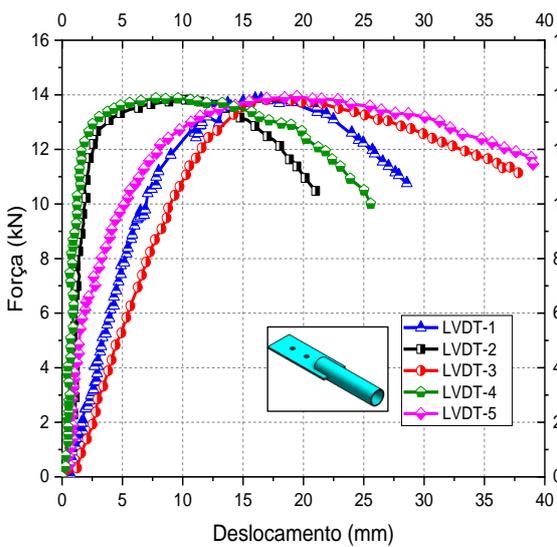
BCR1050-03



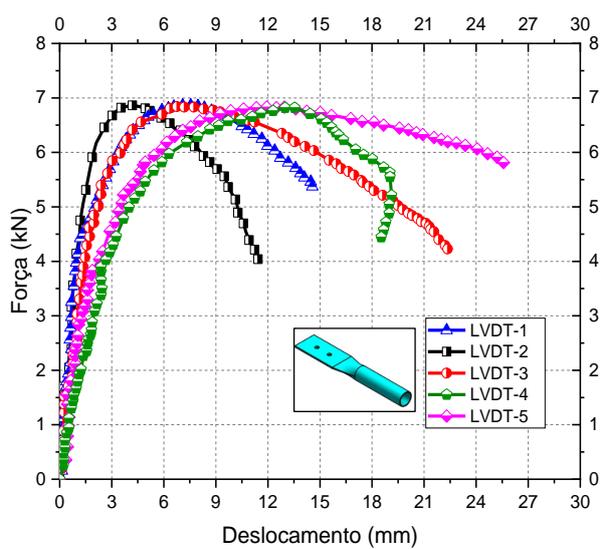
BCG1050-01



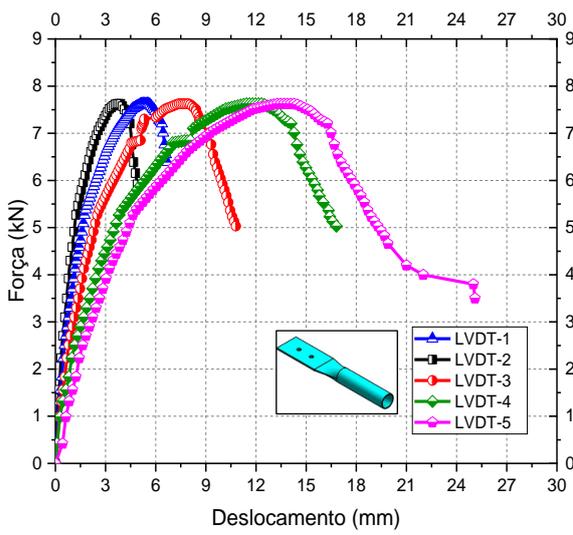
BCG1050-02



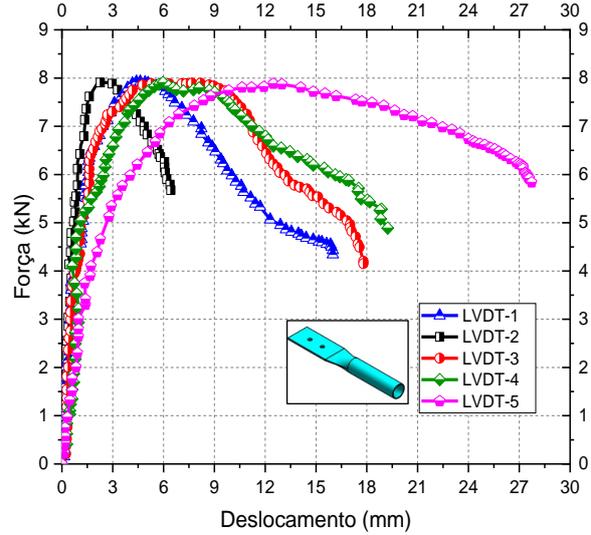
BCG1050-03



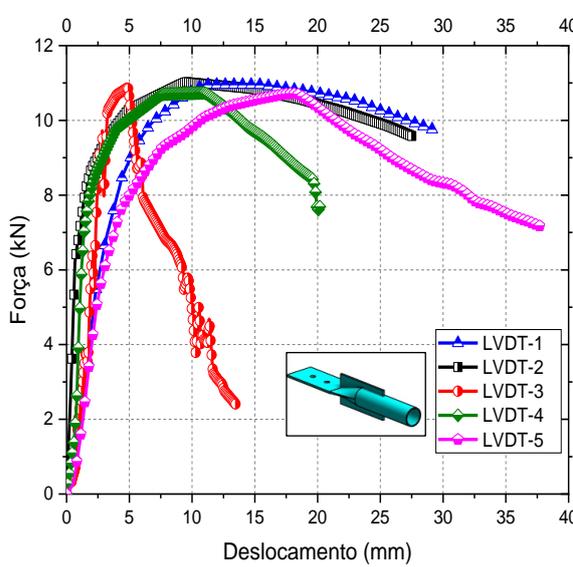
EBE1175-01



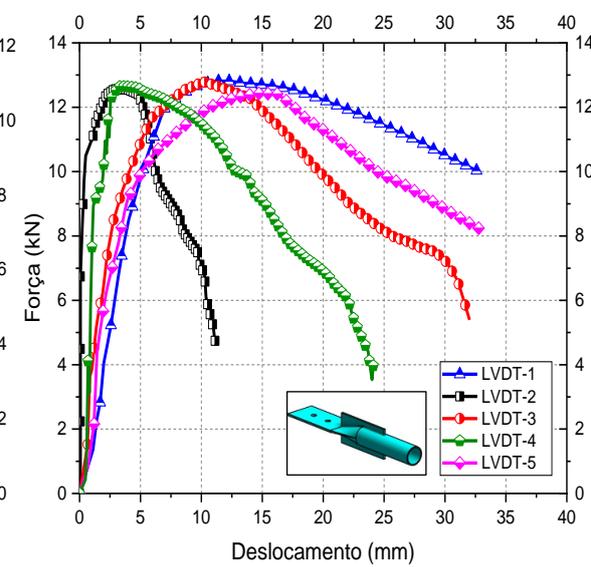
EBE1175-02



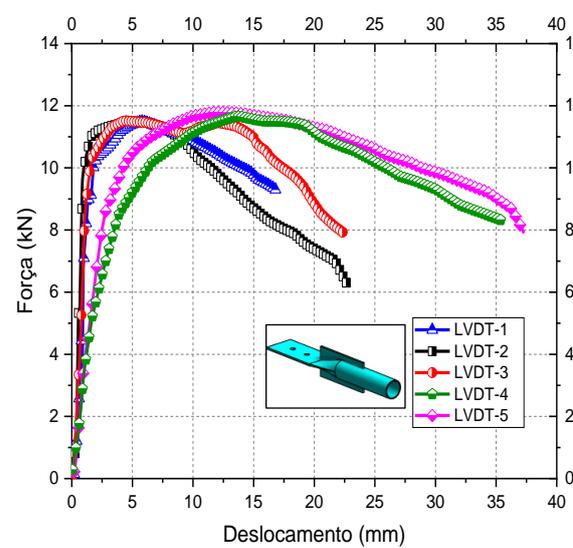
EBE1175-03



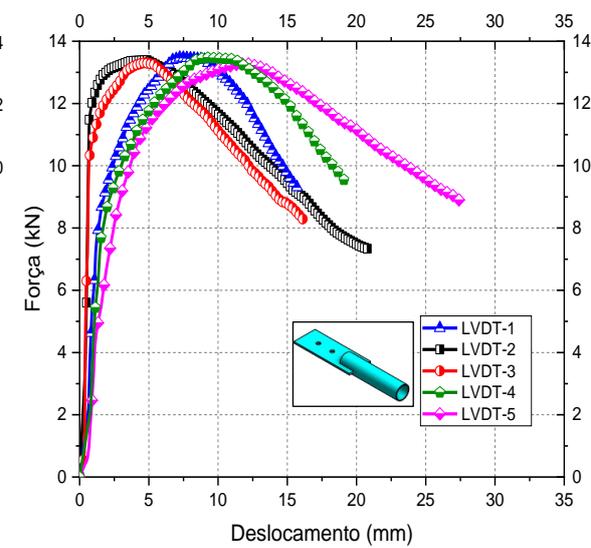
BCR1175-01



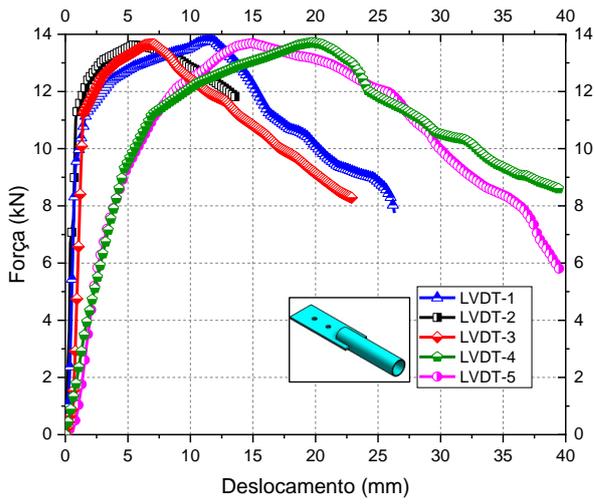
BCR1175-02



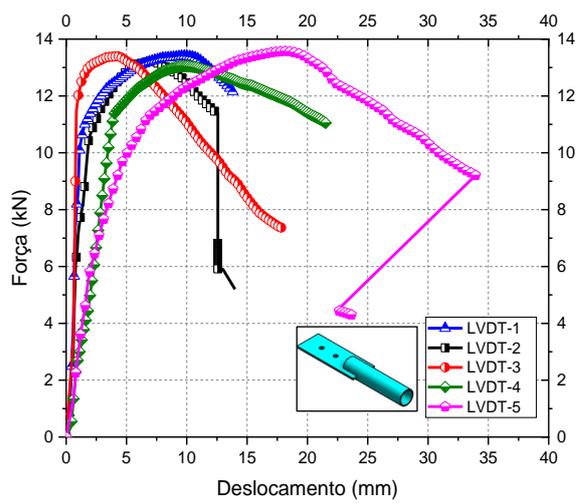
BCR1175-03



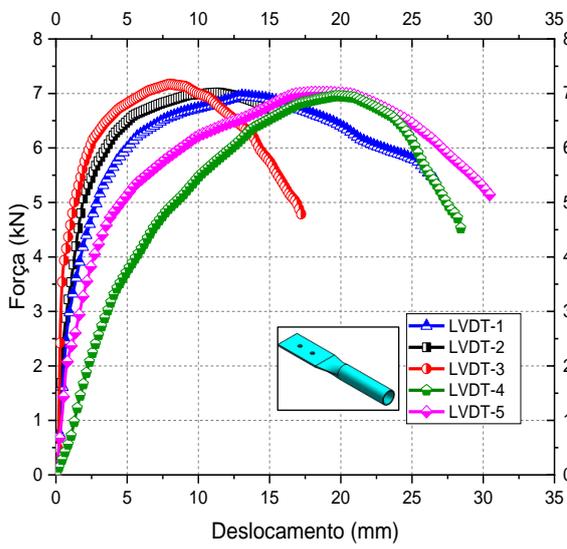
BCG1175-01



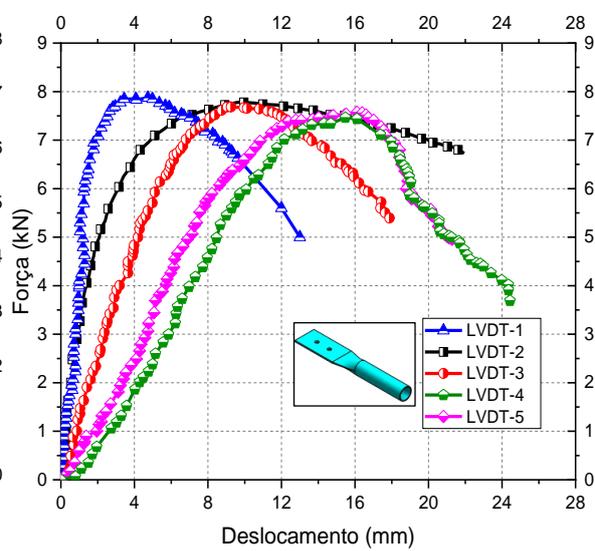
BCG1175-02



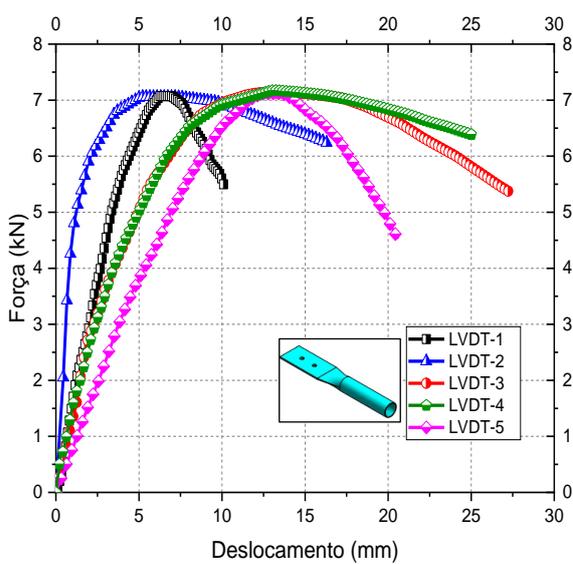
BCG1175-03



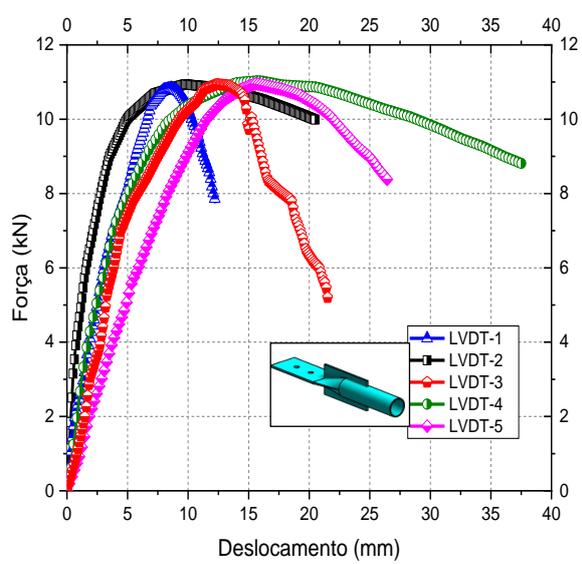
EBE1325-01



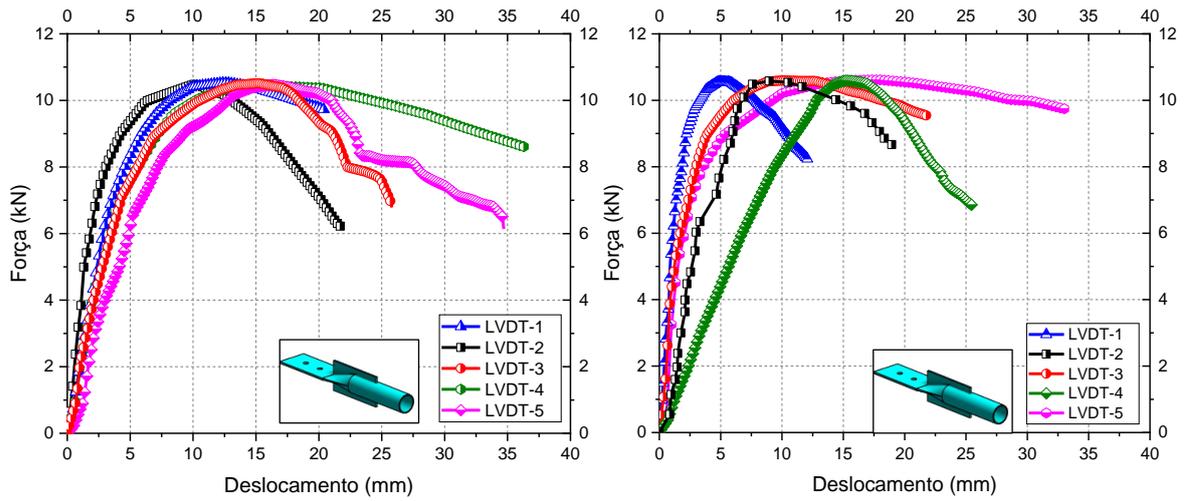
EBE1325-02



EBE1325-03

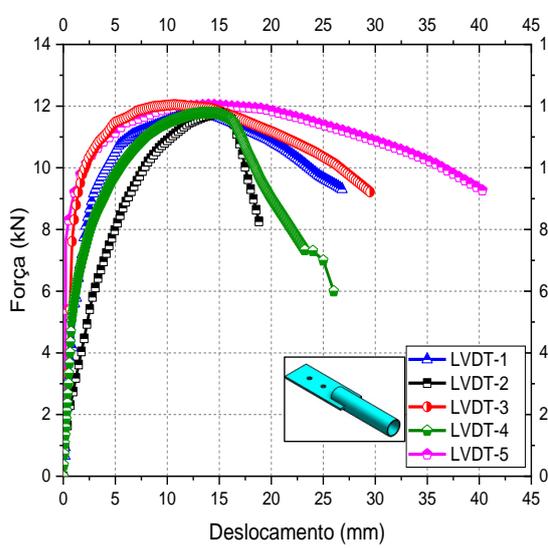


BCR1325-01

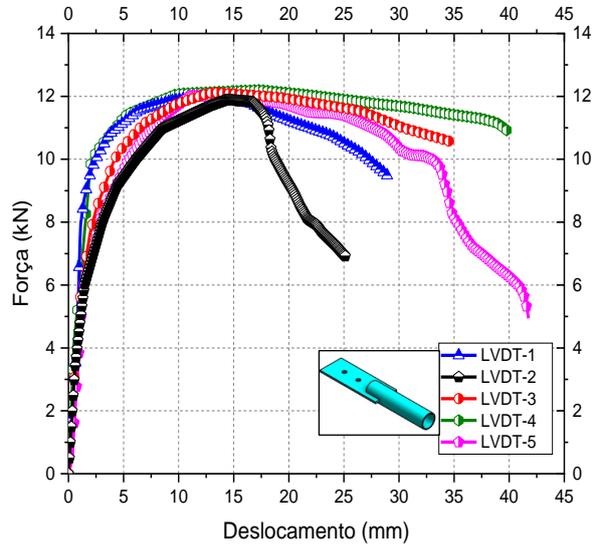


BCR1325-02

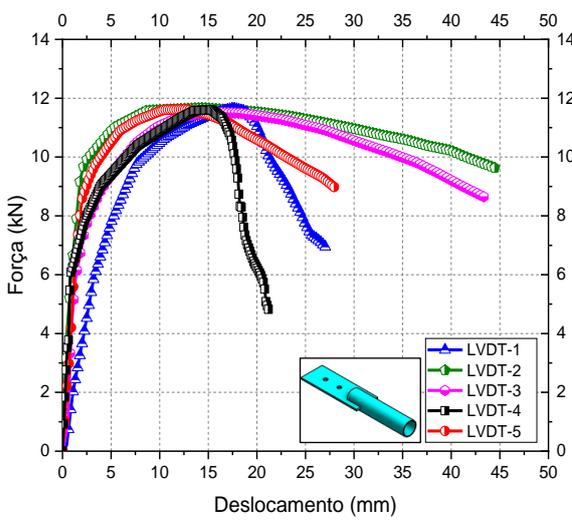
BCR1325-03



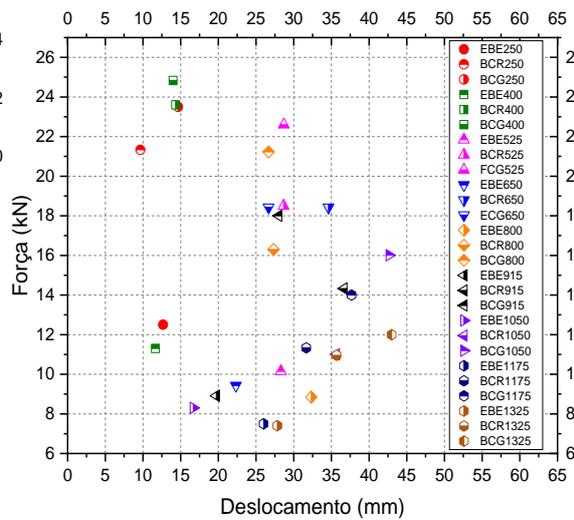
BCG1325-01



BCG1325-02



BCG1325-03



Força-deslocamento da média dos ensaios

Figura 3.10 – Resultados dos ensaios das barras isoladas

3.2.2. Comentários acerca dos resultados dos ensaios experimentais

O programa experimental com barras isoladas, correspondeu aos ensaios de compressão axial com força centrada, cujo objetivo básico foi o de comparar o desempenho estrutural de barras de aço com extremidades estampadas, e também com uma nova proposta de reforço na região do amassamento com uma chapa reentrante. Para comparar os resultados foi ensaiada uma série de barras com uma chapa gusset soldada nas extremidades das barras, usada como referência de resistência última, por não haver diminuição de inércia nas extremidades.

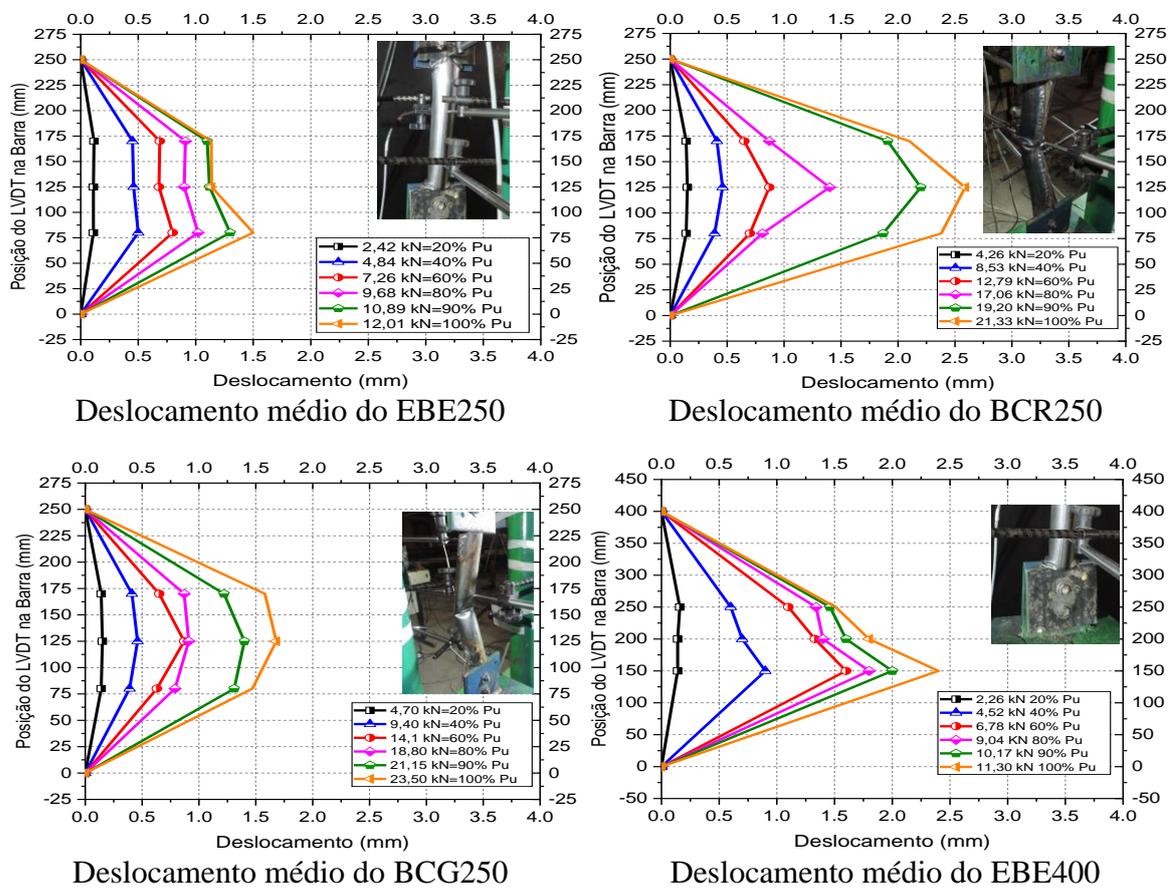
Nos ensaios experimentais observou-se que as barras com extremidades estampadas não ocorreram flambagem global, isso devido a região do amassamento ter comprometido significativamente a resistência da barra. Dessa forma, foi percebido nas extremidades próximo às ligações, flambagem local com empenamento da seção crítica, seguido pelo esmagamento da extremidade estampada. O modo de ruptura das barras EBE foi abrupta com deslocamento médio de 21,0 mm. No que tange, a diferença de resistência última dos espécimes EBE com relação ao índice de esbeltez entre 20 a 100 das amostras, houve variação média de 62,5% na capacidade resistente. Ou seja, as barras EBE250 tiveram em média força última de 12,0 kN. Enquanto, que as barras EBE1325 tiram em média 7,50 kN de força até o colapso, com deslocamento médio de 21,0 mm. Também foi percebido uma diminuição média de 92,0% na carga última de todos os espécimes EBE em relação ao BCG.

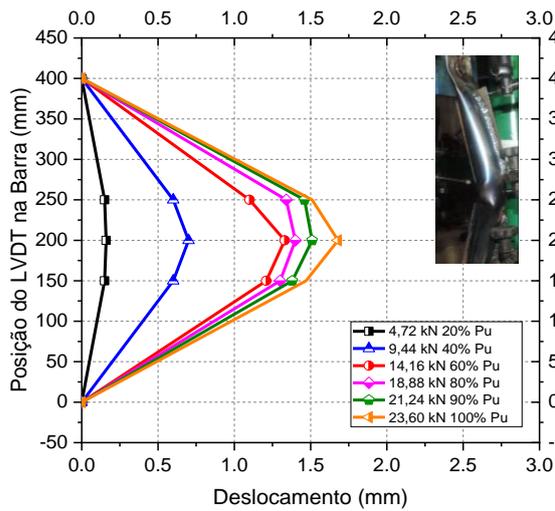
Especificamente, as barras BCG250 e BCG1325 com o mesmo comprimento efetivo das barras estampadas EBE250 e EBE1325 apresentaram força de ruptura de 23,33 kN e 12,0 kN respectivamente, com deslocamento médio de 28,0 mm, resultando em uma diferença média de força última decrescente, em termos de percentuais foi de 94,0% e 60,0%. Outra observação importante nos ensaios experimentais, foi a mudança significativa no comportamento dos modos de falhas das barras, a medida em que aumentava o índice de esbeltez, diminuía a diferença entre os valores absolutos de força das barras isoladas. Do mesmo modo com aumento da esbeltez ocorria também uma diminuição da força axial resistente com variação de 51,43% entre BCR250 à BCR1325.

De modo, que quanto menor a esbeltez da barra ensaiada, maior foi a dispersão dos deslocamentos apresentados nos gráficos força vs. deslocamento, obtidos nos LVDT's de 1 a 5. As barras EBE250 e EBE650 com índice de esbeltez entre 20 e 40 tiveram força última

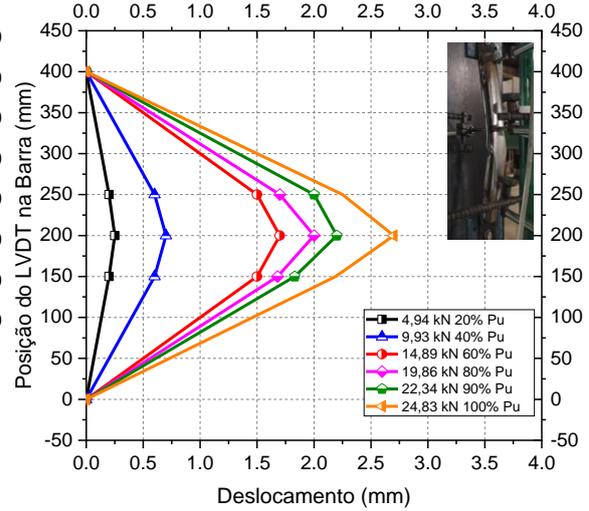
104,0% menor em relação as barras BCG de referência, já para índices de esbeltez entre 50 e 100, com EBE800 e EBE1325 essa diferença caiu para aproximadamente 60,0% comparada com FGC800 e BCG1325. Portanto, para barras com comprimentos efetivos menores, as estampagens resultaram em maiores influências no comportamento das barras, acompanhada pela ruptura prematura das amostras. Já a proposta de utilizar uma chapa reentrante no sentido de menor inércia da barra (BCR) por conta da estampagem, apresentou uma melhora no comportamento dos espécimes, em vista disso, ocorreu, a flambagem global por flexão das barras, semelhante ao comportamento das barras BCG com aumento da resistência.

Contudo, as barras com BCR houve uma diminuição média de resistência de 8,58% em relação as barras BCG. Nesse contexto, as barras BCR, não apresentaram colapso local na zona estampada. Já a força de ruptura média dos espécimes BCR em relação as barras de referência BCG ficaram um pouco menores, mas os modos de ruptura foram semelhantes. Isso mostra, que houve uma eficiência na utilização da chapa reentrante e evitou o modo de ruptura na região estampada da barra. A Figura 3.11 mostra os detalhes dos deslocamentos médios em relação a posição dos LVDT's nos espécimes.

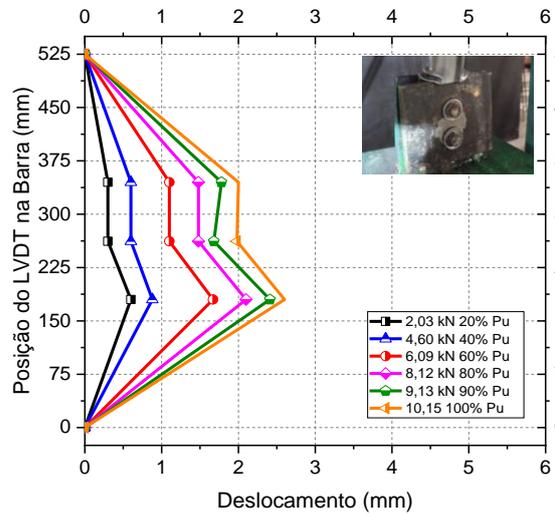




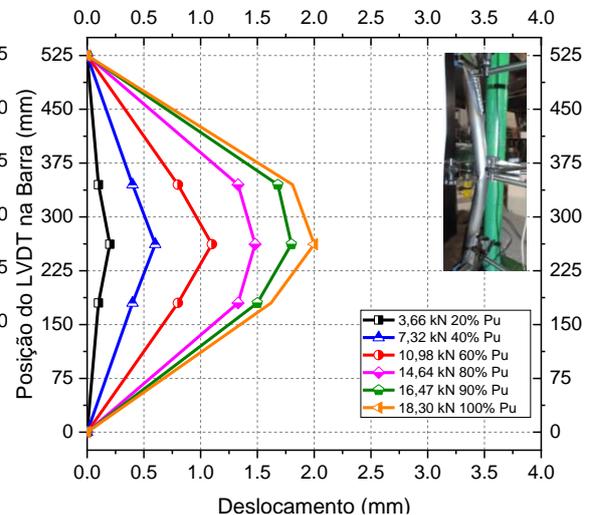
Deslocamento médio do BCR400



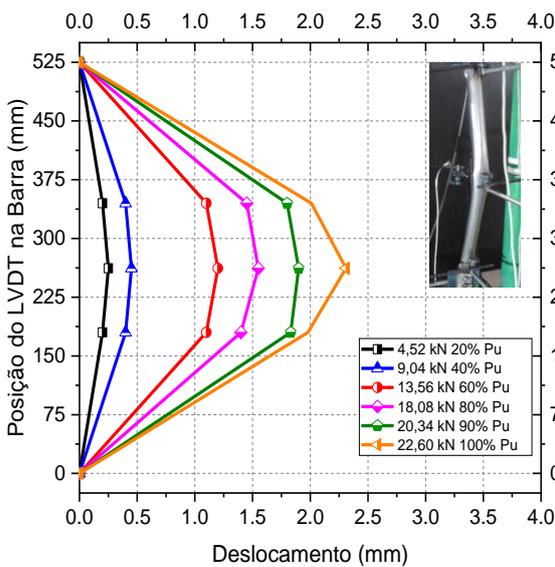
Deslocamento médio do BCG400



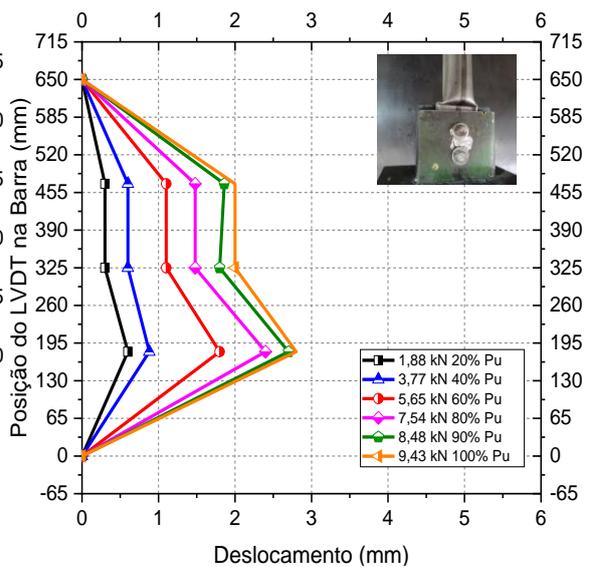
Deslocamento médio do EBE525



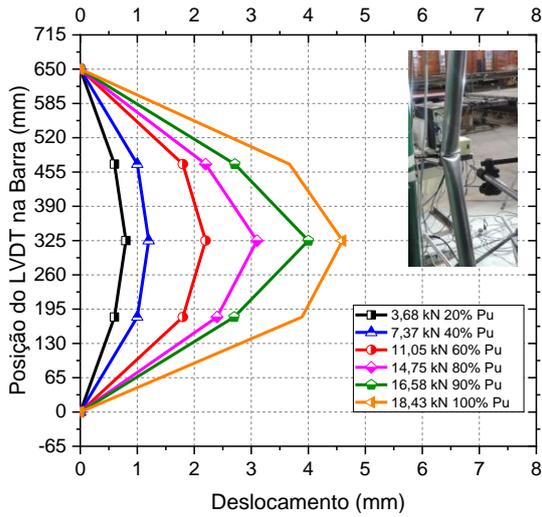
Deslocamento médio do BCR525



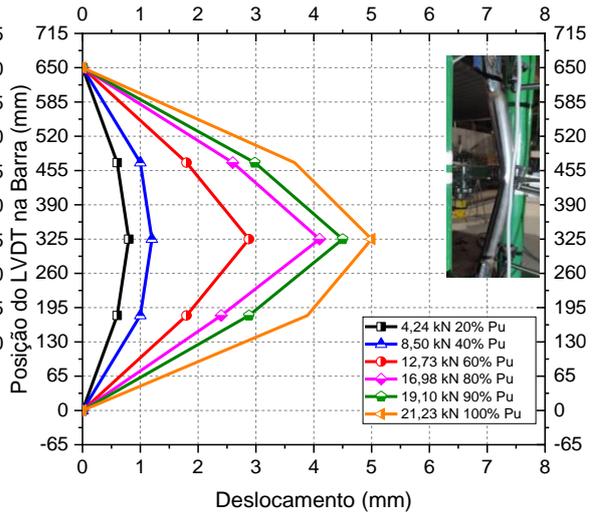
Deslocamento médio do BCG525



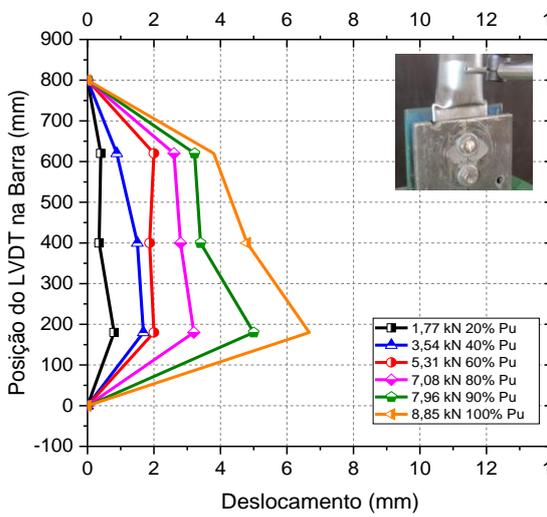
Deslocamento médio do EBE650



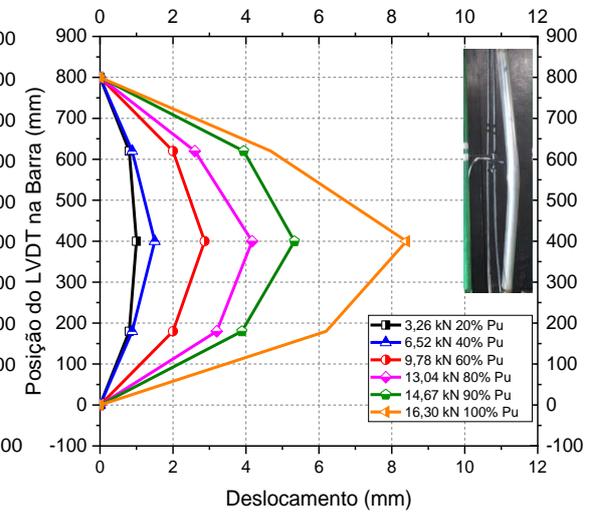
Deslocamento médio do BCR650



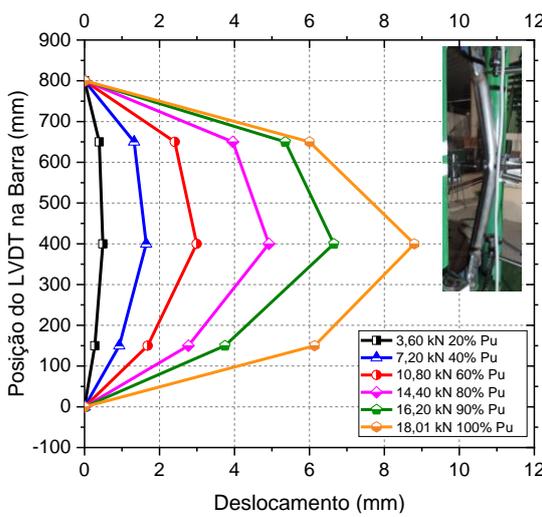
Deslocamento médio do BCG650



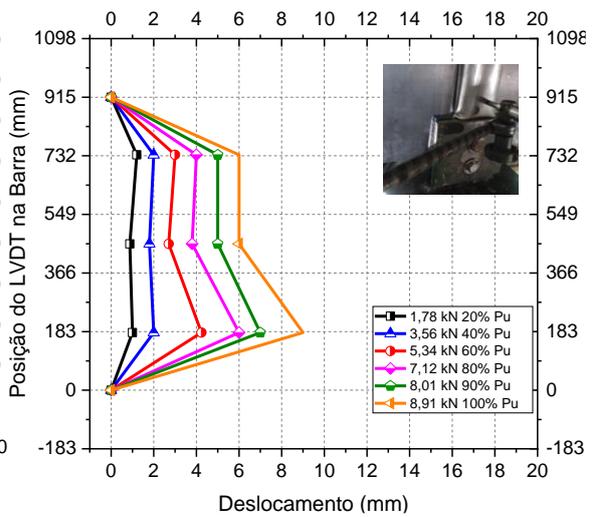
Deslocamento médio do EBE800



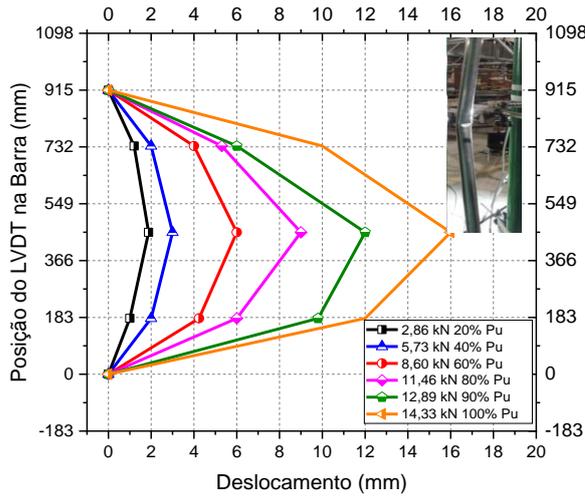
Deslocamento médio do FRC800



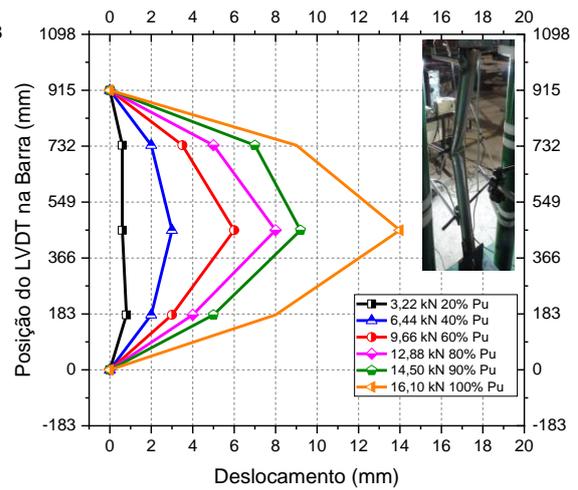
Deslocamento médio do BCG800



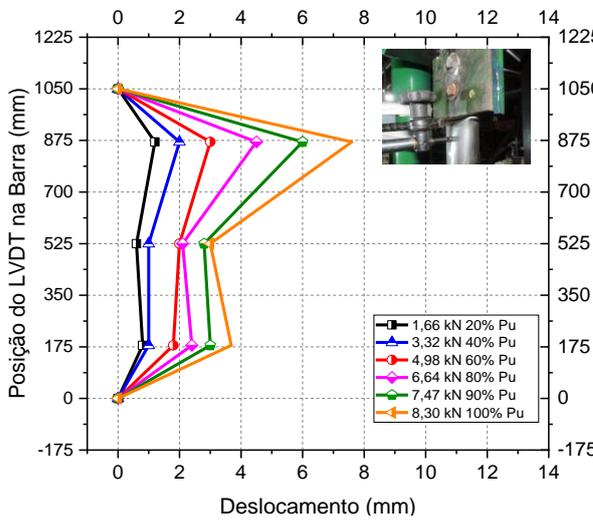
Deslocamento médio do EBE915



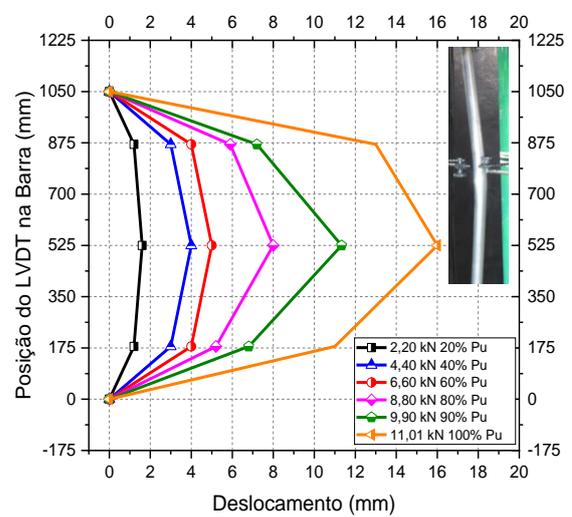
Deslocamento médio do BCR915



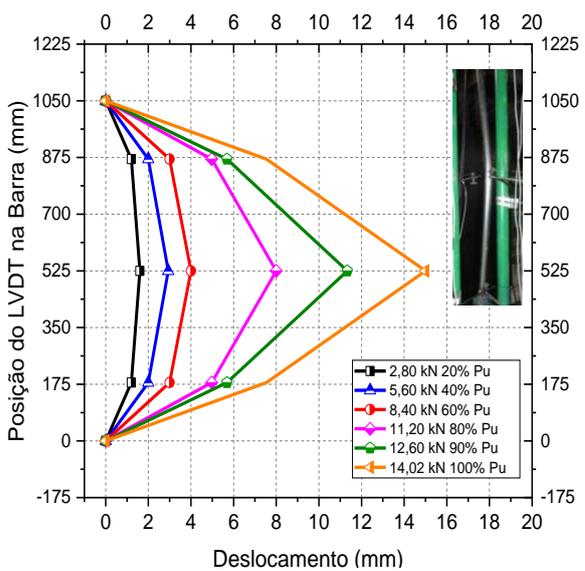
Deslocamento médio do BCG915



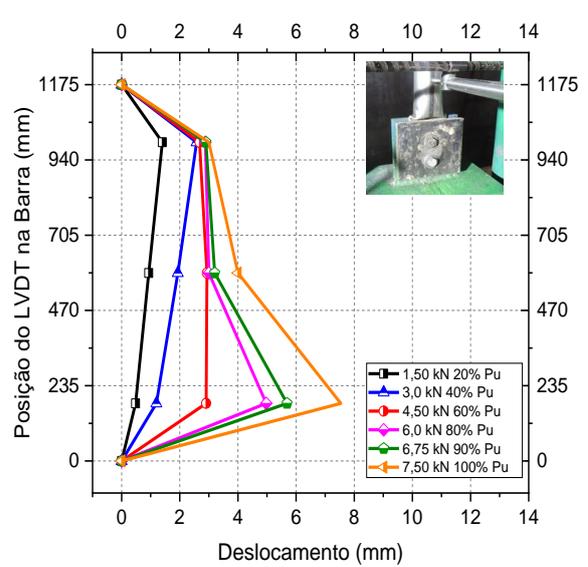
Deslocamento médio do EBE1050



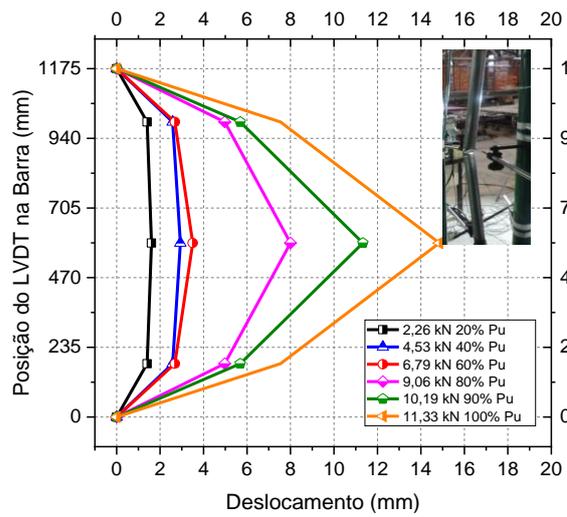
Deslocamento médio do BCR1050



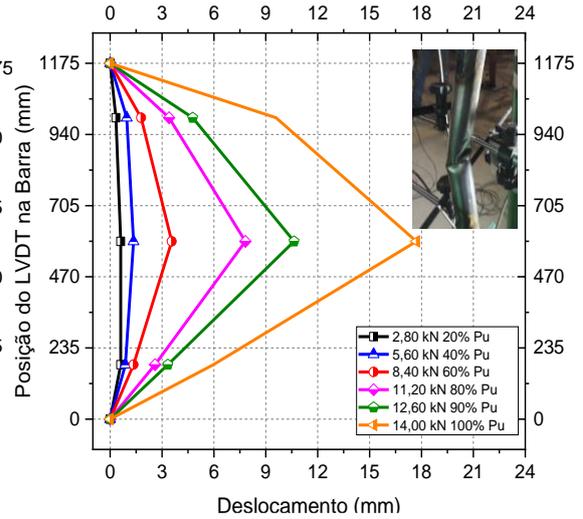
Deslocamento médio do BCG1050



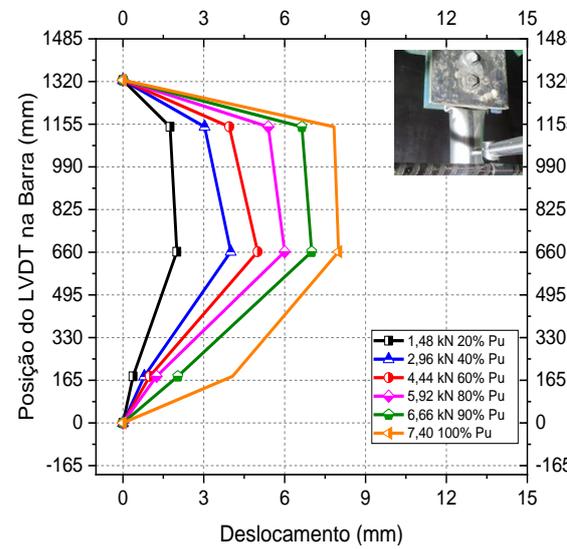
Deslocamento médio do EBE1175



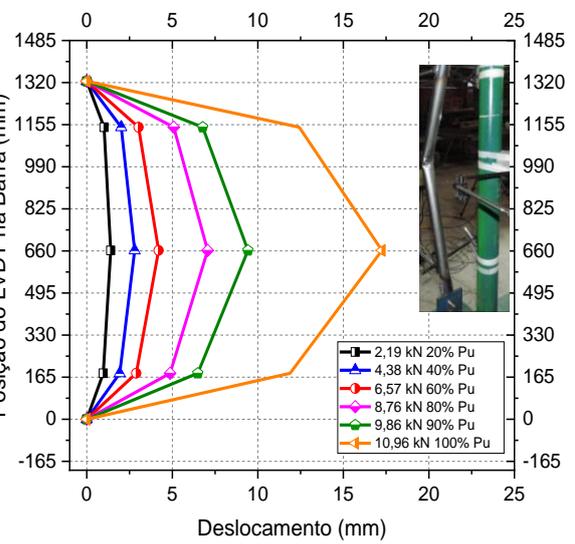
Deslocamento médio do BCR1175



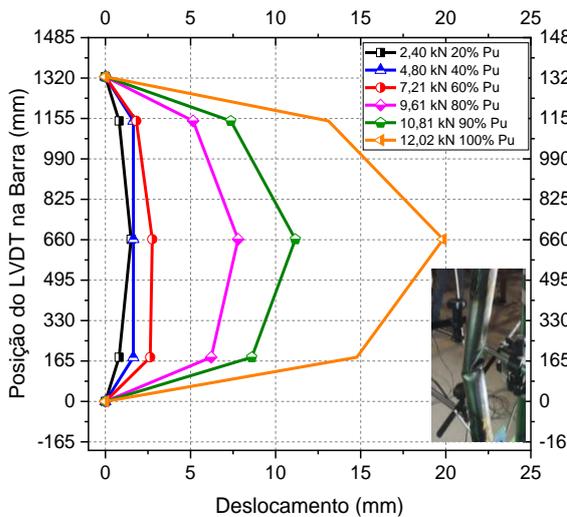
Deslocamento médio do BCG1175



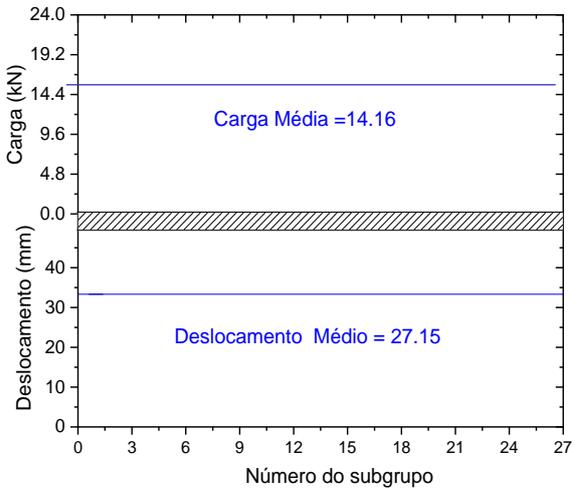
Deslocamento médio do EBE1325



Deslocamento médio do BCR1325



Deslocamento médio do BCG1325



Deslocamento médio dos espécimes

Figura 3.11 – Deslocamentos médios dos ensaios de flambagens

Os deslocamentos apresentados na Figura 3.11, foram limitados até as barras atingirem 100% da força axial de compressão resistente experimental. De forma que, após o pico da força máxima, as barras tiveram um aumento de deslocamentos, com perda de rigidez acentuada que não foram objeto de apresentação nos gráficos da figura em epígrafe. Além disso, foi observado que a resistência das barras na flambagem por flexão, são inversamente proporcionais ao quadrado dos comprimentos efetivos. Já as relações dos modos de ruptura de cada tipo de espécimes estão apresentadas resumidamente na Figura 3.12, como segue.



(a) Detalhe das extremidades das barras EBE, BCR e BCG



(b) Modos de colapso dos espécimes EBE250 com $\lambda = 20$



(c) Modos de colapso dos espécimes BCR250 com $\lambda = 20$



(d) Modos de colapso dos espécimes BCG250 com índice de esbeltez $\lambda = 20$



(e) Mecanismo de falha para todos $\lambda = 20$ (f) Modos de falha dos espécimes $\lambda = 30$



(g) Modos de falha dos espécimes $\lambda = 40$ (h) Modos de falha dos espécimes $\lambda = 50$



(i) Modos de colapso dos espécimes EBE800 com $\lambda = 60$



(j) Modos de colapso dos espécimes BCR800 com $\lambda = 60$



(k) Modos de colapso dos espécimes BCG800 com índice de esbeltez $\lambda = 60$



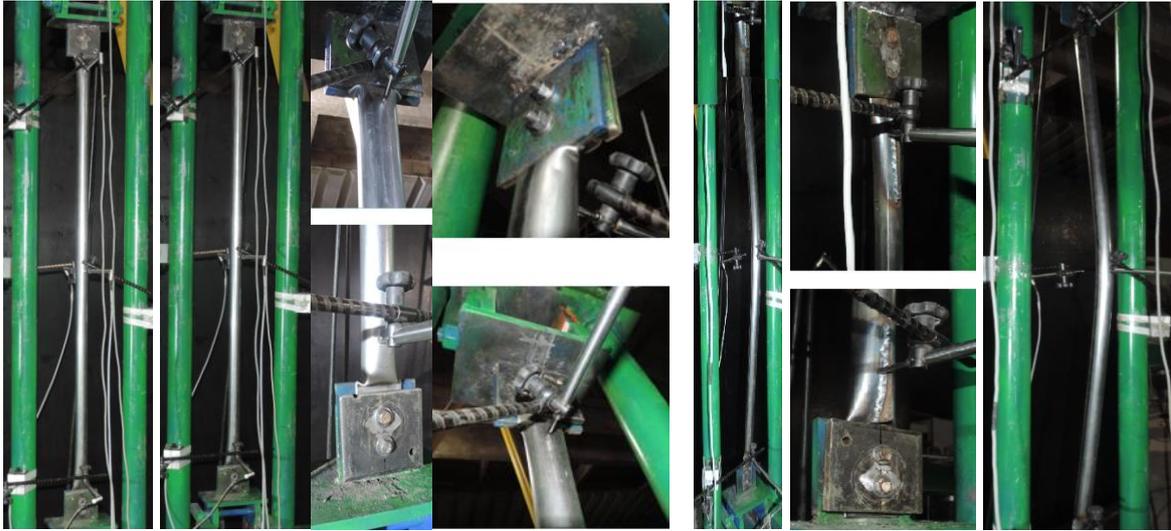
(l) Modos de colapso dos espécimes EBE915 com índice de esbeltez $\lambda = 70$



(m) Modos de colapso dos espécimes BCR915 com índice de esbeltez $\lambda = 70$



(n) Modos de colapso dos espécimes BCG915 com índice de esbeltez $\lambda = 70$



(o) Colapso do EBE1050 com $\lambda = 80$

(p) Colapso do BCR1050 com $\lambda = 80$



(q) Colapso do BCG1050 com $\lambda = 80$

(r) Colapso do EBE1175 com $\lambda = 90$



(s) Colapso do BCR1175 com $\lambda = 90$

(t) Colapso do BCG1175 com $\lambda = 90$



(u) Modos de colapso dos espécimes EBE1325 com índice de esbeltez $\lambda = 100$



(v) Modos de colapso dos espécimes BCR1325 com índice de esbeltez $\lambda = 100$



(w) Modos de colapso dos espécimes BCG1325 com índice de esbeltez $\lambda = 100$

Figura 3.12 – Modos de falhas dos espécimes ensaiados

As condições de contorno têm um efeito considerável na força axial de flambagem elástica de barras delgadas. As condições de contorno determinam o modo de flexão da coluna bem como a distância entre os pontos de inflexão na curva de deslocamento da barra defletida. Os pontos de inflexão na forma de deflexão das barras são os pontos nos quais a curvatura de flambagem muda de sinal e também, são os pontos em que os momentos fletores internos da barra são zero. Quanto mais próximos os pontos de inflexão, maior será a capacidade de força axial resultante (força de compensação) da barra.

Por isso, a norma (ABNT NBR 8800, 2008) apresenta o coeficiente de flambagem por flexão K (K_x ou K_y), para elementos isolados com seis condições de contorno, para ser escolhido convenientemente pelo projetista, conforme apresentado na Tabela 2.2. No Item 4.9.6.2 da referida norma, é recomendado o uso de valores superiores a 1,0 para K_x ou K_y , a fim de considerar por simplificação as imperfeições físicas e geométricas equivalentes da barra. A grande discussão técnica se fundamenta em qual valor mais apropriado se deve adotar nas condições de contorno. Já que $K=1$ não estaria sendo considerado momentos na extremidade da ligação da barra, e deflexões de segunda ordem com imperfeições geométricas iniciais, ou seja, com curvatura inicial e falta de retilineidade com desaprumo da barra.

Por esta razão, o modelo mais apropriado estaria na utilização de extremidades de barras com ligações semi-rígidas conforme propostas de (Farkas, 1992), (Aristizabal-ochoa, 1994), (Aristizabal-Ochoa, 2005), (Arboleda-Monsalve, Zapata-Medina e Aristizabal-Ochoa, 2008) e (Aristizabal-ochoa, 2012) onde os autores apresentam formulações com uso de mola na extremidade da barra com uma rigidez associada. A Figura 3.13 apresenta detalhes da extremidade da barra com analogia de uma viga com carregamento distribuído.

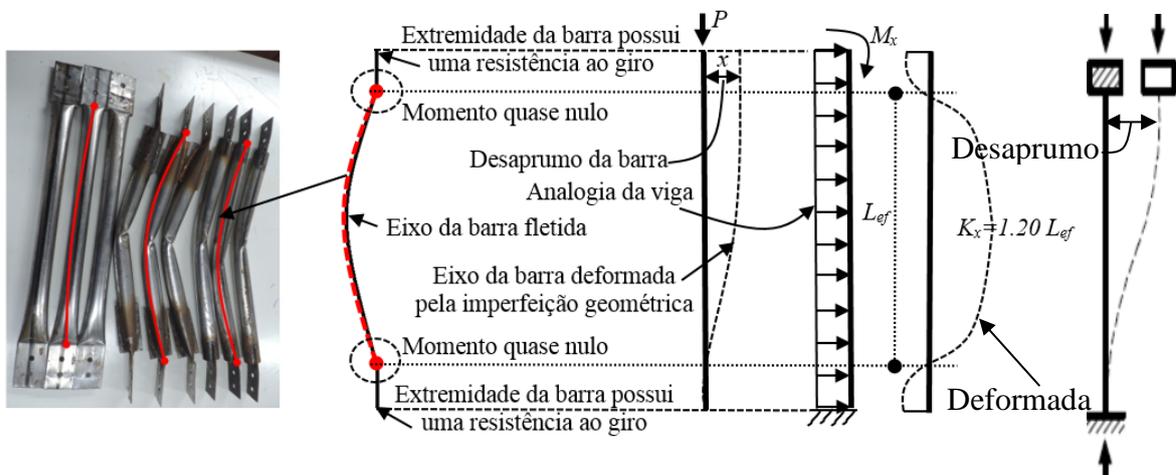


Figura 3.13 – Esquemático da deformada da barra para valores de $K_x = 1.20 L_{ef}$

As condições de contorno das extremidades das barras ensaiadas, eram garantidas pelo mecanismo que possuíam liberdade de rotação a fim de evitar surgimento de momentos fletores, mas, no entanto, não foi possível garantir que todas as barras ficassem no prumo durante o ensaio. Os pontos de inflexão da deformada das barras mostradas na Figura 3.13 evidenciam o fato de que as extremidades das barras após colapso tiveram uma resistência a rotação, intrínseca a região de menor inércia da barra. Além disso, não foi possível garantir nos ensaios a precisão da retilineidade das barras com ausência total de desaprumo, assim sendo, para as verificações normativas de cálculo de resistência das barras foi considerado $K_x = 1,2 L_{ef}$, com os resultados mostrados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios experimentais em relação aos valores normativos

Nome do Espécimen	D _{ext.} (mm)	D _{int.} (mm)	D/t	r (mm)	L _{ef} (mm)	$\lambda(L_{ef}/r)$	A _g (mm ²)	λ_0	N _{exp} (kN)	N _{Norma} (kN)
EBE250-01	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	12,01	19,89
EBE250-02	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	12,04	19,89
EBE250-03	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	12,01	19,89
BCR250-01	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	21,00	19,89
BCR250-02	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	21,50	19,89
BCR250-03	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	21,50	19,89
BCG250-01	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,9	24,00	19,89
BCG250-02	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	23,00	19,89
BCG250-03	38,00	36,10	40	13,10	250	20,0	110,57	0,19	23,00	19,89
EBE400-01	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	11,05	19,80
EBE400-02	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	11,60	19,80
EBE400-03	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	11,40	19,80
BCR400-01	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	21,00	19,80
BCR400-02	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	24,00	19,80
BCR400-03	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	24,00	19,80
BCG400-01	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	24,00	19,80
BCG400-02	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	25,00	19,80
BCG400-03	38,00	36,10	40	13,10	400	30,0	110,57	0,30	25,20	19,80
EBE525-01	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	10,68	19,57
EBE525-02	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	10,58	19,57
EBE525-03	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	9,18	19,57
BCR525-01	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	18,30	19,57
BCR525-02	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	18,00	19,57
BCR525-03	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	18,15	19,57
BCG525-01	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	21,00	19,57
BCG525-02	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	22,00	19,57
BCG525-03	38,00	36,10	40	13,10	525	40,0	110,57	0,40	21,8	19,57

Continuação

Nome do Espécimen	D _{ext.} (mm)	D _{int.} (mm)	D/t	r (mm)	L _{ef} (mm)	$\lambda(L_{ef}/r)$	A _g (mm ²)	λ_0	N _{exp} (kN)	N _{Norma} (kN)
EBE650-01	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	9,43	19,08
EBE650-02	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	9,42	19,08
EBE650-03	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	9,48	19,08
BCR650-01	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	18,4	19,08
BCR650-02	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	18,6	19,08
BCR650-03	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	18,3	19,08
BCG650-01	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	21,22	19,08
BCG650-02	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	21,16	19,08
BCG650-03	38,00	36,10	40	13,10	650	50,0	110,57	0,49	21,33	19,08
EBE800-01	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	8,85	17,96
EBE800-02	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	8,88	17,96
EBE800-03	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	8,82	17,96
BCR800-01	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	16,3	17,96
BCR800-02	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	16,43	17,96
BCR800-03	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	16,19	17,96
BCG800-01	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	18,02	17,96
BCG800-02	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	18,07	17,96
BCG800-03	38,00	36,10	40	13,10	800	60,0	110,57	0,61	17,89	17,96
EBE915-01	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	8,97	16,82
EBE915-02	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	8,86	16,82
EBE915-03	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	8,93	16,82
BCR915-01	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	14,33	16,82
BCR915-02	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	14,38	16,82
BCR915-03	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	14,29	16,82
BCG915-01	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	16,08	16,82
BCG915-02	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	16,01	16,82
BCG915-03	38,00	36,10	40	13,10	915	70,0	110,57	0,69	15,99	16,82
EBE1050-01	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	8,29	13,81
EBE1050-02	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	8,37	13,81
EBE1050-03	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	8,26	13,81
BCR1050-01	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	11,02	13,81
BCR1050-02	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	10,94	13,81
BCR1050-03	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	11,04	13,81
BCG1050-01	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	14,01	13,81
BCG1050-02	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	14,06	13,81
BCG1050-03	38,00	36,10	40	13,10	1050	80,0	110,57	0,80	13,98	13,81
EBE1175-01	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	7,49	13,46
EBE1175-02	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	7,63	13,46
EBE1175-03	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	7,39	13,46
BCR1175-01	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	11,29	13,46
BCR1175-02	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	11,32	13,46
BCR1175-03	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	11,39	13,46

Continuação

Nome do Espécimen	D _{ext.} (mm)	D _{int.} (mm)	D/t	r (mm)	L _{ef} (mm)	$\lambda(L_{ef}/r)$	A _g (mm ²)	λ_0	N _{exp} (kN)	N _{Norma} (kN)
BCG1175-01	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	14,03	13,46
BCG1175-02	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	13,98	13,46
BCG1175-03	38,00	36,10	40	13,10	1175	90,0	110,57	0,89	13,99	13,46
EBE1325-01	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	7,35	10,93
EBE1325-02	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	7,39	10,93
EBE1325-03	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	7,46	10,93
BCR1325-01	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	11,06	10,93
BCR1325-02	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	10,9	10,93
BCR1325-03	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	10,92	10,93
BCG1325-01	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	11,98	10,93
BCG1325-02	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	12,01	10,93
BCG1325-03	38,00	36,10	40	13,10	1325	100,0	110,57	1,01	12,02	10,93

Os resultados mostraram que as barras BCG tiveram resistências últimas com 5,0% maiores que os valores normativos. Já as barras BCR apresentaram resistência média 3,58% menores que os valores da norma brasileira (ABNT NBR 16239, 2013) conforme Tabela 3.2. Por fim, as barras com EBE tiveram uma diminuição média de resistência de 57,85% em relação aos valores da ABNT NBR 16239 (2013). O que evidência o risco de utilizar esse tipo de estrutura sem a consideração da perda de resistência causada pela estampagem da barra. A Figura 3.14 apresenta o gráfico com os valores nominais de resistência dos ensaios em relação as curvas das principais normas nacionais e internacionais obtidas no capítulo 2.

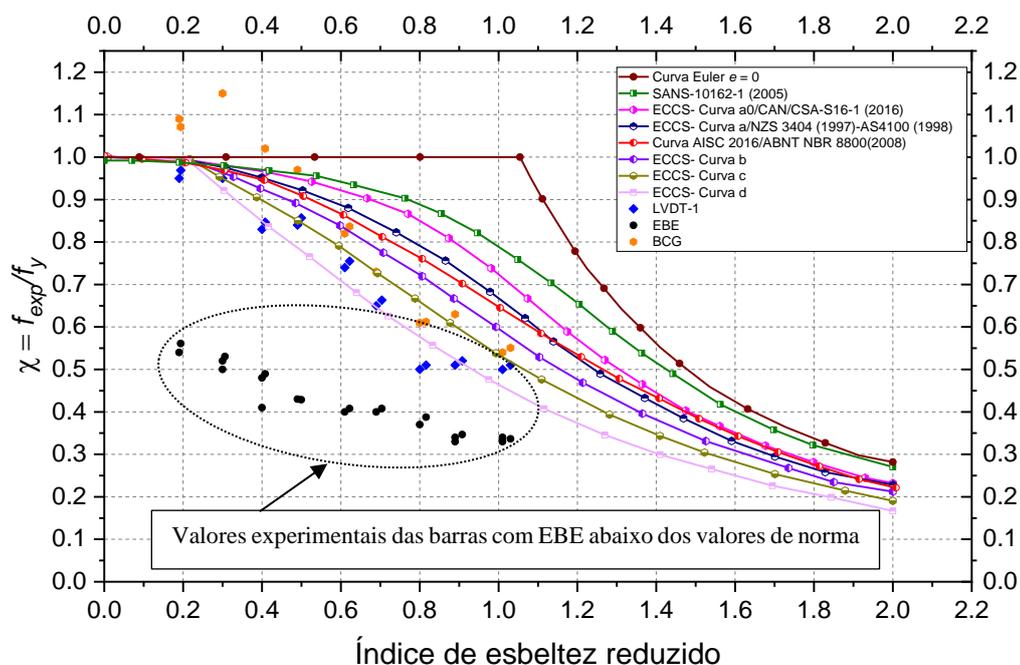
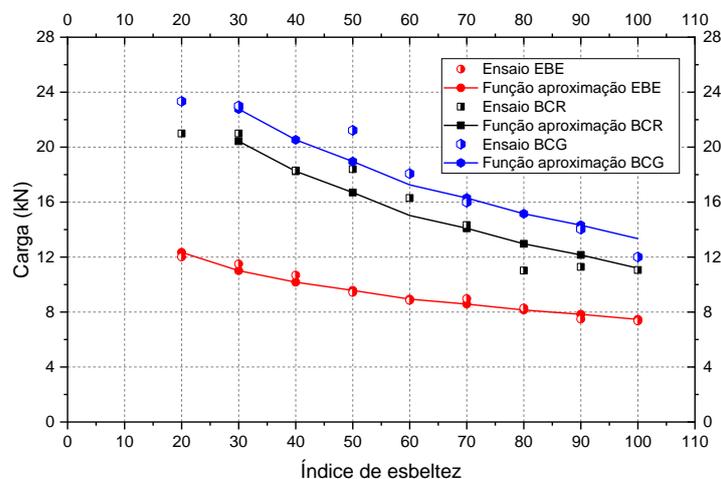


Figura 3.14 – Comparação dos valores experimentais com as diversas normas

Conforme mostrado na Figura 3.14 os valores λ das barras EBE ficaram em zona não segura devido ao efeito da estampagem das barras que causou a instabilidade local com ruptura prematura da seção. A instabilidade localizada é a perda de equilíbrio de uma parte da seção transversal. Não está diretamente relacionada à barra como um todo, mas às condições de ligação e de esbeltez e estampagem dos elementos da seção. Essa possibilidade de ruína por instabilidade local, em conjunto com as tensões normais na seção solicitada pelo esforço externo atuante, não é considerada para efeito de cálculo pela NBR para seção estampada.

Uma proposta seria a utilização do fator de redução Q que leva em conta a estampagem da barra, ou seja, seria aplicado um fator de redução de resistência nas barras com extremidades estampadas, para as barras EBE ensaiadas neste trabalho o fator Q seria equivalente ao percentual de minoração de resistência de aplicadamente 60,0% em relação a barras sem estampagem calculada analiticamente com uso da norma brasileira (ABNT NBR 16239, 2013). Para extrapolar o fator de redução Q para outros diâmetros de tubos com estampagem com diferentes espessuras de paredes e tipos de aço. Seria necessário a realização de estudo paramétrico, objeto para pesquisas futuras.

Contudo, nos ensaios experimentais realizados, ficou esclarecido que as barras estampadas sofrem uma diminuição devido ao amassamento do tubo. Essa diminuição se acentua à medida que diminuiu o índice de esbeltez da barra. Conforme demonstrado para barras com índice de esbeltez de 100 a diminuição de resistência foi de 60,0%, muito próximo ao valor calculado com uso das normas. Para índice de esbeltez de 20 a diminuição foi de 94,0%. A Figura 3.15 mostra as diferentes curvas dos ensaios com a função de aproximação.



(d) Curvas dos ensaios EBE, BCR e BCG

Figura 3.15 – Curvas dos ensaios experimentais das barras isoladas

4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE LIGAÇÕES ISOLADAS

4.1. CARACTERÍSTICAS DOS PROTÓTIPOS

Para avaliação experimental do comportamento das ligações das treliças tridimensionais o ideal seria a realização do experimento com todos os membros do protótipo. Porém, nesta pesquisa foi realizado uma série de ensaio experimental com ligação isolada assumindo de forma aproximada as condições de contorno das barras da treliça. De modo que, foi montado um pórtico auxiliar para elaboração dos ensaios. A Figura 4.1 mostra as barras da treliça em destaque na cor vermelha representando uma ligação típica com as barras das diagonais e banzos superiores.

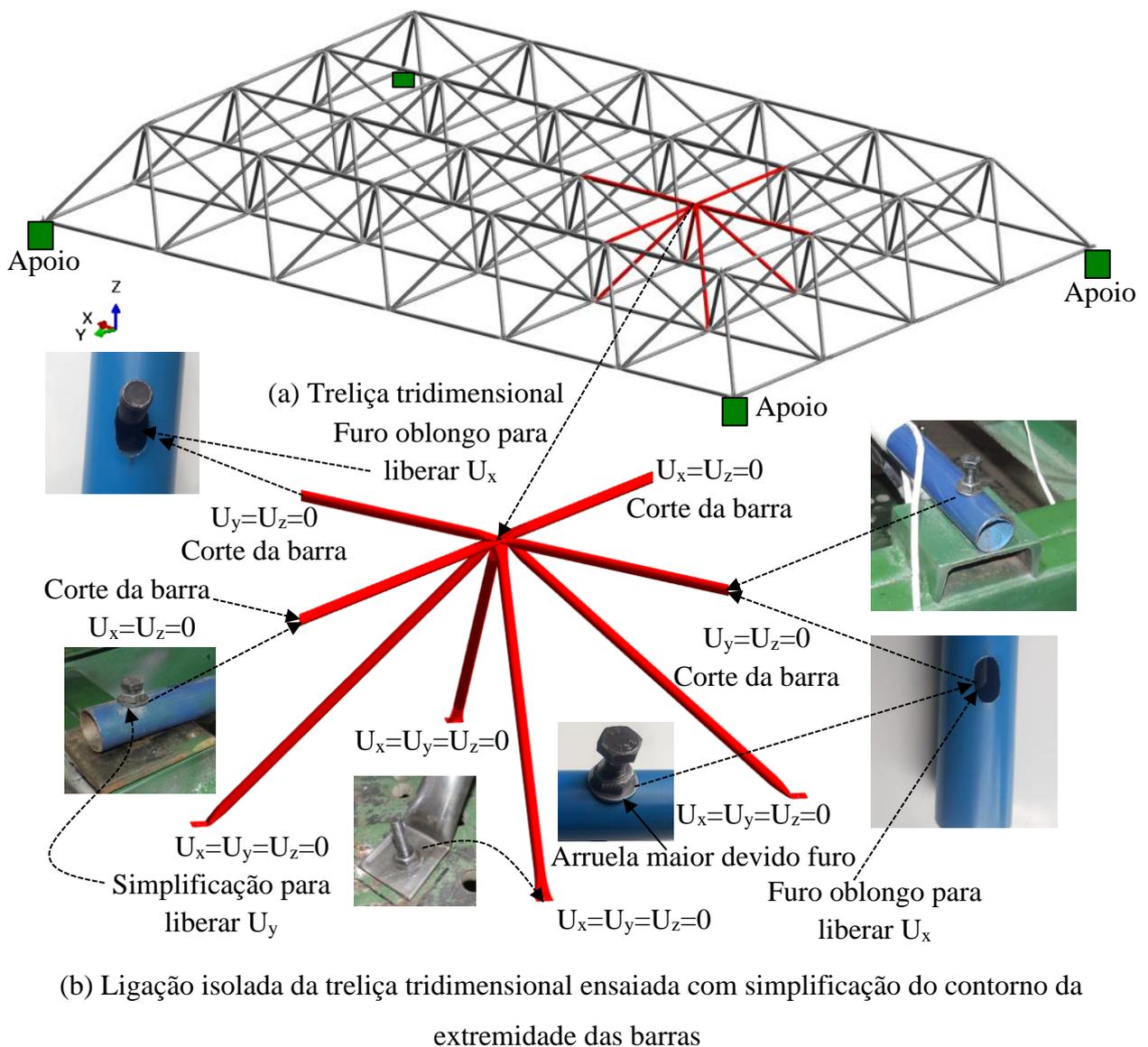


Figura 4.1 – Simplificação para realização do ensaio da ligação

Após avaliação dos ensaios experimentais de flambagem com barras isoladas, verificou-se, que o uso de chapa reentrante diminuiu significativamente as tensões na região da estampagem das barras, e possui a potencialidade de contribuir para resistência de treliça com ligação típica, de modo que, um novo programa experimental foi motivado, para estudar as ligações com diferentes tipos de ligações. Todavia, este capítulo se limita ao estudo das ligações sob carregamento estático, mostrando a resistência nominal de cada espécime, sem levar em consideração efeitos dinâmicos e de fadiga. Para cada tipo de ligação foram realizados 3 ensaios, compreendendo num total de 18 espécimes conforme Figura 4.2.



(a) Ensaio da Ligação Típica com extremidade Estampada com Chapas de Aço – LTECA



(b) Ensaio de Ligação Típica com Ponteira usando ligação de Chapa de Aço – LTPCA



(c) Ensaio da Ligação Típica com extremidade Estampada – LTE



(d) Ensaio Ligação Típica com Distanciador com Concreto Encapsulado – LTDCE



(e) Ensaio da Ligação Típica com Chapa Reentrante – LTCR

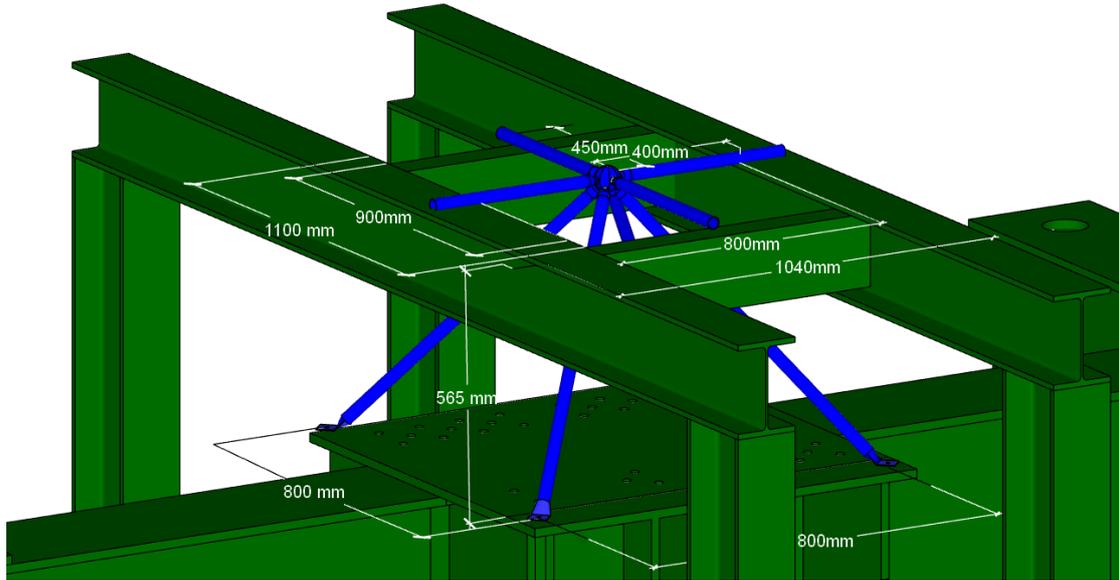


(f) Ensaio da Ligação proposta Space Truss Quick Connector – STQC

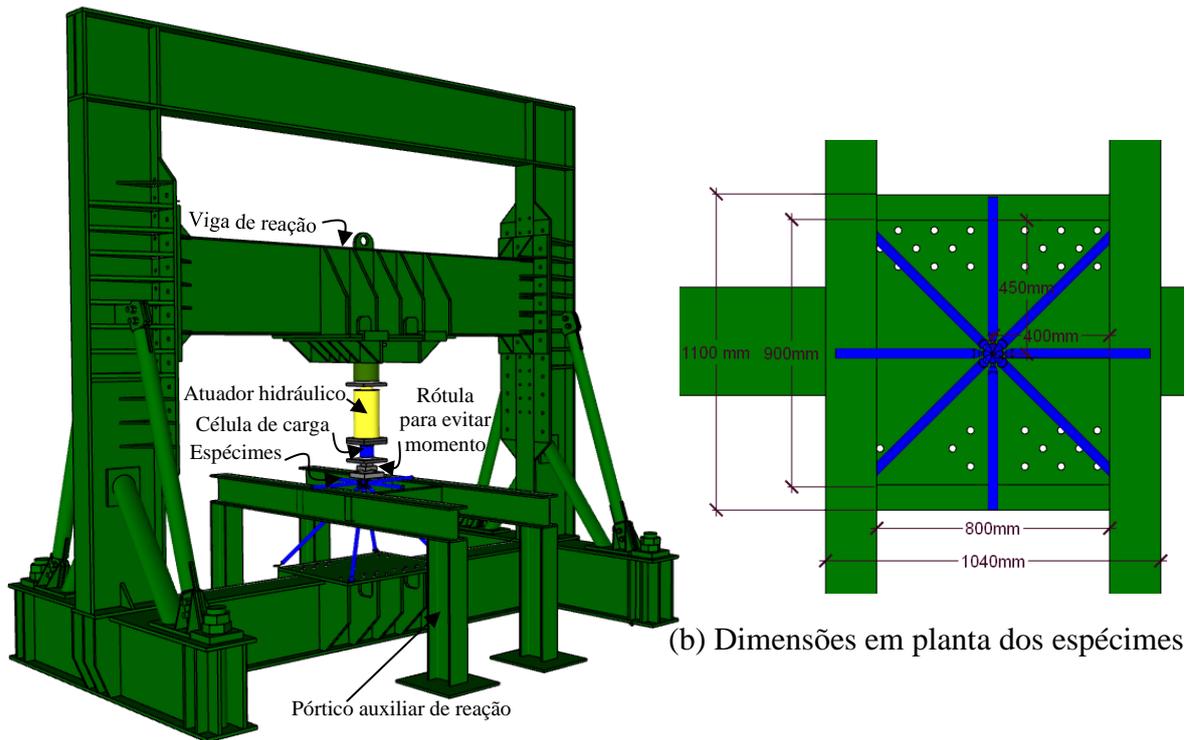
Figura 4.2 –Tipos de ligações ensaiadas com força estática centrada

Todos os 18 espécimes tiveram as mesmas dimensões de barras dos banzos e diagonais, para fixação das barras dos banzos superiores, foi construído um suporte com perfil W200x26,60 que ficava embaixo do pórtico de reação do laboratório. O banzo superior da treliça era composto por barras com comprimento de 450,0 mm e 500,0 mm com tubo em aço SAE1020 com diâmetro de 38,0 mm com espessura de 0,95 mm, já as diagonais possuíam extremidades estampadas parafusadas na base do pórtico, com comprimento da diagonal de 800 mm com uso do mesmo material dos banzos. A força foi aplicada diretamente na ligação por meio de atuador hidráulico com capacidade de força de 50,0 kN. Para obtenção dos deslocamentos de cada um dos espécimes ensaiados foram utilizados 7 LVDT's distribuídos

entre as barras dos banzos e embaixo da ligação. As dimensões dos espécimes testados estão ilustradas na Figura 4.3.



(a) Dimensão dos espécimes ensaiados com força estática na ligação

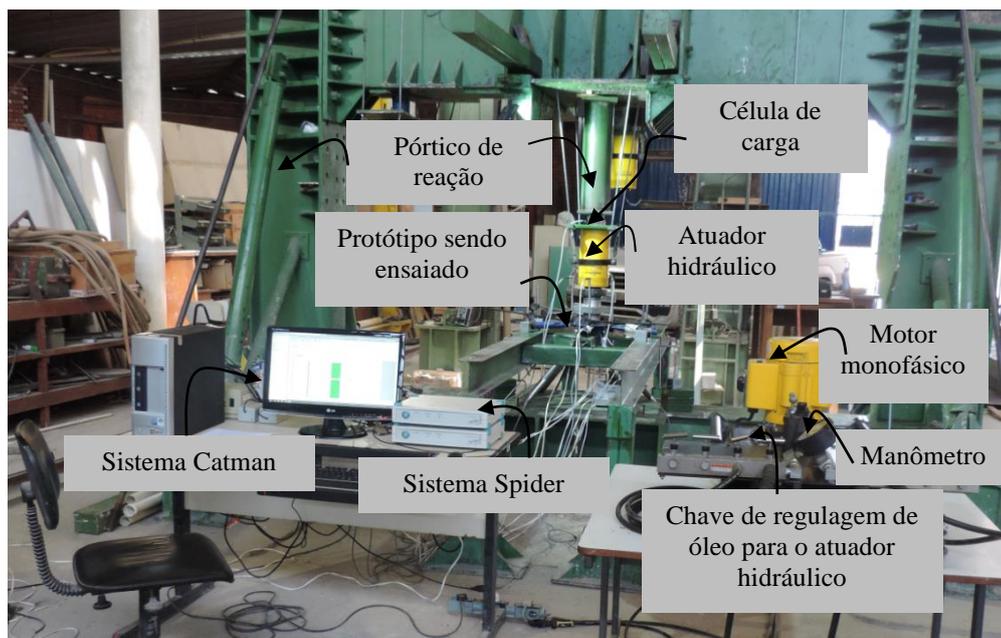


(b) Dimensões em planta dos espécimes

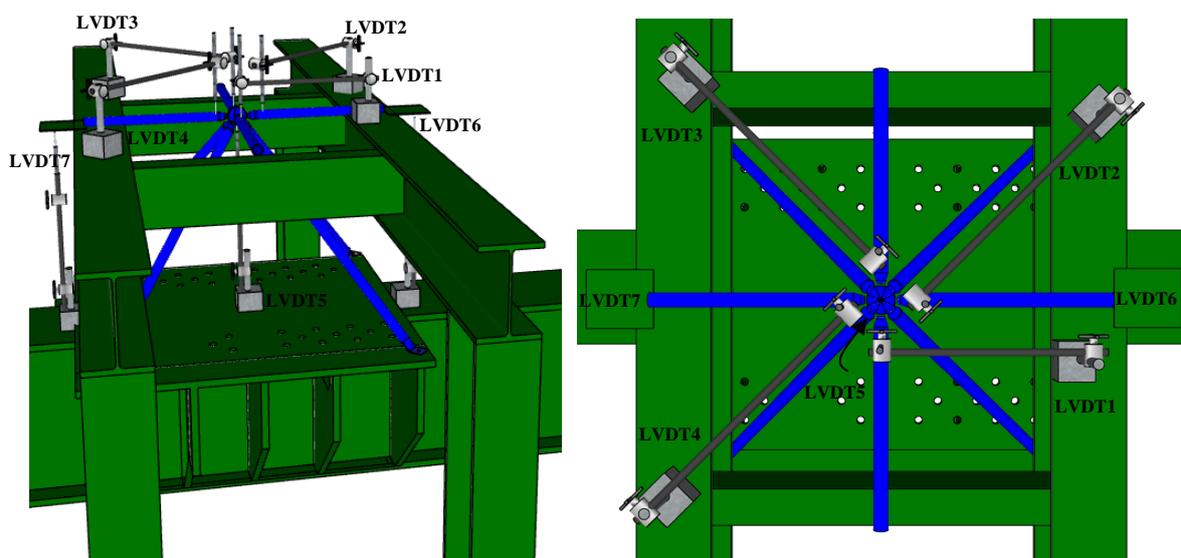
(c) Detalhe do Pórtico de reação usado no ensaio

Figura 4.3 – Pórtico para ensaio das ligações

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o Spider 8 com o programa Catman da HBM, a Figura 4.4 ilustra esquematicamente os procedimentos para leitura dos ensaios.



(a) Sistema de ensaio para todos os espécimes



(b) Detalhe dos LVDT's usados para leitura dos deslocamentos

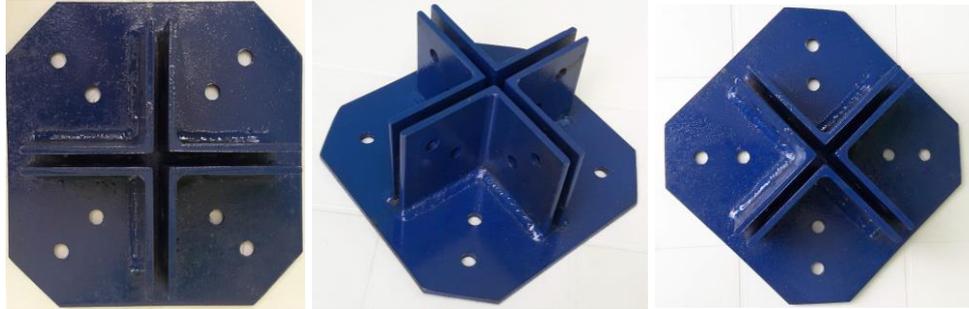
Figura 4.4 – Detalhe das posições dos LVDTs e procedimentos para aquisição de dados

Nos banzos próximos a ligação foram posicionados os LVDT'S de 1ao 4. O LVDT5 foi fixado embaixo da ligação. Enquanto, os LVDT's 6 e 7 ficaram instalados nas extremidades das duas vigas de suporte em perfil W200x26,60 para verificar possíveis deslocamentos das vigas quanto os espécimes estivessem sob carregamentos.

4.2. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS DAS LIGAÇÕES ISOLADAS

As ligações com chapas de aço LTECA e LTPCA foram fabricadas com espessura de 5,00 mm em aço ASTM A36 e soldadas com máquina MIG 350 Ultramig MF Trifásica 220V da

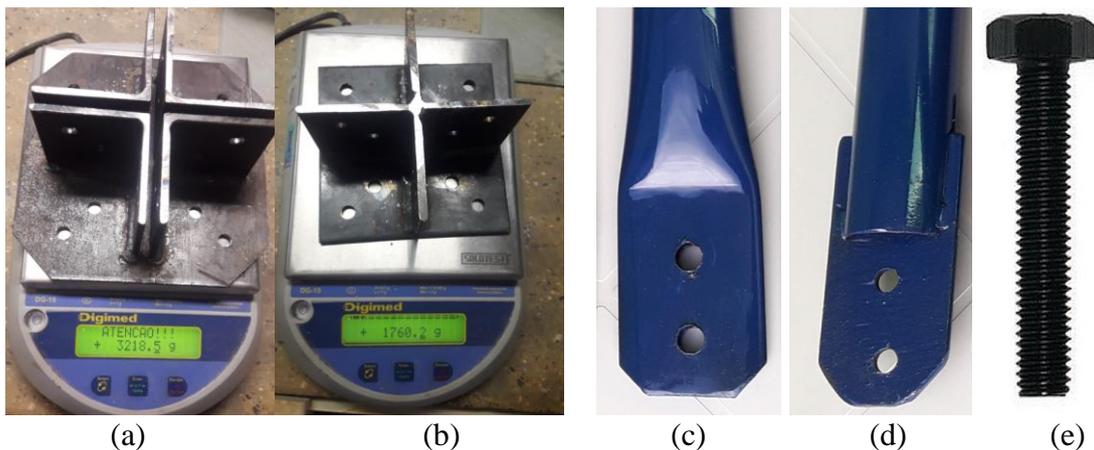
Brax, com arame de 1,20 mm. Em cada extremidade das barras foram utilizados dois parafusos sextavados comuns, tipo padrão americano ASTM A307, com rosca inteira em aço médio carbono temperado e revenido, com 8,0 mm de diâmetro, a distância entre eixos dos furos foi de 40,0 mm, já o diâmetro dos furos executados consistiram em de 9,50 mm, correspondente a uma folga de 1,50 mm. A Figura 4.5 mostra as duas ligações com o respectivo peso de cada elemento.



(a) ligação LTECA com chapa de aço 5,0 mm e cantoneiras em aço carbono laminado L64x64x5.0 em ASTM A6



(b) Ligação LTPCA com chapas de aço ASTM A36 com espessura de 5 mm



(a) Peso da Ligação correspondente a 0,0314 kN; (b) Peso da ligação correspondente a 0,0172 kN; (c) Extremidade da barra com estampagem; (d) Extremidade da barra com chapa de aço; (e) Parafuso de aço carbono de 8 mm de diâmetro em aço ASTM A307

Figura 4.5 – Detalhe das ligações com chapa de aço LTECA e LTPCA

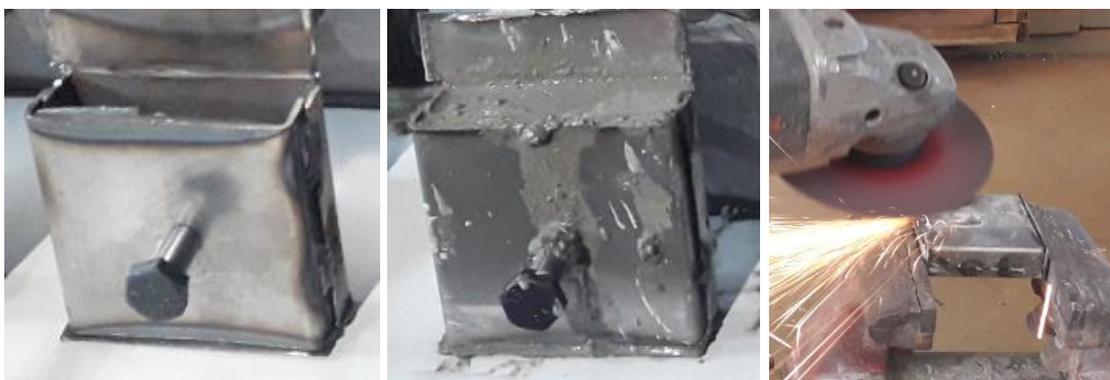
Nas ligações tipo LTDCE, utilizou um distanciador de concreto encapsulado. Para construção desse elemento, inicialmente, foi soldado dois perfis simples U80x20x1,00 mm, de modo, a criar uma fôrma em formato retangular, com seção fechada de 80,0 x 80,0 x 22,0 mm, com um furo central para passagem do parafuso sextavado com rosca inteira, com diâmetro de 10,0 mm M8.8 em aço carbono ASTM A307. O concreto utilizado no distanciador foi o SikaGraut® monocomponente com resistência média à compressão aos 28 dias em 51 MPa e módulo de elasticidade com 38,92 GPa, ensaiados no laboratório de materiais do Instituto Federal de Brasília no campus de Samambaia. A Figura 4.6 ilustra os passos para construção dos distanciadores e ensaios das propriedades mecânicas do concreto.



(a) Concretagem com SikaGraut® (b) Ensaio de módulo (c) Modo de Ruptura



(d) Modos de ruptura dos seis corpos-de-prova



(e) Fôrma do distanciador (f) Concretagem do distanciador (g) Acabamento final

Figura 4.6 – Detalhe do distanciador de concreto encapsulado com concreto

Nas ligações com chapa de aço reentrante LTCR, foi introduzido na região do amassamento das diagonais uma chapa retangular com seção de 120 x 50 mm, em aço ASTM A36 laminadas a quente com espessura de 3,75 mm, e soldada na MIG. A Figura 4.7 apresenta as etapas para reforço da ligação típica. Também nas ligações LTCR e LTE utilizou parafuso sextavado com rosca inteira, com diâmetro de 10 mm M8.8 em aço carbono ASTM A307.



Figura 4.7 – Reforço da ligação típica com chapa reentrante com espessura de 3,75 mm

4.2.1. Nova Ligação *Space Truss Quick Connector*

Buscou-se desenvolver um sistema de fácil montagem *Space Truss Quick Connector* - STQC, sem excentricidade, com um designer inovador de encaixe e com um projeto que está em consonância com as novas técnicas de usinagem com uso de torno por controle numérico computadorizado. Além, de evitar a estampagem das barras, esse novo sistema proposto as peças são encaixadas individualmente tornando o processo de usinagem mais simples, com maior precisão das peças, aumentando a produtividade com redução de custos; permitindo assim, que o sistema seja viável para aplicação em escala industrial. A ligação STQC consiste em um conector de encaixe rápido usinado e parafusado na esfera metálica responsável pela ligação das barras.

A Figura 4.8 apresenta os detalhes da nova ligação para estruturas treliçadas tridimensionais baseado no uso de dispositivos semelhantes a *Sistema de Engate Rápido-SIER* usado na mecânica para passagem de fluído. A ideia é fazer a montagem da treliça no canteiro de obra sem utilização de ferramentas, apenas conectando os elementos. Conseqüentemente, este dispositivo evitará erros de execução e poderá ser desenvolvido com mão-de-obra menos especializada no canteiro de obra. Uma outra vantagem do sistema é aplicação em estruturas amovíveis, tais como: cobertura de eventos provisórios, divisórias em shoppings centers e plataformas suspensas. Uma outra vantagem é que os conectores poderão ser

fabricados com controle de qualidade com identificação de lotes. Todavia, a nova ligação foi submetida a teste de força estático para avaliação da capacidade de força e verificação de possíveis falhas dos mecanismos de ligações.

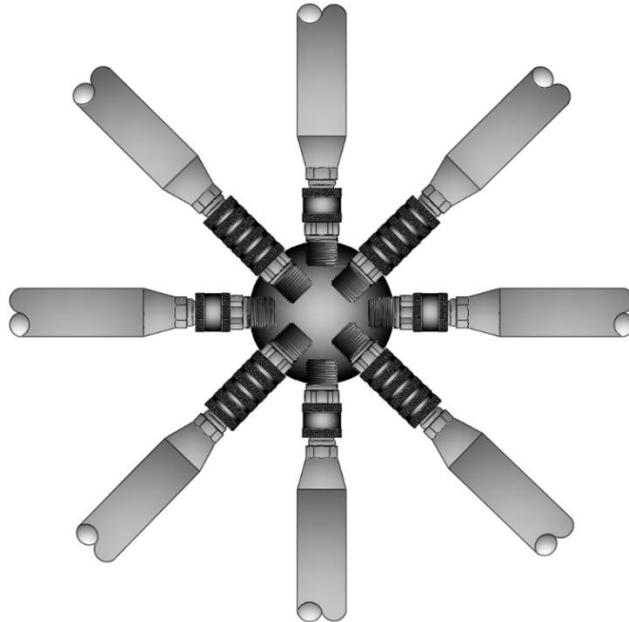


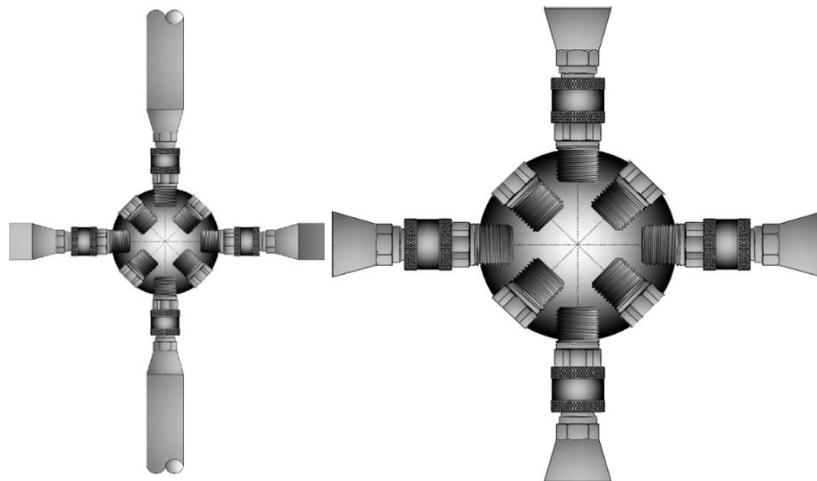
Figura 4.8 – Vista da ligação com ligação das barras das diagonais e banzos

O sistema de SIER acoplado com macho e fêmea já é conhecido na indústria faz bastante tempo. Tais ligações são particularmente desejáveis para emendar ou conectar duas mangueiras ou tubos, principalmente em local de difícil acesso. Além disso, o tempo de montagem é reduzido significativamente, e, por sua vez, com maior segurança na união. Assim, o sistema de acoplamento SIER é utilizado para conectar linhas de ar e fluidos de baixa pressão, que envolve água, óleo ou gás.

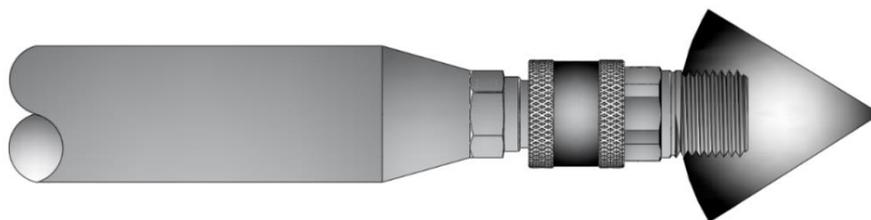
A luva com mola no acoplador que une as duas peças é recolhida manualmente para conectar ou desconectar. O sistema macho e fêmea não necessita de uso de ferramenta auxiliar. De modo geral, o sistema SIER é utilizado apenas para proporcionar um travamento mecânico. Em síntese, observa-se que a grande variedade de invenções do SIER's consiste em modificar sistematicamente o sistema de vedação interno do mecanismo contra vazamentos e não possuem a função de resistir aos esforços de tração e compressão o que justifica a utilização de pequenas esferas espaçadas ao longo do diâmetro do acoplador para conectar o sistema macho e fêmea. De tal modo, os modelos disponíveis na indústria possuem a limitação quanto aos esforços axiais.

Baseado na ideia dos SIER, foi realizado modificações para adaptar a necessidade mecânica para unir a barra da treliça com a esfera metálica por meio dos acopladores. Portanto, diferentemente dos engates aplicados na hidráulica, o conector desenvolvido para treliças tridimensionais possui resistência à tração e compressão. Para isso, foi incluído no sistema um número maior de esferas de aço com 16 elemento com 3 mm de diâmetro ao longo do acoplador que exigiu também uma parede mais espessa do conector macho, bem como, a elaboração de rosca na extremidade do sistema de plug, diferenciando de todos os sistemas já existentes ajudando a transferir os esforços de tração e compressão.

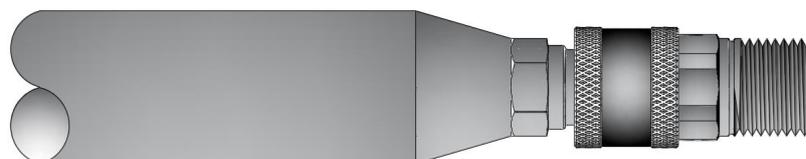
Essas modificações, tornaram o sistema mais compacto com uma melhor distribuição dos esforços axiais. O sistema que interliga o engate rápido é inovador com um parafuso interno que une a barra da treliça por meio da luva cônica com o sistema fêmea do engate rápido modificado para unir com o acoplador macho. A Figura 4.9 apresenta os detalhes das barras dos banzos e o mecanismo de ligação na esfera metálica.



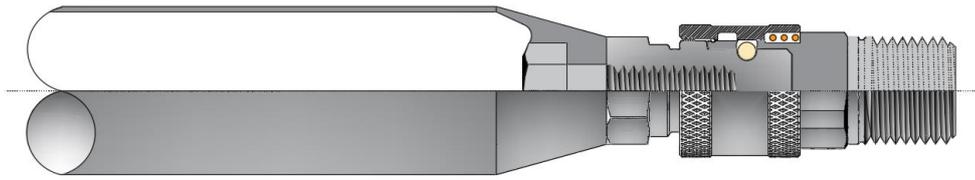
(a) Detalhe do encontro das barras dos banzos na esfera metálica sem excentricidade



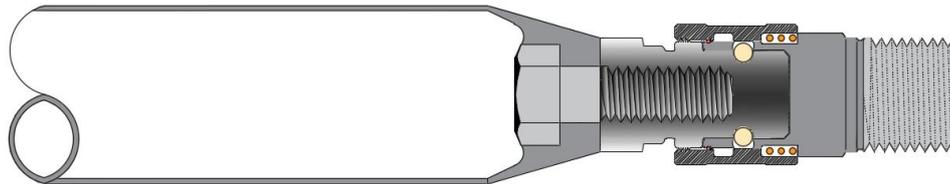
(b) Ligação do banzo comprimido com a esfera metálica de ligação



(c) Vista do banzo com a ligação de tipo engate rápido



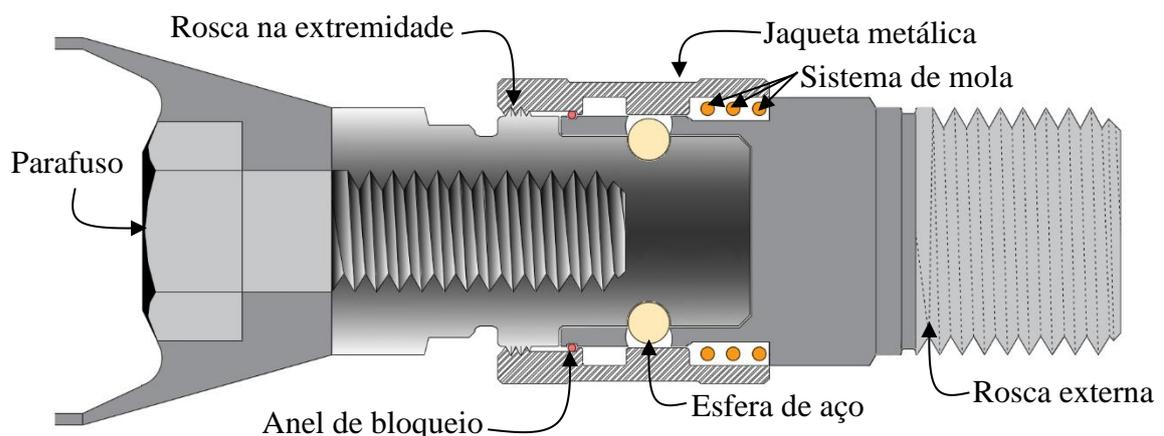
(d) Meio corte do banzo com a ligação de tipo engate rápido



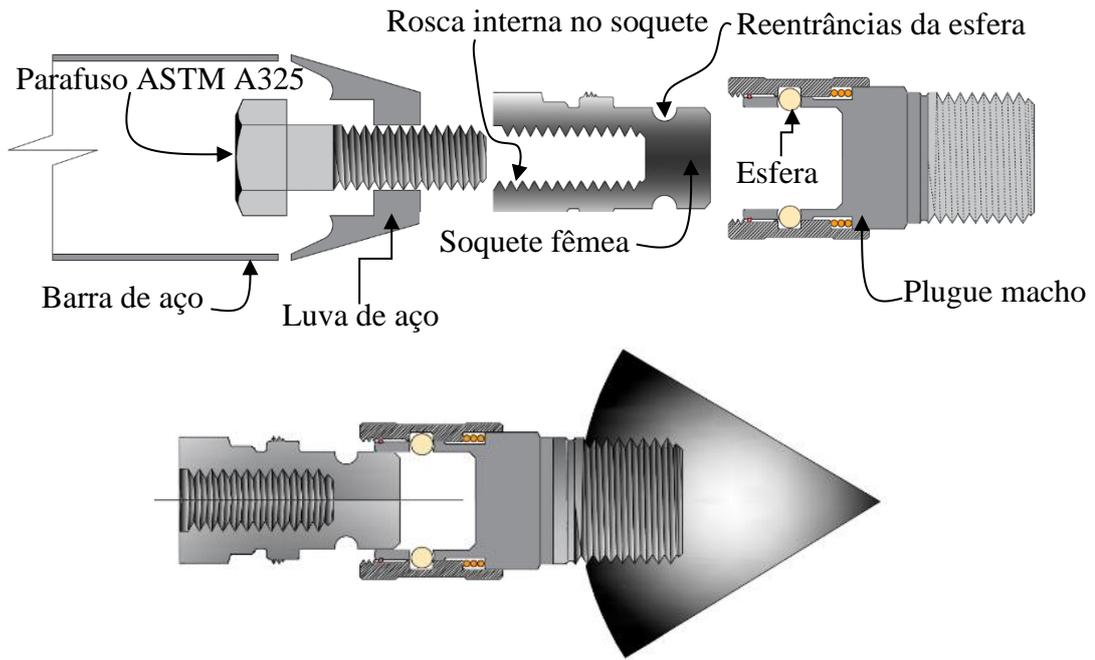
(e) Vista do corte do banzo comprimido com a ligação

Figura 4.9 – Detalhe da nova ligação usada na treliça tridimensional

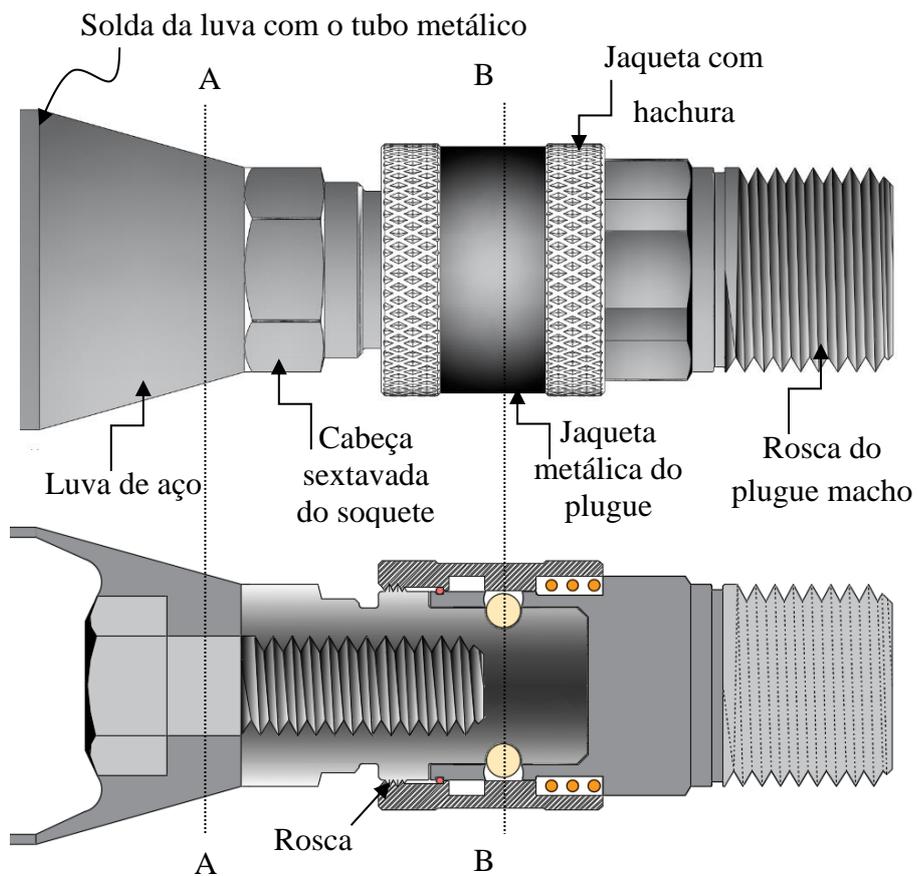
A geometria inovadora do duto de acoplamento do sistema macho permite a usinagem com uma ferramenta de corte com uso de torno CNC. A rosca na extremidade do plugue diminuiu os esforços nas esferas de aço que encaixam no sistema macho e fêmea conforme apresenta Figura 4.10. Para garantir a união entre o plugue e o soquete com a barra da treliça tridimensional, foi desenvolvido um furo interno com rosca que usa um parafuso de alta resistência ASTM A325 no dispositivo de soquete fêmea que tem uma reentrância com uma saliência para o encaixe das esferas de aço conforme mostrado na Figura 4.10 (b) e mantém o sistema previamente unido.



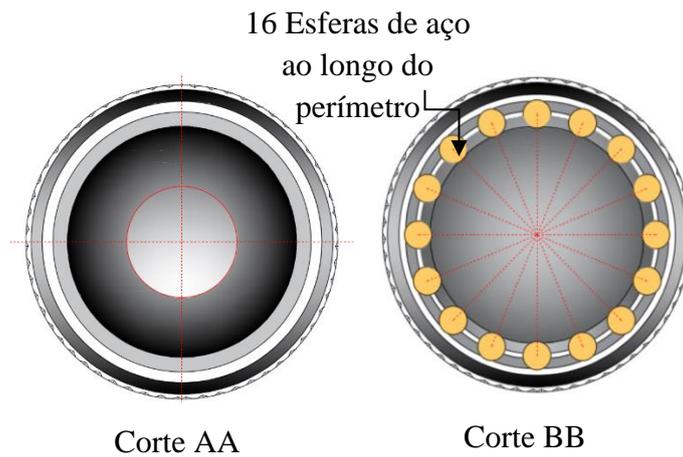
(a) Dispositivo de ligação com as esferas de travamento e rosca de extremidade da jaqueta com soquete fêmea.



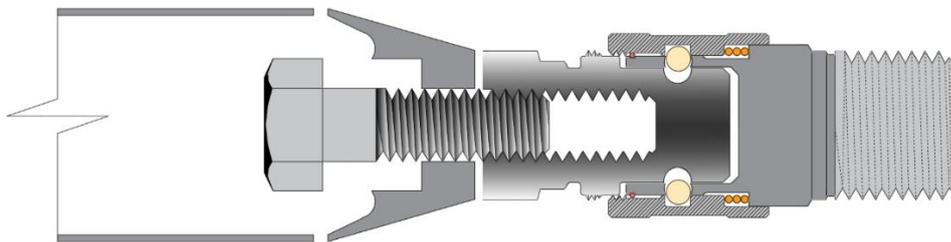
(b) Sistema de união das peças que compõe a nova ligação STQC para treliça



(c) Detalhe do plugue macho e fêmea com parafuso interno de alta resistência com vista em corte longitudinal da barra



(d) Vista em corte



(e) Barra do banzo sendo conectado ao sistema de plugues

Figura 4.10 – Elemento de ligação das barras dos banzos comprimidos

Já a ligação entre o plugue macho e a esfera de aço foi garantida com uso do plugue e rosqueamento externo. A esfera responsável por unir todas as barras de aço, permite ângulos para utilização em treliças de dupla camada, com valor de 45° , porém, pode ser alterado dependendo da necessidade do projeto. A Figura 4.11 ilustra a ligação.

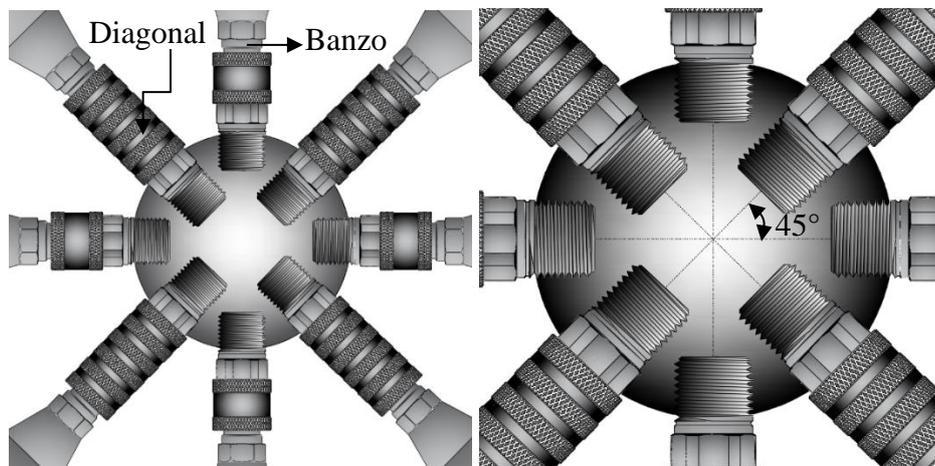
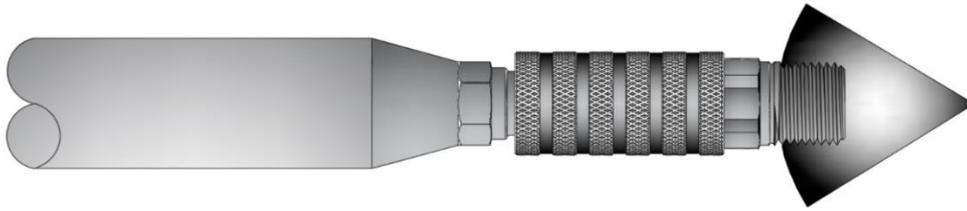
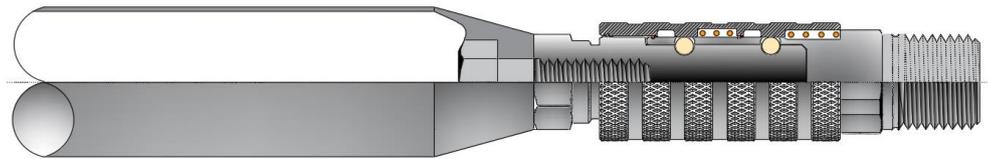


Figura 4.11 – Detalhe do encontro das barras na esfera metálica para treliça de camada dupla com ângulo da diagonal de 45°

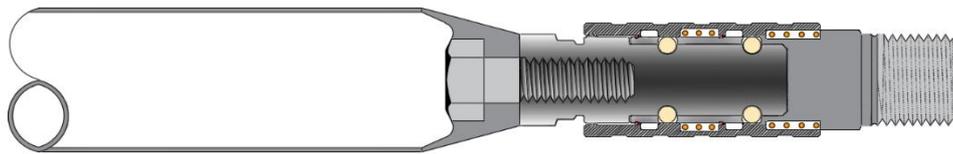
Para as barras das diagonais, foi realizado um reforço na ligação com aplicação de duas linhas de esferas. Conforme mostra Figura 4.12.



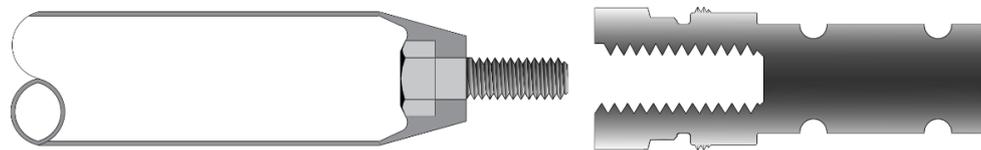
(a) Conector utilizado para as barras das diagonais interconectado com a esfera metálica



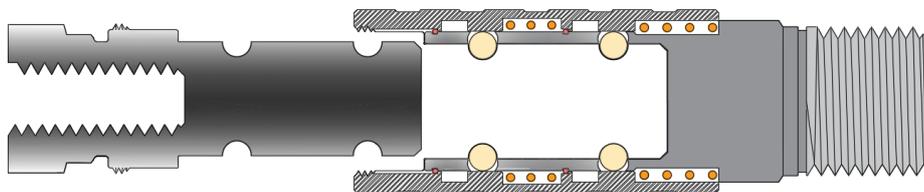
(b) Meio corte do conector utilizado para as barras das diagonais



(c) Corte longitudinal do conector utilizado para as barras das diagonais



(d) Ligação da barra da treliça com o soquete fêmea



(e) União entre o soquete com o plugue macho

Figura 4.12 – Mecanismo de união das barras das diagonais

Foi utilizado parafuso de alta resistência baseado na norma da ABNT NBR 9981 (2010) padrão Americano - Aço ASTM A325 M. Para união entre a barra e o soquete fêmea, foi desenvolvido uma luva para ser soldada na extremidade da barra onde possui um encaixe sextavado para acoplar a cabeça do parafuso e evitar a rotação durante a execução do torque

para união da peça. A Figura 4.13 apresenta detalhes do parafuso utilizado em todas as peças de ligação.

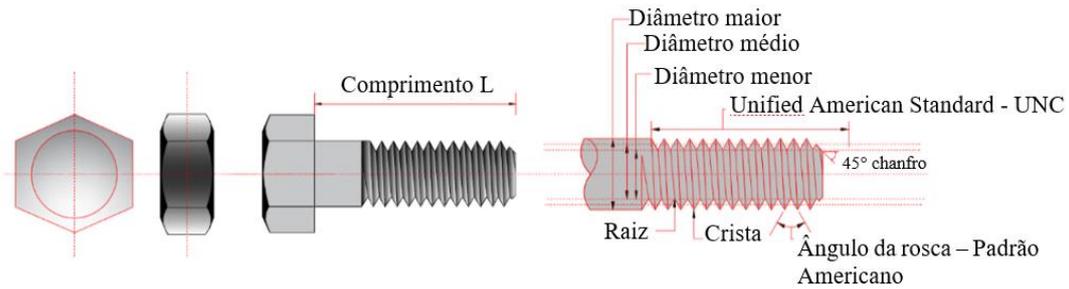
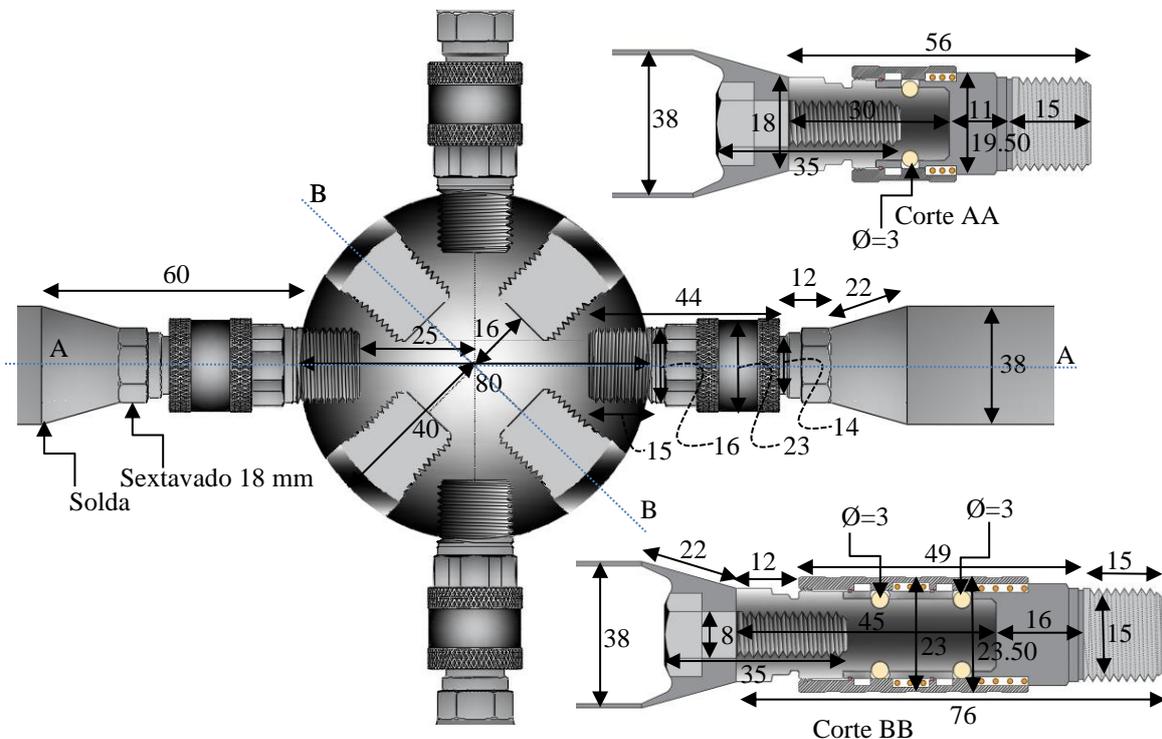
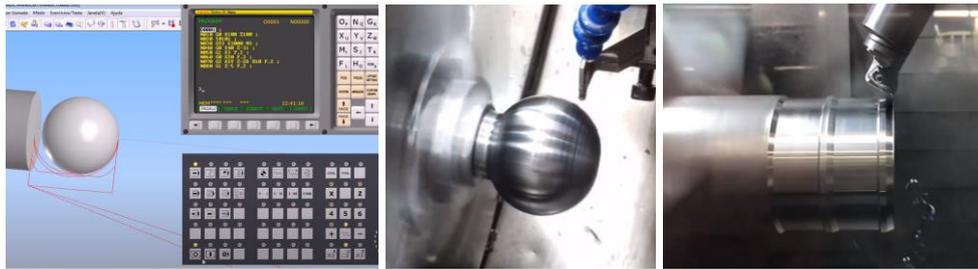


Figura 4.13 – Detalhe do parafuso utilizado nas ligações STQC

Para verificação da resistência da nova ligação STQC proposta foram usinadas três ligações na Ferjemaq - Centro de usinagem na vila São Pedro em Osasco, São Paulo. O aço estrutural utilizado para fabricação da esfera foi o USI SAC-300 com limite de escoamento de 350,0 MPa com tensão última $f_u = 485,0$ MPa e módulo de elasticidade de 200,0 GPa. Já o mecanismo de ligação (plugue macho e fêmea) utilizou o aço carbono ASTM A36 com limite de escoamento de 250,0 MPa e módulo de elasticidade de 200,0 GPa e $f_u = 400,0$ MPa, o parafuso teve tensão última de $f_u = 800$ MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa. As propriedades dos materiais foram fornecidas pelo fabricante. A Figura 4.14 apresenta as dimensões e o processo de fabricação da ligação.



(a) Detalhe das dimensões da ligação com medidas em mm



(b) Processo de usinagem das peças da ligação

Figura 4.14 – Dimensões e processo de usinagem da ligação STQC

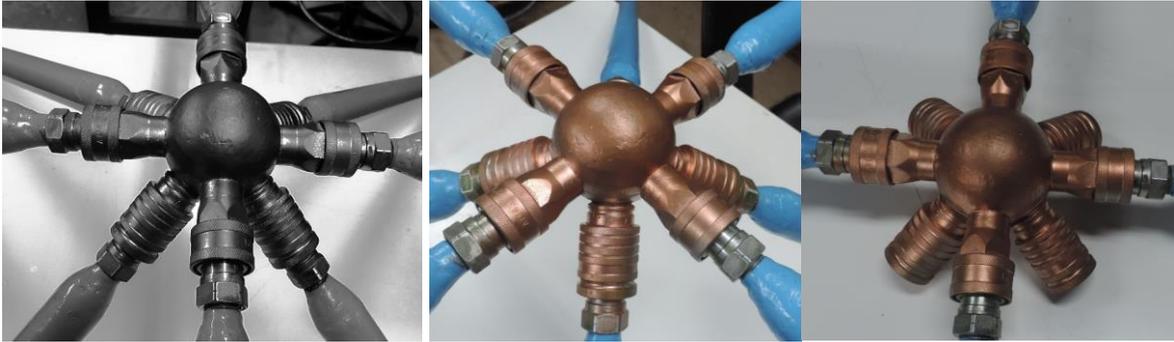
Nos testes de força avaliou o comportamento da ligação, no tange os modos de ruptura e resistência global da ligação. Para cada teste foi utilizada uma ligação nova conforme Figura 4.15 apresenta, com as cores: Bronze, vermelho e azul. Os LVDT's foram instalados próximos a esfera metálica semelhante os pontos utilizados nas ligações típicas, já as barras de aço utilizadas possuem as mesmas especificações de diâmetro e espessura das utilizadas nas ligações típicas.



(a) Detalhe da nova ligação STQC usada para realização do ensaio experimental



(b) Detalhe da ligação com a ligação do banzo e do encaixe da barra na esfera



(c) Vista isométrica da ligação em diferentes posições



(d) Primeira ligação (bronze) na posição de ensaio



(e) Segunda ligação (vermelha) sendo ensaiada com carregamento estático

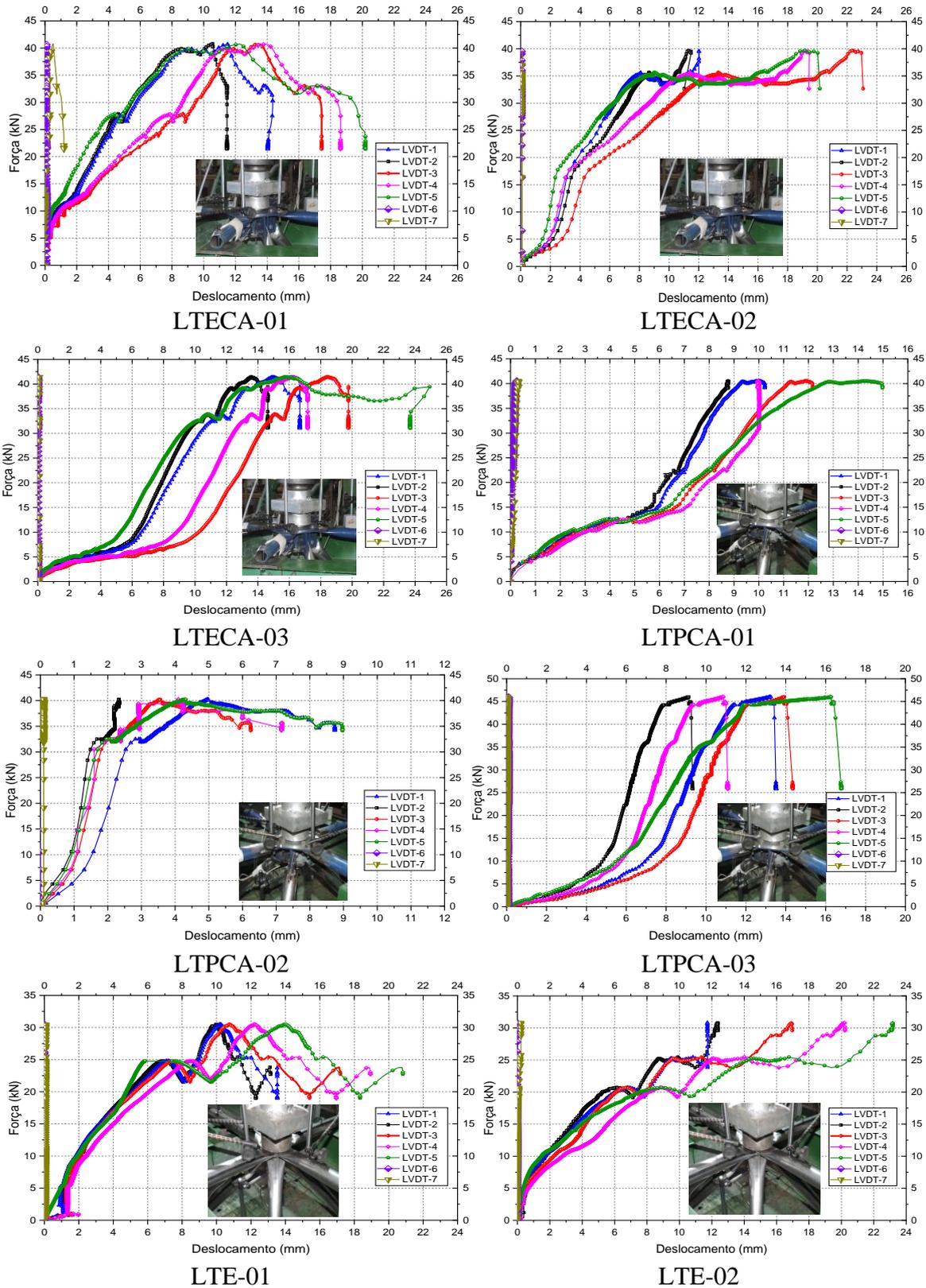


(f) Terceira ligação (azul) sendo ensaiada no pórtico com força axial central na ligação

Figura 4.15 – Ensaio estático das novas ligações no laboratório de estruturas da UnB

4.3. RESULTADOS DAS LIGAÇÕES TÍPICAS

Os resultados dos ensaios dos espécimes LTECA, LTPCA, LTE, LTDCE e LTPCR, estão apresentados na Figura 4.16 com gráficos de força vs. deslocamento.



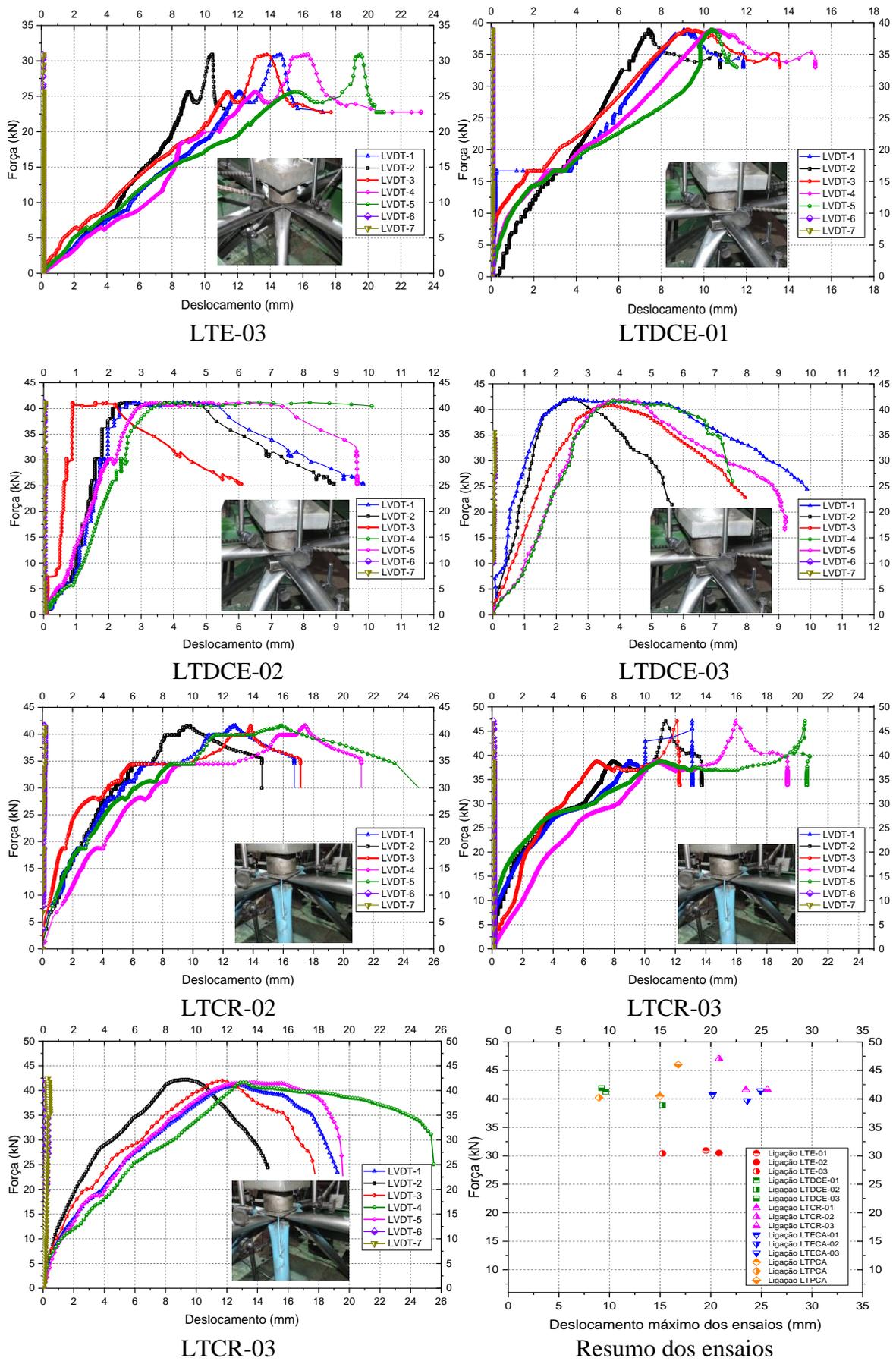


Figura 4.16 – Resultados dos ensaios com ligações típicas

4.3.1. Comentários acerca dos resultados dos ensaios experimentais das ligações típicas

O programa experimental com as ligações típicas isoladas, com força de compressão axial centrada, teve o objetivo básico de comparar o desempenho estrutural dos diferentes tipos de ligações. As três ligações com LTECA apresentaram força média de 40,52 kN com deslocamento médio de 22,90 mm. A ruptura foi caracterizada pela falha da extremidade estampada parafusada da ligação de chapa de aço a Figura 4.17 apresenta os detalhes.



(a) Modos de colapso das três ligações LTECA



(b) Extremidade das barras parafusadas na ligação de aço



(c) Mecanismo de ruptura das barras

Figura 4.17 – Ensaio das ligações LTECA

As ligações LTPCA's apresentaram capacidade média de força de 42,24 kN com deslocamento médio de 13,57 mm. Contudo, no primeiro ensaio um dos parafusos que fixava a barra da diagonal rompeu por cisalhamento, mas o segundo parafuso manteve a barra unida na ligação, e não houve comprometimento no resultado final do ensaio. Nesse sentido, a ligação com apenas uma chapa de aço para encaixe das diagonais aumentou as solicitações de cisalhamento no parafuso. Os testes mostraram que as barras com chapas de aço soldadas nas extremidades "ponteadas" melhoraram a capacidade de força da ligação, e houve amassamento apenas da extremidade estampada. Os modos de falha de cada um dos espécimes tipo LTPCA estão mostrados na Figura 4.18.



(a) Mecanismo de falha na ligação LTPCA



(b) modos de falha das extremidades das diagonais da ligação LTPCA

Figura 4.18 – Ensaio das ligações LTPCA

As ligações típicas com extremidades estampadas LTE's apresentaram resistência média de aproximadamente 30,60 kN. Com deslocamento médio nos três ensaios de 18,53 mm. Houve

esmagamento nas duas extremidades da diagonal, com distorção da ligação típica. A distribuição de esforços entre as barras das diagonais ocorreu de maneira não uniforme, verificou-se, que a última barra da Diagonal Sobreposta DS4, que fica na extremidade do parafuso apresentou maior esforço de compressão, devido as evidências causadas pelo esmagamento da extremidade da barra com achatamento de toda região estampada. Em todos os ensaios com ligações tipo LTE, a barra DS4 foi a primeira barra da diagonal a apresentar esmagamento, e após, o início da ruptura ela contribuiu para rotação da ligação típica, causando o colapso global da ligação, a Figura 4.19 ilustra os detalhes dos ensaios.



(a) Colapso da ligação típica com rotação devido a excentricidade e falha da barra DS4



(b) Falha das extremidades das barras das diagonais



(c) Colapso das diagonais da LTE com maior variação de esmagamento entre barras

Figura 4.19 – Ensaio das ligações LTE

As ligações com ligações típicas LTDCE's apresentaram um comportamento mais rígido com força última de 40,66 kN e com deslocamento médio de 11,37 mm. Estes espécimes mantiveram a distribuição de forças entre as barras das diagonais também com intensidades não uniformes. Contudo, não foi identificada rotação da ligação típica em nenhum dos três ensaios. A Figura 4.20 exibe os detalhes dos ensaios.



(a) Vista dos espécimes após a falha com amassamento nas duas extremidades da barra



(b) Ruptura das extremidades das barras



(c) Vista antes e depois do esmagamento das extremidades das barras



(d) Falha das quatro extremidades das diagonais de apoio



(e) Detalhe da ruptura das extremidades das barras das diagonais

Figura 4.20 – Ensaio das ligações LTDCE

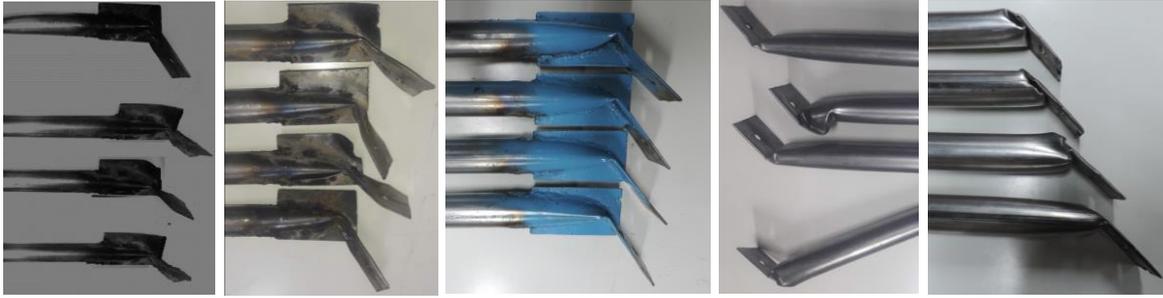
Em síntese, as ligações típicas LTRC's demonstraram eficiência da utilização das chapas de aço inseridas na zona estampada das barras como reforço com força última no colapso de 45,33 KN e deslocamento médio de 22,66 mm. As rupturas das diagonais ocorreram apenas nas extremidades que não dispunham de reforços. Mesmo assim, ainda houve rotação da seção amassada que liga as barras na ligação devido a excentricidade (Figura 4.21).



(a) Modos de ruptura das ligações LTRC nos três ensaios



(b) Esmagamento da extremidade das quatro barras de apoio das diagonais



(c) Extremidade das barras da LTQR

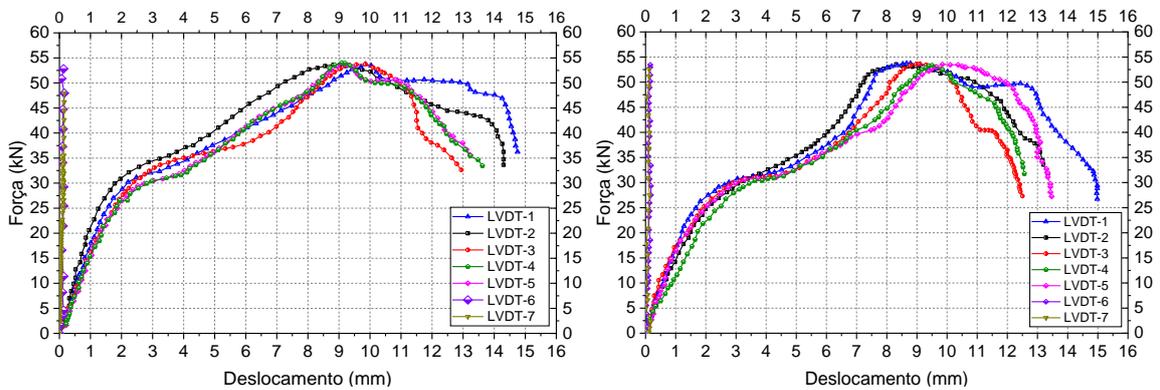


(d) Barras das diagonais dos três ensaios LTQR

Figura 4.21 – Ensaio das ligações LTQR

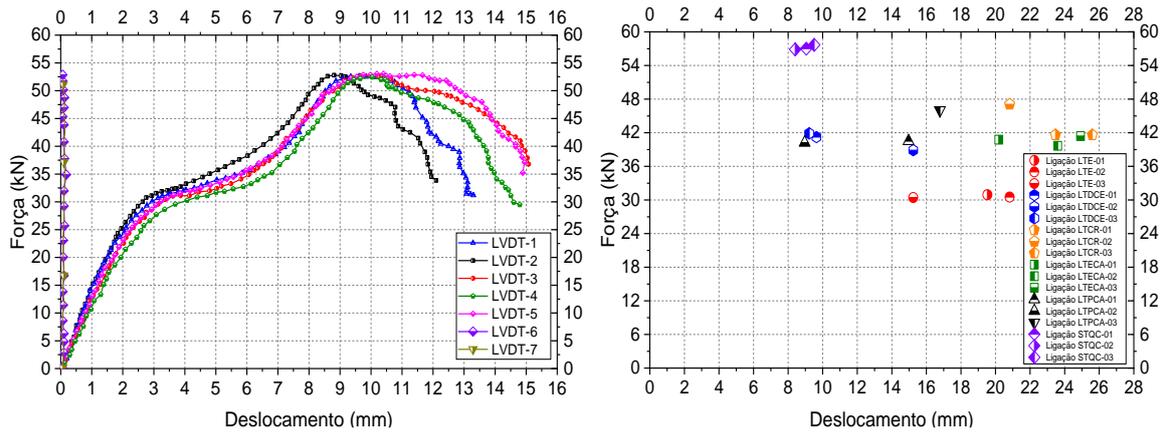
4.4. RESULTADOS DAS LIGAÇÕES PROPOSTAS STQC

O gráfico força vs. deslocamento da nova ligação STQC esta apresentada na Figura 4.22, os resultados mostraram que os deslocamentos entre as barras do banzo tiveram menores variações em face aos outros tipos de ligações já ensaiadas, o que evidencia uma melhor distribuição dos esforços.



(a) Ensaio STQC-01

(a) Ensaio STQC-02



(a) Ensaio STQC-03

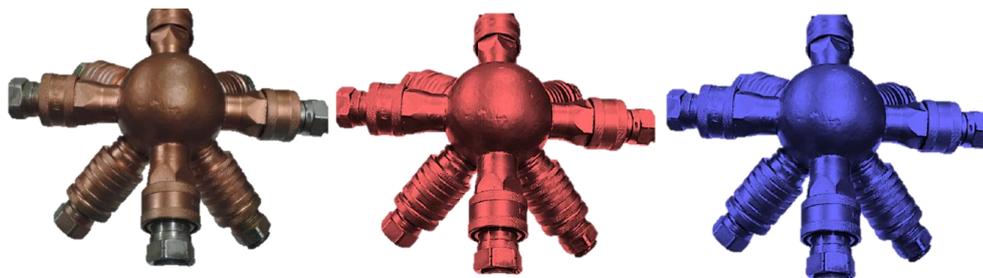
(a) Comparação de todos os ensaios

Figura 4.22 – Ensaio das ligações STQC

As ligações STQC's não apresentam falhas nas regiões de união nem no mecanismo de engate. Em todo contorno da esfera não houve trincas nem sinais de falha da Ligação (Figura 4.23). Porém, nas extremidades da barra estampada houve amassamento com ruptura da barra devido o achatamento na estampagem. Os resultados apresentados na Figura 4.22 demonstram que quando as ligações atingiram a força aproximada de 30,0 kN houve amassamento das extremidades estampadas, mas logo depois, a estrutura voltou a apresentar resistência até o segundo estágio, quando ocorreu a falha total da extremidade da barra.



(a) Não foi identificado falhas na ligação após ensaio



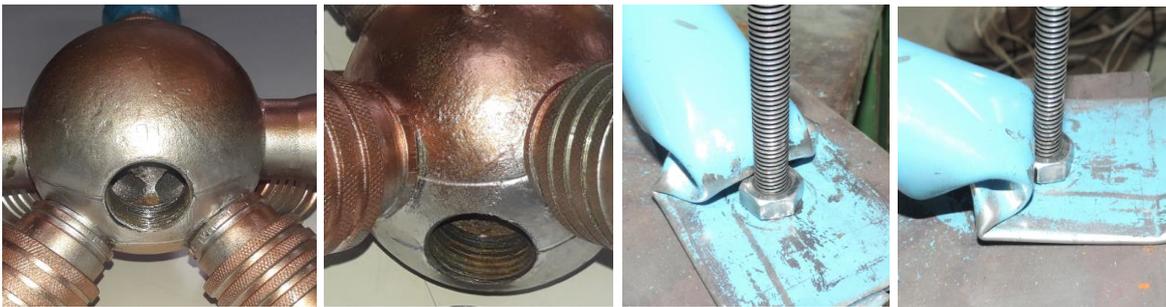
(b) Fotografia das ligações com a indicação das cores para os três modelos ensaiados



(c) Fotos das três ligações após ensaios de compressão

Figura 4.23 – Fotos das ligações após a realização dos ensaios

A Figura 4.24 ilustra os modos de falha das extremidades das barras, o plugue de encaixe não sofreu falha durante os ensaios, conforme detalhe em (b).



(a) Detalhe da falha na extremidade das barras em contraste com a ligação STQC



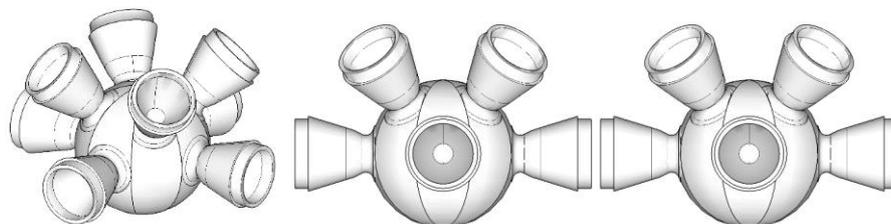
(b) Ruptura das barras ensaiadas na ligação STQC

Figura 4.24 – Colapso das extremidades estampadas das barras das diagonais

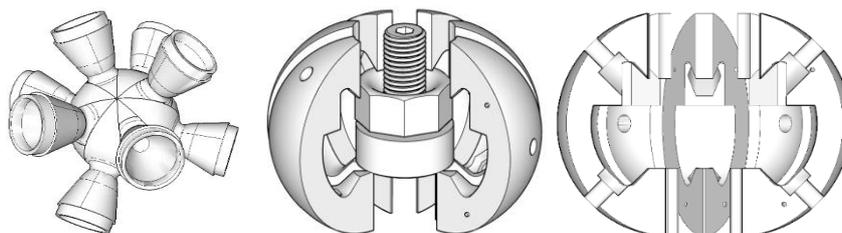
4.4.1. Nova ligação *Space Truss Orange Type Connection - STOTC*

A nova ligação STOTC foi desenvolvida na tentativa de resolver algumas lacunas deixada pelas ligações patenteadas. Tais como: Nas ligações MERO a ligação entre a barra e a esfera é realizada por meio de um parafuso, que possui um furo transversal ao longo do seu comprimento longitudinal que aumenta a possibilidade de cisalhamento do parafuso. Já no sistema da UNISTRUT a limitação consiste basicamente por usar apenas barras com seção quadrada. Em outros sistemas comerciais, como a ligação VESTRUT, os nós possuem uma tampa removível que pode ser esteticamente desagradável e, conseqüentemente, aumenta o peso próprio do sistema. Além, de chave especial para executar o torque do parafuso.

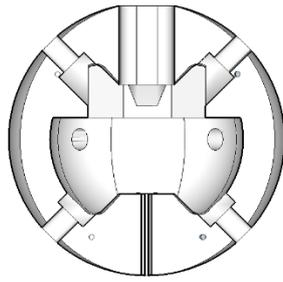
À luz do exposto, a nova ligação foi projetada para ser conectada por um parafuso interno, onde cada nó é composto por 8 gomos iguais. A ligação é preferencialmente integrada a um núcleo formado por pinos na lateral dos gomos da esfera que fazem a união do conjunto. Cada barra transporta membros finais moldados de forma semelhante aos terminais dos nós que integram o conjunto da ligação, evitando qualquer tipo de excentricidade na ligação. O uso desta ligação apresenta vantagens para aplicação em pequenas estruturas, tipo marquises ornamentais, stand para shopping center e feiras temáticas, devido a maior visualização do designer da ligação e pela possibilidade de ângulos para as diferentes barras. Para aplicação em estruturas de maior porte o custo da ligação pode ser uma desvantagem. A Figura 4.25 apresenta os detalhes da STOTC com sistema interno de ligação por meio do parafuso allen com a contra luva cônica.



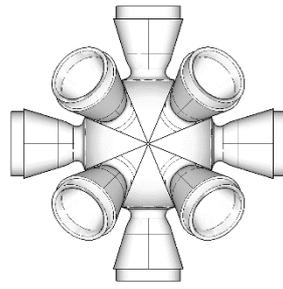
(a) Vista em perspectiva da ligação



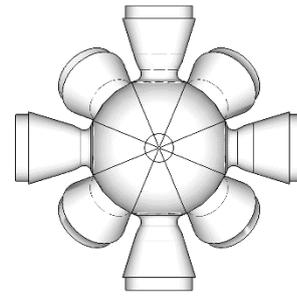
(b) Detalhe do sistema de gomos da ligação com encaixes das peças



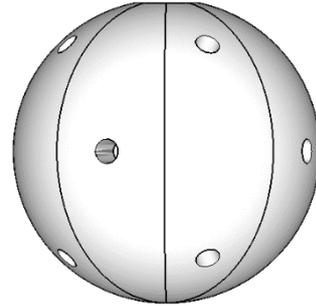
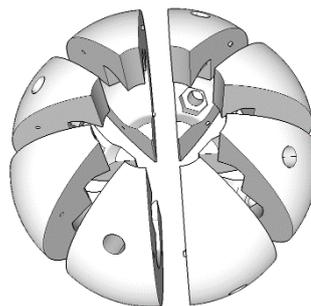
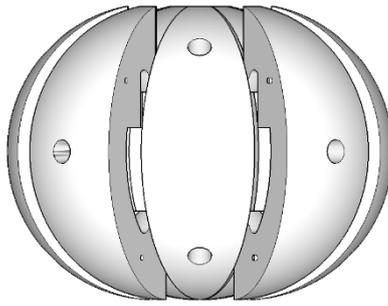
(c) Corte da esfera



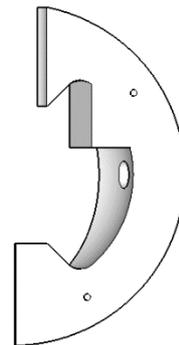
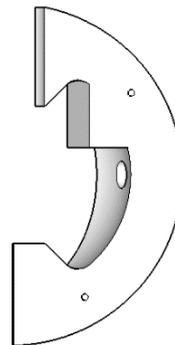
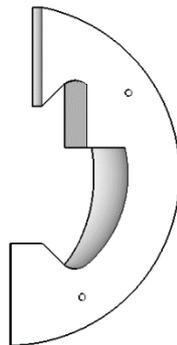
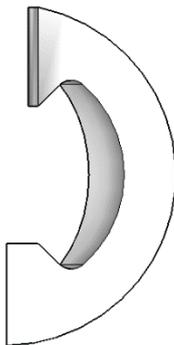
(d) Vista das diagonais



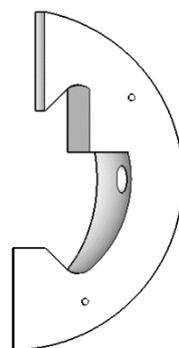
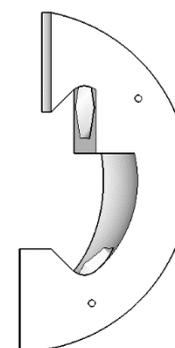
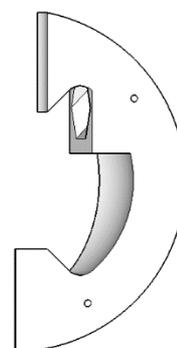
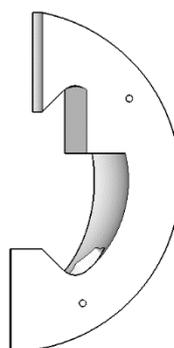
(e) Vista de topo da ligação



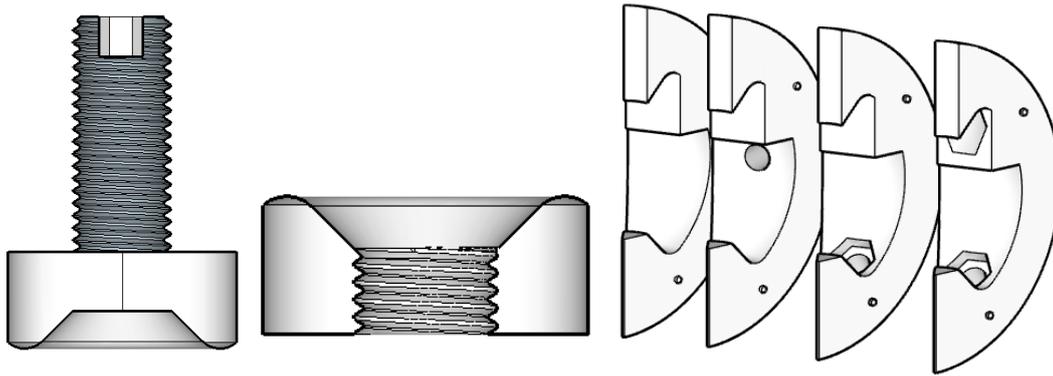
(f) Detalhe da esfera sendo interconectado com 8 gomos



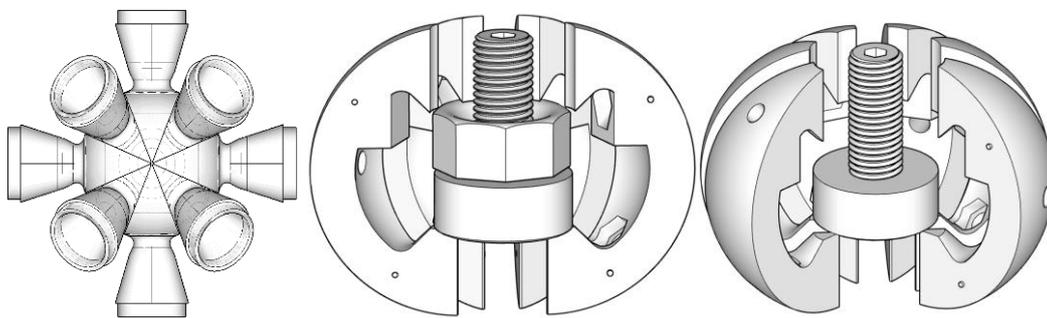
(g) Os gomos podem ser furados em qualquer ângulo para encaixe da luva na esfera metálica



(h) Os gomos possuem encaixe para utilização de parafuso sextavado com locação em qualquer parte da esfera metálica



(i) Detalhe do sistema de travamento interno da esfera com as porcas cônicas dos gomos



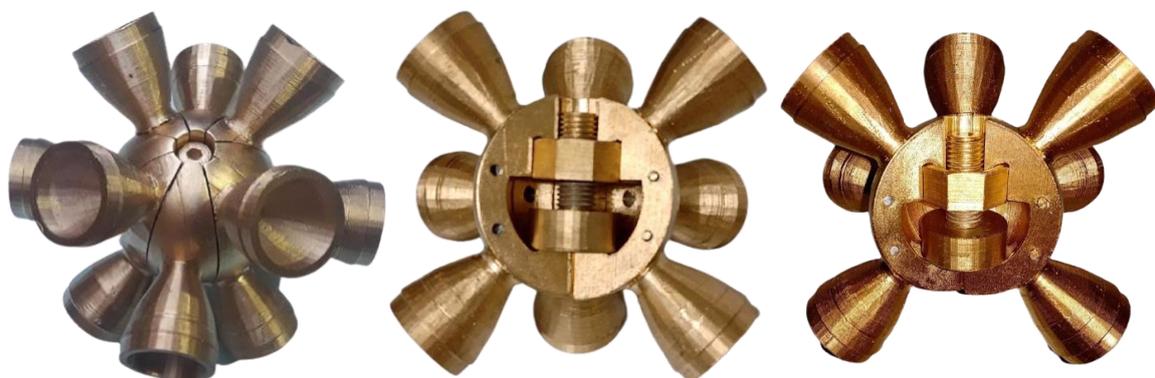
(j) Vista de topo com mecanismo de encaixe de todas as peças da ligação



(k) Ligação completa para treliça tridimensional de camada dupla



(l) Ligação impressa por meio de impressora 3D com montagem usando tubos de PVC de 40,00 mm de diâmetro



(m) Vista interna de ligação que pode ser usada para treliça tridimensional com três camadas com um total de 12 barras



(n) Vista da ligação com a chegada das barras dos banzos e diagonais



(o) Vista 3D da ligação montada para treliças de camada tripla com 12 barras

Figura 4.25 – Nova ligação STOTC

Neste trabalho apresenta-se um modelo de elementos finitos elaborado com auxílio do software ABAQUS para estimativa da capacidade resistente e a determinação do modo de colapso da Ligação STOTC. A modelagem deste tipo de estrutura é um problema estático geometricamente não linear que envolve comportamento de flambagem das barras ou colapso da ligação/extremidade da barra. Neste caso, a resposta força vs. deslocamento mostra-se, uma rigidez negativa e a estrutura deve liberar energia de deformação para permanecer em equilíbrio. Assim, uma das soluções disponíveis no ABAQUS é a utilização de um processo incremental/iterativo.

Em problemas de não linearidade geométrica, a análise pode ser realizada partindo da configuração inicial da estrutura e determinando os deslocamentos, tensões e esforços à medida que a carga é aumentada. Em razão da não linearidade da resposta é necessário utilizar um procedimento iterativo onde incrementos iterativos de carga são aplicados, a fim de definir o caminho de equilíbrio do modelo. Nesse processo, em cada passo da busca pela solução, incrementos de força são aplicados e os respectivos deslocamentos são calculados pelas relações descritas a partir das equações de equilíbrio.

Um dos métodos mais utilizados é o método de Riks (Crisfield, 1981), (Powell e Simon, 1981) e (Crisfield, 1997); uma versão deste método foi implementada no ABAQUS. A essência deste método é que a solução é vista como a determinação de um caminho de equilíbrio em um espaço definido pelas variáveis nodais e um parâmetro de carregamento (ABAQUSa, 2014) na realização do processo iterativo.

Portanto, o algoritmo de Riks modificado no ABAQUS, o tamanho do incremento é limitado movendo-se ao longo da linha tangente à curva no ponto corrente da solução à procura pelo equilíbrio em um plano ortogonal à linha tangente e que passa pelo ponto obtido. Para iniciar a análise, deve-se fornecer um incremento inicial do comprimento de arco (que é equivalente a uma fração do carregamento, usado neste trabalho o valor de 0,025) e os incrementos seguintes são ajustados automaticamente, aumentando ou diminuindo, dependendo do número de iterações realizadas para convergência do incremento, assim, quanto menor a fração de carregamento usado no comprimento de arco, maior será a possibilidade de convergência, porém, mais interações serão realizadas.

As considerações das não-linearidades dos materiais constituintes da ligação foram feitas através da adoção de um diagrama tensão/deformação que represente adequadamente o comportamento do aço na região plástica de cada peça que forma a ligação. As barras da

ligação foram adotadas semelhantes as barras das ligações típicas com diâmetro de 38,0 mm e espessura de 0,95 mm, já as propriedades mecânicas utilizadas do aço das barras, foram as mesmas apresentadas no Capítulo 4 mostradas na Figura 3.3. Com $f_y = 198,0$ MPa; $E = 200,0$ GPa e $f_u = 273,0$ MPa com deformação $\varepsilon = 30\%$. A esfera foi modelada com a mesma propriedade mecânica do material da ligação STQC fornecida pelo fabricante. Com $f_y = 350,0$ MPa; $E = 200,0$ GPa e $f_u = 485,0$ MPa. O parafuso central foi usado módulo de elasticidade de 210,0 MPa e tensão última de 800,0 MPa. A Figura 4.26 mostra o detalhe de cada propriedade do material usado na simulação numérica foi utilizado um diagrama bi-linear com encruamento isotrópico.

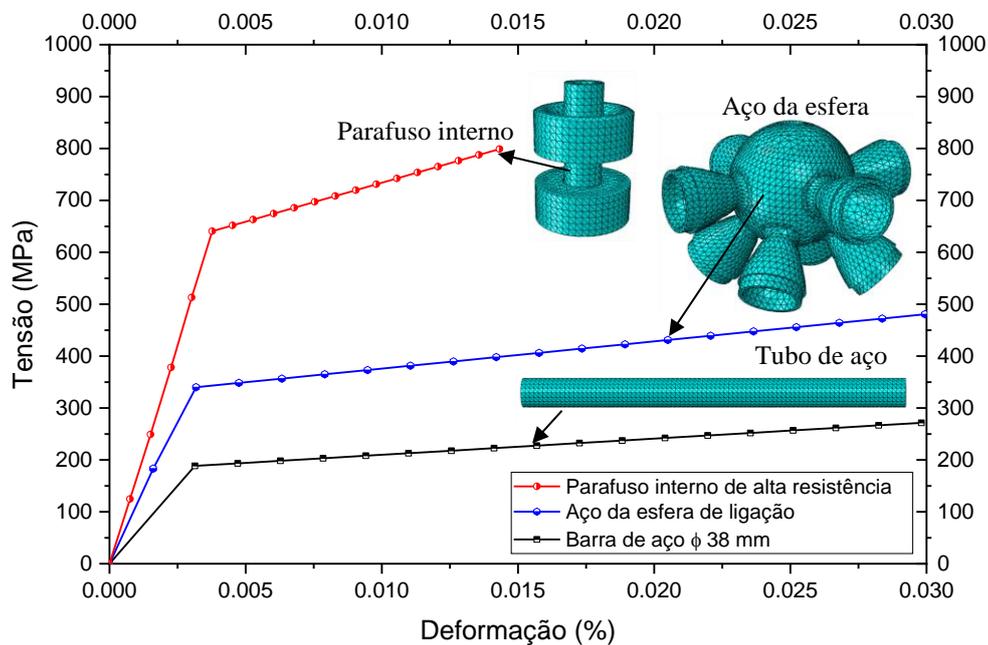
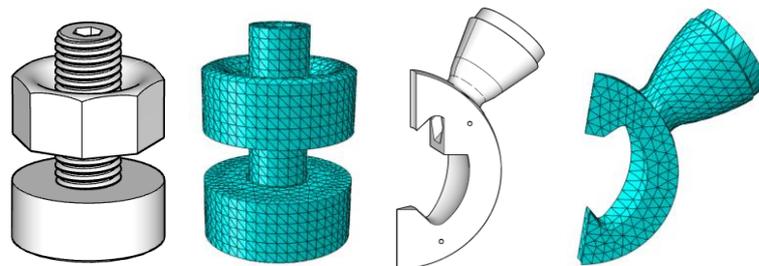


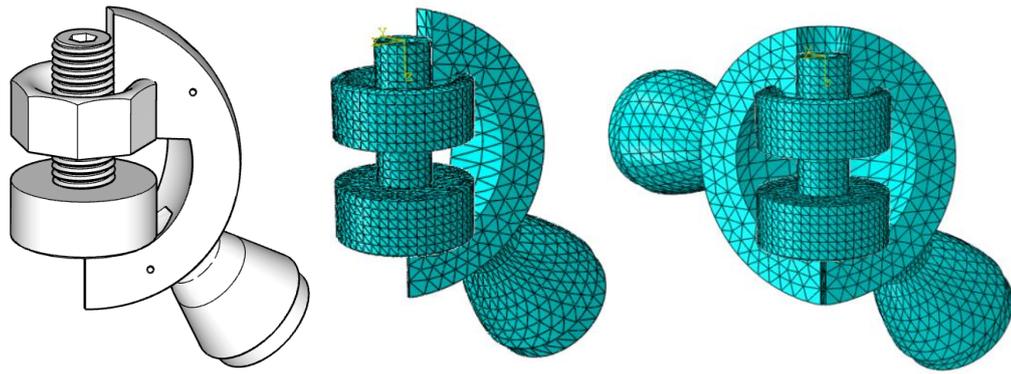
Figura 4.26 – Propriedade dos materiais usados como INPUT no ABAQUS

Devido à complexidade dos elementos da ligação, foram realizadas algumas simplificações nas geometrias do modelo, conforme apresentado abaixo:



(a) Não foi considerado a rosca interna do parafuso nem a porca sextavada

(b) Não foi considerado o parafuso de ligação da luva na esfera



(c) A simplificação diminuiu a área de contato entre os elementos

Figura 4.27 – Simplificações na ligação esférica para avaliação no ABAQUS

O optou-se pela criação de um modelo geométrico tridimensional, devido à complexidade do gomo da esfera foi usado elemento sólido tetraédrico. Contudo, como alternativa dentro da biblioteca do ABAQUS foi adotado um elemento tetraédrico quadrático com 4 pontos de integração (C3D10), são elementos de segunda ordem, recomendados para qualquer contato envolvendo superfície, e exige o método de aplicação de penalidade, disponível no contato entre superfície mestre e escrava no módulo interação dentro do ABAQUS.

O parafuso também foi malhado utilizando o elemento C3D10, que é robusto para grandes deformações e problemas de contato e exibe um efeito mínimo de *shear locking* e *volumetric locking*. Em termos de processamento é equivalente ao tempo de uma malha com elementos hexaédricos. As barras foram modeladas com elementos de casca fina que representam a superfície média da seção da barra. Para gerar a malha foram utilizados os elementos S3: A-3 disponível na biblioteca do ABAQUS. Os elementos triangulares do tipo S3, são elementos de casca fina lineares com três nós e seis graus de liberdade por nó. A Figura 4.28 mostra os resumidamente os tipos de elementos usados na malha com MEF.

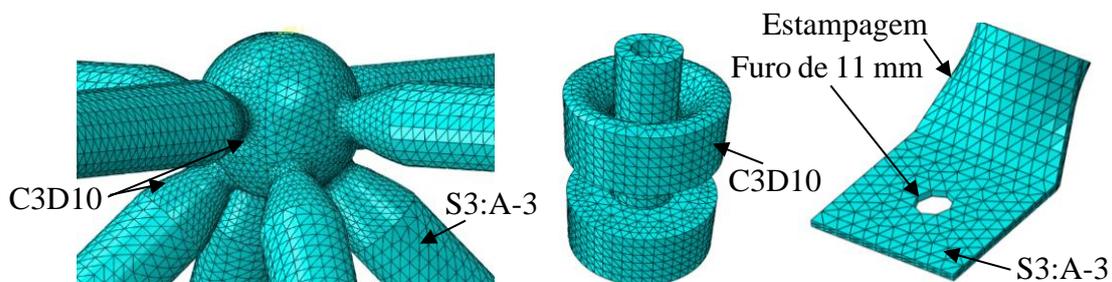
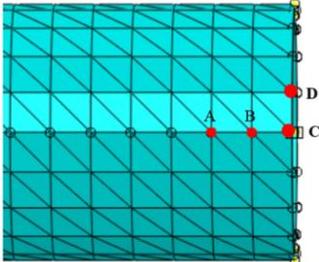
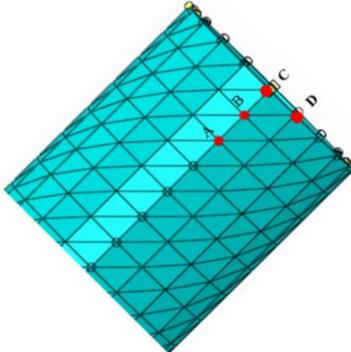
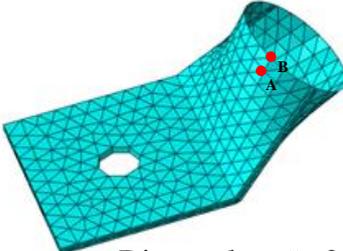
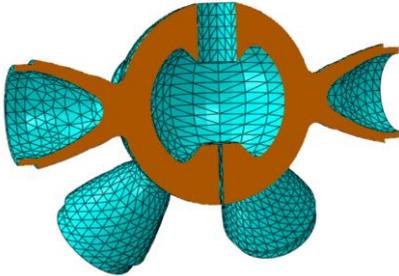
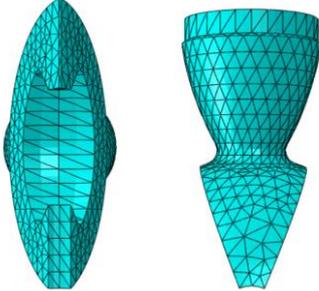
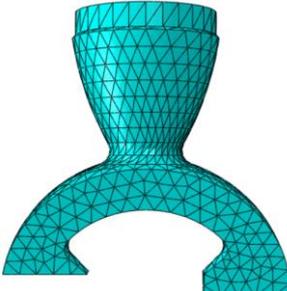
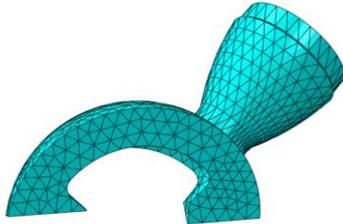
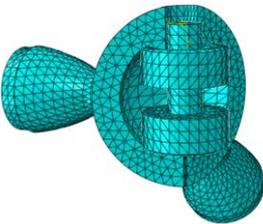
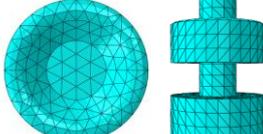


Figura 4.28 – Tipos de elementos usados para malhar a ligação no ABAQUS

A Tabela 4.1 mostra os detalhes da discretização dos elementos da ligação e barras, bem como o parafuso central com a porca e luva cônica. O comprimento das barras da treliça foram modelas conforme dimensões apresentadas na Figura 4.3 (b). Com banzos medindo 450 mm e diagonais com 800 mm, com zona estampada de 70,0 mm. De modo, que a distância da barra reta da diagonal teve o comprimento de 730,0 mm. As seções transversais das barras não estampadas foram discretizadas com 20 elementos. Enquanto, que a barra do banzo foi discretizada com linha de 75,0 elementos. Na parte reta da diagonal foi usado uma linha de discretização com 121,0 elementos. Na estampagem foi discretizada com uma linha de 8 elementos com algoritmo de malha automática de ABAQUS.

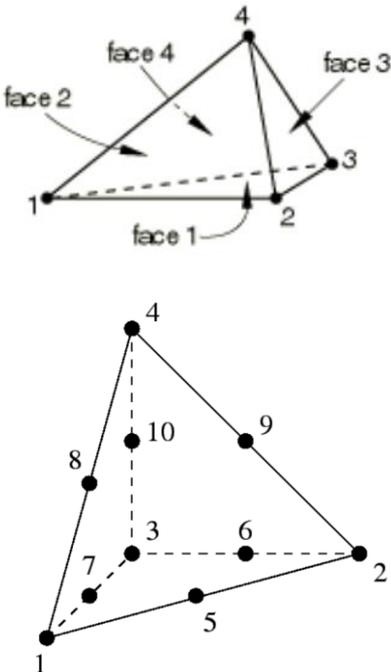
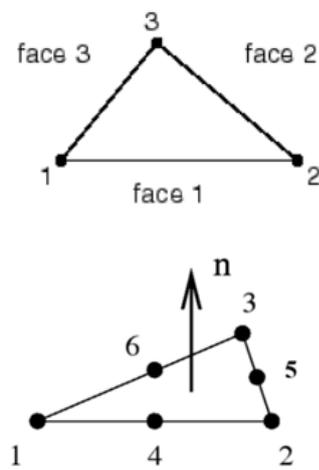
Tabela 4.1 – Detalhe da discretização da malha em MEF

Elemento	Figura do elemento	Dados da discretização
Shell S3:A-3	 <p data-bbox="539 1182 762 1218">Banzos da treliça</p>	<p>O tubo foi discretizado com distância entre os elementos no comprimento longitudinal (Ponto A-B) de 6,0 mm. Já no sentido transversal do tubo de 38,0 mm de diâmetro foi discretizado com distância (C-D) de 5,96 mm. O total de elementos dos banzos foram 12 mil.</p>
Shell S3:A-3	 <p data-bbox="549 1664 772 1697">Diagonal seção 1</p>	<p>O tubo da diagonal foi discretizado com distância entre os elementos no comprimento longitudinal (Ponto A-B) de 6 mm, até chegar na estampagem. Já no sentido transversal do tubo de 38 mm de diâmetro foi discretizado com distância (C-D) de 5,96 mm. O total de elementos utilizados foram 19.360.</p>
Shell S3:A-3	 <p data-bbox="571 1977 794 2011">Diagonal seção 2</p>	<p>A zona estampada do tubo teve uma discretização com distância entre elementos (A-B) de 8,75 mm. O total de elementos incluindo a chapa com o furo central na treliça foi de 2.649.</p>

Elemento	Figura do elemento	Dados da discretização
Sólido C3D10		<p>Os gomos foram malhados de forma automática com uso do <i>Global Seeds</i> na biblioteca do algoritmo de geração de malha do ABAQUS, o tamanho aproximado dos elementos foram de 5,50 mm. Foram utilizados no total 36.294 elementos.</p> <p>Por sua vez, o parafuso central com o sistema de porca e luva cônica foi também malhado com gerador de malha automático do ABAQUS, através da ferramenta <i>Global Seeds</i> foi utilizado elemento com tamanho aproximando de 5,50 com controle global do tamanho de 0,10 mm. Utilizando um total de 4.451 elementos.</p>
		
		
		
		
		

A seleção dos elementos finitos pré-definidos contidos na biblioteca do software ABAQUS, apresentados na Tabela 4.1 com a discretização do modelo, foi realizada com base em alguns aspectos, que englobam o comportamento do elemento, esforço computacional, número de graus de liberdade e em estudos presentes na revisão da literatura. A Tabela 4.2 apresenta os detalhes dos elementos adotados.

Tabela 4.2 – Detalhe dos elementos utilizados na geração da malha da biblioteca ABAQUS

Nome do Elemento	Tipo de Elemento	Definição do elemento
Sólido C3D10		<p>Elemento tetraédrico de uso geral com 4 pontos de integração. Possui 10 nós com 3 graus de liberdade por nó (translações nas direções x, y e z). Suporta análise plástica com grandes deformações e deslocamentos.</p>
Shell S3:A-3		<p>Shell triangular de 3 nós de uso geral. Possui 3 nós com 6 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z e rotações em torno dos eixos). É apropriado para representar elementos planos ou curvos com espessuras finas.</p>

Fonte: (ABAQUS, 2014)

As condições de contorno da ligação estão apresentadas na Figura 4.29.

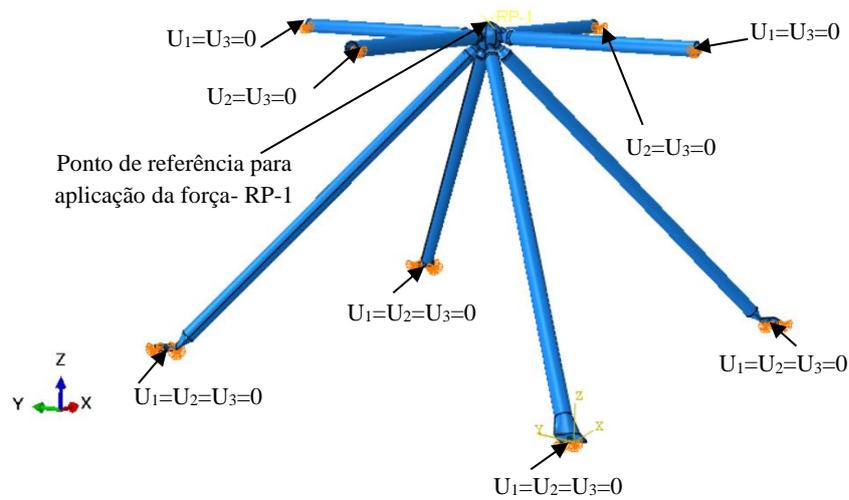
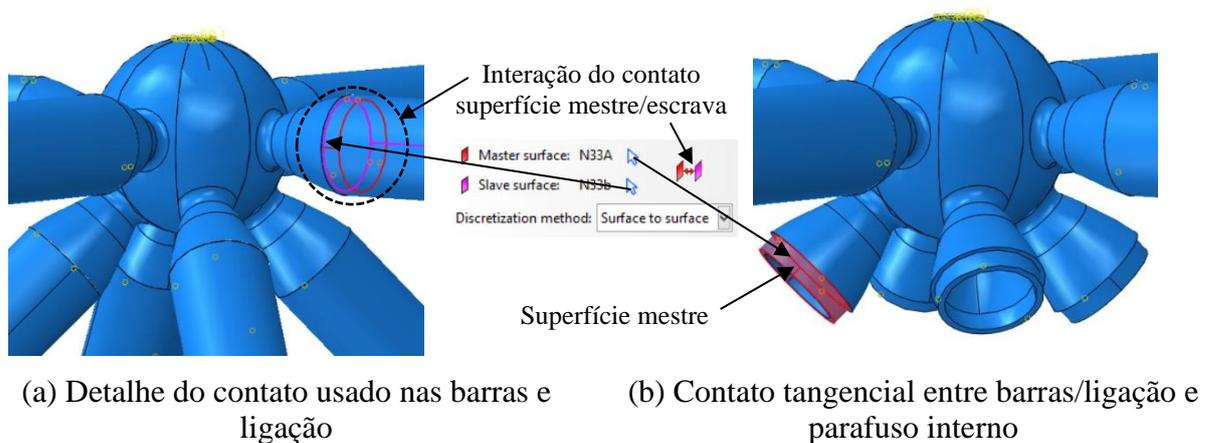


Figura 4.29 – Condições de contorno da ligação

Quando as superfícies estão em contato, elas geralmente transmitem cisalhamento, bem como forças normais em sua interface. Geralmente, há uma relação entre esses dois componentes. A relação, conhecida como atrito entre os corpos em contato, é comumente expressa em termos de tensões na interface dos corpos. O ABAQUS utiliza um algoritmo de contato, onde se declara uma superfície principal (Master Surface) e uma superfície solidária/escrava (Slave Surface). O contato é realizado no nó de cada superfície, ou seja, o espaço entre dois nós da superfície solidária pode ser penetrado pela superfície principal. Nesse contexto, foi usado o contato rígido na direção normal, e contatos de fricção isotrópicos de Coulomb na direção tangencial (D’Antimo *et al.*, 2017). Para o comportamento tangencial (formulação de fricção), uma penalidade de atrito de 0,20 foi aplicada conforme trabalhos de (Gaul e Nitsche, 2001), (Raous e Karray, 2009), (Grismo *et al.*, 2016) e (Xu *et al.*, 2020). A Figura 4.30 ilustra os detalhes da ligação.



(a) Detalhe do contato usado nas barras e ligação

(b) Contato tangencial entre barras/ligação e parafuso interno

Figura 4.30 – Contato tangencial usado na modelagem

A força foi aplicada de forma incremental no ponto de referência (RP-1), conforme mostrado na Figura 4.29, em pequenos passos de força axial de compressão, onde o tamanho dos passos foram selecionados automaticamente pelo ABAQUS (ABAQUS 6.14, 2014), com base na condição numérica de convergência. Neste caso, a força foi aplicada usando o algoritmo Riks modificado (ABAQUS, 2016) usando o ABAQUS com modelo implícito com a não linearidade geométrica ativada na biblioteca STATIC GENERAL METHOD. Os passos da modelagem no ABAQUS para o desenvolvimento da análise da ligação STOTC, estão identificados no fluxograma da Figura 4.31.

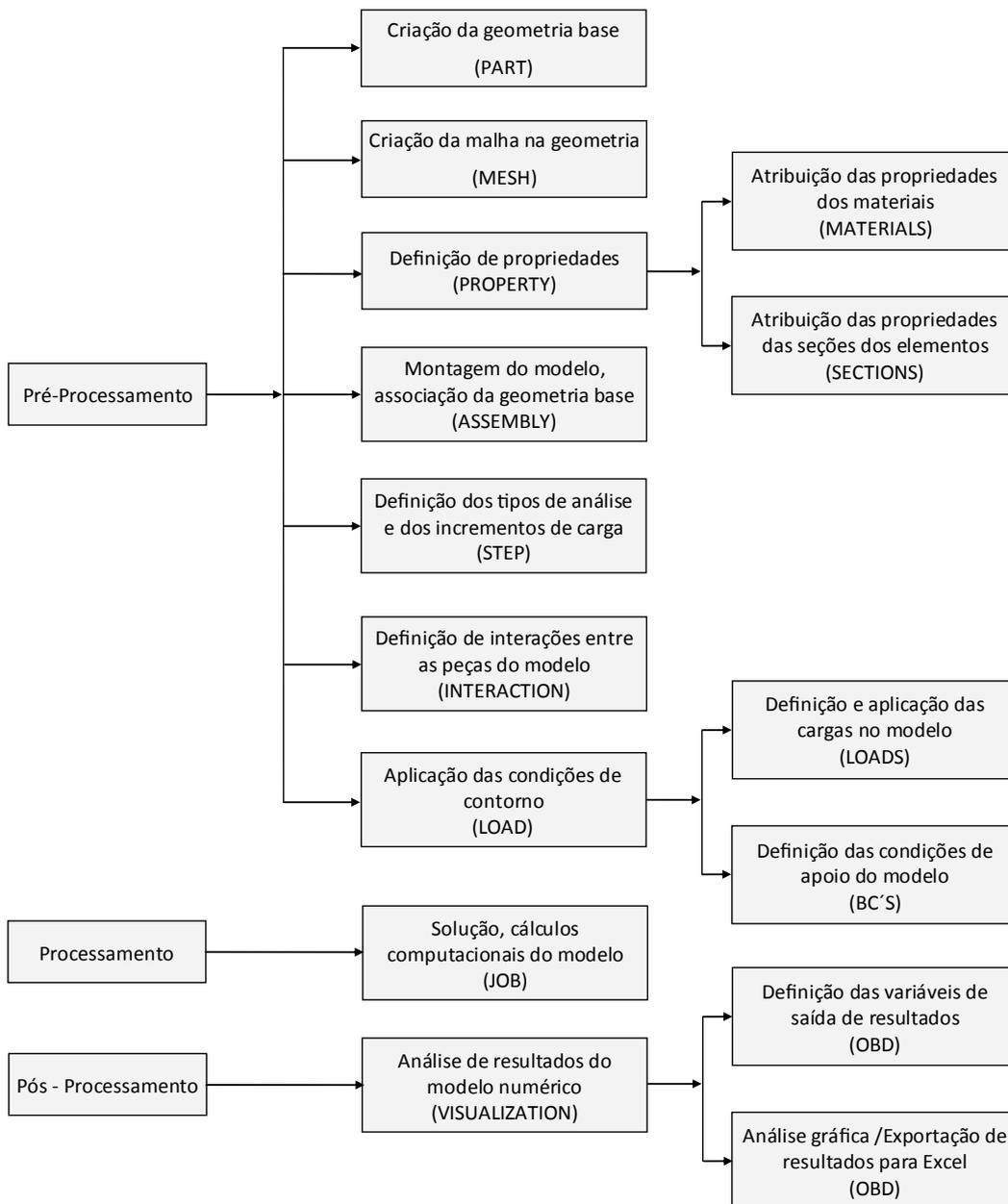


Figura 4.31 – Fluxograma da modelagem no ABAQUS

Os resultados após, calibração do modelo estão apresentados na Figura 4.32. Um estudo paramétrico foi realizado para simular a falha da ligação e estimar a capacidade da força última da ligação STOTC. Isso, porque usando as barras da treliça com diâmetro de 38,00 mm e com espessura de 0,95 mm não ocorreu o colapso da ligação, de modo, que foi preciso aumentar a espessura do tubo para 3,75 mm para então causar a ruptura da ligação com ruptura do gomo da esfera comprimida.

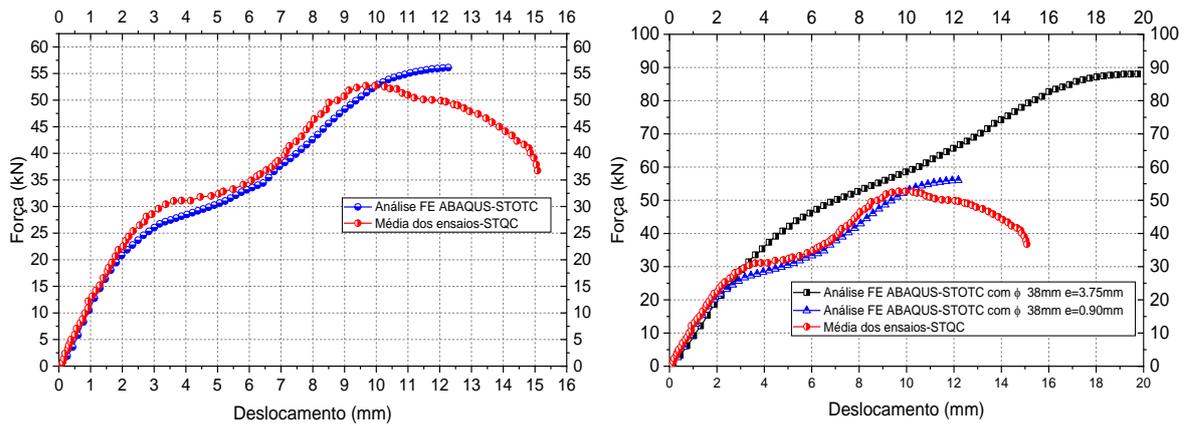
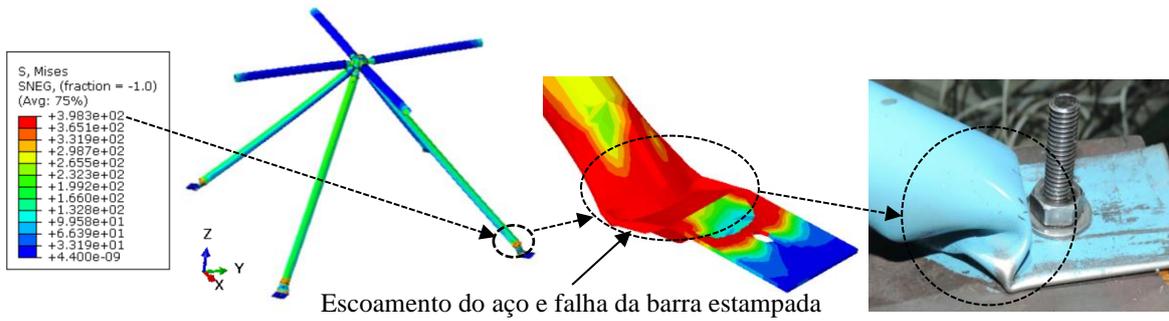


Figura 4.32 – Resultados da simulação numérica da ligação STOTC

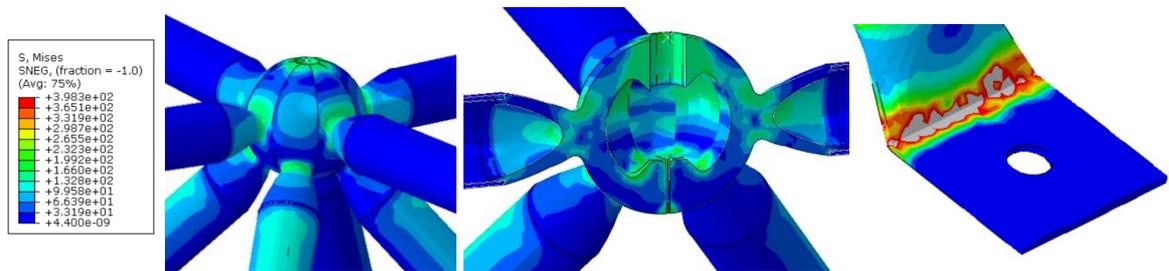
O critério de von Mises leva em consideração os conceitos de energia de distorção de um elemento, que também pode ser interpretado como a energia necessária para que ocorra mudança de forma em um elemento. Esse critério define que um elemento estrutural (dúctil) irá falhar se a energia associada à mudança de forma de um corpo, submetido a um carregamento multiaxial, ultrapassar a energia de distorção de um corpo de prova submetido a um ensaio uniaxial de tração.

Dessa forma, foi escolhido o critério de von Mises, conhecido também como o máximo critério de distorção de energia ou teoria de tensão de cisalhamento octaédrica, para estimar a tensão de escoamento do aço da ligação STOTC. Embora o critério de Tresca conhecido como critério de tensão máxima de cisalhamento também está disponível na biblioteca do ABAQUS, estudos mostram que este critério apresenta resultados mais conservadores na previsão das tensões nos espécimes (Leckie e Bello, 2009).

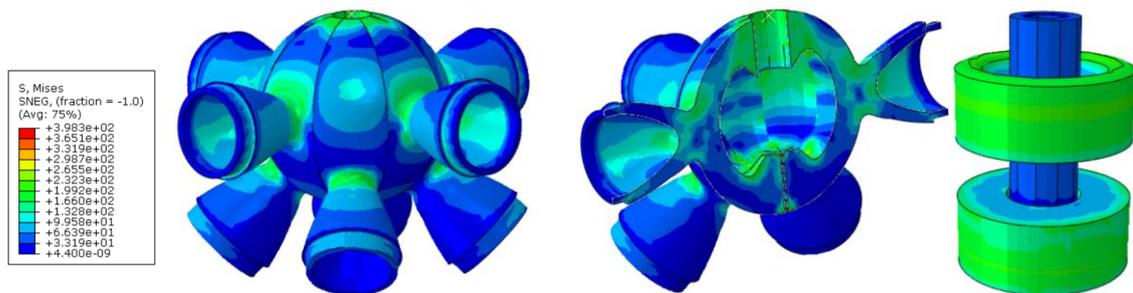
A Figura 4.33 apresenta os resultados da modelagem para ligação STOTC com espessura do tubo de 0,95mm. Enquanto que na Figura 4.34 é mostrado os resultados da modelagem para o tubo de aço com espessura de 3,75 mm.



(a) Extremidade da barra com colapso na zona estampada semelhante ao ensaio experimental com a ligação STQC

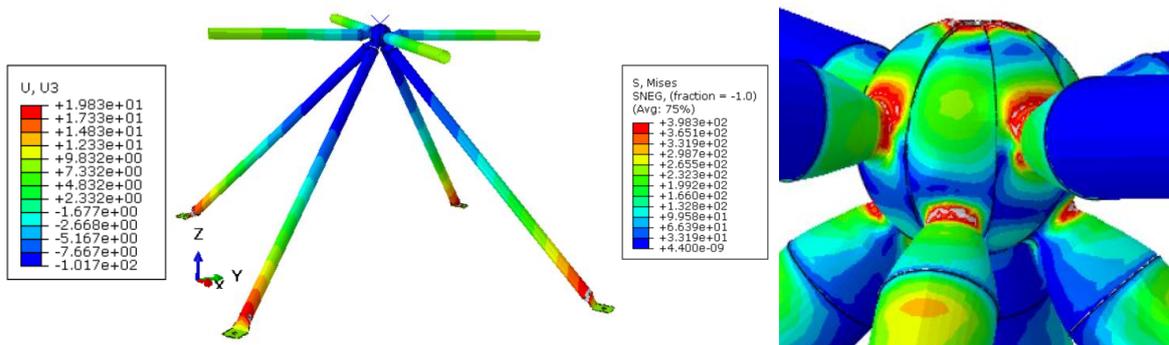


(a) Tensões de von Mises na ligação ficaram em média com 166 MPa equivalente a 58% menor que tensão de escoamento, já a extremidade da barra apresentou ruptura local

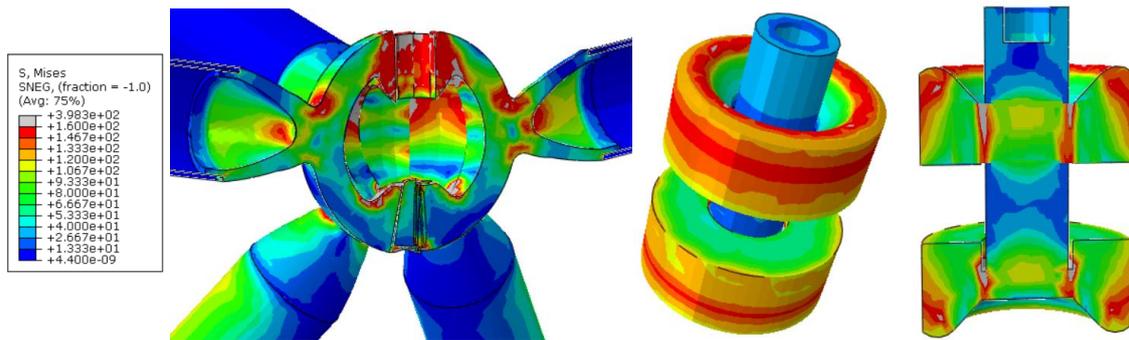


(b) Tensões de von Mises na ligação e no conector interno

Figura 4.33 – Tensões de von Mises na ligação com espessura do tubo de 0,95 mm



(a) Deslocamento da ligação (mm) com estudo paramétrico e tensões de von Mises



(b) Detalhe da ruptura da ligação com esmagamento dos gomos da esfera e falha das porcas de pressão do parafuso interno para o tubo com 3,75 mm de espessura

Figura 4.34 – Tensões de von Mises para ligação STOTC com estudo paramétrico

4.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS LIGAÇÕES ISOLADAS

A ligação LTECA apresentou falha nas duas extremidades da barra da diagonal, foi também observado que os esforços entre as barras das diagonais tiveram distribuições de esforços não uniformes, contudo, a diferença da região amassada na extremidade estampada da barra foi bem menor em relação a ligação LTE e LCTR, isso porque, a ligação com chapa de aço não mobiliza momentos fletores na ligação por excentricidade.

Já a LTPCA apresentou a menor diferença de amassamento entre as barras das diagonais quando comparadas com as ligações típicas LTECA, LTE, LTDCE e LTRC, uma evidência de que o uso da barra com ponteira parafusa na ligação de aço distribui melhor os esforços axiais entre as barras, além de evitar excentricidades, a chapa gusset de aço soldada na extremidade da barra garante o aproveitamento total da capacidade de força da barra por evitar a estampagem. Uma observação importante foi relacionada ao dispositivo de ligação com chapas de aço que une as barras na ligação, pois, apresentou maior esforço de cisalhamento no parafuso.

As ligações típicas tipo LTE apresentaram maiores diferenças de amassamentos entre as barras das diagonais, sobretudo, nas barras DS4. Por outro lado, as ligações com distanciadores de concreto encapsulado LTDEC conseguiram evitar a rotação da ligação típica e conseqüentemente, houve uma melhor distribuição de esforços entre as barras das diagonais. O distanciador por sua vez, não apresentou nenhum tipo de falha.

A ligação típica com reforço na região estampada LTQR desenvolvidas nesta pesquisa, conseguiu evitar a ruptura na ligação, resultando em capacidade de força última maior que todas as ligações típicas ensaiadas, com duas barras atingindo a força de compressão crítica. Porém, a chapa de aço soldada na extremidade estampada não conseguiu evitar a rotação da seção do conjunto de ligação típica, resultando em uma das ligações com maiores deslocamentos. Em consequência da rotação da ligação típica a primeira barra que iniciou o processo de falha sofreu maior esmagamento, enquanto, que as outras barras apresentaram menores amassamentos, inclusive a barra perpendicular a que teve maior esforço axial, apresentou o menor dano na zona estampada em relação a todas outras diagonais.

A proposta da ligação STQC apresentou melhor comportamento em relação a todas as ligações típicas, conforme esperado. Os amassamentos nas extremidades das barras estampadas evidenciaram que as distribuições dos esforços axiais nas diagonais foram mais uniformes em relação aos outros tipos de ligações ensaiadas. Isso porque, a ligação proposta não apresentou excentricidade, bem como, a luva cônica que foi soldada na extremidade da barra teve rigidez suficiente para absorver o fluxo de tensões e transferir os esforços para as demais seções das barras. Especificamente, com relação a ligação STQC, não foi possível, provocar o colapso da ligação, isso porque, seria necessário, utilizar outro tubo de aço com espessura maior. O que decorreria em alterar o padrão de comparação entre os outros sistemas ensaiados.

A avaliação numérica da ligação STOTC mostrou-se compatível com os resultados experimentais da ligação STQC. A simulação numérica com MEF por meio da análise não-linear física e geométrica com uso do software ABAQUS apresentou resultados de amassamento das barras estampadas próximas as ensaiadas experimentalmente. A força última da ligação também ficou próxima da STQC, entretanto, o comportamento da curva vs. deslocamento mostrou-se mais rígido sem acomodação do parafuso interno da ligação e sem o estágio gradual de achatamento da extremidade estampada da barra. Em contra partida, o estudo paramétrico mostrou que ligação STOTC possui resistência aproximada das ligações MERO apresentada na literatura técnica (Arekar e Bhavsar, 2013) e (H. Ma *et al.*, 2015). O valor da força última foi de 87,46 kN utilizando um tubo de 38,00 mm com espessura de 3,75 mm e mesmo assim, o colapso ainda ocorreu na zona estampada, em conjunto com a ruptura dos gomos da esfera, e com plastificação do parafuso interno da ligação.

5. ENSAIOS EXPERIMENTAIS DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS

5.1. CARACTERÍSTICAS DOS PROTÓTIPOS

A busca por soluções alternativas em treliças tridimensionais com execução em serralherias de pequeno porte. Torna-se, cada vez mais comum o uso de treliça com ligação típica. Daí, surge a necessidade do desenvolvimento de novos elementos que minimizam as desvantagens deste sistema, a fim de evitar os diversos acidentes envolvendo este tipo de estrutura, uma das propostas foi desenvolvida com uso de distanciadores por (Freitas, 2008).

Conforme apresentado nos ensaios experimentais de barras isoladas e nas ligações típicas, o uso de apenas barras com extremidades estampadas diminui aproximadamente, 40% a capacidade resistente da estrutura. As ligações típicas com união de apenas um parafuso é o sistema mais econômico para execução de treliças tridimensionais, contudo, os estudos realizados com barras e ligações isoladas mostraram a conformidade com pesquisas anteriores que evidenciam o risco da utilização destas ligações sem a devida correção das excentricidades, associado a diminuição de rigidez na zona estampada.

Este capítulo apresenta um amplo estudo sobre as ligações típicas especificamente aquelas com uso de apenas um parafuso com excentricidades. No âmbito do programa experimental, foram realizados onze tipos de protótipos de treliças tridimensionais com dimensões de 9,0 x 6,0 m, no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Cariri, em parceria com o Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC da Universidade de Brasília.

As configurações dos ensaios experimentais com nome de cada treliças com barras estampadas estão listadas abaixo:

1. Duas treliças tridimensionais sem distanciadores denominadas de: Ligações Típicas com abreviação de LTI;
2. Duas treliças tridimensionais com uso de distanciadores denominadas de: Ligações Típicas com Distanciadores de Aço – LTDA;
3. Duas treliças tridimensionais com uso de distanciadores denominadas de: Ligações Típicas com Distanciadores de resina de epóxi embebido com Fibra de Sisal – LTDFS;

4. Duas treliças tridimensionais com uso de distanciadores denominadas de: Ligações Típicas com Distanciadores de Pneu reciclado – LTDP;
5. Duas treliças tridimensionais com Ligações Típicas com Distanciadores reforçados com Fibra de Vidro – LTDFV;
6. Por fim, uma treliça com Ligação Típica com Distanciador de Concreto com Fibra de Aço – LTDCFA;

Os distanciadores usados nas ligações típicas foram calculados por meio da Eq. (2.2), conforme apresentado na equação Eq. (5.1), onde H representa a altura da treliça tridimensional equivalente a 1.060,00 mm, a excentricidade E_l foi obtida a partir da distância entre o centro do furo do parafuso e a dobra 45° na zona de estampagem da diagonal da treliça, cujo valor encontrado foi de 26,50 mm, finalmente l é igual ao comprimento da barra entre os parafusos com dimensão de 1.450,00 mm. O valor adotado para o distanciador foi de 22,00 mm como segue.

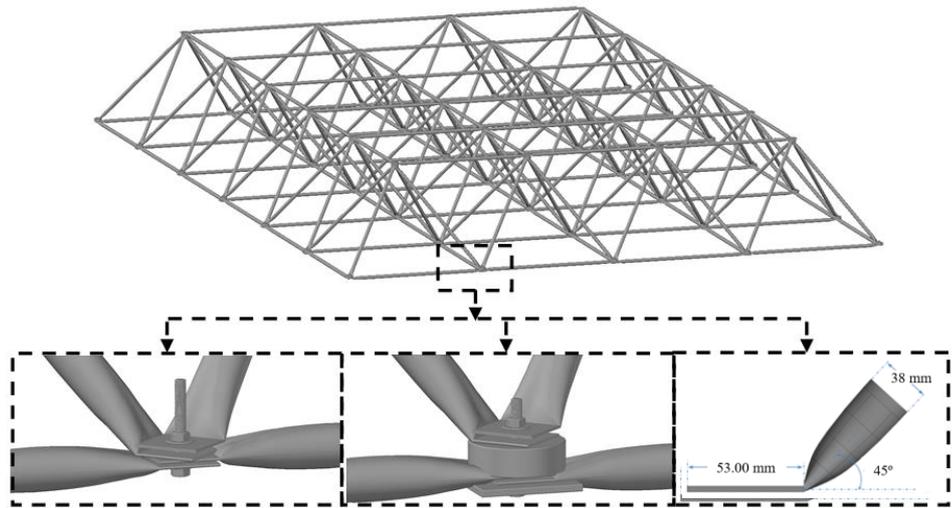
$$d = \frac{2HE_l}{l\sqrt{2} - 4E_l} - 8t = \frac{2 \cdot 1060 \cdot 26,50}{1450\sqrt{2} - 4 \cdot 26,50} - 8 \cdot 0,95 = 22,09 \text{ mm} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

Tabela 5.1 apresenta os detalhes construtivos dos protótipos.

Tabela 5.1 – Detalhes dos protótipos ensaiados no laboratório

Tipo de Protótipo	Modelo da Ligação	Tamanho (cm)	Elemento (mm)			Distanciador (mm)
			Banzo inferior	Banzo superior	Diagonal	
PROT 1	LTI 1	900x600	58φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	----
PROT 2	LTI 2		58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	----
PROT 3	LTDA 1	900x600	58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 4	LTDA 2		58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 5	LTDFS 1	900x600	58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 6	LTDFS 2		58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 7	LTDP 1	900x600	58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 8	LTDP 2		58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 9	LTDFV1	900x600	58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 10	LTDFV2		58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00
PROT 11	LTDCFA1	900x600	58 φ 38 × 1500	38 φ 38 × 1500	96 φ 38 × 1500	22,00

Figura 5.1 à Figura 5.4 são fornecidos os detalhes dos protótipos, com a representação dos modelos de ligações utilizadas, e dimensões das barras e demais elementos.



(a) Ligação com LTI (b) Ligação com LTD (c) Detalhe do ângulo



(d) LTI (e) LTDA (f) LTDFS



(g) LTDP (h) LTDFV (i) LTDCFA

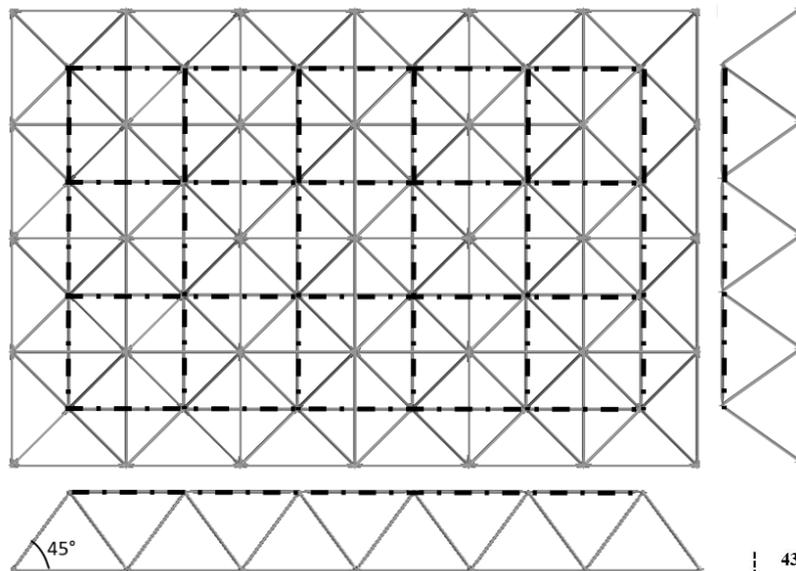


(J) Vista isométrica da LTE (K) Vista lateral da LTE (L) Detalhe do distanciador

Figura 5.1 – Os seis tipos de ligações ensaiadas com os diversos distanciadores

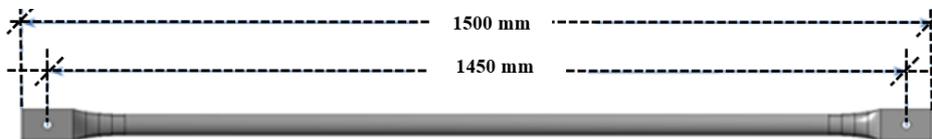


(a) Chapa sobrejunta em aço ASTM A36 para reforço das ligações típicas com dimensões de 90,0 x 90,0 mm e espessura de 6,3 mm com parafuso M8.8 com porca e arruela

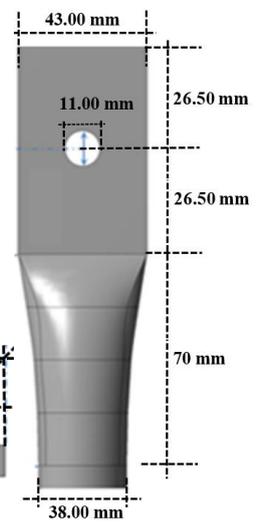


(b) Vista em planta da treliça

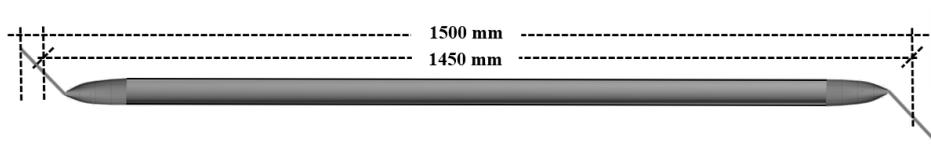
- Banzo superior - 38 @ 1500 mm
- Banzo inferior - 58 @ 1500 mm
- Diagonais - 96 @ 1500 mm



(c) Detalhes dos 96 banzos das peças



(d) Detalhe da estampagem da peça



(e) Detalhe das 96 peças das diagonais

Figura 5.2 – Detalhes dos elementos da treliça tridimensional

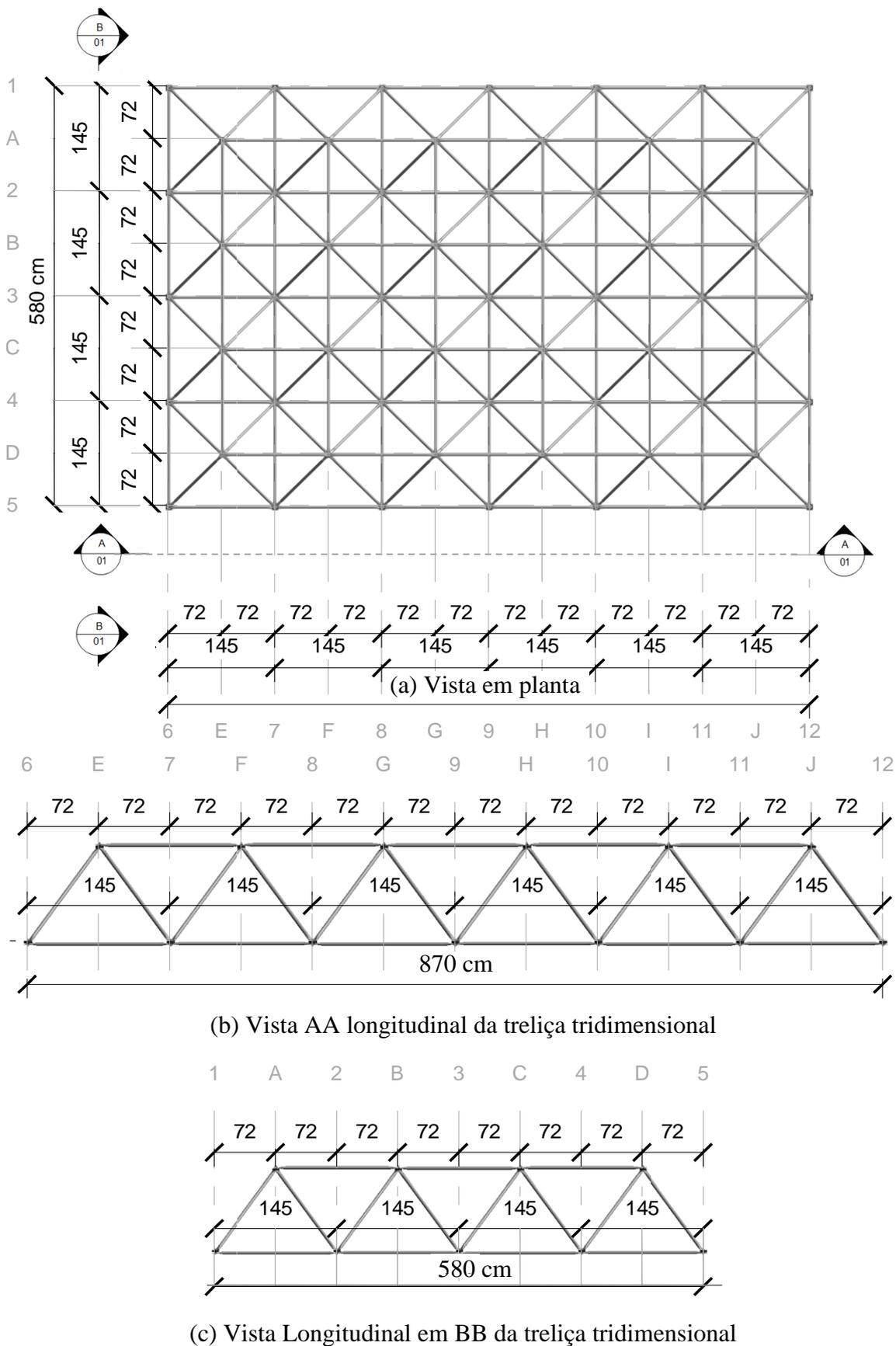
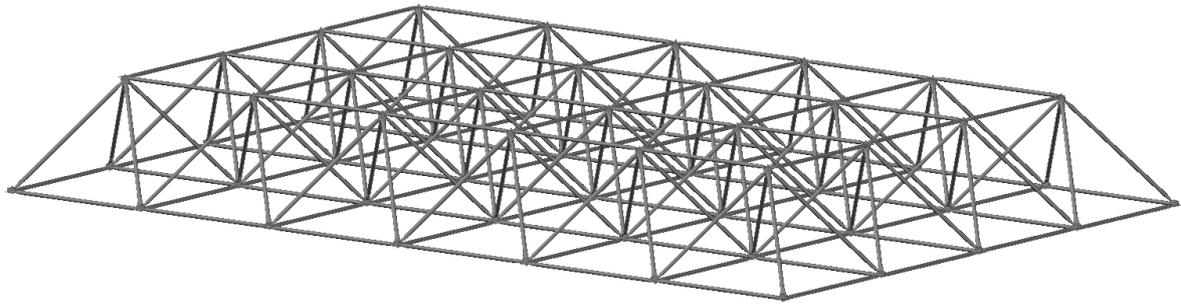
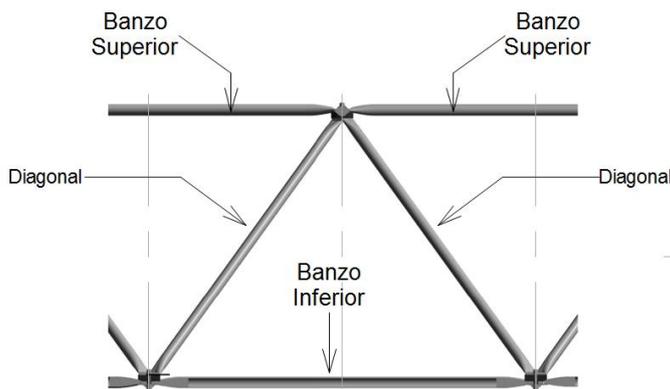


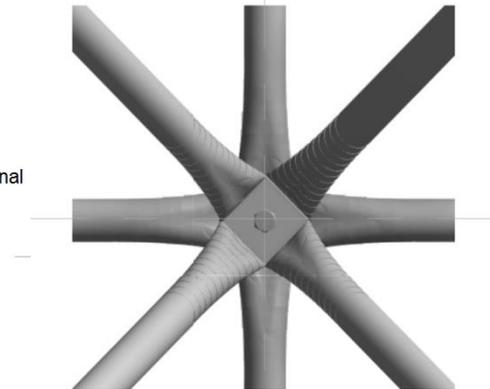
Figura 5.3 – Medidas da treliça tridimensional com os comprimentos entre eixos (cm)



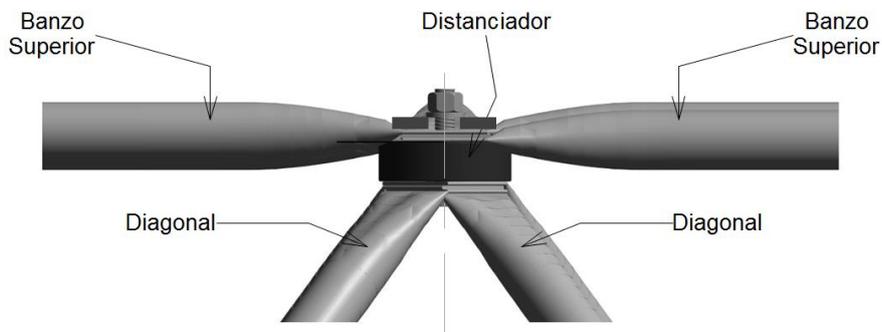
(a) Vista 3D da treliça com ligação típica estampada



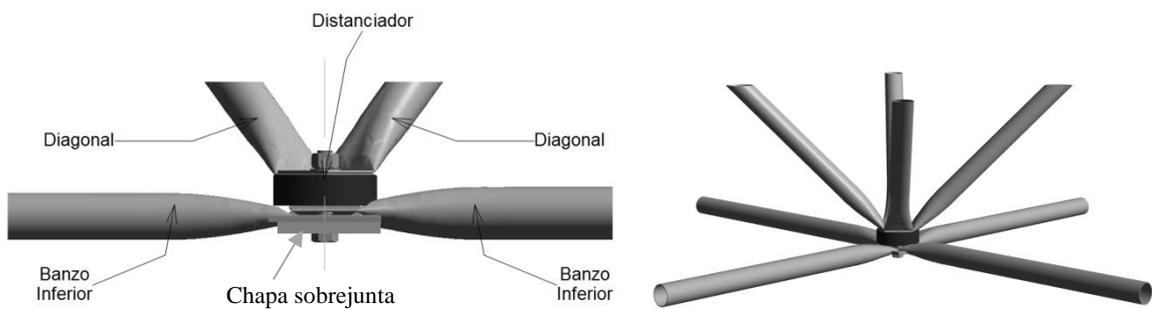
(b) Detalhe da vista longitudinal da treliça



(c) Vista de topo da ligação típica



(d) Vista da ligação no nó superior da treliça com distanciador com detalhe do parafuso



(e) Vista inferior da ligação típica com distanciador em corte e em perspectiva

Figura 5.4 – Detalhes das ligações com distanciadores da treliça tridimensional

5.2. MATERIAIS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS

5.3. BARRAS DE AÇO DAS TRELIÇAS

Em todos os onze protótipos, foi empregado tubos de aço carbono com espessura de 0,95 mm formados a frio, fabricados, cortados e dobrados na indústria Antonio Linard Máquinas e Construções Técnicas S/A, em Missão Velha – CE. Todos os materiais e mão-de-obra utilizados nos ensaios experimentais dos capítulos anteriores desenvolvidos na UnB foram realizados com recursos do próprios do autor. Entretanto, os materiais utilizados neste capítulo foram financiados pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico CNPq. As barras foram entregues ao Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Cariri, conforme mostrada na Figura 5.5.



(a) Primeira entrega com 1248 barras



(b) Segunda entrega com 1056 barras

Figura 5.5 – Tubos e parafusos com as chapas sobrejuntas entregues pela Linard S/A

Para verificação da resistência à tração do aço usado nas barras das treliças tridimensionais, foi executado ensaio de tração segundo as diretrizes da norma ASTM A 370 (2017). Para tal, foi extraído um total de 16 amostras para ensaio de tração uniaxial. Com corpos-de-prova extraídos diretamente do tubo, conforme mostra Figura 5.6. De modo, que a exigência da norma API 5CT (2005) fixa o local de retirada das amostras a partir de 90° da linha de solda.

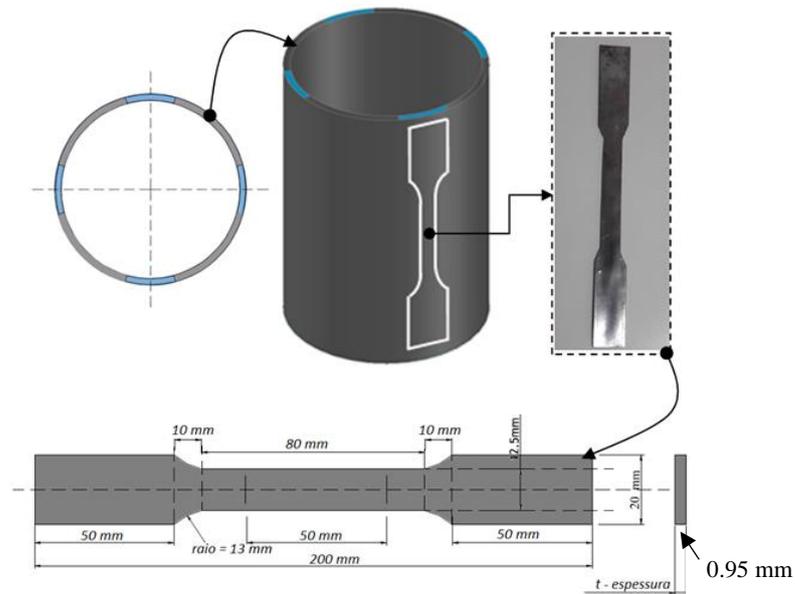


Figura 5.6 – Retirado de corpos de prova dos tubos para ensaio de tração uniaxial

O gráfico da Figura 5.7 apresenta os resultados da caracterização do aço. Utilizou-se uma máquina de ensaio modelo EMIC 23-600, eletromecânica, microprocessada, da marca INSTRON/EMIC, no Instituto Federal de Juazeiro do Norte no laboratório de materiais. A velocidade de deslocamento do ensaio foi de 10 mm/min e célula de carga com capacidade máxima de 600,0 kN, com montagem do gráfico força vs. deslocamento automático.

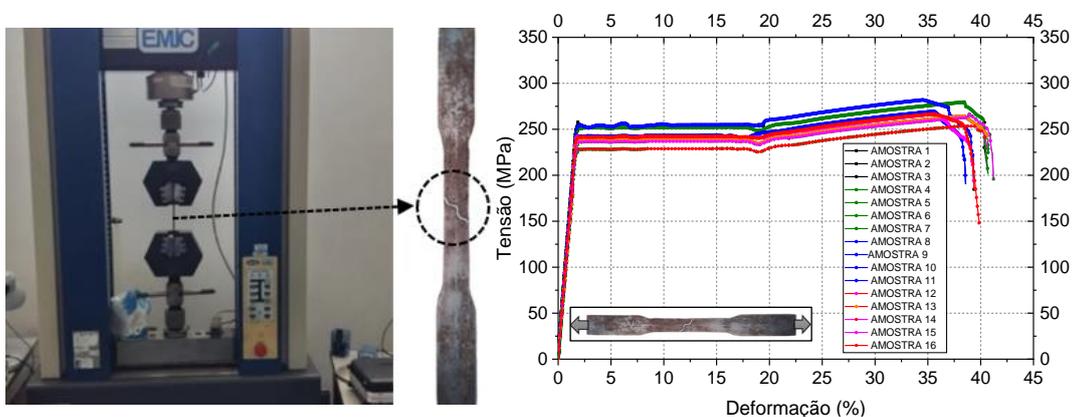


Figura 5.7 – Ensaio de tração do aço

Os resultados dos ensaios à tração das barras estão dentro das especificações do fabricante com módulo de elasticidade de 200,0 GPa e resistência ao escoamento do aço de 238,0 MPa com deformação máxima de 40% e tensão última $f_u = 287,0$ MPa.

5.4. DESENVOLVIMENTO DOS DISTANCIADORES

Esta seção apresenta o processo de fabricação dos novos distanciadores usados nos ensaios das treliças com correção da excentricidade. O uso do distanciador foi desenvolvido em pesquisas anteriores (Freitas, 2008), (Bezerra *et al.*, 2009), (Araújo, 2013), (Casanova, 2015) e mostrou-se eficiente, com aplicação em protótipos de 2,0 m x 2,0 m e 6,0 m x 9,0 m. Assim, a presente pesquisa atuou no desenvolvimento de distanciadores mais econômicos e com conceito de ecologicamente correto.

5.4.1. Distanciadores de aço

Para comparar os diferentes tipos de distanciadores, foi fabricado distanciadores de aço como referência. Distanciadores de aço são caros e consomem mais energia em comparação com os outros distanciadores desta pesquisa. A fabricação deste elemento de correção da excentricidade exige precisão nas dimensões. Sendo, necessário recorrer a processo de fabricação que exige máquina específica para cortar a chapa grossa de aço. Para o desenvolvimento do distanciador foi utilizado uma máquina de corte a plasma, que consiste no processo de liberação de calor por uma coluna de plasma, resultante do aquecimento de arcos elétricos juntamente com um gás, em alta vazão rotacional que faz o contorno do desenho do distanciador cortando a chapa de aço. A Figura 5.8 mostra o corte sendo feito para obtenção do espaçador de aço, com peso total de 0,0083 kN.



(a) Fabricação de espaçador de aço por corte de plasma



(b) Distanciador de aço com diâmetro de 80 mm e altura de 22 mm e furo de 11 mm

Figura 5.8 – Fabricação do distanciador de aço

5.4.2. Distanciador de Fibra de Sisal

O novo distanciador confeccionado em fibra de sisal com resina epóxi teve como objetivo reduzir o custo do espaçador e a sobrecarga causada pelo distanciador de aço em toda a estrutura. Historicamente, as fibras vegetais naturais ou simplesmente fibras naturais, eram empiricamente utilizadas para reforçar diversos materiais de construção, como é o caso da produção de matéria têxtil. No entanto, recentemente os cientistas começaram a estudar a aplicação deste tipo de fibra utilizada em estruturas (Juárez *et al.*, 2007). As fibras naturais apresentam inúmeras vantagens, tais como: baixa massa específica, fácil manuseio, procedem de fontes renováveis, atuam como isolantes térmicos, elétricos e acústicos, não são tóxicas, além de apresentarem baixo custo, quando comparadas às fibras sintéticas.

O sisal é a principal fibra dura produzida no mundo, respondendo por aproximadamente 70% da produção comercial de todas as fibras. O Sisal é uma espécie nativa da América Central, com o nome botânico *Agave Sisalana*. No Brasil, o cultivo do sisal está concentrado na região Nordeste. A Figura 5.9 mostra a maior concentração do cultivo do sisal localizada na região semiárida brasileira, que cobre aproximadamente um milhão de quilômetros quadrados, em termos percentuais possui 11% do território nacional e contendo 1.132 municípios em onze estados.

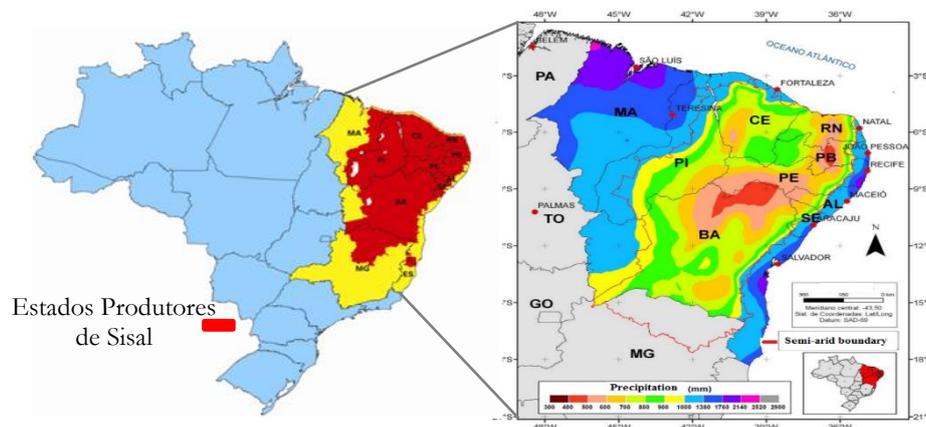


Figura 5.9 – Produção de sisal em diferentes estados do Brasil

O Brasil é o maior exportador mundial de sisal com 52% da produção mundial, portanto, buscou utilizar a fibra de sisal como elemento distanciador, uma vez que essa fibra é amplamente utilizada como compósito, e possui custo muito baixo para aquisição. Nesta pesquisa, a fibra de sisal foi obtida pela extração da folha da planta com ferramentas de corte, seguida do processo de fibrilação com ferramentas manuais. Após a limpeza, a fibra foi

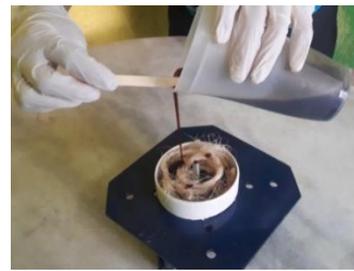
pendurada ao ar livre, para secar ao sol por dois dias. O próximo passo foi colocar a resina com multifilamentos em multidireções dentro do molde, logo em seguida, a fibra de sisal foi embebida na resina. Sendo que o volume de resina de epóxi dentro do molde de aço foi próximo 40% do distanciador. Os moldes consistem em um cilindro oco com parafuso central. Por fim, o molde foi fechado com quatro parafusos para comprimir a mistura de fibra de sisal embutida na resina. Após, 30 minutos, o distanciador de fibra de sisal embebido em resina epóxi estava pronto para ser usado, com peso total do distanciador de 0,0021 kN.



(a) Corte de fibra de sisal na lavoura (Autor)



(b) Fibra de sisal secando ao ar livre no sol



(c) Fibra de sisal embebida na resina epóxi



(d) Prensagem de resina epóxi com fibra de sisal



(e) Distanciador com fibra de sisal pronto para uso

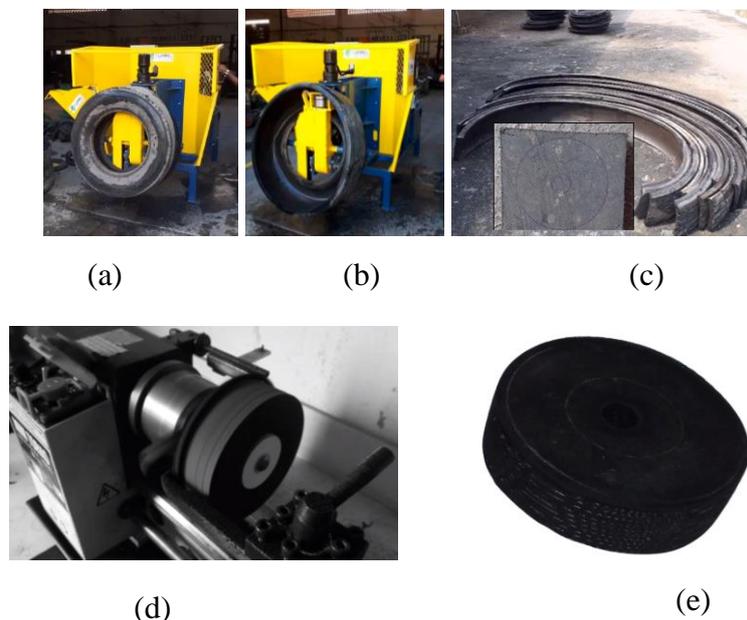
Figura 5.10 – Processo de produção do distanciador com fibra de sisal

5.4.3. Distanciador de Pneu reciclado

Pneus são resíduos que se acumulam rapidamente em grandes volumes, principalmente em áreas urbanas densamente povoadas. A destinação final dos pneus é um problema mundial e é crescente a preocupação com políticas de incentivo à reciclagem, redução e reaproveitamento de resíduos de pneus. A reciclagem de produtos como pneus é difícil e cara, pois eles são feitos de materiais não biodegradáveis e altamente tóxicos quando incinerados. A utilização de pneus descartados em obras de engenharia se apresenta como uma alternativa que alia eficiência mecânica, baixo custo para obtenção, associada à demanda por um resíduo que apresenta riscos ao meio ambiente. O uso mais comum de pneu

reciclado é a fresagem de borracha, com aplicação na engenharia de materiais com a substituição do agregado na fabricação de concreto e asfalto (Pappu, Saxena e Asolekar, 2007), (Tortum, Çelik e Cüneyt Aydın, 2005), (Siddique e Naik, 2004), (Özen *et al.*, 2008). A aplicação do pneu em geotécnica também é encontrada, como construção de parede por gravidade, reforço de aterro, redução de empuxo, proteção de taludes e redistribuição de tensões sobre dutos enterrados (Edinçliler, Baykal e Saygili, 2010), (Ahn e Cheng, 2014). , (Tsai, 2015), (Dammala, Sodom e Adapa, 2015), (Reddy, Krishna e Reddy, 2018), (Shulman, 2019).

Assim, é apresentada uma metodologia com o reaproveitamento do pneu descartado pela indústria, objetivando na fabricação de um elemento distanciador. Devido às suas vantagens na aplicação da ligação típica, tais como: mais barato na fabricação do distanciador, pois a utilização do pneu não tem custo de aquisição; mais leve para a estrutura em comparação com o distanciador de aço, portanto, menor peso próprio na treliça e, em última análise, contribui para soluções ambientalmente corretas. Nesse sentido, foram utilizados pneus para rodas radiais tamanho 445-65 R 22,5. A máquina usada para cortar o pneu foi a CPL-1500 da empresa brasileira Lippel Metal com filial instalada na cidade de Crato-CE, onde foram cortados. As etapas para fabricação dos distanciador estão apresentadas abaixo.



(a) Pneu posicionado na máquina; (b) Pneu sendo cortado em tiras; (c) Tiras de pneu com marcação do distanciador; (d) Fabricação do distanciador em torno mecânico; (e) Distanciador fabricado com furo central de 11 mm e com peso total de 0,0025 kN

Figura 5.11 – Processo de fabricação do distanciador de pneu reciclado

5.4.4. Distanciador de fibra de vidro embebida no epóxi

Espera-se que os distanciadores de fibra de vidro aumentem a capacidade resistente das treliças igualmente os distanciadores de aço. É importante ressaltar que a fibra de vidro é um material de baixo custo em relação ao aço. Além disso, os polímeros de fibra de vidro são resistentes à degradação por ácidos; é resistente à umidade, choque; também é um material não tóxico, e empregado com resina de epóxi forma um compósito altamente resistente à compressão (Ferdous *et al.* 2017).

Inicialmente, seis tipos de materiais compósitos foram desenvolvidos para obter a relação de resistência à compressão da fibra de vidro embebida na resina de epóxi. Como a fibra de vidro é um material mais barato em relação a resina epóxi, buscou-se uma composição que utilizasse a menor quantidade de resina epóxi, porém, com boa resistência à compressão, de modo, a ter um compósito com resistência à compressão média em relação ao corpo de prova utilizando apenas resina e catalisador. A fibra de vidro era do tipo manta com arranjos aleatórios de fibra e foi embebida com a resina de epóxi com catalisador (endurecedor) ambos da marca OTICREL adquiridos em Fortaleza CE.

A quantidade de resina de epóxi variou em 20%, 30%, 40%, 70%, 80% e 100%. Assim, os espécimes de fibra de vidro medindo 30,0 mm de diâmetro por 60 mm de comprimento foram testados sob força axial de compressão (Figura 5.12). O corpo de prova que apresentou força média entre os espécimes foi com 70% de resina de epóxi com resistência à compressão de $f_c = 82,05$ MPa, assim essa mistura foi adotada.

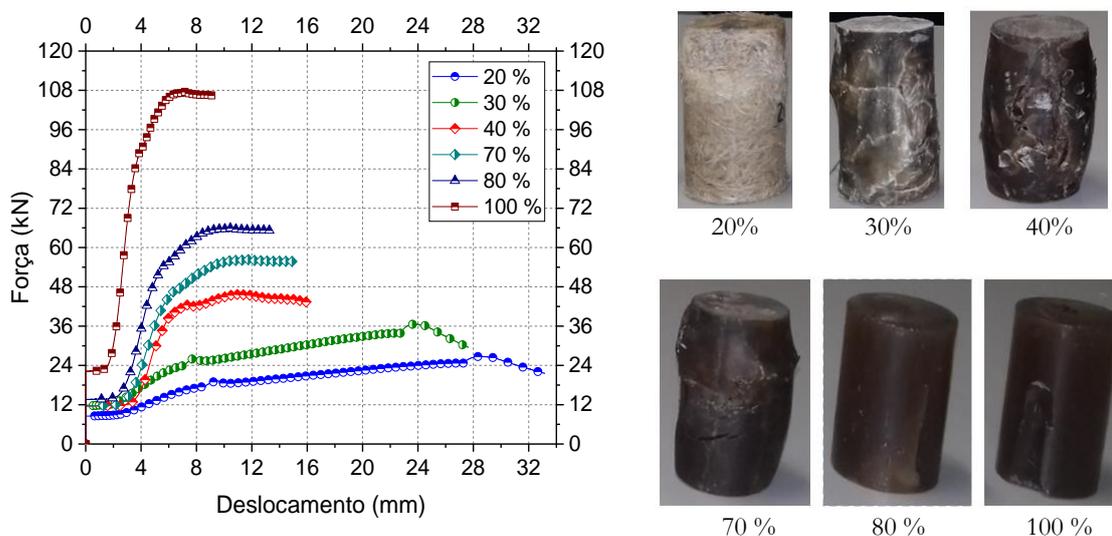


Figura 5.12 – Testes de compressão com variação de resina epóxi

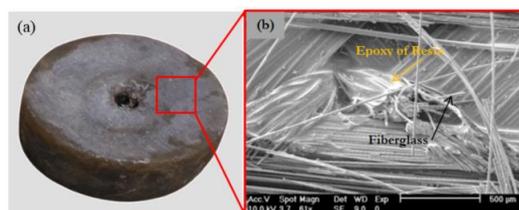
Após definir a relação de 70% de resina de epóxi a serem utilizados na mistura com a fibra de vidro, foi utilizado um molde com tubo PVC com diâmetro de 80 mm e cortado com altura de 22,00 mm, um parafuso no centro do molde foi incluído e fixado no painel compensado, já o molde foi colado no painel com silicone. Assim, a resina de fibra de vidro foi depositada nos moldes. Em seguida, a fôrma foi fechada por meio de uma placa de aço no topo dos moldes e parafusados. Os moldes foram comprimidos por 25,00 minutos até que a reação química completa acontecesse e produzisse o distanciador de fibra de vidro com resina, com peso final de 0,0023 kN. A Figura 5.13 apresenta os detalhes da execução.



(a) Construção da forma na placa compensada (b) Detalhe do corte da fibra de vidro (c) Construção do distanciador com fibra de vidro

Figura 5.13 – Detalhes construtivos do distanciador de fibra de vidro

A morfologia da fibra de vidro embebida na resina de epóxi foi obtida a partir da amostra do distanciador e fotografada com Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) – modelo quanta FEG 250 com tensão de aceleração de 10,0 kV. A Figura 5.14, mostra os detalhes. É possível visualizar as superfícies das camadas dos materiais dentro da matriz. As fibras estão dispostas em multidireções, formando tranças dentro da matriz do compósito.



(a) Distanciador com fibra de vidro (b) Imagem da fibra de vidro no MEV

Figura 5.14 – Imagem do distanciador com Microscópio Eletrônico de Varredura

5.4.5. Distanciador de concreto com fibra de aço

O concreto convencional ainda apresenta algumas deficiências, como baixa ductilidade, retração plástica e pequena resistência à tração. Assim, a adição de fibras ao concreto é

prática comum, que busca reduzir as fissuras, melhorando o desempenho diante das solicitações de tração. As fibras atuam como pontes de ligação, transferindo as tensões para o outro lado da matriz de concreto e minimizando as tensões nas extremidades das fissuras. O uso de fibras discretas é uma solução eficaz para reforçar a matriz para melhorar os desempenhos de tração e flexão do concreto simples. Dentre as fibras, a fibra de aço foi uma das primeiras, aplicadas, e, ainda é um dos materiais mais eficazes para melhorar as propriedades mecânicas e a resistência ao impacto do concreto (Mastali *et al.*, 2018). O primeiro uso estrutural de concreto reforçado com fibra de aço foi em 1971 para a produção de painéis dobráveis para um estacionamento do aeroporto de Heathrow em Londres. Desde então, esse tipo de fibra no concreto vem ganhando grande interesse na construção civil e também entre pesquisadores.

O uso de concreto reforçado com fibras apresenta melhor capacidade de deformação, resistência ao impacto, absorção de energia e resistência à tração. Dessa forma, propõe-se construir um elemento tipo distanciador com concreto usando fibras. Assim, duas propostas foram estudadas: na primeira foi considerado fibra de aço no concreto, na segunda foi incluído no concreto a fibra de sisal. Nos dois concretos estudados foram utilizados cimento composto Portland CPIII-40, da empresa APODI. Este cimento foi ensaiado, com teste de granulometria e mostrou que a distribuição granulométrica do CPIII-40 obtida foi de 95% e os grãos de cimento foram menores que 50 μm , sendo 55% menor que 20 μm . Estando dentro dos padrões de norma (ABNT NBR 16697, 2018).

O agregado fino usado na produção dos concretos foi uma areia de rio quartzosa, de Rio da região do Juazeiro do Norte. Esta areia possui a seguinte caracterização: Diâmetro máximo de 4,80 mm, módulo de finura de 2,7, umidade natural de 0,72%, densidade de 2,6 g / cm^3 e absorção de água de 1,19%. O agregado graúdo utilizado foi a brita tipo basáltico, com formato lamelar, os valores de massa específica, absorção de água e o ensaio de abrasão de Los Angeles e granulometria obtiveram os seguintes resultados: Diâmetro máximo do agregado de 9,50 mm, módulo de finura de 5,93, umidade natural de 1,57%, densidade de 2,7 g / cm^3 e absorção de água de 25%. A Figura 5.15 mostra as etapas da caracterização dos agregados na peneira com a respectiva lavagem e secagem dos materiais.

As novas fibras de aço apresentadas neste trabalho foram produzidas a partir de fios de aço com resistência à tração superior a 1000,0 MPa, fabricados pela Dramix® da empresa

ArcelorMittal Corporation. Para a fabricação das novas fibras de aço, uma ferramenta simples foi usada para cortar e dobrar. A nova fibra tinha seção reta com 25,0 mm de comprimento, além de duas âncoras inclinadas, em forma de gancho nas pontas das fibras. O tamanho do gancho era de 10,0 mm, de forma que o comprimento total da fibra era de 45,0 mm, semelhante ao material utilizado na fibra do modelo comercializado pela ArcelorMittal Dramix® ZC45 / 0,50.

No contexto, do impacto ambiental da construção civil, fibras provenientes de recursos naturais, como a fibra de sisal, surgem como alternativa às fibras sintéticas. No entanto, os elementos que incorporam essa tecnologia ainda não estão no mercado (Castoldi, Souza e de Andrade Silva, 2019). As fibras de sisal utilizadas neste trabalho foram extraídas da planta Agave Sisalana por um processo denominado decorticação. As fibras foram recebidas em feixes de fibras longas, com aproximadamente 1 metro de comprimento. Antes de cortá-los em segmentos de 45,0 mm, foi necessário processá-los para remover as impurezas.

As fibras foram submersas em água a 70 ± 5 ° C durante aproximadamente uma hora. Após esse processo, as fibras foram secas ao ar por 48 horas, posteriormente, foram cortadas manualmente. A fibra de aço e a fibra de sisal, inseridas na matriz de concreto, foram utilizadas com 1,0% da fração volumétrica de concreto ($V_f = 1,0\%$) conforme trabalhos de (Juárez *et al.*, 2007) e (Zia e Ali, 2017). A resistência do fio de aço foi testada antes do corte e dobra, no Laboratório de Estrutural e Materiais, da Universidade Federal do Cariri (UFCA).



(a) Etapas de lavagem (b) Secagem dos agregados (c) Pesagem dos materiais

Figura 5.15 – Agregados usados nos concretos

Na Tabela 5.2 e Tabela 5.3 são apresentados os resultados da caracterização das fibras. A variação entre os resultados experimentais constitui-se na estimativa do erro experimental, com interferência direta nas hipóteses e conclusões, nesse sentido, foi calculado para cada

série de resultados os coeficientes de covariância Cov para os ensaios de concreto. A Figura 5.16 apresenta as respectivas fotos das fibras de aço e sisal com os tamanhos de corte.

Tabela 5.2 – Valores das propriedades das novas fibras de aço

Nome da fibra	Configuração	Propriedade	Especificação	
			Valores	Cov
Fibra de Aço		Densidade	7.860 kg/m ³	-
		Tensão última	1.130,0 MPa	0,048
		Módulo de Young	200 GPa	0,077
		Deformação limite	5.650x10 ⁻⁶	-
		Coefficiente de Poisson	0,28	-
		Comprimento médio L_f	0,45 mm	-
		Diâmetro Nominal D_f	0,50mm	-
		Esbeltez limite (L_f/D_f)	90,0	-

Tabela 5.3 – Valores das propriedades da fibra de sisal

Propriedades da Fibra de sisal	Valores da caracterização	
	Mínimo e máximo	Cov
Comprimento (mm)	45,0 mm	-
Densidade (g/cm ³)	0,75–1,07	0,021
Tensão última (MPa)	227,80-1.002,30	0,182
Módulo de Young (GPs)	10,94–26,70	0,193
Deformação de ruptura (%)	2,08-4,18	0,175
Absorção de água para saturação	180,00–250,00	0,064
Diâmetro aproximado (mm)	0,08–0,030	0,185



(a) Novas fibras de aço desenvolvidas



(a) Fibra de sisal cortada

Figura 5.16 – Fibras de aço com extremidade em gancho e fibras de sisal

A Tabela 4 apresenta as composições e nomenclaturas abreviadas dos três traços de concreto, com relação água cimento de 0,5, utilizados para a fabricação dos distanciadores. O método de dosagem do concreto foi utilizado da Associação Brasileira de Cimento Portland- ABCP.

Tabela 5.4 – Dosagem utilizada no procedimento experimental para 1m³ de concreto

Nomenclatura	Traço por peso (relação)	Cimento APODI (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Agregado graúdo (kg/m ³)	Água (l)	Fibra (kg/m ³) ou (V _f =I%)
C30	1:2.5:2.34:0.50	351,26	878,15	821,94	175,63	-
C30FibraAço	1:2.5:2.34:0.50	351,26	878,15	821,94	175,63	78,0 (1%)
C30FibraSisal	1:2.5:2.34:0.50	351,26	878,15	821,94	175,63	14,52 (1%)

Para obter uma mistura de concreto homogênea e com trabalhabilidade suficiente, todas as betonadas foram feitas por pesagem (mostrado na Figura 5.15 (c)). O concreto foi misturado com misturador elétrico tipo betoneira de eixo inclinado. A superfície interna do misturador foi limpa e umedecida antes da colocação dos materiais. Primeiro, tanto o agregado grosso quanto o fino são colocados e misturados por vários minutos e depois o cimento foi adicionado. Os materiais foram misturados até a obtenção de uma cor uniforme; metade da quantidade de água foi adicionada e misturada por vários minutos.

Após 5 minutos de batimento, finalmente o restante da quantidade de água foi adicionado à mistura e misturado por cerca de 3 minutos. Quando a fibra de aço e a fibra de sisal foram adicionadas à mistura, elas foram uniformemente distribuídas por cima do concreto e misturadas pela betoneira. Porém, depois de 5,00 minutos as fibras já estavam totalmente misturadas com o concreto, o teste de trabalhabilidade foi realizado com um teste de abatimento (*slump test*) antes do concreto fresco ser despejado em um molde. A trabalhabilidade média do concreto sem fibra e com fibra foi de cerca de 10,0 cm (detalhado na Figura 5.17 (b) e (c)). Em seguida, a mistura de concreto foi derramada em moldes em duas camadas, quando cada camada era colocada; as laterais dos moldes eram marteladas por uma marreta de borracha, para sacudir a mistura e consolidá-la nos moldes.

Em seguida, foi compactado usando um compactador vibrador de mesa fornecido pela empresa que estava ampliando o campus da universidade, cada fôrma era vibrada por cerca de 40 segundos, para cada camada durante a compactação bolhas de ar aparecerão na superfície como uma indicação de eliminação de ar indesejado com preenchimento de todos

os vazios. Em seguida, a superfície de concreto foi nivelada e acabada com espátula e colher de pedreiro. Logo depois, os espécimes foram cobertos para evitar a evaporação da água. Após (24) horas, os corpos-de-prova foram retirados dos moldes e colocados por 7 dias em um tanque, sendo então curados por 28 dias em água com temperatura de 23° e umidade de 76% conforme mostra Figura 5.17 (f) e (g) no Institui Federal de Juazeiro do Norte.

No processo da escolha do concreto com melhor desempenho foi realizado um ensaio de flexão de 4 pontos para a determinação das propriedades de amolecimento por meio da curva força *vs.* deslocamento do concreto com e sem fibra. Para cada traço de concreto mostrado na Tabela 5.4, três corpos de prova da viga com comprimento nos padrões indicados em (UNI-11039, 2018) ou RILEM TC162-TDF (Vandewalle *et al.*, 2003), (Tebaldi *et al.*, 2019) com dimensões de 100,0 mm x 100,0 mm x 500,0 mm, mostrados na Figura 5.17 (d) e (e).

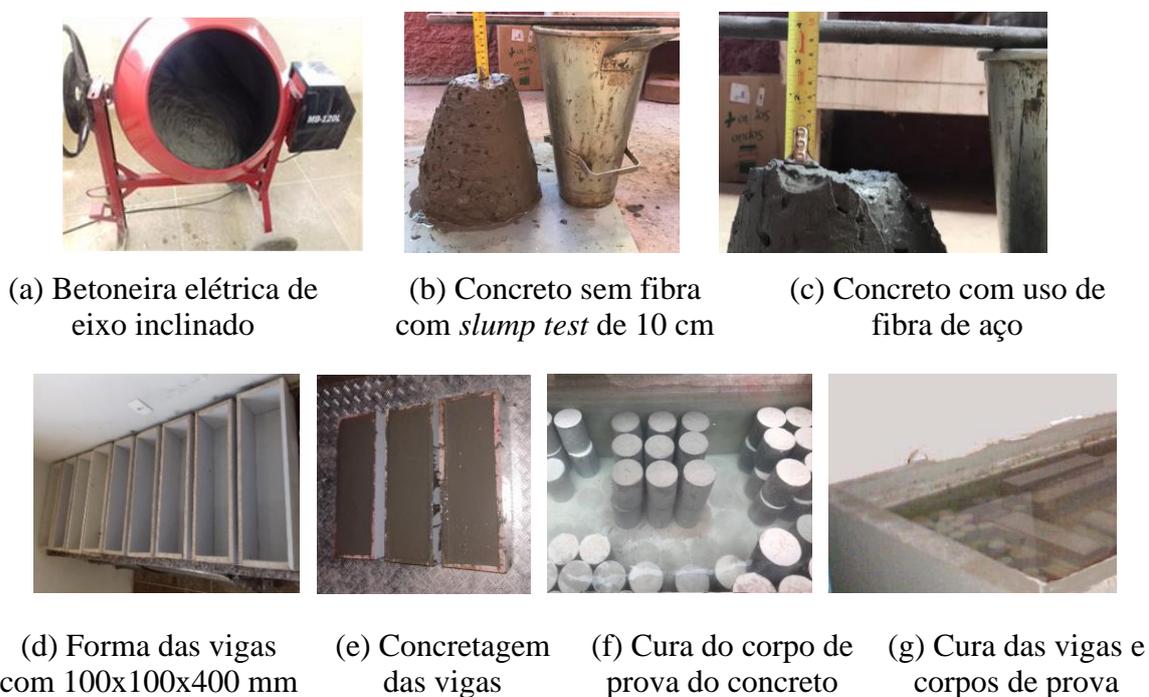


Figura 5.17 – Execução do traço de concreto para com as fibras e sem fibra

Os corpos-de-prova foram cortados com entalhe no meio com uma fresa de diamante antes da execução do teste e após a conclusão da cura do concreto. O entalhe foi definido com uma largura constante de 4,0 mm. Uma máquina de ensaio universal eletrônico WDW-300kN - UTMs com controle de computador e capacidade de 2.000,0 kN foi usada para o ensaio de flexão. A força foi aplicada por meio de controle de deslocamento com uma velocidade de 1/1500 do comprimento do vão da amostra ($450/1500 = 0,30$ mm) por minuto. Um LVDT com capacidade de 100,0 mm foi instalado para medir a deslocamento do centro

da viga. Para a determinação da resistência à compressão dos concretos, 27 corpos de prova foram moldados com 9 corpos de prova para cada tipo de concreto e seguiram as orientações da (ABNT NBR 5738, 2015), com dimensões de 100,00 mm de diâmetro e 200,00 mm de altura. Para obtenção da resistência à tração do concreto, foram moldados mais 9 corpos de prova, sendo 3 espécimes por tipo de concreto, por meio do ensaio de tração por compressão diametral, que é um método indireto de obtenção da resistência à tração do concreto, realizado segundo método normativo da (NBR 7222, 1993). A Figura 5.18 ilustra as características dos corpos de prova e do equipamento do teste de flexão e também o teste de compressão e o teste de tração indireta.



(a) Teste de flexão de 4 pontos (b) Ensaio à compressão (c) Tração indireta

Figura 5.18 – Realização dos ensaios com concreto com fibra e sem fibra

A Figura 5.19 mostra uma configuração de ruptura após o teste de flexão de 4 pontos, bem como, resistência à compressão e tração diametral. O colapso das vigas sem a fibra foi abrupto, já as vigas com fibra, houve uma resistência após, o início da propagação da trinca aumentando a resistência a tenacidade, consequência direta do uso das fibras. Devido ao mecanismo de ligação das fibras com concreto. A Figura 5.20 mostra o gráfico força vs. deslocamento para os três tipos de concreto com as curvas experimentais plotadas.



(a) Ruptura da viga de concreto com fibra de aço (b) Ruptura no teste à compressão (c) Ruptura diametral

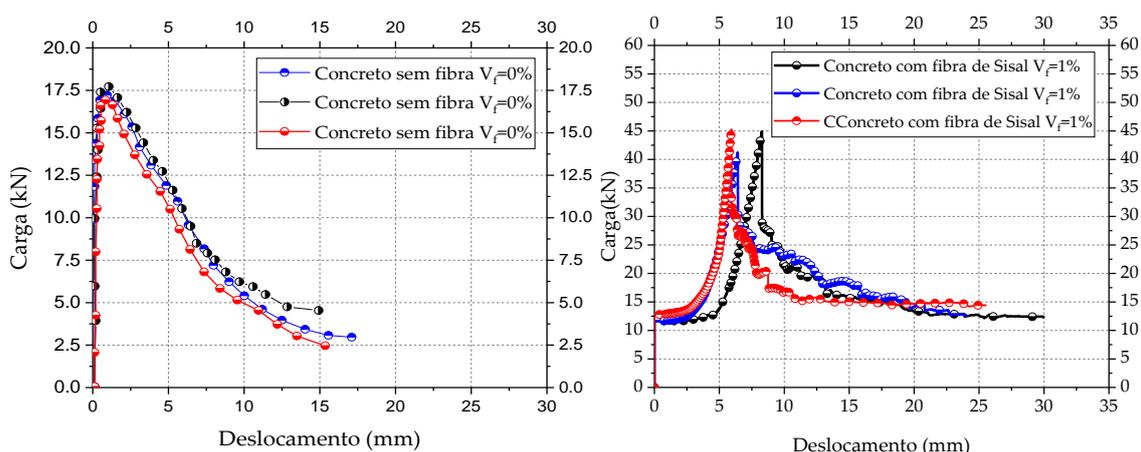


(a) Concreto sem fibra

(b) Concreto com fibra de sisal

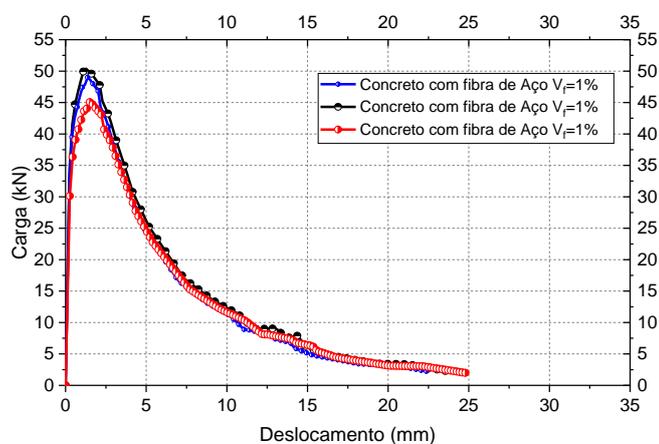
(c) Concreto com fibra de aço

Figura 5.19 – Resultados dos testes experimentais com diferentes concretos



(a) Resultado do concreto sem fibra

(b) Resultado do concreto com fibra de sisal



(c) Resultado do concreto com fibra de aço

Figura 5.20 – Resultados dos ensaios de tenacidade da viga com flexão de 4 pontos

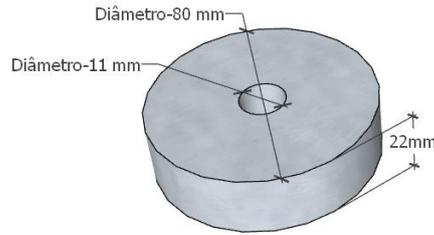
Observou-se, que os três tipos de concretos ensaiados com fibra de aço foram os que apresentaram os melhores resultados na flexão e compressão. A análise da tenacidade indica que o concreto reforçado com fibras de aço apresentou comportamento superior ao concreto com fibra de sisal e sem fibra. Em termos percentuais o concreto com fibra de aço teve um aumento na capacidade resistente de aproximadamente 11,0% em relação ao concreto com fibra de sisal, já com relação ao concreto sem fibra o percentual ainda foi maior chegando a 63%. A Tabela 5.5 mostra os valores dos ensaios.

Tabela 5.5 – Propriedade dos concretos ensaiados

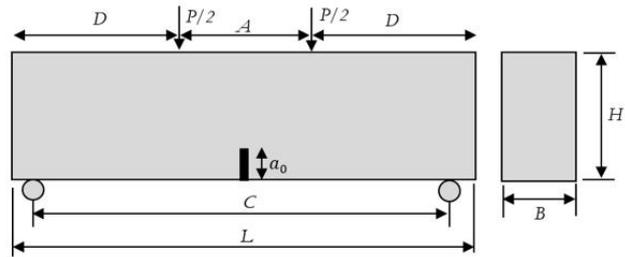
Tipos de Concretos	Resistencia à compressão		Resistência à tração f_{ct}		Resistência à tração na flexão		Módulo de Elasticidade	
	(MPa)	<i>Cov</i>	(MPa)	<i>Cov</i>	(MPa)	<i>Cov</i>	(GPa)	<i>Cov</i>
C30	29,87	0,46	1,62	0,018	2,81	0,020	19,79	1,53
C30FibraAço	31,89	0,66	2,74	0,064	3,84	0,074	20,17	1,84
C30FibraSisal	27,06	1,69	2,18	0,187	3,30	0,172	17,32	2,28

O concreto com fibra de sisal apresentou dificuldades de trabalhabilidade durante a execução dos corpos de prova, fora isso, a fibra de aço apresentou melhor tenacidade. Desta forma, os distanciadores foram construídos em concreto com fibra de aço. Para concretagem dos 56 distanciadores utilizou o mesmo traço apresentado na Tabela 5.4. Essa nova execução do concreto contou também com a concretagem de 90 corpos de prova, sendo 45 de referência com concreto sem fibra mais 45 com fibra de aço com 1% do volume de concreto, apenas para verificar resistência à compressão dos espécimes segundo a (ABNT NBR 5738, 2015).

Para a obtenção da resistência à tração do concreto, foram moldados 6 espécimes, sendo 3 corpos de prova para cada tipo de concreto. Por fim, foi concretado mais três vigas com mesmo concreto dos distanciadores com as seguintes dimensões: comprimento \times largura \times altura ($L \times B \times H$) = 500,0 mm \times 100,0 mm \times 150,0 mm com uma relação distância apoio/altura (C / H) de 4,50 ($C = 450,0$ mm) e distância da aplicação da força axial de $D = 160,0$ mm e $A = 180$ mm, entalhe $a_0 = 4,0$ mm, todas as vigas ensaiadas tiveram a mesma configuração, seguindo as recomendações de RILEM TC162-TDF (2003). Os distanciadores foram concretados com uma fôrma de Policloreto de vinila - PVC com diâmetro de 80,0 mm e espessura de 22,0 mm, resultando no peso final de 0,0027 kN. A Figura 5.21 ilustra os detalhes, e apresenta os preparativos para realização dos ensaios.



(a) Forma dos distanciadores (b) Dimensões do distanciador (c) Distanciador



(d) Viga de concreto com fibra de aço na posição de ensaio



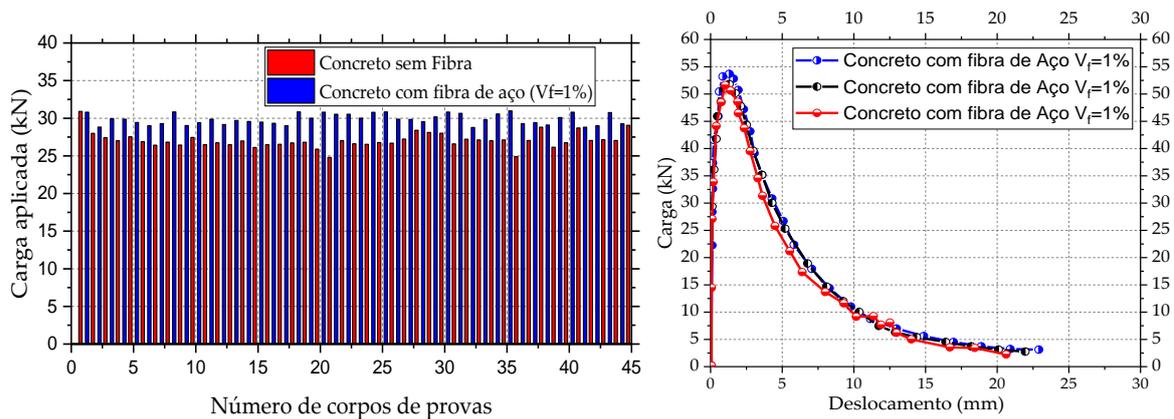
(e) Ensaio à compressão (f) Ensaio de Tração

Figura 5.21 – Distanciador de concreto com fibra de aço e procedimentos para os ensaios

A Tabela 5.6 apresenta as propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibra de aço com o concreto usado nos distanciadores. Na Figura 5.22 os gráficos são mostrados.

Tabela 5.6 – Propriedades do concreto com fibra de aço

Tipos de Concretos	Resistencia à compressão		Resistência à tração		Resistência à tração na flexão		Módulo de Elasticidade	
	(MPa)	Cov	(MPa)	Cov	(MPa)	Cov	(GPa)	Cov
C30FibraAço	30,02	0,47	2,84	0,061	3,86	0,071	20,21	1,92
C30	28,83	0,53	1,61	0,049	--	--	19,98	1,81

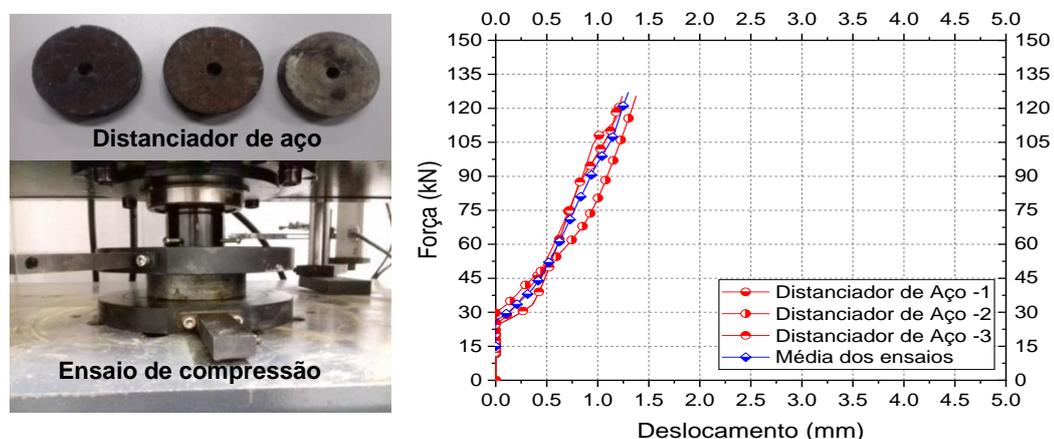


(a) Ensaio à compressão nos espécimes (b) ensaio de flexão com viga de 4 pontos

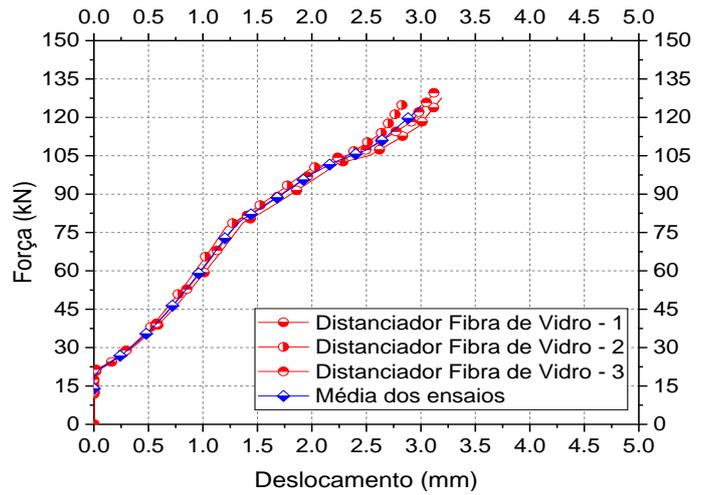
Figura 5.22 – Resultados do concreto usado nos distanciadores

5.5. Ensaio de resistência a compressão dos distanciadores

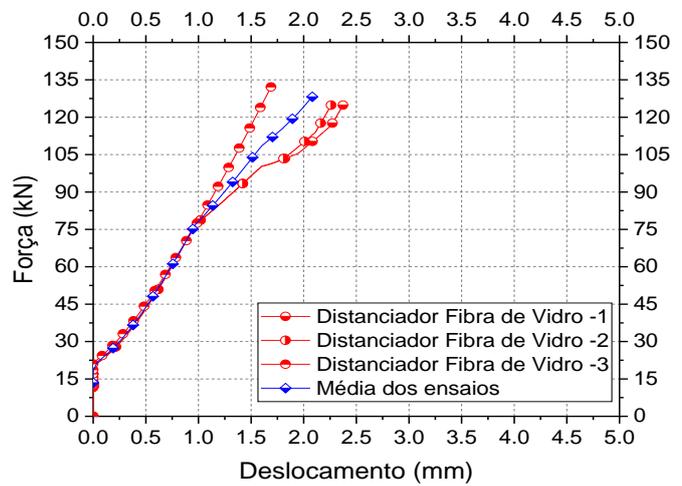
Para avaliar a resistência à compressão dos espaçadores propostos, três espaçadores de cada modelo foram selecionados para teste de força axial estática. Sendo: Teste de Distanciador de Aço TDA; Teste de Distanciador de Fibra de Sisal – TDFS; Teste de Distanciador de Pneu – TDP; Teste de Distanciador com Fibra de Vidro – TDFV; Teste de Distanciador com Concreto com Fibra de Aço – TDCFA. Assim, os corpos de prova foram ensaiados com resistência à compressão, com força de aproximadamente 130,0 kN (devido limitação da célula de carga do laboratório) com objetivo de determinar o deslocamento de cada distanciador na aplicação da força axial de compressão. Caso os distanciadores apresentassem algum tipo de ruptura não haveria correção de excentricidade e, portanto, não poderiam ser utilizados na estrutura como um elemento tipo distanciador. A Figura 5.23 apresenta os valores de força vs. deslocamento de cada distanciador.



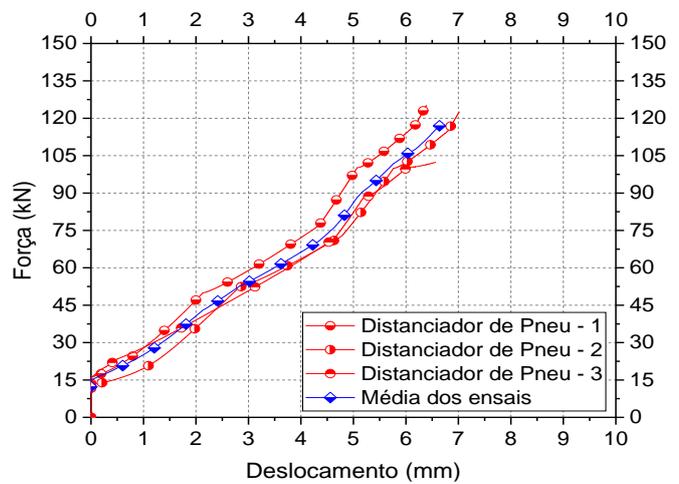
(a) Ensaio de compressão com distanciador de aço -TDA



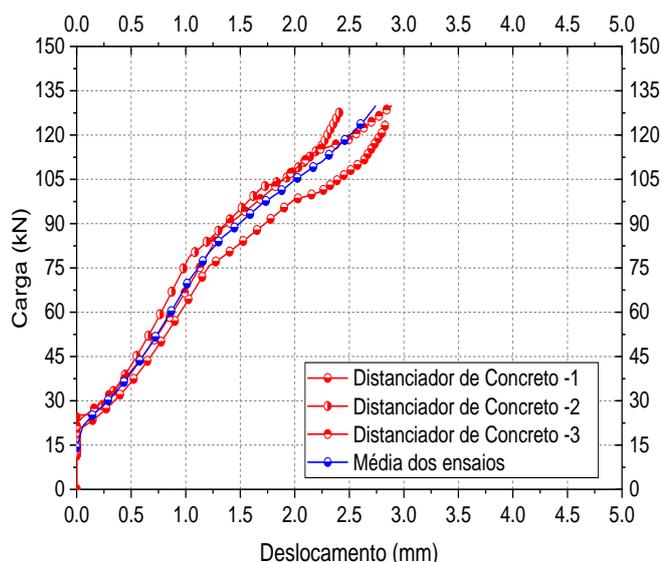
(b) Ensaio de compressão com distanciador de fibra de sisal -TDFS



(c) Ensaio de compressão com distanciador de fibra de vidro -TDFV



(d) Ensaio de compressão com distanciador de pneu reciclado -TDP



(e) Ensaio de compressão com distanciador de concreto com fibra de aço -TCFA

Figura 5.23 – Ensaio de resistência à compressão dos distanciadores

Como esperado o distanciador de aço foi o espécime que apresentou o menor deslocamento com valor médio de 1,50 mm e força de referência de 130,0 kN. Por outro lado, os distanciadores TDFS, TDFV, TDCFA e TDP com a mesma intensidade de força (130,0 kN) apresentaram deslocamentos médios de aproximadamente 3,21 mm; 2,30 mm, 2,80 mm, 7,00 mm respectivamente. O distanciador que apresentou o maior deslocamento com força de referência foi o TDP. Devido ao menor módulo de Young do pneu, além, de ser um material hiperelástico, que manifesta grandes deformações dentro do regime elástico, cujo, valor máximo do deslocamento obtido foi de 7,00 mm, ou seja, aproximadamente 5 vezes maior que o valor do TDA.

Pelos resultados apresentados, o distanciador que mais se aproximou do TDA em termos de deslocamento foi o TDFV, porém, com um aumento de deslocamento em 53%. Já o segundo resultado mais próximo do TDA foi o TDCFA que obteve um aumento de deslocamento em termos percentuais de 86%. Já o TDFS resultou em um aumento de deslocamento de 114%. Por fim, o TDP teve um aumento do deslocamento sobre o TDA de 366%. Assim, espera-se que as treliças tridimensionais utilizando o distanciador de pneu apresente maiores deslocamentos. Por outro lado, a Força de 130,0 kN aplica nos distanciadores equivale a uma tensão normal de 25,87 MPa. Contudo, os distanciadores possuem uma descontinuidade, devido ao furo central, para passagem do parafuso com diâmetro de abertura de 11,0 mm, causando, tensões localizadas próximas da descontinuidade do distanciador e pode ocorrer

ruptura do elemento por efeito combinado de tensões normais e tangenciais devido as diferentes solicitações submetidas no distanciador, para tentar minimizar esses esforços foi aplicado a fibra de aço no distanciador de concreto. Já os demais distanciadores possuem maior coesão na matriz do compósito, e, portanto, terão maiores possibilidades de absorverem os fluxos de tensões combinadas.

5.6. MONTAGEM DOS PROTÓTIPOS

A execução dos protótipos foi realizada juntamente com os alunos bolsistas do Grupo de Estruturas e Construção Civil da UFCA coordenados pelo professor Freitas. A montagem das treliças tridimensionais aconteceu de forma idêntica, com mudança apenas nos distanciadores nas ligações, a estrutura treliçada foi fixada em colunas de perfis metálicos tipo trilho 57 com altura de 1,3 m. Através de um guincho hidráulico tipo girafa com capacidade de 70 kN.

Inicialmente, foi realizado o gabarito para marcação dos pontos para execução dos furos no piso do laboratório. Posteriormente, foi verificado o prumo da coluna e logo depois, foi fixado no piso do laboratório com placa de base por meio de paraboltes com resina epoxídica. A Figura 5.24 apresenta os passos da montagem da coluna, assim como, o detalhe na extremidade da peça, com uso de uma chapa para fixar a treliça tridimensional.



Figura 5.24 – Perfuração, prumo e fixação dos chumbadores de expansão.

Foi utilizado parafuso com rosca normal (métrica) da fabricante INDUFIX, fornecido pela mesma empresa que fabricou os tubos de aço (Linard S/A). O parafuso aplicado em cada treliça tridimensional sem reutilização, foi do tipo M8.8 com padrão ASTM A307 com $f_u=415$ MPa com diâmetro de 9,50 mm, com uma folga de 1,50 mm nos furos das barras e

chapas sobrejuntas, conforme recomendação da norma (ABNT NBR 8800, 2008). Pelo fabricante as seguintes características mecânicas são fornecidas para o parafuso (Tabela 5.7):

Tabela 5.7 – Propriedade do parafuso utilizado nos ensaios experimentais das treliças

d (cm)	d_n (cm)	Área bruta (cm ²)	Área efetiva do núcleo (cm ²)	Área efetiva da rosca (cm ²)	Esforço resistente ao Corte (kN) ^{1*}	Esforço resistente à tração (kN) ^{2*}
0,95	0,75	0,71	0,44	0,49	8,73	16,36

^{1*} $R_{nv}/\gamma_{a2} = 0,40A_{gfu}/1,35$ para o plano de corte, ^{2*} $R_m/\gamma_{a2} = 0,75A_{gfu}/1,35$ esforço à tração

O torque do parafuso da série métrica M8.8 com rosca normal foi de 50,0 N.m conforme tabela do fabricante. Os protótipos foram montados no piso do laboratório em uma sequência específica para garantir a simetria da estrutura. Após, a montagem e conferência das posições das barras, a estrutura foi colocada na posição final sobre as colunas com o auxílio do guincho hidráulico. A Figura 5.25 apresenta o protótipo em fase de montagem, após, o posicionamento das barras do banzo inferior, foram colocadas as diagonais em formato de pirâmides de base quadrada, posteriormente, foi colocado o parafuso com arruela, e executado um pré-torque, na sequência foram incluídas as barras dos banzos superiores e finalizado processo de montagem com execução do torque e içamento.



(a) Montagem dos módulos no piso do laboratório (b) Torque prévio dos parafusos (c) Execução do torque no parafuso da ligação



(d) Convenção para montagem dos protótipos (e) Torque de 50 N.m em todos parafusos da treliça (f) Treliça tridimensional pronta para içamento

Figura 5.25 – Passos da montagem das treliças tridimensionais

Após o posicionamento da estrutura nas colunas de apoio, realizou-se novamente a conferência do torque de todos os parafusos com execução de um torquímetro de vareta. A posição do sistema de aplicação de força na treliça, ocorreu em quatro pontos equidistantes conectando nas 4 ligações inferiores da simetria da treliça. O sistema de atuadores hidráulicos possui uma chapa de base que foi fixada no piso de laboratório por meio de 4 barras roscadas com diâmetro de 10,0 mm com comprimento de 400,0 mm com resina de Epóxi. A locação dos 4 atuadores foi realizada com auxílio de prumo de centro. A Figura 5.26 apresenta as fases desde o içamento até a instalação dos atuadores hidráulicos.



(a) Içamento da treliça

(b) Treliça na posição de ensaio

(c) Verificação do prumo das colunas

(d) Posicionando os atuadores hidráulicos

Figura 5.26 – Etapas para posicionamento da treliça na posição de ensaio

5.6.1. Sistema de aquisição de dados

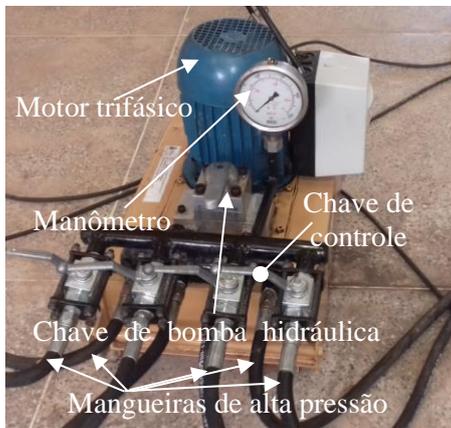
A aquisição de dados dos ensaios experimentais foi obtida por meio de leitura das forças, em painéis digitais conectados às células de cargas inicialmente calibradas, e defletores analógicos dispostos nas ligações onde foram aplicados os carregamentos. O sentido de aplicação da força ocorreu na mesma direção da força gravitacional, de forma que a estrutura foi puxada para baixo pelos macacos hidráulicos que estavam fixados no piso do laboratório.

A precisão dos medidores de deslocamento tipo defletômetro era da ordem de 0,01 mm e a capacidade de leitura 30,00 mm, sendo necessário reposicionar várias vezes durante o ensaio. Já as células de cargas tinham capacidade de 50,0 kN e foram instalados no topo dos eixos dos macacos hidráulicos através de parafusos. A ligação entre a célula de carga e o protótipo foi com cordoalhas de aço espaçadas por um molde de madeira maçaranduba a fim de evitar a concentração de tensões na ligação do protótipo e redistribuir os esforços mais uniformemente na ligação típica.

A pressão dos macacos hidráulicos era controlada por um conjunto motor bomba, que possuíam quatro válvulas de fluxo de óleo para distribuir o fluido nos elementos hidráulicos, e uma válvula geral para controlar a intensidade do bombeamento, com uso do sistema de retorno. As leituras eram realizadas a cada passo de força de 0,25 kN. O carregamento foi aumentando gradualmente até o colapso global da estrutura, a fim de garantir o carregamento estático e evitar instabilidades na estrutura. Já os resultados foram dispostos em uma planilha do Excel com valores de força vs. deslocamento. A Figura 5.27 mostra os detalhes da montagem do sistema de aquisição de dados para leitura do ensaio experimental.



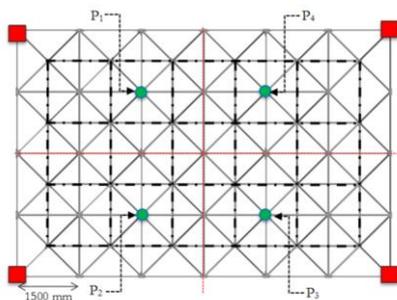
(a) Detalhe do sistema de aquisição de dados com célula de carga e Deflectômetro



(b) Controle da bomba hidráulica



(c) Sistema para o teste estrutural



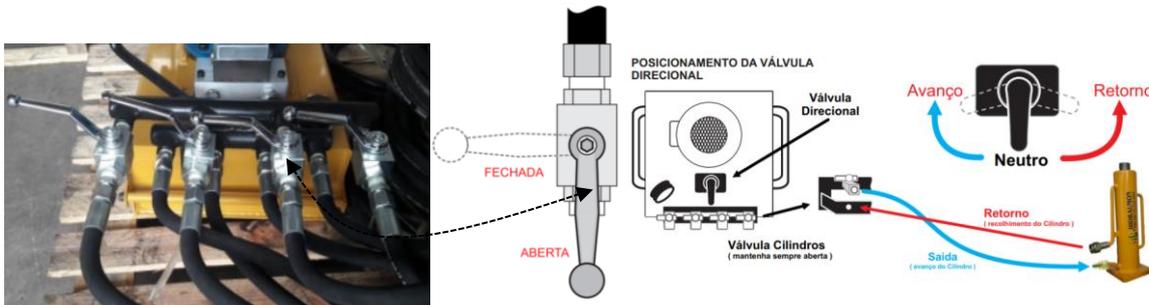
(d) Vista em planta



(e) Painel e célula de carga



(f) Deflectômetros



(g) Todas as válvulas fechadas da bomba

(h) Configuração de ligação da válvula



(i) Detalhe do sistema usado para controlar o óleo hidráulico nos atuadores



(j) Realização das leituras de força vs. deslocamento durante o ensaio experimental

Figura 5.27 – Detalhes do sistema de ensaio das treliças tridimensionais

O controle da força era realizado de forma manual, por isso, foi usado pequenos passos de força, em média cada tipo de protótipo era ensaiado com duração de 160 minutos. Dessa forma, cada passo de força axial demorava em média 4,00 minutos. Entretanto, nos passos finais, quando a estrutura apresentava os primeiros sinais de colapso, com estalos e grandes deslocamentos não era possível fazer todas as leituras manuais nos deflectômetros, logo a treliça entrava em colapso.

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS 11 TRELIÇAS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais, relativos as onze treliças tridimensionais ensaiadas no laboratório de Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Cariri. Quanto aos aspectos relacionados aos modos de ruptura é realizado comentário à cerca de cada um dos protótipos. Também é demonstrado os gráficos de força vs. deslocamento de cada uma das treliças.

6.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS

Após, a instrumentação das treliças tridimensionais conforme elucidado no Capítulo 6, serão apresentados a partir dos índices subsequentes, os resultados dos onze experimentos. Em cada gráfico de força vs. deslocamento foi esboçado a partir dos respectivos valores das leituras nos 4 pontos de aplicação de força, por meio dos quatro macacos hidráulicos, que puxavam individualmente cada ligação conectada na extremidade dos atuadores, simulando uma estrutura sob carregamento.

Percebe-se, porém, que esse mecanismo de puxar apenas 4 pontos da estrutura é uma simplificação experimental, nos casos reais de treliças tridimensionais a força é aplicada nas ligações dos banzos superiores da treliça, através de chapas e perfis que fazem a ligação entre a treliça e a terças do sistema de cobertura. A aplicação de força nodal em todas as ligações do banzo superior da treliça tridimensional nos ensaios experimentais seria muito complexa, tanto pela quantidade de atuadores hidráulicos necessários, tal como, pela robustez do equipamento para controlar o deslocamento de todos os atuadores em série ao mesmo tempo.

Portanto, a execução de ensaios experimentais em treliças tridimensionais com aplicação de forças nodais em ligações previamente estabelecidas, são capazes de produzir resultados que representam aproximadamente o comportamento global de estruturas reais. Cujo, modos de falha da ligação típica ensaiada sem distanciador, apresenta o mesmo mecanismo de ruptura da ligação típica apresentada no colapso na Espanha por (Alegre, Ródenas e Villalba, 2012).

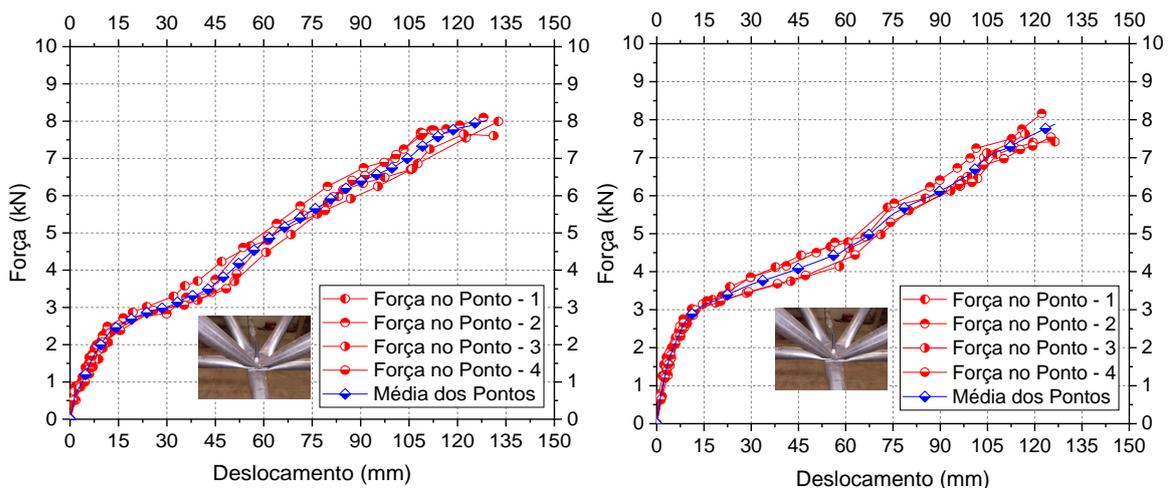
6.1.1. Resultados da Ligação Típica LTI

Os dois ensaios realizados com os protótipos LTI1 e LTI2 apresentaram resultados finais com intensidade de força bem próximos, mas o comportamento da força vs. deslocamento

de cada um dos experimentos apresentam uma pequena diferença de rigidez para o mesmo valor de carregamento. Vale salientar, que não existem diferenças construtivas, bem como dimensões, apertos, montagem e execução de ensaio entre os protótipos ensaiados. Os dois ensaios foram realizados da mesma forma para possibilitar uma análise dos resultados. De fato, o processo de aplicação dos passos de força teve similaridade entre todos os ensaios, mas inevitavelmente, alguma diferença entre forças nodais durante a realização do experimento ocorreu, causado pelo controle manual dos atuadores com variações da força vs. deslocamento.

O ensaio do protótipo LTI1 o colapso ocorreu com a força média aplicada de 8,0 kN, apresentando deslocamento médio de 126,80 mm a Figura 6.1 (a) apresenta o gráfico do primeiro ensaio. Já os valores obtidos no segundo ensaio LTE2 o modo de colapso da estrutura ocorreu de forma semelhante ao primeiro, com ruptura da ligação típica do banzo comprimido na ligação de extremidade da treliça tridimensional com rotação das diagonais de extremidade da treliça tridimensional.

O valor da força na ruína da ligação foi de aproximadamente 7,72 kN com deslocamento médio de próximo de 125,0 mm, a Figura 6.1 (b) mostra os resultados do ensaio através das curvas força vs. deslocamento. Os resultados de força última foram próximos entre os dois protótipos LTI1 e LTI2 com comportamento global apresentando mesmo mecanismo de ruptura, entretanto, o comportamento local foi diferente para cada tipo de estrutura ensaiada.



(a) Ensaio com ligação típica LTI1

(b) Ensaio com ligação típica LTI2

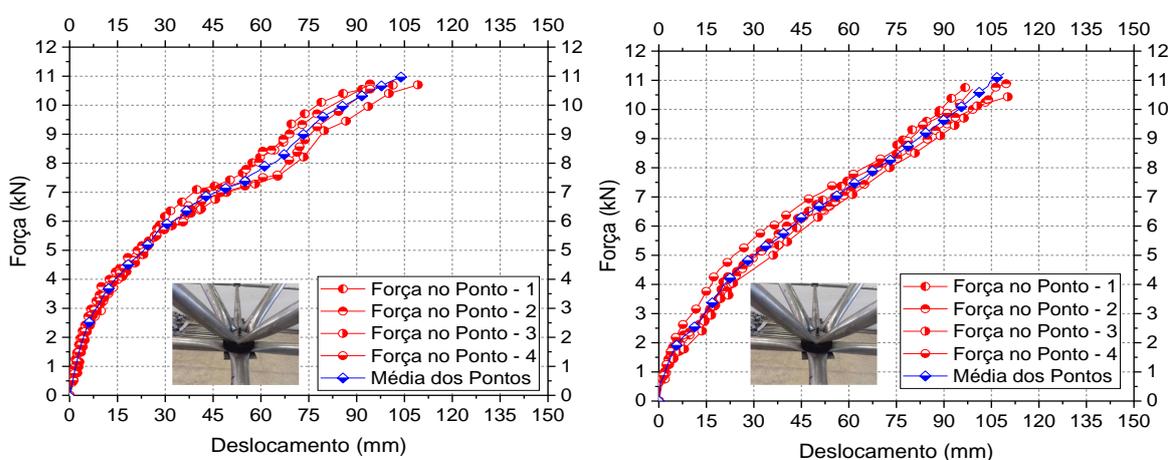
Figura 6.1 – Resultado do ensaio do protótipo LTI1 e LTI2

6.1.2. Ensaio da Ligação Típica com Distanciador de Aço - LTDA

Os ensaios com distanciadores de aço utilizados nos dois protótipos mostraram-se eficientes na correção da excentricidade nas ligações típicas com mudança no modo de ruptura em relação a ligação típica sem o distanciador. No primeiro ensaio com correção da excentricidade LTDA1, a força média de ruptura da treliça foi de aproximadamente 11,01 kN e deslocamento médio de 105,00 mm. A Figura 6.2 (a) mostra o gráfico força vs. deslocamento para o primeiro ensaio experimental da LTDA.

No segundo ensaio da treliça tridimensional definida pelo protótipo LTDA2 a força de ruptura média não teve mudança significativa ficando com valor médio de 11,12 kN, e com um deslocamento médio de 106,0 mm. Na Figura 6.2 (b) é apresentado os resultados através do gráfico força vs. deslocamento para o protótipo LTDA1. Observa-se logo, que no primeiro ensaio da treliça tridimensional com protótipo LTDA1 a estrutura apresentou uma rigidez inicial maior que o segundo ensaio da treliça (LTDA2), enquanto a treliça LTDA1 teve um deslocamento de 15,0 mm com relação a uma força aplicada de 4,0 kN, a LTDA2 com a mesma intensidade de força estava com 22,50 mm de deslocamento.

As curvas da LTDA1 só passaram a ter uma relação força/deslocamento similar a LTDA2 quando a treliça tridimensional estava próxima ao colapso, o segundo ensaio da treliça LTDA2 teve um comportamento menos rígido provavelmente a estrutura apresentou uma maior acomodação das ligações típicas deixando a curva mais suave com uma curva de tendência mais linear em relação ao LDA1.



(a) Ensaio com ligação típica LTDA1

(b) Ensaio com ligação típica LTDA2

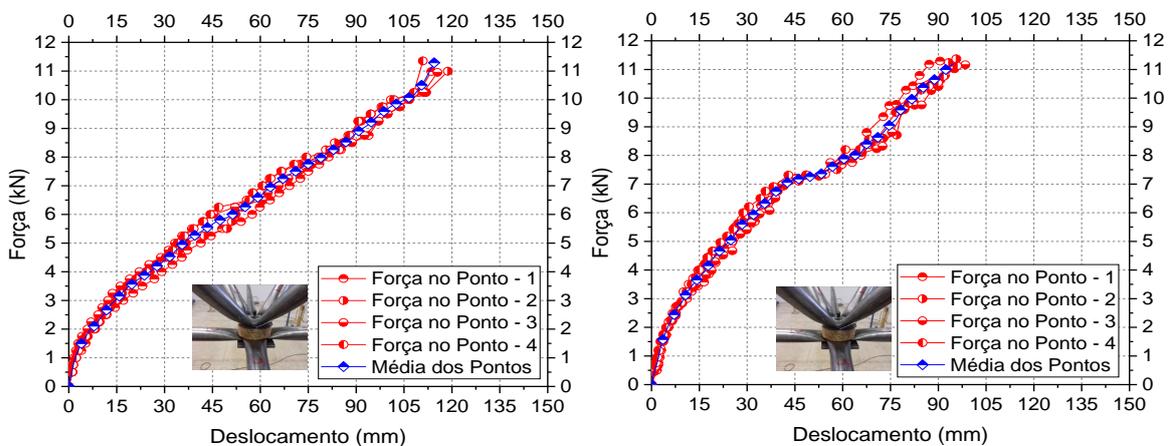
Figura 6.2 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDA

6.1.3. Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Sisal- LTDFS

As treliças tridimensionais construídas com ligações típicas do tipo LTDFS apresentaram os seguintes resultados: O protótipo LTDFS1 apresentou força média de ruptura igual a 11,21 kN e deslocamento médio de 112,00 mm. A Figura 6.3 (a) mostra o gráfico traçado com força vs. deslocamento para o primeiro ensaio da LTDFS1. Semelhantemente, o protótipo LTDFS2 obteve força de ruptura equivalente a 11,25 kN com deslocamento máximo de 98,00 mm, respectivamente.

A Figura 6.3 (b) apresenta os valores de força vs. deslocamento para o segundo ensaio LTDFS2, a força registrada na ruptura entre os dois protótipos ficou bem próxima. Em contrapartida, o segundo ensaio a treliça LTDFS2 teve um comportamento mais rígido até atingir a força de 7,0 kN, com deslocamento de 45,0 mm, logo após, um pequeno patamar no gráfico foi observado, possivelmente, uma acomodação ocorreu com pequenos amassamentos nas barras estampadas próximos aos distanciadores.

Nos passos de força a partir de 8,0 kN foi observado uma maior acomodação da estrutura até atingir força última, com a ruptura global da treliça tridimensional causada pelo colapso da barra comprimida do banzo superior por instabilidade. Por outro lado, o primeiro ensaio apresentou uma curva mais suave, o trecho mais rígido da estrutura correspondeu a uma força equivalente de 4,0 kN com deslocamento de 30,0 mm. Logo depois, houve uma curva de tendência mais linear até ocorrer a ruptura da treliça causada pela falha da barra comprimida do banzo superior por instabilidade.



(a) Ensaio com ligação típica LTDFS1

(b) Ensaio com ligação típica LTDFS2

Figura 6.3 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDFS

6.1.4. Ligação Típica com Distanciador de Pneu - LTDP

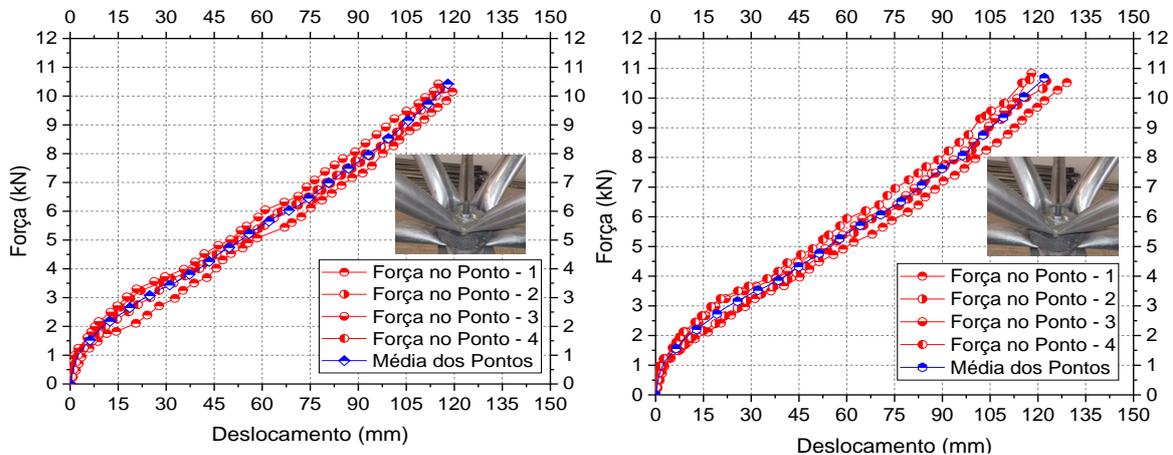
Os dois protótipos com LTDP tiveram comportamentos muito parecidos, com maior rigidez, até atingir a força de 2,0 kN. Com deslocamento associado de 30,0 mm. Posteriormente, o gráfico força vs. deslocamento apresentou um comportamento mais linear até chegar na força última com a ruptura da barra do banzo superior comprimido por instabilidade. Estes dois ensaios poderiam ser representados pelas médias experimentais e linearizados por meio de um comportamento bi-linear.

A força que resultou no colapso do primeiro protótipo LTDP1 foi de 10,53 kN com um deslocamento médio aproximado de 120,00 mm, a Figura 6.4 (a) mostra a relação força vs. deslocamento desse primeiro ensaio com LTDP1. Já no segundo ensaio com protótipo LTDP2 a força que causou o colapso global da treliça tridimensional foi de 10,80 kN com deslocamento médio de 123,87 mm, a Figura 6.4 (b) mostra os resultados do segundo ensaio com o gráfico força vs. deslocamento.

O comportamento dos protótipos com uso do distanciador LTDP evidenciou que o pneu com os multifilamentos de náilon e das camadas da malha de fios aço na matriz do compósito, garantiu ao distanciador resistência mecânica necessária para transferir os fluxos de tensões na ligação típica para os demais elementos da treliça, sem sofrer fluência. Os deslocamentos visualizados durante a fase final do ensaio experimental no distanciador de pneu apresentou comportamento resiliente. Ou seja, quando a estrutura foi desmontada o distanciador manteve a espessura de 22,0 mm. Vale destacar que o processo de fabricação do pneu utiliza prensas hidráulicas que pode pesar até 400,0 toneladas para a vulcanização, e passa por processos rigorosos de controle de qualidade.

Em vista disso, o distanciador com pneu conseguiu acomodar melhor na ligação típica, e contribuiu para o gráfico força vs. deslocamento apresentar uma curva com pouca variação de inclinação durante os passos de força, evitando acomodações na ligação, em contra partida, a estrutura apresentou maiores deslocamentos devido o comportamento mais flexível do distanciador. A relação dos deslocamentos frente aos passos de forças para os dois protótipos ensaiados em termos de valores médios possui pouca diferença. Mas quando é comparado, a relação por pontos de aplicação de força a estrutura apresenta valores com maiores variações. A LTDP1 apresentou mais uniformidade no ensaio com menor variação de carga aplicada entre os atuadores hidráulicos. No protótipo LTDP2 a célula de carga

registrou no ponto de aplicação de força (P1) um atraso em relação aos outros pontos de leitura, possivelmente o controle manual dos atuadores hidráulicos não conseguiu manter todos 4 dispositivos com mesmo passo de força.



(a) Ensaio com ligação típica LTDP1

(b) Ensaio com ligação típica LTDP2

Figura 6.4 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDP

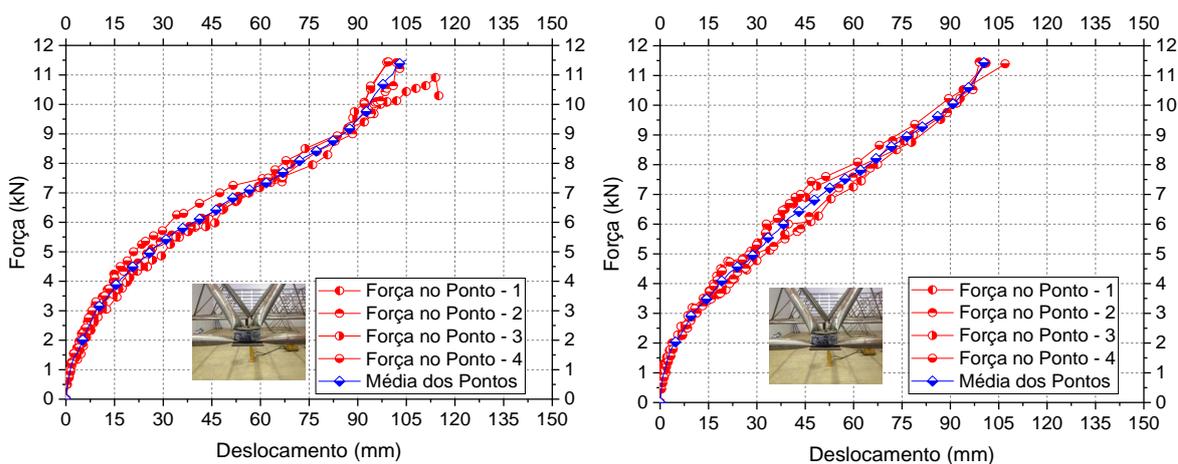
6.1.5. Ligação Típica com Distanciador de Fibra de Vidro – LTDFV

Os dois protótipos com LTDFV apresentaram modos de ruptura por instabilidade das barras comprimidas dos banzos superiores. Consequentemente, não houve ruptura local da ligação típica mostrando que de fato, o distanciador conseguiu corrigir a excentricidade. Os dois ensaios com LTDFV apresentaram resistência média de 11,65 kN com deslocamento médio próximo dos 103,00 mm respectivamente.

O primeiro ensaio do protótipo com LTDFV1 resultou na força última de 11,67 kN com deslocamento médio de 105,0 mm, a Figura 6.5 (a) mostra a relação força vs. deslocamento do protótipo LTDFV1. No segundo ensaio do protótipo com LTDFV2 a estrutura colapsou com força última de 11,63 kN e deslocamento médio de 101,25 mm, a Figura 6.5 (b) mostra o gráfico de força vs. deslocamento do protótipo LTDFV2. Paralelamente, observa-se que o primeiro ensaio (LTDFV1) da estrutura apresentou uma rigidez inicial maior que o segundo ensaio (LTDFV2). No entanto, quando o passo de força estava aplicado com 6,0 kN a treliça LTDFV1 apresentou um trecho linear até a força de 9,0 kN, enquanto a LTDFV2 mostrou-se mais rígida nesse trecho compreendido entre 6,0 kN à 9,0 kN. Já o comportamento pré-ruptura dos dois protótipos foram caracterizados pelas diferenças de aplicação dos passos de força entre os quatro pontos da estrutura, isso porque, manter todos os atuadores com mesma

intensidade de força principalmente na fase final dos ensaios mostrou-se mais difícil. No protótipo LTDFV1 o ponto de aplicação de força P3 foi responsável por conduzir o colapso da estrutura, por outro lado o protótipo LTDFV2 a força foi distribuída entre os atuadores com mais uniformidade, logo, no final do ensaio o ponto P4 apresentou maior deslocamento em relação aos outros pontos contribuindo para o colapso global da treliça tridimensional.

Por sua vez, o distanciador com fibra de vidro foi produzido usando uma relação de resina de epóxi/ fibra de vidro que apresentou alta resistência a compressão com valor acima de 82,0 MPa, conforme apresentado no Capítulo 6 no Item 6.4.4 por meio do gráfico força vs. deslocamento da Figura 169. Naturalmente, a treliça tridimensional com LTDFV apresentou-se como uma excelente alternativa, que alinha resistência e leveza. Em virtude da capacidade resistente do distanciador aplicado na treliça. Em síntese, as duas treliças tridimensionais ensaiadas com os protótipos LTDFV1 e LTDFV2 apresentaram modo de colapso por instabilidade das barras dos banzos superiores.



(a) Ensaio com ligação típica LTDFV1 (b) Ensaio com ligação típica LTDFV2

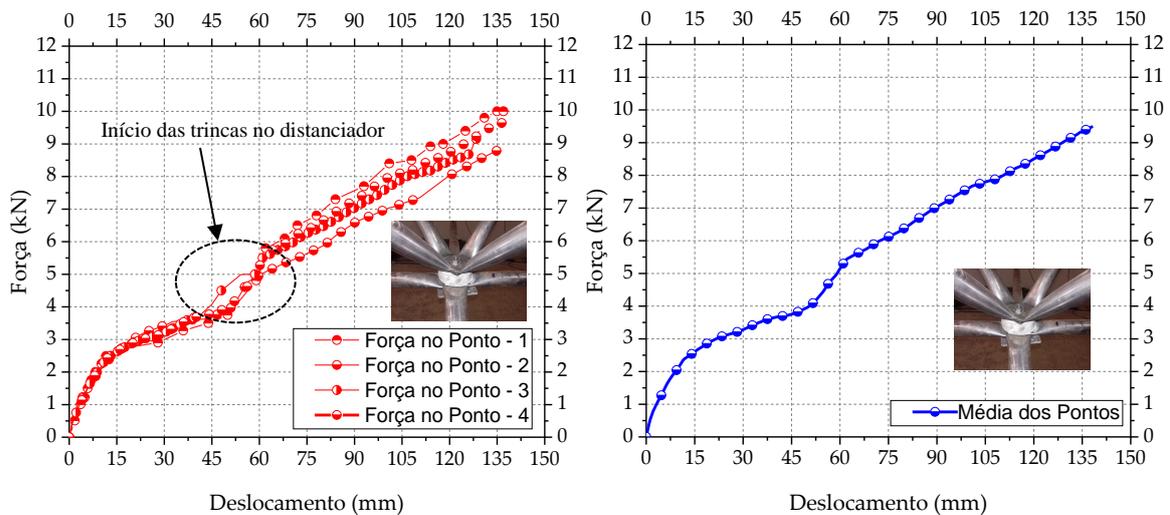
Figura 6.5 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDFV

6.1.6. Ligação Típica com Distanciador de Concreto com Fibra de Aço – LTDCFA

Por fim, o ensaio com o protótipo LTDCFA não apresentou resultado satisfatório para utilização do distanciador. Já durante o processo de montagem das treliças com a execução do torque dos parafusos das ligações típicas o distanciador apresentou várias fissuras radiais. Em suma, a fibra de aço não conseguiu redistribuir os esforços no distanciador, isso pelo fato do distanciador ter apenas 22,0 mm de espessura que não foi possível fornecer condições necessárias para manter a fibra coesa no concreto e redistribuir os esforços, por

meio da ancoragem da fibra no concreto. Mas mesmo assim, o distanciador do protótipo LTDCFA conseguiu garantir a altura necessária para correção da excentricidade, ainda que trincas radiais foram observadas, as fibras de aço conseguiram manter as partes do elemento ao menos conectadas entre si. O resultando na força última com valor médio dos pontos de aplicações de forças foi de 9,72 kN com deslocamento médio associado de 132,0 mm.

A ruptura do distanciador ocorreu a partir da força de 4,0 kN. Assim, foi observado no gráfico de força vs. deslocamento uma mudança de rigidez. Em consequência da ruptura do distanciador do protótipo LTDCFA a estrutura apresentou o maior deslocamento em relação a todas as treliças ensaiadas. A Figura 6.6 apresenta o resultado do ensaio experimental da LTDCFA. Devido a falha do distanciador não foi possível realizar outro ensaio experimental. Tendo em vista, que todos os distanciadores utilizados nesta pesquisa, foram reaproveitados na segunda série dos ensaios experimentais. Devido a ruptura de todos dos distanciadores de concreto, os respectivos ensaios experimentais foram finalizados na UFCA.



(a) Ensaio com ligação típica LTDCFA (b) Valor médio do ensaio com a LTDCFA

Figura 6.6 – Resultado do ensaio do protótipo tipo LTDCFA

6.2. MODOS DE FALHA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

6.2.1. Modos de ruptura da LTE

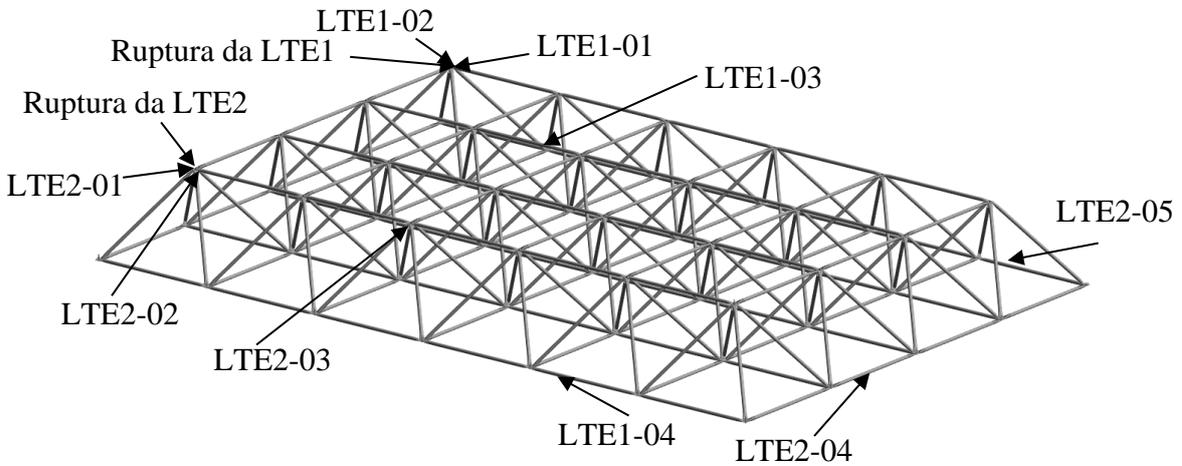
A Figura 6.7 mostra as conformações finais das barras dos protótipos LTI1 e LTI2, em consequência das forças últimas registras no colapso das respectivas estruturas.



(a) Colapso do protótipo LTI1 com detalhe da ruptura na ligação típica



(b) Colapso do protótipo LTI2 com detalhe da ruptura na ligação típica



(c) Localização da foto na treliça 3D, as setas representam o ponto onde as fotos foram tiradas



(d) Flecha LTI1

(e) Flecha LTI2

(f) Flecha LTI2

Figura 6.7– Fotos dos ensaios com os protótipos LTI1 e LTI2

No protótipo LTI1 ocorreu ruptura localmente na ligação típica caracterizado por rotações da ligação. No segundo protótipo ensaiado o colapso também ocorreu na ligação típica de forma abrupta na diagonal comprimida da extremidade da treliça. Na Figura 6.8 é apresentado uma visão geral do comportamento dos dois protótipos ensaiados, com fotografias dos modos de colapso da treliça em diferentes barras e posições.



(a) Detalhe do colapso das duas ligações LTI1 e LTI2 e vista inferior da LTI2



(b) Detalhe do colapso na ligação central na extremidade do protótipo LTI2



(c) Extremidade da barra estampada do protótipo com LTI1



(d) Extremidade das barras estampadas do protótipo com LTI2

Figura 6.8– Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTI1 e LTI2

6.2.2. Modos de ruptura da LTDA

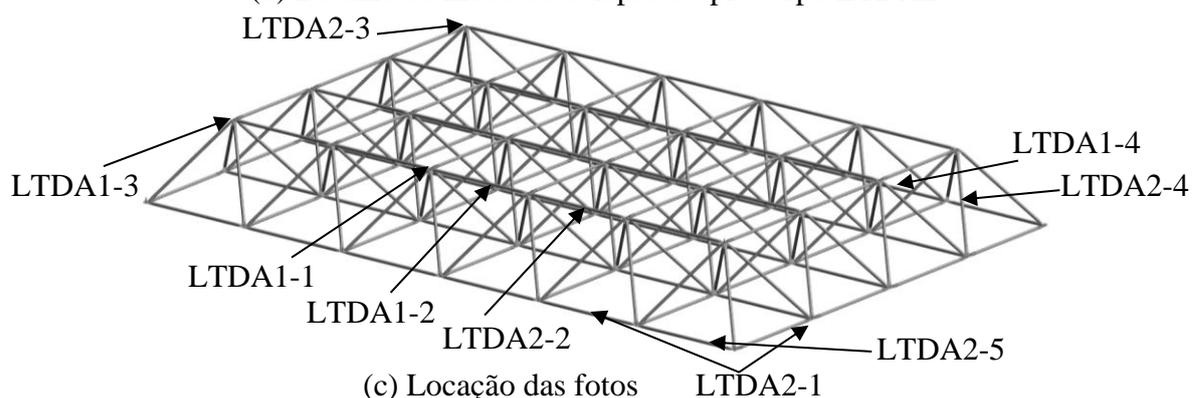
A Figura 6.9 mostra os detalhes do mecanismo de colapso da treliça tridimensional com distanciador de aço. Note que a ligação com distanciador não apresenta rotação que caracteriza o colapso local. A barras que causaram o colapso global da estrutura foi por instabilidade e estão apresentadas em pontos diferentes em cada protótipos.



(a) Detalhe do modo de colapso do protótipo LTDA1



(b) Detalhe do modo de colapso do protótipo LTDA2



(c) Localização das fotos



(d) Flecha LTDA1

(e) Flecha LTDA2

(f) Flecha LTDA2

Figura 6.9 – Fotos dos ensaios com os protótipos LTDA1 e LTDA2

A Figura 6.10 apresenta de modo geral os tipos de ruptura do protótipo com LTDA com uma visão das diferentes posições dos colapsos das diferentes barras dos dois protótipos.



(a) Modos de colapso do protótipo LTDA2 e detalhe da extremidade da barra que rompeu



(b) Detalhe do colapso do protótipo LTDA1 e LTDA2



(c) Detalhe das duas extremidades das barras do LTDA1 e ligação da LTDA2



(d) Extremidade da ligação da LTDA2 com a barra da diagonal comprimida

Figura 6.10 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDA1 e LTDA2

6.2.3. Modos de ruptura da LTDFS

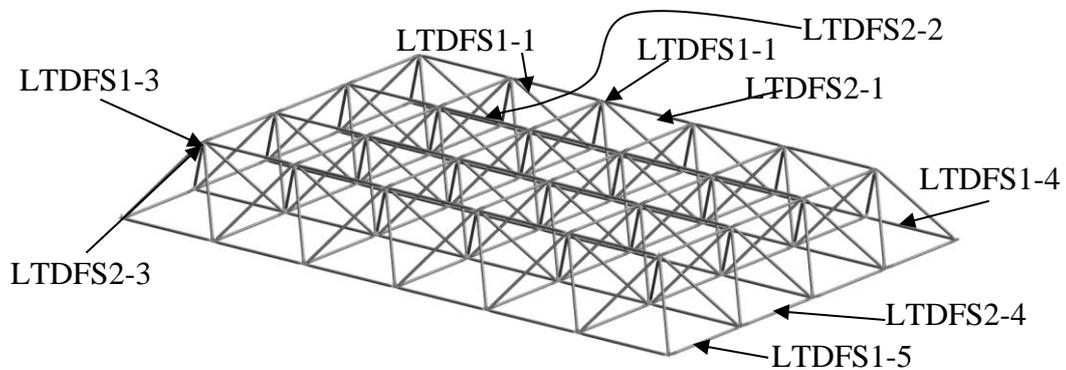
A Figura 6.11 apresenta os detalhes da estrutura após colapso, observa-se que as barras que romperam por instabilidade estão localizadas em pontos diferentes nos dois protótipos ensaiados, com uma no vão central e outra próxima a extremidade da treliça.



(a) Modos de colapso do protótipo LTDFS1



(b) Modos de colapso do protótipo LTDFS2



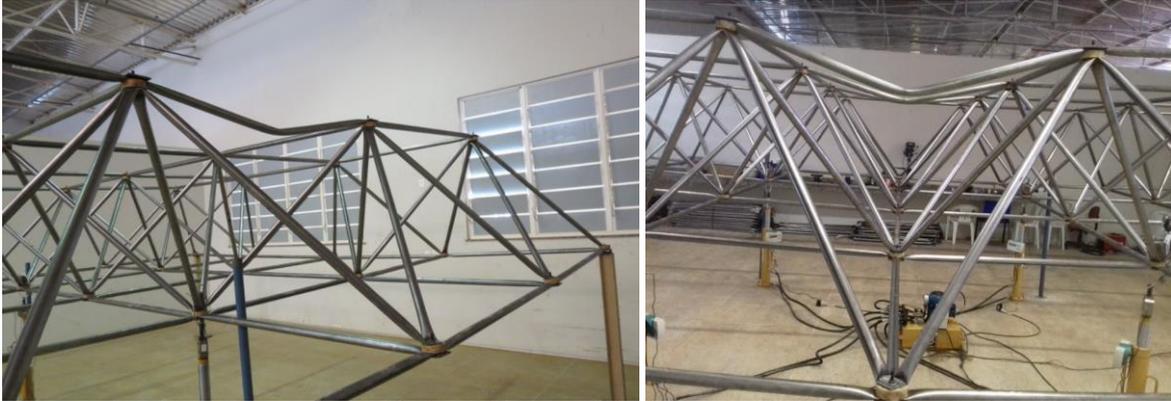
(c) Vista 3D da treliça com representação das fotos indicadas por setas orientativas



(d) Flecha dos protótipos após colapso da estrutura

Figura 6.11 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFS1 e LTDFS2

A Figura 6.12 mostra o colapso dos protótipos LTDFS, observa-se que o distanciador não apresentou falhas visíveis após o colapso da estrutura. Além disso, foi verificado que o colapso da estrutura ocorreu por instabilidade das barras sob força axial de compressão.



(a) Ruptura dos dois protótipos LTDFS1 e LTDFS2



(b) Vista da ruptura do protótipo LTDFS1



(c) Modos de ruptura do protótipo LTDFS2 em diferentes posições da treliça



(b) Distanciador de fibra de sisal usado nos dois protótipos sem sinais de ruptura

Figura 6.12 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFS

6.2.4. Modos de ruptura da LTDP

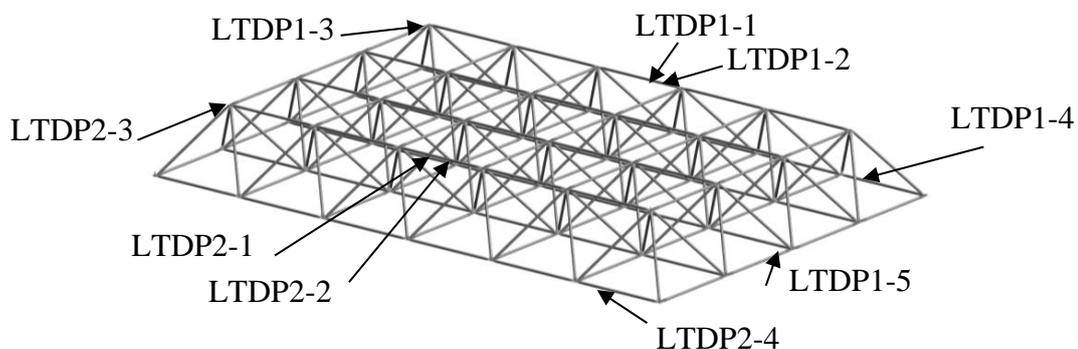
Os protótipos com distanciadores de pneu apresentaram maiores deslocamentos em relação a todos os outros protótipos que apresentaram aumento de resistência mantendo a integridade do distanciador. Na Figura 6.13 é apresentado os protótipos após a realização dos ensaios.



(a) Colapso do primeiro protótipo LTDP1



(b) Colapso do segundo protótipo LTDP2



(c) Vista 3D da treliça com representação das fotos indicadas por setas orientativas



(d) Flecha dos protótipos após ensaios experimental

Figura 6.13 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDP1 e LTDP2

Na Figura 6.14 é apresentado os detalhes dos modos de colapso dos dois protótipos LTDP1 e LTDP2, especificamente é mostrado o distanciador de pneu sob a força última no momento do colapso global da treliça, bem como, o distanciador de pneu após o colapso da treliça.



(a) Protótipo LTDP antes do colapso



(b) Protótipo LTDP1 após o ensaio com ruptura da barra comprimida por instabilidade



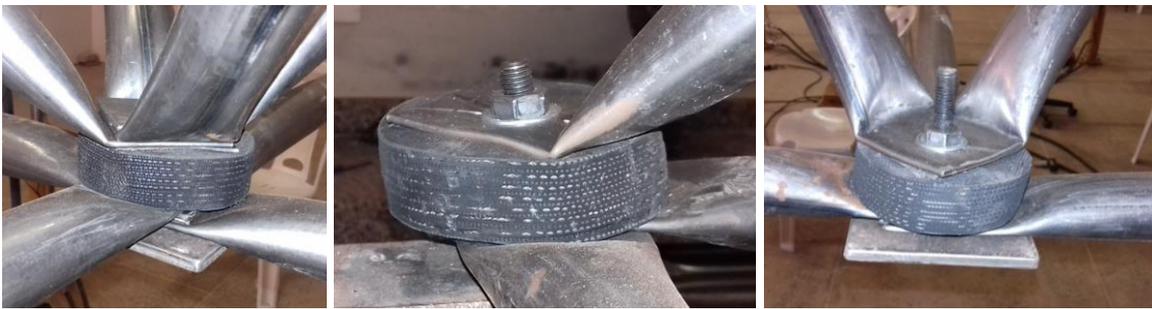
(c) Ruptura do protótipo LTDP2 e detalhe do distanciador de pneu na ligação



(d) Distanciadores no apoio dos protótipos na coluna metálica



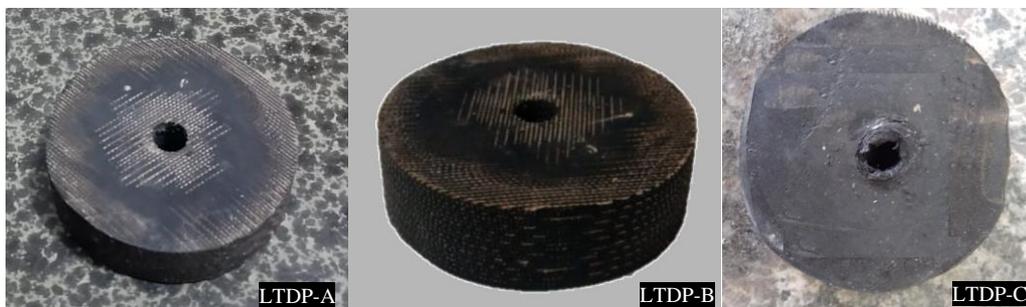
(e) Protótipos LTEDP1 e LTDP2 após o colapso global da treliça



(f) Dois distanciadores nos apoios do protótipo na coluna e outro na ligação intermediária



(g) Distanciadores na ligação central e um na ligação de extremidade da treliça



(h) Ligações: (LTDP-A) Central; (LTDP-B) Extremidade da diagonal; (LTDP-C) Apoio

Figura 6.14 – Colapso dos protótipos LTDP1 e LTDP2 e detalhe do distanciador de pneu

6.2.5. Modos de ruptura da LTDFV

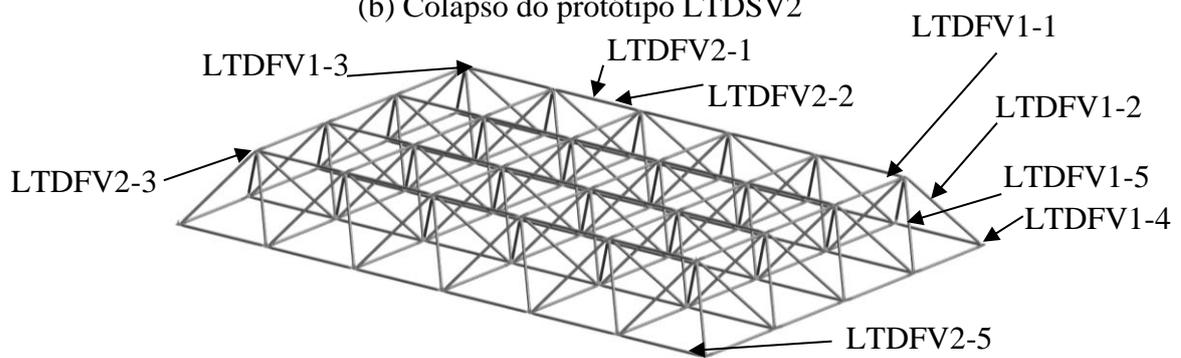
Os protótipos com LTDFV diferentemente dos LTDP apresentaram menores deslocamentos após o colapso. Além disso, o protótipo LTDFV1 foi a única estrutura ensaiada que o colapso foi caracterizado pela instabilidade da barra da diagonal, já no protótipo LTDFV2 o colapso ocorreu na mesma posição que LTDFS1, a Figura 6.15 mostra o colapso de LTDFV (1 e 2).



(a) Colapso do protótipo LTDFV1



(b) Colapso do protótipo LTDFV2



(c) Vista da treliça 3D com a posição dos locais onde a foto foi tirada



(d) Flecha dos protótipos após ensaio de força axial de compressão estático

Figura 6.15 – Fotos das rupturas das barras dos protótipos LTDFV1 e LTDFV2

A Figura 6.16 apresenta a ruptura dos protótipos LTDFV1 e LTDFV2 em nível global mostrando todas as barras dos protótipos LTDFV. Nota-se que não foi identificado ruptura local das ligações nem rotação da extremidade das barras das diagonais.



(a) Colapso do protótipo LTDFV1



(b) Colapso do protótipo LTDFV2



(b) Colapso do protótipo LTDFV2 com detalhe da extremidade da barra que rompeu

Figura 6.16 – Detalhe do colapso global dos protótipos LTDFV1 e LTDFV2

6.2.6. Modos de ruptura da LTDCFA

No que tange, aos ensaios realizados com uso de distanciadores com concreto o protótipo LTDCFA mostrou que o distanciador mesmo trincado ainda contribuiu para o aumento da resistência da estrutura em relação a LTE. Foi identificado um aumento na capacidade portante da LTDCFA em 23,66% em comparação com a LTE, além do mais, não foi identificado nenhuma ruptura local, na estampagem do tubo. Porém, os protótipos com distanciadores de concreto com fibra de aço, não tiveram bons resultados, devido principalmente às tensões no contorno do furo do distanciador, onde foi verificada a ruptura parcial dos elementos. Na Figura 6.17 é mostrado os detalhes do ensaio com LTDCFA. As trincas nos distanciadores foram medidas com instrumento de aferição à laiser da DJCK-2.



(a) Distanciadores de concreto com fibra antes do ensaio do protótipo LTDCFA



(b) Distanciadores de concreto na ligação típica: extremidade; central e canto da diagonal



(c) Distanciadores nas ligações de apoio e extremidade do protótipo LTDCFA



(d) Estrutura posicionada para o ensaio



(e) Estrutura após o ensaio destrutivo



(f) Detalhes da ruptura do protótipo LTDCFA por instabilidade das barras comprimidas



(g) Detalhe do colapso da estrutura na barra comprimida por instabilidade



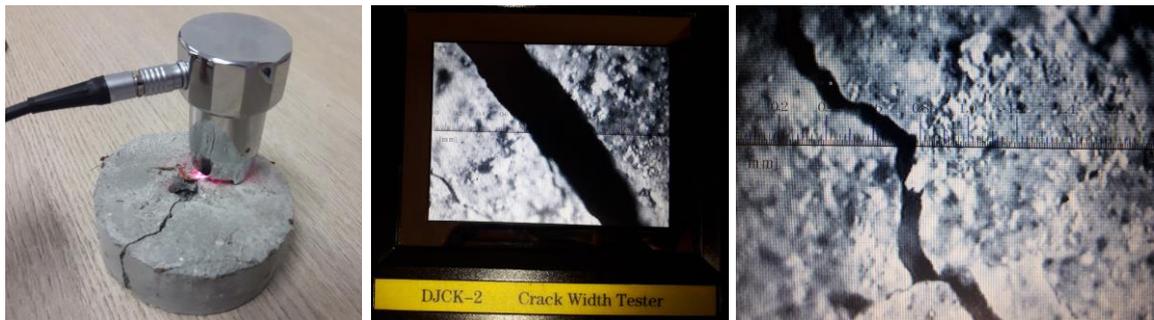
(h) Ruptura do distanciador de concreto após realização do ensaio experimental



(i) Falha dos distanciadores no apoio da treliça tridimensional na coluna metálica



(j) Detalhe das trincas no distanciador de concreto com fibra de aço após o ensaio



(l) Leitura da trinca no distanciador com fissurômetro DJCK-2 espessura igual a 2.40mm



(l) Os 56 distanciadores de concreto com fibra de aço após o ensaio do protótipo LTDCFA

Figura 6.17 – Mecanismo de colapso do protótipo LTDCFA

Os ensaios experimentais demonstram claramente, que o colapso nas ligações típicas com os protótipos LTI1 e LTI2 foram consequências das rotações na estampagem da barra da diagonal que liga o banzo inferior ao apoio. Já os protótipos com distanciadores o colapso ocorreu por instabilidade das barras. A Figura 6.18 mostra a locação da ruptura que deu origem ao colapso global de cada protótipo ensaiado.

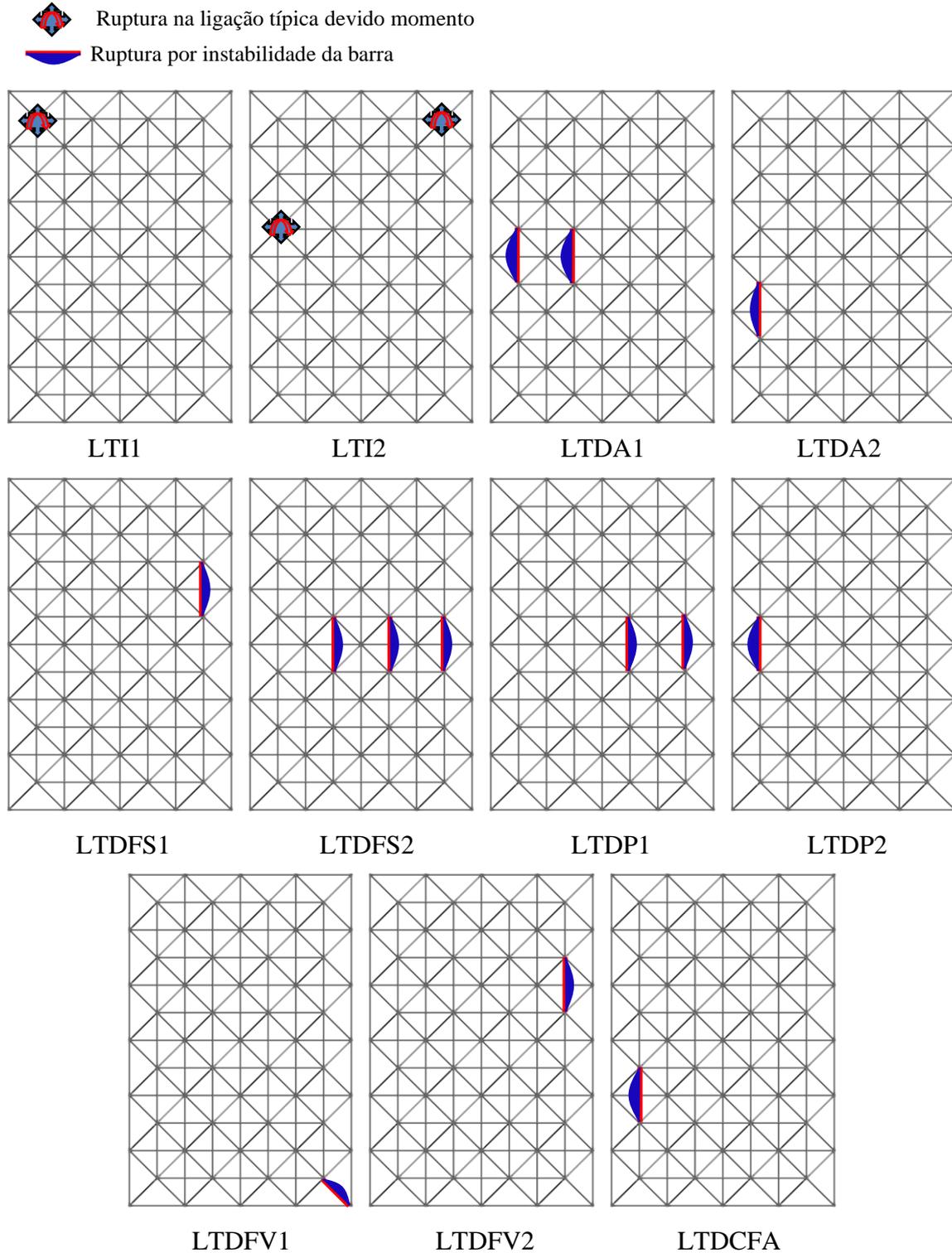


Figura 6.18 – Posição dos diferentes colapsos nos onze protótipos ensaiados

6.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

No protótipo LTI1 e LTI2 o colapso foi caracterizado pela falha local da ligação típica, antes que os membros atingissem a capacidade resistente à compressão, devido à perda de rigidez causada pela estampagem das barras, em conjunto com o incremento do momento fletor, oriundo da excentricidade. As treliças tridimensionais com LTI estabelecem claramente que, nos colapsos, as ligações típicas sem distanciadores ocorrem distorções significativas na barra da diagonal. Além disso, todos os dois protótipos LTI1 e LTI2 colapsaram por rotações excessivas na ligação típica, e logo depois, houve perda da estabilidade da treliça ocasionando o colapso global, conforme apresentado na Figura 6.7 (a e b) e Figura 6.8 (a - d). De modo, que as excentricidades, nas ligações típicas, produzem flexão nas ligações com rigidez reduzida à flexão, devido a estampagem nas extremidades dos tubos. Com relação a LTI1 foi observado uma rigidez inicial maior, comparado com a LTI2. Em termo de média entre os dois prototípicos LTI1 e LTI2 a força última ficou em 7,86 kN e com deslocamento de aproximadamente 126,0 mm.

Sob outra perspectiva, os testes experimentais mostram que os espaçadores podem prevenir de forma eficiente o colapso prematuro de treliças tridimensionais com tubos estampados nas extremidades com ligação típica. Dessa forma, as ligações típicas modificadas com os distanciadores LTDA, LTDFS, LTDP, LTDFV e LTDCFA, o colapso ocorreu globalmente, devido ao esgotamento da capacidade resistente das barras comprimidas e romperam por instabilidade. Os resultados com os protótipos LTDA, LTDFS, LTDP, LTDFV, evidenciam o desempenho satisfatório dos distanciadores frente aos esforços submetidos nas ligações típicas, diferentemente, do protótipo LTDCFA, onde todos os distanciadores romperam, conforme apresentado na Figura 6.17 (e-l).

Em termos de ganhos médios; os protótipos com LTDA apresentaram resistência média de 11,06 kN e deslocamento médio próximo de 106,00 mm; já os protótipos LTDFS apresentaram resistência média de 11,23 kN com deslocamento médio de 105,00 mm; enquanto que os protótipos LTDP apresentaram resistência média de 10,66 kN com deslocamento médio próximo de 122,00 mm; por fim, o protótipos LTDFV apresentaram resistência média de 11,65 kN com deslocamento médio de 103,00 mm. A relação do desempenho estrutural em termos de ganho na capacidade resistente dos protótipos LTDA; LTDFS; LTDP; LTDFV, e LTDCFA, em face as ligações típicas (LTE) foram de: 40,58%

para os protótipos com distanciadores de aço (LTDA); 42,87% para os protótipos com distanciadores de fibra de sisal (LTDFS); 35,62% para os protótipos com distanciadores de pneu (LTDP); 47,58% para os protótipos com distanciadores com fibra de vidro (LTDFV); finalmente, para o protótipo LTDCFA o ganho foi de 23,66%.

Em contraste, com os resultados obtidos referentes aos deslocamentos dos onze protótipos ensaiados experimentalmente, é realizado a comparação entre cada tipo de sistema de ligação típica sobre a perspectiva do protótipo de referência LTI com relação às outras ligações típicas modificadas. Portanto, o protótipo com LTDA apresentou uma diminuição no deslocamento em virtude do distanciador de aço de 15,87% em relação a LTI. Da mesma forma, o protótipo com LTDFS apresentou uma diminuição no deslocamento vertical da estrutura em 16,67%.

Seguindo essa mesma relação, o protótipo LTDP apresentou uma diminuição do deslocamento de apenas 3,17%, isso é explicado devido o comportamento do pneu ser um material hiperelástico, e mais flexível em relação aos outros distanciadores, que permitiu a estrutura apresentasse maiores deslocamentos sob carregamento. No entanto, ao contrário do distanciador de pneu, os protótipos LTDFV apresentam os menores deslocamentos com 18,25% em relação a LTI. Já o protótipo com LTDCFA devido a ruptura do distanciador aumentou o deslocamento da estrutura em 4,76% em relação a LTI.

De posse dos percentuais, de cada protótipo ensaiado, percebe-se, que o distanciador de fibra de vidro representado pelos protótipos LTDFV1 e LTDFV2, apresentou os melhores resultados em relação a todos os outros distanciadores testados. Além disso, o distanciador de fibra de vidro tem um custo reduzido e está de acordo com utilização de recursos que demanda menor consumo de energia para fabricação, contribuindo, assim, com uma pequena parcela de medidas mitigadoras para evitar o aquecimento global, aliado ao ganho estrutural que o distanciador propiciou. Vale à pena lembrar, que a fibra de vidro já é utilizada na construção civil, com a fabricação de telhas, painéis decorativos, sistemas de isolamento térmico e elétrico. Na indústria aeroespacial a fibra de vidro com resina de epóxi é uma das principais matérias primas, assim como, na indústria automobilística, na fabricação de veículos desde 1953. Na indústria naval é difícil encontrar uma área onde a fibra de vidro com epóxi não tenha se adaptado bem, a fibra tem sido utilizada para a construção de barcos inteiros.

A fibra de vidro não é resistente apenas à eletricidade, agentes químicos ou fogo. O material também consegue ficar exposto ao ambiente por longos períodos sem se degradar, além de ser durável. Com a sua maleabilidade, parques costumam utilizar a fibra para a construção de brinquedos, escorregadores e até grandes cenários, como ocorre em locais como a Disneyland. Na utilização da Energia eólica a fibra permite que as turbinas produzidas sejam mais leves resistentes e com baixo custo de produção. Nesse cenário, fica claro que a aplicação da fibra de vidro na utilização dos distanciadores desponta como sendo, um dos materiais mais indicados para fabricação do elemento de correção da excentricidade nas treliças tridimensionais.

Logo, em segundo lugar com melhor desempenho o distanciador com fibra de sisal (LTDFS), um material de fácil acesso em todo território nacional e que está em consonância com as práticas do princípio da sustentabilidade. O uso do distanciador de fibra de sisal não irá gerar grandes impactos no meio ambiente pela sua aplicabilidade, porém, são apenas medidas incrementais, que incentiva o uso de recursos naturais, e são importantes para amenizar os impactos ambientais gerados pelas indústrias metalomecânicas.

Embora essas medidas, não resolva o problema por completo, mais contribui para sistematização de soluções ecologicamente corretos, em sintonia com a preocupação da preservação do meio ambiente e tratados internacionais a fim de diminuir a emissão de gases nocivos tal qual, o dióxido de carbono-CO₂. Do ponto de vista estrutural, o distanciador com fibra de sisal apresentou-se como uma ótima solução na correção da excentricidade, devido seu menor peso próprio em face ao distanciador de aço, além disso, as fibras com a resina de epóxi formam um compósito com fibras dispostas em multi-direções com multifilamentos trançadas dentro da matriz da resina de epóxi que potencializa a resistência aos fluxos de tensões normais e cisalhantes.

Em terceiro lugar ficou o distanciador de aço através dos protótipos LTDA1 e LTDA2. O distanciador de aço tem se mostrado eficiente desde a primeira pesquisa realizada por (Freitas, 2008) e por (Silva, 2013) no qual foi comprovado o ganho de resistência em estruturas treliçadas, inicialmente medindo 2,00m x 2,00 m e depois em estruturas com 9,00 m x 6,00 m. Porém sua aplicação, além de exigir máquina específica para cortar as chapas de aço, possui o maior peso próprio.

Em quarto lugar o distanciador com pneu por meio do LTDP1 e LTDP2, a utilização do distanciador para condição de carregamento estático não apresentou os melhores resultados. Entretanto, quando aplicado como atenuador de vibração o pneu de borracha proporciona condições de amortecimento, por redução da amplitude de vibração (Vendrami, 2013). São diversas as aplicações em que se pretende evitar a transmissão de vibrações ou, pelo menos, reduzi-las a níveis toleráveis com uso do pneu (Chandran, Nagarajan e Thomas, 2018). Por fim, o protótipo LTDCFA com distanciador de concreto com fibra não apresentou eficiência diante das solicitações. Dessa forma, os distanciadores confeccionados com concreto e fibra de aço, não são eficientes para correção de excentricidade em treliça tridimensional, sendo mais apropriados os outros distanciadores testados.

A relação de custos diretos dos distanciadores, bem como, o peso total aplicado em todos os nós protótipo foram os seguintes: distanciador de aço o peso próprio total foi de 0,46 kN e custo de fabricação de apenas um distanciador foi de R\$ 13,88; distanciador de fibra de sisal o peso próprio total foi de 0,11 kN e custo de total de fabricação de apenas um distanciador foi de R\$ 2,88; enquanto que distanciador de pneu o peso próprio total foi de 0,14 kN e custo com a fabricação de apenas um distanciador foi de R\$ 4,60.

Por outro lado, o distanciador de fibra de vidro o peso próprio total foi de 0,12 kN com o custo de fabricação de apenas um distanciador de R\$ 3,72; por último temos o distanciador de concreto com peso total de 0,15 kN e custo com a fabricação de apenas um distanciador de R\$ 1,87. Embora, o custo do distanciador de concreto com fibra foi o menor, sua aplicação mostrou-se comprometida. Nota-se, que os protótipos com distanciadores com fibra de sisal LTDFS, houve uma diminuição no peso próprio da estrutura em 76,08% em relação ao distanciador de aço LDTA, e também teve uma diminuição no custo de fabricação de 79,25%. Já o distanciador usado nos protótipos LTDP houve uma diminuição no peso próprio da treliça tridimensional de 69,56% e com uma diminuição no custo de fabricação do distanciador em 66,85% em comparação com LTDA. O distanciador de fibra vidro LTDFV diminuiu o peso próprio da estrutura em 73,91% com redução no custo de fabricação do distanciador de 73,19%. Completando a série de ensaios experimentais, o distanciador de concreto LTDCFA apresentou uma diminuição no peso próprio da treliça em 67,39%. Já o custo com a fabricação do distanciador teve uma diminuição em 86,52%.

7. MODELAGEM NÚMERICA COM USO DE XFEM

7.1. GENERALIDADES E MOTIVAÇÃO

Conforme, apresentado no Capítulo anterior, o distanciador com concreto de fibra de aço não conseguiu resistir os esforços nas ligações e rompeu. Contudo, foi verificado que o distanciador de concreto apresentou o menor custo de fabricação, de modo, que se resolver o problema das trincas geradas no elemento, ele poderá ser utilizado na solução da excentricidade das treliças tridimensionais. Dessa forma, será apresentado neste capítulo um modelo numérico com uma proposta de solução do distanciador de concreto com fibra de aço.

Para modelar o concreto, o ABAQUS dispõe em sua biblioteca de modelo constitutivo o “*Concrete Damaged Plasticity*” CDP que é um modelo baseado na plasticidade e no dano do material, sendo utilizado para modelar o concreto e outros materiais quase frágeis. É um modelo de dano contínuo, baseado na plasticidade, para o concreto. Ele assume que os dois principais mecanismos de falha são fissuras por tração e esmagamento na zona compressiva do material de concreto (Xue *et al.*, 2018) e (Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017). O modelo assume que a resposta uniaxial à tração e compressão do concreto é caracterizada pela plasticidade danificada (ABAQUS, 2014).

No entanto, este modelo constitutivo disponível no ABAQUS, geralmente é empregado pelos pesquisadores quando se busca discretizar um modelo que possuem interação entre aço e concreto, sobretudo, quando o concreto é embebido com uma malha de aço, tais como: simulação de viga mista (Lima *et al.*, 2020) e (Bezerra *et al.*, 2018), simulação de concreto protendido (Silva *et al.*, 2020), simulação de viga mista com protensão (Souza e Silva, 2018) e avaliação de concreto armado (Othman e Marzouk, 2018). Nestes exemplos, as variáveis de saída do ABAQUS são representadas principalmente pelas duas variáveis de danos: compressão no concreto DAMAGEC e DAMAGET por tração no concreto, e também pelas deformações plásticas equivalentes (PEEQT) com a visualização do dano que indica implicitamente a trinca no concreto.

Porém, a iniciação e propagação de fissuras ainda é um problema desafiador nos estudos numéricos, pois o a maioria dos modelos numéricos homogeneizou o efeito de fissuras em estruturas de concreto, incluindo o Modelo CDP (Roth, Léger e Soulaïmani, 2013). Assim,

o método de elementos finitos estendido (XFEM) foi desenvolvido (Burlayenko e Sadowski, 2008). Entretanto, alguns cuidados devem ser tomados na utilização deste método (Swati *et al.*, 2019). Na presente pesquisa, o distanciador de concreto modelado possui trincas radiais que não se cruzam perpendicularmente, ou seja, não há interação entre as trincas, além disso, foi obtido a curva de tenacidade do concreto, dessa forma, pode ser aplicado Modelagem de Zona Coesiva- MZC usando leis de separação de tração. Paralelamente, o modelo pode ser calibrado pela curva do ensaio experimental apresentada no capítulo 6.4.5 por meio do gráfico mostrado na Figura 5.22 (b) que foi utilizado o mesmo concreto dos distanciadores.

Assim, o ABAQUS implementou o método de XFEM que permite avaliar o crescimento de trincas ao longo de um caminho arbitrário e dependente da solução sem a necessidade de refazer o modelo com refinamento de malha usando o método convencional de MEF. É possível, escolher uma trinca que cresce arbitrariamente em seu modelo ou uma fissura estacionária por meio de um caminho prévio, ou pode permitir que o ABAQUS determine a localização da trinca durante a análise com base no valor da tensão principal máxima ou deformação calculada no domínio da trinca (ABAQUSa, 2014). Este método diferentemente do CDP a trinca é desenvolvida no modelo com a separação dos elementos usando a técnica de partição de unidade de elemento (Melenk e Babuska, 1996), que permite que funções de enriquecimento local sejam facilmente incorporadas em uma aproximação de elementos finitos, com um raio de enriquecimento que consiste em um pequeno raio na ponta da trinca dentro do qual os elementos serão usados para calcular a singularidade da trinca. Assim, algumas vantagens no uso do XFEM são as apresentadas (ABAQUS, 2014):

- permite a presença de descontinuidades em um elemento, enriquecendo graus de liberdade com funções especiais de deslocamento;
- não requer que a malha corresponda à geometria das descontinuidades;
- apresenta como uma maneira muito atraente e eficaz de simular a iniciação e a propagação de uma fissura discreta ao longo de um caminho (a superfície da trinca é um plano perpendicular a direção principal), a direção da fibra é dependente da solução, sem a necessidade de refazer a malha da discretização;
- pode ser usado simultaneamente com a abordagem de comportamento coeso com base na superfície;
- análise de fadiga de baixo ciclo usando a abordagem cíclica direta;

- também pode ser usado para realizar avaliações de integrais de contorno para uma trinca superficial estacionária arbitrária sem a necessidade de definir a malha de conformação em torno da ponta da trinca (Integral-J);
- permite a interação de contato de superfícies de elemento rachado com base em uma formulação de deslizamento pequeno ou em uma formulação de deslizamento finito dentro da estrutura de contato geral;
- permite a aplicação de cargas de pressão distribuídas às superfícies do elemento fissurado;
- permite a saída de algumas variáveis de superfície nas superfícies do elemento trincado;
- permite a não linearidade física (com técnica de dano) e geométrica com uso de Riks;

De tal modo, para fazer uma modelagem levando em consideração os contatos entre as chapas de aço na ligação da treliça tridimensional com a tentativa de simular as trincas no distanciador de concreto. O objetivo do uso desta ferramenta consistiu na aplicação da modelagem da ligação típica com concreto com fibra de aço. Por meio, da curva de tenacidade, utilizando princípios da mecânica da fratura.

7.2. USO DO XFEM IMPLEMENTADO NO ABAQUS

O Método dos Elementos Finitos estendidos “*Extended Finite Element Method*” (XFEM), também conhecido como Método dos Elementos Finitos Generalizados (GFEM) ou Método da Partição da Unidade (PUM), é uma técnica numérica que estende a abordagem clássica do método dos elementos finitos (FEM) ao estender o espaço de solução para soluções equações diferenciais com funções descontínuas.

O XFEM foi desenvolvido para facilitar as dificuldades na resolução de problemas com recursos localizados que não são resolvidos de forma eficiente pelo refinamento da malha, ou apresenta maior dificuldade e exige um maior refinamento progressivo. Uma das aplicações iniciais foi a modelagem de fraturas. No entanto, no GFEM e no PUM, o procedimento de enriquecimento envolve todo o domínio discreto. Já com uso do XFEM o enriquecimento é empregado em apenas nível local. Assim, apenas os nós próximos à ponta da trinca, bem como os nós necessários para a correta localização da trinca, são enriquecidos. Isso, evidentemente, implica numa tremenda vantagem computacional. O método XFEM foi introduzido pela primeira vez por (Belytschko e Black, 1999). Posteriormente, formulações

muito mais elegantes, incluindo o campo assintótico próximo à ponta e a função de Heaviside $H(x)$ no esquema de enriquecimento, foram propostas (Moës, Dolbow e Belytschko, 1999). Além disso, o XFEM demonstrou ser bem adequado para modelagem tridimensional de problemas envolvendo trincas (Mueller-Hoeppe, Wriggers e Loehnert, 2012). Um grande passo à frente foi alcançado quando uma metodologia generalizada para representar descontinuidades, localizada dentro do domínio independentemente da grade da malha, foi proposta.

O (MEF) é amplamente utilizado na engenharia, mas encontra dificuldade em modelar elementos descontínuos, como trincas. Para modelar a trinca no MEF, as bordas do elemento da zona coesiva devem ser alinhadas com o caminho da trinca e a malha deve ser refinada ao redor da ponta da trinca para resolver as singularidades que podem ocorrer na solução do modelo. Esta abordagem pode levar à propagação de trinca irrealista se os elementos incorretos forem incluídos no caminho da trinca, e uma alta demanda computacional, visto que o caminho da trinca e a ponta da trinca precisariam ser continuamente remodelados conforme a trinca se propaga (Guohua e Linjie, 2013).

Dessa forma, o XFEM permite aliviar grande parte demanda relacionada à geração da malha, uma vez que a malha de elementos finitos não deve mais conformar a geometria da trinca. Isso representa, certamente, uma das principais vantagens fornecidas pelo uso do XFEM. As funcionalidades XFEM aparecem pela primeira vez dentro do FRAMEWORK ABAQUS / CAE, em 2009 com o ABAQUS 6.9 (ABAQUS, 2016). Através do uso da partição da unidade, com nós fantasmas para produzir um modelo onde a localização e propagação da trinca é independente da malha.

A técnica identifica o plano da trinca, assim, apenas os nós de elementos finitos dentro do domínio próximo à descontinuidade de interesse, com a trinca, são enriquecidos definidos no ABAQUS como função de enriquecimento PHILSM. Portanto, a separação da trinca, em particular, ocorre quando a taxa de liberação de energia de deformação equivalente excede a taxa de liberação de energia de deformação crítica na ponta da trinca em um elemento enriquecido usando o termo em ABAQUS de STATUSXFEM. Uma vez satisfeita esta condição, cada nó fantasma não é mais restringido ao seu correspondente real e, portanto, eles podem se mover livremente, e a fenda então se desenvolve na zona plástica identificada pela função STATUSXFEM quando a tensão é atingida e ocorre o critério de dano.

Aluz da Figura 7.1 foi desenvolvido um esquemático para representar o método usado pelo ABAQUS para modelar problemas que envolve trincas. Dessa maneira, os nós dos elementos totalmente cortados pela trinca são enriquecidos apenas com a função de Heaviside, enquanto o único elemento contendo a ponta da trinca possui seus nós enriquecido com a função de Heaviside e as funções assintóticas de singularidade da ponta no campo plástico. Para melhorar a precisão dos resultados, é possível enriquecer, logicamente apenas com as funções de singularidade da ponta próxima, também um certo número de elementos dentro da distância denominado raio de enriquecimento $Renr$, assim, os nós circulados são enriquecidos com os função. Além disso, a ponta da trinca na zona de plástico é enriquecida com a Heaviside.

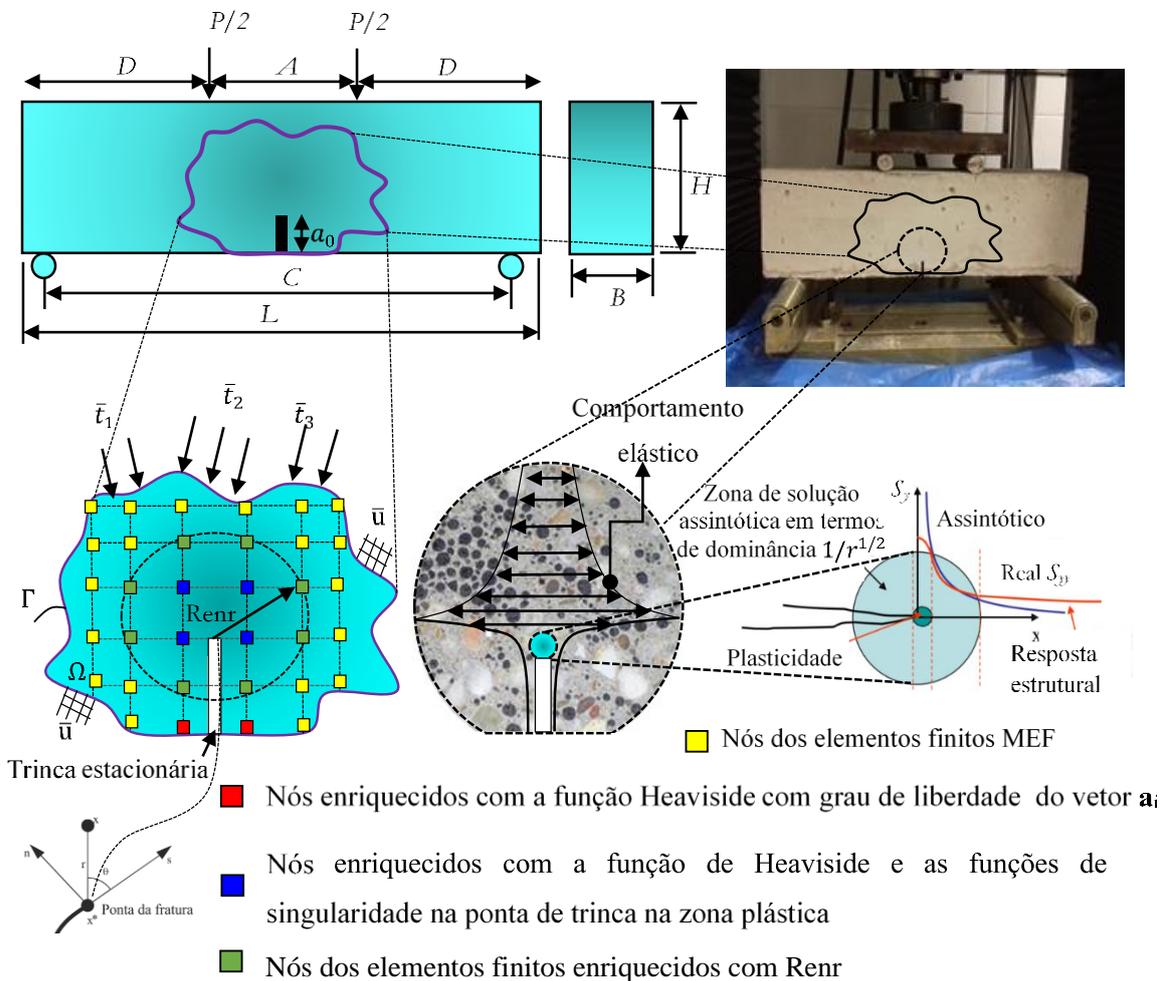


Figura 7.1 – Esquema da modelagem de propagação de fissuras usando XFEM com nós enriquecidos no ABAQUS

A presença de discontinuidades é garantida pelas funções especiais enriquecidas em conjunto com graus de liberdade adicionais. A modelagem de fissuras com base em XFEM

permite a simulação de fissuras estacionárias e móveis. A avaliação de integrais de contorno de trinca com XFEM está disponível para análises tridimensionais. A simulação de fissuras em propagação com XFEM não necessariamente requer definições iniciais de trincas e caminhos de trincas para se conformar à malha estrutural. Essa vantagem do XFEM é ideal para modelagem de fratura em concreto que possuem definições claras do campo de fissuração sem cruzamentos.

Isso porque o XFEM ainda possui algumas limitações tais como: somente análises estáticas gerais e dinâmicas implícitas podem ser realizadas; somente elementos contínuos lineares podem ser usados, com ou sem integração reduzida; o processamento paralelo de elementos não é permitido; o fenômeno de crescimento de trinca por fadiga não pode ser modelado; apenas rachaduras únicas ou não interagentes podem estar contidas no domínio; sem ramificação de trinca solidárias; uma trinca não pode girar mais de 90 graus dentro de um elemento; ainda não disponível em ABAQUS / EXPLICIT. Porém essas limitações não prejudica o objeto de análise dessa pesquisa.

Portanto, para fins de análise de fratura, as funções de enriquecimento normalmente consistem nas funções assintóticas próximas à ponta que capturam a singularidade em torno da ponta da trinca e uma função descontínua que representa o salto no deslocamento através das superfícies da trinca.

O XFEM incorpora funções de enriquecimento e graus de liberdade adicionais à aproximação convencional dos elementos finitos, como já apresentado, na região em que a trinca (fratura) está localizada, para simular as discontinuidades e singularidades. As funções de enriquecimento são de tipo assintóticas (captam a singularidade na ponta da fratura) e descontínuas representam a abertura entre as superfícies da fratura. (Concepción, 2015). A formulação matemática para aproximar o campo do vetor de deslocamento \mathbf{u} no FEM tradicional é da forma (Eq. (7.1):

$$\mathbf{u} = (\mathbf{x}) = \sum_{i \in I} N_i(\mathbf{x}) \mathbf{u}_i \quad \text{Eq. (7.1)}$$

Onde i é o conjunto de todos os nós no domínio, N_i é a função de forma escalar associada ao nó, \mathbf{u}_i são os vetores de deslocamentos nodais. O deslocamento $\mathbf{u}(\mathbf{x})$ tradicionalmente utilizado no MEF, aplicável a todos os nós do modelo.

Para modelar uma trinca usando XFEM, nós enriquecidos adicionais são introduzidos como mostrado na Eq. (7.2) :

$$\mathbf{u}_{trinca} = \sum_{i \in I} N_i(x) H(x) \mathbf{a}_i + \sum_{i \in I} N_i(x) \left(\sum_{\zeta=1}^{n_i=4} \mathbf{b}_{i,1} F_{\zeta}(r, \theta) \right) \quad \text{Eq. (7.2)}$$

Onde, I é o conjunto de nós na malha; N_i é a função de forma escalar associada ao nó; $H(x)$ é a função de Heaviside com valor +1 de um lado da fissura e -1 do outro, é o subconjunto de nós enriquecido pela função de Heaviside; \mathbf{a}_i são vetores de graus de liberdade nodais adicionais, através das superfícies da fissura, associada ao descontínuo salto da função $H(x)$; ζ equivale ao conjunto de nós a enriquecer para modelar a ponta de trinca, é o conjunto de nós na frente de trinca, respectivamente.

O coeficiente de enriquecimento $b_{i,1}$ está associado aos nós na extremidade da trinca, são usados apenas para nós cujo suporte da função de forma é cortado pela ponta da trinca, e estão associados com as funções de enriquecimento da elasticidade isotrópica $F_j(r, \theta)$ e são obtidas a partir dos campos de deslocamento assintótico. O número de coeficientes para o nó I , ele é escolhido como quatro para todos os nós ao redor da ponta da trinca e zero em todos os outros nós e os graus de liberdade correspondentes são $b_{i,1}$, é responsável pelo salto no campo de deslocamento através da fissura no nó j .

E primeira equação Eq. (7.1) é aplicável a todos os nós do modelo; já o primeiro termo da equação Eq. (7.2) é válido apenas para os nós cuja trinca passa pelos nós da função de forma que permite o deslocamento do elemento pela função Heaviside; e o segundo termo é usado apenas para nós cuja função de forma é cortado pela ponta da trinca com deslocamento assintótico. O XFEM enriquece uma aproximação de elemento finito com base em deslocamento padrão com funções descontínuas, a aproximação para uma função do vetor deslocamento \mathbf{u} com unidade de partição de enriquecimento no XFEM leva em conta a equação (Eq. (7.1) e Eq. (7.2), como segue na equação Eq. (7.3).

$$\mathbf{u}_{xfem} = \underbrace{\sum_{i \in I} N_i(x) \mathbf{u}_i}_{\text{MEF}} + \underbrace{\sum_{i \in I} N_i(x) H(x) \mathbf{a}_i}_{\text{apenas nós da Heaviside}} + \underbrace{\sum_{i \in I} N_i(x) \left(\sum_{\zeta=1}^{n_i=4} \mathbf{b}_{i,1} F_{\zeta}(r, \theta) \right)}_{\text{apenas nós de ponta da trinca}} \quad \text{Eq. (7.3)}$$

A função $F_j(r, \theta)$ que representa os deslocamentos assintóticos a trinca é apresentada na equação Eq. (7.4).

$$F_{\zeta}(x) = 1, \dots, 4 = \text{onde}; \quad \text{Eq. (7.4)}$$

$$\{F_{\zeta}(x)\} = \{\sqrt{r} \sin(\theta/2), \sqrt{r} \cos(\theta/2)\}, \{\sqrt{r} \sin(\theta/2) \sin(\theta), \sqrt{r} \cos(\theta/2) \sin(\theta)\}$$

Onde (r, θ) para um sistema de coordenadas polares com sua origem na ponta da trinca $\theta = 0$ tangente à ponta da trinca. A iniciação da fissura refere-se ao início da degradação da resposta coesiva em um elemento enriquecido. O processo de degradação começa quando as tensões ou deformações satisfazem os critérios de iniciação de fissuras especificados. A limitação referente ao modelo implementado no ABAQUS só é possível analisar no método implícito. A modelagem de concreto com fibra de aço torna o XFEM versátil, pelo comportamento complexo devido à interação com as fibras de aço se utilizasse outro método.

7.3. MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO

A qualidade do resultado obtido ao simular a fratura em materiais heterogêneos está diretamente relacionada à adequação dos modelos constitutivos utilizados. Para materiais quase frágeis tal como, o concreto de cimento Portland, modelos de separação com tipo de amolecimento podem ser empregados com sucesso para capturar a resposta de suavização pós-pico observada no modo I para flexão pura em testes de fratura, devido ao endurecimento proporcionado pela heterogeneidade do material, tenacidade da matriz no caso de misturas, e a presença de fibras ou outros elementos de tenacidade. O modelo de zona coesa MZC é um modelo de separação de materiais que foi aplicada com sucesso ao concreto simples e com fibra (Kim, Wagoner e Buttlar, 2008), (Roth, Léger e Soulaïmani, 2013), (Evangelista, Roesler e Proença, 2013) e (Wang, Lu e Zhang, 2021). Além disso, MZC tem sido usado para simular o processo de fratura em uma série de sistemas de materiais.

Para modelar a propagação de trincas no ABAQUS, tanto a iniciação quanto a evolução do dano devem ser levadas em consideração. Diferentes critérios estão disponíveis para o início do dano, neste caso, o critério de tensão principal máxima foi usado. Em comparação com os critérios baseados na tensão ou deformação nominal, o uso da tensão ou deformação principal tem a vantagem de que o plano da fissura pode ser perpendicular à direção da tensão principal máxima, tornando-o dependente da solução. A iniciação do dano é definida como parte das propriedades do material, usando o dano para as leis de separação de tração

definida no ABAQUS como MAXPS DAMAGE. Com esta opção, o dano será iniciado quando a tensão principal máxima exceder o valor fornecido no dado de entrada.

No ABAQUS, o dano é modelado usando um parâmetro de dano escalar, D . Isso pode variar entre 0 (nenhum dano) e 1 (falha completa). A tensão que estaria lá sem dano é multiplicada por $(1-D)$ para calcular a tensão incluindo o dano. Sem dano ($D = 0$), isso leva à resposta sem danos, com falha completa ($D = 1$). Deve ser especificado o deslocamento máximo ou a energia de fratura, que é a área sob a curva em um gráfico de tração vs. separação. Diferentes opções são possíveis para especificar o comportamento de amolecimento: como o gráfico de tração vs. separação vai do ponto no início do dano ao estado de falha completa. Neste caso, o amolecimento linear é usado, correspondendo a uma linha reta do gráfico entre os pontos B e C. A Figura 7.2 mostra os pontos A, B e C que representam os vértices do triângulo, da área de energia de fratura do concreto com a lei de separação na tração com evolução de dano linear.

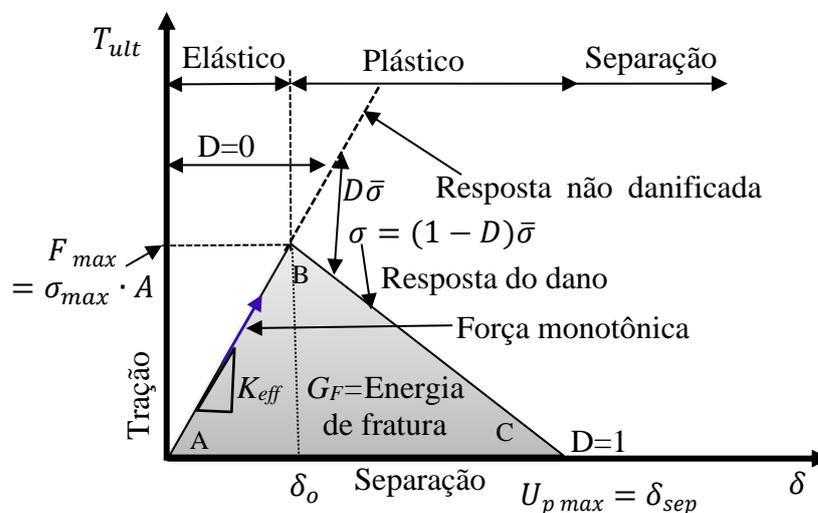
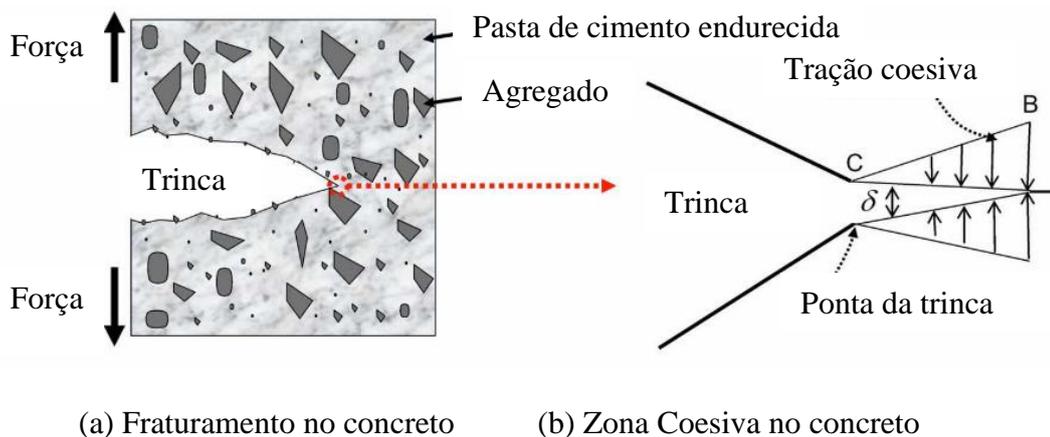


Figura 7.2 – Lei constitutiva separação de tração e a evolução do dano usada no ABAQUS

A lei constitutiva tração vs. separação, mostrada na Figura 7.2 apresentou de forma geral, a lei de separação de tração para elemento coesivo no ABAQUS. Esta lei é formulada para representar o caso de ligação de espessura “zero”. O conceito básico na abordagem do elemento coeso é que os elementos coesos carregam cargas para restringir as duas partes juntas até que forças e deformações nos elementos coesivos causem danos e rompem. Quando o elemento romper totalmente, ele irá liberar uma quantidade de energia igual ao ponto crítico da energia de fratura G_F obtida a partir dos ensaios experimentais do material.

Para acomodar isso em um elemento finito, a estrutura do material coeso deve ter definições finitas de tensão e separação sobre as quais a G_F pode ser liberada. Para a lei triangular usada por ABAQUS, o elemento coesivo exhibe comportamento elástico linear recuperável até que a separação de tração alcance um deslocamento inicial δ_0 , além do qual, o dano ocorre e, em última análise, o elemento rompe, se o dano alcança o valor do deslocamento da separação dado por δ_{sep} , que é referida como ductilidade coesiva.

Na verdade, não podemos alcançar uma simulação exata da separação com o elemento coeso. Como a ligação se comporta infinitamente rígida até que libere energia com o crescimento da fissura, assim, a ductilidade coesiva é definida por meio do deslocamento δ_{sep} . Além disso, a espessura de adesão é considerada zero.

Portanto, todos os parâmetros necessários para a abordagem coesa não são obtidos diretamente de experimentos. Isso significa que apenas a G_F é obtida dos testes de tenacidade das vigas, com a resistência a tração dada pela tensão máxima de tração MAXPS DAMAGE, e a partir destes os outros parâmetros são especificados a partir de abordagens teóricas.

A tensão nominal efetiva última T_{ult} de um material com ductilidade coesiva (separação de falha) δ_{sep} estão relacionados à energia de fratura G_F na lei de separação de tração triangular, assim, a tensão nominal final efetiva T_{ult} do material de ligação pode ser calculada por meio da equação Eq. (7.5).

$$G_F = \frac{T_{ult} \delta_{sep}}{2} \quad \text{Eq. (7.5)}$$

Esta não é a verdadeira tensão última do material de ligação, mas simplesmente uma penalidade de parâmetro linearizado. Em seguida, deve-se definir o comportamento elástico

inicial do material coeso, a rigidez inicial do material por unidade de área (força por unidade de deslocamento por unidade de área), K_{eff} , é simplesmente expresso como Eq. (7.6).

$$K_{eff} = \frac{T_{ult}}{\delta_o} \quad \text{Eq. (7.6)}$$

A taxa de iniciação de dano é definida como Eq. (7.7) :

$$\delta_{relação} = \frac{\delta_o}{\delta_{sep}} \quad \text{Eq. (7.7)}$$

Onde $\delta_{relação}$ é uma variável escalar simples variando entre 0 e 1 usada para definir quando o dano inicia, que geralmente é assumido como 0,5. A rigidez inicial em função da G_F é dada combinando a Eq. (7.5) com Eq. (7.7) na Eq. (7.6), fica na forma apresentada na Eq. (7.8):

$$K_{eff} = \frac{2G_F}{\delta_{relação} \delta_{sep}^2} \quad \text{Eq. (7.8)}$$

7.4. FRATURA E FATOR DE INTENSIDADE DE TENSÃO

Na mecânica da fratura os materiais foram convencionalmente divididos em três categorias diferentes para definição da propagação da trinca. São chamados de modos de fissuração, conhecidos como Modo I, Modo II e Modo III. A Figura 7.3 mostra a convenção dos modos de fissuração para um elemento arbitrário.

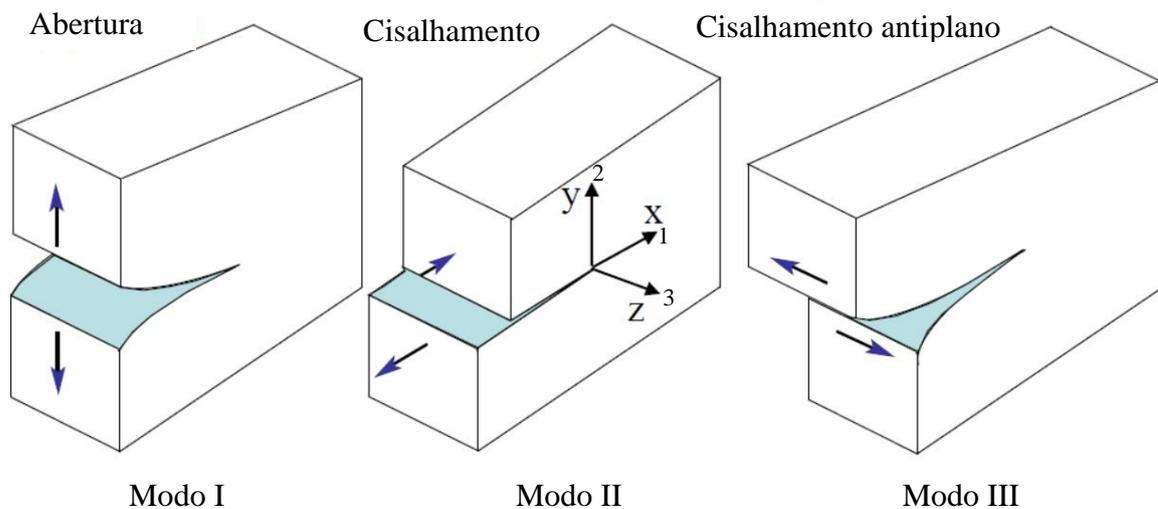


Figura 7.3 – Modos de propagação de fraturas

As relações de deslocamentos para todos os modos de propagação das fraturas utilizando um sistema de coordenadas locais (1,2,3), são os seguintes (Eq. (7.9)):

$$\begin{array}{ccc}
 \text{Modo I} & \begin{array}{l} [u_1] = 0 \\ [u_2] \neq 0 \\ [u_3] = 0 \end{array} & \text{Modo II} & \begin{array}{l} [u_1] \neq 0 \\ [u_2] = 0 \\ [u_3] = 0 \end{array} & \text{Modo III} & \begin{array}{l} [u_1] = 0 \\ [u_2] = 0 \\ [u_3] \neq 0 \end{array} & \text{Eq. (7.9)}
 \end{array}$$

No Modo I, puro, os sucessivos avanços da fissura ocorrem sempre na mesma direção (eixo x da Figura 7.3 (a)). As faces se afastam em uma direção normal ao plano de fratura, ocorre sob tensões de tração. Para que isso se verifique, certas condições de simetria (geométricas e de condições de contorno), para que o elemento apresente este tipo de ruptura.

O Modo II, puro, requer o mesmo. Neste caso, considerando-se uma estrutura de grandes dimensões, a propagação da fissura ocorrerá no plano x - y . No Modo II, também conhecido como modo de cisalhamento, ocorre quando as faces se deslizam sobre o plano de fratura, ou plano de deslizamento. Finalmente temos, o Modo III que acontece quando as faces da fratura deslizam lateralmente sobre seu plano, por ser antiplano tem grande importância na análise tridimensional do processo de fissuração.

A Figura 7.4 mostra os modos de propagação das fraturas que representa a deformação da trinca durante a ruptura do material. A propagação da fratura acontece pela atuação pura ou mista desses modos.

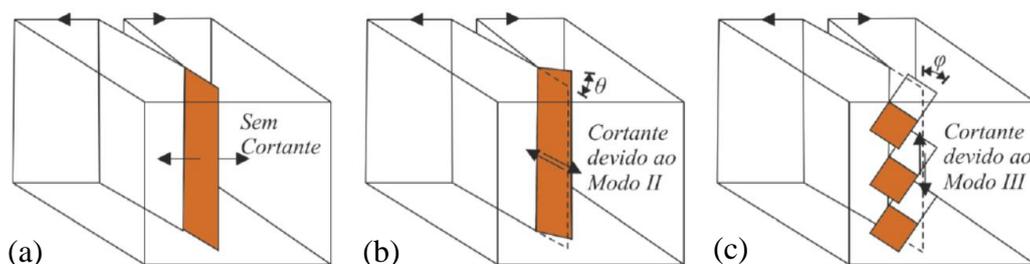


Figura 7.4 – Propagação da fratura no modo puro de abertura (a) modo misto I e II (b) e (c) modo misto I e III (Concepción, 2015)

Para solução do problema de Griffith que busca a determinação das tensões que atuam em um ponto genérico P , situado a uma distância r da ponta da trinca e com orientação dada pelo ângulo θ mostrado na Figura 7.5. Irwin em 1957 introduziu o conceito de fator de intensidade de tensões K , como uma medida da singularidade (Ferreira, 2015) próximo a trinca.

Ele demonstrou que todos os campos de tensão elástica ao redor da ponta da trinca são distribuídos similarmente, sendo que é proporcional a $K_I = \sigma\sqrt{\pi r}$. Além disso, K controla a intensidade de tensão local. A determinação das funções na vizinhança da trinca, utiliza-se a função de Ayri e função de variáveis complexas de Westergaard, isso é realizado em conjunto com as equações harmônicas de tensão, para cada uma das componentes. Assim, as tensões podem ser obtidas pela distância “ r ” da trinca mostrado na Figura 7.5

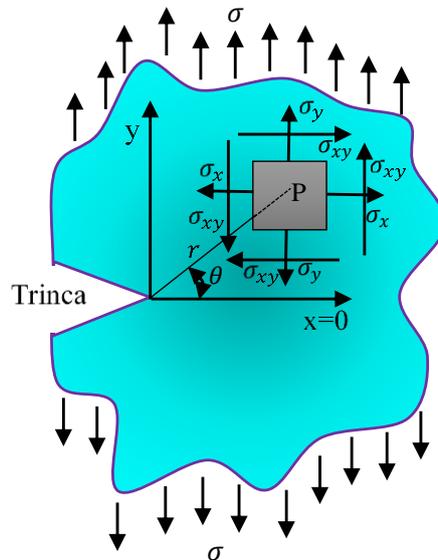


Figura 7.5 – Elemento da viga de concreto com dimensões finitas e com uma trinca submetida a tração uniaxial por tensões remotas

O modo I é o mais importante, pois corresponde ao modo de fraturamento da maioria das peças trincadas. Para o modo de carregamento I, o campo de tensões linear elástico em torno das trincas e dado pela equação Eq. (7.10):

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 - \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{3\theta}{2} \right] \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 + \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{3\theta}{2} \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \cos \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{3\theta}{2} \end{aligned} \quad \text{Eq. (7.10)}$$

Resumidamente, o fator de intensidade de tensão, K , é usado em mecânica de fratura para prever o estado de tensão "intensidade de tensão" próximo à ponta de uma trinca ou entalhe causado por uma carga remota ou tensões residuais.

A energia de fratura G_F do concreto foi inicialmente definida por (Hillerborg, Modéer e Petersson, 1976) que parte do pressuposto de que o trabalho realizado pelo carga externa é igual   energia usada para formar a área de superfície da trinca. Como resultado, G_F pode ser calculado pela área sob a curva Força vs. deslocamento medida dividida pela área do ligamento até o ponto limite da separação por traço. Uma vez que a tenacidade   determinada via ensaio experimental, a energia de fratura inicial, G_F , é calculada com uso do fator de intensidade de tensão K_I conforme apresentado na Equação Eq. (7.11):

$$G_F = \frac{K_I^2}{\bar{E}} \quad \text{Eq. (7.11)}$$

Onde: $\bar{E} = E$ para o estado plano de tensão, e $\bar{E} = E / (1 - \nu)$ para o estado plano de deformação. Com E igual ao módulo de elasticidade e ν   o coeficiente de Poisson.

Na literatura   possível encontrar várias equações para obter o valor da intensidade de tensão para uma gama de geometrias combinadas com vários tipos de forças. Para o caso de viga sob flexão em 4 pontos (Capítulo 6.4.5) mostrados na Figura 7.6, com largura $H=150,0$ mm, fissura $a_0=4,0$ mm, espessura da viga $t=B=100,0$ mm, distância entre os pontos de aplicação de força   $2r = A=180,0$ mm e a distância entre os apoios $2s = C=450,0$ mm; distância da extremidade da viga $D=160,0$ mm, e P   a força de ruptura da viga no ensaio experimental. Há uma solução analítica proposta por (Tada, Paris e Irwin, 2010) para determinar o fator de intensidade de tensão para o modo I, conforme segue a equação Eq. (7.12) .

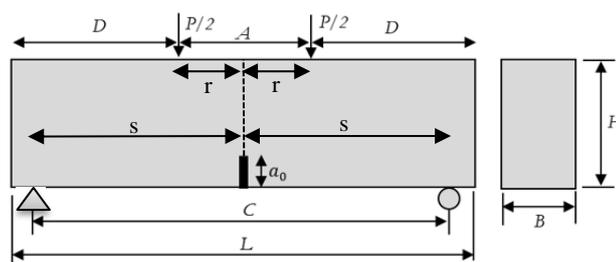


Figura 7.6 – Detalha das dimensões da viga de 4 pontos

$$K_I = \frac{6P(s-r)}{tH^2} \sqrt{\pi a} \left[0.923 - 0.199 \left(1 - \sin \left(\frac{\pi a}{2H} \right) \right)^4 \right] \sec \frac{\pi a}{2H} \sqrt{\frac{\pi a}{2H} \tan \left(\frac{\pi a}{2H} \right)} \quad \text{Eq. (7.12)}$$

A equação Eq. (7.9) fornece a intensidade de tensão K_I levando em consideração a mecânica da fratura elástica linear elástica.

7.5. MODELAGEM DA VIGA USANDO O XFEM

Para calibrar o modelo de ligação da treliça tridimensional usando o espaçador de concreto de fibra de aço. Foi realizado inicialmente, dois modelos de vigas com quatro pontos por meio do XFEM. Os parâmetros do material utilizado nos modelos estão definidos na Tabela 7.1. Usando o critério de dano, escolheu-se utilizar como dado de entrada no ABAQUS a energia de fratura G_F .

Para modelos tridimensionais de vigas de 4 pontos (Yin, Qiao e Hu, 2019) propôs a equação Eq. (7.13) baseado em ensaios experimentais, como segue:

$$G_F = \frac{W_0 + w_g C \delta_{\max} / 2 + W_E}{(H - a_0)B} \quad \text{Eq. (7.13)}$$

Onde os parâmetros geométricos são: S , a_0 , H e B que foram definindo na Figura 7.6. Já W_0 é o trabalho total realizado pela força externa quando a estrutura se deforma; w_g é o peso próprio por unidade de comprimento da viga; δ_{\max} é o deslocamento máximo registrada no teste experimental, W_E é trabalho restante da área sobre a curva F vs. δ_{\max} .

Tabela 7.1 – Parâmetros de concreto com fibra de aço utilizado para modelagem da viga

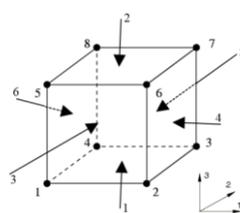
Modelo ABAQUS	Módulo de Elasticidade GPa	Coefficiente de Poisson	Densidade (kg/m ³)	MAXPS Damage (tração f_{ct}) MPa	G_I (N/m)
Viga sem fibra	20,21	0,19	2000	1,62	206,48
Viga com fibra	19,98	0,19	2400	2,18	220,87

Os resultados da energia de fratura G_F apresentados na Tabela 7.1 referem-se a valores médios dos ensaios experimentais. A aplicação da equação Eq. (7.13) para obtenção da G_F apresentou valores muito próximo do pesquisador (Yin, Qiao e Hu, 2019) para relação $a_0/H=20,00$ que eles ensaiaram. Assim como, os valores apresentados nos trabalhos de (Ramachandra Murthy *et al.*, 2013) (Karihaloo, Murthy e Iyer, 2013) para vigas com geometria e porcentagem de fibra próximo aos ensaiados nesta pesquisa.

A modelagem no ABAQUS contou com a discretização do sistema de aplicação de força na viga realizado no laboratório, para melhor simular a transferência de força na viga modelada.

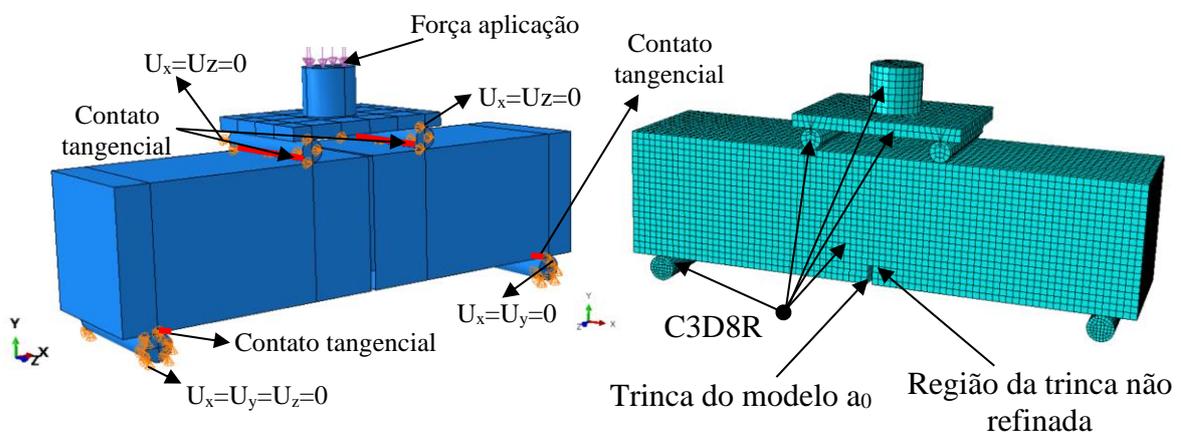
De modo, que foi utilizado na discretização das peças metálicas do aparato experimental aço com módulo de elasticidade de 210,0 GPa e Poisson de 0,30 com $f_u=415,0$ MPa, valores de resistência fornecido nos catálogos da Instron/ EMIC para sistemas auxiliares de ensaio. A viga foi modelada no ABAQUS usando elementos C3D8R: um elemento linear de 8 nós, com integração reduzida. A abertura inicial da fissura foi considerada semelhante ao modelo experimental com $a_0 = 4,0$ mm. O sistema de aplicação de força, bem como, os roletes e suportes foram modelados usando elementos C3D8R. Na Tabela 7.2 é mostrado os detalhes do elemento. Na região de contato do modelo, foi usado contato de fricção isotrópicos de Coulomb na direção tangencial com um coeficiente de atrito de 0,20.

Tabela 7.2 – Elemento finito C3D8R

Elemento	Figura	Dados do elemento
Sólido C3D8R		Possui 8 nós com 3 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z). Suporta análise plástica com grandes deformações, deslocamentos e também fissuração.

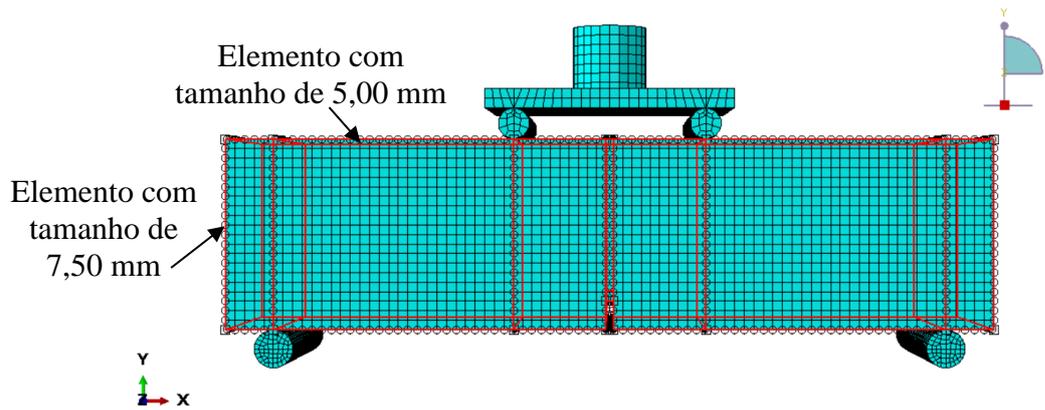
Fonte: (ABAQUS, 2014)

Após a modelagem das vigas com e sem fibra de aço. Os modelos foram calibrados por tentativa e erro, ou seja, foi alterando sucessivas vezes o valor de entrada no ABAQUS da energia de fratura G_F e verificado o valor de força vs. deslocamento, até que uma correspondência foi estabelecida entre a simulação XFEM e as curvas de força vs. deslocamento dos experimentos. A Figura 7.7 mostra os detalhes da modelagem da viga.



(a) Condições de contorno da viga

(b) Detalhe da malha na região da trinca



(c) Distância dos elementos na malha de elementos finitos

Figura 7.7 – Detalhe da discretização da viga no ABAQUS

A energia de fratura obtida por meio dos dados experimentais com o pico coesivo da tensão de tração do concreto f_{ct} foram determinadas no modelo no ABAQUS, após as diversas tentativas, foi obtida a curva numérica em face as curvas experimentais, conforme representado no fluxograma da modelagem. Esta estratégia numérica é apresentada também no trabalho de (Lancaster, Khalid e Kougioumtzoglou, 2013).

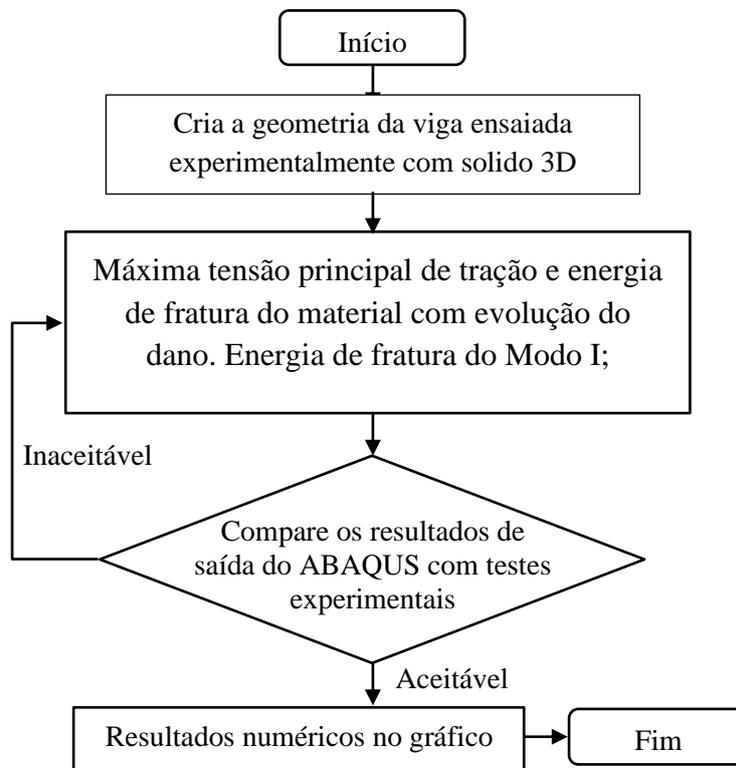
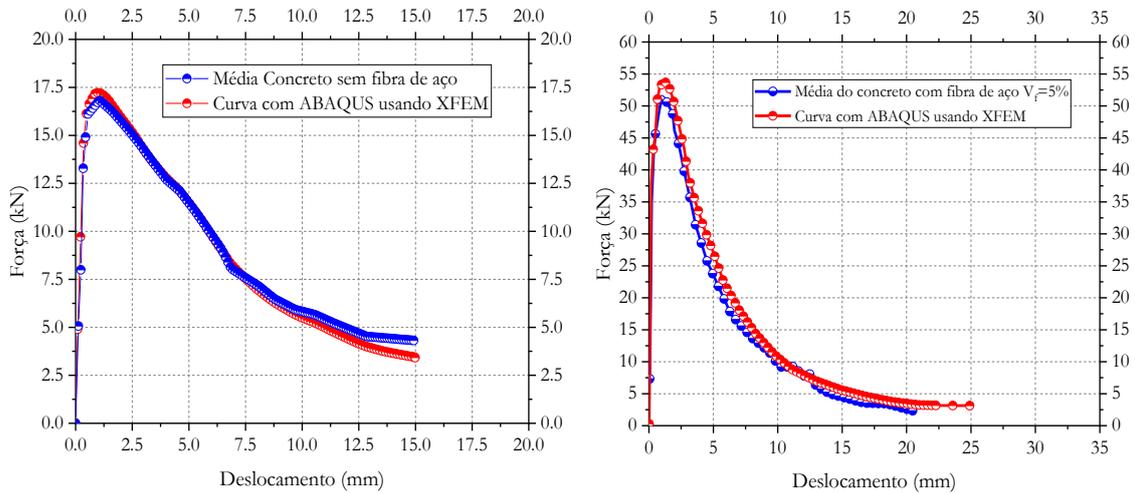


Figura 7.8 – Fluxograma com os passos para calibrar o modelo numérico com XFEM

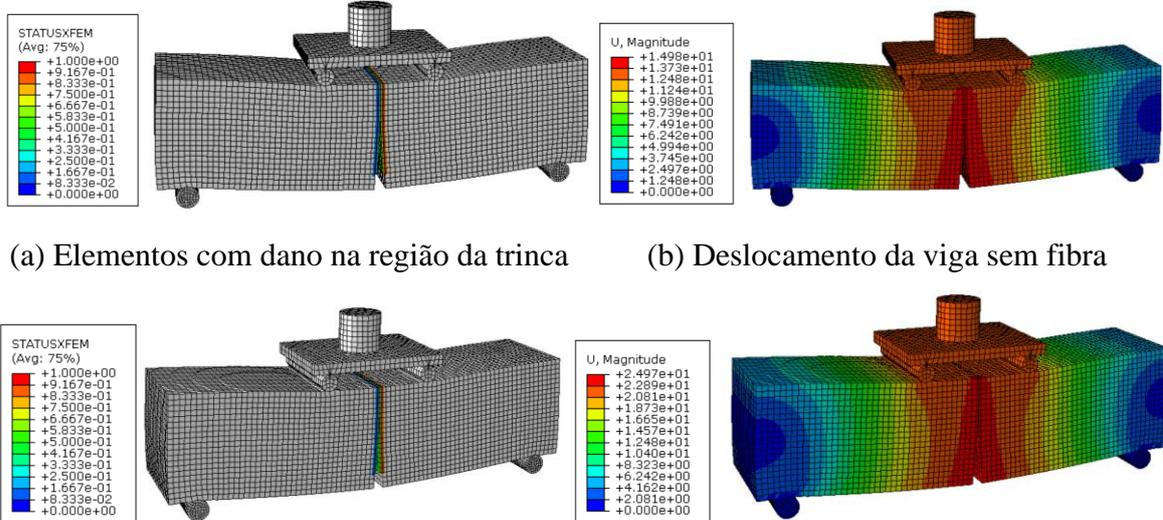
Os resultados da modelagem numérica são mostrados na Figura 21, onde foram comparados com os valores experimentais e plotados em gráficos com relação força vs. deslocamento. As curvas de força correspondente ao deslocamento do numérico correspondem as leis de amolecimento linear, e conseguiu faz com que a curva apresentasse uma flexibilidade no regime pós- crítico.



(a) Comparação das curvas viga sem fibra (b) Comparação das curvas viga com fibra

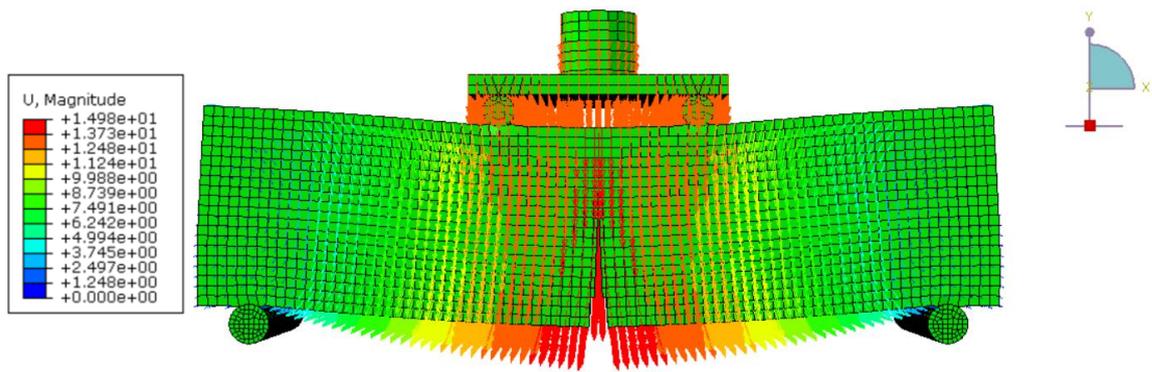
Figura 7.9 – Resultados da modelagem das vigas de concreto

STATUSXFEM é uma variável escalar que mostra a extensão do dano ou “trinca” dentro do elemento. Para um elemento totalmente trincado, o valor desta variável é 1. Da mesma forma, valores entre 0 e 1 sugerem dano parcial ou trinca. A Figura 7.10 mostra os elementos com dano em referência ao deslocamento de cada um dos modelos.

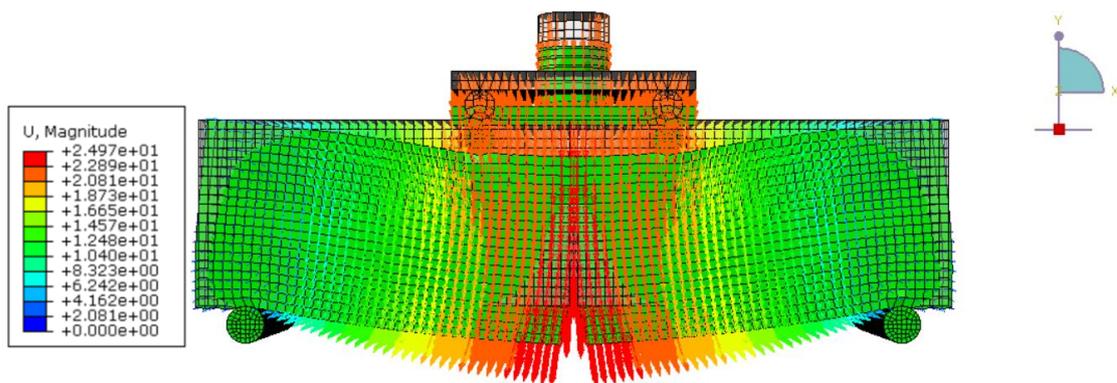


(a) Elementos com dano na região da trinca (b) Deslocamento da viga sem fibra

(c) Elementos com dano na região da trinca (d) Deslocamento da viga com fibra de aço



(e) Detalhe do campo de deslocamento para viga sem fibra de aço



(f) Detalhe do campo de deslocamento para viga com fibra de aço

Figura 7.10 – Resultado das simulações numéricas para as duas vigas de referências

O ABAQUS permite representar os elementos enriquecidos PHILSM, assim como os valores de distância e sinal (positivo o negativo) destes elementos, conforme apresentado na Figura 7.11. A transição entre os elementos positivos e negativos indica a posição da superfície da fratura. Esta função é utilizada para definir a localização da fissura dentro da viga.

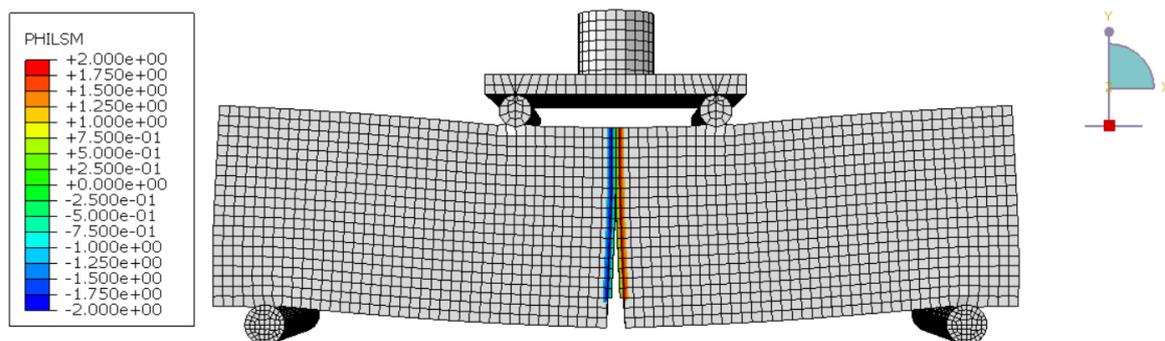


Figura 7.11 – Elementos com enriquecimento próximo a trinca com XFEM

Os resultados estão apresentados na Tabela 7.3 e foram obtidos a partir da equação Eq. (7.12) para o fator de intensidade de tensão K_I , enquanto W_0 , $W_g S \delta_{max}$, e W_E foram calculados a partir da curva experimental sugerida por (Yin, Qiao e Hu, 2019) que está descrita na equação Eq. (7.13). O valor da G_F^* foi encontrado por tentativa e erro, no ABAQUS para calibrar o modelo.

Tabela 7.3 – Resultados do modelo usando XFEM

Tipo de Viga	P_{Num} (kN)	K_I (MPa · m ^{1/2})	W_0 (N.mm)	$W_g S \delta_{max}$ (N.mm)	W_E (N.mm)	G_F (N.mm)	G_F^* (N.mm)
Sem fibra	17,46	0,707	2.408,01	297,48	150,09	195,59	178,32
Com fibra	50,43	2,033	2.618,17	456,74	163,01	221,75	216,94

7.6. MODELAGEM DA CONEXÃO TÍPICA COM XFEM

De posse dos modelos do concreto calibrado, foi modelado o distanciador de concreto com fibra de aço apresentado no Capítulo 6 e 7 e também do distanciador de aço como referência. Inicialmente, a treliça tridimensional foi modelada no ABAQUS IMPLÍCITO com análise não linear geométrica utilizando o método de Riks e com as propriedades do aço apresentados no Capítulo 6, com os resultados do ensaio de tração uniaxial mostrado na Figura 5.7. A treliça foi discretizada com elementos de viga B31 indicado na (Tabela 7.4) sem considerar a excentricidade e a estampagem das barras, com a finalidade de obter o deslocamento máximo na ligação central, bem como, o esforço axial da barra da diagonal que chega no apoio da treliça. A Figura 7.12 apresenta os detalhes na discretização.

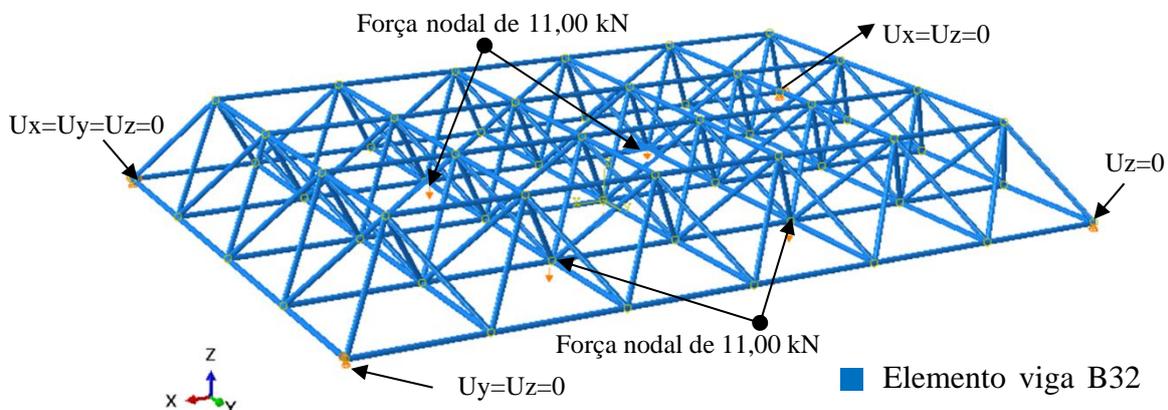
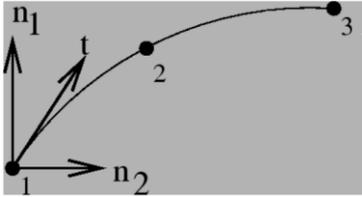


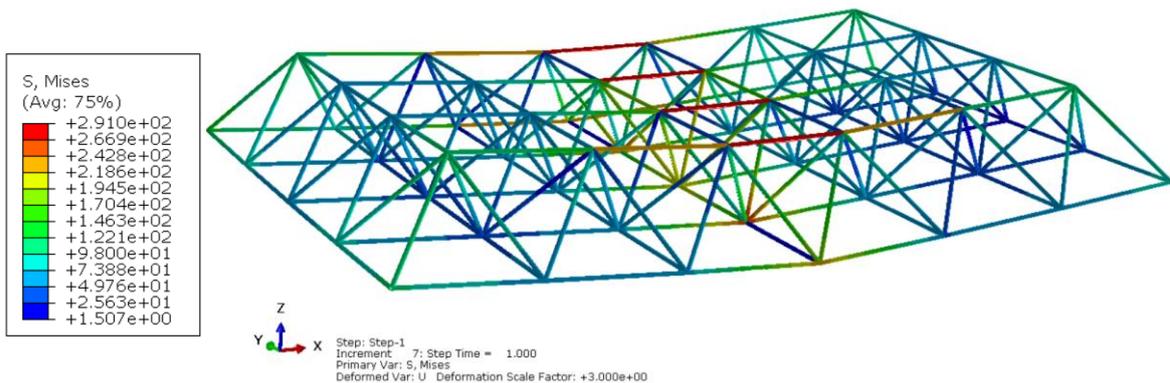
Figura 7.12 – Detalhe das condições de contorno da treliça tridimensional

Tabela 7.4 – Elemento finito B31

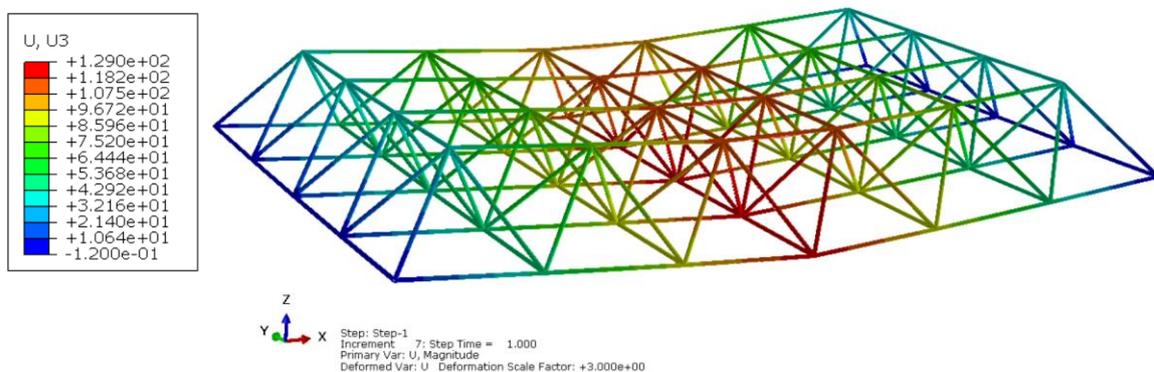
Elemento	Figura	Dados do elemento
Beam B32		<p>Os elementos de tubo quadráticos de parede fina têm duas variáveis adicionais relacionadas à deformação do arco. elemento de viga quadrática. Possui 3 nós com 6 graus de liberdade por nó translações nas direções x, y e z e rotações em torno dos eixos.</p>

Fonte: (ABAQUS, 2014)

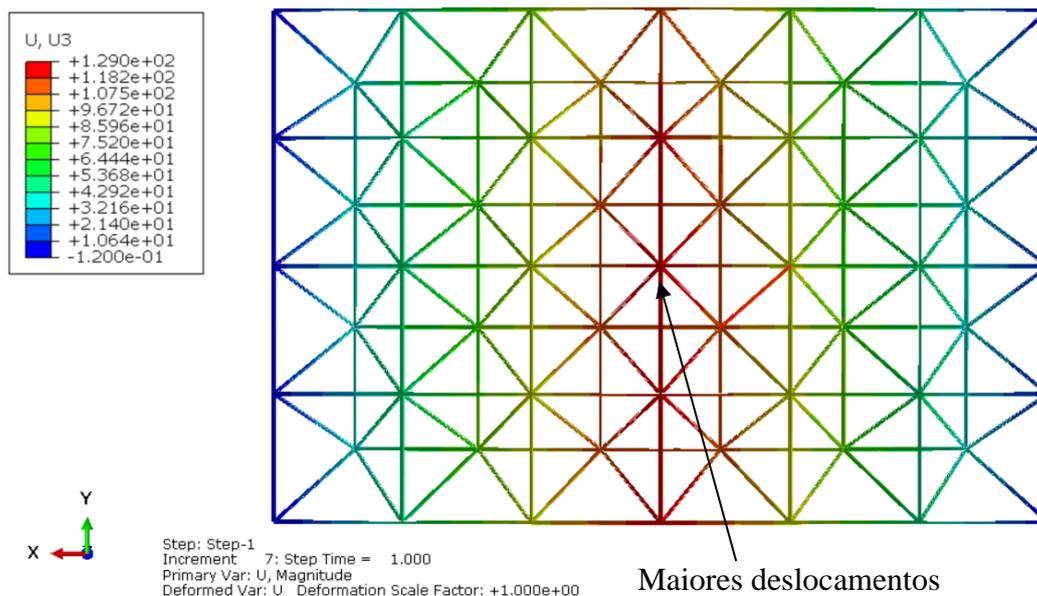
A Figura 7.13 apresenta os resultados do modelo com tensões de Von Mises, e também com o deslocamento máximo da estrutura. Essa modelagem prévia teve como objetivo simular o máximo deslocamento da treliça tridimensional com a ruptura das barras do banzo comprimido. Para subsidiar a análise da conexão local com uso de distanciadores.



(a) Barras do banzo superior no tramo central com ruptura



(b) Deslocamento máximo de 129,00 mm com a ruptura do banzo superior da treliça



(c) Vista de topo da treliça tridimensional com os máximos deslocamentos em U_3

Figura 7.13 – Resultados da modelagem com elementos de viga B32 com 3 nós

A Figura 7.14 apresenta a comparação entre o modelo numérico com o resultado experimental da treliça com uso do distanciador de fibra de vidro LTDFV com deslocamento obtido na ligação (P1) em relação aos 4 pontos de referências dos ensaios experimentais.

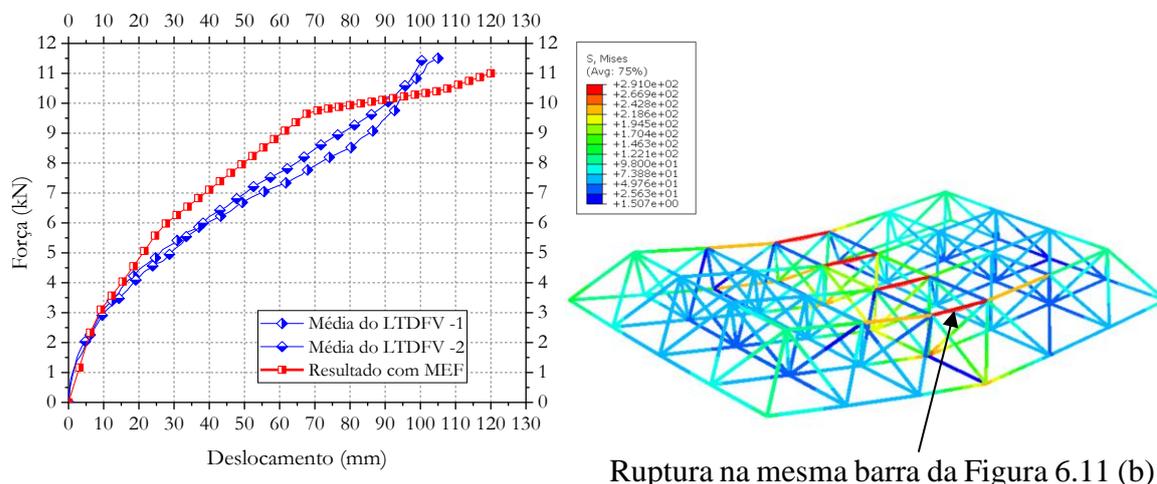


Figura 7.14 – Comparação dos resultados da simulação numérica

Inicialmente, foi modelado a treliça com elemento de barra para obtenção das forças últimas nas barras que chegam na ligação central para modelar a ligação isolada com as forças que chegavam ao nó, mas, durante a modelagem, mudou-se, a estratégia devido à dificuldade na

convergência do modelo. Neste contexto, foi utilizado deslocamento na barra ao invés de força. O valor do deslocamento na ligação central de simetria da treliça, foi maior que os pontos de referência onde eram realizadas as leituras por meio dos deflectômetros analógicos, conforme esperado.

Após verificar o deslocamento máximo da treliça tridimensional na ligação central de simetria, foi realizada modelagem com uso do XFEM da ligação isolada. Foi considerado o torque de aperto de 50,0 N.m aplicado no parafuso semelhante ao realizado no ensaio experimental. A opção “Carga do parafuso” “*Bolt load*” disponível no módulo de força no ABAQUS, foi utilizada para modelar o efeito do torque de aperto (ABAQUS, 2014).

A interação de contato entre os membros da treliça tridimensional tais como: parafuso, distanciador, barras estampadas das diagonais e banzos foram definidos alternativamente como um contato tangencial usando a opção INTERACTION com uso do *Contact Property* com formulação da fricção com penalidade, usando coeficiente de fricção de 0,50, disponível na biblioteca do ABAQUS (ABAQUS, 2014). Do ponto de vista numérico, neste caso, para gerar contato, utiliza-se a formulação superfície a superfície.

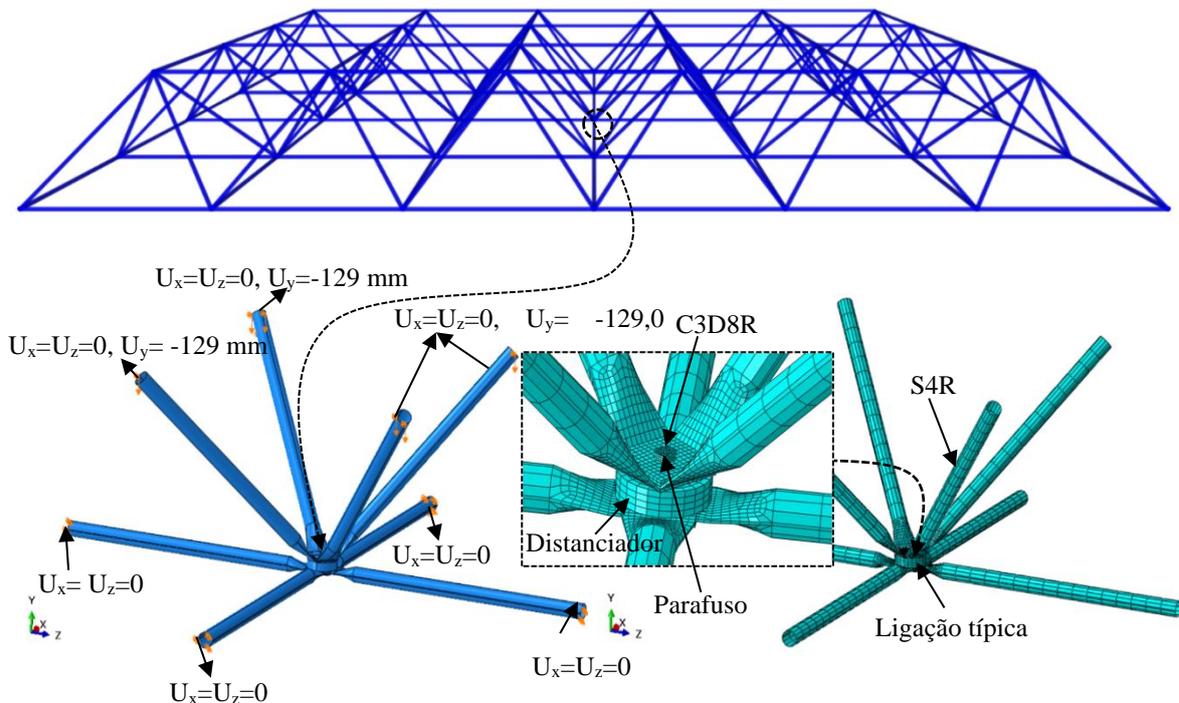


Figura 7.15 – Detalhe das condições de contorno usadas na ligação típica

Foi também modelado uma ligação de extremidade do apoio, a força de compressão utilizada na extremidade da barra foi obtida por meio da modelam da treliça com elemento de barra. Cujo, valor adotado foi de 11,93 kN.

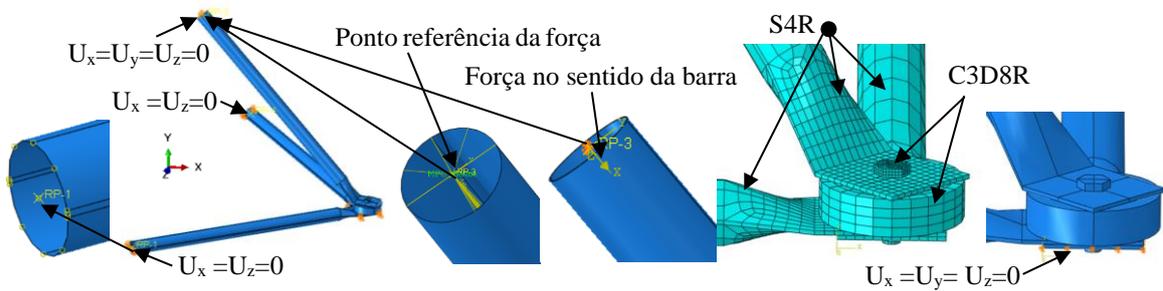
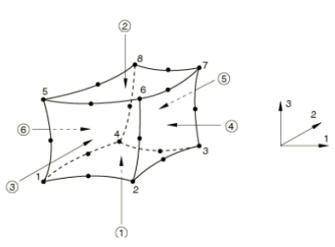
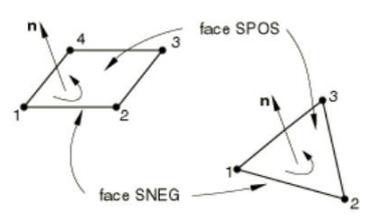


Figura 7.16 – Detalhe do modelo numérico da ligação do apoio com aplicação de força

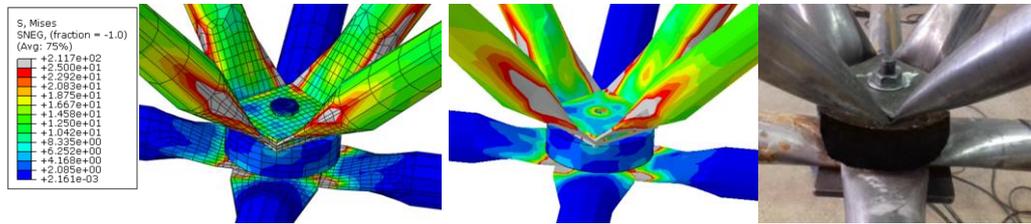
Uma simplificação foi realizada no modelo desconsiderado a chapa sobrejunta na ligação a fim de diminuir o contato entre os elementos. Por fim, foi utilizada uma análise IMPLICIT no ABAQUS/Standard, utilizando o XFEM para modelar o distanciador com fibra de aço, também foi considerada análise física não linear e geométrica, com as propriedades dos materiais definidos no Capítulo 6 e usando algoritmo de Riks no ABAQUS. O concreto foi modelado através dos parâmetros adotados nas duas vigas de concreto. As características do elemento C3D8R e S4R estão discriminados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Elemento finito C3D8R e S4R

Elemento	Figura	Dados do elemento
Sólido C3D8R		Possui 8 nós com 3 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z). Suporta análise plástica com grandes deformações. Foi usado no parafuso e no distanciador.
Shell S4R		Possui 4 nós com 6 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z e rotações em torno dos eixos). É apropriado para representar elementos planos ou curvos com espessuras moderadas com deformação finita. Foi usado na discretização das barras.

Fonte: (ABAQUS, 2014)

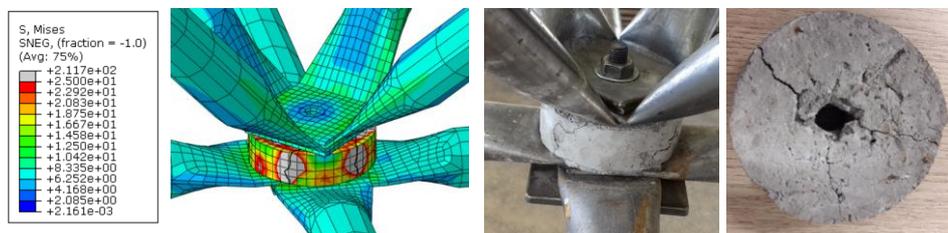
A Figura 7.17 apresenta os resultados para os dois modelos das conexões. Somente a ligação central foi modelada com distanciador de aço. Enquanto, que a ligação central e da extremidade da treliça tridimensional foi considerada com distanciador de concreto. Os resultados são comparados com as fotos dos modelos experimentais.



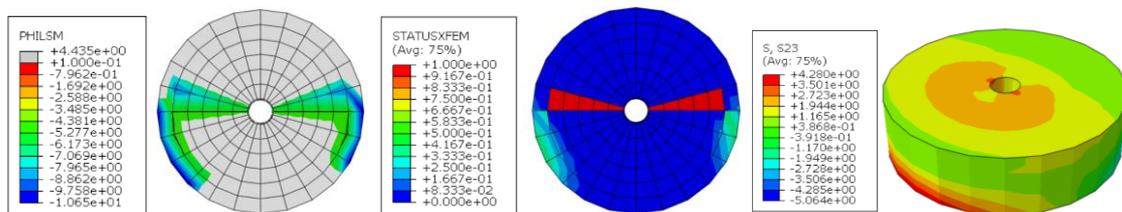
(a) Distanciador de aço no modelo vs. distanciador usado no protótipo experimental



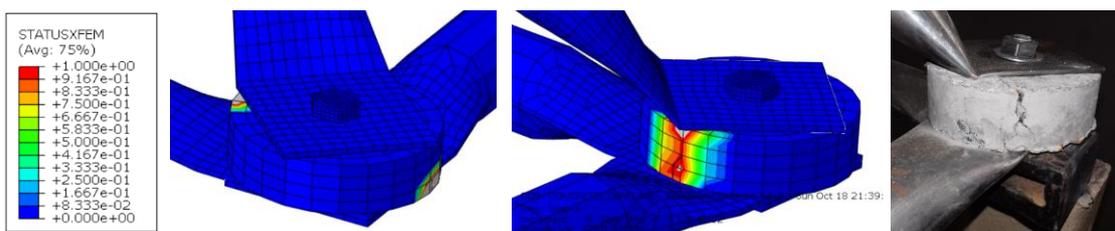
(b) Distanciador de concreto da ligação central frente ao modelo experimental



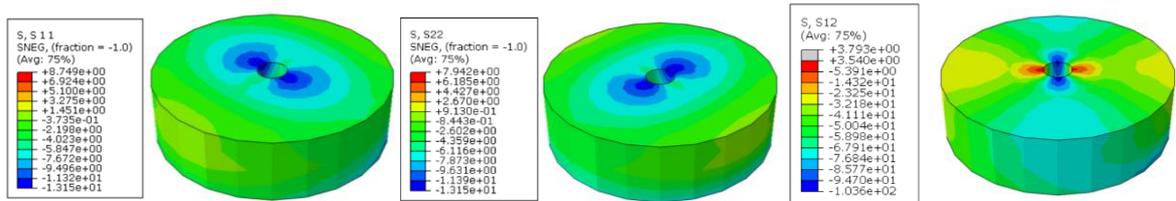
(c) Comparação da ligação típica com a trinca no distanciador de concreto



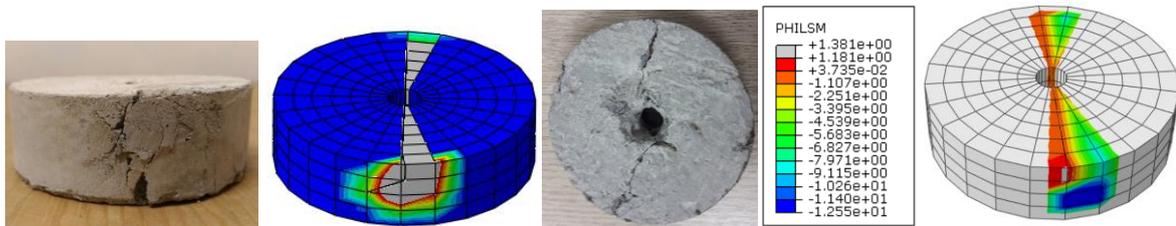
(d) Elementos com enriquecimento e com dano, tensão no distanciador de extremidade



(e) Ruptura no distanciador de concreto com fissuras radiais em comparação com ensaio



(f) Tensão no distanciador de concreto na ligação típica central



(g) Distanciador de concreto na ligação central

(g) Trinca no distanciador com XFEM ABAQUS

(i) Distanciador com concreto trincado

(j) Elementos com enriquecimento com XFM na região da trinca

Figura 7.17 – Ligação típica com distanciador de aço e concreto, comparado com os modos de ruptura do modelo numérico com XFEM

Na Figura 7.17 (a) mostrou que mesmo as barras estampadas atingido o escoamento na região de amassamento o distanciador de aço não apresentou nenhum tipo de falha conforme esperado. Enquanto que o distanciador concreto apresentou ruptura com trincas radiais demonstradas pelo XFEM, a tensão de tração do concreto com fibra de aço foi de 2,18 MPa obtido através do ensaio experimental, já no modelo numérico mostrou que tensão submetida no distanciador de concreto responsável pela ruptura foi de 4,28 MPa (Figura 7.17 (d)) na região de maior contato do parafuso com distanciador devido os esforços da diagonal comprimida que chega a ligação de apoio dos protótipos.

Uma proposta encontrada para solução do distanciador de concreto com fibra, foi através da aplicação de um revestimento metálico, para encapsular o distanciador, usando a modelagem do concreto sem fibra com G_F sem fibra. Dessa forma, o concreto ficará confinado e evitara as fissuras radiais. Nesse sentido, um modelo numérico foi realizado considerando um encapsulamento do distanciador de concreto. Assim, foi proposto um revestimento no distanciador, por meio de um tubo de aço com parede fina com espessura de 1,00 mm (foi testado 1,5 mm e 2,0 mm) circundando as paredes laterais do espaçador de concreto com fibra de aço. Na Figura 7.18 considerou contato TIE entre o distanciador de concreto e tubo de aço para revestimento. A Figura 7.19 mostra que houve uma melhora no desempenho do distanciador que passou a resistir às tensões e evitou a trinca radial no elemento.

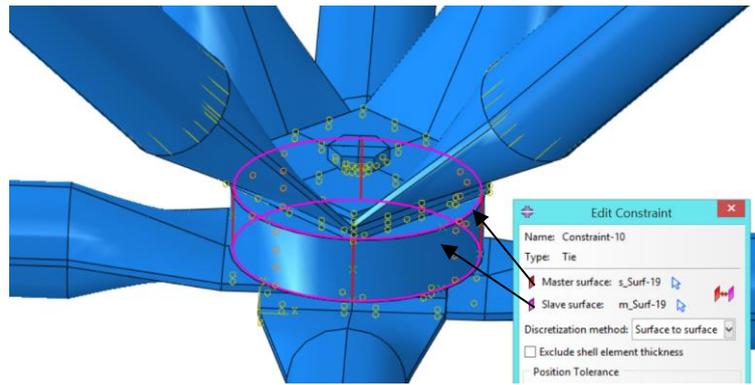
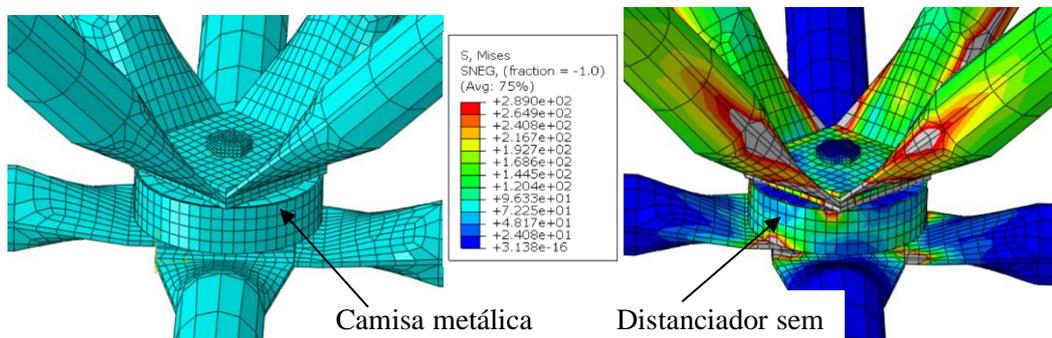
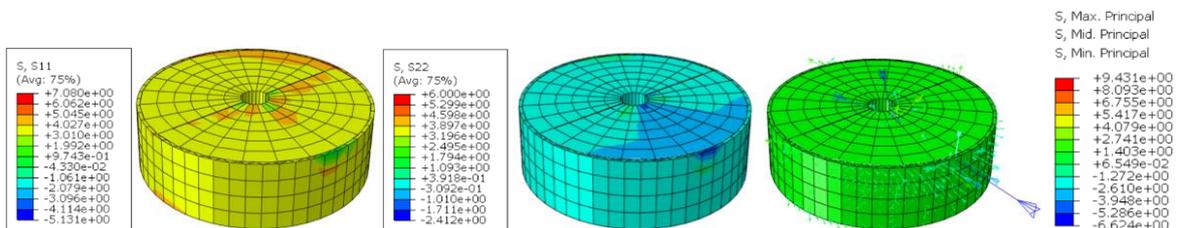


Figura 7.18 – Detalhe do contato usado no concreto encapsulado



(a) Ligação com distanciador com concreto encapsulado e tensões de Von Mises na ligação



(b) tensões no distanciador com reforço da camisa metálica e tensões principais

Figura 7.19– Concreto encapsulado com tubo de aço de 1,00 mm de espessura

Embora a fibra de aço adicionada ao concreto não foi capaz de suportar as tensões solicitantes no distanciador, uma nova solução foi proposta a partir do modelo numérico que se mostrou, viável a utilização do concreto encapsulado sem fibra. As tensões nos distanciadores ficaram menores com a interação entre camisa de aço com espessura de 1,00 mm, compatível com espessura de aço formado a frio disponível na indústria. O uso da modelagem com XFEM utilizando o ABAQUS, baseado na mecânica da fratura demonstrou que é uma ferramenta bastante útil no desenvolvimento de simulações numéricas a partir dos dados da G_F obtidos no ensaio experimental das vigas de 4 pontos.

8. NOVOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM TRELIÇAS

8.1. GENERALIDADES

Através da realização dos onze ensaios experimentais com treliças tridimensionais de 9.00 m x 6.00 m no laboratório da UFCA foi possível identificar que o distanciador de concreto embora, teve um custo menor na fabricação do elemento, contudo, não se mostrou viabilidade na sua aplicação devido a falha na treliça. Já o estudo numérico com XFEM demonstrou que se for colocado uma camisa metálica ao menos na parede do distanciador (espessura de 22 mm), o dispositivo não terá mais problemas com fissuras.

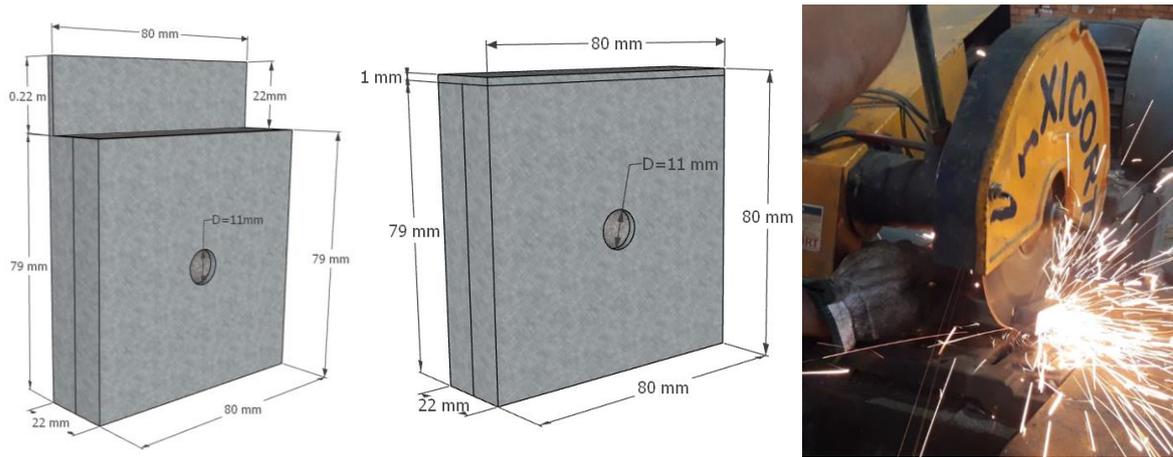
Portanto, quatro novos ensaios com treliças tridimensionais foram realizados na Universidade de Brasília UnB, no Laboratório de Estruturas- LBEST-UnB, a fim de testar os novos distanciadores. Dois novos protótipos foram ensaiados, para manter as variáveis de comparação, foi utilizado tubo de aço com espessura de 0,95 mm, adquiridos com recursos do próprio autor no Grupo Gravia Metalurgia indústria de perfil de aço Ltda., em Brasília, com procedimentos de fabricação do tubo apresentados no Capítulo 4 Item 4.2.

Os ensaios com as ligações típicas isoladas apresentadas no Capítulo 5, evidenciaram que a proposta de colocar uma chapa reentrante na ligação típica possui condições de resistir os esforços causados pela estampagem em conjunto com a excentricidade na ligação típica. A chapa reentrante teve papel fundamental no reforço, porque aumentou a rigidez na zona fragilizada pelo amassamento da barra. Por isso, dois novos ensaios com a ligação típica nas treliças tridimensionais foram também realizados. Em suma, quatro novos ensaios motivaram a execução dos protótipos.

8.2. ENSAIOS EXPERIMENTAIS DOS QUATRO PROTÓTIPOS

8.2.1. Procedimentos experimentais e montagem do Protótipo LTDCEA

As barras entregues no LABEST foram cortadas e dobradas seguindo as mesmas dimensões das barras ensaiadas na UFCA. Inicialmente, foram fabricados os distanciadores com concreto encapsulado, os procedimentos de execução dos distanciadores foram apresentados no Capítulo 5 no subtítulo 5.2 utilizado como distanciadores das ligações isoladas LTDCE. Devido a facilidade de soldar e depois cortar o perfil em aço formado a frio (U80,0 m x 20,0 m x 1,00 mm). Optou-se pelo encamisamento de todo distanciador que já serviu de forma para o concreto. A Figura 8.1 mostra os procedimentos para concretagem do distanciador.



(a) Dimensões do distanciador com concreto encapsulado com corte do perfil no policorte



(b) 56 formas dos Distanciadores com parafuso central e na sequência concretagem

Figura 8.1 – Concretagem dos distanciadores de concreto encapsulado

Para realização da estampagem das barras foi construído uma bancada com uma prensa hidráulica manual com capacidade de 30,0 kN. De modo, que a barra encaixava no gabarito com comprimento de 53,0 mm, e logo depois era realizado o amassamento da barra formando uma zona de transição no tubo (região estampada) de 70,0 mm. Na Figura 8.2 é apresentado os passos de corte e dobra das barras para realização dos ensaios experimentais.



(a) Corte das barras com comprimento 1500 mm



(b) Acabamento na extremidade das barras e armazenamento



(c) Procedimentos para realização da estampagem das barras



(d) Execução da inclinação de 45° nas barras das diagonais



(e) Barras prontas para execução da montagem das treliças tridimensionais

Figura 8.2 – Preparação das barras para montagem das treliças com distanciadores

Para realização dos ensaios experimentais das quatro treliças tridimensionais foi necessário primeiramente a realização dos apoios. Para marcar o gabarito no piso do laboratório, utilizou-se um nível à Laser GCL 2-15 G da Bosch. Em cada um dos quatro apoios foram fixados com dois blocos de concreto com dimensão de 1,00 m x 1,00 m x 0,50 m.

O assentamento e nivelamento dos blocos foi realizado com a cal hidratada. Em cima dos blocos foi fixado um perfil metálico W 250x73,0 com altura de 800 mm por meio de uma chapa de base com dimensão de 250,0 mm x 300,0 mm com espessura de 8,0 mm soldada na extremidade do perfil. Sendo, fixada no bloco com quatro parafuso de 10,0 mm de diâmetro e com 100,0 mm de comprimento, inserido no bloco com adesivo de epóxi com alta resistência da Sikadur® Epóxi. Na Figura 8.3 é mostrado o desenvolvimento das etapas construtivas dos apoios da treliça tridimensional.



(a) Locação dos blocos de concreto



(b) Assentamento dos blocos de concreto com cal hidratada



(c) Perfis W 250x73,0 fixados dos nos blocos de concreto com a conferência do nível

Figura 8.3 – Procedimentos para montagem dos apoios da treliça tridimensional

A definição do protótipo ensaiado com distanciador de concreto teve a seguinte nomenclatura: Ligação Típica com Distanciador de Concreto Encapsulado com Aço – LTDCEA. A Tabela 8.1 mostra as dimensões das barras utilizadas no protótipo LTDCEA.

Tabela 8.1 – Detalhes dos protótipos ensaiados no laboratório - LABEST

Tipo de Protótipo	Modelo da Ligação	Tamanho (cm)	Elemento (mm)			Distanciador (mm)
			Banzo inferior	Banzo superior	Diagonal	
PROT 12	LTDCEA 1	900x600	58Ø 38 × 1500	38Ø 38 × 1500	96Ø 38 × 1500	22,00
PROT 13	LTDCEA 2		58Ø 38 × 1500	38Ø 38 × 1500	96Ø 38 × 1500	22,00

Para montagem da treliça foi utilizado as mesmas especificações de parafuso dos onze protótipos realizados na UFCA, com M8.8 com padrão ASTM A307. A Figura 8.4 mostra a montagem do protótipo LTDCEA, que correu no piso do laboratório após conferência do torque nos parafusos foi içada para posição de ensaio através da ponte rolante.



(a) Detalhe das diagonais montadas no piso do laboratório



(b) Protótipo LTDCEA montada no piso do laboratório



(c) Detalhe das ligações com LTDCEA



(d) Içamento do protótipo LTDCEA com a ponte rolante



(e) LTDCEA na posição de ensaio

Figura 8.4 – Etapas da montagem do protótipo LTDCEA

8.2.1. Ligação típica com chapa reentrante

Proposta de correção da excentricidade motivou diversas pesquisas não só no Brasil mais em outros países também. Alguns pesquisadores fizeram propostas de soluções das ligações típicas, mas mantendo o problema da excentricidade na ligação, em alguns casos houve ganho de resistência na estrutura. Nessa pesquisa, também é realizado um reforço na ligação típica, especificamente na zona estampada apenas nas diagonais. A chapa reentrante utilizada previamente nos protótipos de ligações isoladas denominadas de LTCR

apresentaram um ganho de aproximadamente 43% em relação a LTE. Logo, a ligação típica com chapa reentrante também será ensaiada em escala real no protótipo com dimensão de 9,00 m x 6,00 m. A nomenclatura adotada será de: Ligação Típica com Chapa Reentrante na Estampagem – LTCRE. A Tabela 8.2 apresenta as características do protótipo LTCRE.

Tabela 8.2 – Detalhes dos protótipos LTCRE ensaiados no laboratório - LABEST

Tipo de Protótipo	Modelo da Ligação	Tamanho (cm)	Elemento (mm)			Distanciador (mm)
			Banzo inferior	Banzo superior	Diagonal	
PROT 12	LTCRE 1	900x600	58Ø 38 × 1500	38Ø 38 × 1500	96Ø 38 × 1500	22,00
PROT 13	LTCRE 2		58Ø 38 × 1500	38Ø 38 × 1500	96Ø 38 × 1500	22,00

Na ligação LTCRE utilizou o mesmo reforço da LTCR conforme apresentado no Capítulo 5 no subitem 5.2 nas características da ligação LTCR onde foi introduzido na região da estampagem das diagonais uma chapa retangular reentrante em aço ASTM A36 laminada a quente com espessura de 3,75 mm, e soldada na MIG. Na Figura 8.5 apresenta as etapas para o reforço da ligação típica.



(a) Corte da barra da diagonal para execução do reforço com a chapa reentrante



(b) Processo de soldagem das diagonais



(c) Barras dos banzos e diagonais do protótipo LTCRE



(d) Detalhe do acabamento da solda nas barras da diagonal do protótipo LTCRE



(e) Vista superior e inferior da ligação LTCRE



(f) Vista da lateral da ligação LTCRE



(g) Chapa reentrante da conexão típica LTCRE



(h) Diagonal da barra da treliça com chapa reentrante em diferentes posições



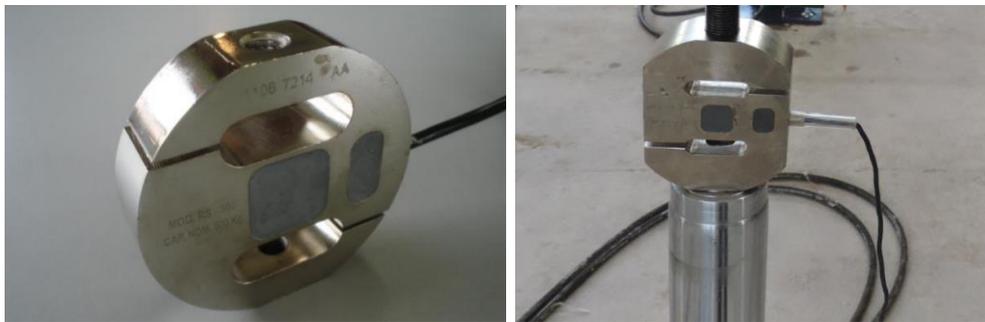
(i) Protótipo LTCRE na posição de ensaio

Figura 8.5 – Montagem da treliça tridimensional com LTCRE

8.2.2. Instrumentação dos protótipos

Para realização da aquisição de dados dos 4 ensaios experimentais com o protótipo LTDCEA1 e LTDCEA1; LTCRE1 e LTCRE. Foi utilizado quatro atuadores hidráulicos com posições semelhantes aos instalados no Laboratório da UFCA. A célula de carga utilizada foi da marca EXCEL modelo CARGA RS, foi a mesma utilizada nos ensaios experimentais na UFCA. Cujas leituras da célula ocorrem com obtenção das forças no sentido de tração / compressão. Sua atuação é ao longo do eixo formado por suas roscas de fixação, superior e inferior. Em que uma parte é acoplada ao atuador hidráulico e outra no cabo de aço de múltiplos filamentos com diâmetro de 6,30 mm que passa dentro de um furo no bloco de madeira de angelim com dimensão de 80,0 mm x 80,0 mm x 150,0 mm, que distribui a força para ligação típica. A célula possui roscas internas para fixação dos dois parafusos de ambos os lados de 20,0 mm, foi construída em aço de baixa liga, com tratamento térmico e propriedades mecânicas controladas, apresentando perfil com a forma de “S” com capacidade de força de 50,0 kN. O sistema de aquisição de dados utilizado foi o Catman da HBM com uso de dois módulos do Spider 8. Foi instalado nos protótipos 4 LVDT's com comprimento do cursor de leitura do sensor com 50 mm. Um tripé de alumínio com dupla

trava foi utilizado como dispositivo auxiliar para fixar a base magnética do LVDT. De modo, que durante o ensaio os LVDT's foram reposicionados várias vezes até completar os passos de forças necessários para induzir o colapso dos protótipos. Assim, o sentido de aplicação das cargas ocorreu no mesmo sentido da força gravitacional, de forma que a estrutura foi puxada para baixo pelos macacos hidráulicos que foram fixados no piso do laboratório. A Figura 8.6 mostra as etapas de instrumentação dos protótipos, com os equipamentos utilizados. Cada ensaio teve duração de aproximadamente 100 minutos, equivalentes a 50,0 passos de força de 0,24 kN, a frequência de armazenamento de dados foi configurada no Catman para 1 Hz em cada ensaio.



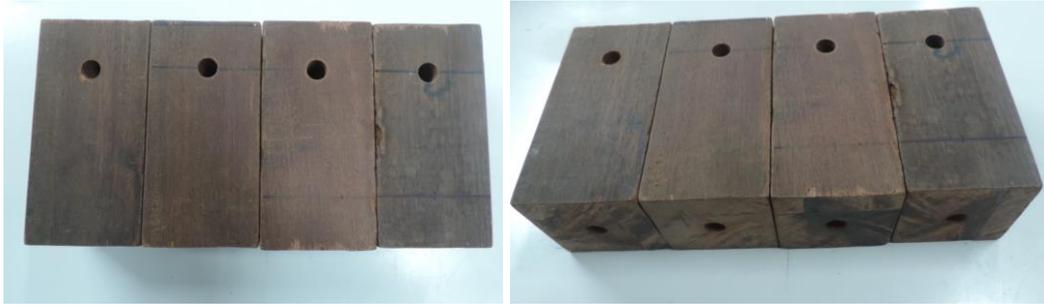
(a) Célula de carga utilizada nos ensaios experimentais fixada na extremidade do atuar



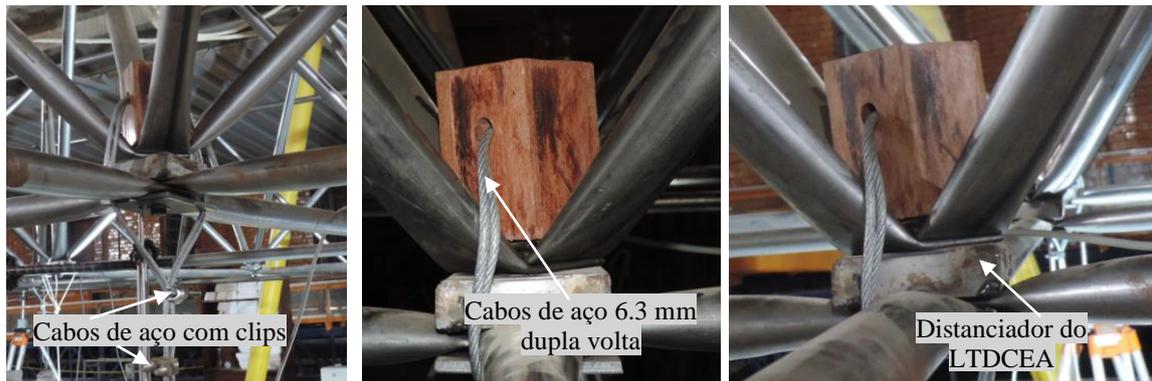
(b) Posicionamento dos atuadores hidráulicos e fixação no piso do laboratório



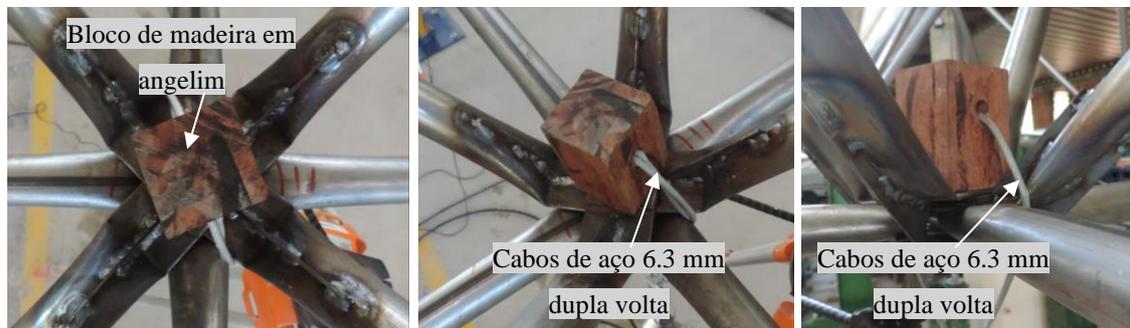
(c) Execução do furo na madeira angelim para encaixe no parafuso da ligação



(d) Furo embaixo do elemento para encaixe no parafuso e furo lateral para passagem do cabo de aço que foi clipado na extremidade da célula de carga



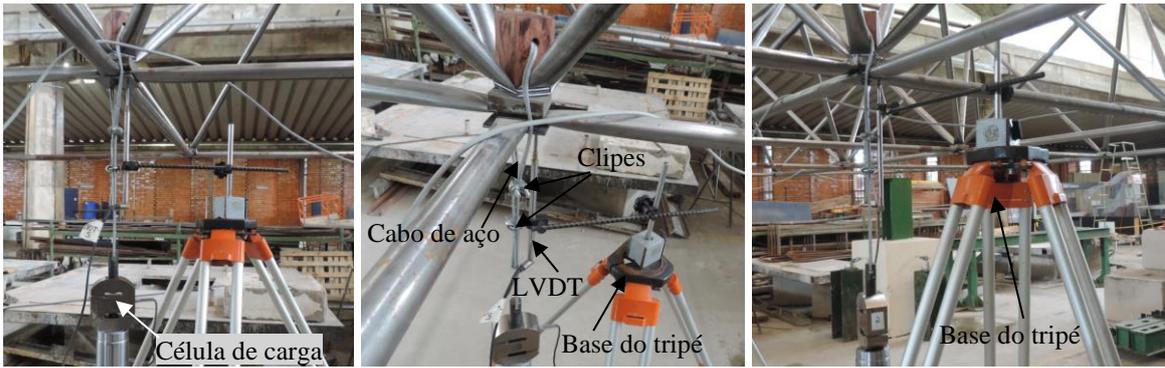
(e) Detalhe da madeira de angelim utilizada na ligação para transferência de força



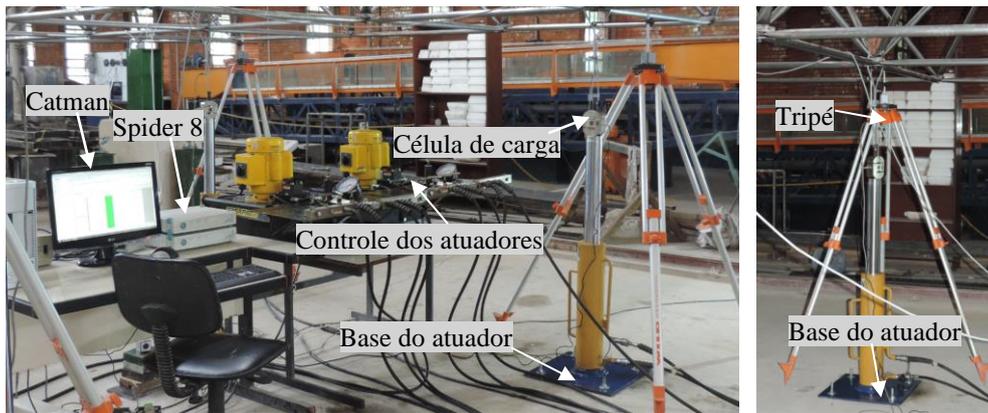
(f) Vista superior do mecanismo para de transferência de força do atuador para o protótipo



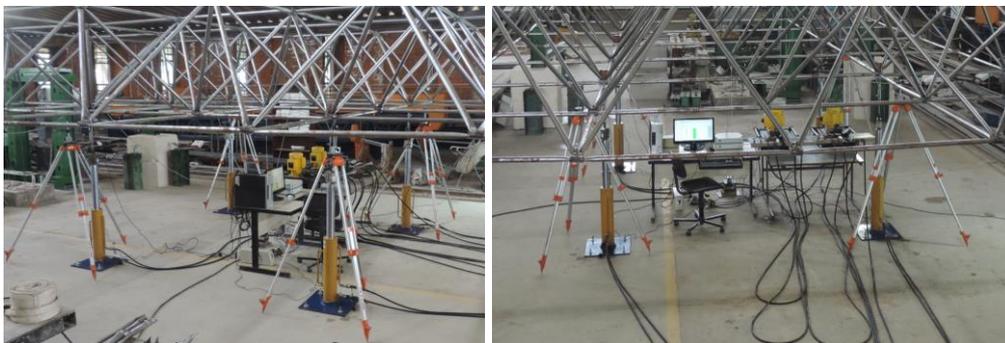
(g) Posicionamento dos LVDT's nas ligações típicas para leitura dos deslocamentos



(h) LVDT instalado na base do tripé para posicionamento na ligação para leitura



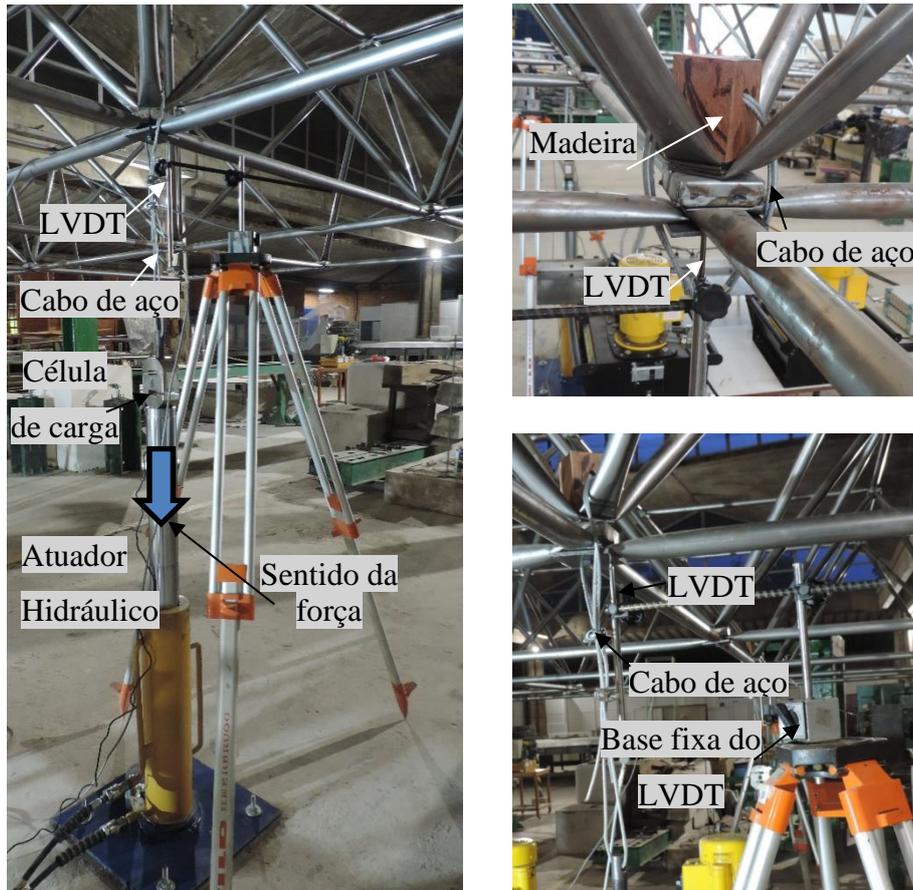
(i) Detalhes da realização das leituras de força vs. deslocamento



(j) Protótipo LTDCEA durante a realização do ensaio experimental



(k) Deflectômetros posicionados para verificar possíveis deslocamentos dos blocos



(1)

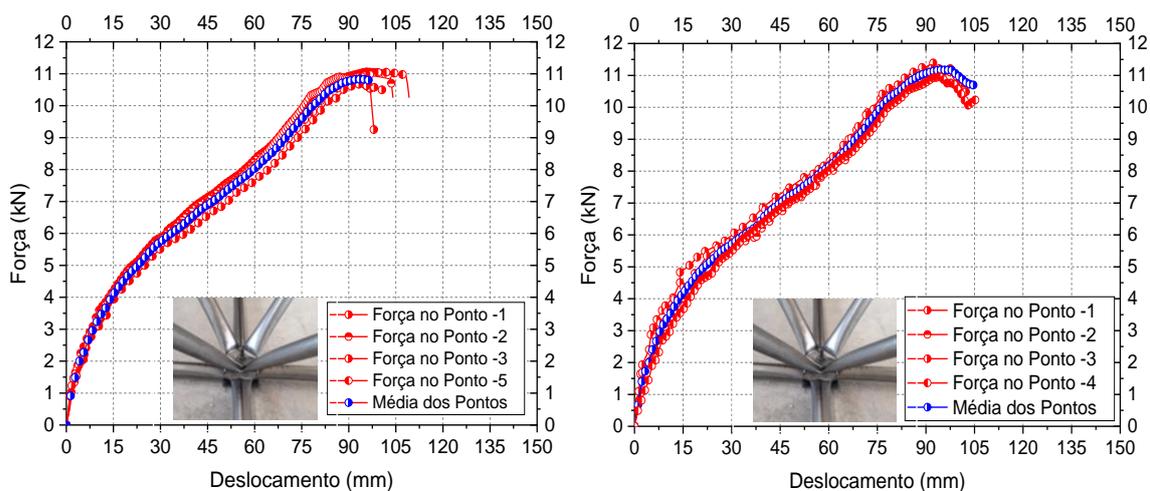
Figura 8.6 – Instrumentação dos protótipos LTDCEA e LTCRE

8.2.3. Resultados da Ligação Típica LTDCEA

O ensaio experimental com a ligação típica com distanciador de concreto encapsulado conseguiu resistir o fluxo de tensões e não apresentou nenhum sinal de ruptura após o ensaio experimental. Além disso, os protótipos com LTDCEA1 e LTDCEA2 a ruptura foi caracterizada pela instabilidade das barras comprimidas do banzo superior. Conforme foi evidenciado no modelo numérico com XFEM o distanciador com a camisa metálica com uma chapa de apenas 1,00 mm de espessura conseguiu confinar o concreto e contribuir para o elemento resistir as tensões solicitantes. Nota-se, que o distanciador com reforço possuiu um custo de fabricação muito menor que os outros distanciadores, cujo, valor final considerando apenas os custos diretos ficou em R\$ 2,57 (Preço obtido em 2020) resultando num aumento de 37,43% devido os serviços de serralheira, mas, contudo, apresentou uma redução de 12,06% em relação distanciador de com fibra de sisal que havia sido o mais em conta da série realizado na UFCA.

Concernente a eficiência estrutural da LTDCEA, a estrutura demonstrou capacidade de carga muito próxima dos protótipos ensaiados na UFCA, embora mudou o sistema de aquisição de dados, mas os resultados mantiveram a coerência. Isso, se deve também pela utilização da mesma célula de carga em todos os ensaios, em conjunto com a espessura da chapa de aço que mante em todos os experimentos desta pesquisa com espessura de 0,95 mm. Um outro ponto importante, foi a utilização dos atuadores hidráulicos do Laboratório de Infraestruturas da Universidade de Brasília – INFRALAB. Que foram os mesmos modelos utilizados nos ensaios na UFCA fabricados pela HIDRAUMON Ltda. Mantendo, portanto, as mesmas condições de aplicação de força e leitura por meio da célula de carga utilizada no ensaio na UFCA. Assim, o comportamento da estrutura pôde ser obtido com similaridade com a UFCA.

Nos distanciadores dos protótipos LTDCEA, não foi preciso incluir a fibra de aço no concreto, isso facilitou a concretagem do elemento. O concreto utilizado foi o SikaGrout® que apresentou resistência à compressão acima dos 50,0 MPa. Nos ensaios dos protótipos LTDCEA a resistência média foi de 1,13 kN com deslocamento médio correspondente de 101,63 mm. No protótipo LTDCEA1 a força última média foi de 11,05 kN com deslocamento de médio de 104,06, a Figura 8.7 (a) mostra o gráfico força vs. deslocamento do ensaio. Já com relação ao segundo ensaio a capacidade resistente do protótipo LTDCEA2 foi de 11,21 kN e com deslocamento médio de 98,76 mm, a Figura 8.7(b) apresenta o comportamento da estrutura por meio do gráfico força vs. deslocamento.



(a) Ensaio com ligação típica LTDCEA1

Ensaio com ligação típica LTDCEA2

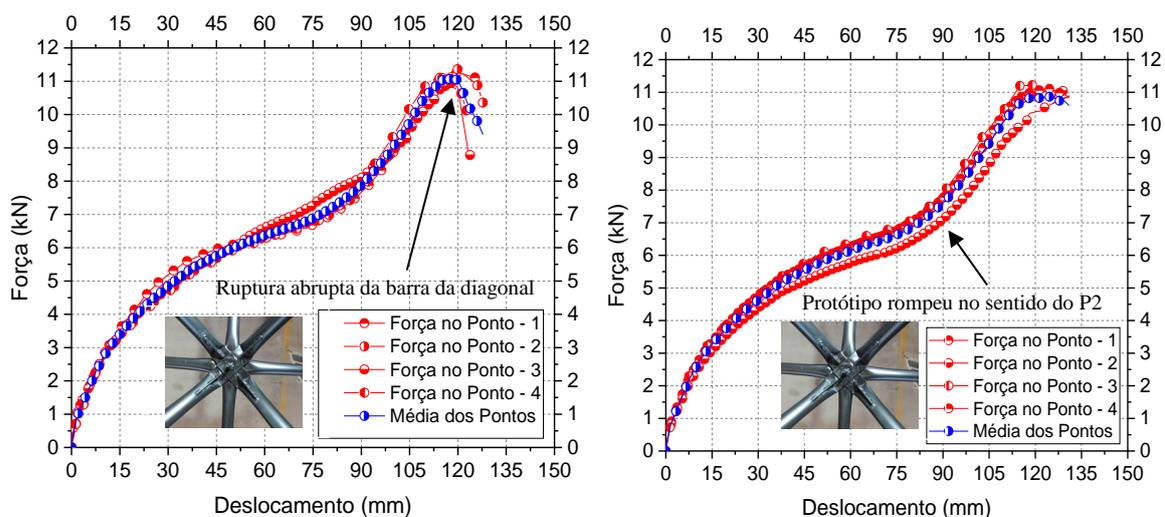
Figura 8.7 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTDCEA

8.2.4. Resultados da Ligação Típica LTCRE

Os dois ensaios realizados com os protótipos LTCRE1 e LTCRE2 apresentaram resultados finais com intensidade de força bem próximos, mas o comportamento da força vs. deslocamento de cada um dos protótipos, se mostraram uma pequena diferença de rigidez para o mesmo valor de carregamento entre os passos de força de 6,0 kN a 10,0 kN, respectivamente. A força última média foi de 104,81 kN com deslocamento de 123,45 mm.

O protótipo LTCRE1 apresentou força última de 11,03 kN com deslocamento de 124,81 mm, o modo de ruptura foi por instabilidade na barra comprimida do banzo superior. A Figura 8.8 (a) mostra a relação força vs. deslocamento do primeiro ensaio com LTCRE1. No segundo protótipo LTCRE2 a estrutura apresentou uma maior rigidez até atingir a força de 6,0 kN, foi observado também que a estrutura apresentou pouca diferença entre os pontos de leitura da força vs. deslocamento. A força última registrada no protótipo LTCRE2 foi de 11,08 kN com deslocamento médio entre os quatro pontos de leitura de 122,09 mm.

A Figura 8.8 (b) mostra o gráfico de força vs. deslocamento para o protótipo LTCRE2. No primeiro ensaio a estrutura colapsou de forma abrupta com instabilidade da barra diagonal. Já no segundo ensaio a ruptura ocorreu na barra do banzo superior. Nos ensaios da LTCRE não foi identificado a ruptura na extremidade da barra da diagonal de apoio próximo a ligação típica. Contudo, foi observado que de todas as treliças ensaiadas que apresentaram eficiência a LTCRE apresentou os maiores deslocamentos superando até a LTI.



(a) Ensaio com ligação típica LTCRE1

(B) Ensaio com ligação típica LTCRE2

Figura 8.8 – Resultados dos ensaios dos protótipos tipo LTCRE

Na Figura 8.9 é mostrado os modos de colapso dos dois protótipos LTDCEA. Por outro lado, a Figura 8.10 mostrados os modos de colapso das ligações LTCRE. Em nenhuma das séries de ensaio foi constatado o deslocamento dos blocos de reação.



(a) Primeiro ensaio com LTDCEA1 com ruptura da barra do banzo comprimido



(b) Vistas do colapso da LTDCEA1



(c) Vistas do colapso da LTDCEA1 com detalhe do banzo comprimido que rompeu



(d) Vistas geral do colapso da LTDCEA1



(e) Diferentes vistas dos banzos superiores do protótipo LTDCEA1



(f) Vista com identificação das barras que romperam por instabilidade



(g) Vista geral do segundo ensaio com os protótipos LTDCEA2



(h) Modos de ruptura dos protótipos LTDCEA2



(i) Vista dos distanciadores no segundo ensaio com os protótipos LTDCEA2



(j) Visão geral do ensaio e detalha do deflectômetro no bloco que não apresentou nenhum deslocamento durante os ensaios experimentais

Figura 8.9 – Ensaios experimentais com LTDCEA1 e LTDCEA2



(a) Vista do colapso da diagonal do apoio, mas a ligação típica não apresentou rotação na seção mostrando que o reforço com a chapa reentrante conseguiu evitar a rotação da ligação típica, no ensaio LTCR1



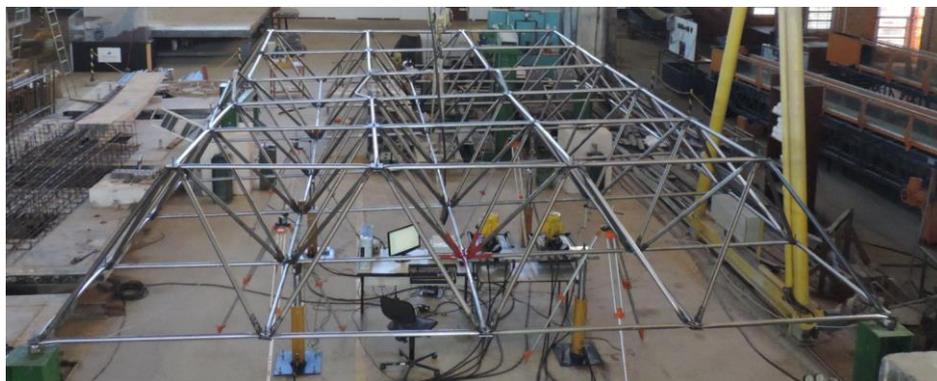
(b) A chapa reentrante não permitiu que houve rotação da seção estampada LTCR1



(c) Ruptura da diagonal sem ocorrer falha na ligação típica LTCR1



(d) Visão geral sobre o colapso da ligação típica LTCR1



(e) Modo de colapso da LTCR-02



(f) Vista dos banzos superiores da LTCR2 com ruptura por instabilidade



(g) Ligações típicas LTCR2 com rotação nas ligações intermediárias



(h) Visão geral dos modos de colapso das barras dos banzos superiores



(i) Visão superior dos modos de colapso das barras sob compressão axial



(j) Vista lateral dos modos de colapso e vista da flecha devido o colapso da LTCR2



(k) Vista frontal do protótipo LTCR2 e vista do bloco com os deflectômetros



(l) Deflectômetros após a realização dos ensaios experimentais dos protótipos LTCR2

Figura 8.10 – Fotográficas dos ensaios experimentais dos protótipos LTCR1 e LTCR2

Os ensaios com as ligações típicas LTDCEA1 e LTDCEA1 apresentaram o mesmo mecanismo de ruptura. Caracterizada no vão central submetidas aos maiores esforços de compressão axial. Diferentemente, dos ensaios realizados na UFCA, os distanciadores com a camisa de aço não apresentaram nenhum sinal de ruptura. Os protótipos com LTCR1 e LTCR2 por sua vez, não apresentaram colapso local na ligação típica mostrando que a chapa reentrante com 4 vezes a espessura do tubo conseguiu combater as rotações da seção estampada e apresentou ruptura nas barras por instabilidade.

A Tabela 8.3 mostra o resumo da capacidade resistente de cada ensaio experimental associado com custo de fabricação de cada uma dos distanciadores e das novas ligações, bem como o peso total de cada um.

Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios com relação dos pesos e custos das ligações

Protótipo Ensaiado	Força última (kN)	Deslocamento (mm)	Peso do distanciador (kN)		Valor
			Unitário	59 distanciadores	Unitário (R\$)
LTI1	7,72	125,00	-	-	-
LTI2	8,00	126,80	-	-	-
LTDA1	11,12	106,00	0,0081	0,469	R\$ 13,88
LTDA2	11,01	105,00			
LTDFS1	11,25	98,00	0,0020	0,113	R\$ 2,88
LTDFS2	11,21	112,00			
LTDP1	10,80	123,87	0,0025	0,147	R\$ 4,60
LTDP2	10,53	120,00			
LTDFV1	11,63	101,25	0,0023	0,135	R\$ 3,72
LTDFV2	11,67	105,00			
LTDCFA	9,72	132,00	0,0027	0,159	R\$ 1,87
LTDCEA1	11,21	98,76	0,0029	0,171	R\$ 2,57
LTDCEA1	11,05	104,06			
LTCRE1	11,08	122,06	0,0035	0,206	R\$ 4,46
LTCRE2	11,03	124,81			
STQC	54,61	8,52	0,027	-	R\$ 542,00
STOTC	57,19	12,42	0,023	-	-

A ligação STQC apresenta um comportamento mais rígido em relação as ligações típicas. Os ensaios com as ligações isoladas mostraram que a ligação proposta (STQC) aumentou a capacidade de carga do protótipo em 81,73%. Contudo, o custo de fabricação de uma ligação é quase 40,0 vezes maior que a ligação LTDA. Por isso, que a ligação típica é amplamente utilizada. A correção da excentricidade com o distanciador de concreto encapsulado apresentou o melhor comportamento, juntamente com distanciador de fibra de vidro. Assim, o distanciador de concreto encapsulado do protótipo LTDCEA foi o que teve o menor custo para fabricação.

9. CÁLCULO RESISTENTE DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS

Este capítulo tem como objetivo calcular a capacidade resistente das barras dos protótipos ensaiados. É comentado o uso dos distanciadores nas ligações típicas e também a chapa reentrante usada como reforço na ligação típica. É comparado o valor da força de projeto sem considerar os coeficientes de majoração com os resultados experimentais. Para o cálculo das barras submetidas à compressão, foi proposto a utilização do fator de redução devido a estampagem da barra, obtida nos ensaios experimentais de barras isoladas. Por fim, foi calculado a resistência última dos protótipos levando em consideração a excentricidade na ligação, conforme proposto por Freitas (2008).

Para efeito de cálculo foi realizado modelo numérico através do programa comercial SAP2000, que é fundamentado no método dos elementos finitos e possui uma interface interativa, sendo utilizado para elaboração em projetos estruturais. Os protótipos foram discretizados com elementos de barra, não considerando as imperfeições geométricas nem as excentricidades nem as não linearidades físicas e geométricas, caracterizadas pelo amassamento das extremidades das barras e pelos modos de ruptura. As análises foram feitas considerando apenas o comportamento elástico do material, para calcular as forças distribuídas nas barras de forma linear, para então fazer as verificações de normas.

9.1. MODELO COM SAP2000 COM ELEMENTO DE BARRA

Dois modelos de treliças tridimensionais foram discretizados. No primeiro modelo considerou a força aplicada nos pontos nodais de 7,86 kN, resultado médio dos ensaios com ligação típica sem uso de distanciadores denominada de LTI. Outra ligação típica foi modelada considerando também “nós ideais” com carga de 11,13 equivalente ao valor da força última média de todos os protótipos com reforços, ou seja, as treliças com distanciadores e com a chapa reentrante. Esses dois modelos tiveram a finalidade em determinar de forma linear a distribuição dos esforços entre as 196 barras das treliças.

9.1.1. Elemento de barra (FRAME)

Para a discretização das barras foi utilizado o elemento “FRAME”. Disponível na biblioteca do SAP2000, o elemento “FRAME” é um elemento de barra esse elemento é definido com dois nós, tendo seis graus de liberdade por nó (deslocamentos: U_X , U_Y e U_Z e rotações: Rot_X ,

RotY e RotZ) no modelo 3D ou dois graus de liberdade por nó (deslocamentos: UX e UY e rotações: RotX e RotY) no modelo 2D. A Figura 9.1 mostra a geometria e sistemas de coordenadas.

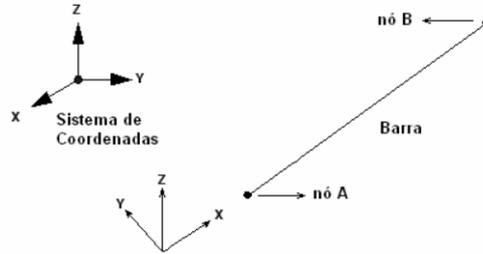


Figura 9.1 – Elemento de Barra (FRAME) disponível na biblioteca do SAP2000

Na discretização da estrutura treliçada tridimensional constituída com nó ideal foram utilizados 192 elementos de barra (FRAME), com um total de 59 nós. Com restrições de translações em U_x , U_y e U_z foram estabelecidos nos nós 1, 5, 31 e 35. Quatro carregamentos verticais foram aplicados nos nós: 12, 14, 22, e 24. Observe na Figura 9.2, a discretização e o detalhe da numeração dos nós e elementos. Em todos os modelos admitiu-se módulo de elasticidade de 205 kN/mm^2 peso específico do material de $7,7 \times 10^7 \text{ kN/mm}^2$ e coeficiente de Poisson de 0,3.

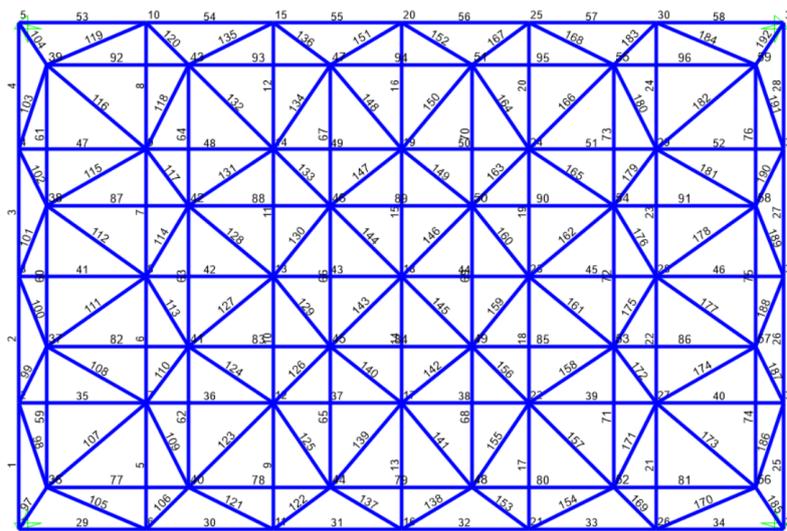
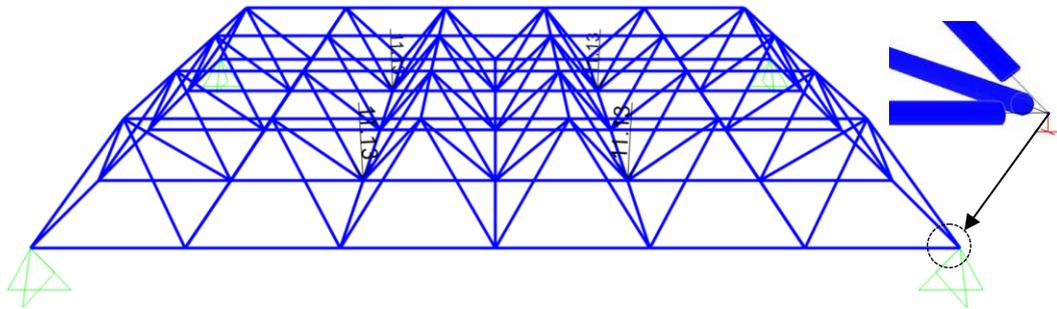


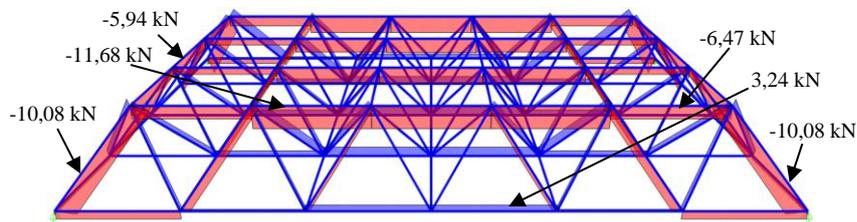
Figura 9.2– Modelo discretizado no SAP2000 com força do protótipo LTI e LTDFV

Os resultados para cada um dos modelos estão apresentados no gráfico que relaciona o número de barras com os esforços axiais lineares. A Figura 9.3 mostra a aplicação de carga

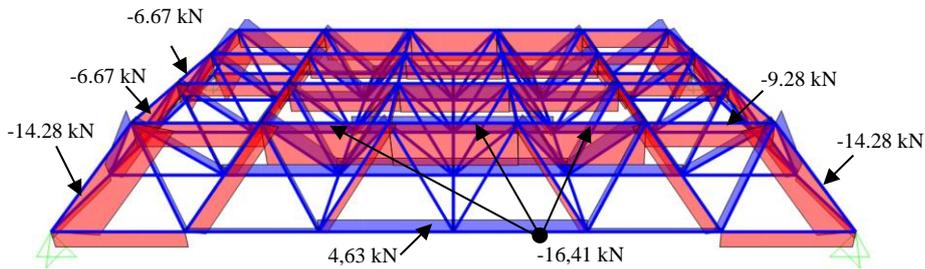
nodal no modelo com a força de 11,13 kN referente ao modelo LTD. Também mostrado no diagrama de cores os esforços axiais em cada uma das barras de cada um dos protótipos.



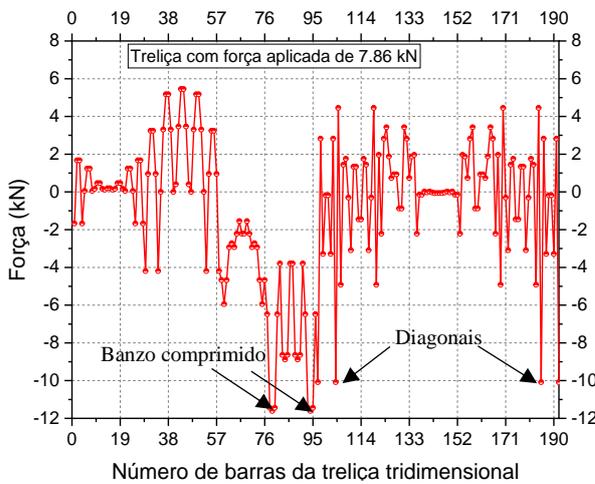
(a) Força nodal aplicada com intensidade de 11,13 kN



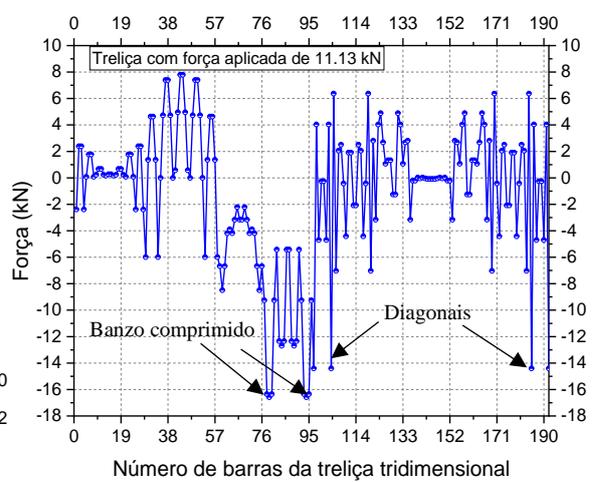
(b) Resultados do modelo com força de 7,86 kN da LTI



(c) Resultado da modelagem do protótipo com força nodal de 11,13 kN



(d) Esforços axiais nas barras da LTI



(e) Esforços axiais de 11,13 kN

Figura 9.3 – Esforços axiais nas barras das treliças modeladas via SAP2000

9.2. CÁLCULO SEGUNDO A NORMA (AISC LRFD, 2016/ NBR8800, 2008)

Inicialmente, as resistências dos tubos ensaiados foram apresentadas no Capítulo 4 no subtítulo 3.2 com resistência de 198,0 MPa. Entretanto, no Capítulo 6 no subitem 5.3 3.2 a resistência a tração das amostras foi obtida com valor de 238,0 MPa. Como foi utilizado as barras com tensão de escoamento do aço de 238,0 MPa em onze treliças tridimensionais, foi adotado este valor para verificação da resistência de norma.

A tensão de escoamento do material “ f_y ” é igual a 23 kN/cm² e o módulo de elasticidade “ E ” é igual a 20000 kN/cm². O raio de giração “ i ” igual a 1,31cm, o comprimento de flambagem “ L ” é igual a 145 cm e o coeficiente de flambagem “ K ” considerou igual a 1. Aplicando a Equação Eq. (9.1) do (AISC, 2016), tem-se o parâmetro de esbeltez “ $\bar{\lambda}_c$ ” igual a 1,194.

$$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{i} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{3,1415} \cdot \frac{1 \cdot 145}{1,31} \sqrt{\frac{23}{20000}} \rightarrow \bar{\lambda}_c = 1,194 \quad \text{Eq. (9.1)}$$

Conforme apresentado no Capítulo 2.6 da norma americana (ANSI/AISC360, 2016), e verificando a equação Eq. (9.1) como “ $\bar{\lambda}_c$ ” é menor que 1,5 foi aplicado a condição I da equação Eq. (9.2). Obtém-se, o valor do fator de redução associado à resistência a compressão da barra com “ $\chi = 0,550$ ”.

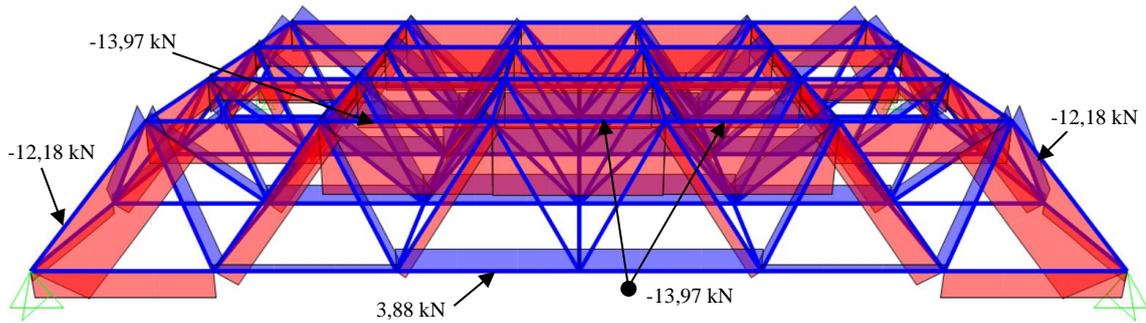
$$I) \bar{\lambda}_c \leq 1,50 \Rightarrow \frac{f_{cr}}{f_y} = \chi = \left(0,658^{\bar{\lambda}_c^2}\right) = \left(0,658^{1,194^2}\right) = 0,550 \quad \text{Eq. (9.2)}$$

$$II) \bar{\lambda}_c \geq 1,50 \Rightarrow \frac{f_{cr}}{f_y} = \chi = \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}_c^2}\right)$$

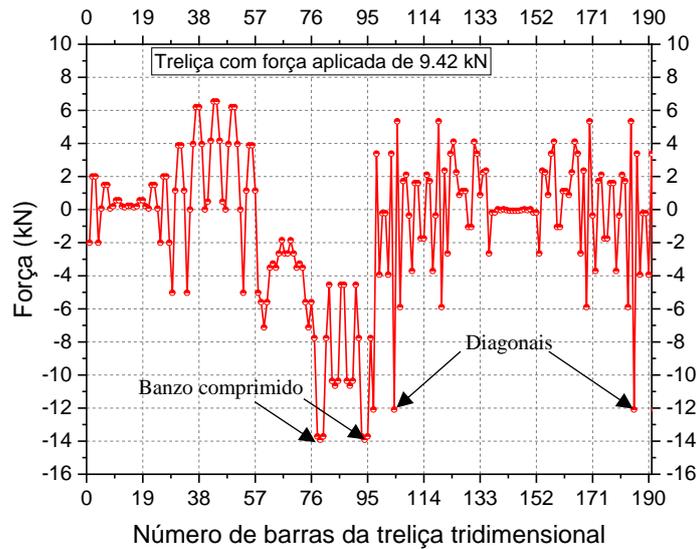
Para considerar a instabilidade local nos elementos componentes de uma seção, o *AISC LRFD* (AISC, 2016) introduz o fator Q , que é função da relação D/t dos elementos. Neste caso foi considerado “ $Q=1$ ”. Já a área bruta do tubo “ A_g ” foi obtido o valor de 1,105 cm² e desconsiderando o coeficiente de minoração do material “ $\gamma = 1$ ” aplicando a Equação Eq. (9.3), a resistência à compressão de projeto “ N_{cRd} ” fica igual a 13,97 kN.

$$N_{cRd} = \frac{\chi Q A f_y}{\gamma} = \frac{0,550 \cdot 1 \cdot 1,105 \cdot 23}{1,00} = 13,97 \text{ kN} \quad p / \quad \gamma = 1,0 \text{ e } Q = 1,0 \quad \text{Eq. (9.3)}$$

A tensão crítica “BCR” equivalente foi de aproximadamente 12,66 kN/cm². O colapso do tubo obtido pela força axial de compressão resistente de cálculo, “ N_{cRd} ” foi de 13,97 kN. Para tanto, por decomposição vetorial, utilizando o modelo de barra discretizado no SAP2000. Para que um elemento da estrutura seja submetido a tal carregamento é necessária uma aplicação de uma força de projeto “ F_d ” nos quatro pontos de 9,42 kN, nos respectivos nós 12, 14, 22, e 24. O resultado dos esforços em cada barra está apresentado na Figura 9.4.



(a) Esforços axiais obtidos no SAP2000 para o “ N_{cRd} ” de 13,97 kN



(b) Esforços axiais em cada uma das 192 barras da treliça tridimensional

Figura 9.4 – Cálculo resistente das barras segundo ANSI/AISC360-16 – LRFD

9.3. CÁLCULO SEGUNDO A NORMA EUROCODE 3

O cálculo de barras axialmente comprimidas no Eurocode 3 passou a usar uma nova formulação desde a atualização de 2004 com relação a versão de 1992, não sendo mais utilizado o parâmetro ρ . Na seção 6.4 do EUROCÓDIGO são apresentadas orientações que

permitem o dimensionamento dos elementos submetidos a força axial de compressão. Tratando-se de tubo de chapa fina, o dimensionamento deve ser realizado por meio do Eurocode 3, (Parte 1-3, 2004). Os procedimentos para o dimensionamento de tubo com parede fina de aço carbono, previstos no Eurocode 3 foram apresentados na revisão bibliográfica no Capítulo 2 no Item 2.8.

Diferente das demais normas citadas, o Eurocode adota o sistema de múltiplas curvas de dimensionamento para o cálculo da força axial de compressão resistente “ $N_{b,Rd}$ ”, onde a curva de resistência a ser adotada à cada caso é obtida em função do tipo de tubo, geometria, tensão de escoamento do aço, tensão residual e fabricação. Primeiramente, o código define como calcular o índice de esbeltez reduzido que depende das classes da seção. A equação Eq. (9.4) mostra que o tubo utilizado nesta pesquisa pertence a classe 1.

$$d / t \leq 50\varepsilon^2 \Rightarrow 38 / 0,95 \leq 51,08 \quad \text{Eq. (9.4)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{23,50 / 23} = 1,010$$

Portanto para tubos pertencentes a classe 1 o coeficiente de flambagem reduzido é dado pela equação Eq. (9.5):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{Ncr}} \quad \text{Eq. (9.5)}$$

Com relação aos fatores de imperfeições para os cinco tipos de curvas normalizadas no EUROCODE 3. O Item 6.3.1.2 da referida norma (EN 1993-1-1) estabelece que o fator de imperfeição “ α ” para tubos de aço carbono o valor utilizado deverá ser de 0,34. O cálculo da resistência da barra está apresentado nas equações: Eq. (9.6) à Eq. (9.10).

$$Ncr = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{3,1415^2 \cdot 20000 \cdot 1,8986}{145^2} = 17,82 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.6)}$$

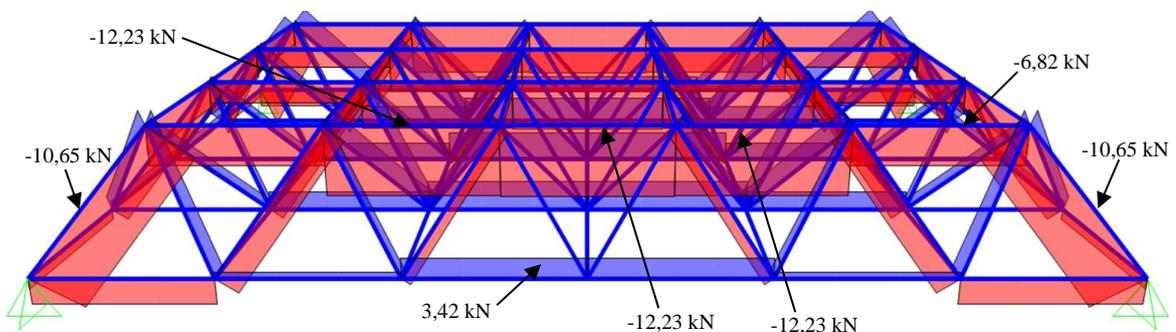
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{Ncr}} = \sqrt{\frac{1,105 \cdot 23}{17,82}} = 1,194 \quad \text{Eq. (9.7)}$$

$$\Phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0,49(1,194 - 0,20) + 1,194^2 \right] = 1,318 \quad \text{Eq. (9.8)}$$

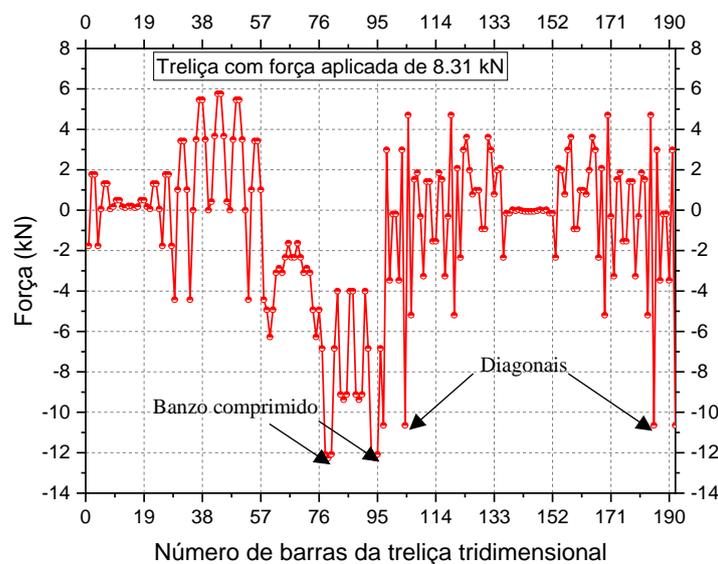
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 = \frac{1}{1,318 + \sqrt{1,318^2 - 1,194^2}} = 0,481 \quad \text{Eq. (9.9)}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,481 \cdot 1,105 \cdot 23}{1} = 12,23 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.10)}$$

Conforme apresentado na Equação Eq. (9.10), a resistência da barra submetida a compressão axial com valor de $N_{b,Rd}=12,23$ kN do EUROCODE 3, equivale a uma força nodal de 8,31 kN. A Figura 9.5 mostra os esforços axiais distribuídos nas barras com força equivalente.



(a) Esforços axiais nas barras sob compressão e tração nas barras



Esforços axiais em cada uma das 192 barras da treliça com base no EUROCODE

Figura 9.5 – Cálculo resistente das barras segundo EUROCODE 3

9.4. CÁLCULO SEGUNDO A NORMA CANADENSE CSA-S16

A capacidade resistente da barra sob compressão axial da treliça tridimensional, foi também calculada com base nas prescrições no código CSA-S16 “*Design of Steel Structures - Canadian Standards Association*” que é baseado baseada em uma coluna totalmente fixada e com uma imperfeição inicial de $L / 1000$ conforme a curva 1P do SSRC conforme mostrado na revisão bibliográfica. Diferentemente das outras normas a norma Canadense não utiliza uma curva de minoração normalizada, a equação para definição da resistência a compressão axial é mais compacta. A resistência de uma barra em compressão, crítica “ Cr ”, com flambagem em torno de qualquer eixo é definida como (Eq. (9.11)):

$$Cr = \phi A f_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad \text{Eq. (9.11)}$$

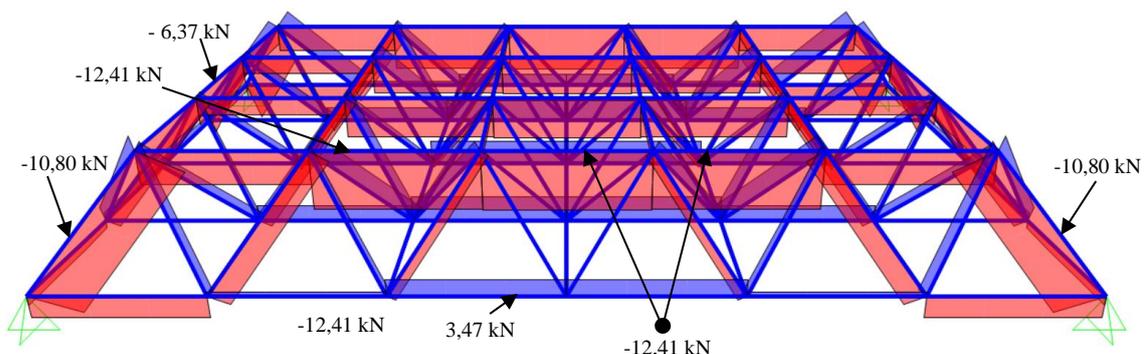
Onde

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}; n = 1,34$$

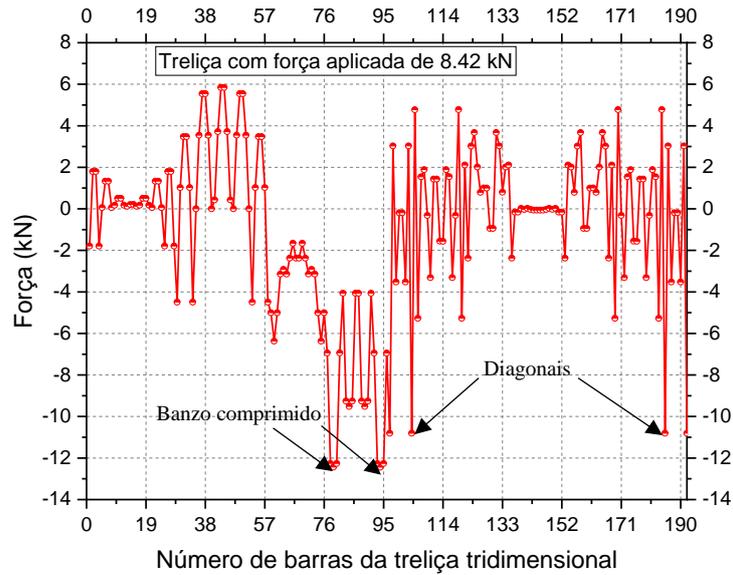
Desconsiderando o fator de minoração de resistência dado por “ $\phi = 1$ ”, e considerando o “ $n = 1,34$ ” para tubos da classe “c” conformados a frio, o coeficiente de flambagem “ K ” igual a 1, e o raio de giração “ r ”, equivalente a 1,31 cm, temos que a resistência crítica “ Cr ” é 12,41 kN mostrado na equação Eq. (9.12):

$$Cr = \phi A f_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} = 1 \cdot 1.105 \cdot (1 + 1,194^{2 \cdot 1,34})^{-1/1,34} = 12,41 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.12)}$$

A resistência à compressão da barra mais solicitada é de $Cr = 12,41$ kN, fazendo a decomposição vetorial por meio do SAP2000 temos que a força aplicada nos quatro pontos nodais é de 8,42 kN. A Figura 9.6 apresenta a distribuição dos esforços axiais nas barras.



(a) Esforços axiais nas barras sob compressão e tração nas barras



(b) Esforços axiais em cada uma das 192 barras da treliça com base no CSA-S16

Figura 9.6 – Cálculo das barras seguindo diretrizes da Norma Canadense CSA-S16

9.5. CÁLCULO SEGUNDO A NORMA ABNT NBR 16239 (2013)

O dimensionamento de barras axialmente comprimidas com perfis tubulares conformados a frio, laminados a quente (sem costura) ou tratados termicamente para alívio de tensões (com ou sem costura), a norma brasileira (ABNT NBR8800, 2008) estabelece as diretrizes para o dimensionamento. Esta norma está de acordo com norma americana ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016). Contudo, como alternativa o fator de redução de barras comprimidas “ χ ” poderá ser determinado conforme 5.1 e 5.2 da norma (ABNT NBR 16239, 2013), respectivamente. Após a determinação do “ χ ” o dimensionamento segue as diretrizes estabelecidas na (ABNT NBR8800, 2008), conforme apresentado na equação Eq. (9.13) até a equação Eq. (9.17).

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{K \cdot L^2} = \frac{3,1415 \cdot 20000 \cdot 1,8986}{1 \cdot 145^2} = 17,80 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.13)}$$

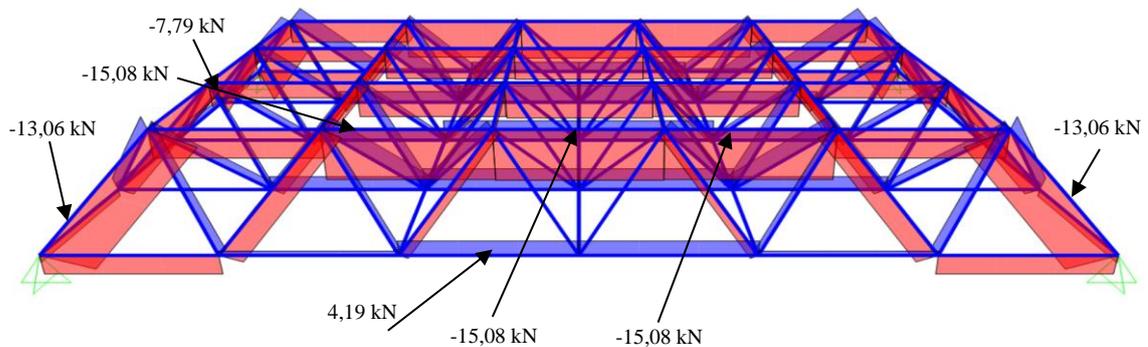
$$Q = \text{if} \left(\frac{D_{ext}}{t} \leq \frac{0,11E}{f_y}, 1, 0, \text{if} \left(\frac{D_{ext}}{t} > 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} \cdot \text{"ñk"}, \frac{0,038}{t} \cdot \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \right) \right) = 1 \quad \text{Eq. (9.14)}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{Ne}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 1,105 \cdot 23}{17,80}} = 1,195 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.15)}$$

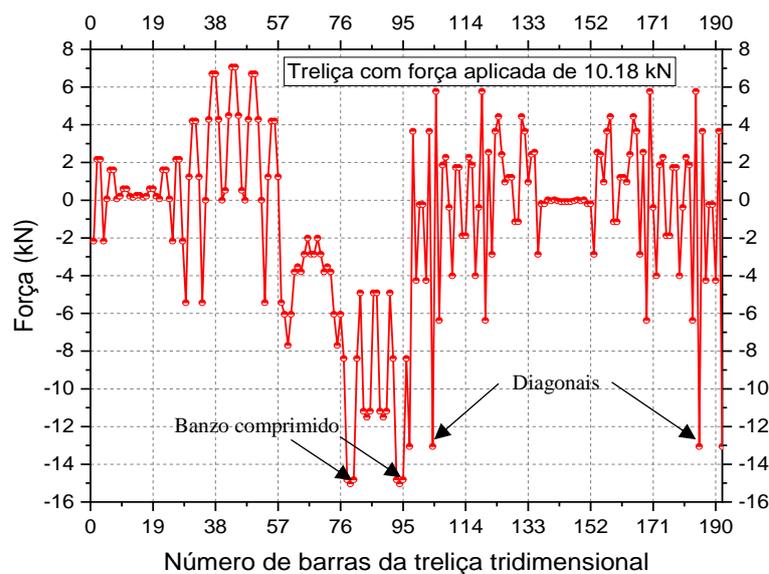
$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = \frac{1}{(1 + 1,195^{4,48})^{1/2,24}} = 0,593 \quad \text{Eq. (9.16)}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{al}} = \frac{0,593 \cdot 1 \cdot 1,105 \cdot 23}{\gamma_{al}} = 15,08 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.17)}$$

Portanto, a força axial resistente de cálculo apresentado na equação Eq. (9.17) resultou em $N_{c,Rd} = 15,08 \text{ kN}$, isso equivale ao conjunto das 4 forças nodais aplicadas com valor de 10,18 kN. A Figura 9.7 mostra a distribuição dos esforços axiais nas barras das treliças tridimensionais.



(a) Esforços axiais nas barras sob compressão e tração nas barras



(b) Esforços axiais em cada uma das 192 barras da treliça

Figura 9.7 – Cálculo das barras seguindo diretrizes da Norma ABNT NBR 16239 (2013)

9.6. CÁLCULO SEGUNDO PROPOSTA DE FREITAS (2008)

(Freitas, 2008) desenvolveu uma metodologia para o cálculo do momento fletor, dos elementos sobre flexocompressão, de barras de treliças tridimensionais com ligação típica conforme no fluxograma da Figura 9.8. O primeiro passo é a discretização, da estrutura tridimensional desejada, adotando ligações com nós ideais e os devidos carregamentos externos. O segundo passo é adotar o maior esforço axial de compressão resistente obtido por meio da norma (ABNT NBR 8800, 2008). O terceiro passo é calcular a excentricidade devido a estampagem na ligação típica. O quarto passo é calcular o momento fletor teórico da ligação. Por fim, o quinto passo é calcular a força normal levando em consideração o momento fletor, e adotar uma seção resistente até que seja maior que a normal resistente com ligação ideal.

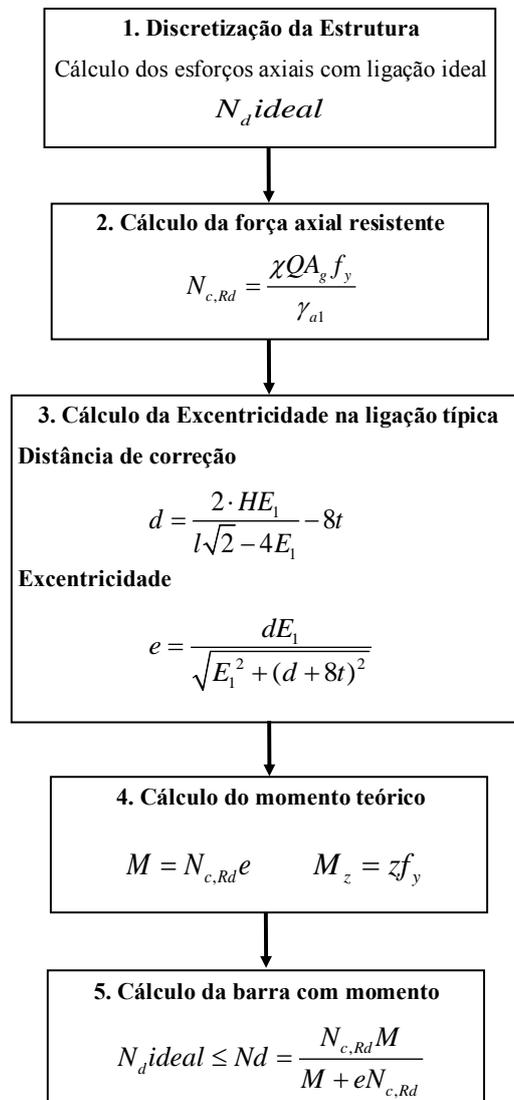


Figura 9.8 – Cálculo do momento fletor em ligações de treliças com ligação típica

Considerando a geometria do protótipo da Figura 5.2, foi utilizado tubos com espessura de 0,95 mm e amassamento do tubo de 53 mm resultando a uma excentricidade “ E_1 ” de 26,50 mm. A espessura do distanciador equivale a “ $d=22$ mm”, calculada no item 5.1, e aplicando-se a Equação Eq. (5.1), de posse desses dados pode-se calcular capacidade resistente da barra com momento fletor na ligação típica conforme equação Eq. (9.18) à Eq. (9.22).

$$e = \frac{dE_1}{\sqrt{E_1^2 + (d + 8t)^2}} = \frac{2,20 \cdot 2,65}{\sqrt{2,65^2 + (2,20 + 8 \cdot 0,09)^2}} = 1,46 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.18)}$$

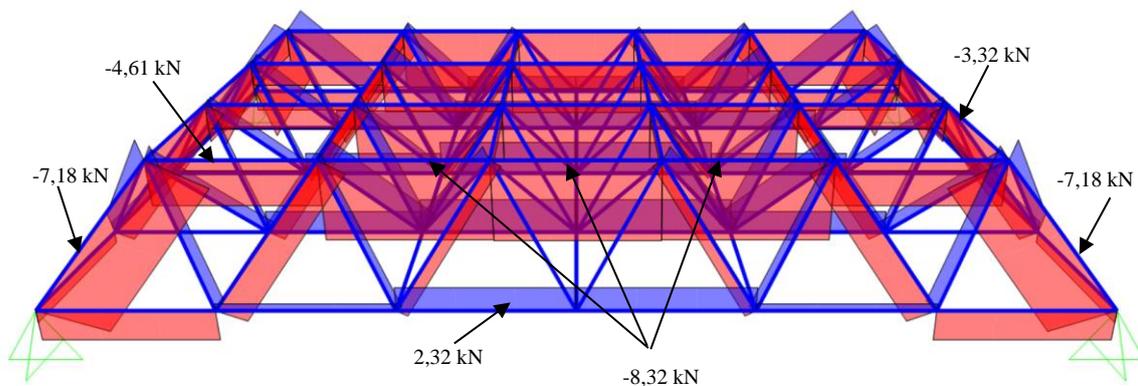
$$z = \frac{3D_{ext}t(D_{ext} - 2t) + 4t^2}{3} = \frac{3 \cdot 3,80(3,8 - 2 \cdot 0,090) + 4 \cdot 0,09^2}{3} = 1,31 \text{ cm}^3 \quad \text{Eq. (9.19)}$$

$$M = N_{c,Rd}e = 13,97 \cdot 1,46 = 20,39 \text{ kN.cm} \quad \text{Eq. (9.20)}$$

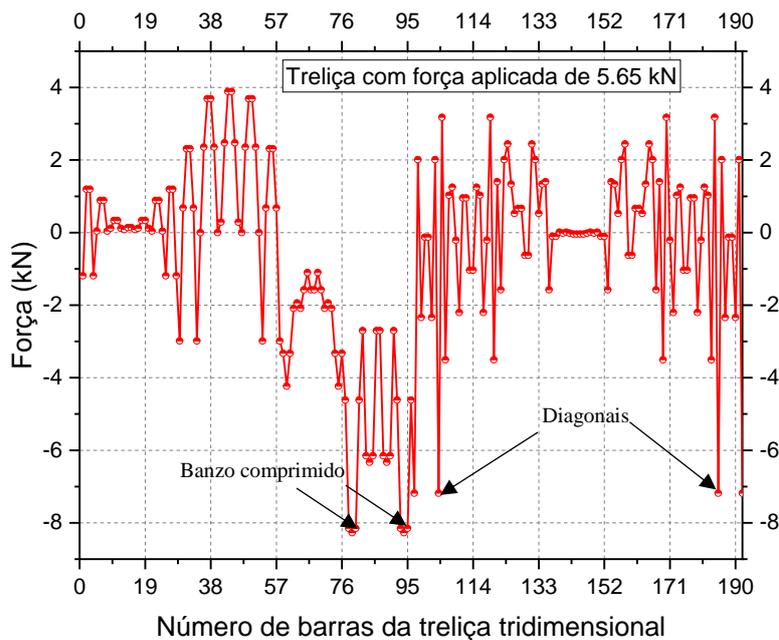
$$M_z = 1,31 \cdot 23 = 30,25 \text{ kN.cm} \quad \text{Eq. (9.21)}$$

$$Nd = \frac{N_{c,Rd} \cdot M}{M + e \cdot N_{c,Rd}} = \frac{13,97 \cdot 30,25}{30,25 + 1,456 \cdot 13,97} = 8,32 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.22)}$$

Como se pôde observar, o valor da capacidade resistente da barra sob compressão axial com momento fletor devido a estampagem da barra foi “ $Nd = 8,32$ kN”. Isso, é equivalente a quatro forças nodais de 5,65 kN. Na Figura 9.9 é apresentado a distribuição dos esforços nas barras da treliça tridimensional.



(a) Distribuição dos esforços nas barras com quatro forças nodais de 5,65 kN



() Detalhe dos esforços nas barras da treliça tridimensional

Figura 9.9 – Resultado dos esforços axiais com a equação proposta por (Freitas, 2008)

9.7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS FORÇAS DE PROJETO

9.7.1. Valores de força vs. deslocamento dos ensaios experimentais

Em todos os gráficos apresentados sobre a distribuição dos esforços axiais nas barras das treliças tridimensionais. A solicitação a tração ficou em média com 3,45 kN para as verificações de normas somadas com a proposta de (Freitas, 2008), e com 4,63 kN para os ensaios experimentais. Já o valor de resistente considerando $N_{t,Rd} = A_g f_y$ apresenta uma resistência analítica de 25,41 kN, ou seja, sete vezes maior que a solicitação das barras frente aos esforços numéricos e cinco vezes maior que os esforços experimentais.

Os resultados dos ensaios experimentais das treliças tridimensionais, são comparados com os valores obtido por meio de soluções analíticas descritas nos diferentes códigos. São apresentados os resultados das estruturas com ligação típica e com ligação reforçada com distanciadores e chapa sobrejunta. Foi calculado a força de colapso através da aplicação das normas: (ANSI/AISC360, 2016), usando a metodologia “*Load Resistance Factor Design-LRFD*”; (ABNT NBR8800, 2008); (EUROCODE 3, 2004); (CAN/CSAS16-01, 2016), e (ABNT NBR 16239, 2013) e verificada face aos estudos experimentais. A Figura 9.10 apresenta os resultados médios dos ensaios experimentais com os 15 protótipos ensaiados.

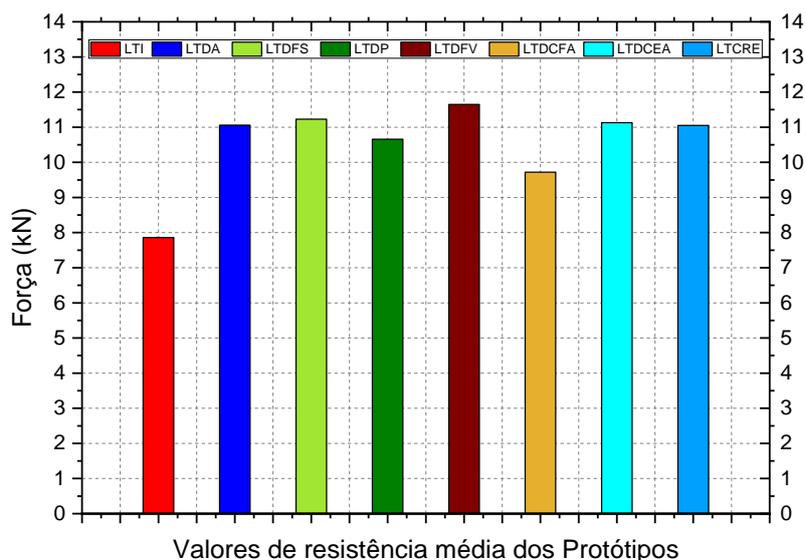


Figura 9.10 – Valores médios dos ensaios experimentais

Note que os valores médios dos experimentos com treliças tridimensionais usando distanciadores foram de aproximadamente 11,13 kN, já a treliça sem distanciador apresentou ruptura com força média de 7,86 kN. Também se observa que os protótipos com LTDFV foram os que apresentaram os melhores resultados experimentais. Já a proposta de manter a excentricidade da ligação típica fazendo o reforço com a chapa reentrante conseguiu obter resultados próximos as ligações com distanciadores demonstrando eficiência na aplicação da chapa na zona estampada. A Figura 9.11 mostra os deslocamentos nos ensaios experimentais para cada tipo de estrutura ensaiada.

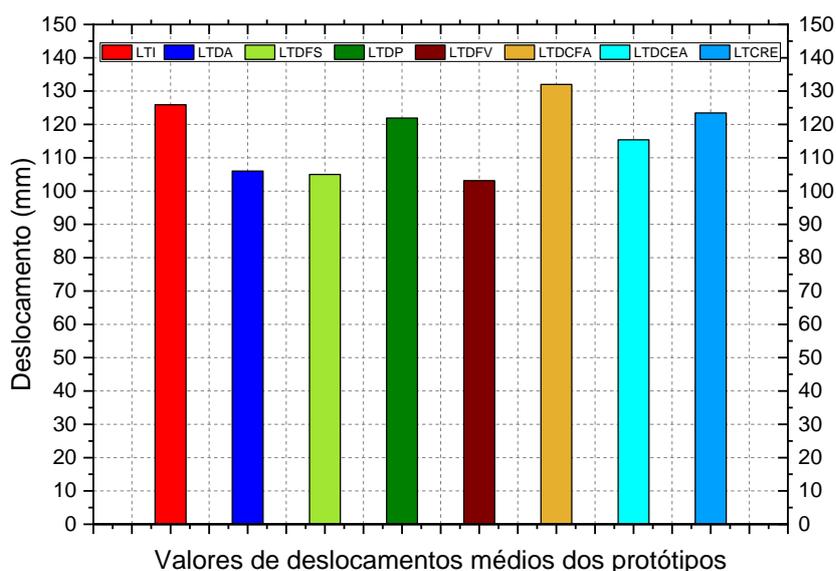


Figura 9.11 – Valores médios dos ensaios experimentais

A Figura 9.12 apresenta os valores de resistência nominal utilizando as diferentes normas, no dimensionamento. Os protótipos com reforço sejam eles com uso dos distanciadores ou com a chapa reentrante, apresentam resistência acima dos valores normativos, tornando as treliças tridimensionais com ligação típica incólume. Enquanto, que a ligação típica sem o distanciador ou o reforço com a chapa reentrante apresenta claramente insegurança estrutural, frente aos valores de resistência obtidos pelas normas. A proposta sugerida por (Freitas, 2008) para ligação típica com dimensionamento levando em consideração a excentricidade, demonstrou eficiência na previsão da capacidade resistente, com valor nominal resistente abaixo do valor adquirido via ensaio experimental da ligação típica.

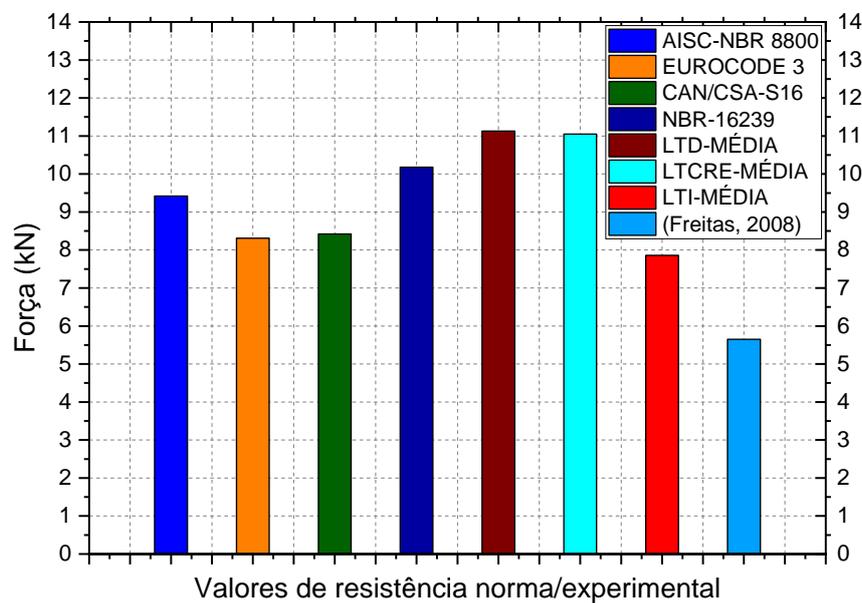


Figura 9.12 – Comparação de resistência dos ensaios em relação aos valores normativos

Em termos de valores percentuais de resistência entre as diferentes normas utilizadas no dimensionamento da capacidade resistente das barras sob compressão axial em conjunto com a proposta de Freitas (2008). Pode-se fazer as seguintes conclusões: Quando se considera a estrutura com distanciador e com chapa reentrante a norma americana ANSI/AISC 360-16 ficou a favor da segurança em 18,15% com relação a LTD-Médio, e com 17,30% para o LTCRE-Médio.

Já o EUROCODES 3 ficou a favor da segurança com 33,93% em relação ao LTD-Médio e com 32,97% em comparação com LTCRE-médio, respectivamente. Por outro lado, a norma canadense CAN/CSA-S16 ficou a favor da segurança com 34,20% em relação a LTD-Médio

e com 31,25% em comparação com o LTCRE-Médio. Finalmente, a norma brasileira (NBR 16239, 2013) foi o código normativo que mais se aproximou dos valores de força última dos protótipos reforçados, ficou com 9,33% em relação aos ensaios com LTD-Médio e com 8,50% em relação ao LTCRE-Médio.

Em contra partida, quando é comparado o valor da capacidade resistente da ligação típica sem o reforço nas ligações todas as normas apresentaram valores contra a segurança. Com valores superiores a: ANSI/AISC 360-16 com 19,84%, EUROCODES 3 com 5,75%, CAN/CSA-S16 7,12%; NBR 16239 com 29,51%, respectivamente. Logo, as normas não estão a favor da segurança no que se refere à estrutura com ligação típica com extremidade estampada. Pois as normas regem os seus conceitos com base no colapso do elemento comprimido por flambagem e não pela plastificação da zona fragilizada pela estampagem causada pelo amassamento da extremidade da barra.

9.7.2. Relações normativas frente aos ensaios experimentais

A Figura 9.13 é mostrado os valores de norma frente aos valores experimentais.

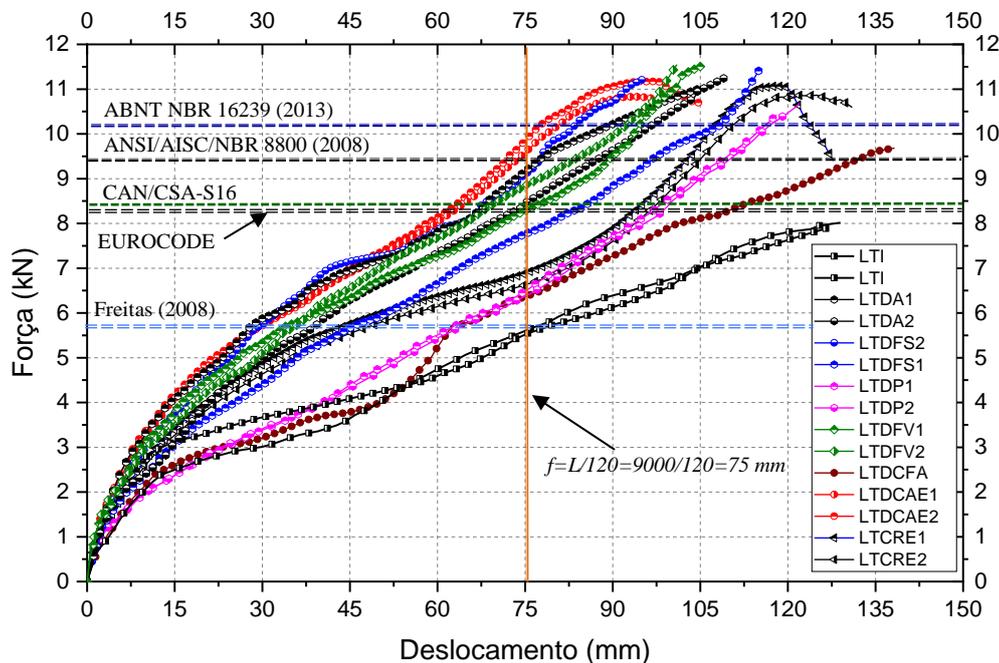


Figura 9.13 – Força vs. deslocamento dos ensaios experimentais em relação as normas

A Tabela 9.1 faz um resumo dos ensaios experimentais em comparação com os valores de norma. É apresentado os valores médios de cada ensaio, também é fornecido o valor da força

axial que cada um dos protótipos estava submetido, obtidos por meio do modelo numérico com no SAP2000. O valor da flecha máxima adotada foi de $f=L/120$ conforme preconiza a norma americana “*Serviceability Design Considerations for Steel Buildings*” no qual define na Tabela 9.1, o valor do deslocamento permitido considerando que na cobertura não será utilizado forro com gesso. Contudo, foi observado nos ensaios experimentais que a estrutura apresentou quase o dobro do deslocamento aceitável de 75,00 mm.

Tabela 9.1 – Resultados dos ensaios com relação aos valores normativos

Protótipo Ensaiado	Força última (kN)	Deslocamento (mm)	A ¹ (kN)	Normas (kN)				Força ² (kN)
				B*	C*	D*	E*	
LTI1	7,72	125,00	7,86	9,42	8,31	8,42	10,18	11,68
LTI2	8,00	126,80						
LTDA1	11,12	106,00	11,06	9,42	8,31	8,42	10,18	16,14
LTDA2	11,01	105,00						
LTDFS1	11,25	98,00	11,23	9,42	8,31	8,42	10,18	16,67
LTDFS2	11,21	112,00						
LTDP1	10,80	123,87	10,66	9,42	8,31	8,42	10,18	15,58
LTDP2	10,53	120,00						
LTDFV1	11,63	101,25	11,65	9,42	8,31	8,42	10,18	17,06
LTDFV2	11,67	105,00						
LTDCFA	9,72	132,00	9,72	9,42	8,31	8,42	10,18	14,21
LTDCEA1	11,21	98,76	11,13	9,42	8,31	8,42	10,18	16,41
LTDCEA1	11,05	104,06						
LTCRE1	11,08	122,06	11,05	9,42	8,31	8,42	10,18	16,24
LTCRE2	11,03	124,81						

Onde: A¹ representa os valores médios das forças últimas; B* são os valores obtidos através da norma ANSI/AISC 360-16; C* valores nominais baseados no EUROCODES3; D* valores baseados na norma CAN/CSA-S16; E* Valores da força axial resistente de cálculo obtida com norma (ABNT NBR 16239, 2013); Força² são os valores encontrados para as barras com mais solicitação no banzo superior comprimido dos protótipos ensaiados discretizados na SAP2000, com aplicação das forças nodais obtidas nos respectivos ensaios experimentais.

Os resultados na Tabela 9.1 evidencia o risco da aplicação da ligação típica calculada sem considerar os efeitos da estampagem. Assim, em consonância com os resultados apresentados por pesquisas anteriores, o colapso da estrutura com ligação típica ocorreu nas regiões nodais, na ligação típica, mediante a excentricidade na ligação com plastificação da zona estampada e rotações excessivas. Em conformidade com ensaios realizados (Magalhães e Malite, 1998), (Rosa, 2001), (Souza, 2003), (Souza *et al.*, 2003), (Sampaio, 2004), (Sander e Souza, 2006), (Freitas, 2008), (Bezerra *et al.*, 2009), (Araújo, 2013), (Casanova, 2015) e (Freitas *et al.*, 2016). A ligação típica apresentou o mesmo mecanismo de colapso.

9.8. PROPOSTA PARA O CÁLCULO DAS BARRAS ESTAMPADAS

No Capítulo 3, ensaios experimentais de barras isoladas, ficou evidenciado o efeito na diminuição da resistência das barras com extremidades estampadas, submetidas à compressão axial centrada. De modo, que ficou demonstrado que quanto menor o índice de esbeltez da barra maior é o efeito da plasticidade na zona fragilizada pela redução da seção. O que resultou em diminuição drástica da capacidade de carga. Além disso, todas as barras dos espécimes EBE romperam por plastificação da extremidade da barra.

Para barras com extremidade estampadas EBE250 com índice de esbeltez de $\lambda = 20$ houve ruptura abrupta com valor médio de 12,0 kN. Em contra partida, as barras sem estampagem BCG250 romperam com 23,33 kN, ou sejam, com um aumento de resistência 94,41% em relação as EBE250. Para índice de esbeltez das barras com $\lambda = 100$ as barras de referência BCG1325 apresentaram colapso com valor de aproximadamente 12,0 kN, em correspondência as barras EBE1325 apresentaram ruptura local com valor médio de 7,50 kN. Isso, significa que os espécimes BCG tiveram um aumento médio de 60,0% na resistência comparadas com as barras EBE.

As barras com reforço com chapa reentrante, por sua vez, conseguiram aumentar a resistência na zona estampada e não falharam por plastificação. De fato, todos os ensaios envolvendo as barras com chapa reentrante apresentaram resultados satisfatórios frente as solicitações. A comprovação da eficiência das chapas reentrantes por meio dos ensaios de flambagens, ensaios de ligações isoladas e ensaios das treliças tridimensionais demonstraram que a aplicação da chapa de reforço na zona estampadas aumenta a rigidez da barra e resolveu o problema do colapso local.

Dessa forma, a proposta para o cálculo das treliças tridimensionais com ligações típicas com extremidades estampadas sem uso de distanciadores ou da chapa reentrante é desenvolver o cálculo das treliças com “nós ideais”, mas levando em consideração a perda de resistência na zona de estampagem devido amassamento da extremidade da barra. Por meio dos ensaios experimentais, ficou evidenciado que a flambagem local, nas ligações típicas não devem ser iguais a 1. Dessa forma, foi adotado um coeficiente chamado de coeficiente associado à estampagem da barra “ Q ”.

Portanto, com base nos 81 ensaios experimentais das barras isoladas e sobre a perspectiva dos resultados para $\lambda = 100$, que se aproxima das relações geométricas usadas nos ensaios das treliças tridimensionais, foi formulado uma proposta para obtenção do fator de redução total associado à estampagem da barra “ Q ”, para ser utilizado nas verificações de dimensionamento das barras sob compressão.

A problemática, consiste na determinação da “área crítica” que resultou na ruptura da seção da barra estampada EBE1325 por plastificação. Entretanto, de posse do valor do ensaio experimental da barra BCG1325 com resistência última de 12,0 kN. Foi isolado o fator de estampagem da barra, mostrado na equação Eq. (9.3) do (AISC, 2016).

De modo, que foi possível determinar a seção equivalente da barra mantendo “ $Q=1$ ” mas cujo, resultado final de resistência da barra consistiu no valor de 12 kN. Posteriormente, foi realizado o mesmo procedimento para barra EBE1235 com valor de resistência última de 7,50 kN. Após, a determinação das duas áreas equivalentes das “seções críticas”. E com o fator de redução total associado à estampagem da barra por plastificação ““ Q_p ” da barra EBE1325 e também com o fator de redução total associado à estampagem da barra por instabilidade “ Q_i ” da barra BCG. Então, foi determinado o valor do fator de redução associando à estampagem da barra experimental “ Q_{Exp} ” por meio do processo de igualar as sentenças e tirar a diferença.

Porém, a determinação da seção crítica de cada barra, exigiu um processo iterativo, pois, ao mudar o “ A_g ” mantendo o diâmetro externo da seção fixa, necessariamente, muda-se também: a espessura do tubo “ t ”, o valor do raio de giração “ i ”, o valor do índice de esbeltez reduzido “ $\bar{\lambda}_c$ ”, em consequência disso, muda-se, também o valor do fator de redução associado à resistência à compressão “ χ ”. Dessa forma, para encontrar o valor de “ $Q=1$ ” mantendo-se, a força “ $N_{c,Rd}=12$ kN”, foi programando no MAPLE 17, uma solução no qual,

foi realizado iterações mudando o valor da espessura do tubo “ t ”, até satisfazer a condição na equação de “ $Q_i = 1$ ”.

Em seguida, as demais variáveis foram automaticamente alteradas. Isso, porque todos os outros parâmetros são linearmente dependentes da espessura do tubo. Sabendo, que as barras as barras EBE1325 e BCG1325 estão na zona inelástica do gráfico “ χ ” vs. “ $\bar{\lambda}_c$ ”, com “ $\bar{\lambda}_c \leq 1,50$ ”. A Figura 9.15 mostra a seção plastificada em vermelho em contra partida a seção da barra BCG esta apresentada na cor laranjada na Figura 9.15 (c).

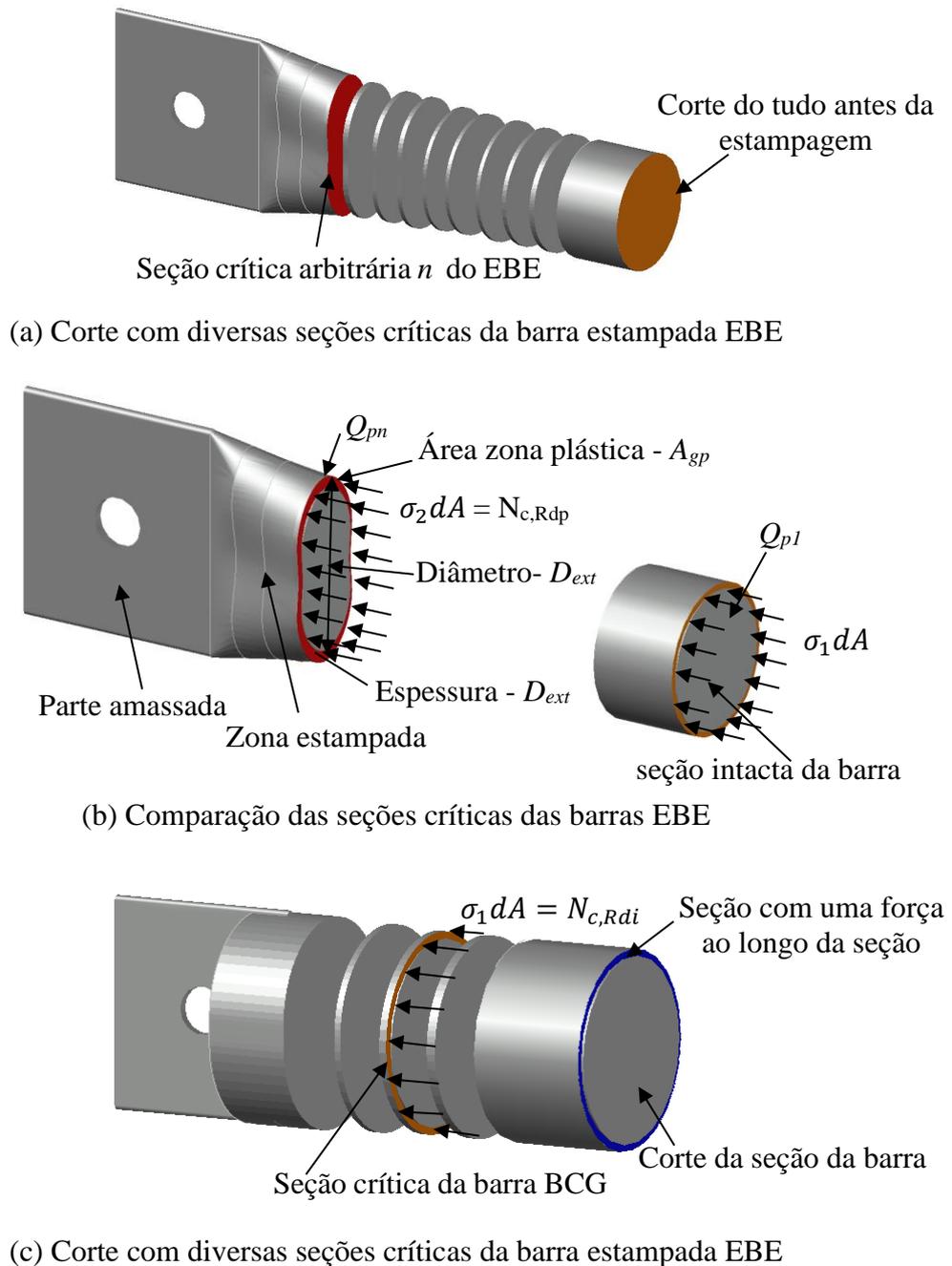


Figura 9.14 – Força crítica nas barras EBE e BCG

Para cálculo do fator de redução associando à estampagem da barra experimental “ Q_{Exp} ” é necessário determinar primeiro o “ $Q_i=1$ ” para satisfazer a condição de igualdade com “ $Q_p=1$ ” mostrado na equação Eq. (9.27). Depois é determinado o valor de $N_{c,Rdi}$. Por fim, é aplicado na equação Eq. (9.31) para então determinar o valor de “ Q_{Exp} ”.

$$N_{c,Rdp} = \frac{\chi_p Q_p A_{gp} f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (9.23)}$$

$$Q_p = \frac{N_{c,Rdp} \gamma_{a1}}{\chi_p A_{gp} f_y} = 1 \quad \text{Eq. (9.24)}$$

$$N_{c,Rdi} = \frac{\chi_i Q_i A_{gi} f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (9.25)}$$

$$Q_i = \frac{N_{c,Rdi} \gamma_{a1}}{\chi_i A_{gi} f_y} = 1 \quad \text{Eq. (9.26)}$$

$$Q_p = Q_i = 1 \quad \text{Eq. (9.27)}$$

$$\frac{N_{c,Rdp} \gamma_{a1}}{\chi_p A_{gp} f_y} = \frac{N_{c,Rdi} \gamma_{a1}}{\chi_i A_{gi} f_y} \quad \text{Eq. (9.28)}$$

$$N_{c,Rdif} = \frac{N_{c,Rdp} \chi_i A_{gi}}{\chi_p A_{gp}} \quad \text{Eq. (9.29)}$$

Após descobrir a seção crítica através da obrigatoriedade de “ $Q_p=1$ ” foi encontrado o valor da força axial de compressão resistente de cálculo final $N_{c,Rdif}$ que também atende ao critério de “ $Q_i=1$ ”. Agora para determinar valor da estampagem da barra experimental “ Q_{Exp} ”, é necessário tirar a diferença de resistência entre as áreas críticas. Pra isso, dois passos são realizados, no primeiro basta igualar as resistências $N_{c,Rdp} = N_{c,Rdif}$ e aplicar na equação Eq. (9.32) para encontrar o fator de redução final Q_{Final} . No segundo passo para, enfim obter o valor final do “ Q_{Exp} ”, basta fazer “ $Q_{Exp} = Q_{Final} - Q_p$ ” mostrado na equação Eq. (9.33).

$$Q_{Final} = \frac{N_{c,Rdif} \gamma_{a1}}{\chi_p A_{gp} f_y} \quad \text{Eq. (9.30)}$$

$$Q_{Exp} = Q_{Final} - Q_p \quad \text{Eq. (9.31)}$$

Nas equações subsequentes é apresentado as etapas para determinação do valor de “ Q_{Exp} ”.
Primeiro foi calculado “ $Q_p=I$ ”, como segue nas equações Eq. (9.32) até a Eq. (9.40):

$$D_{ext} = 3,80 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.32)}$$

$$t = 0,044 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.33)}$$

$$D_{int} = D_{ext} - 2t \Rightarrow 3,80 - 2 \cdot 0,044 = 3,7110 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.34)}$$

$$A_{gp} = \pi (D_{ext} \cdot t - t^2) = 3,1415 (3,80 \cdot 0,044 - 0,044^2) = 0,5291 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. (9.35)}$$

$$i = \frac{1}{4} \sqrt{(D_{ext}^2 + D_{int}^2)} = \frac{1}{4} \sqrt{(3,80^2 + 3,7110^2)} = 1,3278 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.36)}$$

$$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{i} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{1 \cdot 1325}{1,3278} \sqrt{\frac{23}{20000}} = 1,077 \quad \text{Eq. (9.37)}$$

$$\chi_p = 0,658 \bar{\lambda}_c^{-2} = 0,058^{1,0771^2} = 0,6153 \quad \text{Eq. (9.38)}$$

$$N_{c,Rdp} = 7,50 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.39)}$$

$$Q_p = \frac{N_{c,Rdp}}{\chi_p A_{gp} f_y} \Rightarrow \frac{7,50}{0,6153 \cdot 0,5291 \cdot 23} = 1,00 \quad \text{Eq. (9.40)}$$

Após calcula o “ $Q_p=I$ ” nas equações a seguir são apresentadas as etapas para determinação do valor de “ Q_i ”, como mostrado nas equações Eq. (9.41) à Eq. (9.49):

$$D_{ext} = 3,80 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.41)}$$

$$t = 0,0730 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.42)}$$

$$D_{\text{int}} = D_{\text{ext}} - 2t \Rightarrow 3,80 - 2 \cdot 0,0730 = 3,65 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.43)}$$

$$A_{gi} = \pi (D_{\text{ext}} \cdot t - t^2) = 3,1415 (3,80 \cdot 0,0730 - 0,0730^2) = 0,8547 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. (9.44)}$$

$$i = \frac{1}{4} \sqrt{(D_{\text{ext}}^2 + D_{\text{int}}^2)} = \frac{1}{4} \sqrt{(3,80^2 + 3,654^2)} = 1,3179 \text{ cm} \quad \text{Eq. (9.45)}$$

$$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{i} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{1 \cdot 1,325}{1,3179} \sqrt{\frac{23}{20000}} = 1,0852 \quad \text{Eq. (9.46)}$$

$$\chi_i = 0,658 \bar{\lambda}_c^{-2} = 0,058^{1,0852^2} = 0,61081 \quad \text{Eq. (9.47)}$$

$$N_{c,Rdi} = 12,00 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.48)}$$

$$Q_i = \frac{N_{c,Rdp}}{\chi_p A_{gp} f_y} \Rightarrow \frac{12,00}{0,61081 \cdot 0,8547 \cdot 23} = 1,00 \quad \text{Eq. (9.49)}$$

Agora calculando o valor de $N_{c,Rdif}$ baseado na equação Eq. (9.29)

$$N_{c,Rdif} = \frac{7,50 \cdot 0,61081 \cdot 0,85473}{0,61531 \cdot 0,52502} = 12,120 \text{ kN} \quad \text{Eq. (9.50)}$$

Após a obtenção do valor de $N_{c,Rdif} = N_{c,Rdp}$ é possível calcular o fator de redução associado à estampagem da barra Q_{Fi} , conforme equação Eq. (9.51) e para obtenção do valor associado à estampagem da barra experimental basta aplicar a equação Eq. (9.52).

$$Q_{\text{Final}} = \frac{12,12 \cdot 1}{0,6153 \cdot 0,5191 \cdot 23} = 1,6498 \quad \text{Eq. (9.51)}$$

$$Q_{\text{Exp}} = 1,6498 - 1 = 0,6498 \quad \text{Eq. (9.52)}$$

Após determinação do fator de redução associado à estampagem da barra $Q_{Exp} \approx 0,65$ é possível calcular a força axial de compressão resistente “ $N_{c,Rd}$ ” associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção na zona estampada da barra definida conforme

equação da ABNT NBR 8800 (2008), porém, considerando o fator associado à estampagem local a barra $Q = 0,6498$. Os demais passos para o dimensionamento da treliça tridimensional seguirão conforme as recomendações preconizadas na norma.

Utilizando os mesmos passos considerados no cálculo segundo a norma americana mostrado no Item 9.2, e fazendo uso da equação Eq. (9.3) podemos calcular o valor da força axial de compressão resistente “ $N_{c,Rd}$ ” conforme equação Eq. (9.53):

$$N_{cRd} = \frac{\chi Q A f_y}{\gamma} = \frac{0,550 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1,105 \cdot 23}{1,00} = 9,085 \text{ kN} \quad p / \quad \gamma = 1,0 \text{ e } Q = 0,65 \quad \text{Eq. (9.53)}$$

Fazendo a decomposição vetorial da força axial resistente $N_{c,Rd} = 9,085 \text{ kN}$, na treliça tridimensional, obtém-se os valores das quatro forças nodais de 6,34 kN. A Figura 9.16 mostra a distribuição das forças nas barras por meio da análise linear com SAP2000.

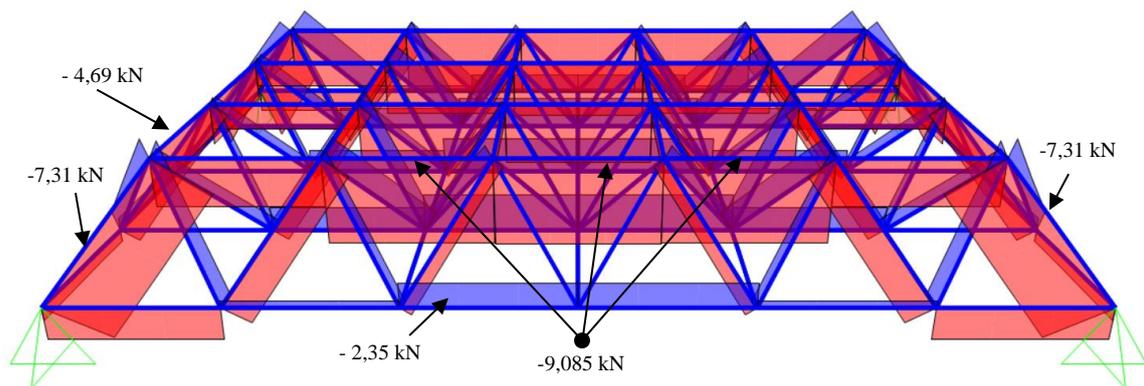
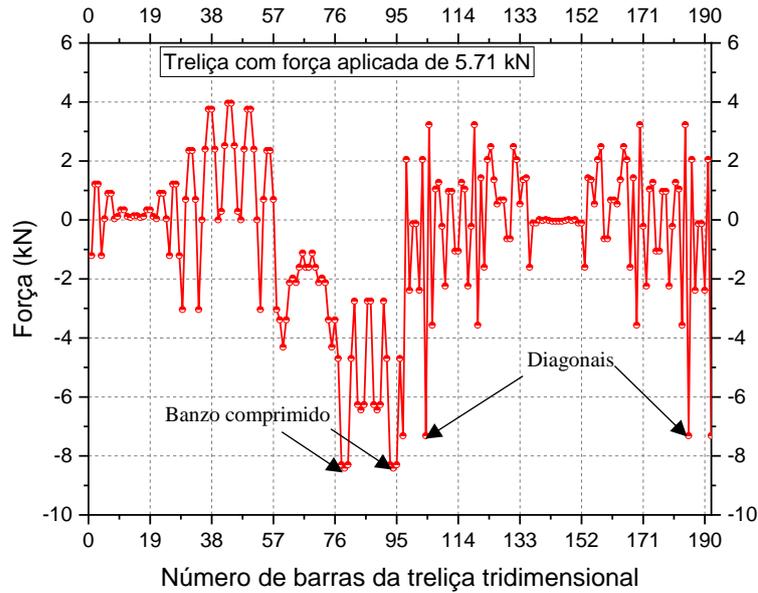


Figura 9.15 – Distribuição dos esforços nas barras com quatro forças nodais de 6,34 kN

Com relação aos valores de esforços axiais de tração e compressão em cada barra da treliça tridimensional, foi elaborado o gráfico apresentado na Figura 9.16 que relaciona o número de barras em correspondência a força axial de tração e compressão.

Nota-se, portanto, que a força axial obtida no numérico ficou menor que a encontrada na modelagem da treliça ensaiada com ligação típica LTI. Evidenciado a necessidade do uso do Q_{Exp} no cálculo das barras com estampagem na ligação típica.



(b) Distribuição dos esforços axiais nas barras da treliça tridimensional

Figura 9.16 – Resultado dos esforços axiais com a proposta de $Q=0.60$

O valor da força axial de compressão resistente, obtido através da consideração da plastificação da seção ficou com 9,085 kN, já os resultados de (Freitas, 2008) considerando o momento fletor na ligação típica ficou com 8,32 kN. Ou seja, a proposta nesta pesquisa de utilizar o valor de redução 0,65 associado a redução de resistência da barra devido a estampagem, apresentou uma diferença dos valores de Freitas (2008) em apenas 9.20%. A Figura 9.17 apresenta os valores normativos e também o valor com a proposta de cálculo da estampagem local da barra para treliças tridimensionais com ligação típica.

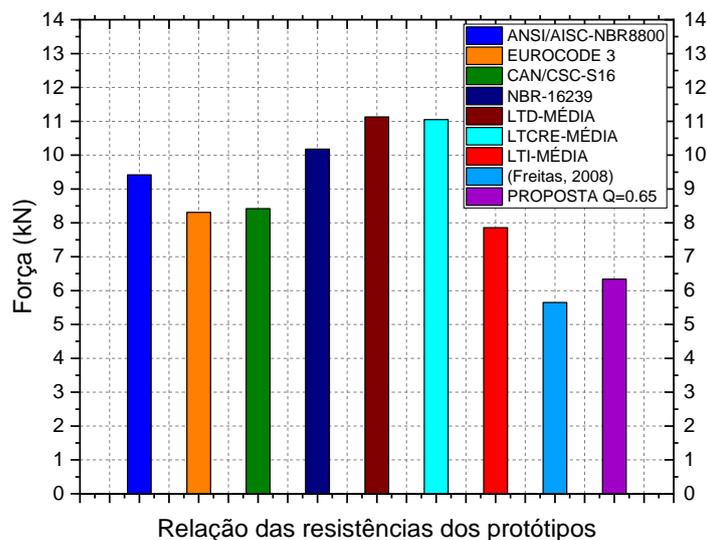


Figura 9.17 – Valores de resistências normativas com valor proposto para $Q=0,65$

O valor calculado com a proposta de “ $Q_{Exp} = 0,65$ ” fez com que a utilização da formulação normativa tornasse a resistência calculada a favor da segurança estrutural, conforme mostra Figura 9.18.

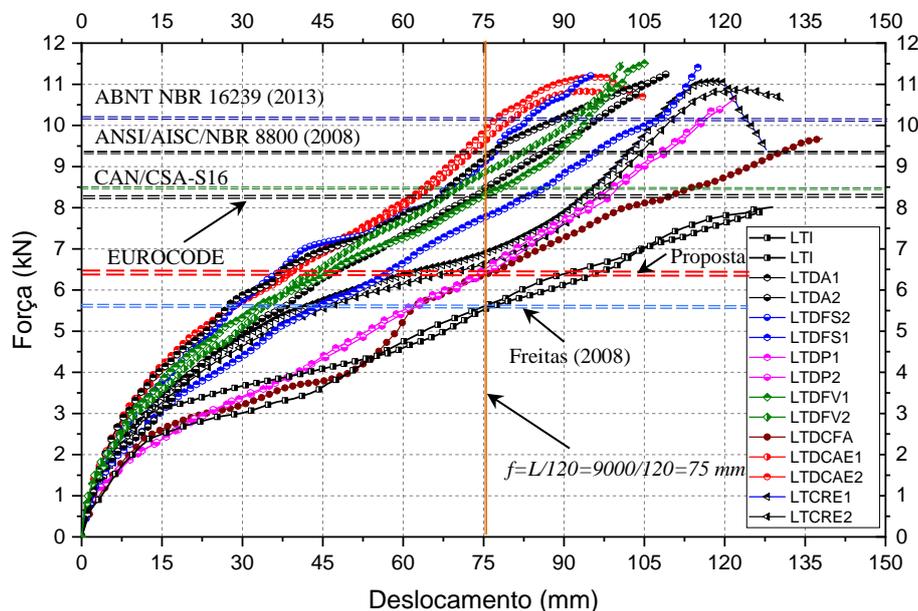


Figura 9.18 – Força vs. deslocamento dos ensaios experimentais em relação as normas

Observa-se que os valores de deslocamento ficaram em média 67% maiores que o recomendado nos códigos de projetos com a flecha de máxima de $f=L/120$. Outro ponto importante que vale a pena salientar foi a proposta para o cálculo da treliça usando a estampagem da barra, representada no gráfico da Figura 10.7 com a linha tracejada vermelha. A diferença de rigidez de cada um dos quinze protótipos para o mesmo valor de passo de força foi significativa. Os três protótipos incluído o LTI, LTDP e LTDCFA foram os que mais tiveram diminuição de rigidez mediante a aplicação das forças nodais. Em contrapartida, os protótipos com distanciadores LTDA; LTDFS; LTDFV; LTDCEA apresentaram maior rigidez. Contudo, após a aplicação da camisa metálica distanciador de concreto, a treliça respondeu com sucesso o reforço no distanciador e apresentou a maior rigidez de todas as treliças ensaiadas. A ligação com chapa reentrante apresentou força última próxima das LTD's, porém, com um aumento no deslocamento médio de 21,0%.

As linhas tracejadas indicando as (ANSI/AISC 360-16); EUROCODE 3, CAN/CSA-S16; NBR 8800 (2008), NBR 16239 (2013), apresentaram segurança satisfatória quando foi utilizado o distanciador ou chapa sobrejunta, com resistência menor que os valores experimentais.

10. MODELAGEM NUMÉRICA DA TRELIÇA TRIDIMENSIONAL

Este capítulo se destina a tratar da modelagem das treliças tridimensionais sem distanciadores e com uso dos distanciadores. A finalidade da modelagem é calibrar o modelo para realização de estudos paramétricos em trabalhos futuros, no entanto, algumas conclusões foram tomadas a partir da modelagem, e são discutidas nesta seção.

10.1. MODELAGEM COM ABAQUS

Duas treliças foram modeladas no ABAQUS, na primeira considerou a ligação típica sem distanciador. Na segunda foi considerado três distanciadores diferentes, a saber: aço; fibra de vidro, e pneu. No entanto, a modelagem dos distanciadores com fibra de vidro e com pneu foram realizadas simplificações. Na modelagem da fibra de vidro utilizou módulo de elasticidade equivalente a fibra embebida na resina de epóxi. Já o pneu utilizou as propriedades de hiperelasticidade, com modelo constitutivo de Mooney-Rivlin.

Para modelagem do material de aço, foi adotado um critério de von Mises, usando a opção PLASTIC disponível no ABAQUS (ABAQUS, 2014b). Com base nos estudos numéricos (Bezerra et al., 2018; Xu et al., 2014) para simular o comportamento 3D do material em aço, é preciso da curva de tensão-deformação uniaxial do aço (ABAQUS, 2014a, 2014b) conforme foi obtido no Capítulo 6.

Para representar a não linearidade física do aço, foi utilizado um diagrama tensão vs. deformação. Admitiu-se, que o aço desenvolva deformações plásticas a partir do momento em que é atingida a sua tensão de proporcionalidade. Nesta curva, o módulo de elasticidade (Módulo de Young) está presente no comportamento inicial do material de aço e seguido por um endurecimento por deformação e, em seguida, um platô de escoamento plástico.

Essa relação constitutiva permite simular as etapas de plastificação do aço, que incluem: o regime linear, a tensão de proporcionalidade e patamar de escoamento. Dessa forma, a modelagem dos membros da treliça em aço foi considerada, sob o comportamento elástico-plástico. A Figura 10.1 mostra o padrão da curva adotada.

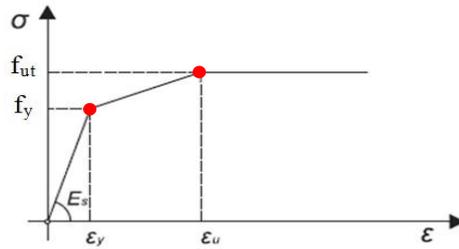


Figura 10.1 – Relação tensão-deformação para material de aço

Porém, os espaçadores de aço, assim como os parafusos e placas, são muito resistentes e, experimentalmente, observou-se não falhar durante o ensaio. Nesse sentido, para reduzir a complexidade do modelo numérico, esses elementos foram modelados considerando seu comportamento elástico. As propriedades dos tubos de aço utilizadas nos modelos numéricos foram apresentadas na seção Programa Experimental no Capítulo 6.

O modelo da fibra de vidro foi validado por meio do ensaio de compressão no Capítulo 6 Item 6.5. Além disso, com o trabalho de (Chen *et al.*, 2017) foi possível utilizar as seguintes propriedades mecânicas: resistência à tração $\sigma_t = 31,65$ MPa, resistência à flexão $\sigma_f = 338,75$ MPa e resistência à compressão de $\sigma_c = 82,50$ MPa, módulo de Young com valor de 49,230 MPa e o coeficiente de Poisson de 0,34. Isso, porque os distanciadores apresentam resistência à compressão similares nos testes apresentados no Item 6.4.4.



Figura 10.2 – Ensaio de tração e módulo de elasticidade da fibra de vidro embebida em resina de epóxi (Chen *et al.*, 2017)

A fibra de vidro foi modelada no ABAQUS de forma simplificada com um modelo homogêneo, mas com um regime de curva tensão-deformação bilinear, conforme o comportamento mostrado no Capítulo 6, no Item 5.5. Para material o hiperelástico tipo borracha, foi utilizado o comportamento constitutivo descrito por Mooney-Rivlin. Nesse

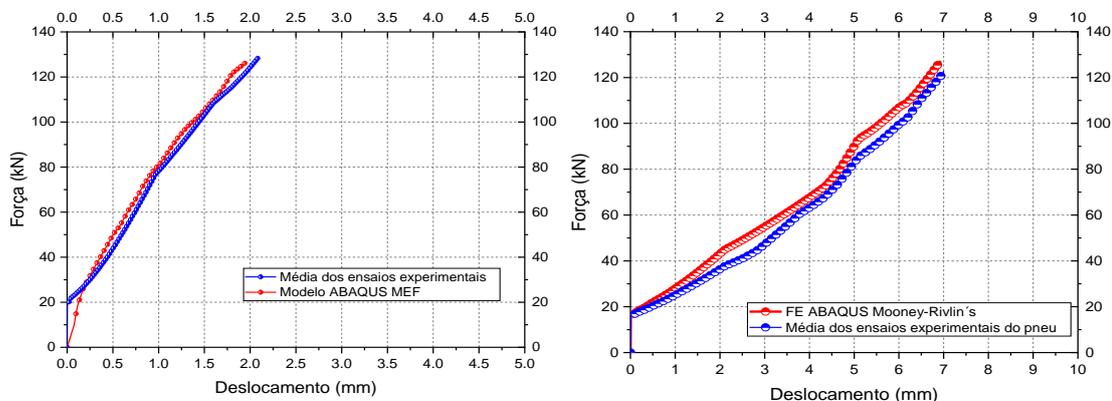
sentido, e com base em diversas pesquisas na literatura (Baranowski et al., 2012; Crocker et al., 1999; Wang et al., 2013). Devido à complexidade da estrutura interna do pneu com telas de fios de aço, e dos demais compostos como: nylon e outros tecidos internos utilizados na estrutura de borracha, foi necessária uma simplificação.

Nesse sentido, o espaçador do pneu foi modelado de forma homogênea utilizando o modelo de Mooney-Rivlin que considera o modelo do material hiperelástico (Mooney, 1940) e (Rivlin, 1948). Neste contexto, as propriedades do INPUT disponíveis no ABAQUS (ABAQUS, 2014b) foram baseadas na literatura técnica (Sokolov, 2007), (Neves, Micheli e Alves, 2010), (Baranowski, et al., 2012) e (Majid et al., (2015) (Hernandez e Al-Qadi, 2016). A Figura 10.3 mostra a realização dos ensaios do pneu para a obtenção das propriedades mecânicas.



Figura 10.3 – Configuração para medições de deformações e teste de equipamento à produzir tensões biaxiais em espécime de borracha (Shahzad *et al.*, 2015) e (Paula, Lalo e Greco, 2013)

Desse modo, o modelo do distanciador de pneu de borracha reciclado e fibra de vidro foram calibrados com base na curva carga força vs. deslocamento, mostrado na Figura 10.4.



(a) Distanciador com fibra de vidro

(b) Distanciador com Pneu

Figura 10.4 – Comportamento do distanciador em relação ao experimental

Não foi possível obter a rigidez inicial da fibra de vidro igual ao modelo experimental, bora foi realizado pequenas mudanças no módulo de elasticidade por tentativa e erro, mas o resultado mais satisfatório está apresentado na Figura 10.4 (a).

10.1.1. Tipo de elemento finito, malha e condições de contorno

Para modelar o protótipo da treliça tridimensional, foram utilizadas combinações de elementos de casca e elementos sólidos, que estão disponíveis na biblioteca de elementos padrão ABAQUS (ABAQUS, 2014b). Portanto, elementos de quatro nós (S4R) foram usados para modelar os membros da treliça e elementos de oito nós (C3D8R) foram usados para modelar os espaçadores, placas e parafusos.

A malha nos membros da treliça foi empregada com densidade MEF variável, refinando a malha em direção à área de contato da conexão da treliça entre os membros. A malha usada nos espaçadores, placas e parafusos tem um tamanho uniforme. A Figura 10.5 mostra a malha MFE para algumas ligações típicas sem distanciador com distanciador.

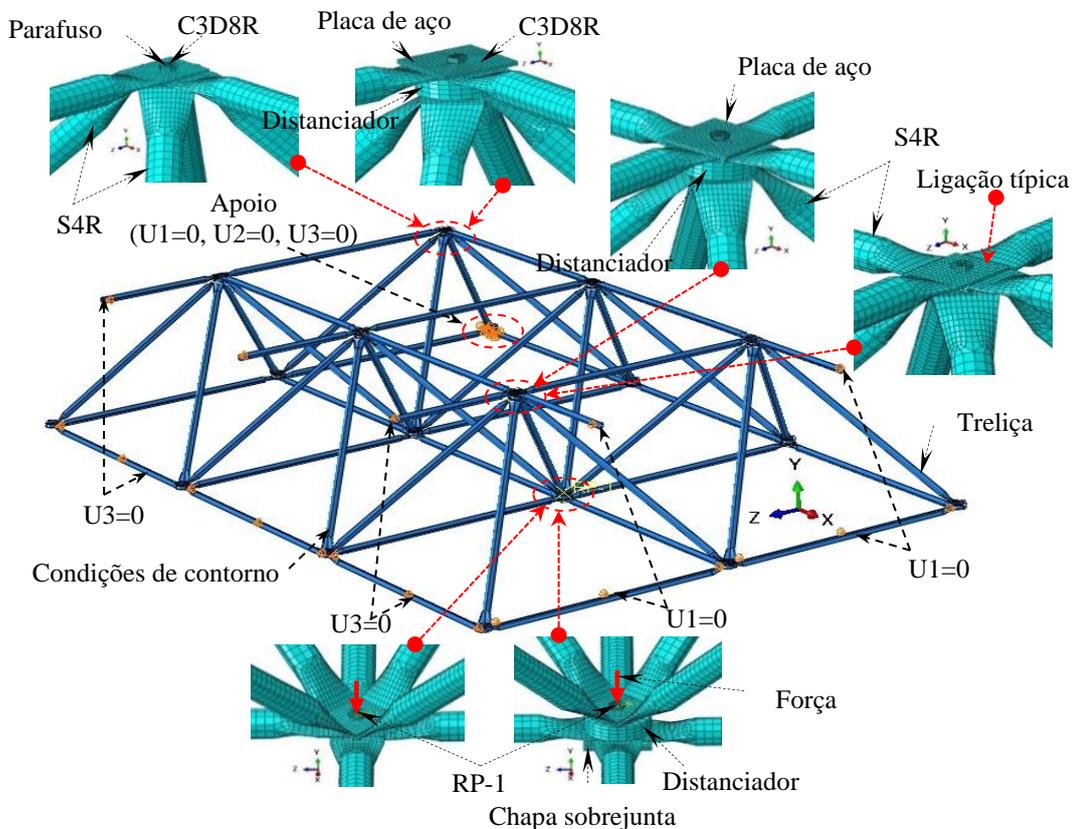


Figura 10.5 – Treliça tridimensional modelada no ABAQUS

A definição de cada elemento usado na treliça já foi apresentada nos Capítulos anteriores. A treliça tridimensional, possui planos de simetria longitudinal e transversal, planos XY e YZ, respectivamente. Conseqüentemente, os membros da treliça são seccionados por ambos os planos. Todos os nós ao longo do plano XY são impedidos de se mover na direção Z ($U_3 = 0$). Da mesma forma, todos os nós ao longo do plano YZ são impedidos de se mover na direção X ($U_1 = 0$) (mostrado na Fig. 13).

Todos os nós na superfície de contato do suporte da treliça foram impedidos de se mover nas direções X, Y e Z ($U_1 = U_2 = U_3 = 0$). O modelo numérico considera uma carga do parafuso gerada pelo torque de aperto de 50,0 N.m aplicado em cada parafuso feito nos testes experimentais. A opção “*Bolt load*” disponível no módulo de carga no ABAQUS foi utilizada para modelar este efeito.

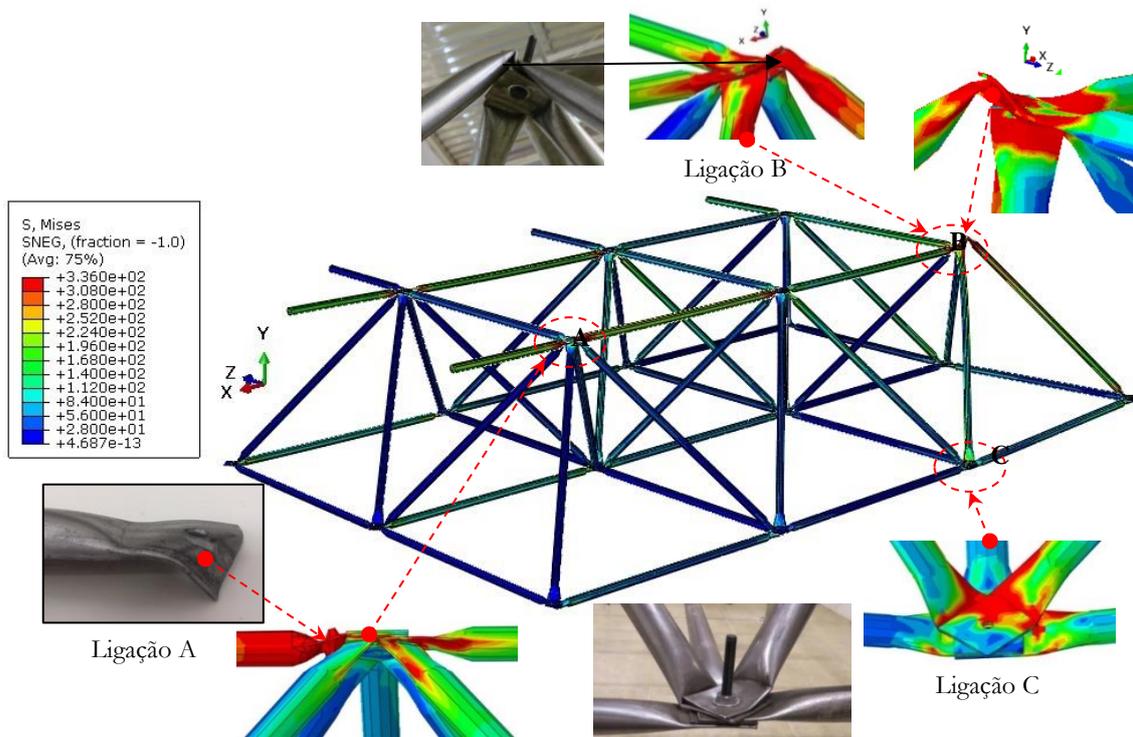
Levando em consideração o torque dos parafusos nos nós e para reduzir a complexidade do modelo numérico em relação à convergência numérica, a interação entre os membros da treliça, tais como parafuso, espaçador, chapa sobrejunta, foram definidas, alternativamente, como contatos rígidos por meio da opção TIE CONSTRAINT disponível no ABAQUS (ABAQUS 2014b).

Do ponto de vista numérico para gerar contato neste caso, foi utilizada a formulação superfície a superfície. A carga foi aplicada de forma incremental no ponto de referência (RP-1), conforme mostrado na Figura 10.5, em pequenos passos, onde o tamanho de tais passos foi selecionado automaticamente pelo ABAQUS (ABAQUS 2014b, 2014a), com base na condição numérica convergência. Neste caso, a carga foi aplicada usando o algoritmo RIKS modificado (ABAQUS 2014b, 2014a).

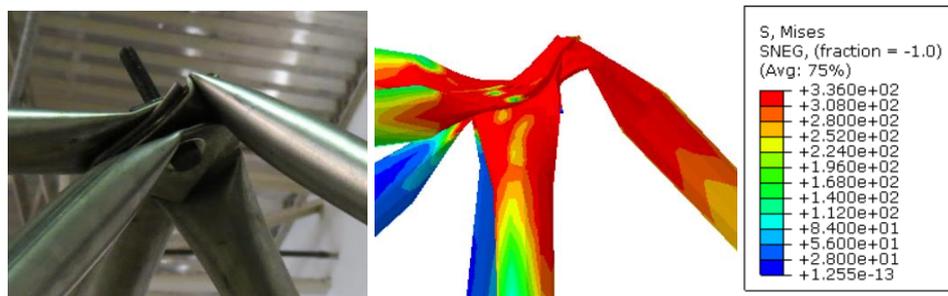
10.2. RESULTADOS DA MODELAGEM DA TRELIÇA TRIDIMENSIONAL

Nesta seção, os resultados dos modelos numéricos são comparados com os resultados dos testes experimentais. A Figura 10.6 mostra a forma deformada e os contornos de tensão das treliças com ligação típica LTI. Nas três ligações do modelo em MEF, o colapso foi observado da mesma forma que nos testes experimentais. É apresentado também os detalhes da forma deformada nas ligações no final dos testes A, B e C localizada no modelo, onde são comparados com os resultados de MEF. Além disso, o modelo revela o estado de tensões altamente concentradas responsáveis pelo colapso local do nó B mostrado com plastificação

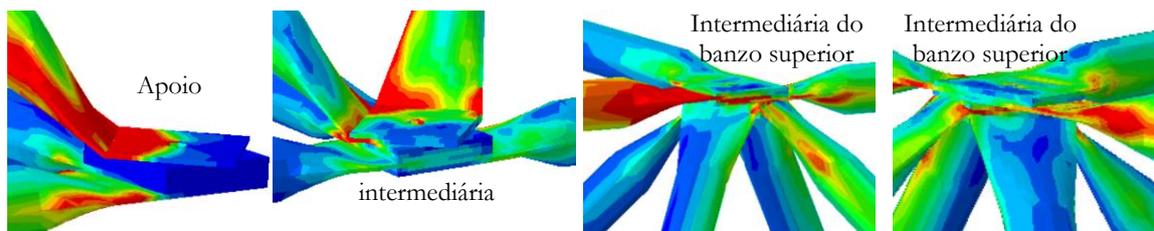
da seção, evidenciado o efeito da flambagem local na extremidade da barra estampagem, os estados de tensões demonstram o escoamento da zona estampada. Na fase final dos ensaios, foi observada uma grande deformação na extremidade da barra inclinada do apoio.



(a) Comparação dos resultados da modelagem da ligação típica sem distanciador



(b) Ruptura da treliça com rotação na seção estampada com elevada concentração de tensão próxima a ligação típica



(c) Visualização das tensões de Von Mises nas diferentes ligações da treliça

Figura 10.6 – Tensões nas ligações típicas comparação com experimental da LTI

A Fig. 15 mostra a deformada e os contornos de tensão dos protótipos com distanciadores de aço LTDA; de fibra de vidro LTDFV e com pneu LTD. No modelo com MEF todos os protótipos com distanciadores, a ruptura foi caracterizada por instabilidade das barras dos banzos comprimidos semelhantes aos modelos experimentais. A Figura 10.7 mostra os detalhes do colapso dos protótipos.

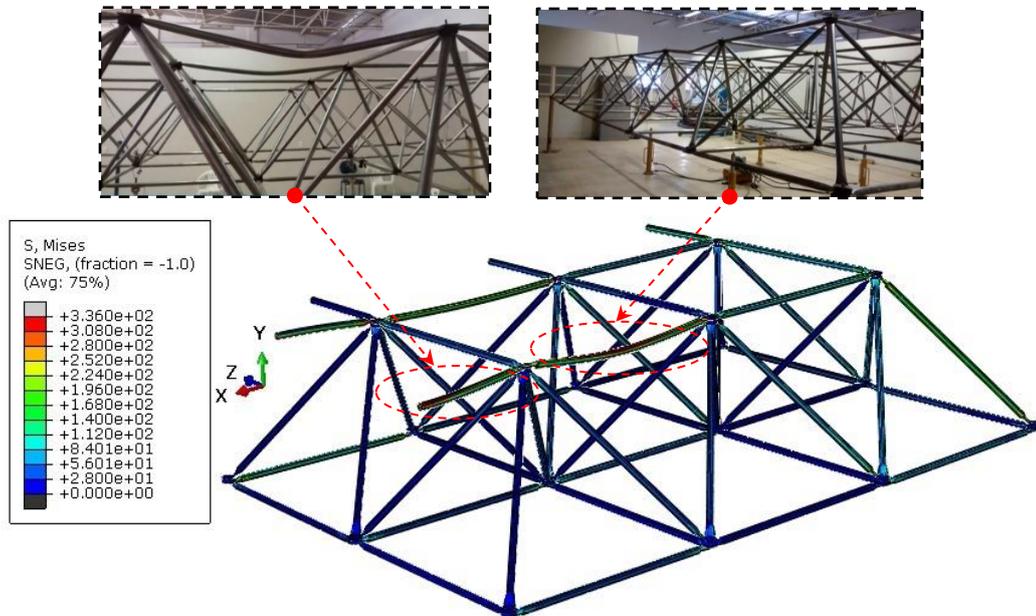
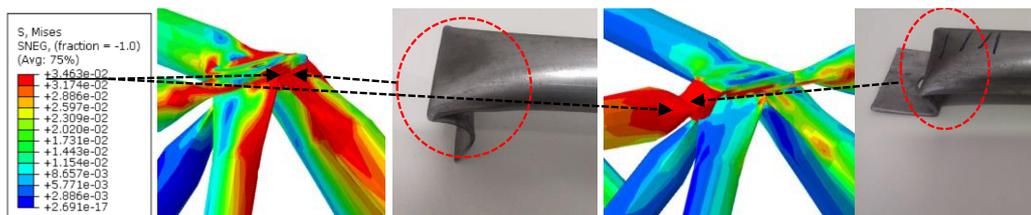
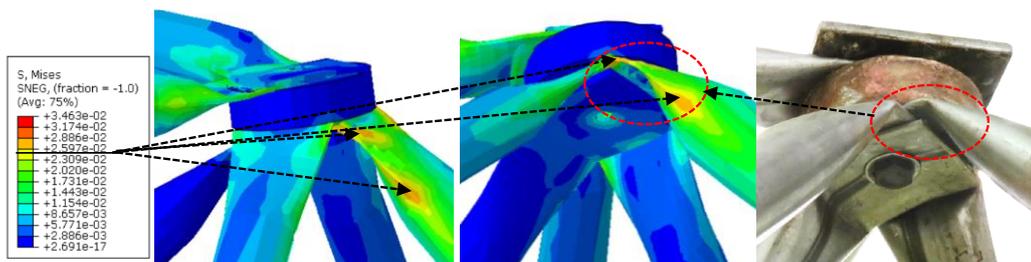


Figura 10.7 – Modo de colapso das ligações típicas com distanciadores

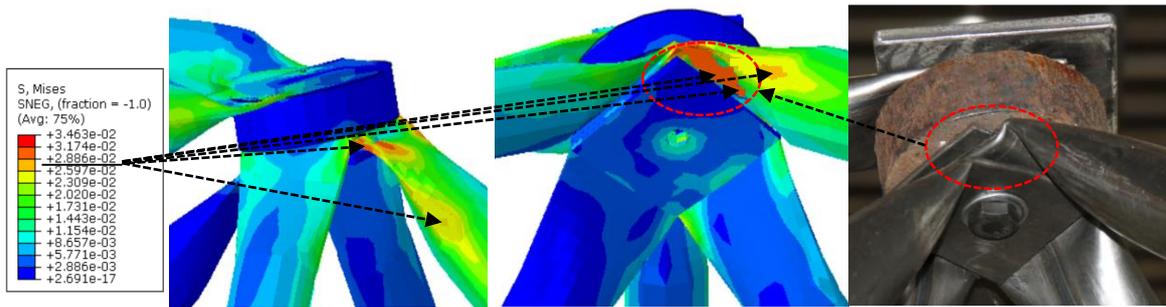
Os resultados da simulação numérica mostraram que as tensões nas pontas estampadas das diagonais sem distanciadores são 34% maiores que as tensões ligações com distanciadores para mesma ligação de análise. Na Figura 10.8 é mostrado os detalhes da comparação.



(a) Tensões nas ligações típicas sem distanciadores



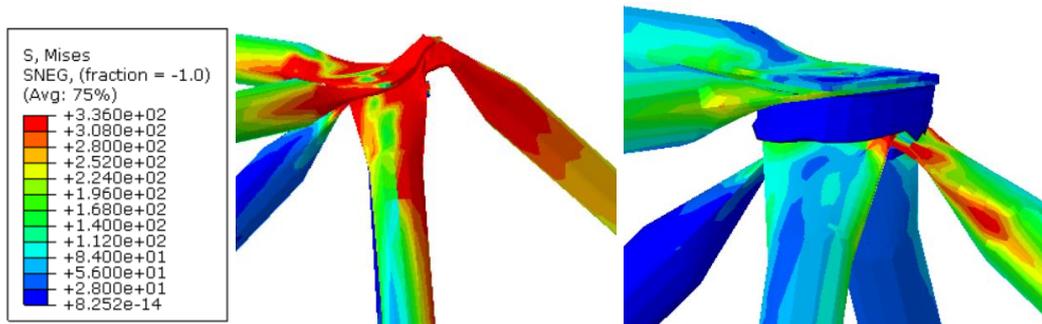
(b) Tensões nas ligações típicas com distanciadores de aço



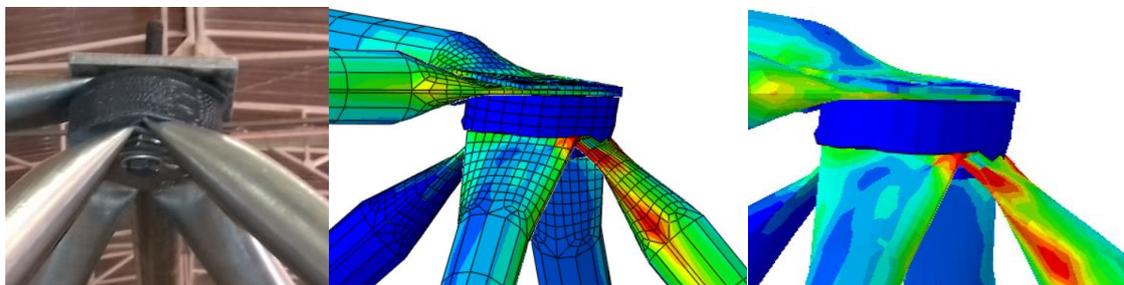
(c) Tensões nas extremidades das barras com LTDA

Figura 10.8 – Comparação das tensões de Von Mises entre LTI e LTDA

O modelo da ligação típica com distanciador de pneu LTDP apresentou maior deslocamento na deformada. Contudo, as tensões na extremidade da barra inclinada do apoio da LTDP apresentaram apenas pontos localizados de concentrações de tensões. Já ligação LTI as tensões de escoamento do aço ficaram por toda zona da estampagem. A Figura 10.9 apresenta as tensões de Von Mises nos dois protótipos (LTI e LTDP).



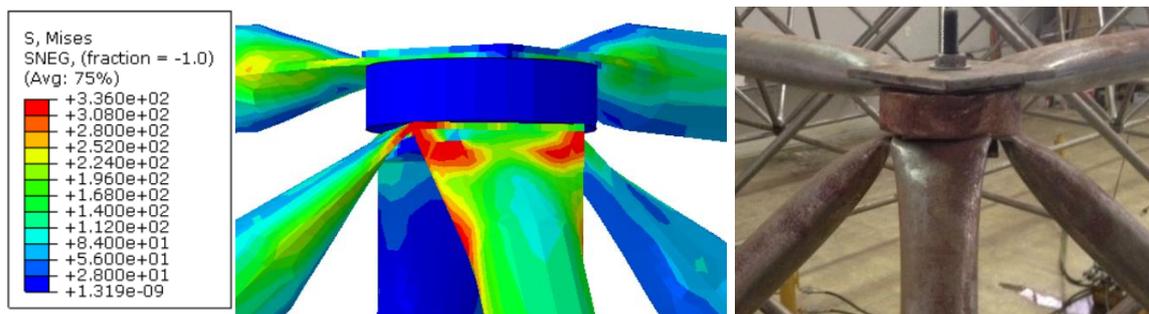
(a) Tensões de Von Mises na ligação LTI e LTDP



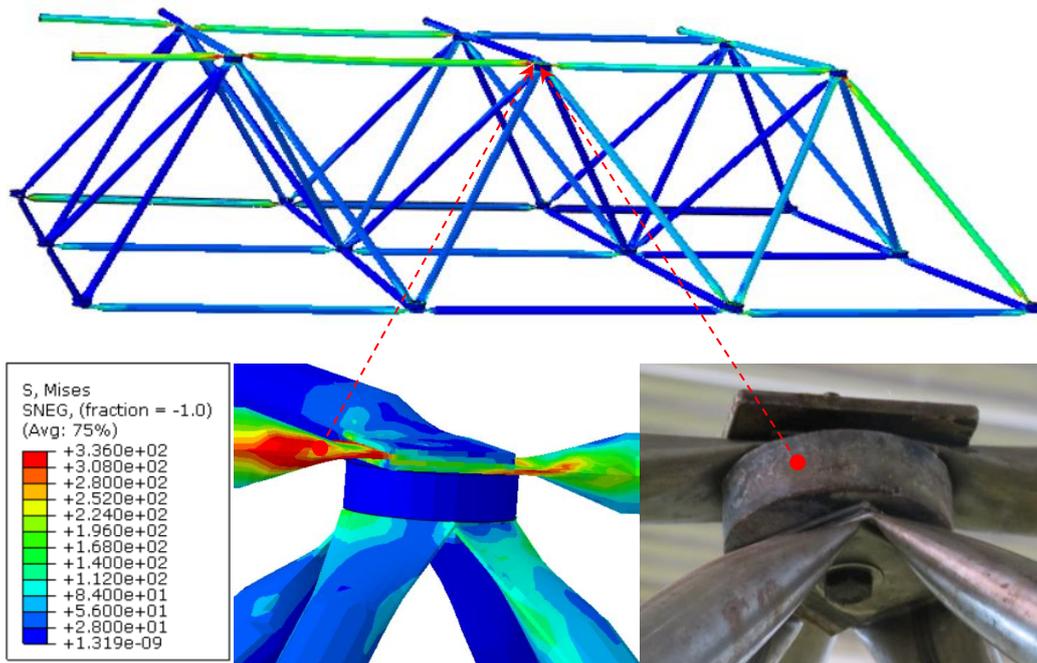
(b) Note que o distanciador com pneu apresentou maiores deformações por ser um material hiperelástico e, portanto, mais flexível

Figura 10.9 – Distanciadores de pneus do protótipo LTDP comparado com ligação típica LTI e deformada do distanciador de pneu

Por outro lado, os distanciadores com fibra de vidro são leves, mas também possuem alta resistência à compressão. O mecanismo de colapso do modelo mostrou a rigidez da ligação com uso do distanciador. Diferente do pneu o distanciar de fibra não sofreu deformações no colado da estrutura, os detalhes das tensões na ligação LTFV estão ilustradas na Figura 10.10.



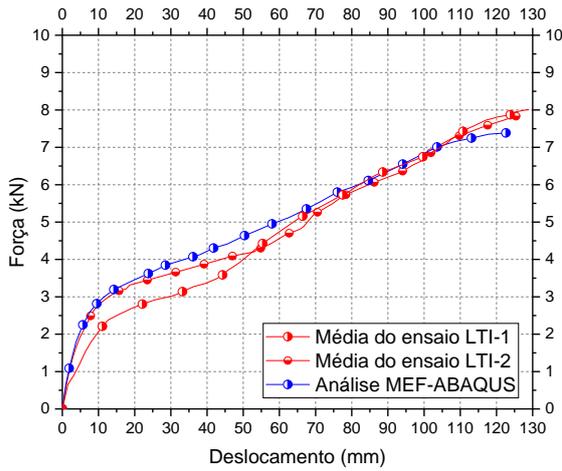
(a) Tensões de Von Mises na extremidade da barra após o colapso do protótipo



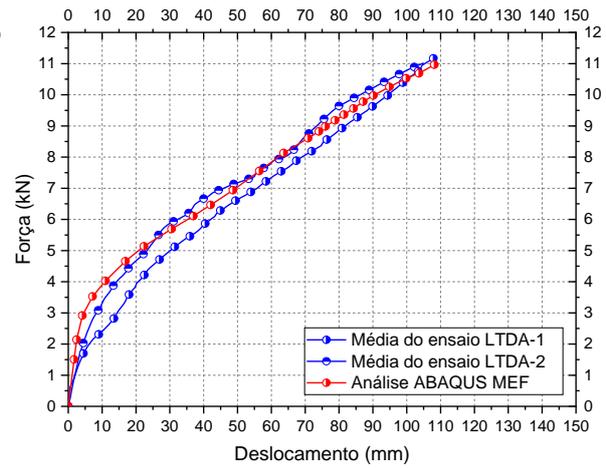
(b) Detalhe do distanciador na ruptura da treliça sem rotação na ligação

Figura 10.10 – Comparação dos modos de colapso da ligação típica LTDFV

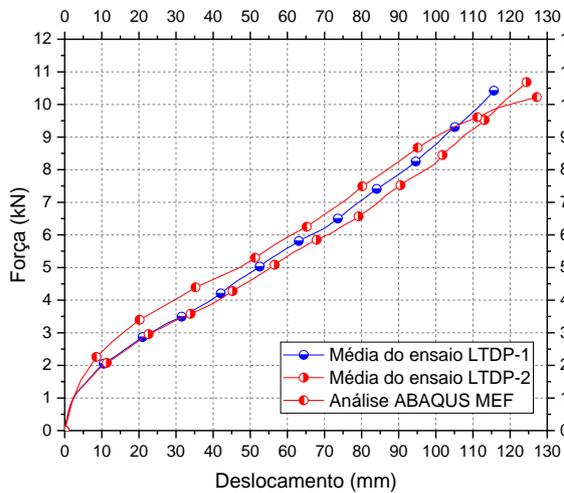
O gráfico força vs. de deslocamento dos ensaios experimentais, obtidas para dos protótipos TLI, LTDA, LTDP e LTDFV, são comparadas com as curvas numéricas obtidas a partir das análises em MEF, como mostrado na Figura 10.11. Bons resultados foram alcançados com análise com MEF usando o ABAQUS por meio de análise não-linear, as curvas de força vs. deslocamento entre o numérico e o experimental ficaram próximas.



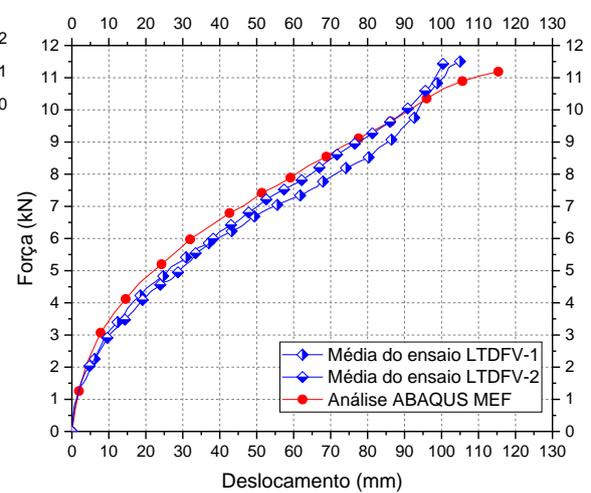
(a) Comparação do numérico com LTI



(b) Comparação do numérico com LTDA



(c) Comparação do numérico com LTDP



(d) Comparação do numérico com LTDFV

Figura 10.11 – Resultados da comparação numérico vs. experimental

O modelo desenvolvido no ABAQUS embora tenha sido adotado algumas simplificações para facilitar a convergência, conseguiu prever o comportamento da estrutura e foi validado pelos ensaios experimentais, tanto pelo comportamento global da estrutura, quanto pela análise das curvas de força vs. deslocamento. O uso da não linearidade geométrica com algoritmo modificado de RIKS conseguiu simular a instabilidade das barras sob compressão dos banzos superiores da treliça tridimensional. Os modelos em MEF previram com sucesso o comportamento da força vs. deslocamento das treliças tridimensionais e simularam os mecanismos de ruptura dos protótipos. Portanto, para treliças semelhantes usando como parâmetro estes modelos calibrados, com não linearidades, tipos e malhas em MEF e leis constitutivas dos materiais pode ser uma diretriz para estudos futuros.

11. ANÁLISE DINÂMICA DA TRELIÇA TRIDIMENSIONAL

11.1. GENERALIDADES

As análises dinâmicas experimentais foram realizadas a fim de avaliar o comportamento modal de treliças tridimensionais com espaçadores, tendo em vista que, foram encontrados poucos trabalhos na literatura com ensaios dinâmicos em estruturas treliçadas, mas com ligação típica não foi encontrado nenhum trabalho publicado em periódicos indexados. Além disso, os ensaios foram utilizados para validar a acurácia dos modelos numéricos desenvolvidos e para realizar, em pesquisas futuras, estudos paramétricos.

11.2. ENSAIOS DINÂMICOS

Após, a montagem da treliça tridimensional no LABEST-UnB, foram realizados alguns testes para tentar excitar a estrutura a fim de conseguir obter a frequência natural da treliça tridimensional. Contudo, é necessário excitar a estrutura captar as acelerações da excitação.

Dessa forma, um impacto ideal em uma estrutura seria um impulso perfeito, que tem uma duração infinitamente pequena, causando uma amplitude constante no domínio da frequência, o que resultaria em todos os modos de vibração sendo excitados com energia igual.

Nesse sentido foi realizado um primeiro teste com a treliça montada no laboratório usando distanciador de concreto encapsulado com chapa fina de 1,00 mm de espessura em aço. Neste teste foi construído um mecanismo para provocar a excitação controlada da estrutura. De modo, que a estrutura era puxada para baixo por meio dos atuadores hidráulicos, fixados no piso do laboratório, na extremidade dos atuadores hidráulicos foi instalado uma célula de carga de 50,0 kN, responsável pela leitura da força de tração. Por sua vez, na extremidade da célula de carga, foi fixado um mecanismo fabricado com uma vareta metálica interna amovível que conectava um cabo de aço de 6,3 mm que fazia a ligação entre o mecanismo e a ligação típica.

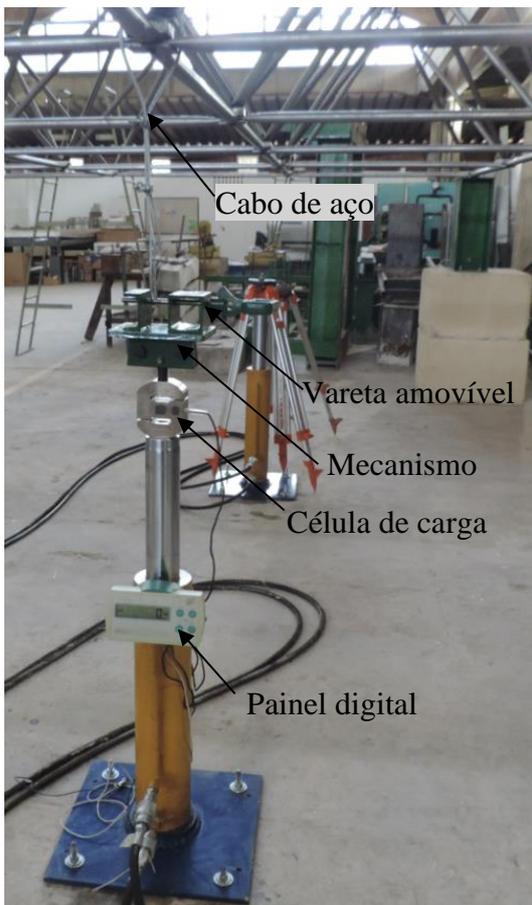
A ideia com esse sistema seria variar a força aplicada para ter diferentes impulsos na estrutura e provocar vários modos de vibrações. A Figura 11.1 mostra o sistema de ensaio montado para provocar a excitação na treliça tridimensional.



(a) Conjunto motor-bomba



(b) Controle da força do atuador



(d) Vista do sistema de ensaio



(c) Mecanismo com a vareta interna



(e) Painel para leitura da célula de carga

Figura 11.1 – Sistema de ensaio experimental para provocar a excitação da estrutura

Durante a realização do ensaio experimental utilizado o sistema proposta para provocar excitação da treliça, constatou que a carga aplicada na treliça não gerava um impulso suficiente para promover vibrações na treliça, isso porque até a retirada completa da vareta amovível a rigidez da estrutura e o atrito no cabo absorvia toda carga impulsiva. Chegou-se aplicar força de até 120,0 kN, mas o sistema não produziu os resultados esperados.

Uma nova metodologia foi desenvolvida, desta vez, um novo ensaio foi realizado, usando uma marreta de borracha de ladrilheiro com 80,0 mm de diâmetro com altura de 150 mm e com cabo de madeira de 400,0 mm com peso total de 0,0044 kN. Com essa marreta de borracha definido de “martelo de impacto” foi utilizado para gerar a força de impulso e provocar a vibração na estrutura.

11.3. INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização dos ensaios dinâmicos das treliças tridimensionais foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Condicionador de sinal Ni CompactDAQ modelo NI cDaQ-91);
- Acelerômetro modelo 352C34 da PCB com sensibilidade 99,7 mV/g;
- Acelerômetro modelo 352C33 da PCB com sensibilidade 100,5 mV/g
- Martelo de impacto;
- Notebook.

A Figura 11.2 apresenta alguns dos equipamentos que foram utilizados no ensaio.



(a) Condicionador de sinal



(b) Acelerômetro



(a) Notebook usado para salvar os dados

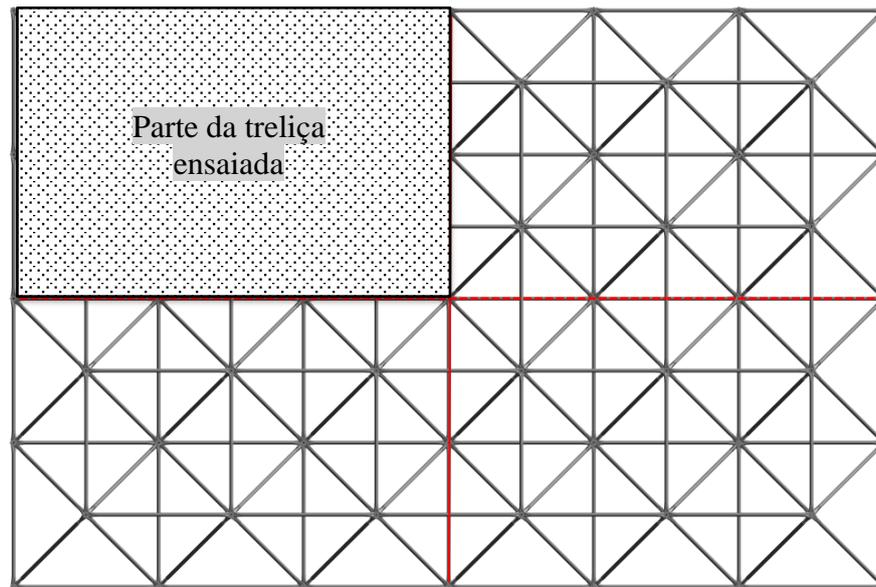


(b) Sistema de aquisição de dados LABIEW

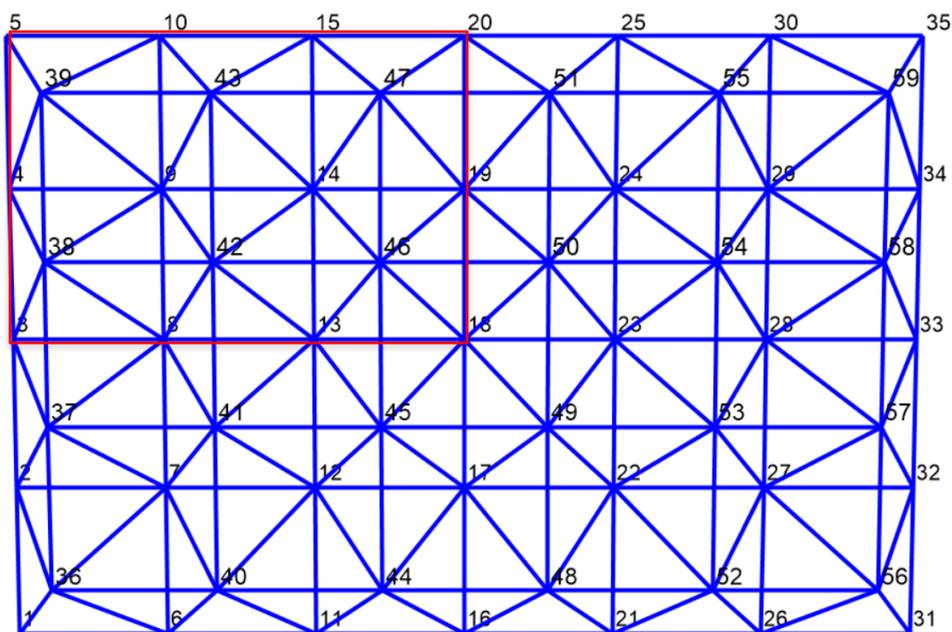
Figura 11.2 – Sistema para instrumentação do ensaio experimentais

11.4. SISTEMA DE ENSAIO

Para realização do ensaio, foram utilizados dois acelerômetros: um fixo posicionado no nó 9 e um móvel que percorreu cada um dos 18 nós da treliça, acompanhado pelo martelo de impacto para provocar a excitação. Devido a simetria da treliça, foram excitadas apenas um quarto das barras que compõem a mesma conforme mostrado na Figura 11.3.



(s) Simetria da treliça tridimensional



(b) Vista isométrica com definição do nós da treliça tridimensional

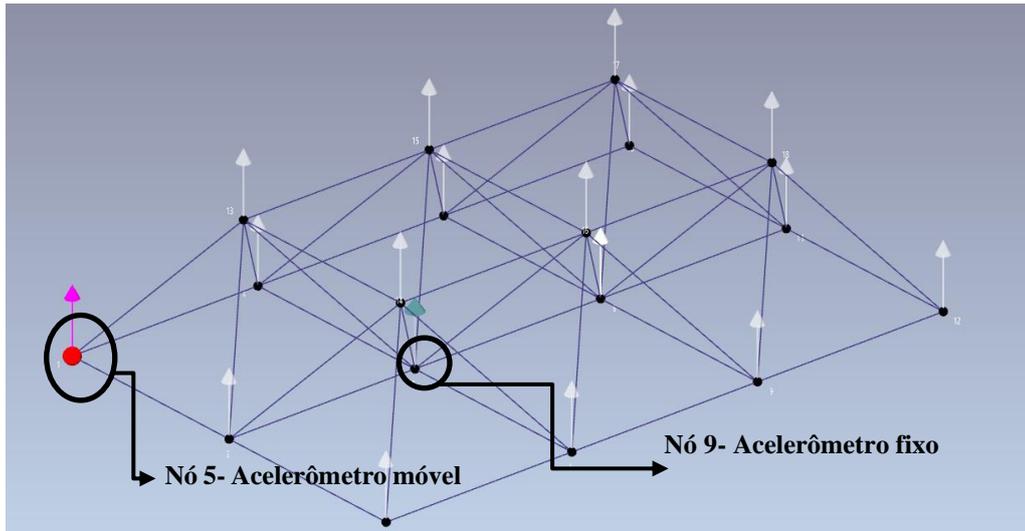


Figura 11.3 – Ilustração da posição do acelerômetro fixo e do acelerômetro móvel.

As ligações instrumentadas estão definidas através dos pontos nodais enumerados na Figura 11.3 (b) conforme mostrado apenas em 18 ligações foram instalados acelerômetros na equação Eq. (11.1) são destacados os pontos onde foram realizadas as leituras.

$$\begin{aligned}
 \text{Banzo inferior} &= \begin{bmatrix} 5 \\ 4 \\ 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10 \\ 9 \\ 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 15 \\ 14 \\ 13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 20 \\ 19 \\ 18 \end{bmatrix} \\
 \text{Banzo superior} &= \begin{bmatrix} 39 \\ 38 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 43 \\ 43 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 47 \\ 46 \end{bmatrix}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. (11.1)}$$

Figura 11.4 apresenta o esquema de ensaio montado no laboratório de Estruturas LABEST da Universidade de Brasília.

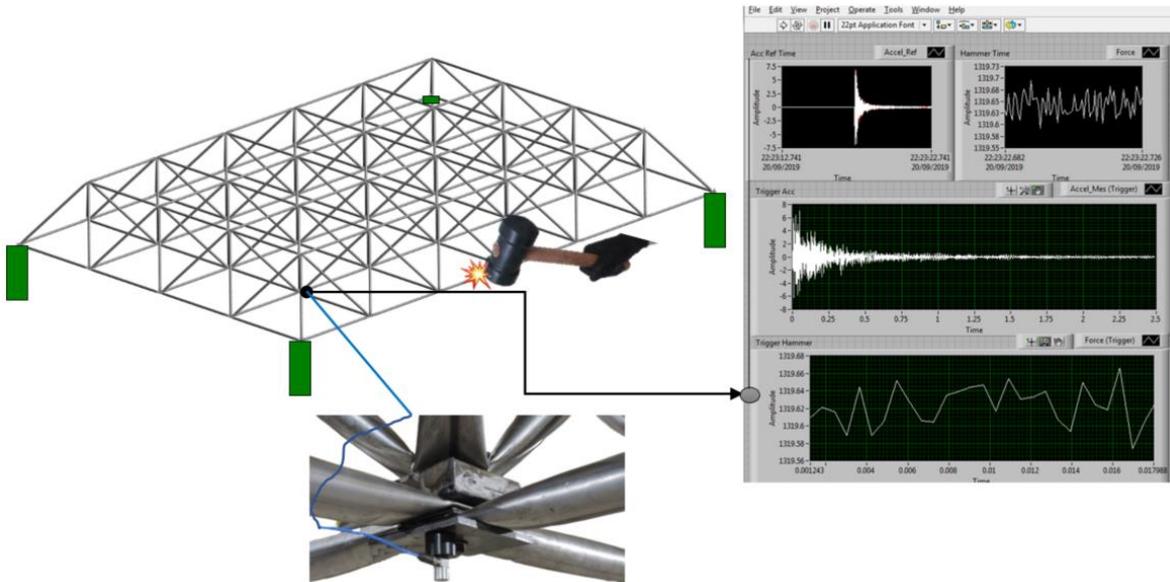


(a) Pontos da simetria da treliça

(b) Ensaio dinâmico sendo realizado

Figura 11.4 – Devido simetria da treliça o ensaio foi realizado apenas com 1/4 do protótipo

A realização do ensaio contou com a execução da excitação da treliça por meio do martelo de impacto que exercia uma força impulsiva através da martelada no meio da barra do banzo inferior da treliça tridimensional. A Figura 11.5 mostra em detalha através do fluxograma as etapas de execução dos ensaios e aquisição de dados por meio do programa LABIEW, na sequência a Figura 11.5 (b) apresenta a metodologia de excitação com martelo de impacto.



(a) Processo de aquisição de dados usando o LABIEW com instalação dos acelerômetros



(b) Metodologia da excitação da estrutura com martelo de impacto

Figura 11.5 – Aquisição de dados e procedimentos para execução da excitação da estrutura

11.5. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Para a realização dos ensaios foram seguidos os seguintes passos:

- ✓ Identificação dos nós;
- ✓ Definição do nó para o acelerômetro de referência, no caso adotou-se o nó 9, considerando que o mesmo não representa um ponto modal;
- ✓ Excitação aleatória na treliça de forma que o acelerômetro móvel percorra todos os nós com 3 repetições por nó;
- ✓ Aquisição das acelerações para cada excitação.

A configuração dos ensaios utilizada para todos os casos está apresentada a seguir:

- ✓ Tempo de aquisição 1,516s
- ✓ Frequência de amostragem: 1650,95Hz
- ✓ Frequência de Nyquist: 825,4755Hz

Os sinais de aceleração foram obtidos com o auxílio do programa LABVIEW e em seguida as acelerações foram exportadas para o programa ARTEMIS a fim de obter as frequências naturais e os modos de vibração. A Figura 11.6 apresenta a localização dos acelerômetros instalados nas ligações típicas do protótipo LTDCEA.



(a) Posição dos acelerômetros em diferentes pontos das ligações dos banzos inferiores



(b) Posição dos acelerômetros nas ligações dos banzos superiores e no apoio da treliça

Figura 11.6 – localização dos acelerômetros instalados nas ligações LTDCEA

A Figura 11.7 mostra a execução dos ensaios, que contou com a excitação em diferentes barras da estrutura, a fim de obter diferentes acelerações, para processamento no ARTEMIS.



Figura 11.7 – Diferentes posições das barras durante a execução dos ensaios experimentais

A Figura 11.8 mostra a interface gráfica dos programas utilizados a aquisição de dados e tratamento das respectivas acelerações para obtenção das frequências naturais e modos de vibração.



(a) Interface gráfica da aquisição de sinais (LABVIEW)



(b) Interface gráfica do processamento de dados experimentais (ARTEMIS).

Figura 11.8 – Interface dos programas usados

11.6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS

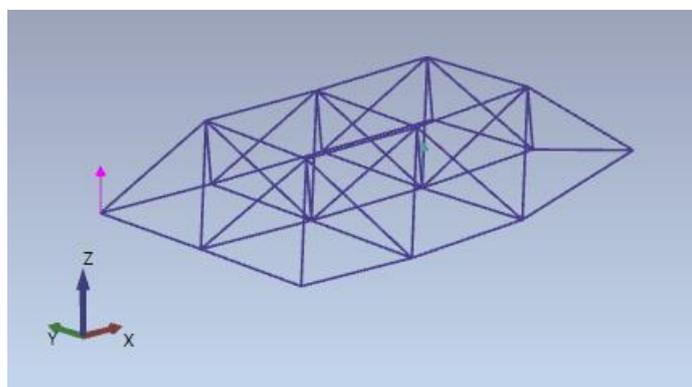
Nesta seção são apresentados os resultados obtidos nos ensaios dinâmicos (frequências naturais e modos de vibração) das treliças ensaiadas.

Os valores das frequências naturais obtidas no ARTeMIS estão na Tabela 11.1. Não foi possível obter muitos modos de vibração, tendo em vista, que pelas dimensões da treliça seria necessário um estudo mais aprofundado para definir a melhor forma de excitar mais modos de vibração, bem como uma instrumentação mais robusta e com maior sensibilidade por parte dos acelerômetros.

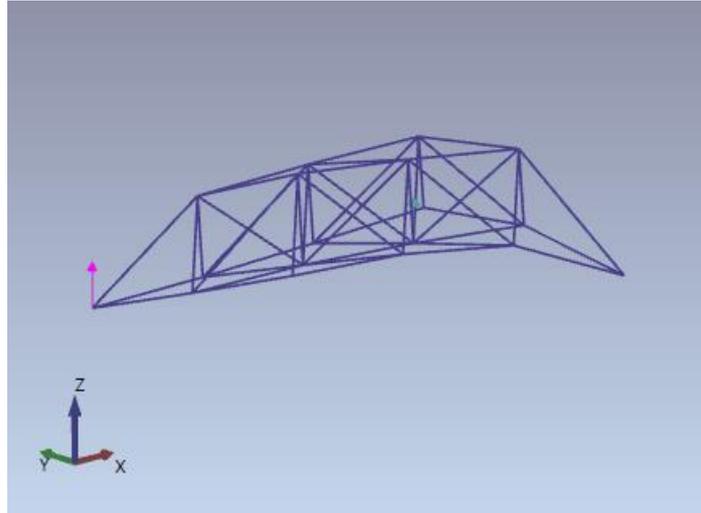
Tabela 11.1 – Frequências naturais na treliça tridimensional (Hz).

Modo	Frequência Natural(Hz)
1°	13,72
2°	17,75
3°	25,82

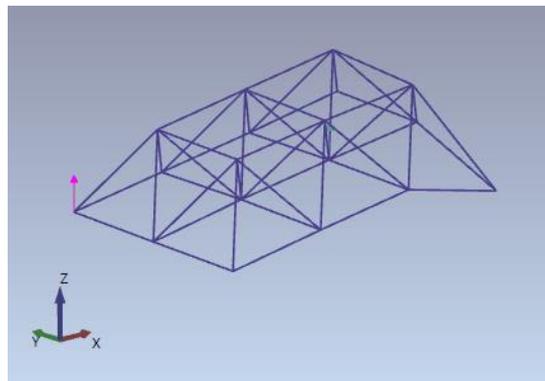
As Figura 11.9 e Figura 11.10 apresentam os quatro primeiros modos experimentais e os valores do MAC (apresentado no Capítulo 2.10.1), respectivamente. Os quatro primeiros modos de vibração foram obtidos com boa precisão já que os valores do MAC foram 0. Entretanto, o quinto modo de vibração teve valores de MAC diferentes de 0, mostrando assim que não estão bem correlacionados.



(a) Primeiro modo de vibração com frequência de 13,72 Hz



(b) Segundo modelo de vibração com frequência de 17,75



(c) Terceiro Modo de Vibração da treliça tridimensional 25,82 Hz

Figura 11.9 – Modos de Vibração experimentais da treliça

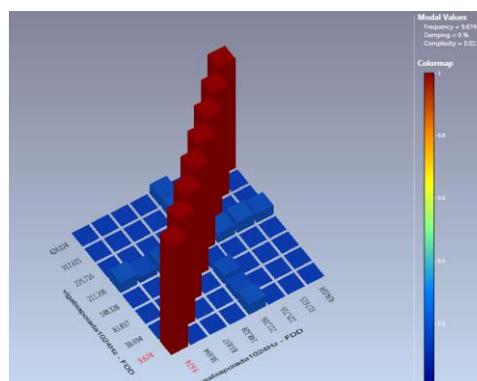


Figura 11.10 – MAC experimental da treliça tridimensional

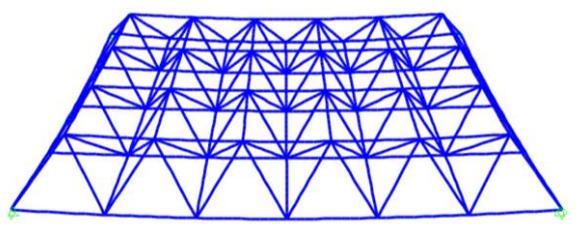
12. ANÁLISE NUMÉRICA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO

Conforme mostrado no Capítulo 12 a treliça tridimensional apresentou a primeira frequência de 13,72 Hz. Para avaliar o comportamento das treliças em comparação com “nós ideais” foi utilizado o modelo da treliça discretizada no Capítulo 9.1.1 para avaliar as frequências naturais por meio do SAP2000. A Tabela 12.1 mostra os resultados.

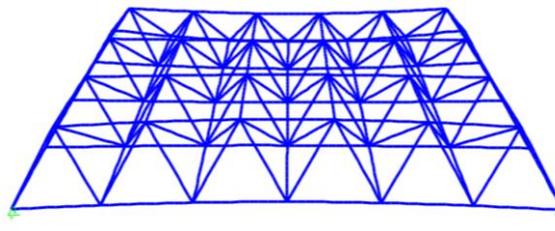
Tabela 12.1– Resultados na análise com SAP2000

Tipo de análise usada	Número de modos de vibração	Período Sec	Frequência natural Cyc/sec	Frequências angular rad/sec
MODAL	1	0,0731	13,68	85,95
MODAL	2	0,0305	32,72	205,62
MODAL	3	0,0252	39,56	248,59
MODAL	4	0,0196	50,93	320,05
MODAL	5	0,0124	80,34	504,79
MODAL	6	0,0115	86,49	543,49
MODAL	7	0,0099	100,17	629,41
MODAL	8	0,0094	105,42	662,40
MODAL	9	0,0094	106,13	666,84
MODAL	10	0,0074	134,69	846,28
MODAL	11	0,0072	137,02	860,90
MODAL	12	0,0060	164,99	1036,70

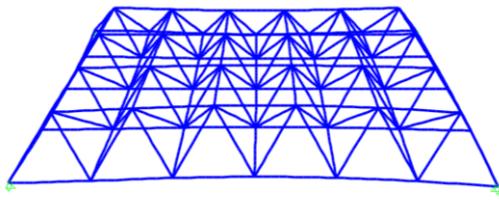
Os resultados mostram que as treliças com ligação típica com distanciador de concreto encapsulado apresentam comportamento semelhante as ligações com nós ideais, conforme mostrado na Tabela 12.1. Os 12 modos de vibração que estão apresentados, respectivamente.



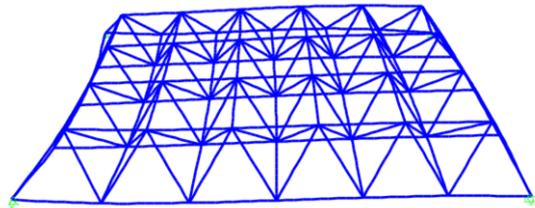
(a) Primeiro modo de vibração



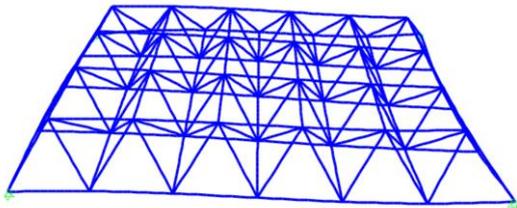
(b) Segundo modo de vibração



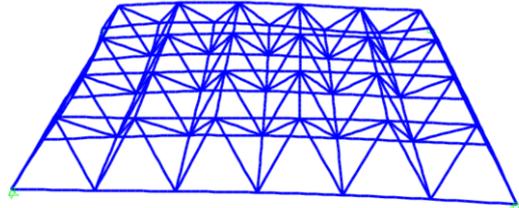
(c) Terceiro modo de vibração



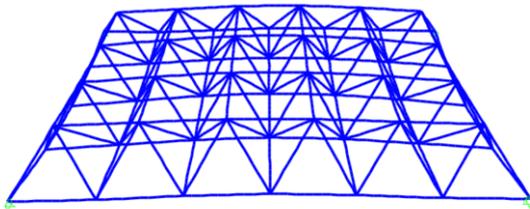
(d) Quarto modo de vibração



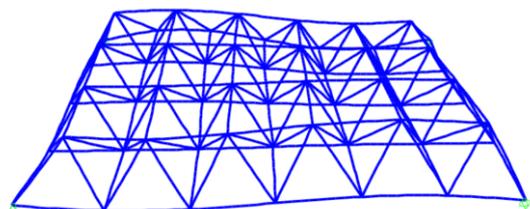
(e) Quinto modo de vibração



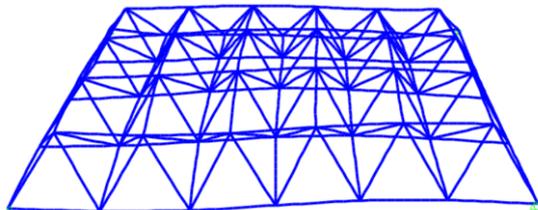
(f) Sexto modo de vibração



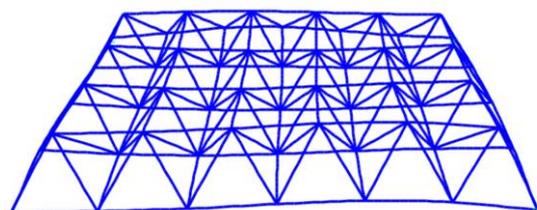
(g) Sétimo modo de vibração



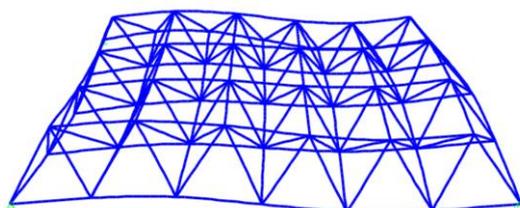
(h) Oitavo modo de vibração



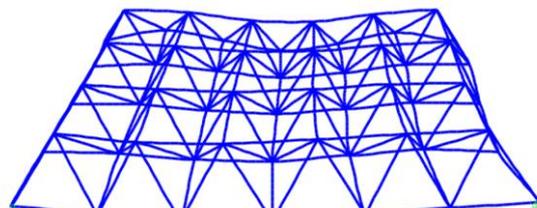
(i) Nono modo de vibração



(j) Décimo modo de vibração



(k) Décimo primeiro modo de vibração



(l) Décimo segundo modo de vibração

12.1– Modos de vibração da treliça tridimensional obtida no SAP2000

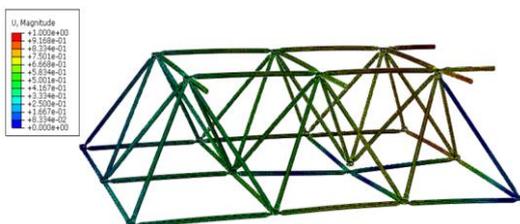
O modelo da treliça tridimensional utilizado no capítulo 10. Com uso do distanciador de aço. Foi utilizada para determinar os modos de vibração. A Tabela 12.2 mostra os resultados para primeiros 12 modos de vibração.

Tabela 12.2– Resultados na análise com ABAQUS

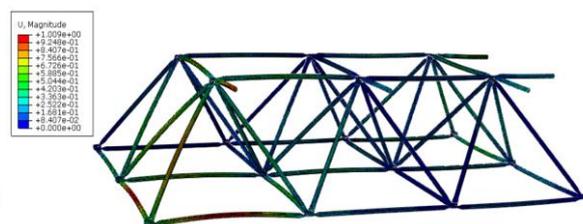
Tipo de análise usada	Frequência Natural cyc/sec
MODAL	13,782
MODAL	20,327
MODAL	30,329
MODAL	69,597
MODAL	165,53
MODAL	168,64
MODAL	170,38
MODAL	171,46
MODAL	172,28
MODAL	173,16
MODAL	173,27
MODAL	175,25

A mostra os 12 modos de vibração através da modelagem com ABAQUS, respectivamente. Os resultados demonstram que a treliças tridimensionais possuem com ligação típica com uso dos distanciadores possuem um comportamento dinâmico muito próximo das ligações ideais, isso, porque o modelo obtido via SAP2000 possui uma diferença de resultado menor que 5,0%.

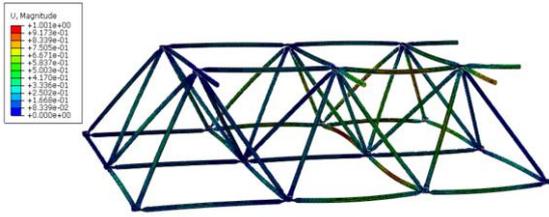
Através do modelo calibrado do ABAQUS será possível verificar o comportamento das treliças com distanciadores de pneu reciclado do ponto de vista dinâmico. Ficando esta análise para trabalhos futuros.



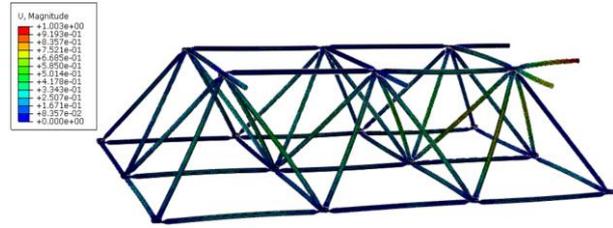
(a) Primeiro modo de vibração



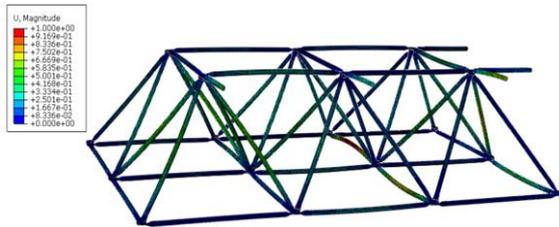
(b) Segundo modo de vibração



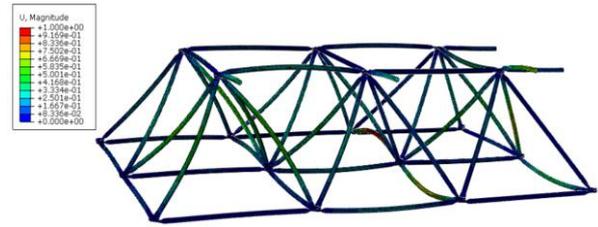
(c) Terceiro modo de vibração



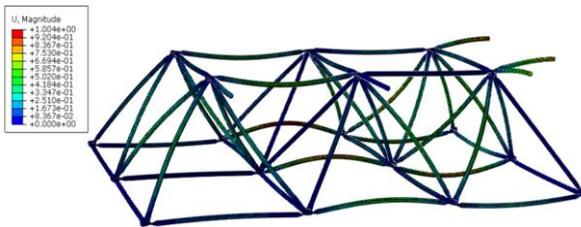
(d) Quarto modo de vibração



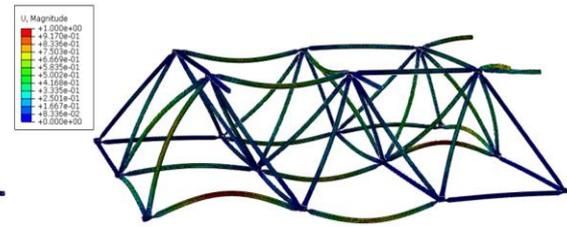
(e) Quinto modo de vibração



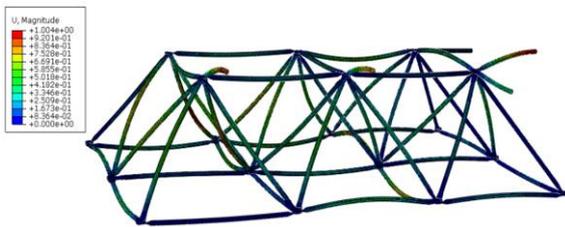
(f) Sexto modo de vibração



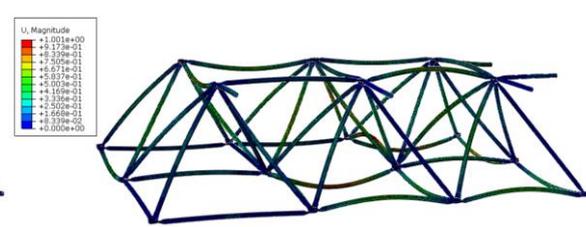
(g) Sétimo modo de vibração



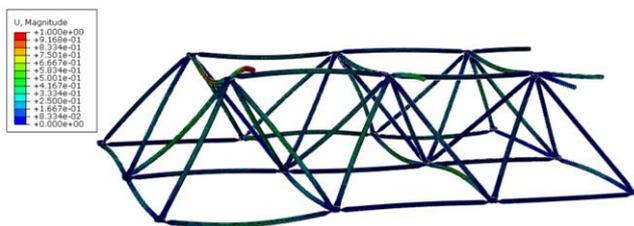
(h) Oitavo modo de vibração



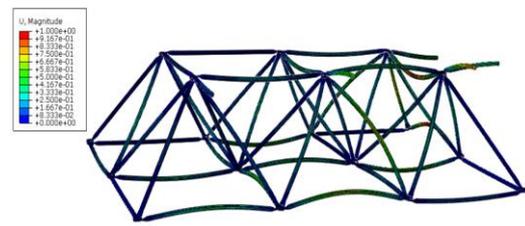
(i) Nono modo de vibração



(j) Décimo modo de vibração



(k) Décimo primeiro modo de vibração



(l) Décimo segundo modo de vibração

12.2- Modos de vibração da treliça tridimensional obtida no ABAQUS

12.1. CONCLUSÃO DOS ENSAIOS DINÂMICOS

Os ensaios dinâmicos realizados com a treliça tridimensional com uso de distanciador, demonstrou que a frequência fundamental da estrutura é de aproximadamente 14,0 Hz. Com modo de vibração flexional. Por outro lado, os resultados da modelagem com uso do SAP2000 utilizando barras com ligação ideal mostrou que a primeira frequência obtida é muito próxima do experimental.

Mas a segunda frequência obtida no SAP2000 ficou superior dos valores experimentais em 84,33% mostrando que a ligação ideal possui maior rigidez em relação a ligação típica com distanciador. Na terceira frequência houve uma queda na diferença, o modelo no SAP2000 registou o valor de 39,56 Hz enquanto o modelo numérico ficou com valor de 25,82 Hz. Resultando em uma diferença percentual de 53,33% do valor obtido no SAP2000 frente ao experimental.

Entretanto, o modelo com a treliça tridimensional usando o ABAQUS apresentou resultados melhores que SAP2000, isso é explicado pela consideração da menor rigidez da ligação com a discretização da barra com zona estampada no modelo numérico.

O valor obtido no ABAQUS para frequência fundamental foi de 13,72 Hz. Já a segunda frequência o valor foi de 20,32 Hz ficando bem próximo ao valor encontrado no ensaio experimental com valor de 17,75 Hz. A terceira frequência encontrada no ABAQUS o valor foi de 30,32 Hz contra 25,82 Hz do experimental. Resultando em uma diferença percentual de 17,42%, respectivamente.

Assim, para avaliação das frequências naturais em treliças tridimensionais o uso do SAP2000 resulta em valores próximos apenas para frequência fundamental. Para demais frequências o modelo simplificado não apresentou bons resultados. Enquanto, o uso da modelagem com ABAQUS apresentou resultados mais próximos aos experimentais. Nas aplicações de treliças tridimensionais submetidas a excitação tal como, em cobertura de hipermercado onde os sistemas de refrigeração, geralmente fica fixado na treliça a modelagem com SAP2000 para obtenção da primeira frequência pode ser usada para avaliação de projeto, conforme ficou demonstrado a precisão do modelo para determinação da primeira frequência.

13. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo apresenta um resumo das conclusões deste trabalho e também sugestões para trabalhos futuros com o intuito de dar continuidade a esta pesquisa. As conclusões estão organizadas em seis subtítulos, como segue:

No primeiro subtítulo é apresentado as principais conclusões sobre os ensaios com barras isoladas submetidas a força de compressão axial centrada. É comentado os principais aspectos do programa experimental, no qual realizou 81 ensaios experimentais;

No segundo subtítulo, é apresentado as conclusões sobre os ensaios experimentais com as ligações isoladas que subsidiaram a comprovação do uso da chapa reentrante para reforço de ligações típicas com extremidades estampadas, como também foi de fundamental importância para realização da simulação numérica da nova ligação proposta. Uma nova ligação foi proposta com um novo tipo de engate que utiliza nenhuma chave para execução no canteiro de obra, uma conexão totalmente simples de ser implantada na obra;

No terceiro subtítulo, é apresentado sucintamente e conciso, os resultados dos ensaios experimentais com treliças tridimensionais, que foi a principal motivação desta pesquisa devido a excentricidade na ligação típica que resultou em colapso prematuro da estrutura. Uma nova proposta para reforço da ligação típica foi então desenvolvida, com uso de uma chapa reentrante na ligação típica, especificamente nas extremidades das diagonais. Para o dimensionamento também é comentado as principais conclusões da aplicação de normas nacionais e internacionais para o dimensionamento deste tipo de estrutura treliçada;

No quarto subtítulo, é apresentado as principais conclusões do ensaio dinâmico realizado com a treliça tridimensional, com a perspectiva de trabalhos futuros, principalmente com uso dos distanciadores de pneu que possuem a função de evitar o colapso prematura da ligação típica ainda atuam também como dispositivo para amortecer as vibrações na treliça; é realizado um comentário sobre as principais conclusões obtidas por meio da modelagem numérica. Por fim, é realizado uma conclusão de caráter geral sobre esta pesquisa.

No quinto subtítulo é realizado um comentário geral com fechamento para trabalhos futuros.

13.1. CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DE BARRAS ISOLADAS

No Estudo de barras isoladas foi montado um pórtico específico para o ensaio de flambagem das barras, com a construção do mecanismo na extremidade da ligação entre pórtico e barra, a fim de evitar a transferência de momentos para o espécime ensaiado. O pórtico se mostrou eficiente para realização de ensaios com barras com comprimento de até 1.565,00 mm.

Três propostas de ensaios foram realizadas, na primeira foi considerado a barra com extremidade estampada com vinte sete ensaios. Na segunda foi considerado uma chapa reentrante na zona estampada das barras também com vinte sete ensaios, e na terceira, utilizou uma chapa gusset na extremidade das barras, completando a série de ensaios com mais 27 ensaios experimentais.

As principais conclusões sobre os 81 ensaios experimentais foram as seguintes: Em todas as amostras com extremidades estampadas EBE, o colapso ocorreu por flambagem local da barra com plastificação da seção na zona de transição entre a estampada e o amassamento da barra, resultando na ruptura prematura da barra. O modo de ruptura das barras EBE foi abrupta com deslocamento médio de 21,0 mm. A resistência média das barras ensaiadas com índice de esbeltez variando entre 20 a 100 foram de $EBE_{250} = 12,00$ kN e $EBE_{1325} = 7,50$ kN. Nesse sentido, houve uma diminuição média de resistência de 62,50% na capacidade resistente entre as barras à medida que foram variando o índice de esbeltez dos espécimes.

Nas barras com chapa reentrante, a chapa usada para o reforço estrutural foi tomada como sendo uma relação da espessura da barra. Dessa forma, as barras tiveram uma espessura de 0,95 mm, enquanto, que a chapa reentrante teve uma espessura de 3,75 mm, ou seja, foi adotado aproximadamente uma espessura da chapa com 4 vezes a espessura do tubo. O modo de falha das treliças com uso da chapa reentrante BCR, se deu por instabilidade semelhantes as barras de referência BCG. A capacidade resistente das barras, com variação do índice de esbeltez entre 20 a 100 ficaram em média com $BCR_{250} = 21,33$ kN e $FRC_{1325} = 10,96$ kN. Em termos percentuais, ouve uma variação de resistência entre o índice de esbeltez (20 e 100) de 51,38%.

As barras com uso da chapa gusset, foram construídas com uma chapa de 160 mm com espessura de 3,75 mm e zona de solda na extremidade da barra com 40,0 mm. Nos ensaios experimentais, todas as barras romperam por instabilidade. A resistência das barras com

variação do índice de esbeltez foi de BCG250 = 23,33 kN e BCG1325 = 12,0 kN. A variação de resistência entre o índice de esbeltez de 20 e 100 ficou em 51,43%.

Os espécimes BCR e BCG tiveram um aumento significativo de resistência em relação as barras EBE. Em termos percentuais, o ganho de resistência ficou da seguinte forma: BCR250 = 77%; BCR1325 = 46,13% (diferença dos valores percentuais de resistência 40%); BCG250 = 94%; BCG1325 = 60% (diferença dos valores percentuais de resistência 36,17%). Nota-se, portanto, que para barras com comprimentos menores a plastificação da seção teve papel fundamental na força de colapso dos espécimes EBE. De modo, que para comprimentos maiores a diferença de resistência em relação aos modelos BCR1325 e BCG1325 foi menor.

13.2. CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DE LIGAÇÕES ISOLADAS

Os estudos experimentais com as ligações isoladas foram realizados para comparar os resultados de resistência das ligações típicas, mais aplicadas em sistema de cobertura treliçado e comparar com as novas propostas. Nesse estudo 18 modelos foram desenvolvidos, todas barras tiveram mesmo diâmetro e espessura do tubo. Nestes ensaios duas novas ligações foram ensaiadas, a saber: Ligação típica com reforço com chapa reentrante nas barras das diagonais e uma nova ligação com sistema de união entre barras inovador. Também foi ensaiada uma ligação típica com uso do distanciador de concreto encapsulado com camisa de metálica de 1,00 mm de espessura.

As ligações típicas tiveram as seguintes resistências médias: LTECA 40,52 kN; LTPCA 42,24 kN; LTE 30,60 kN; LTDCE 40,66 kN; LTCR 45,33; STQC 54,61 kN. As ligações típicas que apresentaram excentricidade tiveram um comportamento melhor em relação a LTE como segue: LTECA 32,41%; LTPCA 38,03%; LTDCE 32,61%. A proposta de reforço da ligação estampada TCR apresentou 48,13% de ganho de resistência em relação a LTE. Portanto, a proposta do reforço foi a ligação que apresentou o maior valor absoluto na resistência das ligações típicas. Contudo, foi a ligação que apresentou também o maior deslocamento com aumento de 14,66% em relação a LTE. Já a ligação com distanciador apresentou o menor deslocamento das ligações típicas ensaiadas, com uma diminuição de 36,35% em relação a LTE.

A ligação STOTC apresentou resultado muito bom, frente aos outros sistemas ensaiados. Em primeiro lugar a ruptura não ocorreu na ligação, mas nas extremidades das barras. Houve, também uma melhor distribuição dos esforços entre os membros da ligação. Que refletiu em uma melhor uniformização das curvas nos gráficos de força vs. deslocamento. Não foi possível obter a força de ruptura da ligação devido a falha na extremidade do tubo. Contudo, a ruptura ocorreu com passo de força de 54,61 kN. Superando todas as outras ligações ensaiadas, em relação a ligação típica LTI o ganho de resistência foi de 81,73%. Com relação a ligação típica que apresentou o maior ganho de resistência LTCR a STOTC ainda obteve um aumento em 22,65%. Mostrando a eficiência da ligação proposta. No que tange, aos deslocamentos a STOTC foi a ligação que apresentou o menor deslocamento de todas as ligações. Apresentou uma diminuição no deslocamento médio de 53,44%.

Nos ensaios experimentais as três ligações STOTC ensaiadas mostram eficiências em todas as comparações com as ligações típicas. Porém, o custo de fabricação da ligação é mais alto em comparação a todas as outras conexões ensaiadas.

Com base nos ensaios realizados com a ligação STOTC foi desenvolvido uma avaliação numérica da ligação proposta *Space Truss Orange Type Connection – STOTC*. Foi utilizado o software ABAQUS para avaliar o comportamento da ligação. O estudo mostrou que ligação proposta possui boa resistência. A simulação numérica mostrou capacidade de carga semelhante a ligação STOTC com valor de 57,50 kN, com deslocamento de 12,21mm.

O estudo paramétrico simulou diferentes diâmetros de tubos na ligação e foi verificado que a ruptura da ligação ocorreu com força última de 89,51 kN com deslocamento correspondente de 19,83 mm. Os resultados obtidos com ligação STOTC possuem valores de resistência última próximas das ligações MERO.

13.3. CONCLUSÃO SOBRE OS ENSAIOS DAS TRELIÇAS TRIDIMENSIONAIS

Muitos tipos de colapso em treliça tridimensional foram identificados ao longo dos anos, conforme apresentado na justificativa desta pesquisa, onde o colapso da ligação foi observado. Neste contexto, foram realizados onze ensaios experimentais na UFCA e mais quatro ensaios na UnB. Os resultados mostram que os protótipos LTI apresentam colapso local, resultando na ruptura da treliça tridimensional por falha na ligação.

As treliças tridimensionais com ligação típica apresentam momentos fletores em decorrência da excentricidade, que junto com a estampagem das barras induz a um aumento da capacidade de rotação e conseqüentemente a falha local da ligação, resultando no colapso global da estrutura. Nesta pesquisa as ligações LTI romperam com força última de aproximadamente 7,86 kN. Já as ligações com reforço utilizando distanciadores apresentaram as seguintes resistências médias: LTDA com 11,06 kN; LTDFS com 11,23; LTDP com 10,66 kN; LTDFV com 11,65 kN; LTDCEA com 11,13 kN; LTCRE com 11,05. Em média os protótipos com distanciadores aumentaram a resistência das treliças tridimensionais em 11,13 kN, tirando distanciador concreto com fibra que não apresentou resultado satisfatório e rompeu e foi retirado da média. Assim, as ligações com LTD médio aumentam a resistência da ligação típica em 41,60%. Para a treliça tridimensionais usando distanciadores, os colapsos ocorreram com deslocamento médio de 103,00 mm.

Os colapsos das treliças tridimensionais usando distanciadores foram caracterizados por instabilidades das barras submetidas compressão. Nestes casos, não foram observadas distorções nas ligações. Portanto, com espaçadores feitos de aço, fibra de sisal, pneu reciclado; fibra de vidro; concreto encapsulado, todos aumentaram a resistência da treliça tridimensional.

Além disso, as excentricidades, nas ligações típicas, produzem flexão nos nós. Outra característica que vale a pena mencionar é que os colapsos de LTI não atingiram a capacidade de carga das barras. Mas colapsaram devido a distorções excessivas nos nós. Em contraste, todas as ligações com reforço apresentaram colapso pela flambagem dos tubos.

Os distanciadores utilizados nesta pesquisa podem prevenir eficientemente o colapso prematuro de treliças tridimensionais LTI. Distanciadores e placas sobrejuntas de reforço forçaram o colapso acontecer nos tubos por instabilidade. Para o cálculo da resistência das treliças tridimensionais foi proposta a utilização do fator “ Q ” associado à estampagem local das barras das ligações típicas sem uso do distanciador ou da chapa reentrante para reforço das ligações estampadas. Dessa forma, o cálculo de resistência das barras ficou abaixo dos valores dos ensaios experimentais mostrando, claramente a necessidade da utilização do fator em aproximadamente $Q_{exp}=0,65$ obtido analiticamente.

Esta pesquisa mostrou que as fibras naturais de sisal com resina, assim como os resíduos de borracha de pneus reciclados que poluem o meio ambiente, poderiam ser utilizadas na

fabricação de distanciadores para corrigir as excentricidades em ligações típicas estampadas e que será fruto de investigações futuras por meio das avaliações numéricas para comparar com os ensaios dinâmicos para determinação de novas expressões práticas de projeto.

Como resultado desta pesquisa, foi observado um aumento da eficiência das treliças tridimensionais sob compressão quando são aplicados os distanciadores ou o reforço com a LTCR.

13.4. CONCLUSÃO SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS

Foi realizado a modelagem das ligações locais com usando o método de XFEM para determinação os modos de ruptura do concreto das vigas, e posteriormente, avaliar numericamente uma solução para os distanciadores com concreto com fibra de aço. O estudo mostrou que poderia ser realizado uma camisa no contorno do distanciador sem a necessidade de inclusão de fibra de aço no concreto com espessura de apenas 1,00 mm de espessura. Nesse contexto, uma nova série de experimentos foram realizadas, graças a avaliação numérica que ao final demonstrou que o modelo havia feita uma avaliação coerente.

Foi realizado uma avaliação numérica dos experimentos com treliças tridimensionais através do XFEM usando o ABAQUS. Os resultados das análises elementos finitos foram comparados com testes experimentais observando uma boa concordância entre eles e será utilizado para trabalhos futuros com estudos de parâmetros. O estudo com MEF evidenciou a ruptura das estruturas nas extremidades das diagonais.

O modelo realizado para avalia o comportamento dinâmico das treliças com uso do SAP2000 mostrou boa relação com os valores ensaiados a variação do resultado foi menos que 5%. O modelo no ABAQUS usando elemento Shell conseguiu apresentar valores de frequências muito próximas aos valores experimentais, a primeira frequência obtida no ABAQUS foi de 17,78 contra 13,72 do experimental.

13.5. CONCLUSÃO GERAL E TRABALHOS FUTUROS

Temas de estudo sobre estruturas treliçadas tridimensionais com nó típico são de suma importância para o desenvolvimento da construção em aço no Brasil e demais países. Principalmente para possibilitar uma aplicação mais econômica e segura deste tipo de

estrutura. Portanto, no sentido de contribuir com a criação de novos estudos e consequentemente com novas linhas de pesquisas, tem-se algumas sugestões.

- Realizar estudo numérico sobre a chapa reentrante na ligação típica para definição de limitação por causa do de deslocamento excessivo da ligação típica;
- Realizar ensaios de durabilidade da fibra de sisal embebida na resina de epóxi para avaliar possíveis limitações de ambientes de aplicação;
- Realizar estudo da treliça tridimensional com ligação típica em situação de incêndio;
- A realização de novos estudos dinâmicos nas estruturas tridimensionais, neste trabalho foi dada apenas uma pequena contribuição, mas ainda há uma carência muito grande de estudos na área de dinâmica aplicada em treliças com ligação típica.
- Realizar avaliação dinâmica do distanciador de pneu reciclado
- O teste com o martelo de impacto foi ideal para excitação da estrutura treliçada usada nesta pesquisa, por ser uma estrutura leve. No entanto, à medida que o tamanho da estrutura aumenta, podem ocorrer problemas devido a uma relação sinal / ruído pobre, e atrapalhar a obtenção dos resultados por meio dos acelerômetros, portanto, desenvolver outros mecanismos de excitação em sistemas treliçados.
- Realização de novas avaliações do fator de redução “Q” associado à estampagem local de barras estampadas amplamente utilizadas em diversos sistemas estruturais;
- Realizar avaliação numérica dos ensaios de flambagem dos tubos ensaiados nesta pesquisa;
- Realizar estudo sobre a influência das ações aerodinâmicas em sistema de cobertura em de treliça s tridimensionais, com ligação típica;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS (2014) *Theory manual, Version 6.14-1*. Providence, RI, USA: Dassault Systèmes Simulia Corp.

ABAQUS, S. (2016) “Dassault Systèmes Simulia”, *corp: Josnton, RI USA*.

ABAQUSa, S. (2014) *User’s Manual, Version 6.14-1*. Providence, RI, USA: Dassault Systèmes Simulia Corp.

Abedi, K. e Parke, G. A. R. (1996) “Progressive collapse of single-layer braced domes”, *International Journal of Space Structures*, 11(3), p. 291–306. doi: 10.1177/026635119601100302.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 16239, 2013 (2013) “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares”, p. 85.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5738 (2015) “Concreto - Procedimento para moldar e curar corpos de prova de concreto”, p. 1–12.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6154 (2015) “Tubos de aço de seção circular — Ensaio de achatamento”. Rio de Janeiro: p. 4.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8261 (2019) “Tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais - Requisitos”. Rio de Janeiro. p 10.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8800, 2008 (2008) *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. doi: 01.080.10; 13.220.99.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR ISO 6892-1 (2018) “Materiais metálicos - Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Rio de Janeiro: p. 70. Available at: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=405097>.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7222 (1993) “Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos submetidos à compressão diametral - Método de ensaio Descritores: Argamassa. Concreto”.

Agerskov, B. H. (1986) “Optimum geometry design of double-layer space trusses”, *Journal of Structural Engineering*, 112(6), p. 1454–1463.

Ahn, I. S. e Cheng, L. (2014) “Tire derived aggregate for retaining wall backfill under earthquake loading”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 57, p. 105–116. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.01.091.

AISC (2016) *ANSI / AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.

Alegre, V., Ródenas, V. e Villalba, S. (2012) “Colapso de la cubierta metálica de un polideportivo; patologías singulares y recurrentes”, *Alconpat*, 4, p. 140–156. doi: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.33>.

Alfarah, B., López-Almansa, F. e Oller, S. (2017) “New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 132(February), p. 70–86. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.022.

Alireza Fiouz (2012) “Effect of wind loading on spherical single layer space truss steel domes”, *International Journal of Physical Sciences*, 7(16), p. 2493–2505. doi: 10.5897/ijps11.180.

Altunişik, A. C., Ateş, Ş. e Hüsem, M. (2016) “Effect of Construction Errors on the Snow-Induced Failure of a Tribune’s Columns and Roof”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(3), p. 04016107. doi: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000974.

Aluaço (2019) *Space Frame Aluaço, Aluaço “Space-o-Frame” Tecnologia Inovadora*. Available at: http://www.aluaco.com.br/tecnologia/tecnologia_spaceoframe.html (Acessado: 23 de março de 2019).

Araújo, R. M. de (2013) *Validação da proposta do reforço da ligação típica amassada aplicada em estruturas treliçadas tridimensionais*. UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CAMPUS CARIRI.

Araújo, W. (2019) *Ginásio Castelinho*. Available at: <http://edwilsonaraujo.com/tag/ginasio-castelinho/> (Acessado: 23 de agosto de 2019).

- Arboleda-Monsalve, L. G., Zapata-Medina, D. G. e Aristizabal-Ochoa, J. D. (2008) “Timoshenko beam-column with generalized end conditions on elastic foundation: Dynamic-stiffness matrix and load vector”, *Journal of Sound and Vibration*, 310(4–5), p. 1057–1079. doi: 10.1016/j.jsv.2007.08.014.
- Arekar, V. A. e Bhavsar, B. B. (2013) “Analytical Study of MERO Connector in Double Layer Grid Structure”, 2(2), p. 35–42.
- Aristizabai-ochoa, B. J. D. (1994) “K-factor for columns in any type of construction: nonparadoxical approach”, *ASCE*, 120(4), p. 1272–1290.
- Aristizabal-ochoa, J. D. (2012) “Momentos induzidos e deflexões laterais em colunas teoria”, *Dyna*, 79(2012), p. 1–12.
- Aristizabal-Ochoa, J. D. (2005) “Static stability of beam-columns under combined conservative and nonconservative end forces: Effects of semirigid connections”, *Journal of Engineering Mechanics*, 131(5), p. 473–484. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:5(473).
- Augenti, N. e Parisi, F. (2013) “Buckling analysis of a long-span roof structure collapsed during construction”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(1), p. 77–88. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000302.
- Bai, Y. e Yang, X. (2014) “Axial Compressive Behavior of High Strength Concrete Filled FRP Tubes”, *American Society of Civil Engineers*, 16(1), p. 10–20. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.
- Bangash, M. Y. H. e Bangash, T. (2003) *Elements of Spatial Structures*. Thomas Tel. New York, NY 10017-2398: Published by Thomas Telford Publishing.
- Baranowski, P. *et al.* (2012) “Assessment of mechanical properties of offroad vehicle tire: coupons testing and fe model development”, *acta mechanica et automatica*, 6(2), p. 17–22.
- Barros, H. L. de (2004) *Santos Dumont e a invenção do voo*. Jorge Zaha. Rio de Janeiro: Zahar.

Batista, E. D. M. *et al.* (2010) “Resistência de barras comprimidas de aço: curvas de flambagem para perfis laminados a quente e soldados, formados a frio e tubulares”, in Fakury, R. (org.) *Construmetal – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica*. São Paulo: Construmetal, p. 1–19.

Beck, G. L. (1998) “Maccabiah bridge defendants deny guilt. Contractors, Eyal plead innocent to causing death by negligence in fatal bridge collapse”, *Jerusalem Post*, p. 1.

Beer, F. P. *et al.* (2011) *Resistência dos Materiais - Mecânica dos Materiais*. 5^o ed. Organizado por J. B. Rubert e W. Libardi. Porto Alegre, Brasil: McGraw Hill.

Beghini, A. *et al.* (2013) “Connecting architecture and engineering through structural topology optimization”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 59, p. 716–726. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.10.032.

Behnejad, S. A. e Parke, G. A. R. (2014) “Half a century with the space structures research centre of the University of Surrey”, *International Journal of Space Structures*, 29(4), p. 205–214. doi: 10.1260/0266-3511.29.4.205.

Belytschko, T. e Black, T. (1999) “Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing”, *Chinese Medical Journal*, 124(18), p. 2920–2924. doi: 10.3760/cma.j.issn.0366-6999.2011.18.023.

Bezerra, L. M. *et al.* (2009) “Increasing load capacity of steel space trusses with end-flattened connections”, *Journal of Constructional Steel Research*. Elsevier Ltd, 65(12), p. 2197–2206. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.06.011.

Bezerra, L. M. *et al.* (2018) “Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 167, p. 757–767. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.01.183.

Bjorhovde, R. (1972) *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*. Lehigh University, Bethlehem, PA.

Bjorhovde, R. e Tall, L. (1975) “Development of multiple column curves”, *Proceedings IABSE Colloquium: On Column Strength.*, 23. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19827>

Blandford, G. E. (1997) “Review of Progressive Failure Analyses for Truss Structures”, *Journal of Structural Engineering*, 123(2), p. 122–129. doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:2(122).

Bortolossi, H. (2019) “A pipa tetraédrica de alexander graham bell o”, março, p. 3–5.

Brencich, A. (2010) “Collapse of an industrial steel shed: A case study for basic errors in computational structural engineering and control procedures”, *Engineering Failure Analysis*. Elsevier Ltd, 17(1), p. 213–225. doi: 10.1016/j.engfailanal.2009.06.015.

Brewster, A. G. *et al.* (1990) “United States Patent [191 Patent Number ”;], *US Pat.*, p. US4921866.

Burlayenko, V. N. e Sadowski, T. (2008) “Politechnika Lubelska Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Wydawnictwa Uczelniane”, (July 2015).

Caglayan, O. e Yuksel, E. (2008) “Experimental and finite element investigations on the collapse of a Mero space truss roof structure - A case study”, *Engineering Failure Analysis*, 15(5), p. 458–470. doi: 10.1016/j.engfailanal.2007.05.005.

Camp, C. V. e Farshchin, M. (2014) “Design of space trusses using modified teaching-learning based optimization”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 62–63, p. 87–97. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.01.020.

Carpena, A. (1975) “Determination of the elastic limits for buckling analysis”, *Proceedings IABSE Colloquium: On Column Strength.*, 23. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19820>
Nutzungsbedingungen.

Carvalho, P. S. L., Mesquita, P. P. D. e Araújo, E. D. G. (2016) “Sustainability of the Brazilian steel industry: energy efficiency, emissions and competitiveness”, *BNDES Setorial*, 41, p. 181–236.

Casanova, P. A. A. (2015) *Estudo Numérico-Experimental de Treliças Espaciais Feitas com Tubos de Aço com Ponta Amassada e Espaçadores de Madeira Para Corrigir as Excentricidades nos Nós de Ligação*. Universidade de Brasília.

Castoldi, R. de S., Souza, L. M. S. de e de Andrade Silva, F. (2019) “Comparative study on the mechanical behavior and durability of polypropylene and sisal fiber reinforced concretes”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 211, p. 617–628. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.03.282.

Chan, S. L. e Cho, S. H. (2005) “Second-order P delta analysis and design of angle trusses allowing for imperfections and semi-rigid connections.”, *Advanced Steel Construction*, 1(1), p. 169–183.

Chandran, V., Nagarajan, L. e Thomas, M. R. (2018) “Evaluation of vibration damping behavior of different sizes of waste tyre rubber in natural rubber composites”, *Journal of Composite Materials*, 52(18), p. 2493–2501. doi: 10.1177/0021998317748467.

Chang, K.-C. *et al.* (2018) “Bending tests for the structural safety assessment of space truss members”, *International Journal of Space Structures*, 33(3–4), p. 138–149. doi: 10.1177/0266351118804123.

Chen, P. (2016) *On the Configuration of 1 . 5-Layer Space Frames*. doi: 10.5923/j.arch.20140401.01.

Chen, W. *et al.* (2017) “Quasi-static and dynamic tensile properties of fiberglass/epoxy laminate sheet”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 143, p. 247–258. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.074.

Chishti, S. e Makowski., Z. S. (1984) *The Analysis. Design and Construction of Braced Domes*. Czechoslov, *International Studies*. Czechoslov. Organizado por VEDA- Editors. London: Czechoslovakia. doi: 10.1177/0020881782021002009.

CISC (2016) “CISC Code of Standard Practice for structural steel”, *Canadian Institute of Steel Construction*. Ottawa, Canadá: Canadian Institute of Steel Construction, p. 62. Available at: www.cisc-icca.ca.

CL.Chiang, J. (2010) “Quality Engineering Design and Construction in Malaysia : A Fast Disappearing and Endangered Commodity ?”, *Jurutera*, (December), p. 34–36. Available at: <https://ephjournal.com/index.php/ms/article/view/11>.

Concepción, E. R. M. (2015) *Modelagem numérica de fraturamento hidráulico via método dos elementos finitos estendido*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília.

Construção Metálica (2013) “Estruturas Desafiadoras e Inovadoras, Desenvolvimento de Grandes Estruturas Metálicas no Brasil.”, *Associação Brasileira da Construção Metálica-ABCCEM*, 110 Edição(São Paulo), p. 27.

Cracow, C. C. e Corradi, L. (1981) “Large displacement analysis of elastic-plastic trusses with unstable bars”, *Eng. Struct*, 3, p. 210–218.

Crisfield, M. . (1997) “Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures”, *John Wiley & Sons*, 2.

Crisfield, M. A. (1981) “A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure That Handles (Snap-Through)”, *Computers & Structures*, 13(2), p. 52–62.

Crocker, L. E. *et al.* (1999) *Hyperelastic modelling of flexible adhesives*. Teddington, Middlesex, UK, TW11 0LW.

Cuenca, L. S. (2002) “The stainless steel structures of a sport stadium in quart”, in Thomas (org.) *International Conference on Space Structures*. London: Telford, p. 547–556.

D’Alambert, F. C. (2014) “Análise não conformidades – Estádio de Cuiabá – Estrutura metálica – Pendurais de cobertura.”, *Alpha Engenharia de Estruturas*, janeiro, p. 10. Available at: www.projetoalpha.com.br.

D’Antimo, M. *et al.* (2017) “Experimental and theoretical analysis of shear bolted connections for tubular structures”, *Journal of Constructional Steel Research*. Elsevier Ltd, 138, p. 264–282. doi: 10.1016/j.jcsr.2017.07.015.

Dammala, P. K., Sodom, B. R. e Adapa, M. K. (2015) “Experimental investigation of applicability of sand tire chip mixtures as retaining wall backfill”, *Geotechnical Special Publication*, GSP 256, p. 1420–1429. doi: 10.1061/9780784479087.128.

Delatte, N. J. J. (2009) *Beyond Failure: Forensic Case Studies for Civil Engineers*, ASCE. New York, NY: American Society of Civil Engineers.

Dipaola, V. e Prete, G. (2002) “‘ PREMIT ’ System for Space Reticulated Structures Part I : Geometrical and Structural Definitions of the Construction System”, p. 31–45.

Dizdar, Ç., Baran, E. e Topkaya, C. (2019) “Strength and stiffness of floor trusses fabricated from cold-formed steel lipped channels”, *Engineering Structures*. Elsevier, 181(November 2018), p. 437–457. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.041.

Dwigt, J. B. (1975) “Use of Perry formula to represent the new European strut curves”. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19829> Nutzungsbedingungen.

Ebadi, M. e Davoodi, M. (2012) “Evaluate axial stiffness of the MERO connection, under the effect of hardening the screw”, *Int. J Sci. Emerging Tech Vol*, 4(1), p. 116–122. Available at: <http://www.ojs.excelingtech.co.uk/index.php/IJSET/article/view/552>.

ECCS (1976) *Manual on Stability of Steel Structures, ECCS Technical Committee 8 - Structural Stability, European Convention for Constructional Steelwork*. 2^o ed. Organizado por ECCS-Publication. London, UK.

Edinçliler, A., Baykal, G. e Saygili, A. (2010) “Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction”, *Waste Management*, 30(6), p. 1073–1080. doi: 10.1016/j.wasman.2009.09.031.

Eekthout, N. (2009) “International building teams of space truss Octatube 25 years of innovation”, *Manual Octatube Employee of Octatube*, 1(1), p. 77. Available at: <https://www.octatube.nl>.

EI-Sheikh, A. I. e EI-Bakr, H. (1997) “EXPERIMENTAL STUDY OF BEHAVIOR OF NEW SPACE TRUSS SYSTEM”, *Journal of Structural Engineering*, (8), p. 845–853.

El-Shami, M., Mahmoud, S. e Elabd, M. (2016) “Effect of floor openings on the capacity of composite space trusses”, *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*. King Saud University. doi: 10.1016/j.jksues.2016.03.002.

El-Sheikh, A. (1996) “Development of a New Space Truss System”, *Journal of Constructional Steel Research*, 37(3), p. 205–227. doi: 10.1016/0143-974X(96)00004-1.

- El-Sheikh, A. (1997) “Effect of member length imperfections on triple-layer space trusses”, *Engineering Structures*, 19(7), p. 540–550. doi: 10.1016/S0141-0296(96)00120-4.
- El-Sheikh, A. (1999) “Failure mode and strength of space truss compression chord members”, *Engineering St.*, 21(5), p. 395–405. doi: 10.1016/S0141-0296(97)00223-X.
- El-Sheikh, A. (2000a) “Approximate dynamic analysis of space trusses”, *Engineering Structures*, 22(1), p. 26–38. doi: 10.1016/S0141-0296(98)00075-3.
- El-Sheikh, A. (2000b) “New space truss system - From concept to implementation”, *Engineering Structures*, 22(9), p. 1070–1085. doi: 10.1016/S0141-0296(99)00051-6.
- Elfawal, M. F. A. (2014) “The technical and feasibility selection of space truss construction systems”, *WIT Transactions on the Built Environment*, 136, p. 293–303. doi: 10.2495/MAR140241.
- Elishakoff, I., Ywei, L. e Starner, J. H. (2001) *Non-Classical Problems in the Theory of Elastic Stability*. 1º ed, *Applied Mechanics Reviews*. 1º ed. Organizado por I. Elishakoff;, L. Ywei;, e J. James H. Starner. New York, NY: Cambridge University Press. doi: 10.1115/1.1401715.
- ENR (1978) *Space frame roofs collapse Hartford Coliseum following heavy snowfalls*. New York, NY.
- Evangelista, F., Roesler, J. R. e Proença, S. P. (2013) “Three-dimensional cohesive zone model for fracture of cementitious materials based on the thermodynamics of irreversible processes”, *Engineering Fracture Mechanics*, 97(1), p. 261–280. doi: 10.1016/j.engfracmech.2012.10.023.
- Fakury, R. H. *et al.* (2012) “Sobre a recente norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares”, *ConstruMetal 2012*, 1, p. 247.
- Fan, F., Cao, Z. e Shen, S. (2010) “Elasto-plastic stability of single-layer reticulated shells”, *Thin-Walled Structures*. Elsevier, 48(10–11), p. 827–836. doi: 10.1016/j.tws.2010.04.004.

Farkas, J. (1992) “Structural OptimizatiOn and post-buckling ranges”, *Structural Optimization*, 127, p. 123–127.

Fellows, L. (1978) *Coliseum Roof Collapse at Hartford Civic Center*. New York, NY.

Feng, R. qiang *et al.* (2018) “Static performance of double-ring joints for freeform single-layer grid shells subjected to a bending moment and shear force”, *Thin-Walled Structures*. Elsevier Ltd, 131(December 2017), p. 135–150. doi: 10.1016/j.tws.2018.06.038.

Ferdous, W., Manalo, A. e Aravinthan, T. (2017) “Bond behaviour of composite sandwich panel and epoxy polymer matrix: Taguchi design of experiments and theoretical predictions”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 145, p. 76–87. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.244.

Ferreira, H. A. (2016) *Análise dos levantamentos topográficos das estruturas metálicas das coberturas e pórticos norte , sul , leste e oeste , realizados em maio de 2016, concremat engenharia e tecnologia s/a*. Cuiabá MT. Available at: <https://www.concremat.com.br>.

Ferreira, L. E. T. (org.) (2015) *Elementos de mecânica da fratura aplicada à engenharia estrutural*. Primeira E. Água da Prata, São Paulo: Indui.

Fredriksson, G. e Herrstrom, M. (2017) *Stability Analysis of a Large Span Timber Dome*. Lunds Tekniska Högskola.

Freitas, C. A. S. *et al.* (2014) “Numerical investigation of the space-truss with reinforce of the stamped connection after calibration model in experimental study .”, 1(May), p. 17.

Freitas, C. A. S. *et al.* (2016) “New experimental results of the research on reinforced node in space truss”, *Advanced Steel Construction Vol. 13, No. 1*, 13(January), p. 30–44. doi: 10.18057/IJASC.2017.13.1.

Freitas, C. A. S. *et al.* (2019) “Experimental analysis of space trusses with typical connections reinforced with steel and sisal - resin spacers”, 15(4), p. 398–405. doi: 10.18057/IJASC.2019.15.4.10.

Freitas, C. A. S. de (2008) *Análise Teórico-Experimental da Conexão Estampada de Treliça*

Espacial de Aço Sob Carregamentos Estático e Cíclico. Universidade de Brasília.

Freitasa, C. A. S. de *et al.* (2010) “Experimental and numerical study of the steel space-truss with reinforce of the stamped connection.”, *Mecânica Computacional Vol XXIX*, XXIX, p. 15–18.

Fu, F. (Structural engineer) (2016) *Structural analysis and design to prevent disproportionate collapse*.

Fu, F. e Parke, G. A. R. (2018) “Assessment of the Progressive Collapse Resistance of Double-Layer Grid Space Structures Using Implicit and Explicit Methods”, *International Journal of Steel Structures*, 18(3), p. 831–842. doi: 10.1007/s13296-018-0030-1.

Fuller, R. B. (1965) “LAMINAR GEODESIC DOME”.

Fülöp, A. e Iványi, M. (2004) “Experimentally analyzed stability and ductility behaviour of a space-truss roof system”, *Thin-Walled Structures*, 42(2), p. 309–320. doi: 10.1016/S0263-8231(03)00062-4.

G. Prete (1976) “Caratteristiche e tipologie delle strutture reticolari spaziali”, *ITALSIDER - COMUNITA' EUROPEA, Documento No, 2*, p. 4.

Galambos, T. V. (1998) *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 5^o ed. Organizado por T. V. Galambos. New York, NY: Structural Stability Research Council.

Galambos, T. V (1975) “Load factor design of columns using second moment probabilistic method”, *Proceedings IABSE Colloquium: On Column Strength.*, 23. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19825> Nutzungsbedingungen.

Galvão, D. M. P. G. e Silva, I. A. (2011) “Regras gerais e regras para edifícios”, *Revista da Escola de Enfermagem*, 45(5), p. 1055–1061. doi: 10.1590/S0080-62342011000500004.

Gardner, L (2011) *Stability of steel beams and columns : in accordance with Eurocodes and the UK national annexes*. 2^o ed. Organizado por Leroy Gardner, D. Nethercot, e M. L. And. Berkshire: CSI, Silwood Park, Ascot, Berkshire. Berkshire. SL5 7QN UK.

Gaul, L. e Nitsche, R. (2001) “The role of friction in mechanical joints”, *Applied Mechanics*

Reviews, 54(2), p. 93–106. doi: 10.1115/1.3097294.

Gautier, T., Bikoko, L. J. e Tchamba, J. C. (2015) “Comparison of a steel column design buckling resistance between the South African/Canadian (SANS 10162-1:2005/CAN/CSA-S16- 01:2005), Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2005) and Australian /New Zealand (AS4100:1998/NZS3404:1997) standards- Part I: PFC- SA (South Afr”, *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering Ver. II*, 12(3), p. 2320–334. doi: 10.9790/1684-1232160169.

Ghasemi, M., Davoodi, M. . e Mostafavian, S. A. (2010) “Tensile stiffnes of Mero- type connector regarding bolt tightness”, *Journal of Applied Sciencies*, 1(10), p. 7.

Gholizad, A. e Safari, H. (2016) “Two-Dimensional Continuous Wavelet Transform Method for Multidamage Detection of Space Structures”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(6), p. 04016064. doi: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000924.

Gholizadeh, S. (2015) “Optimal Design of Double Layer Grids Considering Nonlinear Behaviour By Sequential Grey Wolf Algorithm”, *Iran University of Science & Technology*, 5(4), p. 511–523. Available at: http://ijoce.iust.ac.ir/browse.php?a_code=A-10-66-82&sid=1&slc_lang=en.

Gioncu, V. (1985) “Instability Problems in Space Structures”, 1, p. 169–183.

Godoy, L. A. (2011) “Structural stability concepts in medieval and renaissance mechanics”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 8(1), p. 83–105. doi: 10.1590/S1679-78252011000100005.

Grigorian, M. (2014) “Performance control for efficient design of double-layer grids under uniform loading”, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 6(1). doi: 10.1007/s40091-014-0052-7.

Grimsmo, E. L. *et al.* (2016) “Failure modes of bolt and nut assemblies under tensile loading”, *Journal of Constructional Steel Research*. Elsevier Ltd, 126, p. 15–25. doi: 10.1016/j.jcsr.2016.06.023.

Gul, F. A. e Mehr Ali, C. (2016) “Sultan Mizan Zainal Abidin Stadium Roof Collapse, Kuala

Terengganu, Malaysia (Lack of Safety Issues)”, *Eph - International Journal of Mathematics and Statistics*, 2(10), p. 14–43. Available at: <https://epjournal.com/index.php/ms/article/view/11>.

Guo, Y.-L. *et al.* (2017) “Experimental and numerical studies of hysteretic response of triple-truss-confined buckling-restrained braces”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 148, p. 157–174. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.06.058.

Guohua, C. e Linjie, C. (2013) “Dynamic fracture research based on XFEM and its application on discharge valve guard of hydrogen compressor”, *Engineering Failure Analysis*. Elsevier Ltd, 34, p. 59–68. doi: 10.1016/j.engfailanal.2013.07.002.

Hamid, Y. S. (2015) *Progressive Collapse of Double Layer Space Trusses*. Available at: <https://core.ac.uk/download/pdf/30342077.pdf>.

Han, Q., Liu, Y. e Xu, Y. (2017) “Study on the Assembled Hub joints in single-layer reticulated domes”, *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017*, 1(51608360), p. 8.

Hanaor, A. (1995a) “Characteristics of prefabricated spatial frame systems”, *International Journal of Space Structures*, 10(3), p. 151–173. doi: 10.1177/026635119501000303.

Hanaor, A. (1995b) “of Prefabricated Spatial Frame Systems”, *International Journal of Space Structures*, 10(3), p. 175–186.

Hanaor, A. (2002) “Joint Instability in Lattice Structures - Lessons from a Recent Collapse”, *International Journal of Space Structures*, 14(4), p. 257–267. doi: 10.1260/0266351991494885.

Hernandez, J. A. e Al-Qadi, I. L. (2016) “Hyperelastic Modeling of Wide-Base Tire and Prediction of Its Contact Stresses”, *Journal of Engineering Mechanics*, 142(2), p. 1–11. doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001007.

Hillerborg, A., Modéer, M. e Petersson, P. E. (1976) “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”, *Cement and Concrete Research*, 6(6), p. 773–781. doi: 10.1016/0008-8846(76)90007-7.

Holanda (2015) “Justiça condena Amazonas e Comagi por Superfaturamento na construção do Sambódromo de Manaus”, *Jornal Portal do Holanda*, 24 fevereiro, p. 1. Available at: <https://www.portaldoholanda.com.br/amazonas/superfaturamento-chegou-115415>.

Hristo, V. P., Ann Arbor Cich, M. e Unistrut, C. (1975) “Space Frame Connecting Fixture”.

Hui-Jun, L., Chun-Guang, L. e Ling-Ling, J. (2011) “Reliability and Sensitivity Analysis of Double-Layer Spherical Latticed Shell”, *International Journal of Space Structures*, 26(1), p. 19–29. doi: 10.1260/0266-3511.26.1.19.

Hwang, K.-J. *et al.* (2015) “FREE node for a single layer free-form envelope subjected to bending moment”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 106, p. 25–35. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.09.030.

Ishikawa, K. *et al.* (2000) “Evaluation Method for Predicting Dynamic Collapse of Double Layer Latticed Space Truss Structures due to Earthquake Motion”, *International Journal of Space Structures*, 15(3), p. 249–257. doi: 10.1260/0266351001495099.

John Chilton (2000) *Space Grid Structures*. British Li. Organizado por J. Chilton. Great Britain: Scribe Design, Gillingham, Kent.

Jönsson, J. e Stan, T. C. (2017) “European column buckling curves and finite element modelling including high strength steels”, *Journal of Constructional Steel Research*, 128, p. 136–151. doi: 10.1016/j.jcsr.2016.08.013.

Joseph Madl, J., Drive, V. e Arcadia, C. (1978) “Space Frame Structure”. Angeles, Los.

Juárez, C. *et al.* (2007) “Performance of ‘Agave lecheguilla’ natural fiber in portland cement composites exposed to severe environment conditions”, *Building and Environment*, 42(3), p. 1151–1157. doi: 10.1016/j.buildenv.2005.12.005.

Kaminetzky, D. (2001) *Design and Construction Failures: Lessons from Forensic Investigations*. New York, NY: McGraw Hill.

Kanno, Y. (2012) “Worst scenario detection in limit analysis of trusses against deficiency of structural components”, *Eng. St.* Ltd, 42, p. 33–42. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.04.012.

Kaos Jr, J. (2013) *Five injured old frame Gong Badak Stadium roof collapses*, *The Star Online*. Available at: <https://www.thestar.com.my/news/nation/2013/02/21/stadium-roof-comes-crashing-down-again-injuring-five/> (Acessado: 21 de agosto de 2019).

Karihaloo, B. L., Murthy, A. R. e Iyer, N. R. (2013) “Determination of size-independent specific fracture energy of concrete mixes by the tri-linear model”, *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd, 49, p. 82–88. doi: 10.1016/j.cemconres.2013.03.010.

Von Kármán, T., Dunn, L. G. e Tsien, H. S. (2012) “The Influence of Curvature on the Buckling Characteristics of Structures”, *Collected Works of Hsue-Shen Tsien (1938-1956)*, p. 122–145. doi: 10.1016/B978-0-12-398277-3.50007-5.

Kato, B. (1975) “Column buckling curve of welded steel tube”, *Proceedings IABSE Colloquium: On Column Strength.*, 23. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19815> Nutzungsbedingungen.

Kato, S. *et al.* (2014) *Draft Guide to Buckling Load Evaluation of Metal Reticulated Roof Structures*. 1º ed. Organizado por S. Kato. Madrid, Espanha: International Association for Shell and Spatial Structures-IASS WG 8 with. Available at: <https://iass-structures.org/Pubs-WGpubs>.

Kato, S., Kim, J. M. e Cheong, M. C. (2003) “A new proportioning method for member sections of single layer reticulated domes subjected to uniform and non-uniform loads”, *Engineering Structures*, 25(10), p. 1265–1278. doi: 10.1016/S0141-0296(03)00077-4.

Kaveh, A. e Servat, H. (2000) “Neural Net works for t he Approximat e Analysis and Design of Double Layer Grids”, *International Journal of Space Structures*, 17(1), p. 77–89.

Kepler Cavalcante, S. (1999) *Análise teórica experimental de barras comprimidas em estruturas metálicas espaciais*, *Universidade de Ouro Preto*.

Kim, H., Wagoner, M. P. e Buttlar, W. G. (2008) “Simulation of fracture behavior in asphalt concrete using a heterogeneous cohesive zone discrete element model”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(8), p. 552–563. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:8(552).

Kociecki, M. e Adeli, H. (2013) “Two-phase genetic algorithm for size optimization of free-

form steel space-frame roof structures”, *Journal of Constructional Steel Research*. Elsevier Ltd, 90(2013), p. 283–296. doi: 10.1016/j.jcsr.2013.07.027.

Kohl, R. A. (1996) “Space frame assembly”.

Koiter, W. T. (1945) *Over de stabiliteit van het elastisch evenwicht*. University of Delft. Available at: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:a64b06fc-e3fb-4013-9641-eaea9f83d4ce>.

Konstandt, L. (2002) “Montagem de construção de quadro espacial”. 25.

Koushky, A. L., Dehdashti, G. e Fiouz, A. (2007) “Nonlinear Analysis of Double-Layer Grids with Compositive Nodes under Symmetric and Unsymmetrical Gravity Loads”, *International Journal of Space Structures*, 22(2), p. 133–140. doi: 10.1260/026635107781482622.

Kurrer, K.-E. e Lorenz, W. (2018) *THEORY OF Searching for Equilibrium*. 2º ed. Organizado por Karl-Eugen Kurrer e W. Lorenz. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.

Lacerda, E. G. M. (2014) *Análise Não Linear de Treliça pelo Método dos Elementos Finitos Posicional*.

Lameiras, R. *et al.* (2018) “Pull-out behaviour of glass-fibre reinforced polymer perforated plate connectors embedded in concrete. Part II: Prediction of load carrying capacity”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 169, p. 142–164. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.141.

Lan, T. T. (1996) “SPACE FRAME CONSTRUCTION IN CHINA”, *Proceedings of 4rd International Conference On Space Structures*, 4(December), p. 55–66.

Lancaster, I. M., Khalid, H. A. e Kougioumtzoglou, I. A. (2013) “Extended FEM modelling of crack propagation using the semi-circular bending test”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 48, p. 270–277. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.06.046.

Lanik do Brasil (2017) *Estruturas Espaciais*, Lanik do Brasil. Available at: <http://www.lanikdobrasil.com.br/br/estruturas-espaciais.html> (Acessado: 29 de dezembro de 2017).

Leckie, F. A. e Bello, D. J. D. (2009) *Strength and Stiffness of Engineering Systems*. Springer. Organizado por F. A. Leckie e D. J. D. Bello. New York: (Springer Science. Available at: <https://link.springer.com/book/10.1007/978-0-387-49474-6>).

Lev Zetlin Associates (1978) *Report of the Engineering Investigation Concerning the Causes of the Collapse of the Hartford Coliseum Space Truss Roof on January 18*. Hartford.

Levy, Mathys e Salvadori (1992) *Why Buildings Fall Down: How Structures Fail*, Norton and Company. New York, NY.

Levy, R., Hanaor, A. e Rizzuto, N. (1994) “Experimental investigation of prestressing in double-layer grids”, *International Journal of Space Structures*, 9(1), p. 21–26. doi: 10.1177/026635119400900103.

Li, H. e Taniguchi, Y. (2019) “Load-carrying capacity of semi-rigid double-layer grid structures with initial crookedness of member”, *Engineering Structures*. Elsevier, 184(June 2018), p. 421–433. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.094.

Li, L. e Khandelwal, K. (2017) “Topology optimization of geometrically nonlinear trusses with spurious eigenmodes control”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 131, p. 324–344. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.001.

Li, Q. *et al.* (2015) “Influence of traffic force on pollutant dispersion of CO, NO and particle matter (PM_{2.5}) measured in an urban tunnel in Changsha, China”, *Tunnelling and Underground Space Technology*. Elsevier Ltd, 49(x), p. 400–407. doi: 10.1016/j.tust.2015.04.019.

Li, Y. L. *et al.* (2019) “Energy consumption and greenhouse gas emissions by buildings: A multi-scale perspective”, *Building and Environment*, 151, p. 240–250. doi: 10.1016/j.buildenv.2018.11.003.

Lima, J. M. *et al.* (2020) “Behavior and resistance of truss - type shear connector for composite steel - concrete beams”, 36(5), p. 569–586.

Lissarague, P. (1990) *Clément Ader, inventeur d'avions*. Softcover. Paris: BIBLIOTHEQUE HISTORIQUE PRIVAT.

Liu, R. *et al.* (2017) “Preventing disproportionate displacements in an annular crossed cable-truss structure”, *International Journal of Space Structures*, 32(1), p. 3–10. doi: 10.1177/0266351117694975.

Lozano, A. (1994) “Laudo culpa construtora por acidente em Manaus”, *DA AGÊNCIA FOLHA, EM MANAUS*, 3 agosto, p. 1. Available at: <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1994/8/03/cotidiano/17.html>.

Lu, Y., Zhu, X. e Cui, Q. (2012) “Effectiveness and equity implications of carbon policies in the United States construction industry”, *Building and Environment*. Elsevier Ltd, 49(1), p. 259–269. doi: 10.1016/j.buildenv.2011.10.002.

Ma, H. *et al.* (2015) “Experimental and numerical studies on a single-layer cylindrical reticulated shell with semi-rigid joints”, *Thin-Walled Structures*. Elsevier, 86, p. 1–9. doi: 10.1016/j.tws.2014.08.006.

Ma, H. H. *et al.* (2015) “An experimental and numerical study of a semi-rigid bolted-plate connections (BPC)”, *Thin-Walled Structures*. Elsevier, 88, p. 82–89. doi: 10.1016/j.tws.2014.11.011.

Magalhães, J. R. M. de e Malite, M. (1998) “Treliças metálicas espaciais: alguns aspectos relativos ao projeto e à construção”, *CADERNOS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS*, 9928, p. 30.

Makowski, Z. S. (1987) “A worldwide review of space structures in sports buildings”, *Space structures for sports buildings (Proceedings of the International Colloquium on Space Structures for Sports Buildings, Beijing, Oct.)*. Elsevier Applied Publishers, (London), p. 10.

Makowski, Z. S. (1972) *Estructuras espaciales de acero*. 2º ed. Editorial Gustavo Gili, Barcelona.

Makowski, Z. S. (1993) “Space Structures - A Review of the Developments within the Last Decade”, *Space Structures* 4(1), p. 1–15.

Makowski Z.S. (2002) “Development of jointing systems for modular prefabricated steel space structures”, *Lightweight structures in civil engineering*, 1(1), p. 24–28.

- Martin, L. H. e Purkiss, J. A. (2008) *Structural Design of Steelwork to EN 1993 and EN 1994*. 2º ed. Organizado por L. H. Martin. Burlington, USA: Third edition.
- Martin, R. e Delatte, N. J. (1999) *Another Look at Hartford Civic Center Coliseum Collapse*, ASCE. New York, NY.
- Martin, R. e Delatte, N. J. (2001) “Another Look at Hartford Civic Center Coliseum Collapse”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 15(1), p. 31–36. doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2001)15:1(31).
- Martinelli, L. B. e Alves, E. C. (2016) “Um sistema para análise dinâmica de treliças espaciais”, *CILAMCE*.
- Mastali, M. *et al.* (2018) “Characterization and optimization of hardened properties of self-consolidating concrete incorporating recycled steel, industrial steel, polypropylene and hybrid fibers”, *Composites Part B: Engineering*. Elsevier, 151(June), p. 186–200. doi: 10.1016/j.compositesb.2018.06.021.
- Masur, E. F. (1954) “Lower and Upper Bounds to the Ultimate Loads of Buckled Trusses”, *Q. Appl. Math.*, 11(No 4), p. 385.
- Mazon, A. A. *et al.* (2018) “Numerical analysis of truss systems with stiffened flattened end-bars”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 15(3). doi: 10.1590/1679-78254119.
- Mekan, U. e Teknik, K. (2015) “XIX. ULUSAL MEKANİK KONGRESİ 24-28 Ağustos 2015, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon”, p. 808–818.
- Melenk, J. e Babuska, I. (1996) “The Partition of Unity Finite Element Method: Basic Theory and Applications”, *Computer M. in A. Mechanics and En.*, 39(vol. 39), p. 289–314.
- Menezes, E. (2019) *Telhado do Ginásio Castelo desaba em meio temporal de chuva, O Estado*. Available at: <https://imirante.com/oestadoma/noticias/2019/03/07/sem-manutencao-telhado-do-ginasio-castelinho-desaba/> (Acessado: 23 de agosto de 2019).
- Mero (2014) *SISTEMA KK Nodi sferici e aste tubolari*. Acesso em 20/10/2019. <https://www.mero.de/index.php/en/construction-systems/nodes>

Michael, A. O. e Razak, A. R. (2013) “The study of claims arising from building collapses: Case Studies from Malaysia, Nigeria, Singapore and Thailand”, *Civil and Environmental Research*, 3(11), p. 113–129.

Moës, N., Dolbow, J. e Belytschko, T. (1999) “A finite element method for crack growth without remeshing”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 46(1), p. 131–150. doi: 10.1002/(SICI)1097-0207(19990910)46:1<131::AID-NME726>3.0.CO;2-J.

Motro, R. (2013) “Nodes and Structures - A tribute to Stéphane Du Château”, *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013*, 1(1), p. 23–27.

Mueller-Hoeppe, D. S., Wriggers, P. e Loehnert, S. (2012) “Crack face contact for a hexahedral-based XFEM formulation”, *Computational Mechanics*, 49(6), p. 725–734. doi: 10.1007/s00466-012-0701-2.

Muñoz-Rojas, P. A. (2001) *Análise Não-Linear Geométrica e Material de Treliças Espaciais*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul Curso.

Murtha-Smith, E. (1999) “resistance is due to high factors of safety in the design , or due to the portion removed being noncritical to the total structural action . This paper examines the vulnerability of space trusses to progressive collapse . The alternate path method (HMSO””, *Journal of Structural Engineering*, 114(9), p. 1978–1999.

Nathan, A. J. e Scobell, A. (2012) “How China sees America”, *Foreign Affairs*. 2º ed. Organizado por W.-F. Chen. New York, NY: McGraw-Hill, p. 1689–1699. doi: 10.1017/CBO9781107415324.004.

New Zealand Standard (1997) “NZS 3404 Part 1_1997”, *New Zealand Standard*, (1).

Nicholson, K. (2012) *Stage design in fatal Radiohead concert collapse called for parts that didn't exist, witness says*, *New York Times*. Available at: <https://www.spin.com/2013/06/live-nation-charged-radiohead-stage-collapse/> (Acessado: 23 de agosto de 2019).

Nogueira, W. e Varellada, C. (1994) “Sambódromo de Manaus desaba e fere 25”, *Folha de*

São Paulo, 21 abril, p. 2. Acesso em 20/09/2019 no site: <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1994/4/21/cotidiano/12.html>.

De Oliveira, J. C. e Sperb, A. F. N. (2016) “Análise da evolução da concentração na indústria siderúrgica brasileira entre os anos de 1991 e 2013”, *Estudos do CEPE*, (43), p. 84. doi: 10.17058/cepe.v0i43.7626.

Othman, H. e Marzouk, H. (2018) “Applicability of damage plasticity constitutive model for ultra-high performance fibre-reinforced concrete under impact loads”, *International Journal of Impact Engineering*. Elsevier, 114(December 2017), p. 20–31. doi: 10.1016/j.ijimpeng.2017.12.013.

Özen, H. *et al.* (2008) “Laboratory performance comparison of the elastomer-modified asphalt mixtures”, *Building and Environment*, 43(7), p. 1270–1277. doi: 10.1016/j.buildenv.2007.03.010.

Papadopoulos, C. M. e Loricco, M. T. (2006) “A Case Study of Symmetry-Adapted Computation: Analysis of the Bucharest Dome”, *the 11th International Conference on Computing in Civil & Building Engineering (ICCCBE 2006)*, p. 2842–2851.

Pappu, A., Saxena, M. e Asolekar, S. R. (2007) “Solid wastes generation in India and their recycling potential in building materials”, *Building and Environment*, 42(6), p. 2311–2320. doi: 10.1016/j.buildenv.2006.04.015.

Parke, G. A. R. (1988) *The Behaviour of Space Trusses Incorporating Novel Compression Members*. University of Surrey.

Pastor, M., Binda, M. e Harčarik, T. (2012) “Modal assurance criterion”, *Procedia Engineering*, 48, p. 543–548. doi: 10.1016/j.proeng.2012.09.551.

Paula, J. P. ., Lalo, D. F. e Greco, M. (2013) “Modelagem numérica e caracterização experimental de elastômeros submetidos a esforços uniaxiais”, *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), p. 1689–1699.

Petroski, H. (1985) “From Slide Rule To Computer, To Engineer is Human”, *Martin’s Press*, p. 198–200.

Pfeil, W. e Pfeil, M. (2009) *Estruturas de Aço: Dimensionamento prático*. 8^o ed. Organizado por W. Pfeil. Rio de Janeiro: LTC. Available at: www.ltceditora.com.br%0AEditoração.

Piroglu, F. e Ozakgul, K. (2016) “Partial collapses experienced for a steel space truss roof structure induced by ice ponds”, *Engineering Failure Analysis*. Elsevier Inc., 60, p. 155–165. doi: 10.1016/j.engfailanal.2015.11.039.

Porto, C. E. (2002) “Tipologias Arquitetônicas de Estruturas Espaciais em Brasília Resumo Introdução”.

Porto, C. E. (2014) “The innovative structural conception in Stefana du Château’s work: from metallic trusses to the development of spatial frames”, *Architectu*, 4(40). doi: 10.5277/arc140405.

Poso, A. T. (2015) *A SIDERURGIA BRASILEIRA E MUNDIAL: o desenvolvimento desigual recente*. Universidade de São Paulo.

Powell, G. e Simon, J. (1981) “Improved iteration strategy for nonlinear structures”, *International Journal for Numerical Methods in En*. 17(October 1980), p. 1455–1467.

Precupas, V., Ivan, A. e Ivan, M. (2012) “Dynamic Analysis of the Dome with Arches and Rings from Romexpo Bucharest”, *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 6(9), p. 246–251.

Prete, G. (1994) “Space Truss Structures: Typological Characteristics and Principal Construction Systems in Italy”, *International Journal of Space Structures*, 9(4), p. 191–200. doi: 10.1177/026635119400900402.

Prete, G. e Mitaritonna, D. (1977) “Proposta e sperimentazione di un nuovo sistema di connessione nodale per grigliati spaziali in acciaio”, *Costruzioni Metalliche*, 1, p. 4.

Prolyte (2019) *PROLYTE TRUSS*. Available at: <https://www.prolyte.com/> (Acessado: 20 de agosto de 2019).

Ramachandra Murthy, A. *et al.* (2013) “Determination of size-independent specific fracture energy of concrete mixes by two methods”, *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd,

50, p. 19–25. doi: 10.1016/j.cemconres.2013.03.015.

Ramaswamy, G. S., Eekhout, M. e Suresh, G. R. (2002) *Analysis, Design and Construction of Steel Space Frames*. Thomas Tel. Lonon: Thomas Telford Publishing.

Ramaswamy, G. S., Mick, E. e Suresh, G. R. (2002) *Analysis, Design and Construction of Steel Space Frames*. Thomas Tel. London.

Raous, M. e Karray, M. A. (2009) “Model coupling friction and adhesion for steel-concrete interfaces”, *International Journal of Computer Applications in Technology*, 34(1), p. 42–51. doi: 10.1504/IJCAT.2009.022701.

Rashidyan, S. e Sheidaii, M. R. (2017) “Improving double-layer space trusses collapse behavior by strengthening compression layer and weakening tension layer members”, *Advances in Structural Engineering*, 20(11), p. 1757–1767. doi: 10.1177/1369433217693631.

Reddy, S. B., Krishna, A. M. e Reddy, K. R. (2018) “Sustainable Utilization of Scrap Tire Derived Geomaterials for Geotechnical Applications”, *Indian Geotechnical Journal*. Springer India, 48(2), p. 251–266. doi: 10.1007/s40098-017-0273-3.

Reynolds, G. A., Hackbarth, D. R. e Curtis, G. (2009) “CONNECTION NODE FOR A UNIVERSAL TRUSS JOINT AND DOUBLE LAYER GRID”. Long Beach, CA US: COnnection space truss.

Ricardo, J. e Magalhães, M. (1996) "*Sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais*". Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos.

Rincón, L. *et al.* (2014) “Environmental performance of recycled rubber as drainage layer in extensive green roofs. A comparative Life Cycle Assessment”, *Building and Environment*. Elsevier Ltd, 74, p. 22–30. doi: 10.1016/j.buildenv.2014.01.001.

Romexpo (2019) *Romexpo*. Available at: <https://www.romexpo.ro/> (Acessado: 9 de março de 2019).

Rondal, J. e Maquoi, R. (1978) “Single equation for SSRC column strength curves”,

American Society of Civil Engineers - ASCE, 105(April), p. 6.

Rosa, Y. R. de S. (2001) *Comportamento de Estruturas Espaciais Metálicas com Nós de Ligação do Tipo Ponta Amassada*, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Roth, S. N., Léger, P. e Soulaïmani, A. (2013) “XFEM using a non linear fracture mechanics approach for concrete crack propagation in dam safety assessment”, *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013*, (May 2016), p. 1592–1602.

Sabatto, S. (2010) “Konrad Wachsmann (1901-1980) : arpenteur de la pensée-machine dans la conception architecturale”, *HISTOIRE DE L’ART*.

Saka, M. P. e Ulker, M. (1992) “Optimum design of geometrically nonlinear space trusses”, *Computers and Structures*, 42(3), p. 289–299. doi: 10.1016/0045-7949(92)90025-U.

Sampaio, T. S. (2004) *Análise numérica, via mef, de ligações em treliças metálicas espaciais*, Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo.

Sander, A. e Souza, C. De (2006) “Análise Teórica e Experimental de Treliças Espaciais”, *Caderno de engenharia de Estruturas*, n.20(São Carlos), p. 31–61.

Sangeetha, P. e Senthil, R. (2017) “A study on ultimate behaviour of composite space truss”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(3), p. 950–954. doi: 10.1007/s12205-016-0920-8.

Schurmann, H. H. (1985) “Estrutura reticulada tridimensional”. Bielefeld: Resolução de problema em treliças espaciais.

Serge Schmemmann, Slater e Chuck (1997) “Israelis Turn Self-Critical As Mishap Kills Two”, *New York Times.*, p. 2.

Shahzad, M. *et al.* (2015) “Mechanical characterization and FE modelling of a hyperelastic material”, *Materials Research*, 18(5), p. 918–924. doi: 10.1590/1516-1439.320414.

Shen, S. Z. e Lan, T. T. (2001) “A Review of t he Development of Spat ial St ruct ures in China”, *International Journal of Space Structures*, 16, p. 157–172.

Shulman, V. L. (2019) “Tire Recycling”, in *Waste*, p. 489–515. doi: 10.1016/b978-0-12-815060-3.00026-8.

SICETEL (2016) “Análise do Mercado do Aço em 2016”, *Sindicato Nacional da Indústria de Trefilação e Laminação de Metais Ferrosos*, (São Paulo), p. 10.

Siddique, R. e Naik, T. R. (2004) “Properties of concrete containing scrap-tire rubber - An overview”, *Waste Management*, 24(6), p. 563–569. doi: 10.1016/j.wasman.2004.01.006.

Silva, R. *et al.* (2020) “Experimental and numerical analyses of the failure of prestressed concrete railway sleepers”, *Materials*, 13(7). doi: 10.3390/ma13071704.

Silva, V. P. (2015) *Flambagem lateral de vigas de aço em regime elástico-linear*, Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo.

Silva, W. V. *et al.* (2018) “Experimental analysis of steel space trusses with correction of the stamped connection with glass fiber reinforced polymer spacer”, *International Journal of Engineering Sciences & Research Technology*, p. 1–11. doi: DOI: 10.5281/zenodo.1282146.

Smith, A. e Epstein, H. I. (1980) “Hartford Coliseum Roof Collapse: Structural Collapse Sequence and Lessons Learned”, *American Society of Civil En.- ASCE*, 50(4), p. 59–62.

Soares Martins, A. J. (2008) *Montades montaremonta: Significação dos Sistemas de Montagem*. Universidade de São Paulo.

Song, Y., Li, J. e Chen, Y. (2019) “Local and post-local buckling of normal/high strength steel sections with concrete infill”, *Thin-Walled Structures*. Elsevier Ltd, 138(July 2018), p. 155–169. doi: 10.1016/j.tws.2019.02.004.

Sousa, W. C. A. de e Isamu Ikeda, J. (2017) “Análise não linear de estruturas : aplicação do nonlinear analysis of structures : application to crisfield ’ s arc length method”, *Revista de Engenharia e Tecnologia*, p. 148–163.

Souza, A. S. C. *et al.* (2003) “Theoretical Analysis of the Structural Performance of Space Trusses Commonly Used in Brazil”, *International Journal of Space Structures*, 18(3), p.

167–179. doi: 10.1260/026635103322437454.

Souza, A. S. C. de (1998) *Contribuição ao estudo das estruturas metálicas espaciais*. Universidade de São Paulo.

Souza, A. S. C. de (2003) *Análise teórica e experimental de treliças espaciais*. Universidade de São Paulo.

Souza, A. S. C. e Silva, E. N. (2018) “Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas”, *REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 15(1), p. 52–68. doi: 10.5216/reec.v15i1.52041.

Souza, I. (2013) *Incêndio atinge a área interna da Arena Pantanal em Cuiabá, O Globo*. São Paulo. Available at: <http://g1.globo.com/mato-grosso/noticia/2013/10/incendio-atinge-area-interna-da-arena-pantanal-em-cuiaba.html> (Acessado: 14 de fevereiro de 2020).

Stathouraki, M. G. (2012) “An approach to design of effective and efficient supports of double-layer grids subject to seismic and thermal loadings”, p. 1898–1903.

Strating, J. e Vos, H. (1973) “Computer Simulation of the E. C. C. S. Buckling Curve Using a Monte-Carlo Method.”, *Heron*, 19(2). doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19823>
Nutzungsbedingungen.

Swaddiwudhipong, S., Koh, C. G. e Lee, S. L. (1994) “Development and experimental investigation of a space frame connector”, *International Journal of Space Structures*, 9(2), p. 99–106. doi: 10.1177/026635119400900204.

Swati, R. F. *et al.* (2019) “Extended finite element method (XFEM) analysis of fiber reinforced composites for prediction of micro-crack propagation and delaminations in progressive damage: a review”, *Microsystem Technologies*. Springer Berlin Heidelberg, 25(3), p. 747–763. doi: 10.1007/s00542-018-4021-0.

Szalai, J. (2017) “Complete generalization of the Ayrton-Perry formula for beam-column buckling problems”, *Engineering Structures*. Elsevier, 153(October), p. 205–223. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.10.031.

Tada, H., Paris, P. C. e Irwin, G. R. (2010) “Stress Analysis Results for Common Test Specimen Configurations”, *The Stress Analysis of Cracks Handbook, Third Edition*, p. 39–80. doi: 10.1115/1.801535.ch2.

Tada, M. e Suito, A. (1998) “Static and dynamic post-buckling behavior of truss structures”, *Engineering Structures*, 20(4–6), p. 384–389. doi: 10.1016/S0141-0296(97)00018-7.

Tang, W.-R. (1999) *Design and analysis of double-layer grids*. massachusetts institute of technology. Available at: <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/80176/43698755-MIT.pdf?sequence=2>.

Tarczewski, R. e Motro, R. (2015) “The Beauty of Technical Thought in Architecture — the Lifework of Stéphane Du Chateau”, *International Journal of Space Structures*, 30(3–4), p. 203–220. doi: 10.1260/0266-3511.30.3-4.203.

Tebaldi, G. *et al.* (2019) “Recommendation of RILEM TC237-SIB on fragmentation test for recycled asphalt”, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. Springer Netherlands, 52(4), p. 1–6. doi: 10.1617/s11527-019-1365-6.

Tebedge, N., Chen, W. F. e Tall, L. (1975) “Experimental studies on column strength of european heavy shapes”, *Proceedings IABSE Colloquium: On Column Strength.*, 23(November). doi: <http://doi.org/10.5169/seals-19821> Nutzungsbedingungen.

Thai, H. T. e Kim, S. E. (2011) “Nonlinear inelastic analysis of space frames”, *Journal of Constructional Steel Research*. Elsevier Ltd, 67(4), p. 585–592. doi: 10.1016/j.jcsr.2010.12.003.

Timoshenko, S. P. e Gere, J. m. (1985) *Theory of Elastic Stability*. 2º ed. Organizado por T. Stephen P e G. James M. São Paulo: McGraw Hill.

Toğan, V. e Daloğlu, A. T. (2006) “Optimization of 3d trusses with adaptive approach in genetic algorithms”, *Engineering Structures*, 28(7), p. 1019–1027. doi: 10.1016/j.engstruct.2005.11.007.

Tortum, A., Çelik, C. e Cüneyt Aydın, A. (2005) “Determination of the optimum conditions for tire rubber in asphalt concrete”, *Building and Environment*, 40(11), p. 1492–1504. doi:

10.1016/j.buildenv.2004.11.013.

Trabzon, L. *et al.* (2013) “Site investigation of damages occurred in a steel space truss roof structure due to ponding”, *Engineering Failure Analysis*. Elsevier Ltd, 36, p. 301–313. doi: 10.1016/j.engfailanal.2013.10.018.

Trimetika (1986) *Connectio Trimetika Space Truss*, Trimetika. Available at: <https://www.trimetika.com/> (Acessado: 21 de agosto de 2019).

Trounson, R. (1997) “Bridge Collapse Casts Light on Israel’s Troubled Waters”, *Los Angeles Times*, p. 2.

Tsai, W. T. (2015) “The Utilization of Scrap Tires as an Energy Source and Its Environmental Benefit Analysis in Taiwan”, *Energy Sources, Part B: Economics, Planning and Policy*, 10(4), p. 333–339. doi: 10.1080/15567249.2010.551825.

Turatsinze, A., Bonnet, S. e Granju, J. L. (2005) “Mechanical characterisation of cement-based mortar incorporating rubber aggregates from recycled worn tyres”, *Building and Environment*, 40(2), p. 221–226. doi: 10.1016/j.buildenv.2004.05.012.

Unibat, I. (1997) *Unibat International structures spatiales*. Organizado por U. International. Paris: International, Unibat.

Vandewalle, L. *et al.* (2003) “RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete’ - sigma-epsilon-design method - Final Recommendation”, *Materials and Structures*, 36(262), p. 560–567. doi: <https://doi.org/10.1617/14007>.

Vangool, W. (1992) “United States Patent [19] [11] Patent Number : Date of Patent ”:

Vendrami, C. E. (2013) *Análise de isoladores de vibração usados em refrigeradores*. Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina.

Ventrella, E., Garibaldi, C. e Napoli (1982) “Connection Space truss”, *European Patent Office Office*. 1.

Wai-fah, E. C. (1999) “Lan, T.T. ‘Space Frame Structures’”, *Building*.

Walls, R. S. e Viljoen, C. (2016) “A comparison of technical and practical aspects of eurocode 3-1-1 and SANS 10162-1 hot-rolled steelwork design codes”, *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 58(1), p. 16–25. doi: 10.17159/2309-8775/2016/v58n1a2.

Wang, G., Lu, W. e Zhang, S. (2021) “Seismic Potential Failure Mode Analysis of Concrete Gravity Dam–Water–Foundation Systems Through Incremental Dynamic Analysis”, *Advanced Topics in Science and Technology in China*, 57, p. 79–97. doi: 10.1007/978-981-15-6194-8_4.

Wang, H. e Ohmori, H. (2013) “Elasto-plastic analysis based truss optimization using Genetic Algorithm”, *Engineering Structures*, 50, p. 1–12. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.01.010.

Wang, W., Yan, S. e Zhao, S. (2013) “Experimental verification and finite element modeling of radial truck tire under static loading”, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 32(7), p. 490–498. doi: 10.1177/0731684412474998.

Wei, D., Sarria, A. e Elgindi, M. (2013) “Critical buckling loads of the perfect Hollomon’s power-law columns”, *Mechanics Research Communications*. Elsevier Ltd., 47, p. 69–76. doi: 10.1016/j.mechrescom.2012.09.004.

Wei, J. peng, Tian, L. min e Hao, J. ping (2018) “Improving the progressive collapse resistance of long-span single-layer spatial grid structures”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 171, p. 96–108. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.03.126.

Xu, G. *et al.* (2020) “Static strength of friction-type high-strength bolted T-stub connections under shear and compression”, *Applied Sciences (Switzerland)*, 10(10). doi: 10.3390/app10103600.

Xu, X., Liu, Y. e He, J. (2014) “Study on mechanical behavior of rubber-sleeved studs for steel and concrete composite structures”, *Construction and Building Materials*, 53, p. 533–546. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.12.011.

Xu, Y. *et al.* (2014) “In-Plane Elastic Stability of Arches under a Radial Concentrated Load”, *Engineering*, 06(09), p. 572–583. doi: 10.4236/eng.2014.69058.

Xue, J. *et al.* (2018) “Severely damaged reinforced concrete circular columns repaired by turned steel rebar and high-performance concrete jacketing with steel or polymer fibers”, *Applied Sciences (Switzerland)*, 8(9), p. 1–33. doi: 10.3390/app8091671.

Yan, J. *et al.* (2016) “Mechanism of coupled instability of single-layer reticulated domes”, *Engineering Structures*, 114, p. 158–170. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.005.

Yan, S. *et al.* (2018) “A new type of truss joint for prevention of progressive collapse”, *Engineering Structures*. Elsevier, 167(April), p. 203–213. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.031.

Yang, G. e Bradford, M. A. (2015) “Thermoelastic buckling and post-buckling of weakened columns”, *Structures*. Elsevier B.V., 1, p. 12–19. doi: 10.1016/j.istruc.2014.09.002.

Yang, X., Bai, Y. e Ding, F. (2015) “Structural performance of a large-scale space frame assembled using pultruded GFRP composites”, *Composite Structures*. Elsevier Ltd, 133, p. 986–996. doi: 10.1016/j.compstruct.2015.07.120.

Yang, Y. Bin *et al.* (1997) “Effects of member buckling and yielding on ultimate strengths of space trusses”, *Engineering Structures*, 19(2), p. 179–191. doi: 10.1016/S0141-0296(96)00032-6.

Yilmaz Aydincilar (2010) *Optimum design of double-layer grid systems: comparison with current design practice using real-life industrial applications*, *To Βημα Του Ασκληπιου*. Middle East Technical University.

Yin, Y., Qiao, Y. e Hu, S. (2019) “Four-point bending tests for the fracture properties of concrete”, *Engineering Fracture Mechanics*, 211(March), p. 371–381. doi: 10.1016/j.engfracmech.2019.03.004.

Zeitschrift, H. A. *et al.* (1984) “Optimum design of double-layer space girds”.

Zeng, Q. *et al.* (2019) “Uniaxial compression bearing capacity of bolted ball-cylinder joint”, *Engineering Structures*. Elsevier, 183(April 2018), p. 976–986. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.064.

Zhang, C. e Deng, C. (2019) “Static behaviors of buckling-monitoring members”, *Engineering Structures*. Elsevier, 178(September 2018), p. 55–69. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.09.086.

Zhang, L. *et al.* (2018) “Large-scale space frames assembled using gfrp composites”, *9th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2018)*, 1(July), p. 5.

Zhao, X. *et al.* (2017) “Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of planar trusses”, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 135, p. 104–116. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.12.013.

Zia, A. e Ali, M. (2017) “Behavior of fiber reinforced concrete for controlling the rate of cracking in canal-lining”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 155, p. 726–739. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.08.078.

Ziemian, R. D. (2010) *Guide To Stability Design Criteria for Metal*. 6^o ed, *Sixth Edition*. 6^o ed. Organizado por R. D. Ziemian. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.

Zingoni, A. (2005) “On the symmetries and vibration modes of layered space grids”, *Engineering Structures*, 27(4), p. 629–638. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.12.004.