

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

GUILHERME AUGUSTO NASCIMENTO AMORIM

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES TRELIÇADAS PRÉ-
MOLDADAS ADICIONALMENTE REFORÇADAS COM TALISCAS DE BAMBU
COM E SEM REFORÇO NA REGIÃO NODAL**

Ilha Solteira
2020

GUILHERME AUGUSTO NASCIMENTO AMORIM

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES TRELIÇADAS PRÉ-
MOLDADAS ADICIONALMENTE REFORÇADAS COM TALISCAS DE BAMBU
COM E SEM REFORÇO NA REGIÃO NODAL**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área do conhecimento: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

A524e Amorim, Guilherme Augusto Nascimento.
Estudo do comportamento estrutural de lajes treliçadas pré-moldadas
adicionalmente reforçadas com taliscas de bambu com e sem reforço na região
nodal / Guilherme Augusto Nascimento Amorim. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2020
189 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de
Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2020

Orientador: José Luiz Pinheiro Melges
Inclui bibliografia

1. Bambu. 2. Concreto armado. 3. Análise numérica. 4. ABAQUS. 5. Flexão de
quatro pontos.


Raiane da Silva Santos

Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: Estudo do comportamento estrutural de lajes treliçadas pré-moldadas adicionalmente reforçadas com taliscas de bambu com e sem reforço na região nodal

AUTOR: GUILHERME AUGUSTO NASCIMENTO AMORIM

ORIENTADOR: JOSE LUIZ PINHEIRO MELGES

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de Mestre em ENGENHARIA CIVIL, área: Estruturas pela Comissão Examinadora:

Prof. Dr. JOSE LUIZ PINHEIRO MELGES (Participação Virtual)
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP

Prof. Dr. RODRIGO BARRETO CALDAS (Participação Virtual)
Departamento de Engenharia de Estruturas / Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG

Prof. Dr. RODRIGO GUSTAVO DELALIBERA (Participação Virtual)
Departamento Engenharia de Estruturas / Universidade Federal de Uberlândia - UFU

Ilha Solteira, 19 de outubro de 2020

DEDICO

Dedico este trabalho aos meus pais, **Eser Helmut Amorim e Rosemeire Leite do Nascimento.**

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aos meus pais, que por toda minha vida me deram suporte, mesmo em situações em que eu não podia notar. Agradecer também aos meus irmãos Vinicius e Larissa, que me acompanham de mais perto ou mais longe, sempre tentando me ajudar no que podiam.

Gostaria de agradecer também ao meu orientador, Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges, pela orientação e pela paciência, por ajudar e se fazer disponível, mesmo em meio à correria que a vida pode se tornar, e principalmente pela compreensão e companheirismo ao longo das dificuldades encontradas nestes dois anos de mestrado.

Agradeço também ao Eng. Msc. Emerson Alexandro Bolandim, primeiramente pela ajuda na pesquisa, apresentando-me os meios e me ajudando a compreendê-los e aplicá-los. Também por, ao longo destes últimos dois anos, ter se tornado um amigo e conselheiro, partilhando comigo a experiência que a muito custo adquiriu nestes 10 anos como profissional.

Deixo um agradecimento especial a todos os outros professores que, em maior ou menor grau, me ajudaram ao longo de toda a minha caminhada acadêmica, sendo exemplo, mentor, amigo ou conselheiro.

Aos técnicos do laboratório, que sempre me ajudaram, diversas vezes evitando ou corrigindo erros que só a falta de experiência da minha parte poderia causar.

Agradeço aos meus amigos, que partilharam da cidade de Ilha Solteira comigo ao longo destes anos, e que foram companheiros ao longo dos bons e dos maus dias, tornando este período mais leve e que a vida fosse melhor.

Aos meus colegas de república Luiz Gustavo, Sherington e Alberto, por terem feito parte do dia a dia e compartilhado do teto, das refeições e da vida, nesses anos do mestrado.

Um agradecimento especial aos alunos Ana Laura Damasceno Cavalheiro, Letícia de Oliveira França, Eduardo Sanches Cal e Luiz Otávio Bariani da Silva, por terem sido meus companheiros de laboratório durante toda a pesquisa. Sem a inestimável ajuda deles, não teria sido capaz de concluir o trabalho. Sou muito grato pelo esforço de cada um.

Agradeço ao Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas e ao departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pela oportunidade de aplicar a análise numérica nos modelos experimentais, expandindo os horizontes da pesquisa.

Agradeço ao Dr. Alex Otávio Sanches pela ajuda com os ensaios realizados no Departamento de Física e Química, ajuda que, embora breve, mostrou-se muito proveitosa e cujos frutos integram a pesquisa e facilitam a compreensão do todo.

Agradeço também ao Prof. Dr. Antônio Ludovico Beraldo e ao Prof. Dr. Jorge Luiz Akasaki pelas contribuições e sugestões durante a fase de qualificação.

Um agradecimento ao grupo de pesquisa de Materiais Alternativos de Construção (MAC), baseado na FEIS/UNESP e do qual faço parte, por toda a ajuda durante esse longo processo da minha transformação como aluno e pesquisador.

Agradeço também às empresas ARTCON e JERUELPLAST pela disponibilização das fôrmas metálicas e espaçadores plásticos para execução das vigotas treliçadas.

Por fim, à CAPES pelo financiamento desta pesquisa.

RESUMO

O consumo excessivo de materiais usuais de construção ao longo dos últimos séculos tem tornado necessária a busca por materiais renováveis. Neste cenário, o bambu se apresenta como uma planta com rápido crescimento, elevada resistência mecânica, baixo peso específico, excelente versatilidade e a não-necessidade de efetuar seu replantio.

O bambu pode ser utilizado como estrutura temporária e permanente, tais como sistemas de escoramento, coberturas, pontes e passarelas. O bambu pode também ser incorporado às estruturas de concreto armado de modo a aumentar a resistência em regiões tracionadas. No entanto, torna-se necessário, devido ao comportamento higroscópico e heterogêneo do bambu, aplicar-se tratamentos de impermeabilização. O presente trabalho estudou o comportamento estrutural de lajes treliçadas pré-moldadas unidirecionais com adição de bambu como um elemento adicional de reforço à armadura treliçada, focando também no efeito estrutural do uso de reforços colados na região nodal do bambu.

Os colmos de bambu da espécie *Bambusa vulgaris* foram usinados e impermeabilizados com látex proveniente de seringueiras; algumas taliscas foram reforçadas na região nodal, visando aumentar a resistência mecânica à tração e melhorar a condição de sua aderência ao material concreto.

Os resultados obtidos apontaram para o efeito positivo do látex como impermeabilizante, fornecendo também resultados confiáveis quanto à resistência ao descolamento por cisalhamento na ligação bambu-concreto, o que corrobora com os resultados obtidos em pesquisas anteriores. O uso de reforço na região dos nós proporcionou um aumento da capacidade resistente da talisca.

O uso de reforço adicional de bambu como armadura positiva proporcionou um aumento do momento fletor necessário para obtenção do ELS de deslocamento excessivo, porém, apresentando resultados inconclusivos quanto ao ELU. O uso de simulações numéricas apontou para um possível descolamento entre o bambu não reforçado na região nodal e o concreto, anterior à uma ruptura localizada do bambu ou falha no modelo.

Palavras-chave: Bambu. Concreto. Lajes treliçadas pré-moldadas. Tração. Ensaios de flexão. Látex de seringueira. ABAQUS.

ABSTRACT

The excessive consumption of usual construction materials during the last centuries has made necessary the search for renewable materials. In this scenery, bamboo presents itself as a plant with fast growth rate, high mechanical strength, low density, versatility, and no need of replantation.

It can be used in temporary and permanent structures, such as shoring systems, roofs, bridges, and walkways. The bamboo can also be incorporated into concrete structures in a way that it can improve the tensile strength. However, it's necessary to make waterproofing treatments, due to its hygroscopic and heterogenous behavior.

This research studies the structural behavior of lattice slabs with bamboo splints as additional reinforcement to the conventional steel bars reinforcement, focusing also on the structural effect of the node reinforcement.

The *Bambusa vulgaris* culms were splinted and waterproofed with rubber trees' latex; some of the splints were reinforced on their nodes, aiming tensile strength improvement and better adherence to concrete.

Results points to a positive effect over the use of latex as waterproofing agent, with a reliable shear strength results on bamboo-concrete detachment, which corroborates the data on previous research. The use of node reinforcement provided additional tensile strength to the bamboo splints.

The use of bamboo splints as additional positive reinforcement provided additional stiffness in service loads, despite presenting inconclusive results over stiffness on rupture loads. With respect to the tested models, numerical simulations pointed to the detachment in the bamboo-concrete interaction's surface, before structural failing of the model.

Keywords: Bamboo. Concrete. Lattice slabs. Tension. Bending tests. Rubber's tree Latex. ABAQUS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	- Dimensões e tolerâncias para vigotas treliçadas.....	23
Figura 2	- Vista da treliça metálica.....	23
Figura 3	- Lajotas tipo cerâmica e EPS.....	25
Figura 4	- Comportamento típico de elementos de concreto armado.....	27
Figura 5	- Seção transversal da nervura e modelo simplificado.....	27
Figura 6	- Seção transversal de viga "T" em Estádio I.....	29
Figura 7	- Seção transversal em "T" no estádio II.....	29
Figura 8	- Diagrama de dosagem - Modelo de Comportamento.....	34
Figura 9	- Definição das dimensões do modelo (unidades em cm)	35
Figura 10	- Protótipos confeccionados por Sousa (2014)	35
Figura 11	- Esquema geral de ensaio de Sousa (unidades em cm)	36
Figura 12	- Seção transversal das lajes (unidades em cm)	37
Figura 13	- Resultados de momento fletor por deslocamentos (SOUSA, 2014)	39
Figura 14	- Momento fletor x Deformação no concreto e no aço na LC2 e LR2.....	41
Figura 15	- Indicação do domínio de deformação do ELU das lajes ensaiadas.....	42
Figura 16	- Seção do colmo com suas partes e denominações.....	44
Figura 17	- Tensão x deformação <i>G. angustifolia</i> com nó (a) e sem nó (b).....	50
Figura 18	- Dimensões indicadas pelo INBAR para ensaio de resistência à tração paralela às fibras do bambu (unidades em mm)	51
Figura 19	- Recortes de tiras de 4 e 6 mm na seção do colmo de bambu.....	52
Figura 20	- Casa (a) e tubulação de irrigação (b) em bambu.....	56
Figura 21	- Vista externa (a) e interna (b) da Catedral de Pereira, Colômbia.....	57
Figura 22	- Ciclo de expansão e contração do bambu e descolamento do concreto.....	61
Figura 23	- Comparação dos impermeabilizantes.....	64
Figura 24	- Corpo de prova seccionado.....	65
Figura 25	- Gráfico Tensão x Deformação, até o início do escorregamento.....	67
Figura 26	- Reforços nodais de Tsutsumoto.....	67
Figura 27	- Ensaio de arrancamento: Tensão normal.....	69
Figura 28	- Armaduras das vigas, com e sem adição de taliscas de bambu.....	70
Figura 29	- Gráfico comparativo do momento fletor máximo suportado....	71
Figura 30	- Momento fletor x Deslocamento.....	72
Figura 31	- Momento fletor x deformação em viga BAMBU e viga BAMBU REFORÇADO.....	73
Figura 32	- Curva granulométrica da areia.....	75
Figura 33	- Curva granulométrica da brita.....	76
Figura 34	- Sistema de aquisição de dados.....	80

Figura 35	- Corte (a) e coleta (b) do látex na seringueira.....	81
Figura 36	- Ensaio de tração paralela às fibras das taliscas sem nó (a) e com nó (b).....	82
Figura 37	- Posicionamento do perfil para colagem do reforço nos nós das taliscas de bambu.....	83
Figura 38	- Processo de pesagem (a), separação (b), aplicação (c) e proteção da talisca para colagem (d)	84
Figura 39	- Secagem das taliscas pós imersão.....	85
Figura 40	- Gráfico do diagrama de dosagem (1/3)	86
Figura 41	- Gráfico do diagrama de dosagem (2/3)	87
Figura 42	- Gráfico do diagrama de dosagem (3/3)	87
Figura 43	- Esquema do formato das fôrmas.....	89
Figura 44	- Concretagem e cura das vigotas.....	90
Figura 45	- Seção transversal dos modelos (unidades em cm)	91
Figura 46	- Extensômetros na laje (unidades em cm)	92
Figura 47	- Fôrmas das lajes.....	93
Figura 48	- Posicionamento das lajotas e vigotas.....	93
Figura 49	- Posicionamento final das armaduras e ganchos.....	94
Figura 50	- Concretagem, adensamento (a) e cura da laje (b)	95
Figura 51	- Posicionamento dos extensômetros na armadura treliçada....	95
Figura 52	- Taliscas com extensômetros.....	96
Figura 53	- Extensômetros colados na capa de concreto do protótipo.....	97
Figura 54	- Esquema estático do modelo do ensaio (unidades em cm)	97
Figura 55	- Ensaio de flexão da laje.....	98
Figura 56	- Corpo de prova de cisalhamento no plano de colagem.....	99
Figura 57	- Corpos de prova dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade do bambu.....	100
Figura 58	- Esquema estático do ensaio.....	101
Figura 59	- Modelo de treliça.....	104
Figura 60	- Elemento correspondente ao concreto.....	104
Figura 61	- Seção transversal LRef.....	105
Figura 62	- Taliscas de bambu sem reforço.....	106
Figura 63	- Capa de concreto com furo para LSR.....	106
Figura 64	- Seção transversal do modelo LSR.....	106
Figura 65	- Comportamento uniaxial em tensão de tração (a) e compressão (b)	109
Figura 66	- Superfície biaxial de escoamento.....	109
Figura 67	- Superfície de escoamento no plano desviador.....	110
Figura 68	- Comportamento do concreto sob tração.....	112
Figura 69	- Superfície de carregamento.....	113
Figura 70	- Exemplos de taliscas rompidas.....	116
Figura 71	- Ensaio de ganho de massa por absorção de água para 196 h.....	118
Figura 72	- Ensaio de ganho de massa por absorção de água após 48 h.....	119
Figura 73	- Corpos de prova do ensaio de cisalhamento rompidos.....	120
Figura 74	- Gráfico de tensão x deformação de 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm (c)	121

Figura 75	- Módulo de elasticidade de 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm (c)	122
Figura 76	- Tensão de escoamento/residual de 2‰ para 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm (c)	123
Figura 77	- Comportamento do corpo de prova no ensaio de arrancamento.....	125
Figura 78	- Módulo de elasticidade para bambus com reforço.....	126
Figura 79	- Módulo de elasticidade dos bambus não-reforçados.....	127
Figura 80	- Comportamento da região internodal em tração x deformação.....	128
Figura 81	- Comportamento dos protótipos de laje.....	135
Figura 82	- Gráfico do momento fletor máximo obtido e $f_{c,ruptura}$ dos protótipos.....	136
Figura 83	- Gráfico de momento por flecha dos protótipos analisados.....	137
Figura 84	- Momento de fissuração e resistência a tração das vigotas.....	139
Figura 85	- Momento fletor x deformação de LRef 2 (a), LSR 2 (b) e LCR 2 (c)	141
Figura 86	- Efeito do uso de 3 (r75), 4 (r77) e 5 camadas de elementos (r76) na espessura da mesa de concreto.....	143
Figura 87	- Efeito do aumento de viscosidade: valores de 0,0001(r79) – 0,0005(r80) – 0,001(r73) – 0,005(r75) – 0,01(r78)	144
Figura 88	- Efeito do aumento de viscosidade de 0,001 (r65) - 0,005 (r82)	145
Figura 89	- Efeito da redução da tensão de escoamento da treliça para valores de 827 (r75) - 695 (r85) - 600 (r87) e 500 (r88)	146
Figura 90	- Efeito da redução da tensão de escoamento da treliça para 827 (r65) e 695 (r94)	146
Figura 91	- Tensão e deformação plástica da treliça do modelo r87.....	147
Figura 92	- Tensão e deformação plástica da treliça do modelo r85.....	148
Figura 93	- Efeito do aumento da resistência à tração do concreto: 1,57 MPa (r82) - 2 MPa (r81) - 3 MPa (r75) e 4 MPa (r92)	149
Figura 94	- Efeito do valor de carregamento no comportamento do modelo: 0,080 (r84) - 0,086 (r75)	150
Figura 95	- Efeito do ângulo de dilatação no modelo: 38° (r83) - 50° (r75)	151
Figura 96	- Resultados numéricos mais aproximados dos resultados experimentais.....	152
Figura 97	- Tensões normais no eixo Z para LRef_r75.....	153
Figura 98	- Tensões normais no eixo Z para LRef_r97.....	153
Figura 99	- Tensões normais no eixo Z para LRef_r102.....	154
Figura 100	- Tensões normais no eixo Z para LRef_r121.....	154
Figura 101	- PEEQT do modelo LRef_r121.....	155
Figura 102	- Tensão de von Mises e PEEQ da armação do modelo LRef_r121.....	156
Figura 103	- Deformações da armação do modelo LRef_r121.....	157
Figura 104	- Tensões normais da nervura do modelo LRef_r121.....	158
Figura 105	- Tensões normais na seção média do modelo LRef_r121.....	158
Figura 106	- Resultados numéricos para os modelos LSR.....	159
Figura 107	- Tensões normais para o modelo LSR_r25.....	160
Figura 108	- Deformações plásticas no modelo LSR_r25.....	160

Figura 109	- Tensões normais na armação do modelo LSR_r25.....	161
Figura 110	- Deformações totais da armadura para o modelo LSR_r25.....	162
Figura 111	- Deformações plásticas na armação do modelo LSR_r25.....	162
Figura 112	- Tensões normais e deformação nas taliscas do modelo LSR_r25.....	163
Figura 113	- Tensões cisalhantes nas taliscas do modelo LSR_r25.....	164
Figura 114	- Pressões de contato para o elemento da talisca do modelo LSR_r25 (MPa)	165
Figura 115	- Tensões de cisalhamento na superfície da talisca do modelo LSR_r25 (MPa)	166
Figura 116	- Pressões de contato na talisca próximo à região de carregamento do modelo LSR_r25 (MPa)	167
Figura 117	- Tensões cisalhantes na face da talisca na região de carregamento para o modelo LSR_r25 (MPa).....	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	- Diâmetro nominal mínimo do fio ou da barra de aço no banzo superior.....	24
Tabela 2	- Características geométricas da seção no Estádio I.....	29
Tabela 3	- Resultados mecânicos do concreto das lajes.....	37
Tabela 4	- Dados e resultados do cálculo de momento resistente dos modelos das lajes.....	38
Tabela 5	- Características mecânicas – Método de Branson.....	38
Tabela 6	- Momentos de fissuração calculados e experimentais.....	39
Tabela 7	- Momentos fletores de cálculo e experimentais para o ELS.....	40
Tabela 8	- Momentos fletores de cálculo e experimentais para o ELU.....	40
Tabela 9	- Deformações médias no ELU e ELS.....	42
Tabela 10	- Absorção do bambu com e sem impermeabilizante.....	64
Tabela 11	- Resultados da tensão de aderência e tensão de tração na talisca na ruptura.....	66
Tabela 12	- Valores médios de tensões de ruptura à tração (MPa).....	68
Tabela 13	- Tensões de aderência e de tração para o ensaio de arrancamento	69
Tabela 14	- Resultados das vigas ensaiadas à flexão.....	70
Tabela 15	- Relação entre flecha, momento e fissuração.....	72
Tabela 16	- Classificação do agregado miúdo.....	74
Tabela 17	- Propriedades físicas da areia.....	75
Tabela 18	- Classificação do agregado graúdo.....	76
Tabela 19	- Propriedades físicas da brita.....	76
Tabela 20	- Características da treliça.....	77
Tabela 21	- Informações gerais do traço adotado.....	88
Tabela 22	- Resistência média à tração paralela às fibras do bambu (em MPa).	115
Tabela 23	- Resultados do ensaio de ganho de massa das taliscas de bambu obtidos após a impermeabilização com látex.....	117
Tabela 24	- Caracterização do aço.....	123
Tabela 25	- Resultados de arrancamento.....	124
Tabela 26	- Comparação com resultados de trabalhos anteriores.....	124
Tabela 27	- Características geométricas da seção transversal.....	129
Tabela 28	- Propriedades geométricas e mecânicas referentes à LRef.....	130
Tabela 29	- Valores calculados para a laje com bambu.....	131
Tabela 30	- Resultados de resistência para os concretos da capa.....	133
Tabela 31	- Resistências das sapatas treliçadas.....	134
Tabela 32	- Momentos fletores característicos (unidades em kN.cm)	135
Tabela 33	- Momentos fletores médios para ELS de deslocamento excessivo (unidades em kN.cm)	137

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA.....	18
1.2	OBJETIVO GERAL	19
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1.4	ESTRUTURAÇÃO DOS CAPÍTULOS	20
2	LAJES PRÉ-MOLDADAS TRELIÇADAS	21
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
2.2	BREVE HISTÓRICO	21
2.3	LAJES FORMADAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS: O SISTEMA TRELIÇADO	22
2.4	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	26
2.4.1	Dimensionamento à flexão	27
2.4.2	Determinação das flechas.....	28
2.4.3	Verificação ao cisalhamento	31
2.5	DOSAGEM DO CONCRETO PELO MÉTODO IPT-USP	32
2.6	PESQUISAS COM LAJES TRELIÇADAS NA UNESP UTILIZADAS COMO REFERÊNCIAS.....	34
3	BAMBU: PLANTA E MATERIAL	43
3.1	VISÃO GERAL.....	43
3.2	TRATAMENTO E SECAGEM	45
3.3	ESTABILIDADE DIMENSIONAL	47
3.4	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS.....	48
3.5	USO NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	56
3.6	USO COMO REFORÇO DE ARMADURA	58
3.7	PESQUISAS REALIZADAS NA UNESP – CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA.....	63
3.7.1	Moraes (2012).....	63
3.7.2	Tsutsumoto (2016).....	67
4	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	74
4.1	MATERIAIS	74
4.1.1	Cimento.....	74
4.1.2	Agregado miúdo	74
4.1.3	Agregado graúdo	75
4.1.4	Água	77
4.1.5	Armaduras treliçadas.....	77
4.1.6	Armaduras complementares	77

4.1.7	Lajotas de EPS	77
4.1.8	Taliscas de bambu.....	77
4.1.9	Resina poliuretana bi componente à base de óleo de mamona	78
4.1.10	Adesivo químico Sikadur 32.....	78
4.1.11	Látex.....	79
4.1.12	Instrumentação e obtenção de dados.....	79
4.2	MÉTODOS	80
4.2.1	Coleta do látex	80
4.2.2	Coleta dos colmos de bambu.....	81
4.2.3	Corte dos colmos e confecção das taliscas.....	81
4.2.4	Ensaio de tração paralela às fibras das taliscas.....	82
4.2.5	Colagem do reforço nas taliscas da viga	84
4.2.6	Impermeabilização das taliscas da viga	85
4.2.7	Ensaio de ganho de massa pelas taliscas no processo de impermeabilização com látex	85
4.2.8	Ensaio de ganho de massa das taliscas por absorção de água.....	86
4.2.9	Método de dosagem.....	86
4.2.10	Mistura e ensaios de caracterização do concreto	88
4.2.11	Confecção das vigotas	89
4.2.12	Construção da laje	90
4.2.13	Posicionamento dos extensômetros elétricos.....	95
4.2.14	Ensaio de flexão a quatro pontos.....	97
4.2.15	Ensaio de arrancamento.....	98
4.2.16	Ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento no plano da colagem do reforço dos nós.....	99
4.2.17	Ensaio de determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do bambu .	100
4.2.18	Determinação do momento para ELS de deslocamento excessivo das lajes com e sem a adição de taliscas bambu.....	101
4.2.19	Determinação do momento último teórico das lajes com e sem adição de armadura de bambu	102
5	ANÁLISE NUMÉRICA	103
5.1	MODELAGEM DOS PROTÓTIPOS	103
5.2	MODELAGEM DOS ELEMENTOS	107
5.3	INTERAÇÃO DOS ELEMENTOS.....	107
5.4	MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO	108
5.5	MODELO CONSTITUTIVO DO BAMBU.....	108

5.6	MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO	108
5.7	CARREGAMENTO	112
5.8	TESTE DE MALHA	113
5.9	TESTE DE VISCOSIDADE.....	113
5.10	MONTAGEM DAS CURVAS MOMENTO – DEFLEXÃO.....	114
6	RESULTADOS	115
6.1	RESULTADOS DO ENSAIO DE TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS DAS TALISCAS	115
6.2	RESULTADOS DO GANHO DE MASSA APÓS O PROCESSO DE IMPERMEABILIZAÇÃO.....	117
6.3	RESULTADOS DO GANHO DE MASSA POR ABSORÇÃO DE ÁGUA	118
6.4	CISALHAMENTO NO PLANO DE COLAGEM	120
6.5	CARACTERIZAÇÃO DO AÇO	121
6.6	ENSAIO DE ARRANCAMENTO	124
6.7	RESULTADO QUANTO AO COEFICIENTE DE POISSON E MÓDULOS DE ELASTICIDADE	125
6.8	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) DE DESLOCAMENTO EXCESSIVO	129
6.9	CÁLCULO DO MOMENTO ÚLTIMO TEÓRICO PARA AS LAJES.....	131
6.10	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	132
6.11	RESULTADOS DO ENSAIO DE FLEXÃO À QUATRO PONTOS	134
6.12	RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA.....	143
6.12.1	Análise paramétrica do tamanho da malha.....	143
6.12.2	Análise paramétrica da viscosidade na rigidez do modelo.....	144
6.12.3	Demais efeitos de alterações paramétricas	145
6.12.4	Análise dos resultados obtidos por simulação dos modelos LRef.....	151
6.12.5	Análise numérica dos modelos LSR	159
7	CONCLUSÃO	169
7.1	CONCLUSÕES DO TRABALHO.....	169
7.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	170
	REFERÊNCIAS	172

1 INTRODUÇÃO

Ao longo da história diversos materiais foram utilizados como insumos para a construção civil. Entretanto, com o advento da revolução industrial, muitos deles foram substituídos por outros com maior potencial, como, por exemplo, aço e concreto (GHAVAMI, 2005). Destes, diversos sistemas construtivos foram derivados, incluindo estruturas mistas, como o concreto armado e o protendido.

No entanto, esses mesmos materiais, por demandarem processos industriais para a sua produção, consomem importantes quantidades de energia, sendo custosos e danosos ao meio ambiente. Com o surgimento de questões como o aquecimento global e a sustentabilidade, a utilização de diversos materiais não tão valorizados tem sido reconsiderada, situando-se o bambu como um dos mais promissores. O uso de bambu como material de construção data de longo tempo, sendo que a maior parte das casas tradicionais na Ásia e Indonésia são fabricadas com esse material (GHAVAMI, 2005; NURDIAH, 2016).

De acordo com Pereira e Beraldo (2008), o bambu é uma planta tropical, perene e renovável, que produz colmos anualmente sem a necessidade de replantio, além de apresentar excelentes características físicas, químicas e mecânicas, sendo igualmente A sequestrador de carbono.

No trabalho de Gottron, Harries e Xu (2014), os autores discutiram sobre o fato de que, apesar de o bambu ter propriedades mecânicas superiores às da madeira, ele ainda é marginalizado do ponto de vista da engenharia. Um dos motivos é que o bambu não apresenta regularização nem padrões por meio de normatização. Dessa forma, há a necessidade de se estabelecer as características do bambu para uso estrutural, baseado avaliações estatísticas (GHAVAMI, 2005). Neste sentido, pode-se destacar a existência da norma AC 162, da *International Construction Building Officials - ICBO* (2000), que fornece critérios de aceitação para peças de bambu estrutural, bem como uma normatização brasileira, que se encontra recentemente aprovada junto à ABNT (APUAMA, 2020).

Devido principalmente à sua elevada resistência à tração, podendo chegar à ordem de 200 MPa em algumas espécies (PEREIRA; BERALDO, 2008), diversas pesquisas tem sido feitas no sentido de produzir estruturas de concreto armado reforçadas com peças de bambu (GHAVAMI, 1995; GHAVAMI, 2005; RAHMAN *et al.*, 2011; AGARWAL; NANDA; MAITY, 2014; IKPOMWOSA *et al.*, 2017).

Dada à natureza orgânica, ortotrópica e heterogênea do bambu, dois problemas principais se identificam para esse tipo de aplicação. O primeiro é o comportamento higroscópico do bambu, que sofre um acréscimo de volume durante o processo de moldagem do concreto, o qual se retrai durante o processo de cura, podendo causar a perda de aderência entre os materiais. A solução para este problema pode ser obtida pelo uso de um material impermeabilizante, porém, que não tenha efeito deletério sobre a resistência ao cisalhamento no plano da ligação concreto-bambu. O segundo problema é a queda acentuada de resistência à tração na região dos nós do bambu, que pode ser remediado pela possibilidade do uso de reforço com recortes de bambu colados ao nó (GHAVAMI, 2005; PEREIRA; BERALDO, 2008; TSUTSUMOTO, 2016).

No Brasil, o uso de lajes pré-moldadas treliçadas para construções residenciais e industriais de pequeno e médio portes se iniciou na segunda metade do século XX. No entanto, os estudos deste sistema tomaram volume na década de 1990, com os trabalhos de Di Pietro (1993), Caixeta (1998) e Droppa Júnior (1999).

Tais lajes são compostas geralmente por elementos pré-moldados do tipo treliça, por material de enchimento para produção da fôrma permanente e por uma capa de concreto, moldada no local, possibilitando a construção de uma estrutura monolítica de modo econômico e com menor peso próprio.

1.1 JUSTIFICATIVA

O consumo excessivo de materiais convencionais de construção, tais como o aço, concreto e a madeira, torna fundamental a busca por materiais alternativos e renováveis de modo a prevenir impactos ambientais e o esgotamento das reservas naturais.

Apesar de as lajes pré-moldadas contribuírem para a redução da utilização de concreto, eliminando-o da região tracionada da laje, e de madeira destinada à confecção de fôrma, a inclusão de materiais alternativos pode tornar este sistema construtivo ainda mais vantajoso sob o ponto de vista ambiental.

O bambu é um material de grande potencial construtivo, além de ser renovável e de baixo custo. Suas limitações, quando comparadas às do aço, podem impedir seu uso em obras de grande porte; porém, em construções com menores solicitações, o seu uso pode ser feito sem qualquer prejuízo.

Este trabalho propôs o uso de taliscas de bambu como adição à armadura treliçada de lajes pré-moldadas, buscando reduzir a necessidade de armadura adicional de aço para este tipo de estrutura. O fato de que a produção das vigotas pré-moldadas é geralmente realizada em ambiente separado ao da construção favorece a adição de um material alternativo em sua constituição. A adição de taliscas nas vigotas em ambiente controlado pode garantir a qualidade e a padronização, minimizando os problemas da interação entre o concreto e o bambu.

A crescente atenção dada aos programas de habitação popular no Brasil, devido ao déficit habitacional existente no país, proporciona uma oportunidade para encontrar novas soluções. Esta metodologia pode beneficiar a construção das unidades habitacionais, possibilitando o barateamento das estruturas, mostrando-se em conformidade com todo o esforço ecológico desenvolvido nas últimas décadas.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento estrutural de modelos de lajes pré-moldadas treliçadas unidirecionais, utilizando taliscas de bambu usinadas e impermeabilizadas como adição à armadura positiva das vigotas treliçadas pré-moldadas.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Este trabalho visou à continuidade do trabalho de Tsutsumoto (2016), utilizando-se o conhecimento acumulado com os trabalhos de Trigo (2008), Santos (2009), Fazzan (2011) e Sousa (2014). Foram propostos os seguintes objetivos específicos:

- analisar o comportamento do látex coletado para esta pesquisa, comparando-o com os que foram utilizados nos trabalhos de Moraes (2012) e de Tsutsumoto (2016), levando-se também em consideração o efeito do tempo de armazenamento na sua capacidade impermeabilizante;
- definir um diagrama de dosagem que pudesse fornecer um concreto entre as classes C25 e C30, para o cimento CP II Z 32, conforme NBR 16697 (ABNT, 2018);

- determinar a resistência do bambu à tração paralela às fibras, utilizando-se taliscas com trechos sem nó, com nó e com os nós reforçados;
- comparar o efeito do uso do adesivo poliuretano à base de óleo de mamona, utilizado no trabalho de Tsutsumoto (2016), com o adesivo comercial Sikadur 32;
- analisar o comportamento estrutural da laje treliçada com a inclusão do bambu na vigota pré-moldada, experimental e numericamente;
- analisar o efeito de reforços na região dos nós das taliscas no comportamento estrutural da laje treliçada.

1.4 ESTRUTURAÇÃO DOS CAPÍTULOS

Os capítulos da dissertação estão organizados da seguinte forma:

- Primeiro capítulo: trata da apresentação da introdução, objetivos e estruturação dos demais capítulos;
- Segundo capítulo: revisão bibliográfica relativa ao tema de lajes treliçadas, apresentando arcabouço teórico, estudos, procedimentos e resultados anteriores;
- Terceiro capítulo: trata da revisão bibliográfica relativa ao bambu, sua constituição, características, emprego e estudos que relacionam o bambu com estruturas de concreto armado;
- Quarto capítulo: apresenta os materiais utilizados e a metodologia desenvolvida nos ensaios realizados em laboratório;
- Quinto capítulo: trata da metodologia utilizada na produção de um modelo numérico para análise comparativa com os resultados experimentais;
- Sexto capítulo: reúne e discute os resultados obtidos segundo as metodologias apresentadas nos dois capítulos precedentes;
- Sétimo capítulo: sumariza as conclusões obtidas a partir do exposto no capítulo anterior;
- Apresentação das referências bibliográficas utilizadas na produção do conteúdo exposto por todo o trabalho;
- Apêndices: detalhamento dos procedimentos matemáticos e suposições adotadas para a produção de modelos de cálculo e de modelos numéricos.

2 LAJES PRÉ-MOLDADAS TRELIÇADAS

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A constante necessidade de racionalização no setor da construção civil tem demandado a utilização cada vez mais efetiva dos elementos estruturais, por vezes recorrendo ao uso de elementos pré-fabricados. Neste contexto, surgiu a laje formada por vigotas treliçadas (FAZZAN, 2011).

As lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas são lajes unidirecionais compostas por vigotas pré-moldadas tipo trilho ou treliça, consideradas monolíticas em decorrência da solidarização da armadura das vigotas à capa de concreto moldada *in loco* (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Sua grande vantagem em relação à laje maciça e à laje nervurada moldada *in loco* é a ausência de fôrmas para a laje e a redução da quantidade de elementos de escoramento, além da redução do volume total de concreto, quando comparada às lajes maciças (DROPPA JÚNIOR, 1999). Como desvantagem principal, pode ser citado o maior deslocamento vertical final, para igualdade de vãos, sobrecargas, e espessura, quando comparadas às mesmas lajes maciças (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

2.2 BREVE HISTÓRICO

Com relação ao vencimento de vãos, a história das construções da civilização ocidental teve início com o uso de materiais oferecidos pela natureza, como pedras e madeira. Ambos têm limitações intrínsecas às suas próprias naturezas: a madeira pelas próprias dimensões e a pedra que, após ser cortada e adaptada aos apoios, normalmente venciam vãos limitados a 5 m (DI PIETRO, 1993; CAIXETA, 1998; DROPPA JÚNIOR, 1999).

A primeira grande evolução foi a criação de arcos de pedra, durante o Império Romano, os quais, devido ao seu comportamento singular, desenvolviam apenas esforços de compressão, o que permitiu a execução de vãos maiores (DI PIETRO, 1993).

Esse modelo de construção foi amplamente difundido até meados do século XIX, quando da invenção do então chamado cimento armado pelo engenheiro francês Joseph Louis Lambot (DI PIETRO, 1993; DROPPA JÚNIOR, 1999). Desta ideia inicial,

surgiu o sistema Monier, que consistia no uso de perfis metálicos em formato de “I”, como armadura principal, inseridos numa capa de concreto (CAIXETA, 1998), e o trabalho de François Coignet, que se concentrava na fabricação de lajes nervuradas e armadas com barras de aço de seção transversal circular (DROPPA JÚNIOR, 1999).

Com base no trabalho de Coignet, engenheiros alemães desenvolveram sistemas próprios e criaram o método que, em princípio, perdura até hoje, formado por vigotas pré-moldadas de concreto armado, blocos de alvenaria utilizados como elementos de enchimento e também como fôrma para que uma capa de argamassa solidarize o conjunto (DI PIETRO, 1993; DROPPA JÚNIOR, 1999).

Segundo Isaia (2010), o sistema de lajes treliçadas surgiu e teve larga utilização a partir da Segunda Guerra Mundial, contribuindo em muito para a reconstrução dos países destruídos pela guerra, em função da sua rapidez em relação ao sistema convencional. Segundo Droppa Júnior (1999), tal modelo correspondia, na época, pela maior porcentagem do mercado entre as opções de pavimentos na Itália e na Espanha.

A difusão das lajes treliçadas ocorreu no Brasil principalmente a partir da década de 1990 (TRIGO, 2008). Atualmente, diversas opções são oferecidas pelas fábricas de laje para lajes nervuradas uni ou bidirecionais.

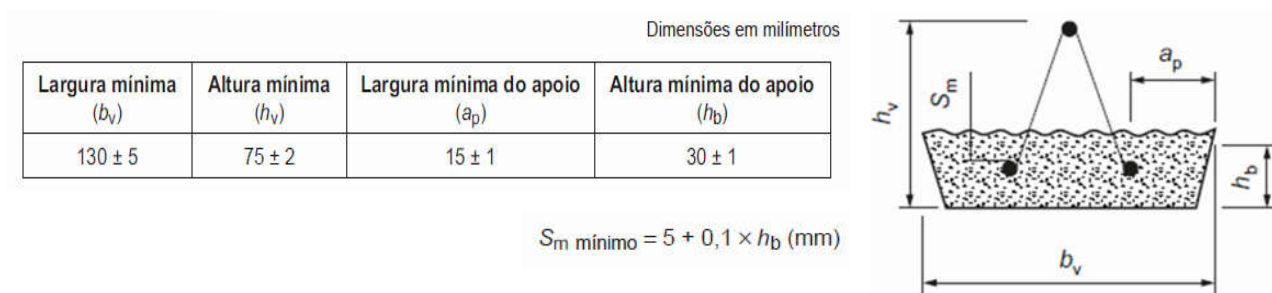
2.3 LAJES FORMADAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS: O SISTEMA TRELIÇADO

Segundo Droppa Júnior (1999), as lajes pré-moldadas são aquelas que possuem resistência nos elementos pré-fabricados e, caso haja, pelo concreto moldado no local. Essas lajes são consideradas como lajes nervuradas. Mesmo, havendo uso de concreto moldado *in loco*, este sistema pode ser considerado como sistema pré-moldado (TRIGO, 2008).

A laje pré-moldada pode ser dividida em três elementos principais: as vigotas pré-moldadas, os elementos de enchimento e a capa de concreto moldada no local. Dentre os diversos tipos de vigotas pré-moldadas, podem ser citadas as vigotas de armadura simples, em formato de “T” invertido, a vigota com armadura protendida, também em formato “T” invertido, e a vigota com armadura treliçada, além dos mini painéis treliçados, todos eles definidos e especificados na NBR 14859-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 2016).

A vigota com armadura treliçada, conforme definido pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016), é um “elemento pré-fabricado estrutural constituído de concreto estrutural e armadura treliçada eletrossoldada, conforme a NBR 14859-3 (ABNT, 2017), capaz de alojar, quando necessário, armadura passiva inferior de tração”. A geometria de sua seção transversal e suas dimensões estão mostradas na Figura 1.

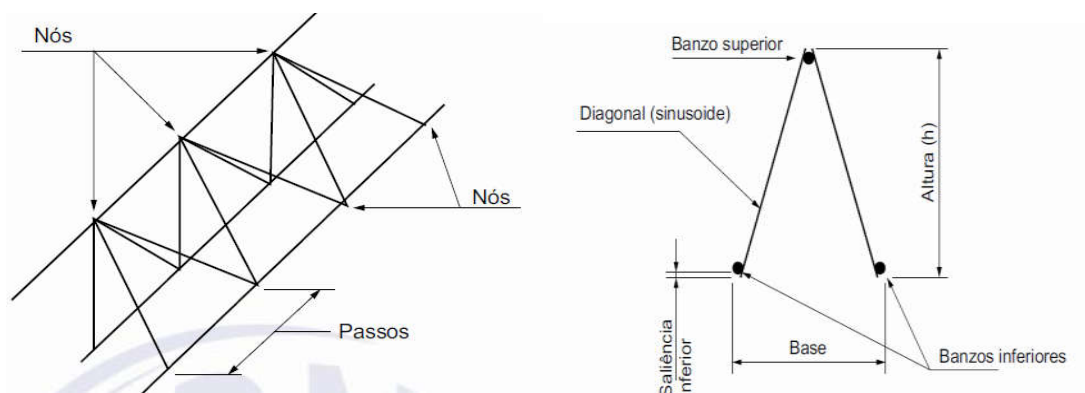
Figura 1 – Dimensões e tolerâncias para vigotas treliçadas



Fonte: ABNT (2016).

A NBR 14859-3 (ABNT, 2017) definiu armadura treliçada eletrossoldada como sendo uma armadura de aço pré-fabricada em estrutura espacial prismática, formada por um banzo inferior, constituído de duas barras de aço paralelas na base e um fio ou barra de aço no topo, denominados banzo superior, interligados por eletrofusão por diagonais contínuas (sinusóides), com espaçamento regular (passo) de, aproximadamente, 200 mm. A Figura 2 exemplifica o modelo genérico de treliça metálica.

Figura 2 – Vista da treliça metálica



Fonte: ABNT (2017).

A NBR 14859-3 (ABNT, 2017) define uma faixa para o espaçamento da base, que vai de 70 a 120 mm, além de alturas comuns, abrindo precedentes para fabricação de alturas personalizadas, desde que sejam superiores a 60 mm.

Ficam também definidos, pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016), diâmetros nominais mínimos para armaduras treliçadas eletrossoldadas, com o banzo superior de 6 mm, o banzo inferior de 4,2 mm e a sinusóide de 3,4mm. A Tabela 1 define o diâmetro mínimo para o banzo superior em função da altura da treliça.

Tabela 1 – Diâmetro nominal mínimo do fio ou da barra de aço no banzo superior

Altura da armadura treliçada	Diâmetro nominal mínimo mm
De 60 a 130	6,0
De 131 a 225	7,0
De 226 a 300	8,0

Fonte: ABNT (2017).

As armaduras treliçadas eletrossoldadas devem ser designadas por um código, iniciado pela sigla TR, seguida pela altura em centímetros, sem casas decimais, pelos diâmetros das barras, em milímetros, sem casas decimais, na seguinte ordem: banzo superior, diagonais e banzo inferior. No caso de aços CA 50, deve ser acrescentada a letra A, seguida do número indicativo da bitola correspondente; caso contrário, considera-se que o aço utilizado seja da classe CA 60.

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) afirmaram que, durante as fases de montagem e concretagem, as treliças formam os elementos resistentes do sistema, tendo capacidade de suporte do peso das lajotas, da capa de concreto e de alguma carga acidental, como, por exemplo, a de um operador se locomovendo sobre a vigota, para um vão de aproximadamente 1,5 m. Estas condições, segundo os autores, reduziram a necessidade de escoramento para esse tipo de laje.

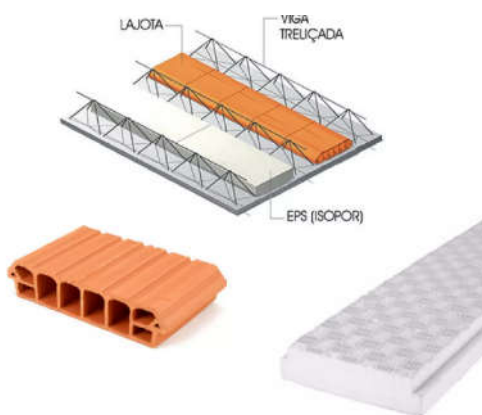
O elemento de enchimento é um elemento pré-fabricado não estrutural, maciço ou vazado, fabricado com materiais inertes diversos, posicionados entre as vigotas ou sobre os painéis e minipainéis, com a função de reduzir o peso próprio e o volume de concreto, servindo também de fôrma para a capa de concreto complementar.

A NBR 14859-2 (ABNT, 2016) rege a especificação dos elementos inertes para enchimento e fôrma de lajes pré-fabricadas de concreto. Esta norma define como

elementos de enchimento os seguintes materiais: a lajota cerâmica, o suporte cerâmico, a lajota de Poliestireno Expandido (EPS), caixões perdidos de EPS e concreto celular autoclavado, além de elementos mistos de enchimento.

Para elementos estruturais formados a partir de vigotas em geral, os elementos mais utilizados são a lajota cerâmica, caracterizada por uma ruptura frágil e a lajota de EPS, caracterizada por uma ruptura dúctil, ambos apresentados na Figura 3.

Figura 3 – Lajotas tipo cerâmica e EPS



Fonte: <https://blog.engpaulovitor.com/2016/04/14/lajota-ceramica-ou-eps/> (acesso 23/04/19).

A capa de concreto deve ter uma resistência característica mínima de 20 MPa, aos 28 dias (ABNT, 2016), seguindo as diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2014). Ela deve ter, também, uma altura mínima de 1/15 da distância entre as faces das nervuras, não sendo inferior a 4 cm. A função da capa de concreto é a de resistir às tensões de compressão oriundas da flexão e garantir o monolitismo da laje, ou seja, a aderência das vigotas com o restante do conjunto. Di Pietro (1993) afirmou que as vigotas tipo trilho não permitem esta aderência devido à sua menor rugosidade, enfraquecendo esta ligação; Droppa Júnior (1999), por sua vez, ressaltou que a vigota treliçada é a exceção desta tendência.

As lajes treliçadas podem ter suas nervuras principais tanto em uma quanto em duas direções. O sistema bidirecional se torna possível pelo uso de peças do tipo canaleta, que, quando concretadas, se tornam nervuras ortogonais às vigotas treliçadas. Este sistema apresenta melhores respostas com relação aos deslocamentos e esforços quando comparados ao sistema unidirecional (FAZZAN, 2011). As vigotas pré-moldadas, na maior parte das vezes, são posicionadas na

direção do menor vão e, na presença de carregamento linear ou pontual, exige-se a colocação de nervuras secundárias transversais; estas nervuras também devem ser colocadas quando o vão teórico for superior a 4 m, sendo necessárias ao menos duas nervuras quando o vão for superior a 6 m (CAIXETA, 1998).

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) relataram sobre a possibilidade de adição de armadura complementar, caso a armadura da vigota treliçada seja insuficiente, quer seja introduzindo-a na sapata da treliça antes de sua concretagem, quer seja posicionando-a sobre a mesma durante a concretagem da capa (CAIXETA, 1998).

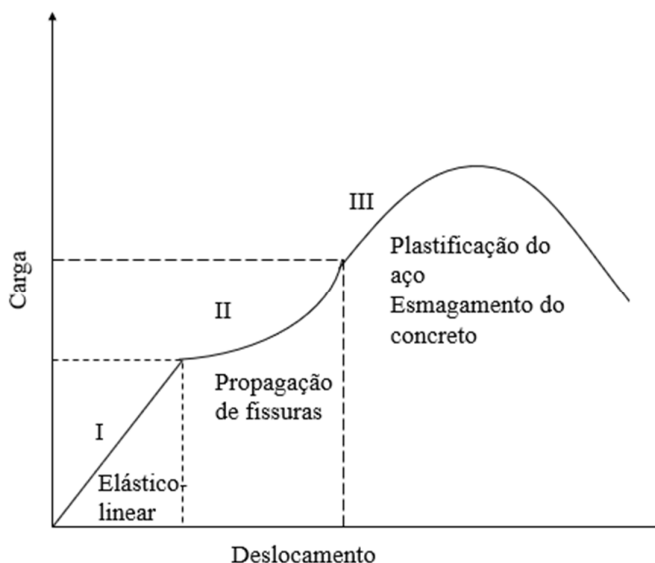
Deve-se colocar armadura de distribuição na capa, nas direções longitudinal e transversal, para controle de fissuração e distribuição de tensões originadas de cargas concentradas. Esta armadura deve ter seção mínima de $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA-50, CA-60 e tela soldada, com um mínimo de 3 barras por metro (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007; FAZZAN, 2011).

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural objetiva determinar os efeitos das ações nas estruturas, para verificação dos estados-limites últimos e de serviço (ELU e ELS, respectivamente). Ela permite estabelecer as distribuições de esforços internos, as deformações e os deslocamentos de toda ou de parte de uma estrutura. A mesma deve ser realizada a partir de um modelo estrutural adequado, representando a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as características e respostas dos materiais bem como as condições de contorno, conforme descrito nos itens 14.2.1 e 14.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Chen (2007) apresentou o comportamento típico de elementos de concreto armado (Figura 4), dividindo-o em três fases distintas: o estágio elástico-linear, sem fissuração; a fase de propagação das fissuras; e o estágio plástico, que pode ser causado pela plastificação da armadura, pelo esmagamento do concreto ou por um efeito combinado de ambos.

Figura 4 – Comportamento típico de elementos de concreto armado

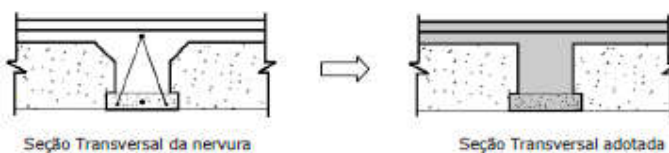


Fonte: Adaptado de Chen (2007).

2.4.1 Dimensionamento à flexão

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) indicaram o modelo de cálculo das lajes pré-moldadas treliçadas por meio de um conjunto de elementos isolados, em formato de “T”. Droppa Junior (1999) mencionou que o modelo de grelha é o ideal para a consideração deste tipo de laje; porém, para lajes unidirecionais, o autor destacou que a aplicação do modelo de vigas bi apoiadas para determinação dos esforços serve como método mais simples, permitindo boas aproximações. A Figura 5 apresenta a seção transversal e o modelo geométrico simplificado proposto por Fazzan (2011).

Figura 5 – Seção transversal da nervura e modelo simplificado



Fonte: Fazzan (2011).

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) mencionaram que as lajes unidirecionais podem ser consideradas como elementos isolados bi apoiados, cujo momento fletor atuante máximo pode ser obtido através da expressão (1):

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P \times l^2}{8} \quad (1)$$

Onde,

P = carga linear atuante na nervura;

l = vão teórico do elemento estrutural.

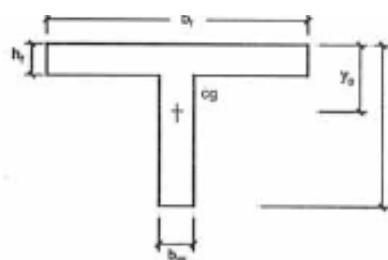
Carvalho *et al.* (2005) citaram a possibilidade da consideração de continuidade entre as lajes, com redistribuição de momentos, e o trabalho de Magalhães (2001) concluiu que, para o caso das lajes pré-moldadas com nervuras treliçadas, a continuidade das lajes apresentou melhor comportamento na construção e nos estados limites, quando considerada a redistribuição dos momentos, verificando experimentalmente os resultados teóricos.

2.4.2 Determinação das flechas

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) consideraram o cálculo dos deslocamentos verticais nos projetos de lajes treliçadas como sendo de vital importância, por ser o estado de deslocamento excessivo a condição determinante de projeto, considerando sempre como elementos isolados, por questões de segurança. Droppa Júnior (1999) também apresentou conclusões similares, com o comportamento das lajes se aproximando do de uma viga bi apoiada.

Fazzan (2011) citou o comportamento estrutural em relação ao conceito de estádios. O Estádio I é relacionado a solicitações de baixa intensidade, no qual seu comportamento é considerado perfeitamente elástico e regido pela lei de Hooke. Nesta situação, o momento de inércia da seção pode ser calculado a partir da sua seção transversal bruta de concreto, desconsiderando-se a armadura (Figura 6 e Tabela 2).

Figura 6 – Seção transversal de viga "T" em Estádio I



Fonte: Fazzan (2011).

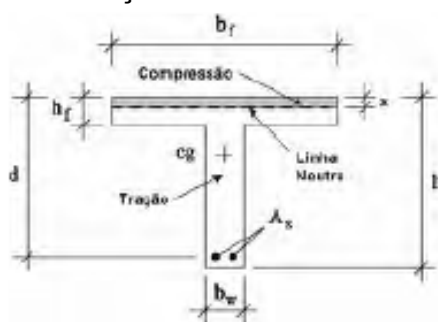
Tabela 2 – Características geométricas da seção no Estádio I

Área (seção geométrica)	$A_c = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h$
Centro de gravidade	$y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_c}$
Momento de inércia à flexão	$I_c = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_{cg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_{cg} - \frac{h}{2}\right)^2$

Fonte: Fazzan (2011).

O Estádio II é definido como estado de fissuração, quando a tensão de tração ultrapassa o valor máximo resistido pelo concreto. A região tracionada de concreto, que agora é considerada como fissurada, deve ser desconsiderada do cálculo do momento de inércia (Figura 7), e sua contribuição em relação ao cálculo das tensões de tração é totalmente desprezada; sendo assim, as tensões de tração são suportadas apenas pela armadura. Neste ponto não ocorre, ainda, plastificação do concreto nem escoamento do aço.

Figura 7 – Seção transversal em "T" no estágio II



Fonte: Fazzan (2011).

Como suas características geométricas são alteradas, é necessário calcular uma nova linha neutra, considerando-se a necessidade da homogeneização da seção transversal, por meio do coeficiente α_e , que é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. A posição da linha neutra (x_{II}) é obtida igualando-se o momento estático da seção homogeneizada a zero (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Calculado x_{II} , é possível calcular o momento de inércia no estágio II (I_{II}). Carvalho e Figueiredo Filho (2007) apresentaram, baseados no trabalho de Ghali e Favre (1986), as Equações 2 e 3 para o momento de inércia do estágio II (desconsiderando-se a existência de aço comprimido):

$$\text{Se } x_{II} < h_f \quad I_{II} = \frac{b_f \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 \quad (2)$$

$$\text{Se } x_{II} > h_f \quad I_{II} = \frac{(b_f - b_w) \times h_f^3}{12} + \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 \quad (3)$$

Pesquisadores indicaram a grande importância da consideração do efeito da fissuração no cálculo da flecha (CAIXETA, 1998; FLÓRIO, 2001; MAGALHÃES, 2001). Fazzan (2011) apontou para o fato de que um mesmo elemento fletido terá seções trabalhando no estágio I e no estágio II, dependendo de ter sido ou não solicitado por um momento fletor com magnitude superior ao Momento de Fissuração (M_r) que, por sua vez, é definido pela Equação 4:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \quad (4)$$

O coeficiente α é o fator que correlaciona a resistência à tração direta com a resistência à tração por flexão (1,2 para seções T ou duplo T), I_c é o momento de inércia da seção bruta, f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto e y_t é a distância entre o centro de gravidade da seção bruta e a fibra mais tracionada da seção transversal.

Neste contexto, o modelo de Branson (1968) admite uma única inércia média (I_m) para todo o elemento de concreto, assumindo uma variação de tensão ao longo

do comprimento da peça de forma mais simples. O valor de I_m é expresso pela Equação 5:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \times I_{II} \quad (5)$$

A grandeza M_{at} é o momento atuante na seção crítica do vão considerado e n é um índice referente ao tipo de análise, sendo igual a 3 para análises em peças ao longo de todo seu comprimento (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007). O método proposto pela NBR 6118 (2014) deriva de uma adaptação do modelo anteriormente descrito, calculando uma rigidez equivalente para toda a viga.

Assim, a flecha imediata da peça, para um carregamento uniformemente distribuído, pode ser calculada segundo a Equação 6, encontrada na seção 2.4 de Carvalho e Figueiredo Filho (2007):

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{5 \times P \times l^4}{384 \times E_c \times I_m} \quad (6)$$

Onde,

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

$v_{m\acute{a}x}$ = flecha máxima para o vão bi apoiado.

2.4.3 Verificação ao cisalhamento

A verificação ao cisalhamento, a exemplo do cálculo da armadura transversal nas lajes com vigotas pré-moldadas, pode ser feita como no caso das vigas, devido ao seu comportamento ser semelhante ao de vigas bi apoiadas (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007). No entanto, pela dificuldade de colocação de tal tipo de armadura em peças de pequena altura, este procedimento é pouco usual.

Carvalho *et al.* (2005), tratando de cisalhamento, o citaram como sendo um dos temas menos estudados sobre lajes pré-fabricadas. O cisalhamento pode se apresentar tanto na vertical, decorrente das ações aplicadas, quanto na horizontal, na ligação entre o concreto moldado no local e a vigota. Esta segunda tende a ser mais importante, tendo a treliça um efeito positivo na ligação.

Caixeta (1998) apontou, por meio da análise das deformações, que o trabalho das diagonais da treliça nos esforços de cortante transversal é nulo. Isto ocorre principalmente porque o banzo superior da armadura treliçada encontra-se na região tracionada da seção transversal. Em situações em que o banzo superior se situa acima da linha neutra, na região comprimida da seção transversal, a sinusóide resiste aos esforços de cisalhamento (CARVALHO *et al.*, 2005).

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2007), é possível prescindir das armaduras transversais e verificar apenas o esmagamento do concreto devido ao cisalhamento, quando se consideram as lajes pré-moldadas treliçadas como lajes nervuradas. O procedimento de verificação do esmagamento encontra-se descrito na NBR 6118 (2014).

2.5 DOSAGEM DO CONCRETO PELO MÉTODO IPT-USP

Segundo Helene e Terzian (1992), a resistência à compressão axial tem sido utilizada como parâmetro principal de dosagem e qualidade dos concretos por dois motivos principais: o primeiro é a facilidade dos procedimentos de moldagem e do ensaio de compressão axial de concreto; já o segundo, é o fato da resistência do concreto ser um parâmetro sensível às alterações da mistura, permitindo correlacionar a resistência à compressão axial às outras propriedades do mesmo.

Apesar da grande variedade de métodos de dosagem, parâmetros como a resistência de dosagem e a relação entre a resistência e a razão água/cimento são comuns a todos eles.

A seguir, descreve-se o método realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), resultado de 17 anos de pesquisas que tinham como objetivo produzir um diagrama de dosagem, relacionando a resistência à compressão, em uma determinada idade de concreto, ao abatimento e consumo de cimento por metro cúbico de concreto, utilizando-se parâmetros como a relação água/cimento e a proporção de agregados, para um teor fixo de argamassa.

A fase experimental desse método se baseia na criação de três pontos do diagrama, com as relações em massa de 1:3,5; 1:5 e 1:6,5 de cimento e agregados totais, mantendo-se fixos o teor de argamassa e o abatimento de tronco de cone.

Inicia-se com uma mistura de 1:5 de cimento e agregado em massa, alterando a proporção entre agregados finos e graúdos, além da relação água/cimento, para a obtenção das características desejadas. Nesta fase, define-se a proporção ideal de argamassa, realizada por meio de tentativas e de observações práticas.

Mistura-se o traço com um baixo teor de argamassa, efetuando-se acréscimos sucessivos até que não haja desprendimento de agregados graúdos e excessos de vazios na pasta e, quando submetido a uma queda dentro da betoneira, tenha comportamento homogêneo, além de atingir o abatimento pré-estabelecido.

Definido o teor de argamassa, procede-se a realização dos traços 1:3,5 (traço rico) e 1:6,5 (traço pobre). A relação água/cimento é responsável pela correção do abatimento. Devem ser obtidos destes traços o consumo de cimento por metro cúbico de concreto, a relação água/cimento e a resistência em determinadas idades, sempre respeitando-se os valores correspondentes à faixa de abatimento e ao teor de argamassa.

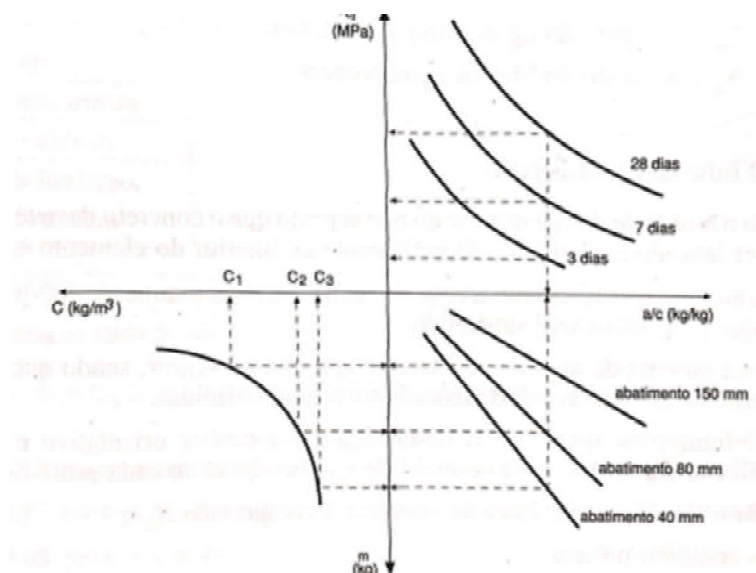
Os valores de consumo de cimento podem ser obtidos através da Lei de Molinari, descrita pela Equação 7:

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + a/c} \quad (7)$$

A grandeza C é o consumo de cimento por metro cúbico de concreto adensado, em kg/m³, γ_c é a massa específica do cimento, em kg/dm³, a é a relação agregado miúdo/cimento, em massa, γ_a é a massa específica do agregado miúdo, em kg/dm³, p é a relação agregado graúdo/cimento, em massa, γ_p é a massa específica do agregado graúdo, em kg/dm³ e a/c é a relação água/cimento, em massa.

Após a obtenção dos pontos para os três traços, deve-se elaborar um diagrama de dosagem, mostrado na Figura 8, retirando-se do mesmo as informações necessárias para a produção de um traço com a resistência desejada e a trabalhabilidade requerida.

Figura 8 – Diagrama de dosagem - Modelo de Comportamento



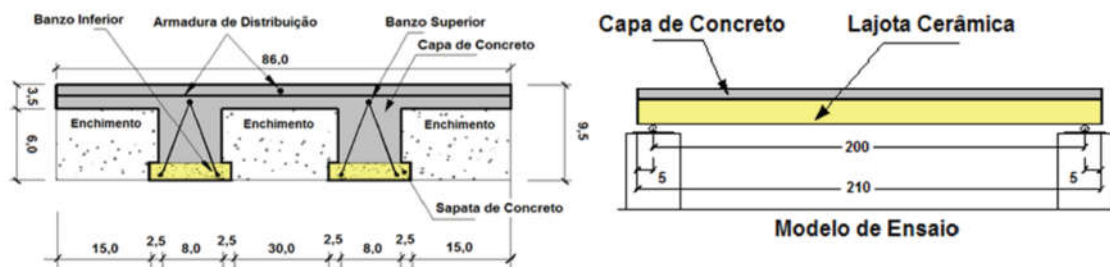
Fonte: Helene e Terzian (1992).

2.6 PESQUISAS COM LAJES TRELIÇADAS NA UNESP UTILIZADAS COMO REFERÊNCIAS

No sentido de dar continuidade aos trabalhos de Trigo (2008), Santos (2009) e Fazzan (2011), a pesquisa de Sousa (2014) teve por objetivo comparar o comportamento estrutural de lajes treliçadas pré-moldadas unidimensionais, com adições de resíduos de borracha de pneu e de cinza de casca de arroz comercial, com um modelo similar de concreto convencional de resistência média de 25 MPa, aos 28 dias. Os procedimentos de determinação do traço para alcançar esta resistência, com e sem a adição de resíduos, também foram determinados experimentalmente.

O modelo ensaiado de laje pré-fabricada treliçada tinha comprimento de 210 cm, com duas vigotas de sapatas com dimensões de 13 cm x 3 cm e enchimento de lajotas cerâmicas, formando uma seção de T duplo, com 86 cm de base superior, 26 cm de base inferior, 3,5 cm de espessura da capa e 9,5 cm de altura. A Figura 9 apresenta a seção transversal e o esquema estático do modelo de Sousa (2014).

Figura 9 – Definição das dimensões do modelo (unidades em cm)



Fonte: Sousa (2014).

Foram realizados um total de 4 protótipos, dois deles tendo a adição de resíduos de borracha de pneu no concreto. Foram utilizadas treliças do tipo TR 08644, além de 11 barras de 4,2 mm de diâmetro e de uma barra de 6,3 mm como armaduras de distribuição (Figura 10).

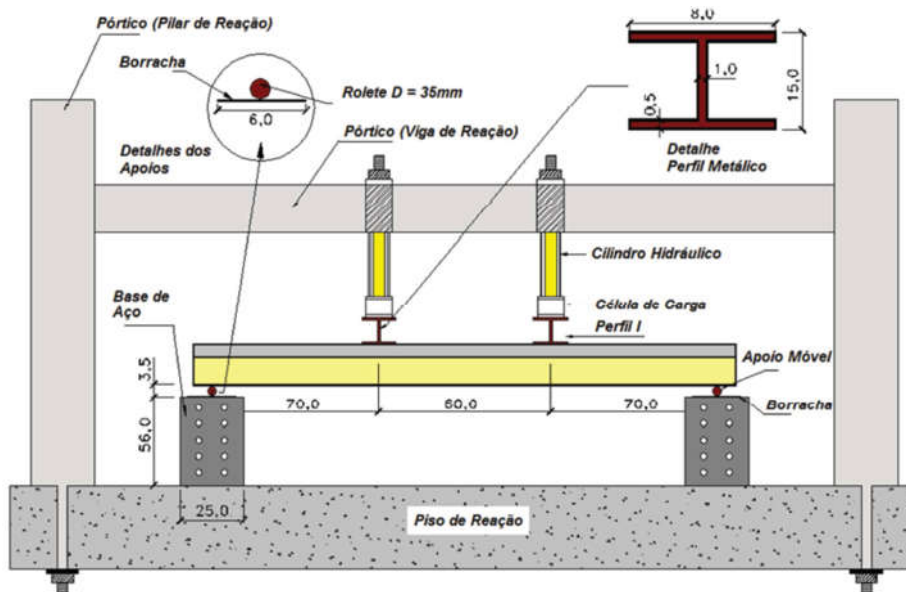
Figura 10 – Protótipos confeccionados por Sousa (2014)



Fonte: Sousa (2014).

O carregamento foi aplicado de modo a gerar um esforço de flexão pura no terço médio dos modelos (Figura 11), havendo medições da flecha por relógios comparadores e das deformações por extensômetros fixados à capa de concreto e às barras longitudinais da treliça, todos situados na região central da laje.

Figura 11 – Esquema geral de ensaio de Sousa (unidades em cm)



Fonte: Fazzan (2011) *apud* Sousa (2014).

O ensaio de flexão pura foi realizado aos 44 dias de idade do concreto da capa, com velocidade de carregamento de 5 kgf/s. Foi realizado também um ciclo de escorvamento com 10% da carga esperada de ruptura para acomodação do modelo. O ensaio era finalizado a partir do momento em que, mesmo com o acionamento da bomba hidráulica, a leitura na célula de carga mostrava uma redução no valor da força aplicada.

Em sua seção de resultados, Sousa (2014) apresentou um valor médio de 26 MPa para a resistência do concreto das lajes, com e sem adição de resíduo, para os 28 dias. Para o dia de ruptura, as características mecânicas do concreto são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados mecânicos do concreto das lajes

Laje	Traço	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Laje	Traço	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
LC1	TC1	66 dias	66 dias	66 dias	LC2	TC2	125 dias	125 dias	125 dias
	Média	34,9	6,3	32,3		Média	38,7	7,7	36,9
	TCL1	44 dias	44 dias	44 dias		TCL2	104 dias	104 dias	104 dias
	Média	32,5	6	3,3		Média	30,1	5,6	31,0
LR1	TRC1 5%	66 dias	66 dias	66 dias	LR2	TRC2 5%	125 dias	125 dias	125 dias
	Média	38,1	6,4	34,5		Média	38,7	7,6	37,1
	TRCL1 5%	44 dias	44 dias	44 dias		TRCL2 5%	104 dias	104 dias	104 dias
	Média	36,8	5,9	32,0		Média	34	7	32,6

LEGENDA: LC – Laje Controle; LR – Laje com Resíduo;

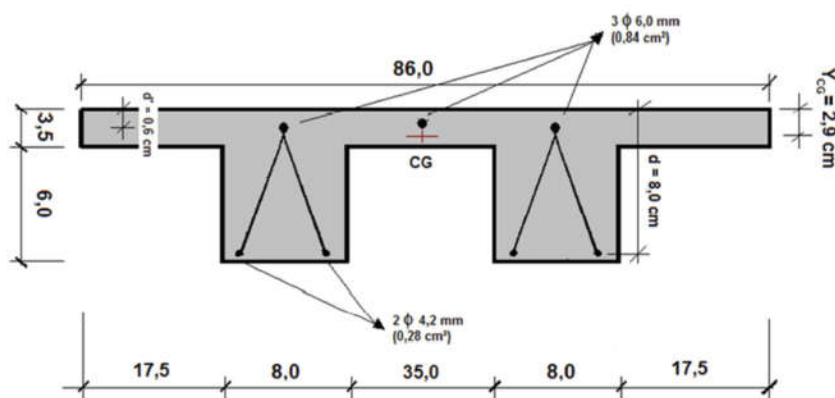
TC – Traço de Concreto para treliça; TCL – Traço de Concreto para Capa;

TRC 5% – Traço com Resíduo para treliça; TRCL 5% - Traço com Resíduo para treliça.

Fonte: Sousa (2014).

Sousa (2014) também comparou os valores teóricos obtidos por meio da formulação da NBR 6118 (ABNT, 2014) com os valores experimentais obtidos. A Figura 12 apresenta a geometria da seção utilizada para os cálculos.

Figura 12 – Seção transversal das lajes (unidades em cm)



Fonte: Sousa (2014).

Sousa definiu o momento fletor atuante como sendo a soma daquele que é provocado pelos macacos hidráulicos com o correspondente ao do peso próprio da laje e dos perfis metálicos utilizados no ensaio. Seu valor é dado pela Equação 8.

$$M_A = 79,525 \text{ kN.cm} + 70 \times P \quad (8)$$

As Tabelas 4 e 5 apresentam os valores obtidos por Sousa em seu estudo teórico para cálculo de flecha e momento fletor resistente de seus protótipos.

Tabela 4 – Dados e resultados do cálculo de momento resistente dos modelos das lajes

Parâmetro	Unidade	LC1 e LC2	LR1 e LR2
Posição da linha neutra (x)	cm	0,516	0,513
Deformação aço tracionado (ϵ_s)	‰	10	10
Deformação concreto comprimido (ϵ_c)	‰	0,69	0,69
Deformação aço comprimido (ϵ_{sc})	‰	0,11	0,12
Deformação de escoamento do aço (ϵ_{yk})	‰	2,86	2,86
Resultante do aço tracionado (R_s)	kN	33,60	33,60
Resultante do aço comprimido (R_{sc})	kN	-1,98	-2,05
Resultante do concreto comprimido (R_{cc})	kN	35,61	35,61
c.g do concreto comprimido (Z_c)	cm	0,34	0,34
Momento resistente (M_r)	kN.cm	263,70	263,70
Carga de ruptura estimada (2P)	kN	5,26	5,26

Fonte: Sousa (2014).

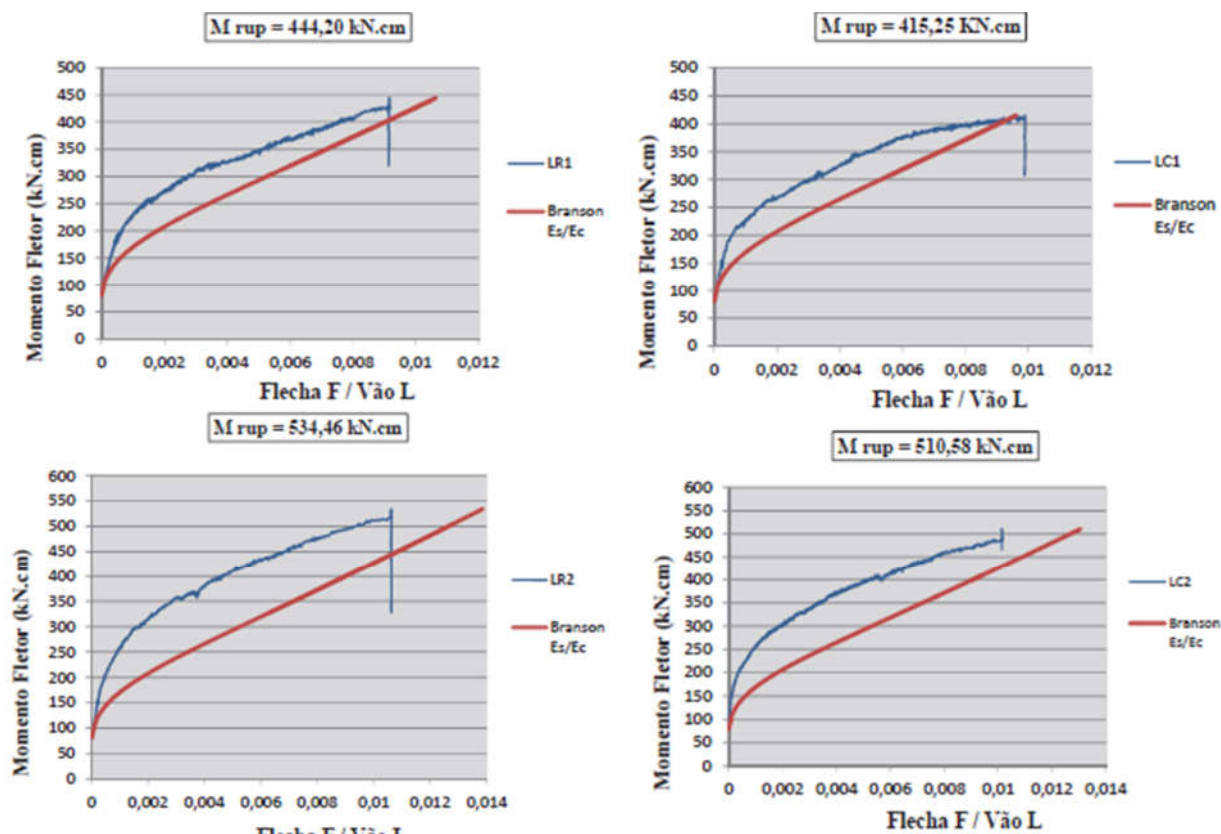
Tabela 5 – Características mecânicas - Método de Branson

Característica	Unidade	LC1 e LC2	LR1 e LR2
Resistência média à compressão (f_{cm})	kN/cm ²	2,63	2,66
Resistência média à tração axial (f_{ctm})	kN/cm ²	0,265	0,267
Momento de Inércia da seção bruta (I_c)	cm ⁴	2237,5	2237,5
Momento de fissuração (M_f)	kN.cm	107,90	108,75
Módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs})	kN/cm ²	2441,1	2455,0
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E_s)	kN/cm ²	21000	21000
$\alpha_e (E_s / E_{cs})$	-	8,6	8,55
Posição da linha neutra no Estádio II (x_{II})	cm	0,87	0,87
Momento de Inércia no Estádio II (I_{II})	cm ⁴	264,2	262,8

Fonte: Sousa (2014).

Sousa (2014) comparou o comportamento experimental de cada laje com o calculado pelo método de Branson (1968), apresentados na Figura 13. As Tabelas 6, 7 e 8 apresentam os valores experimentais encontrados face aos valores teóricos calculados.

Figura 13 – Resultados de momento fletor por deslocamentos (SOUSA, 2014)



Fonte: Sousa (2014).

Tabela 6 – Momentos de fissuração calculados e experimentais

Laje	Momento de Fissuração (kN.cm)	
	Branson	Experimental
LC1	107,90	190
LR1	108,75	185
LC2	107,90	180
LR2	108,75	185

Fonte: Sousa (2014).

Tabela 7 – Momentos fletores de cálculo e experimentais para o ELS

Laje	Estado Limite de Serviço Flecha = 8 mm ou $F/L = 0,04$	
	Momento Fletor Branson (kN.cm)	Momento Fletor Experimental (kN.cm)
LC1	265	325
LR1	265	327
LC2	265	370
LR2	265	380

Fonte: Sousa (2014).

Tabela 8 – Momentos fletores de cálculo e experimentais para o ELU

Laje	Momento resistente Calculado (kN.cm)	Momento de ruptura Experimental (kN.cm)	M_{rup} / M_u
LC1	263,70	415,25	1,57
LR1	263,70	444,20	1,68
LC2	263,70	510,58	1,94
LR2	263,70	534,46	2,03

Fonte: Sousa (2014).

Analisando a região de concreto comprimido na seção transversal, Sousa (2014) notou deformações maiores nos extensômetros localizados acima das nervuras em comparação com aqueles posicionados ao meio e nas laterais da capa de concreto comprimido. O autor observou que o aço e o concreto se deformaram com maior amplitude quando o momento solicitante no meio do vão ultrapassou o valor de 200 kN.cm, identificando, deste modo, o valor do momento de fissuração. Credita-se a este momento fletor o motivo das descontinuidades nos gráficos de momento por deformação (Figura 14). Pode-se notar também a inversão de esforços nas armaduras do banzo superior das treliças.

Figura 14 – Momento fletor x Deformação no concreto e no aço na LC2 e LR2

Figura 7.18 – Momento Fletor x Deformação do concreto – LC2.

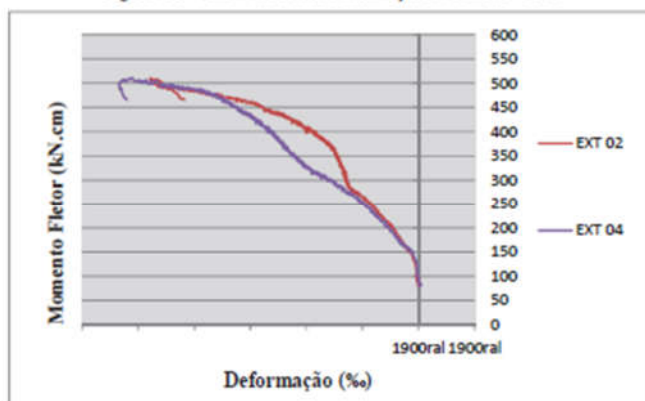


Figura 7.20 – Momento Fletor x Deformação do concreto – LR2.

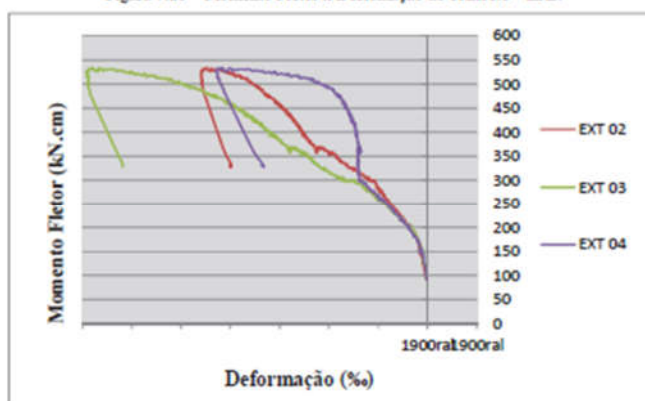


Figura 7.19 – Momento Fletor x Deformação do aço – LC2.

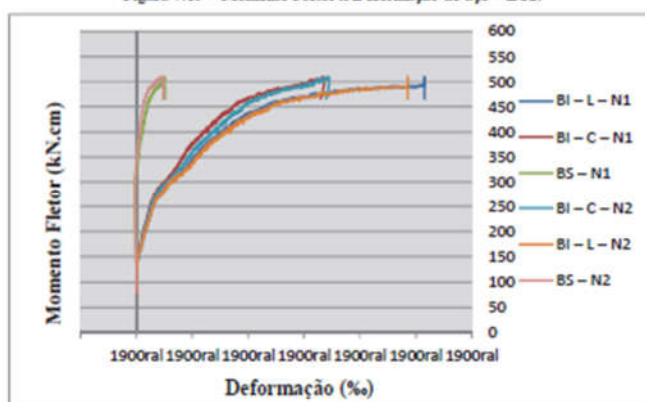
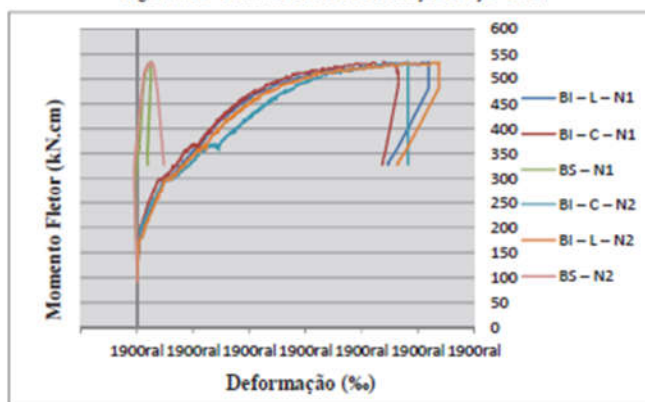


Figura 7.21 – Momento Fletor x Deformação do aço – LR2.



Fonte: Sousa (2014).

Sousa buscou modelizar sua estrutura, confirmando a sua suposição de que as lajes trabalharam no domínio 2, com deformações no aço de, aproximadamente, 1%, enquanto o concreto apresentou deformações da ordem de 0,1%, em compressão. A Tabela 9 apresenta os valores de deformações médias nos modelos, enquanto que a Figura 15 indica a situação de ruína da laje.

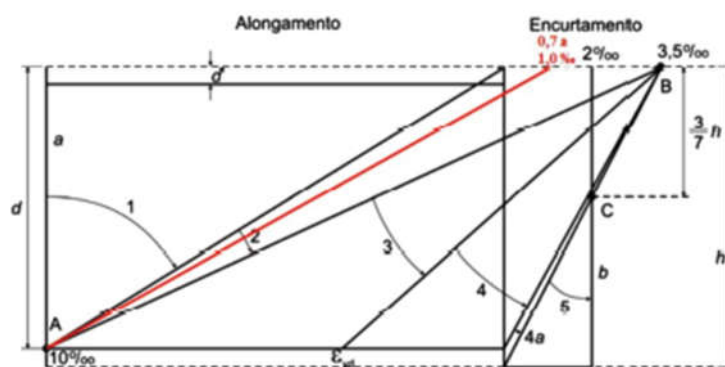
Tabela 9 – Deformações médias no ELU e ELS

Parâmetro		LC1	LR1	LC2	LR2
Momento Fletor (kN.cm)	ELU	415,25	444,20	510,58	534,46
	ELS	325	327	370	380
Deformação BI (‰)	ELU	8,74	4,65*	8,38	9,90
	ELS	2,60	2,17*	2,23	2,61
Deformação Concreto (‰)	ELU	-0,68	-0,85	-0,99	-1,03
	ELS	-0,30	-0,53	-0,40	-0,45
Deformação BS (‰)	ELU	0,50	-0,09*	0,93	0,50
	ELS	0,16	-0,09*	0,08	0,06

* Os valores apresentados não são representativos, pois a leitura destes extensômetros ficou comprometida pela ruptura das colas que os fixavam nas armaduras.

Fonte: Sousa (2014).

Figura 15 – Indicação do domínio de deformação do ELU das lajes ensaiadas



Fonte: Sousa (2014).

Sousa (2014) concluiu que as lajes, de forma geral, apresentaram comportamentos similares, tanto em relação a momentos fletores e deslocamentos verticais, quanto em relação aos seus momentos de fissuração, da ordem de 190 kN.cm. Os valores experimentais também foram superiores àqueles calculados pelos métodos teóricos, validando seus experimentos quanto à sua segurança. O autor concluiu finalmente que, para as condições específicas do trabalho realizado, o uso dos resíduos de borracha na capa de concreto não comprometeu o comportamento estrutural da laje frente às solicitações impostas.

3 BAMBU: PLANTA E MATERIAL

3.1 VISÃO GERAL

Pertencente à família *Gramineae* e à subfamília *Bambusoideae*, o bambu é um nome geral dado a um grupo de gramíneas de aparência lenhosa, com aproximadamente 50 gêneros e 1300 espécies, com crescimento acelerado para a maior parte das espécies, com comprimentos dos colmos que podem variar de 10 cm até 40 m (LINDHOLM; PALM, 2007). Os bambus podem crescer em regiões tropicais e temperadas, com maior abundância em regiões quentes e úmidas.

No Brasil, as espécies nativas são normalmente enquadradas como ornamentais. Com exceção do gênero *Guadua*, as demais espécies que são vistas plantadas no país são exóticas (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Carrasco *et al.* (1995, *apud* PEREIRA; BERALDO, 2008) classificaram o bambu como sendo um material heterogêneo e ortotrópico, tendo coeficientes elásticos e resistências variáveis conforme a direção anatômica considerada, a espécie, as condições de plantio, a idade e a época de colheita.

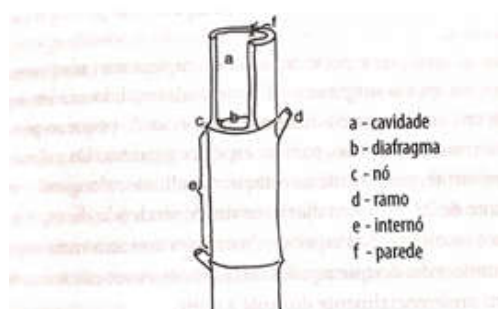
O principal aspecto do bambu é a velocidade em que o processo de maturação ocorre. Com cerca de dois anos e meio após ter brotado no solo, a planta apresenta resistência mecânica elevada, não existindo outra planta comparável no reino vegetal (MARÇAL, 2008).

O bambu é uma planta lenhosa de parte aérea e parte subterrânea, sendo a parte aérea denominada colmo, normalmente oca, e a parte subterrânea é composta pelo rizoma e raízes (LINDHOLM; PALM, 2007).

O colmo geralmente tem formato cilíndrico, com cavidades ocas chamadas entrenós, separados transversalmente por diafragmas, que aparecem externamente como nós, de onde saem os ramos e as folhas. Os nós são locais de concentração de fibras em diversos sentidos, impedindo a separação das fibras longitudinais e conferindo maior resistência à compressão (MARÇAL, 2008). Os diafragmas possuem a função de enrijecer o colmo, para que possa suportar a ação dos ventos e do peso próprio (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Nos internós, as fibras são orientadas axialmente em relação ao eixo de crescimento. Liese *apud* Pereira e Beraldo (2008) comentou que o comprimento dos internós tem variação entre 20 a 35 cm, aumentando da base até o meio do colmo, e reduzindo-se novamente do meio até o topo. A Figura 16 indica as principais partes do colmo de bambu.

Figura 16 – Seção do colmo com suas partes e denominações



Fonte: Pereira e Beraldo (2008).

Segundo Lindholm e Palm (2007), as maiores espécies de bambu podem crescer de 7 a 40 cm por dia. No entanto, o bambu não crescerá nem ficará mais grosso após atingir sua altura máxima, num mínimo de 30 dias e num máximo de 180 dias, para as espécies gigantes. Ele nasce com o diâmetro que terá por toda a vida, e, sob o ponto de vista geométrico, o bambu é um tronco de cone, pois seu diâmetro é menor no topo do que na base (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Castaño Nieto (2001) comentou que o colmo de bambu é a parte mais útil, tendo diversos usos de acordo com seu estado de maturação. O colmo maduro pode ser usado como material de construção ou como componente de fabricação de pisos, móveis e artesanato.

Segundo Isaia (2010), o bambu pode ser considerado como sendo um material compósito formado por feixes de fibras aderidas a uma substância aglutinante, chamada lignina. Pereira e Beraldo (2008) afirmaram que o tecido de um colmo é formado de aproximadamente 50% de parênquima, 40% de fibras e 10% de tecidos condutores. Penellum *et al.* (2018) comentaram que as fibras resistentes do bambu se concentram nas partes mais externas da parede do colmo, sendo reduzidas em porcentagem à medida que se aproximam da parede interna. O espaço é preenchido

pelo tecido não-fibroso de células parênquimas, onde se armazena o amido (MARÇAL, 2008).

O critério para seleção de colmos de bambu para uso como reforço estrutural é de coletar apenas colmos com uma cor marrom, indicativo de ter atingido 3 anos de idade, tendo também os maiores diâmetros disponíveis, fora do período de primavera e início de verão, época em que estes estão mais úmidos e menos resistentes (RAHMAN *et al.*, 2011).

A retirada dos colmos deve ser feita todo ano, colhendo os colmos maduros (para utilização), eliminando-se colmos secos e defeituosos, por questão de proteção da touceira. Deve-se evitar o corte de colmos imaturos e o corte excessivo, pois isso pode enfraquecer a capacidade global de sintetização de amido pelos colmos (PEREIRA; BERALDO, 2008).

3.2 TRATAMENTO E SECAGEM

Por ser um material biológico, o bambu está sujeito à deterioração proveniente de fungos e insetos. O amido é comprovadamente seu ponto fraco, por ter ligação direta ao ataque do caruncho (*Dinoderus minutus*) (MARÇAL, 2008). Portanto, após a escolha e corte dos colmos, alguns procedimentos são necessários para garantir sua durabilidade.

Ghavami (2005) apontou para a necessidade de secagem do bambu abaixo dos 15% de umidade para que ele possa ter uma vida útil maior e apresentar melhores propriedades mecânicas e físicas. Além da secagem, a durabilidade depende de algum tipo de tratamento, que por sua vez, deve respeitar alguns requisitos básicos, como, por exemplo, o de não ter efeitos negativos na estrutura da fibra do bambu e o de não ser lixiviável por chuva ou umidade.

A secagem é realizada equilibrando-se o teor de umidade do bambu com o da atmosfera. Os bambus atingem valores finais de 12% a 16% de umidade. Este procedimento tem profunda importância para a qualidade dos colmos. Se for muito rápido, podem ocorrer fissuras longitudinais. Por isso, a secagem não deve ser feita diretamente ao sol (ISAIA, 2010). Lindholm e Palm (2007) comentaram que colmos

jovens e colmos inteiros sentem mais os efeitos da secagem do que os que estão em formato de ripas (taliscas).

Isaia (2010) definiu a cura como sendo o processo de eliminação parcial da seiva do interior do bambu. O processo de cura pode ser realizado na própria touceira, quando há disponibilidade de tempo, ocorrendo entre duas e três semanas. Neste caso, o posicionamento vertical dos colmos cortados no próprio bambuzal facilita a eliminação da seiva (PEREIRA; BERALDO, 2008). Este tipo de cura não é indicado para certas espécies, como a do *Bambusa vulgaris*, em decorrência de uma predisposição apresentada por esta espécie ao ataque de insetos que são atraídos pela seiva.

A seiva também pode ser retirada por imersão em água, devido à sua propriedade de dissolução. O procedimento dura de duas a quatro semanas, e a água deve ser trocada na metade do processo, devido à degradação do amido e à emissão de fortes odores. Cuidados devem ser tomados para garantir a imersão total do colmo, que, por ser menos denso que a água tende a flutuar. Nas espécies mais apropriadas para a construção, a massa específica do bambu varia entre 0,8 e 0,95 kg/dm³ (ISAIA, 2010).

Por fim, pode-se realizar a cura por ação do fogo, que ocorre simultaneamente com a secagem. O aquecimento pelo fogo direto expulsa a seiva por exsudação, degradando quimicamente o amido (PEREIRA; BERALDO, 2008).

No entanto, a cura e a secagem, por si só, não são suficientes para extraírem todos os componentes atrativos aos insetos. Algumas espécies, como a *B. vulgaris*, são muito mais susceptíveis a serem atacadas que outras, como a *Dendrocalamus asper* (ISAIA, 2010).

A maioria dos tratamentos, segundo Lindholm e Palm (2007), são feitos a partir de produtos com alto impacto ambiental. Os produtos devem penetrar profundamente no bambu, não podendo evaporar ou ser lixiviados (PEREIRA; BERALDO, 2008). Os procedimentos mais comuns se realizam pela imersão em uma solução aquosa, geralmente de sais, que reagem com a lignina, produzindo compostos insolúveis, tóxicos aos organismos xilófagos. Isaia (2010) indicou diversos tipos de produtos para

este fim, como ácido bórico e sal de boro, cuja combinação produz o octaborato de sódio, sulfato de cobre, entre outros.

3.3 ESTABILIDADE DIMENSIONAL

O bambu é um material higroscópico, com capacidade de aumento ou diminuição de volume, de acordo com a quantidade de água absorvida ou perdida. Além da alteração volumétrica, as propriedades mecânicas do bambu também variam de acordo, até um certo ponto, com seu teor de umidade (ASKARINEJAD *et al.*, 2015; JAKOVLJEVIC *et al.*, 2017). O bambu apresenta variações dimensionais acentuadas quando está submetido a variações abaixo do teor de umidade de 20% (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Garbino (2003) apontou que a retração é maior nas paredes externas do colmo, seguida pela retração radial e a tangencial interna, sendo a retração axial a menor delas. Pereira e Beraldo (2008) mencionaram que, a exemplo das madeiras, as variações dimensionais do bambu na direção do eixo axial são desprezíveis, enquanto que as variações nos eixos tangencial e radial são mais importantes.

Garbino (2003) mencionou que amostras com nós apresentaram menores valores de retração do que as amostras sem nós. Pereira e Beraldo (2008) afirmaram que, ao contrário do comportamento observado nas madeiras, o bambu pode apresentar variações dimensionais radiais mais importantes do que as tangenciais, devido à própria estrutura oca dos internós.

O inchamento do bambu tem relação direta com a sua capacidade de absorver água, capacidade essa que tem taxas menores quanto mais elevado for o teor de umidade do bambu. A quantidade de água que uma espécie pode absorver está diretamente relacionada com o tipo e a quantidade de suas células (GARBINO, 2003).

Xu *et al.* (2014) concluíram que o bambu apresenta capacidades mecânicas reduzidas após a absorção de água e inchamento, apresentando comportamento mais dúctil quanto mais elevado for o teor de umidade do material. Outras pesquisas apresentaram resultados semelhantes (ASKARINEJAD *et al.*, 2015; JAKOVLJEVIC *et al.*, 2017).

A idade do colmo, segundo Dunkelberg *apud* Garbino (2003), tem efeito determinante no balanceamento da quantidade de água incorporada à sua estrutura; bambus com um ano de idade apresentam uma distribuição uniforme; já os bambus mais próximos da maturidade (3 anos) podem ter até o dobro do teor de umidade na parte basal quando comparada com a parte apical. Para a *B. vulgaris*, verificou-se que os bambus com 3 anos de idade apresentaram os menores valores de retração e de teor de umidade (ESPILOY *apud* GARBINO, 2003). Janssen (1991) relatou também pesquisas que apresentaram resultados parecidos, com *B. vulgaris* e *B. tulda*, tendo colmos maduros apresentado menor teor de umidade do que colmos jovens.

3.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS

Devido ao seu formato tubular, pode-se adotar as direções longitudinal, radial e circunferencial como referência, sendo a longitudinal paralela às fibras, a radial sendo a direção normal à parede do colmo e a circunferencial referindo-se à região perimetral da seção transversal. Para cada uma destas direções, as propriedades mecânicas do bambu se alteram.

Janssen *apud* Garbino (2003) apontou a massa específica do bambu como sendo a característica que mais influencia as propriedades mecânicas. Segundo Pereira e Beraldo (2008), essa propriedade, para um mesmo espécime, depende de qual parte da parede foi retirada a amostra. Quanto mais próximo da parede externa, maior a massa específica. Isso se dá pela maior concentração de fibras na parte externa, exceção feita ao nó, por causa da mudança da orientação das fibras.

Pereira e Beraldo (2008) apresentaram resultados que corroboraram com o exposto por Janssen (1991), com valores de massa específica mais elevadas para camadas externas do que para as internas. A espécie *B. vulgaris* apresentou valores médios de 860 kg/m³ nas camadas externas e 450 kg/m³ nas camadas internas.

Garbino (2003) apontou uma melhoria das características mecânicas dos bambus da base para o topo, e da condição verde para a condição seca, mas citou também Prawirohatmodjo (1988), que concluiu em seu trabalho que o uso de bambu verde na construção civil não é necessariamente desaconselhado, uma vez que a melhora é muito pouco significativa após sua secagem.

O bambu tem fibras muito resistentes: sua resistência à compressão axial é de aproximadamente duas vezes a do concreto; já a resistência à tração paralela às fibras é comparável à de aços menos nobres; além disso, apresenta resistência ao cisalhamento próxima à da madeira (NURDIAH, 2016).

O bambu tem sua resistência à compressão paralela às fibras 30% menor que sua resistência à tração na mesma direção (ISAIA, 2010), podendo peças curtas de bambu apresentar resistências à compressão paralela às fibras superiores a 50 MPa, enquanto que o concreto convencional apresenta valores entre 20 e 50 MPa. Outras pesquisas apresentaram uma faixa de valores entre 20 e 120 MPa para resistência à compressão paralela às fibras do bambu (LINDHOLM; PALM, 2007; PEREIRA; BERALDO, 2008; ISAIA, 2010).

A resistência à compressão paralela às fibras do bambu pode ser medida a partir de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, podendo estes últimos serem obtidos a partir de espécies de bambu que apresentem paredes mais espessas, tais como os gêneros *Dendrocalamus*, *Guadua*, *Gigantochloa* e algumas espécies de *Bambusa* e *Phyllostachys* (PEREIRA; BERALDO, 2008). Marçal (2008) apontou para o fato de que, em média, a resistência dos corpos de prova cilíndricos é sempre superior àquela obtida a partir de corpos de prova que sofreram modificações geométricas, o que evidencia a importância do nó para enrijecimento do colmo.

No entanto, Janssen (1981) concluiu, em testes de compressão paralela às fibras do bambu comparativos entre colmos completos e pequenos prismas extraídos destes mesmos colmos, que os corpos de provas de pequenas dimensões têm valores próximos, podendo, portanto, serem utilizados em testes de compressão paralela às fibras.

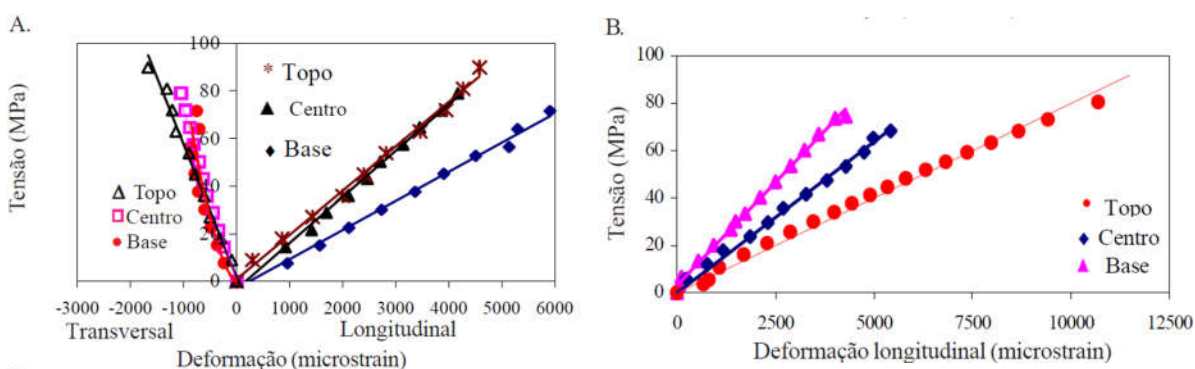
Ota *apud* Janssen (1991) apresentou resultados que relacionaram massa específica com a resistência à compressão paralela às fibras de corpos de prova de bambu das espécies *P. reticulata* e *P. edulis*. Foram preparados corpos de prova com a espessura da parede do bambu; outros, apenas com a parte externa da parede. Para os corpos de prova com parede completa e apenas com parede externa, foram obtidos valores de resistência correspondentes a, respectivamente, 68 MPa e 67 MPa. Segundo Janssen (1991), as diferenças são menores do que o esperado, uma vez

que as paredes externas são constituídas por material mais pesado e resistente, enquanto que a interna deveria ser menos densa e menos resistente.

Devido às influências anatômicas do bambu, seu módulo de elasticidade também pode ser um valor de difícil obtenção. Dependendo de onde o extensômetro for colocado, sendo na face externa ou interna, ou nas imediações do nó ou afastado dele, os valores podem ser alterados (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Ghavami e Marinho (2005) encontraram uma relação quase linear no gráfico de tensão-deformação (Figura 17), tanto para a compressão como para a tração, até a ruptura dos corpos de prova preparados com bambu *G. angustifolia*. Obtiveram também coeficientes de Poisson da ordem de 0,30, para o mesmo bambu, que variou em função da altura de retirada do corpo de prova e da presença ou não de região nodal.

Figura 17 – Tensão x deformação *G. angustifolia* com nó (a) e sem nó (b)



Fonte: Ghavami e Marinho (2005)

Torres, Ghavami e García (2007) propuseram uma lei constitutiva de isotropia transversal para o bambu, significando que o plano perpendicular às fibras é isotrópico e, portanto, os módulos de elasticidade e os coeficientes de Poisson podem ser relacionados. Segundo os autores, esta hipótese é capaz de responder satisfatoriamente pelas características ortotrópicas do material.

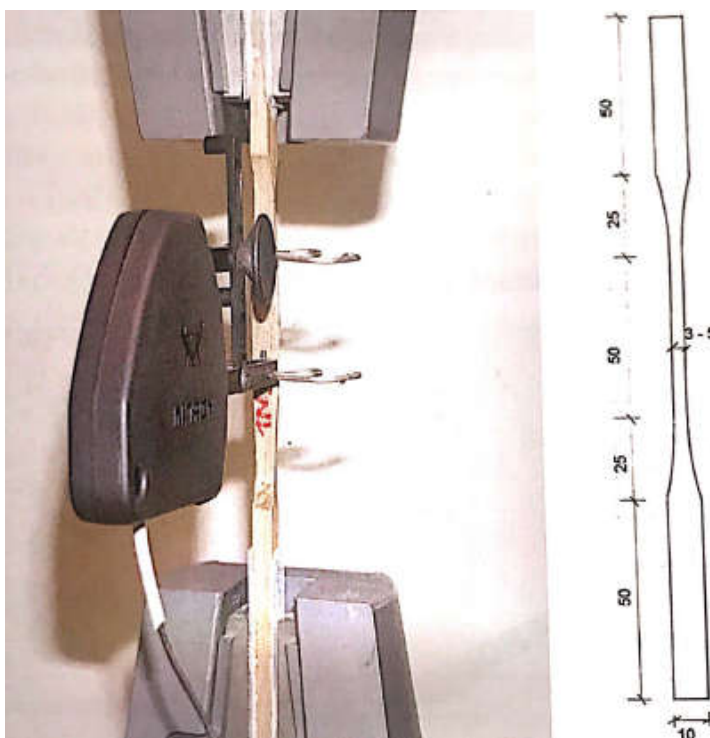
García, Rangel e Ghavami (2012), baseado na lei constitutiva de Torres, Ghavami e García (2007), desenvolveram um método para a obtenção do módulo de elasticidade transversal e dos coeficientes de Poisson, por meio de ensaios experimentais com corpos de prova anelares. Segundo os autores, o ensaio resolve

o problema do comprimento dos corpos de prova para validação de testes uniaxiais nas direções radial ou tangencial, empregando um protocolo relativamente simples.

O bambu é chamado por vezes de “aço vegetal”, com o exemplo de cabos de bambu trançados que alcançaram resistência similar ao aço CA-25, pesando apenas 10% do aço (APUAMA, 2017). Algumas espécies podem atingir valores de até 370 MPa (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Pereira e Beraldo (2008) citaram algumas das principais dificuldades da realização do ensaio, como a aplicação de pressão pelas garras da máquina de ensaio, que, em excesso, pode causar a ruptura do material, e, quando não suficiente, possibilita o escorregamento, sendo este um problema recorrente mencionado na literatura (JANSSEN, 1981). Isaia (2010) apresentou as recomendações do INBAR (*International Network for Bamboo and Rattan*) referentes à proteção das extremidades com placas de alumínio coladas por resinas à base de epóxi, além das dimensões ideais do corpo de prova, mostradas na Figura 18.

Figura 18 – Dimensões indicadas pelo INBAR para ensaio de resistência à tração paralela às fibras do bambu (unidades em mm)



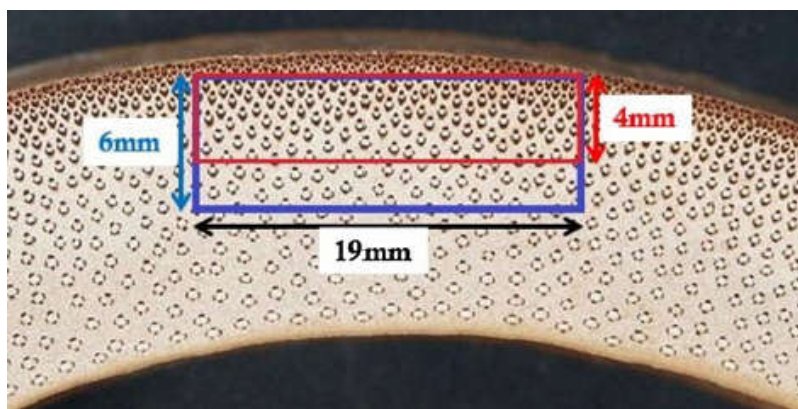
Fonte: Isaia (2010).

A heterogeneidade natural da talisca de bambu é uma particularidade que deve ser levada em conta quando considerados os resultados de resistência à tração paralela às fibras do bambu. Quanto maior a porcentagem de camadas externas no corpo de prova, mais elevados serão os resultados.

Os resultados de Penellum *et al.* (2018) sugeriram uma forte ligação entre o volume de fibras na peça de bambu laminado colado (BLC) e o módulo de elasticidade desta mesma talisca. Os resultados também demonstraram que o uso de lâminas mais finas para a construção das seções de bambu laminado colado gera um aumento na fração de fibras no volume. Isso implica que o maior volume de fibras é provavelmente a causa principal da maior resistência à flexão das vigas de bambu laminado colado. Embora o trabalho de Penellum *et al.* (2018) tenha tratado de BLC, a conclusão da relação do volume de fibras com o módulo de elasticidade na direção das fibras vale também para o bambu na sua condição natural.

A maior concentração de fibras em lâminas mais finas se deve à constituição do bambu, que concentra suas fibras nas paredes externas, tendo fibras mais dispersas à medida que se afasta da parede externa e à forma de corte das taliscas. Logo, quanto mais grossa a talisca, maior a quantidade de tecido não fibroso presente na parte mais interna do colmo (Figura 19).

Figura 19 – Recortes de tiras de 4 e 6 mm na seção do colmo de bambu



Fonte: Penellum *et al.* (2018).

Pereira e Beraldo (2008) informaram que, na melhor das hipóteses, assim como no caso de cabos de lâminas de bambu trançadas, formadas das camadas externas, o módulo de elasticidade não apresentará valores maiores do que 30 GPa.

Janssen (1991) apresentou resultados de um estudo que relacionava o módulo de Young e a resistência à tração paralela às fibras com a posição na parede do bambu, com valores decrescentes, com relação à direção radial, de fora para dentro, o que é coerente com a fórmula proposta por Gavhami (2005), que apontou a relação do módulo de Young do bambu, na direção longitudinal, como dependente do teor de fibras na área total da seção transversal.

A presença e a quantidade de nós nos corpos de prova também interferem na magnitude dos resultados, devido ao formato anatômico, que altera a direção axial das fibras, implicando em redução acentuada de sua resistência mecânica (PEREIRA; BERALDO, 2008). O trabalho de Oka *et al.* (2014) apresentou resultados que confirmam essa hipótese. Em um estudo com *Gigantochloa atrovioleacea*, buscando os efeitos dos nós, dos internós e da altura de retirada do corpo de prova nas características mecânicas do bambu, apenas a resistência à tração paralela às fibras apresentou diferenças significativas.

Ota *apud* Janssen (1991) apresentou resultados que sugerem que resistências de tração paralela às fibras atingem um valor máximo quando o teor de umidade está entre 10 e 15%. A exemplo da resistência à compressão paralela às fibras, Janssen (1991) apontou também uma correlação entre a massa específica do bambu e a sua resistência à tração paralela às fibras.

O trabalho de Ghavami e Marinho (2005) apresentou resultados relacionados à caracterização física e mecânica da espécie *G. angustifolia*, seguindo as recomendações do INBAR; os autores encontraram uma resistência média a tração paralela às fibras de, aproximadamente, 86 MPa, com a região superior do colmo apresentando os maiores valores nos internós (115 MPa) e os menores valores na região com nós (62 MPa). A resistência à compressão paralela às fibras indicou valores, em média, 50% menores do que os de tração na mesma direção, mas sua resistência mecânica foi pouco afetada pela presença dos nós. Os módulos de

elasticidade na compressão e na tração na direção paralela às fibras foram iguais a 15,11 GPa e 12,58 GPa, respectivamente.

A idade e, portanto, a maturidade do colmo, têm caráter preponderante na resistência final à tração paralela às fibras. Janssen (1991) apresentou resultados de estudos desenvolvidos com 54 colmos de *P. glauca*, provenientes de quatro regiões diferentes da China. Os colmos foram divididos em classes de 1 a 7 anos e ensaiados à tração paralela às fibras, com espessura igual à espessura da parede do colmo. Para todos os espaços amostrais, a idade corresponde à maior resistência mecânica seria entre 4 e 5 anos. O valor máximo de resistência à tração na direção paralela às fibras encontrado foi de 342 MPa.

Janssen (1981) mencionou a necessidade do conhecimento do comportamento do bambu em flexão. Pereira e Beraldo (2008), ao compararem o ensaio de flexão do bambu com o da madeira, citaram as dificuldades extras do bambu com relação à produção de corpos de provas nas dimensões normatizadas. Colmos com diâmetros maiores serão os únicos possíveis de produzir espécimes de dimensões adequadas. Há também a necessidade de posicionamento adequado com relação à disposição da camada externa. Os autores comentaram que, quando as fibras da camada externa se encontram abaixo da linha neutra, sendo submetidas à tração, os resultados costumam ser mais elevados.

O trabalho de Gottron, Harries e Xu (2014) apresentou, em suas conclusões, que o posicionamento da parede externa na face inferior costuma apresentar um maior módulo de ruptura e um menor módulo de elasticidade devido ao tecido não-fibroso e mais deformável estar submetido aos esforços de compressão.

Ueda *apud* Janssen (1991) ensaiou bambus usinados com 10 mm de espessura e largura de 8 a 11 mm, no ensaio de flexão de três pontos, com vão de 170 mm. Os bambus foram posicionados de três maneiras: com a camada externa acima ou abaixo da linha neutra, e uma terceira posição, indicada como radial pelo autor. A direção radial apresentou maior resistência última à flexão, com 125 MPa, seguida de perto pelo posicionamento da camada externa situada abaixo da linha neutra. O autor concluiu que o comportamento do bambu ocorre de maneira frágil quando a camada mais fibrosa se encontra em estado de compressão, enquanto seu

comportamento é muito mais próximo de um material dúctil, se a camada fibrosa se encontra abaixo da linha neutra.

No ensaio de flexão estática com corpos de prova de *D. asper* em vãos de 150 mm, os resultados de Beraldo (1994) apresentaram tendência invertida, tendo maiores valores quando a camada externa estava localizada acima da linha neutra, o que se repete em um relatório da ONU de 1972 (PEREIRA; BERALDO, 2008). Atrops *apud* Janssen (1991) apresentou resultados semelhantes em testes de flexão de quatro pontos.

Quando se refere a ensaios com colmos inteiros, diversos problemas podem prejudicar a uniformidade dos resultados: os colmos têm formatos semelhantes a troncos de cone, a espessura da parede é variável, a orientação das fibras pode ser alterada, além da presença dos diafragmas, que tem função de amarração transversal semelhante a estribos em peças de concreto armado (PEREIRA; BERALDO, 2008).

Atrops *apud* Janssen (1991) citou testes de flexão de quatro pontos de longa duração em colmos, com períodos de 20 dias, medindo as flechas totais e permanentes ao fim de cada intervalo de 24 h, com o breve descarregamento da peça. No final do segundo dia, a deformação permanente era, em média, 50% da deformação total do colmo, e, ao fim dos 20 dias, a deformação total quase dobrava, enquanto a permanente chegava a 75% do valor total.

A resistência ao cisalhamento transversal às fibras do bambu situa-se em torno de 30% de sua resistência à flexão, enquanto que a resistência ao cisalhamento longitudinal apresenta um valor em torno de 15% de sua resistência à compressão (PEREIRA; BERALDO, 2008). Isaia (2010) definiu, como ordem de grandeza para a resistência paralela às fibras no cisalhamento, valores entre 2 e 8 MPa. Outros pesquisadores apresentaram resistências semelhantes (JANSSEN, 1991).

Por fim, dentro da própria espécie pode haver variações. Outros autores podem apresentar valores diferentes, uma vez que fatores relativos ao local e às condições ambientais podem interferir sensivelmente e, portanto, quando se deseja projetar uma estrutura com o uso de bambu, os ensaios se mostram indispensáveis (PEREIRA; BERALDO, 2008).

3.5 USO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

O bambu apresenta diversas características que servem para uso tanto na arquitetura quanto na engenharia, como a baixa energia de produção, rápido ciclo de crescimento, baixo peso específico, excelente resistência mecânica, excelente aproveitamento do material, biodegradável, porém, com durabilidade dentro das expectativas normais de vida de materiais convencionais além de seu aspecto estético agradável (ISAIA, 2010). Seu uso é bastante disseminado no mundo, principalmente nos países asiáticos. Na América do Sul, a Colômbia merece destaque como principal entusiasta do uso do bambu.

O bambu, em combinação com outras partículas vegetais, pode ser usado também como agregado, em substituição à brita, em concreto leve, chamado biokreto (CRUZ, 2002).

Estudou-se um sistema de produção de paredes pré-fabricadas com reforço de bambu, que pode ser considerado leve, barato e energeticamente mais eficiente que as tradicionais paredes de tijolos (PURI *et al.*, 2017). Pereira e Beraldo (2008) citaram também diversos usos na sua forma natural, como moradias e tubulações de irrigação construídas com colmos inteiros (Figura 20).

Figura 20 – Casa (a) e tubulação de irrigação (b) em bambu



Fonte: Pereira e Beraldo (2008).

Outro exemplo que pode ser citado, destacando-se tanto a capacidade estrutural do bambu quanto sua própria beleza arquitetônica, é a Catedral de Simon Vélez, que ficava em Pereira, na Colômbia, construída em parceria com Marcelo Villegas (Figura 21).

Figura 21 – Vista externa (a) e interna (b) da Catedral de Pereira, Colômbia



Fonte: http://www.mom.arq.ufmg.br/mom/11_alternativos/estrutura_bambu/exemplos.htm
(acesso 25/04/19).

Reynolds *et al.* (2016) compararam o efeito da aplicação de uma conexão estrutural comum em madeiras com peças de bambu laminado tratado. Como conclusão deste estudo, os autores apontam a diferença de mecanismos de falha entre a madeira e o bambu, indicando que os procedimentos de design da madeira não poderiam ser diretamente aplicados no bambu, sem o risco de serem pouco efetivos. Notaram também diferenças no comportamento entre os tipos de tratamento dado ao bambu, tendo o bambu caramelizado (*caramelised bamboo*) um comportamento considerado frágil em comparação com os demais, devido à uma possível degradação térmica sofrida pelo material (COLLA; BERALDO; BRITO, 2011).

Pereira e Beraldo (2008) consideram o Bambu Laminado Colado (BLC) como a alternativa mais promissora no emprego do bambu. O BLC pode ser considerado um material leve e suas propriedades podem ser variáveis de acordo com o tratamento dado ao bambu, o tipo de bambu e os tipos de adesivo (BERALDO; RIVERO, 2003). Propriedades mecânicas de bambus colados laminados são melhores que diversos materiais à base de madeira, tendo capacidades comparáveis à madeira de teca, que é uma das madeiras existentes mais resistentes (VERMA *et al.*, 2107).

3.6 USO COMO REFORÇO DE ARMADURA

Pereira e Beraldo (2008) definiram o bambucreto como sendo uma associação entre o concreto e o bambu de modo que o bambu trabalhe como se fosse uma armadura tracionada. O bambu dificilmente será capaz de substituir plenamente o aço, devido principalmente à diferença de módulos de elasticidade entre os materiais. No entanto, para obras secundárias ou com vãos pequenos (até 3,5 m), a sua aplicação é viável.

um relatório técnico preparado pelo Laboratório de Engenharia Civil da Marinha dos Estados Unidos (BRINK; RUSH, 1966), tinha por objetivo facilitar o dimensionamento e a construção de estruturas de concreto com reforços de bambu. Este documento tratava brevemente sobre a seleção e a preparação do bambu, discutindo princípios de design para vigas, colunas, pisos e paredes desse tipo. Também tratava brevemente de sua ancoragem em elementos comprimidos e de emendas de reforços de bambu.

Os autores apontaram para o fato de que taliscas de bambu têm melhores resultados quando comparados a colmos inteiros, com melhor resistência ao cisalhamento entre o bambu e o concreto, além de ocupar menos espaço na seção transversal (BRINK; RUSH, 1966). Por fim, apresentam ábacos e exemplos para dimensionamento e conversão de estruturas reforçadas com aço para estruturas reforçadas com taliscas de bambu.

Rahman *et al.* (2011) apresentaram resultados de ensaios de pequenas vigas de concreto submetidas à flexão, com aplicação de carga ou de reação de apoio em três pontos, feitas de concreto simples e armados com taliscas de bambu. O estudo concluiu que o uso de bambu como reforço de estruturas de concreto aumentou a capacidade resistiva do elemento fletido entre 2 a 2,5 vezes em relação ao concreto sem armadura.

O trabalho de Sevalia *et al.* (2013) também se concentrou no uso de reforços de bambu em vigas de concreto, comparando-se uma viga de concreto sem reforço a vigas com reforços de armadura positiva e a vigas com reforços de armaduras positiva e negativa, para um ensaio de quatro pontos. Os resultados apontaram para comportamento dúctil nas vigas reforçadas, indicando influência positiva dos reforços

de bambu, com resultados mais elevados para as vigas com armaduras superior e inferior. Vale ressaltar que as falhas sempre se deram por ruptura nos nós dos bambus, acompanhadas de fissuras no trecho submetido à flexão pura.

Conforme Brink e Rush (1966), elementos sob flexão sempre desenvolverão fissuração em situações normais de carregamento devido principalmente ao baixo valor do módulo de elasticidade do bambu.

Agarwal, Nanda e Maity (2014) conduziram diversos ensaios com relação à capacidade do bambu em servir como reforço alternativo ao aço em estruturas de concreto, tais como em vigas e pilares. Seus resultados apontaram que, dentro das condições previstas em seus ensaios, o bambu foi capaz de apresentar resultados similares aos elementos reforçados com aço.

O trabalho de Ferreira *et al.* (2016) concluiu que é possível o dimensionamento de vigas reforçadas com bambu, em acordo com a normativa ACI 318, sugerindo também um fator de segurança de 1,2, quando não se utilizar nenhum tipo de tratamento para auxiliar a ligação entre o bambu e o concreto. Todas estas considerações de dimensionamento de vigas são válidas desde que sejam utilizados estribos de aço, uma vez que a eficiência do bambu para resistir ao cisalhamento, neste tipo de estrutura, é mínima.

Ghavami (2005) analisou vigas, lajes e colunas reforçadas com bambu. As vigas de bambu foram testadas com agregados normais, leves e lateríticos. As vigas foram comparadas com uma viga armada apenas com aço. O bambu foi impermeabilizado e enrolado por fios de arame para aumentar a resistência ao cisalhamento da ligação bambu-concreto. O ensaio realizado foi o de flexão a 4 pontos, evitando uma solicitação combinada de flexão e cortante. Os resultados apontaram para um aumento de mais de 2 vezes na resistência da viga após o tratamento do bambu.

As lajes foram montadas com fôrmas permanentes de bambu, feitas a partir da união de diversos colmos partidos ao meio. Esperava-se que a fôrma agisse de forma análoga ao steel deck. O bambu foi tratado internamente com Sikadur 32 gel. Os diafragmas foram mantidos nos colmos, visando uma melhor integração entre o bambu e o concreto. Gavhami concluiu que um dos parâmetros mais importantes é a

resistência ao cisalhamento do próprio diafragma, que, apesar de influenciar positivamente na ligação, não tem resistência suficiente e acaba rompendo e provocando o descolamento entre o concreto e a fôrma de bambu.

Em um trabalho anterior, Ghavami (1995) estudou vigas de concreto leve reforçadas com aço e armadura de bambu, em porcentagens diferentes. Como resultado obteve flechas mais pronunciadas, após a primeira fissura, nas vigas armadas com bambu. O autor atribuiu este fato à diferença de módulos de elasticidade do bambu e do aço, sendo o do aço 15 vezes maior, média, e à menor resistência de aderência na ligação bambu-concreto, quando comparada com a resistência na ligação bambu-aço.

Ikponmwosa *et al.* (2017) ensaiaram lajes unidirecionais maciças de concreto com reforço de bambu à flexão. Foram utilizadas “armaduras” de bambu tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal. Os autores também avaliaram a substituição parcial da areia por rejeitos de polivinil (*polyvinyl waste*) na composição do concreto. No que se refere ao uso das “armaduras” de bambu, as lajes alcançaram resultados acima dos valores teóricos esperados, o que implicaria em uma contribuição positiva e efetiva deste reforço.

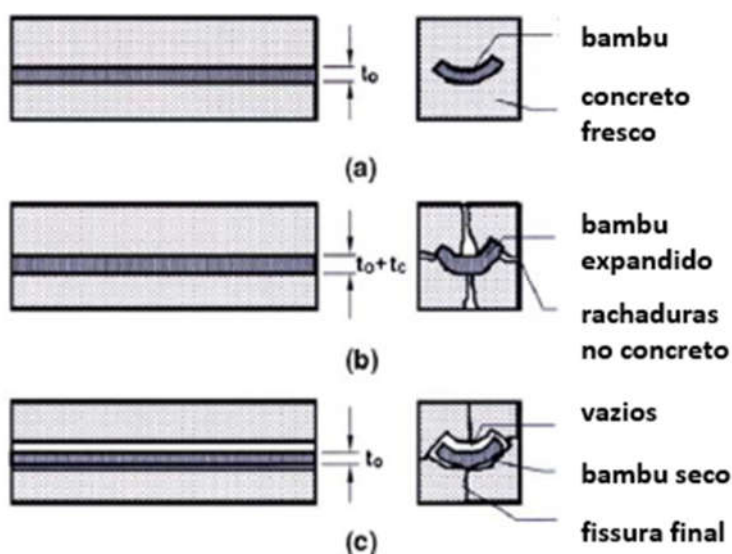
O trabalho de Moroz, Lissel e Hagel (2014) consistiu na análise de diferentes disposições de armaduras de bambu em paredes testadas ao cisalhamento, comparadas com uma parede reforçada por uma armadura mínima de aço definida por norma. Os resultados apontaram comportamentos similares entre a parede controle e alguns tipos de paredes reforçadas com bambu.

O estudo de Karthik, Rao e Awoyera (2017) comparou vigas de concreto com e sem substituições no ligante e no agregado fino, sendo estas, ora reforçadas com barras de aço, ora com taliscas de bambu, num ensaio de flexão de 4 pontos. Seus resultados, para o concreto convencional, apresentaram valores mais elevados de resistência para as vigas reforçadas com bambu em comparação com as vigas reforçadas com aço. Já para os concretos não-convencionais, os valores de resistência das vigas reforçadas com bambu se encontraram muito abaixo dos valores das vigas que haviam sido reforçadas com aço. Os autores explicaram essa alteração de comportamento como um forte indicativo de que houve uma ligação fraca entre o bambu e a matriz.

Em suas pesquisas, Ghavami (2005) apontou para o fato de que elementos reforçados com bambu sujeitos à flexão geralmente se rompiam por falha entre o concreto e o bambu, não havendo falha de compressão mesmo quando o elemento era super-reforçado. Concluiu então que este comportamento se deu pela incapacidade de conseguir uma perfeita adesão entre o concreto e o bambu.

No contexto da utilização do bambu como reforço de peças de concreto, a variação volumétrica do bambu devido ao contato com água se coloca como sendo um sério problema. A Figura 22 ilustra o ciclo de expansão e contração do bambu dentro do concreto, fragilizando a ligação entre ambos.

Figura 22 – Ciclo de expansão e contração do bambu e descolamento do concreto



Fonte: Adaptado de Ghavami (2005).

O bambu absorve água do concreto fresco e, durante o período de cura, expande-se e desloca a massa de concreto. Ao término desse período, ele perde sua umidade para o ambiente, ressecando e diminuindo ao seu formato original, podendo ocasionar espaços vazios. Até a diferença de expansão térmica do bambu em relação ao concreto pode provocar fissuras (GHAVAMI, 2005). A aderência de uma barra de aço ao concreto é garantida pela capacidade adesiva da matriz cimentícia, pelo atrito entre o aço e o concreto endurecido, e pela aderência mecânica, proveniente da irregularidade da superfície lateral das barras (mossas); já no caso do bambu, todos estes mecanismos sofrem uma significativa redução em sua eficiência.

Para evitar a separação entre o bambu e o concreto, nestas estruturas, algum tipo de tratamento impermeabilizante deve ser utilizado. Ghavami (2005) mencionou, no entanto, que este tratamento não deve prejudicar as propriedades adesivas entre os materiais.

Diversos tratamentos podem ser realizados para aumentar a rugosidade na superfície do bambu, como, por exemplo, a utilização de resinas epóxi associadas a uma camada de areia, de pinturas asfálticas ou de materiais betuminosos (GHAVAMI, 2005). No entanto, o uso de impermeabilizantes, principalmente quando em excesso, pode prejudicar a aderência entre o bambu e o concreto.

Javadian *et al.* (2016) produziram bambus laminados colados da espécie *D. asper* para reforço de peças de concreto, focando sua atenção na capacidade de resistência ao escorregamento, por meio do ensaio de arrancamento ("*pull-out test*"). Também foram testadas as capacidades mecânicas do material compósito. Os resultados apontaram pouco efeito de adições como areia e resina epóxi na resistência ao escorregamento, apresentando resultados similares aos corpos de prova não tratados. No entanto, os autores recomendaram a utilização de algum tipo de tratamento para proteção contra reações químicas indesejáveis. Embora, novamente, se trate de BLC e não propriamente de taliscas de bambu, as conclusões obtidas quanto ao uso de camadas de aderência são válidas para ambos.

O trabalho de Dey e Chetia (2018) baseou-se na variação do tipo de camadas de aderência para vigas de concreto reforçadas com bambu. Para tal, foram realizados *pull-out tests* com três tipos diferentes de camadas de aderência, e, no ensaio de flexão a quatro pontos, foram elaboradas vigas reforçadas com taliscas de 16 ou 20 mm de espessura para estes mesmos tipos de camadas. Os resultados apontaram resistência maior à flexão para as camadas que apresentaram resistências mais elevadas no *pull-out test*, e, quanto maior a área de seção transversal da talisca de bambu, também maior foi a resistência da viga.

Muhtar *et al.* (2019) buscou o aumento da resistência ao escorregamento pelo uso de abraçadeiras nas taliscas de bambu tratado em estruturas de concreto. Foram realizados ensaios do tipo *pull-out test* e de flexão a quatro pontos, além de simulações numéricas para comparação com os resultados experimentais de flexão.

Os testes mostraram um aumento na tensão de escorregamento e na capacidade de flexão das vigas, além da redução do escorregamento relativo entre o bambu e o concreto, em decorrência da capacidade da abraçadeira funcionar como conector de cisalhamento.

3.7 PESQUISAS REALIZADAS NA UNESP – CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA

3.7.1 Moraes (2012)

O trabalho intitulado “Estudo da aderência entre o concreto e a espécie de bambu *B. vulgaris* impermeabilizada com látex”, elaborado por Moraes (2012), buscou verificar a possibilidade do uso desta espécie de bambu como reforço estrutural do concreto para tração, focando o uso do látex para impermeabilização do bambu e os efeitos deste na ligação do bambu com o concreto, por meio de ensaios de arrancamento.

O látex e o bambu foram obtidos na Fazenda de Ensino e Pesquisa (FEPE) da Unesp – Campus de Ilha solteira. Diretamente coletado das seringueiras, o látex passou por um processo de prevenção de coagulação pela adição de 47 mL de amônia a cada litro de látex coletado. O bambu foi seco naturalmente e dividido em taliscas com seções transversais de 2 cm x 0,5 cm.

Foram realizados ensaios de absorção do bambu para inferir a capacidade de impermeabilização do látex em comparação com o bambu sem tratamento (referência) e peças tratadas com Neutrol®. Foram separadas três taliscas com comprimentos de 3 cm para cada um dos seguintes grupos: sem impermeabilização (referência); com duas camadas de látex; com quatro camadas de látex; com três camadas de Neutrol®. A absorção da água destilada do ensaio foi obtida a partir das massas medidas em balança com sensibilidade de 0,0001 g. Os resultados são apresentados na Tabela 10.

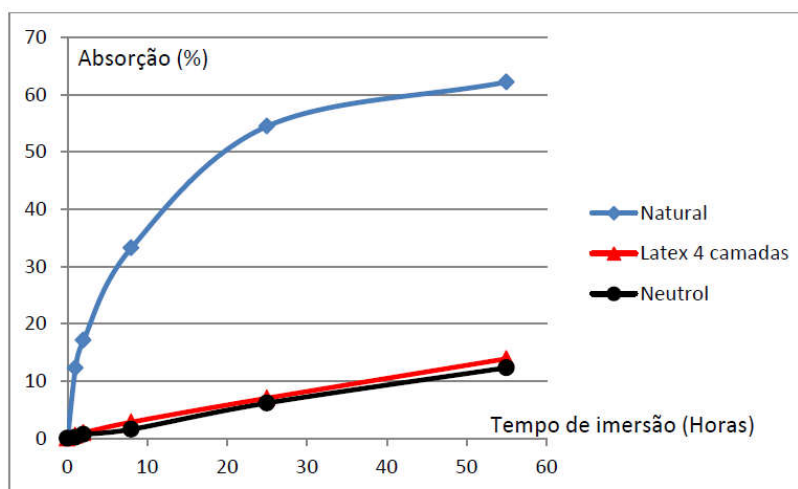
Tabela 10 – Absorção do bambu com e sem impermeabilizante

Tempo (horas)	Absorção (%)			
	Natural	Látex: duas camadas	Látex: quatro camadas	Neutrol®
1	12,25	1,69	0,52	0,19
2	17,11	3,92	0,96	0,67
8	33,25	7,68	2,83	1,57
25	54,49	16,86	7,02	6,16
55	62,20	28,22	13,90	12,33

Fonte: Moraes (2012).

A Figura 23 apresenta a comparação do látex (quatro camadas) com o Neutrol® (três camadas), indicando uma proximidade entre estes, e uma redução próxima a valores de 80% de absorção de água em relação ao bambu natural.

Figura 23 – Comparação dos impermeabilizantes



Fonte: Moraes (2012).

O ensaio de arrancamento comparou a tensão de aderência entre taliscas com e sem impermeabilização do bambu com 4 camadas de látex, em um ensaio realizado em prensa universal, aos 28 dias de cura de um concreto C25, com capeamento de gesso. Os testes foram realizados utilizando-se 20 corpos de prova de concreto, moldados em fôrmas cilíndricas de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, juntamente com taliscas impermeabilizadas, com comprimento de 1 m. O carregamento realizado foi incremental, com patamares de 50 kgf.

Foi utilizado um relógio comparador para medir o alongamento da parte não-concretada da talisca e, após a ruptura, foi determinado o escorregamento por meio do seccionamento do corpo de prova (Figura 24). A tensão de aderência foi calculada pela máxima força submetida pela prensa dividida pela área lateral útil da talisca, com 30 cm de comprimento concretado.

Figura 24 – Corpo de prova seccionado



Fonte: Moraes (2012).

Os resultados apontaram para uma redução média na tensão de aderência de 4,7% no instante da ruptura ou escorregamento, para o bambu tratado com látex, conforme os dados apresentados na Tabela 11. Moraes apontou a ocorrência de três modos diferentes de ruptura, sendo estes: por escorregamento, por tração e por cisalhamento. Este último, ocorreu apenas uma vez em um único corpo de prova, tratado com látex. Os bambus na condição natural, sem tratamento impermeabilizante, romperam exclusivamente por tração.

Tabela 11 – Resultados da tensão de aderência e tensão de tração na talisca na ruptura

Corpo de prova	Tensão de Aderência (Tensão de Tração), em MPa		Escorregamento (mm) - Tratamentos	
	Natural	Látex	Natural	Látex
CP 01	0,50 (51,2)	1,10 (119,8)	Não escorregou	Não escorregou
CP 02	0,43 (50,8)	0,38 (38,7)	114,1	Não escorregou
CP 03	0,57 (58,2)	0,65 (70,6)	53,96	Não escorregou
CP 04	0,50 (55,7)	0,67 (77,2)	23,64	300
CP 05	0,58 (66,8)	0,73 (81,5)	13,36	Não escorregou
CP 06	0,71 (59,1)	0,73 (63,3)	35,99	300
CP 07	0,76 (68,9)	0,65 (41,3)	50,58	Não escorregou
CP 08	0,81 (91,7)	0,45 (33,5)	12,17	Não escorregou.
CP 09	0,47 (50,9)	0,31 (42,5)	Não escorregou	Não escorregou
CP 10	0,97 (111,7)	0,31 (27,8)	12,67	Não escorregou
Média	0,63 (65,5)	0,60 (59,6)	39,56*	300*
D. Padrão	0,18 (20,1)	0,24 (28,5)	-	-

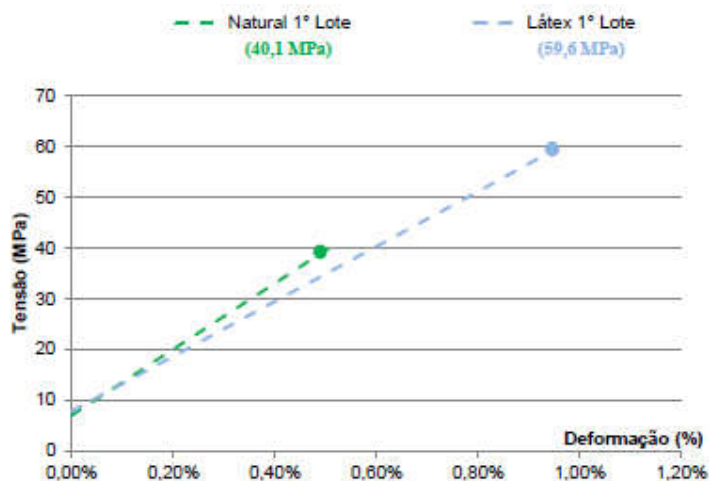
***Obs.: a média foi calculada considerando-se apenas os CPs que escorregaram.**

Fonte: Adaptado de Moraes (2012).

Moraes (2012) considerou como escorregamento apenas quando a talisca era completamente arrancada do concreto. As taliscas na condição natural começaram o processo de escorregamento, mas sua ruptura se deu por tração.

Considerando-se apenas os corpos de prova que sofreram o efeito de escorregamento, a tensão de aderência dos corpos de prova tratados com látex foi, em média, superior à tensão de aderência dos corpos de prova na condição natural. Moraes (2012) também analisou o módulo de elasticidade aparente dos sistemas, entendendo a alteração do valor do módulo de elasticidade como início do escorregamento. Com esta nova análise, observou-se um acréscimo ainda maior no valor da tensão de aderência nos corpos de prova tratados, quase da ordem de 50% (Figura 25).

Figura 25 – Gráfico Tensão x Deformação, até o início do escorregamento

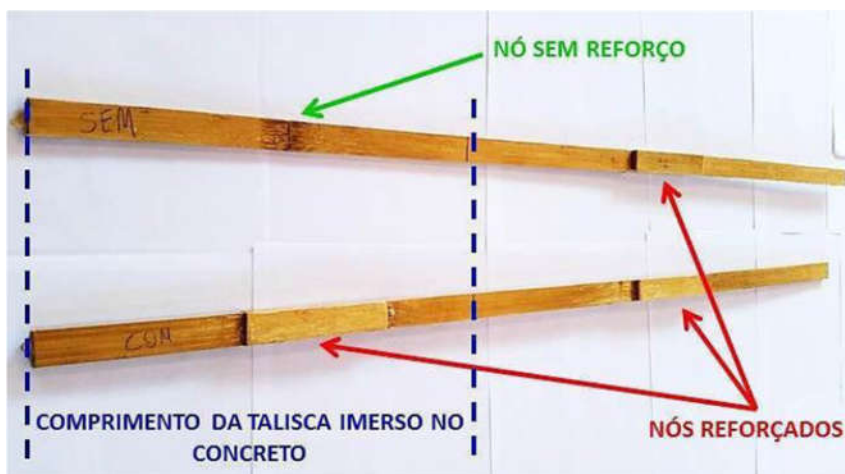


Fonte: Moraes (2012).

3.7.2 Tsutsumoto (2016)

O trabalho desenvolvido pela autora teve como objetivo a avaliação do comportamento estrutural de vigas de concreto armado, com reforço adicional de taliscas de bambu, por meio de ensaios de flexão. Estudou-se também a ligação bambu-concreto por meio de ensaios de arrancamento. As taliscas foram elaboradas a partir de colmos da espécie *B. vulgaris*, disponível na cidade de Ilha Solteira, tendo sido algumas reforçadas nos nós (Figura 26 – foto do reforço) e outras utilizadas sem reforços nas regiões nodais, sendo todas impermeabilizadas com látex.

Figura 26 – Reforços nodais de Tsutsumoto



Fonte: Tsutsumoto (2016).

O látex e o bambu foram coletados na FEPE de Ilha Solteira, a exemplo da maneira descrita no trabalho de Moraes (2012). Foram realizados ensaios de caracterização do bambu, analisando-se o efeito do reforço do bambu com resina adesiva poliuretana à base de mamona na resistência das taliscas. Os resultados estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Valores médios de tensões de ruptura à tração (MPa)

	Taliscas sem reforço	Taliscas com reforço colado com Resina à base de óleo de Mamona (RM)
Tensão de Ruptura à Tração (MPa)	103,5	137,5
Desvio Padrão (MPa)	± 15,5	± 17,9

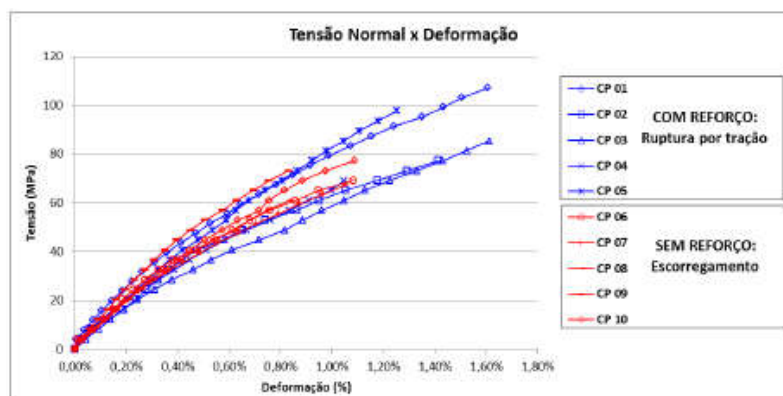
Fonte: Tsutsumoto (2016).

Tsutsumoto aferiu que o reforço dos nós proporcionou ganhos de até 40% em relação ao bambu não reforçado. Torna-se importante ressaltar que as taliscas reforçadas rompiam inicialmente por cisalhamento no plano de colagem entre o reforço e a talisca, para, imediatamente a seguir, haver a ruptura no nó, de modo análogo às taliscas sem reforço.

Todas as taliscas de bambu foram impermeabilizadas; o procedimento adotado foi o de mergulhá-las no látex pelo período de 1 min e descanso de 24 h; este procedimento foi repetido por mais 3 vezes. A colagem dos reforços foi realizada utilizando-se uma resina à base de óleo de mamona; a fixação das superfícies, após a aplicação da resina, foi feita mediante o uso de morsas (ou “sargentos”), num período de espera também de 24 h.

Para os ensaios de arrancamento, foram confeccionados 10 corpos de prova, tendo 5 o reforço em todos os nós, e 5 reforçados apenas na região não-aderida ao concreto. Os valores médios encontrados de tensão normal no instante de ruptura foram de 97 MPa e 76,5 MPa, para corpos de prova reforçados e não-reforçados, respectivamente. A Figura 27 apresenta os resultados de tensão por deformação no ensaio de arrancamento enquanto que a Tabela 13 apresenta estes valores de forma tabular.

Figura 27 – Ensaio de arrancamento: Tensão normal



Fonte: Tsutsumoto (2016).

Tabela 13 – Tensões de aderência e de tração para o ensaio de arrancamento

Corpo de Prova		Tensão de Aderência (MPa)	Tensão de Tração (MPa)
Com reforço	CP 01	Ruptura por tração	117,3
	CP 02	Ruptura por tração	88,4
	CP 03	Ruptura por tração	93,3
	CP 04	Ruptura por tração	81,4
	CP 05	Ruptura por tração	104,7
Média		-	97,0
Desvio Padrão		-	± 12,7
Sem reforço	CP 06	0,866	74,6
	CP 07	0,859	73,6
	CP 08	0,828	71,4
	CP 09	0,904	77,9
	CP 10	0,988	85,2
Média		0,889	76,5
Desvio Padrão		± 0,055	± 4,8

Fonte: Tsutsumoto (2016).

Tsutsumoto (2016) apontou que o valor médio da tensão de aderência no instante do escorregamento foi de 0,889 MPa para os corpos de prova não-reforçados. Já os corpos de prova reforçados romperam por tração na talisca.

Foram ensaiadas um total de 9 vigas, divididas em 3 grupos de 3 vigas. O primeiro grupo foi chamado de REFERÊNCIA, uma vez que foi projetado apenas com

armaduras convencionais de tração e de cisalhamento. Os grupos BAMBU e BAMBU REFORÇADO foram adicionalmente reforçados com taliscas de bambu, sem e com reforço nos nós, respectivamente. Todas as vigas foram armadas com barras da classe CA-60, com diâmetros de 5 mm na face inferior e 4,2 mm na face superior, colocando-se estribos de 4,2 mm a cada 8 cm. A Figura 28 exemplifica os modelos de armação das vigas, enquanto que a Tabela 14 e a Figura 29 apresentam os resultados dos protótipos testados.

Figura 28 – Armaduras das vigas, com e sem adição de taliscas de bambu



Fonte: Tsustumoto (2016).

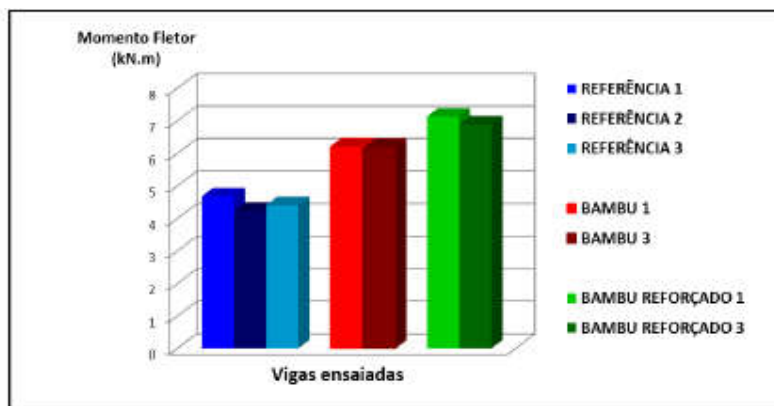
Tabela 14 – Resultados das vigas ensaiadas à flexão

VIGA		Momento de ruptura (kN.m) (E.L.Último)	Momento correspondente à flecha de 6 mm (kN.m) (E.L.Serviço)	Momento correspondente à flecha de 8 mm (kN.m)
REFERÊNCIA	1	4,871	3,551	4,225
	2	4,233	3,191	3,838
	3	4,405	3,341	3,897
Média		4,436	3,361	3,986
Desvio Padrão		± 0,180	± 0,148	± 0,171
BAMBU	1	6,191	3,709	4,298
	2*	-	-	-
	3	6,177	3,555	4,216
Média		6,184	3,662	4,257
Desvio Padrão		± 0,007	± 0,107	± 0,041
BAMBU REFORÇADO	1	7,132	3,621	4,527
	2*	-	-	-
	3	6,890	3,579	4,280
Média		7,011	3,600	4,404
Desvio Padrão		± 0,121	± 0,021	± 0,124

* Optou-se por ensaiar a VIGA BAMBU 2 e a VIGA BAMBU REFORÇADO 2 com uma idade mais avançada, acima de 360 dias, de modo a se ter uma indicação se o tempo irá afetar a resistência das taliscas e, consequentemente, das vigas.

Fonte: Tsutsumoto (2016).

Figura 29 – Gráfico comparativo do momento fletor máximo suportado



Fonte: Tsutsumoto (2016).

Notou-se que o uso de um reforço adicional por meio de taliscas reforçadas nos nós propiciou um aumento no valor da capacidade resistente das vigas em relação às outras que foram ensaiadas. A adição de taliscas de bambu também aumentou o valor de momento resistente antes de atingir o Estado Limite de Serviço, quando a flecha no meio do vão atingiu o valor de 6 mm. O mesmo ocorreu para a flecha correspondente a 8 mm, quando os transdutores foram retirados por medida de segurança. Com base na Tabela 15, observa-se que a presença dos reforços em bambu induz o aparecimento da primeira fissura quando comparado à REFERÊNCIA. Os valores dos momentos fletores que corresponderam ao aparecimento da primeira fissura para a viga BAMBU e BAMBU REFORÇADO foram 12% e 25% menores que o da viga REFERÊNCIA, respectivamente.

Tabela 15 – Relação entre flecha, momento e fissuração

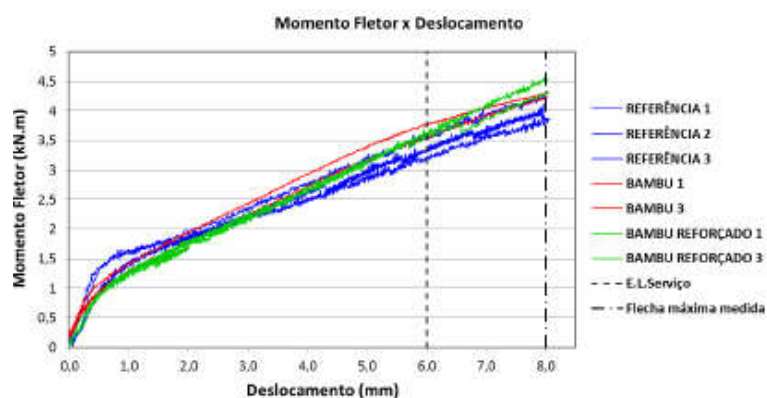
VIGA		Momento correspondente à 1ª fissura (kN.m)	Flecha do momento correspondente à 1ª fissura (mm)
REFERÊNCIA	1	1,411	0,51
	2	1,333	0,45
	3	1,392	0,76
Média		1,379	0,58
Desvio Padrão		± 0,033	± 0,13
BAMBU	1	1,206	0,45
	2*	-	-
	3	1,210	0,75
Média		1,208	0,60
Desvio Padrão		± 0,002	± 0,15
BAMBU REFORÇADO	1	0,942	0,45
	2*	-	-
	3	1,126	0,64
Média		1,034	0,55
Desvio Padrão		± 0,092	± 0,09

* Optou-se por ensaiar a VIGA BAMBU 2 e a VIGA BAMBU REFORÇADO 2 com uma idade mais avançada, acima de 360 dias, de modo a se ter uma indicação se o tempo irá afetar a resistência das taliscas e, conseqüentemente, das vigas.

Fonte: Tsutsumoto (2016).

A Figura 30 apresenta as os comportamentos de deslocamento das vigas com o aumento do momento fletor.

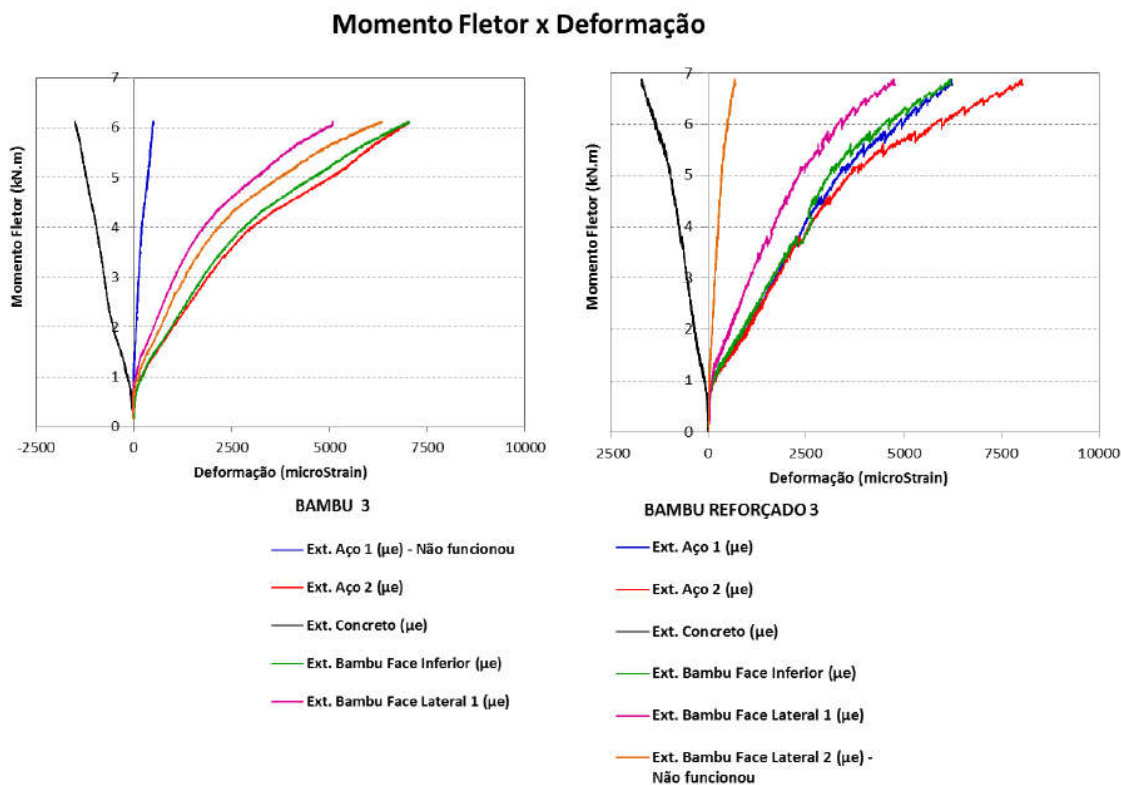
Figura 30 – Momento fletor x Deslocamento



Fonte: Tsutsumoto (2016).

As deformações das armaduras estão mostradas na Figura 31, para as vigas BAMBU e BAMBU REFORÇADO.

Figura 31 – Momento fletor x deformação em viga BAMBU e viga BAMBU REFORÇADO



Fonte: Adaptado de Tsutsumoto (2016).

Tsutsumoto notou que o comportamento de ambos foi análogo, havendo deformações próximas entre o bambu e o aço, enquanto que o bambu posicionado na lateral da viga apresentou deformações menores. Os valores próximos de deformação entre as taliscas e o aço apontaram boa aderência entre o concreto e o bambu. A deformação do aço usado nas vigas com reforço foi menor do que aquela encontrada na viga REFERÊNCIA, devido à capacidade do bambu em resistir à tração na face inferior das vigas, gerada pela flexão. Vale ressaltar que as rupturas foram causadas pelo esmagamento do concreto decorrente do alongamento excessivo das armaduras.

A autora concluiu que, para a situação montada experimentalmente, os reforços de bambu na armadura tiveram efeito positivo, havendo aumento na resistência última e no momento necessário para atingir o estado limite de serviço.

4 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A metodologia experimental do trabalho foi separada em dois tópicos, sendo o primeiro fornecendo descrições dos materiais utilizados nos ensaios e o segundo, os procedimentos experimentais.

4.1 MATERIAIS

Nesta seção encontram-se descritos os materiais utilizados na confecção dos concretos da capa e das vigotas, os aços utilizados na armação das lajes, o material de enchimento, o bambu, os tipos de adesivo, o material impermeabilizante e os equipamentos relacionados ao sistema de aquisição de dados.

4.1.1 Cimento

O cimento utilizado foi o CP II Z – 32, da marca Itaú, devido à sua disponibilidade e uso corrente em obras na região noroeste do Estado de São Paulo.

4.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo foi caracterizado como sendo uma areia natural média, conforme as diretrizes das normas técnicas vigentes:

- Composição granulométrica, pela NBRNM 248 (ABNT, 2003);
- Massa específica e massa específica aparente (areia), pela NBRNM 52 (ABNT, 2009);
- Absorção de água, pela NBRNM 30 (ABNT, 2001);
- Massa unitária, pela NBRNM 45 (ABNT, 2006).

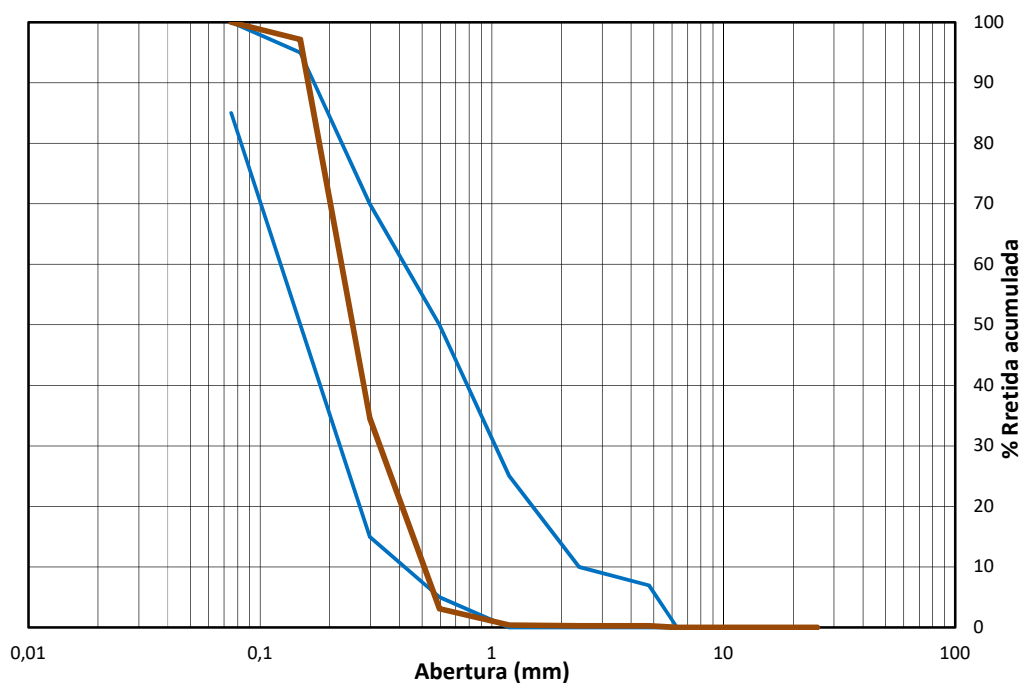
As Tabelas 16 e 17, assim como a Figura 32, apresentam os resultados obtidos nos ensaios de caracterização.

Tabela 16 – Classificação do agregado miúdo

Peneira	% Retida Acumulada											
(mm)	0,075	0,149	0,297	0,595	1,19	2,38	4,76	6,30	9,5	12,7	19,0	25,4
Areia	100,00	97,08	56,98	13,41	2,76	0,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Laboratório de Materiais de Construção (FEIS).

Figura 32 – Curva granulométrica da areia



Fonte: Laboratório de Materiais de Construção (FEIS).

Tabela 17 – Propriedades físicas da areia

Areia Média Natural	diâmetro	módulo	massa específica			absorção	pulverulentos
	máximo	de	S	seca	aparente		
	(mm)	finura	aturada de superfície seca (g/cm³)	(g/cm³)	(g/cm³)	(%)	(%)
	1,20	1,71	2,59	2,62	2,58	0,48	0,51

Fonte: Laboratório de Materiais de Construção (FEIS).

4.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo de origem basáltica foi classificado como brita 1, seguindo as diretrizes das normas técnicas vigentes:

- Composição granulométrica, pela NBRNM 248 (ABNT, 2003);
- Massa específica e massa específica aparente (brita), seguindo as recomendações da NBRNM 53 (ABNT, 2009);
- Absorção de água, pela NBRNM 30 (ABNT, 2001);
- Massa unitária, pela NBRNM 45 (ABNT, 2006).

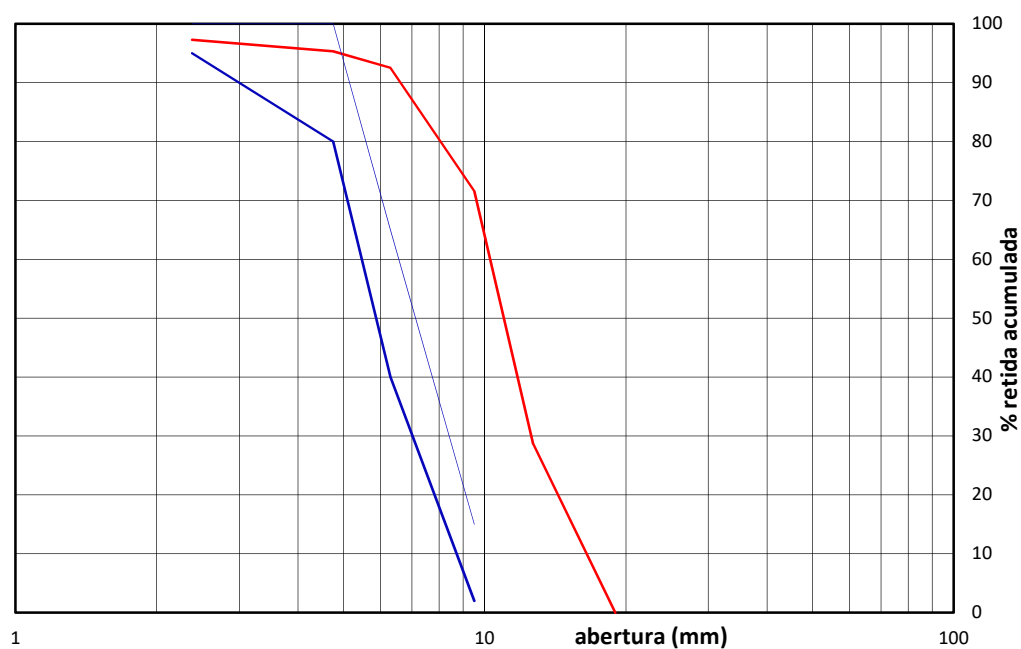
As Tabelas 18 e 19, assim como a Figura 33, apresentam os resultados dos ensaios de caracterização.

Tabela 18 – Classificação do agregado graúdo

Peneiras	% Retida Acumulada											
(mm)	0,075	0,149	0,297	0,595	1,19	2,38	4,76	6,30	9,5	12,7	19,0	25,4
Brita 1	100,00	99,00	98,64	98,39	98,04	97,29	95,33	92,52	71,57	28,63	0,00	0,00

Fonte: Laboratório de Materiais (FEIS).

Figura 33 – Curva granulométrica da brita



Fonte: Laboratório de Materiais de Construção (FEIS).

Tabela 19 – Propriedades físicas da brita

Brita 1	diâmetro	módulo	massa específica			absor-	pulve-
	máximo	de	saturada de superfície seca	seca	aparente	ção	rulentos
	(mm)	finura	(g/cm³)	(g/cm³)	(g/cm³)	(%)	(%)
	19,0	6,91	2,93	2,89	3,00	1,95	1,25

Fonte: Laboratório de Materiais de Construção (FEIS).

4.1.4 Água

A água utilizada na confecção dos concretos foi fornecida pelo sistema de abastecimento público da cidade de Ilha Solteira – SP.

4.1.5 Armaduras treliçadas

Para a armação treliçada, foram utilizadas as treliças TG 8 da Gerdau, manufaturadas em aço CA-60. Suas características são apresentadas na Tabela 20.

Tabela 20 – Características da treliça

Designação Gerdau	Designação NBR 14862/02	Peso (Kg/m)	Altura (cm)	Diâmetros (mm)		
				Banzo superior	Diagonal	Banzo inferior
TG 8 L	TR 08644	0,735	8	6,0	4,2	4,2

Fonte: Comercial Gerdau.

4.1.6 Armaduras complementares

Foram utilizados vergalhões nervurados para armadura longitudinal e para armadura de distribuição, tendo sido utilizadas barras de 6,3 mm (CA 50) e de 4,2 mm (CA 60), respectivamente. A caracterização foi feita segundo a NBRISO 6892-1 (ABNT, 2013), tendo sido ensaiada uma amostra para cada diâmetro.

4.1.7 Lajotas de EPS

Foram utilizadas lajotas de EPS como material de enchimento das lajes, com dimensões de 6 cm x 30 cm x 120 cm, de altura, largura e comprimento, respectivamente.

4.1.8 Taliscas de bambu

O bambu coletado foi da espécie *B. vulgaris*, tendo sido escolhidos colmos maduros, com idade estimada de 4 anos e diâmetro maior que 12 cm, o que possibilitaria a produção das taliscas. Estes colmos foram coletados no Pomar da Unesp – Campus de Ilha Solteira. Todas as taliscas foram usinadas de forma a se obter uma seção regular de, aproximadamente, 2 cm de largura por 0,5 cm de espessura.

Para avaliação de suas características mecânicas, foram ensaiadas, à tração, um total de 40 taliscas, com aproximadamente 38 cm de comprimento. As taliscas foram divididas em grupos:

- 10 taliscas sem a presença de nós;
- 10 taliscas com nós;
- 10 taliscas com reforços colados nos nós, utilizando-se adesivo poliuretano à base de óleo de mamona;
- 10 taliscas com reforços colados nos nós, utilizando-se o adesivo químico Sikadur 32.

Os reforços foram constituídos por segmentos de taliscas de bambu (sem a presença de nós), de 10 cm de comprimento e com a mesma seção transversal das demais.

4.1.9 Resina poliuretana bi componente à base de óleo de mamona

A resina poliuretana bicomponente à base de óleo de mamona foi utilizada para a colagem dos reforços nas regiões nodais em algumas das taliscas de bambu. Os reforços foram colados com o intuito de melhorar a resistência da talisca na região nodal, tendo-se em vista que o bambu, nessa região, apresenta uma resistência bem menor se comparada à resistência da região dos entrenós.

Os componentes da resina à base de óleo de mamona foram misturados utilizando-se uma proporção de 1:1, em massa, conforme especificado pelo fabricante (Plural Química). O líquido pré-polímero (di-isocianato) tem coloração marrom-escura e densidade de 1,24 g/cm³, enquanto o poliol (derivado da mamona) tem densidade de 0,9 – 1 g/cm³ e coloração amarela.

4.1.10 Adesivo químico Sikadur 32

O Sikadur 32, que é um adesivo estrutural à base de resina epóxi, foi utilizado para a colagem dos reforços nas regiões nodais de algumas das taliscas de bambu e nas extremidades de todas as taliscas inseridas nas sapatas das lajes treliçadas, visando à melhoria da condição de ancoragem da talisca na região dos apoios.

Segundo dados fornecidos pelo fabricante, o adesivo possui uma massa específica, a 25 °C, de 1,70 kg/L, e os componentes da mesma devem ser misturados na razão de 2:1, em massa.

4.1.11 Látex

O látex foi coletado de seringueiras do Sítio Floresta, situado em Bilac-SP. A caracterização do látex utilizado na impermeabilização das taliscas utilizadas nos ensaios de flexão das lajes foi feita com base nas recomendações de Moraes (2012). Essa caracterização consistiu em se determinar o teor (%) de borracha no látex coletado.

Inicialmente, foi pesada uma determinada quantidade correspondente a 5 mL do látex; em seguida, o látex foi colocado dentro de uma estufa a 60 °C, por um período de 24 h; por fim, o material foi novamente pesado e, com o resultado, calculou-se a massa de sólidos existentes no látex. Essa massa corresponde à da borracha e de outras partículas que, por serem muito pequenas, podem ser desprezadas. A relação entre as massas final e inicial corresponde à porcentagem de borracha no látex.

Com base no ensaio realizado no Departamento de Física e Química (DFQ) da Unesp de Ilha Solteira, obteve-se uma porcentagem de sólidos em relação ao látex igual a 36%.

4.1.12 Instrumentação e obtenção de dados

Para aplicação das forças nos modelos, utilizou-se uma bomba elétrica da marca ENERPAC, acoplada a um atuador hidráulico da marca ENERPAC – RR1012, com capacidade para 10 tf. A medição da intensidade das forças se deu por meio de uma célula de carga fixada na base do atuador hidráulico, da marca MSI, modelo MUF – 2 – 1 – 10TD6.

Para a obtenção dos deslocamentos, foram utilizados dois LVDTs da marca Kyowa, modelo DTH-A-30. Para realizar as medições das deformações, foram utilizados extensômetros do tipo PA-06-1500BA-120-L e PA-06-250BA-120-L, da marca Excel, e modelos KFG-10-120-C1-11 e KFG-2-120-C1-11 T-F7, da marca Kyowa.

Com relação à coleta e armazenamento dos dados obtidos por meio de relógios comparadores, de extensômetros elétricos e de células de carga, foi utilizado o Sistema de Aquisição de Dados DAQbook 120 da Iotech, com interface ao programa DASyLab 5.0. A Figura 34 mostra a interface eletrônica do sistema de aquisição.

Figura 34 – Sistema de aquisição de dados



Fonte: Próprio autor.

4.2 MÉTODOS

Neste item, descrevem-se os métodos de coleta e de preparação dos materiais descritos na seção 4.1, os ensaios realizados para a caracterização dos materiais, a obtenção do traço final do concreto, a confecção e a instrumentação das partes e do todo da laje, além dos ensaios aplicados às peças construídas.

4.2.1 Coleta do látex

O modo de como se retirou o látex da seringueira é conhecido por *tapping* (Figura 35). O processo consiste no corte de uma fina camada da casca em angulação que permita o escoamento do líquido, no sentido anti-horário. Abaixo deste corte, é colocado um recipiente para coleta do material, devendo ser utilizada uma faca especial para este fim.

O conteúdo deste recipiente foi coletado e armazenado em garrações de 10 L, adicionando-se uma proporção de 4,7 mL de hidróxido de amônio para cada 100 mL

de látex, visando evitar a coagulação precoce do material, conforme Moraes (2012) e Tsutsumoto (2016). A solução foi posteriormente armazenada em geladeira.

Figura 35 – Corte (a) e coleta (b) do látex na seringueira



Fonte: Próprio autor.

4.2.2 Coleta dos colmos de bambu

Os colmos de bambu foram extraídos de touceiras localizadas no Pomar da Unesp – Campus de Ilha Solteira, com o auxílio de motosserra e profissional capacitado ao seu uso, além de um trator para transporte. Após o corte, os colmos secaram em local coberto.

4.2.3 Corte dos colmos e confecção das taliscas

As taliscas de bambu foram elaboradas na Marcenaria da Unesp – Campus de Ilha Solteira. O procedimento de elaboração das taliscas a partir dos colmos de bambu foi realizado de acordo com o descrito no trabalho de Tsutsumoto (2016):

- foram retiradas, com a serra de fita, as imperfeições da face externa do colmo, na região do diafragma, de onde saem os ramos;
- com a serra circular de mesa, o colmo foi cortado na direção longitudinal; em seguida, foram cortadas as arestas internas na região do diafragma;
- utilizando-se a desempenadeira, a face interna da talisca foi lixada;
- para a retirada da casca e obtenção da talisca com a espessura desejada, foi utilizada a desengrossadeira;
- para que as faces laterais da talisca ficassem retilíneas, a desempenadeira foi novamente utilizada;

- utilizando-se de uma tupia com serra, a talisca foi cortada na largura desejada;
- por fim, utilizando-se novamente a serra de fita, as taliscas foram cortadas nos comprimentos desejados.

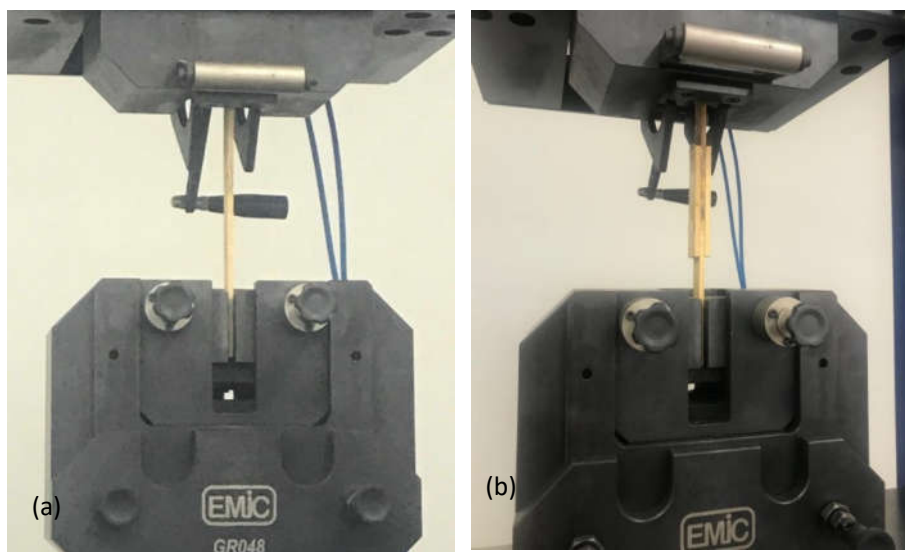
Todas as taliscas foram preparadas com as dimensões na seção transversal de 2 cm x 0,5 cm. Para os ensaios de tração paralela às fibras, foram recortados trechos de 38 cm de comprimento. As taliscas que foram posicionadas na sapata da vigota, juntamente com a armadura positiva, foram cortadas com comprimento de 210 cm. Os reforços para os nós apresentaram comprimentos de 10 cm.

Após a usinagem, foram protegidos contra o ataque de insetos por meio de uma aspersão de solução aquosa de octoborato de sódio.

4.2.4 Ensaios de tração paralela às fibras das taliscas

Os corpos de prova, preparados conforme a seção 4.1.8, foram ensaiados à tração paralela às fibras. Foram ensaiadas 40 taliscas com 38 cm de comprimento, divididas em 4 grupos de 10 unidades. O equipamento utilizado para realizar o ensaio foi uma máquina Instron EMIC, com capacidade para 30 tf. Os corpos de prova foram fixados através de duas garras (uma inferior e outra superior), conforme mostrado na Figura 36.

Figura 36 – Ensaio de tração paralela às fibras das taliscas sem nó (a) e com nó (b)



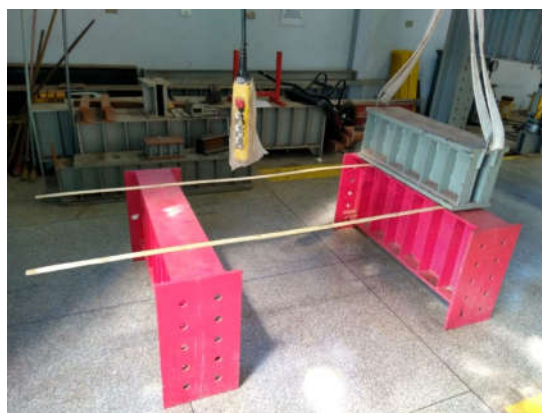
Fonte: Próprio autor.

O ensaio visava caracterizar a resistência das fibras do bambu, ensaiando um primeiro grupo de taliscas sem a presença do nó. O segundo grupo contava com um nó não reforçado na talisca, buscando compreender a magnitude do efeito desta formação em sua resistência mecânica.

Por fim, o ensaio de tração paralela às fibras procurou também identificar a contribuição de reforços colados no nó na resistência da talisca; foram utilizados 2 tipos de adesivo: a Resina de Mamona e o Sikadur 32. As resinas foram preparadas segundo as proporções descritas nas seções 4.1.9 e 4.1.10, sendo aplicadas em uma das faces dos reforços a serem colados e no entorno do nó da talisca destinada ao ensaio. Mais detalhes são descritos na seção 4.2.5.

Foi posicionado um perfil metálico de 214 kgf (Figura 37) sobre um par de taliscas com reforços recém colados, dispostos em superfície lisa, usinada e paralela ao chão, para garantir uma colagem mais eficiente. O período de fixação foi de 24 h.

Figura 37 – Posicionamento do perfil para colagem do reforço nos nós das taliscas de bambu



Fonte: próprio autor.

O grupo de taliscas reforçadas com o uso da resina de mamona podia ser ensaiado logo após o período de fixação (24h); já o grupo colado com o adesivo químico Sikadur 32 necessitava de um período de espera de, pelo menos, 7 dias, conforme instruções do fabricante.

4.2.5 Colagem do reforço nas taliscas da viga

Conforme os resultados que serão apresentados na seção 5.1, optou-se pela utilização do adesivo químico Sikadur 32 para colagem dos reforços nas taliscas. A colagem seguiu o mesmo procedimento descrito na seção 4.2.4, sendo a resina preparada e aplicada nas faces dos reforços, que eram colados sob e sobre o nó da talisca, e que, posteriormente, eram pressionados por um perfil metálico, também citado na seção 4.2.4, por um período de 24 h.

O período de 7 dias de espera para a realização da cura da resina era concomitante ao procedimento de impermeabilização da talisca. A seguir, a Figura 38 mostra imagens relacionadas ao procedimento de colagem.

Figura 38 – Processo de pesagem (a), separação (b), aplicação (c) e proteção da talisca para colagem (d)



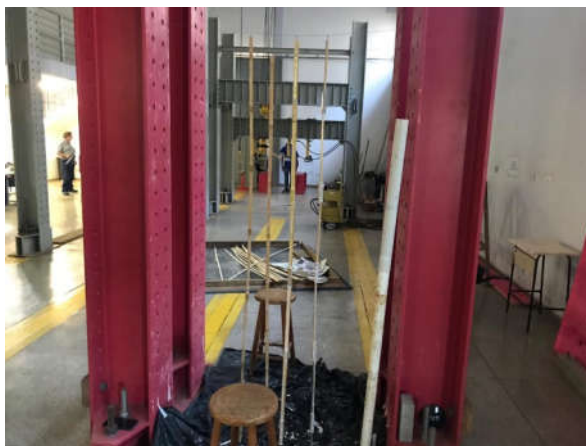
Fonte: Próprio autor.

Após o processo de impermeabilização, os 5 cm iniciais e finais das taliscas foram revestidos de Sikadur 32, visando melhorar a ancoragem destas no concreto.

4.2.6 Impermeabilização das taliscas da viga

O processo de impermeabilização das taliscas foi repetido de acordo com o exposto no trabalho de Tsutsumoto (2016). Um tubo de PVC de 165 cm de altura e diâmetro de 5 cm era preenchido com látex, onde as taliscas eram parcialmente submersas pelo período de 1 min. O processo era repetido para a outra ponta da talisca, por mais 1 min, de modo a garantir uma completa imersão. Eram então penduradas em um varal em ambiente seco e protegido por 24 h, sendo este processo repetido até um total de 4 aplicações de látex. A Figura 39 apresenta o local de imersão e secagem das taliscas em látex.

Figura 39 – Secagem das taliscas pós imersão



Fonte: Próprio autor.

O processo foi repetido para um total de 12 taliscas, sendo 6 reforçadas na região nodal e 6 sem reforço nessa região.

4.2.7 Ensaio de ganho de massa pelas taliscas no processo de impermeabilização com látex

Foi realizada a pesagem de quatro taliscas de 210 cm de comprimento, sem a adição de reforço dos nós. A primeira pesagem ocorreu antes da submersão das taliscas no látex, sendo pesado novamente 24 h após a quarta imersão. O ganho de massa foi dividido pela superfície teórica da talisca, de, aproximadamente, 1052 cm².

4.2.8 Ensaio de ganho de massa das taliscas por absorção de água

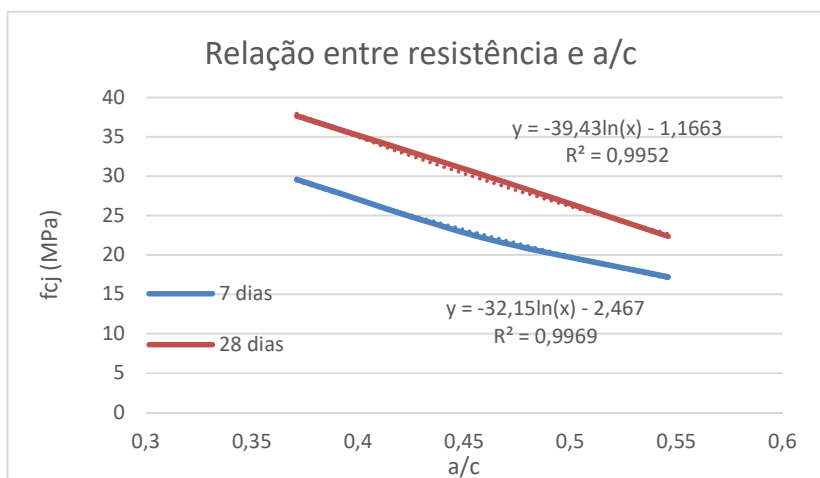
Este ensaio teve por função quantificar o efeito de impermeabilização do bambu por meio da aplicação de 4 camadas de látex em pequenos pedaços de bambu, recortados de taliscas preparadas conforme a seção 4.1.8.

O ensaio seguiu as instruções descritas no trabalho de Moraes (2012). Foram utilizados três corpos de prova revestidos de látex e três corpos de prova sem qualquer tipo de impermeabilização, considerados como referência. Foram utilizados também três corpos de prova com impermeabilização pelo mesmo látex utilizado nas pesquisas de Moraes (2012) e de Tsutsumoto (2016), para inferir um possível efeito deletério do tempo na capacidade de impermeabilização do látex.

4.2.9 Método de dosagem

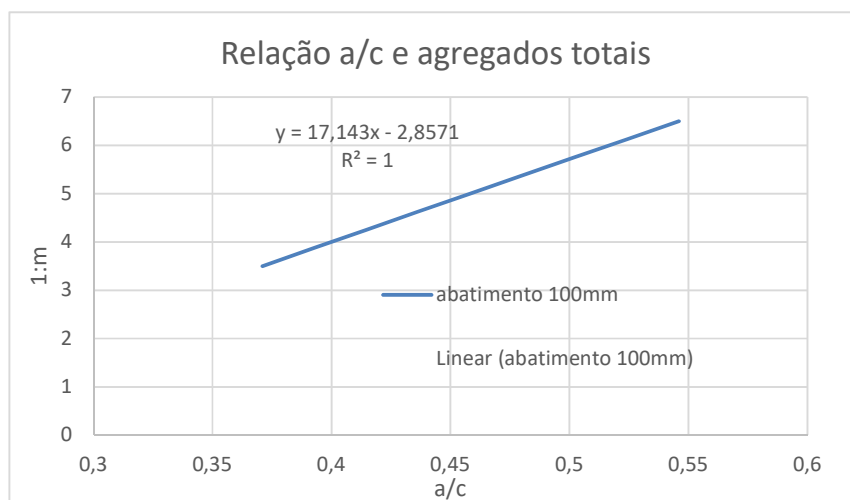
A dosagem do concreto baseou-se no método IPT-USP, proposto por Helene e Terzian (1992). A metodologia empregada teve como objetivo proporcionar um concreto com resistência entre 25 e 30 MPa, aos 28 dias. Para a elaboração do concreto preparou-se um diagrama de dosagem, conforme a seção 2.5, exemplificado nas Figuras 40 a 42.

Figura 40 – Gráfico do diagrama de dosagem (1/3)



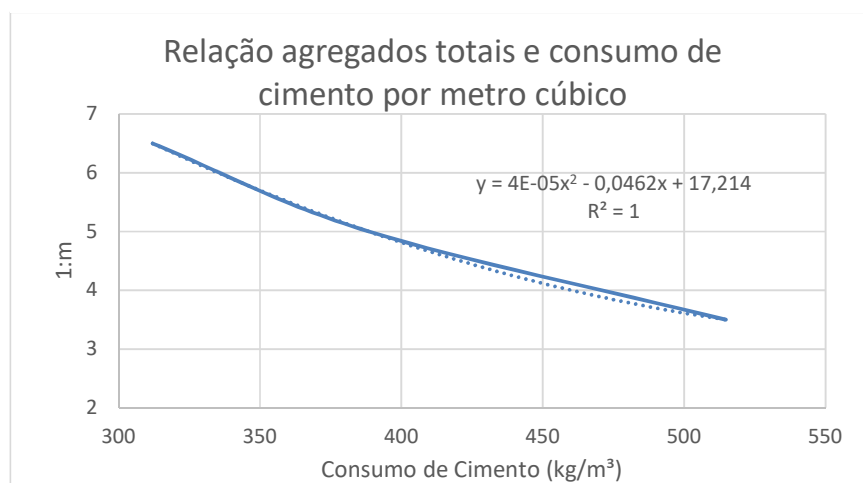
Fonte: Próprio autor.

Figura 41 – Gráfico do diagrama de dosagem (2/3)



Fonte: Próprio autor.

Figura 42 – Gráfico do diagrama de dosagem (3/3)



Fonte: Próprio autor.

O traço final foi determinado, na proporção de 1: 2: 3,53: 0,49, em massa, para cimento, areia, brita e água, respectivamente. Os valores quantitativos de massa de água foram alterados de acordo com os valores dos teores de umidade obtidos por amostragem na areia e na brita. Na Tabela 21, apresentam-se as informações gerais do traço obtido.

Tabela 21 – Informações gerais do traço adotado

Informações do traço					
Resistência aos 28 dias (MPa)	Resistência aos 7 dias (MPa)	Relação água/cimento (a/c)	Relação 1:m	Teor de argamassa (%)	Consumo de cimento (kg/m³)
27	21	0,49	5,53	46	374

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a produção de dois pares de treliça e dos corpos de prova cilíndricos, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, foram necessários 23 kg de cimento, 46,13 kg de areia, 81,19 kg de brita e 11,27 kg de água, totalizando 61,5 L de concreto. Por questões de limitação de volume da betoneira, para a produção de uma laje, foram preparadas duas betonadas de quantitativos idênticos ao utilizado para a produção de dois pares de treliça.

4.2.10 Mistura e ensaios de caracterização do concreto

O procedimento para a mistura e confecção do concreto das sapatas e das capas das lajes atendeu às seguintes etapas:

- molhamento inicial da betoneira, buscando reduzir as perdas de água durante a moldagem;
- mistura da brita, areia e metade da água na betoneira, colocadas nesta ordem, pelo período de 1 min;
- em seguida, com a betoneira desligada, acrescentou-se o cimento e a outra metade da água;
- a betoneira foi então ligada por mais 3 min;
- ao término deste intervalo, foi dado um descanso de 3 min;
- e, por fim, a betoneira foi ligada por mais 3 min.

Uma porção de concreto foi retirada da betoneira para verificação do abatimento do tronco de cone, definido pela NBR NM 67 (ABNT, 1998). Os valores obtidos foram da ordem de 100 mm $\pm$ 10 mm. A seguir, os corpos de prova foram moldados e o adensamento foi feito por meio de uma mesa vibratória. Os moldes dos corpos de prova foram de PVC, com dimensões de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura.

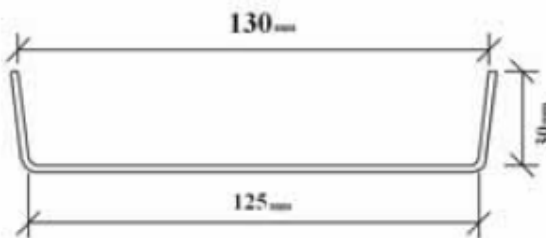
Um dia após a concretagem, os corpos de prova foram desmoldados e colocados dentro da câmara úmida para permanecerem em processo de cura, conforme recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015), até o dia agendado para cada um dos ensaios que foram realizados conforme a ABNT:

- determinação da resistência à compressão axial, aos 7 e 28 dias, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2018), com a realização do capeamento dos corpos de prova com enxofre;
- módulo de elasticidade, aos 28 dias, conforme a NBR 8522 (ABNT, 2017);
- resistência à tração por compressão diametral, aos 28 dias, segundo a NBR 7222 (ABNT, 2011);
- absorção de água, aos 28 dias, pela NBR 9778 (ABNT, 2005).

4.2.11 Confeção das vigotas

Para cada laje, foram moldadas duas vigotas treliçadas, tendo elas, para os modelos LSR e LCR, a adição de taliscas de bambu, sem e com reforço nos nós, respectivamente. O procedimento se deu pela colocação das treliças nos moldes, com os espaçadores posicionados em quatro pontos equidistantes, garantindo o correto posicionamento da armadura treliçada na fôrma de 13 cm x 3 cm x 600 cm (Figura 43).

Figura 43 – Esquema do formato das fôrmas



Fonte: Fazzan (2011).

Cada fôrma poderia compor até duas treliças de 210 cm por vez, sendo estas separadas por delimitadores de madeira fixados com sargentos (ou morsas). Com a fôrma limpa, seca e protegida com óleo desmoldante, foram posicionadas as armaduras e adições de bambu por sobre os espaçadores (exceto nas lajes Referência, que recebiam apenas as treliças), sendo então realizado o preenchimento

da sapata. O adensamento do concreto foi feito utilizando-se um vibrador de imersão, quando em contato com a fôrma metálica. A desforma foi realizada manualmente 24 h após a concretagem e as sapatas moldadas foram mantidas em cura submersa por 7 dias. A Figura 44 exemplifica parte do procedimento de concretagem e adensamento das sapatas.

Figura 44 – Concretagem e cura das vigotas

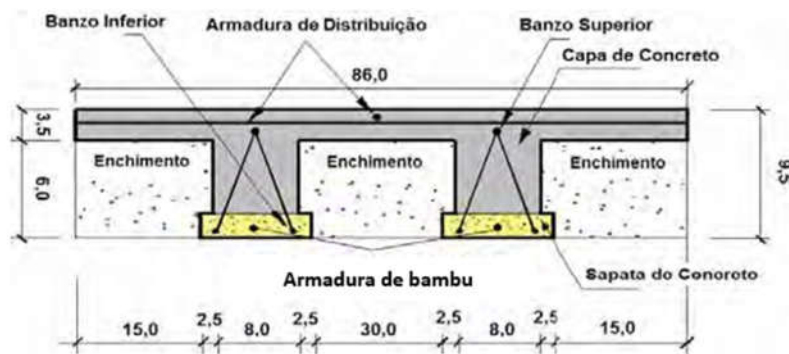


Fonte: Próprio autor.

4.2.12 Construção da laje

O modelo de laje utilizado na pesquisa seguiu o padrão utilizado nos trabalhos de Trigo (2008), Fazzan (2011) e Sousa (2014). Utilizando-se duas vigotas pré-moldadas de 210 cm de comprimento, lajotas de EPS e capa de concreto, o protótipo da laje pode ser representado por um modelo de seção T, de 86 cm de base superior e 26 cm de base inferior, com 9,5 cm de altura total, com capa de concreto de 3,5 cm, conforme mostrado na Figura 45.

Figura 45 – Seção transversal dos modelos (unidades em cm)



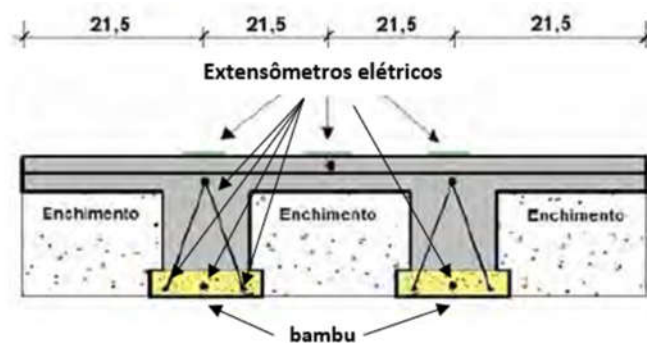
Fonte: Adaptado de Fazzan (2011).

Foram definidos três modelos diferentes de laje, sendo o primeiro modelo sem adição de taliscas de bambu, nomeado como Modelo Referência e indicado pela sigla LRef; o segundo modelo, com o uso de taliscas de bambu sem o reforço dos nós, foi indicado pela sigla LSR; por fim, o terceiro, que contava com a adição de taliscas de bambu reforçadas na região nodal, foi indicado pela sigla LCR.

Cada modelo foi confeccionado em triplicata, sendo indicado pelo numeral 1, 2 ou 3 ao final da sigla, sendo, portanto, a sigla LRef2 referente à laje modelo referência de número 2. Os modelos indicados com o número 1 foram produzidos sem o uso de extensômetros, tendo como função principal a de fornecer uma estimativa da carga de ruptura e da flecha correspondente, visando à proteção dos equipamentos de ensaio, além de permitir a observação de possíveis dificuldades no processo de montagem e ensaio.

Os modelos indicados com o número 2 foram confeccionados com o uso de extensômetros elétricos, havendo um em cada barra da treliça, três na capa de concreto e um em cada talisca de bambu, nos casos em que esta situação se aplicava. Já os modelos 3 podiam ou não contar com extensômetros, dependendo da coerência dos resultados obtidos por meio dos modelos de número 2, em relação aos seus respectivos modelos de número 1. A seguir, a Figura 46 esquematiza o posicionamento dos extensômetros na seção transversal correspondente ao meio do vão.

Figura 46 – Extensômetros na laje (unidades em cm)



Fonte: Adaptado de Fazzan (2011).

Segundo a NBR 14859-1 (ABNT, 2016), a capa de concreto da laje deve ser armada nas direções transversal e longitudinal, por barras de pequeno diâmetro, respeitando-se as condições mínimas, descritas na seção 2.3. Seguindo estas recomendações e o procedimento utilizado no trabalho de Fazzan (2011), foram adicionadas 11 barras de 4,2 mm de diâmetro na direção transversal, com 81 cm de comprimento cada, espaçadas a cada 20,5 cm. Na direção longitudinal, foi adicionada apenas uma barra de 6,3 mm de diâmetro com 205 cm de comprimento, considerando-se que os banzos superiores da treliça, por estarem próximos à borda comprimida, faziam parte da armadura de distribuição. Foram utilizados cobrimentos de 1 cm na parte inferior e 0,5 cm na parte superior e nas laterais.

Os protótipos foram montados todos no piso interno do Núcleo de Estudo e Pesquisa de Alvenaria Estrutural (NEPAE). O piso interno foi verificado com o uso de réguas e nível, para busca de pontos com melhor nivelamento. Utilizou-se lona plástica para cobertura e proteção do piso.

Para execução das fôrmas, foram recortados dois retângulos de madeirite com dimensões de 86 cm x 210 cm x 1 cm, que servem de base para duas lajes distintas, que dividiam a mesma fôrma lateral, na direção do comprimento. Para a delimitação lateral da fôrma de madeira, foram utilizados perfis de terças de telhado, que conferiram maior rigidez à fôrma como um todo, com menor necessidade de travamento externo. Por segurança, foi realizado um travamento das fôrmas por meio de um perfil de madeira parafusado sobre elas, unindo as laterais. Todas as madeiras

utilizadas na montagem das fôrmas foram travadas com parafusos, o que garantia maior facilidade de desforma. A Figura 47 ilustra a situação descrita.

Figura 47 – Fôrmas das lajes



Fonte: Próprio autor.

O procedimento utilizado para a moldagem das lajes baseou-se no procedimento descrito por Fazzan (2011). Após a montagem e o nivelamento das fôrmas, foram colocadas as duas vigotas treliçadas, com meia lajota de EPS de cada lado e uma lajota completa ao centro, para garantir o correto posicionamento das vigotas. Procedeu-se com o preenchimento das faixas laterais e da faixa central com o restante do EPS. Devido à não coincidência de tamanhos, duas das peças de EPS foram cortadas no tamanho de 90 cm, sendo uma mantida inteira e a outra, partida ao meio no eixo longitudinal, para posicionamento nas faixas laterais. A Figura 48 demonstra o posicionamento das vigotas e lajotas de EPS.

Figura 48 – Posicionamento das lajotas e vigotas



Fonte: Próprio autor.

As armaduras transversais, de 4,2 mm de diâmetro, foram então posicionadas, garantindo-se um cobrimento de 2,5 cm, e amarradas nos banzos superiores da treliça. Em seguida, a barra de 6,3 mm diâmetro foi posicionada ao longo do eixo longitudinal da laje, fixada nas barras transversais, respeitando-se os mesmos 2,5 cm de cobrimento nas extremidades. Foram adicionados também 4 ganchos, fixados aos banzos superiores das treliças, com o mesmo diâmetro da barra de aço da armadura longitudinal, conforme mostrado na Figura 49.

Figura 49 – Posicionamento final das armaduras e ganchos



Fonte: Próprio autor.

Para o procedimento de moldagem, realizou-se o umedecimento das fôrmas, seguido do lançamento do concreto. Seu adensamento foi realizado com um vibrador de imersão, e sua superfície foi regularizada através de régua niveladora metálica e desempenadeira. A cura do concreto foi mantida por 7 dias, havendo molhamentos periódicos. A laje foi coberta por um pano (tricoline) que era mantido umedecido e por lona plástica, o que evitava a evaporação precoce da água e reduzia o processo de retração plástica do concreto. Essas partes do procedimento são exemplificadas na Figura 50.

Figura 50 – Concretagem, adensamento (a) e cura da laje (b)



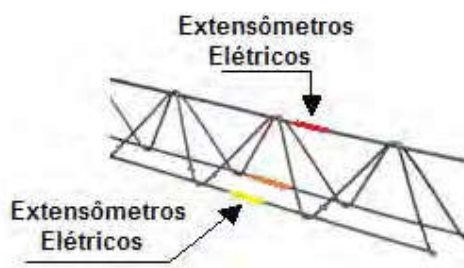
Fonte: Próprio autor.

4.2.13 Posicionamento dos extensômetros elétricos

A avaliação das deformações nas armaduras, no bambu e no concreto se deu por meio de extensômetros elétricos posicionados no centro do vão, local de máximo valor de momento fletor positivo.

Os protótipos LRef 2 (referência), LSR 2 (talisca Sem Reforços nos Nós) e LCR 2 (talisca Com Reforço nos Nós) tiveram suas armaduras treliçadas instrumentadas com extensômetros elétricos, cujo posicionamento pode ser visto na Figura 51.

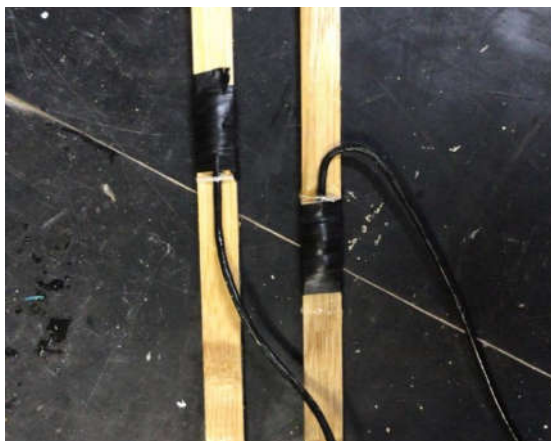
Figura 51 – Posicionamento dos extensômetros na armadura treliçada



Fonte: Adaptado de Fazzan (2011).

As lajes LSR 2 e LCR 2, além da armadura treliçada, também tiveram as taliscas de bambu instrumentadas, antes do procedimento de moldagem das vigotas (Figura 52). O restante do procedimento de moldagem das vigotas para as lajes identificadas com sufixo 2 segue conforme o exposto na seção 4.2.11.

Figura 52 – Taliscas com extensômetros



Fonte: Próprio autor.

Foram utilizados extensômetros elétricos da marca Kyowa. O modelo KFG-10-120-C1-11 foi usado para medir as deformações nas taliscas de bambu e o modelo KFG-2-120-C1-11 T-F7, para medir as deformações nas armaduras treliçadas.

As deformações longitudinais do concreto na capa dos protótipos foram medidas através de extensômetros posicionados na face superior de cada laje, no meio do vão. Foram utilizados 3 extensômetros, por laje, da marca Excel e especificações PA-06-1500BA-120-L, nas lajes LRef 2, LSR 2 e LCR 2. A colagem foi realizada uma semana antes do ensaio de ruptura, para a idade de 21 dias do concreto da capa dos protótipos de laje. A Figura 53 exemplifica a situação final da colagem do extensômetro na capa de concreto.

Figura 53 – Extensômetros colados na capa de concreto do protótipo

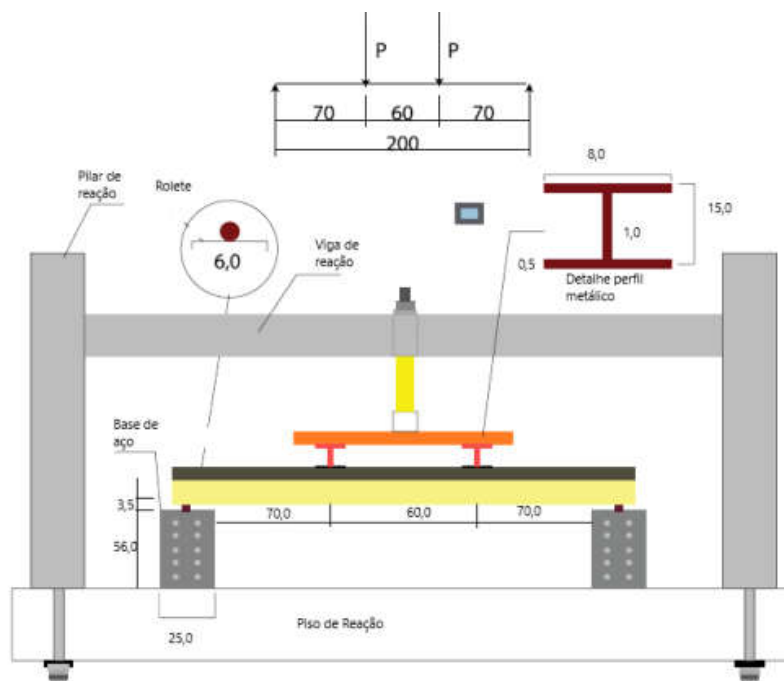


Fonte: Fazzan (2011).

4.2.14 Ensaios de flexão a quatro pontos

O carregamento aplicado procurou simular uma situação de flexão pura no terço médio aproximado dos protótipos (Figura 54). A estrutura de reação foi composta por um pórtico metálico e pela laje de reação do NEPAE. Os protótipos tiveram suas extremidades simplesmente apoiadas.

Figura 54 – Esquema estático do modelo do ensaio (unidades em cm)



Fonte: Próprio autor.

Foram utilizados perfis metálicos com um peso total de 89,2 kgf para poder distribuir a força aplicada pelo macaco hidráulico. O ensaio foi interrompido com a ruptura total da laje, quando ela apresentou apenas uma resistência residual ao carregamento. A Figura 55 ilustra o posicionamento dos perfis metálicos, do macaco hidráulico e dos LVDTs utilizados no ensaio de flexão.

Figura 55 – Ensaio de flexão da laje



Fonte: Próprio autor.

4.2.15 Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento se deu conforme o procedimento descrito no trabalho de Tsutsumoto (2016). Para a realização deste ensaio, foram utilizadas 5 taliscas com 60 cm de comprimento, visando à confecção dos corpos de prova. As taliscas foram impermeabilizadas conforme as seções 4.2.5 e 4.2.6., e foi feito um reforço nos nós que não seriam imersos no concreto.

Para controle da zona de aderência entre o concreto e a talisca, os 12 cm iniciais e os 12 cm finais do trecho de 30 cm da talisca que estavam imersos no concreto foram revestidos de graxa, jornal e fita crepe.

Os corpos de prova usados no ensaio de arrancamento foram moldados em fôrmas cilíndricas de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, com as taliscas posicionadas em seu centro. O concreto utilizado foi o mesmo descrito na seção 4.2.9 e misturado conforme a seção 4.2.10. Seu adensamento foi realizado por meio de um vibrador de imersão. Os corpos de prova foram desformados após 24 h e ficaram em cura úmida por 7 dias.

Os corpos de prova receberam capeamento em gesso e placa de aço para correta distribuição das tensões. As deformações da parte não-imersa da talisca foram medidas por meio de LVDTs e foram realizados ensaios de compressão diametral para aferimento visual do escorregamento do bambu. Os ensaios foram realizados em uma máquina universal, com carregamento crescente, até que o escorregamento da talisca de bambu fosse observado.

4.2.16 Ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento no plano da colagem do reforço dos nós

A determinação da resistência ao cisalhamento foi realizada em máquina universal, em ensaio de tração (seção 4.2.4). Foram ensaiados dois corpos de prova compostos por dois trechos de 20 cm de taliscas sem nós, coladas uma à outra em um trecho de 5 cm, limitado pelo uso de fita crepe para impedir a aderência do adesivo químico Sikadur 32.

A resina foi aplicada conforme explica a seção 4.2.5, sendo os corpos de prova fixados conforme descrito na seção 4.2.4 (Figura 35). Para centralização da resultante de tração paralela às fibras nos corpos de prova, foram coladas peças de 7 cm de comprimento de bambu nas extremidades, além de placas metálicas em ambos os lados, para evitar o esmagamento de suas extremidades. A Figura 56 exemplifica o corpo de prova e o ensaio de tração paralela às fibras.

Figura 56 – Corpo de prova de cisalhamento no plano de colagem



Fonte: Próprio autor.

4.2.17 Ensaio de determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do bambu

Os ensaios foram realizados em máquina universal, por tração simples (seção 4.2.4). Foram preparados 5 corpos de prova de, aproximadamente, 35 cm de comprimento e região nodal no centro. Todos eles tiveram suas extremidades protegidas por placas metálicas, visando evitar o esmagamento do bambu nessas regiões.

Para a determinação do módulo de Young, foram utilizados quatro corpos de prova, sendo que dois deles estavam reforçados nos nós e os outros dois, não.

Os corpos de prova com reforço foram instrumentados tanto na região do reforço como na região internodal. A Figura 57 exemplifica os corpos de prova e a disposição dos extensômetros.

Figura 57 – Corpos de prova dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade do bambu



Fonte: Próprio autor.

Para o único corpo de prova destinado a obter o coeficiente de Poisson, foram colados dois pares de extensômetros angulados de 90° entre si, sendo um na direção axial e outro, na direção transversal, tanto para região nodal quanto na região sem a presença do nó. O coeficiente de Poisson foi determinado pelas relações matemáticas descritas nas Equações 9 e 10:

$$\varepsilon_y = -\nu \times \varepsilon_x$$

$$\varepsilon_y = \frac{-\nu}{E_b} \times \sigma_x$$

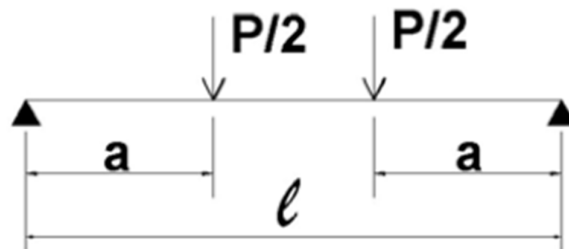
Sendo ν o coeficiente de Poisson, ε a deformação específica do material, E_b o módulo de Young do bambu, σ a tensão normal e os índices x e y relativos às direções axial e transversal, respectivamente.

4.2.18 Determinação do momento para ELS de deslocamento excessivo das lajes com e sem a adição de taliscas bambu

Devido ao esquema estático do ensaio, mostrado na Figura 58, a Equação 6, descrita na seção 2.4.2, deve ser substituída pela Equação 11:

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{(P/2) \times a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)}{24 \times E_c \times I_m} \quad (11)$$

Figura 58 – Esquema estático do ensaio



Fonte: Trigo (2008).

As demais equações da seção 2.4.2, valem conforme descritas, e, segundo as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), valem também as Equações 12 a 14:

$$E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_c} \quad (12)$$

$$f_{ct} = 0,3 \times f_c^{2/3} \quad (13)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (14)$$

Sendo α_E igual a 1,2 para agregados basálticos, E_s o módulo de elasticidade do aço e $f_{ct,inf}$ a resistência mínima à tração do concreto.

4.2.19 Determinação do momento último teórico das lajes com e sem adição de armadura de bambu

De acordo com os valores obtidos por Sousa (2014), pode-se supor que a laje terá sua ruptura no domínio 2(a), com deformações no concreto inferiores a 0,2% e igual a 1% no aço (Figura 15). O momento último teórico da laje usada como referência foi calculado por meio de uma planilha eletrônica, utilizando-se as características da Figura 12 e as propriedades mecânicas teóricas do aço e do concreto.

O cálculo do momento último das lajes reforçadas com bambu deve considerar a parcela de contribuição do bambu na resistência total, seguindo a mesma rotina de cálculo da planilha.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

As simulações de elementos finitos dos protótipos de laje descritos na seção 4.2.12 foram desenvolvidos no software ABAQUS. O processo de modelagem, incluindo as propriedades não-lineares, seção dos elementos, geometria, discretização, tipos de análise, condições de contorno e carregamentos são discutidos neste capítulo.

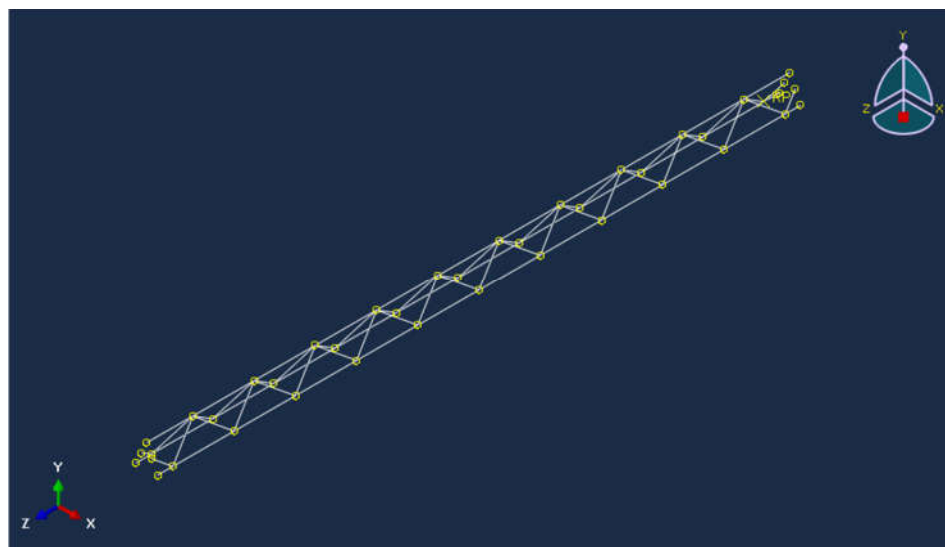
5.1 MODELAGEM DOS PROTÓTIPOS

Os modelos numéricos seguem as denominações LRef e LSR, correspondentes aos protótipos de laje descritos por estes mesmos códigos, compreendendo as mesmas partes e elementos destes. Para tal, os modelos foram divididos em cinco elementos principais, criados separadamente, para, depois, serem unidos no módulo *Assembly* do ABAQUS.

O primeiro e o segundo elemento, presentes em todos os modelos, são as armaduras complementares longitudinal e transversal, respectivamente. Essas armaduras foram modeladas pelo tipo *wire*, com seções do tipo *beam*, e características mecânicas obtidas por meio de ensaios experimentais. A armadura transversal foi replicada conforme o espaçamento especificado na seção 4.2.12.

A armadura treliçada foi modelada com uma altura de 75 mm e distância de 70 mm entre os banzos (Figura 59), apresentando uma simetria em relação ao plano transversal médio. Suas dimensões e características mecânicas correspondem àquelas obtidas com o fabricante e por meio de ensaios de caracterização, respectivamente.

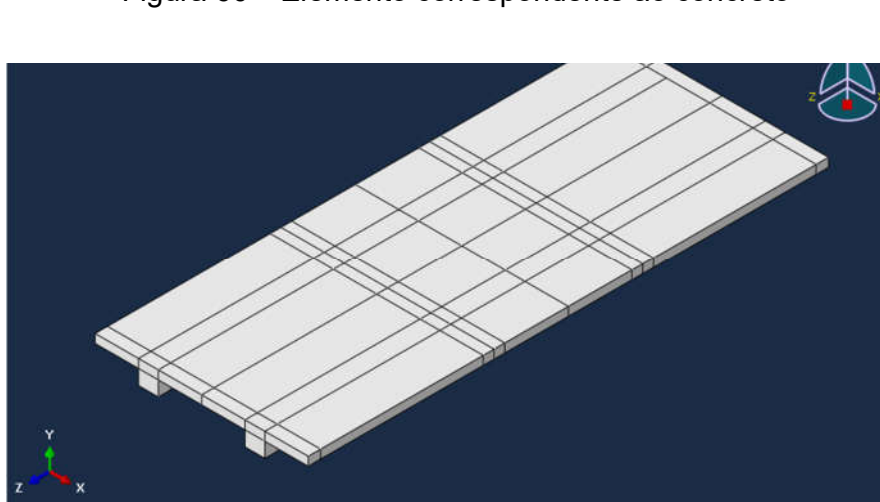
Figura 59 – Modelo de treliça



Fonte: Próprio autor.

O elemento de concreto foi considerado único, não havendo separação entre a sapata e a capa. Foi considerada uma largura padrão de 80 mm para as nervuras, sendo as demais dimensões idênticas à contraparte experimental. O elemento foi modelado por meio de uma extrusão de sólido, sendo o elemento posteriormente particionado para auxiliar na regularização da malha e aplicação do carregamento. A Figura 60 ilustra o que foi descrito.

Figura 60 – Elemento correspondente ao concreto

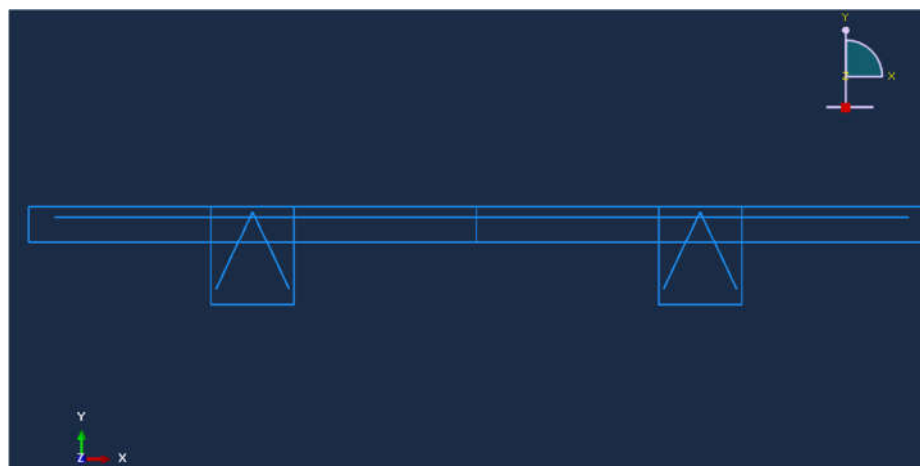


Fonte: Próprio autor.

As taliscas foram modeladas também por extrusão de sólidos, formando uma barra maciça de dimensões de 20 mm x 5 mm. Foi depois repartida em espaçamentos regulares, buscando criar as regiões nodais e internodais.

A Figura 61 apresenta a seção transversal do modelo LRef de forma translúcida, possibilitando a visão dos elementos de barra e sua disposição.

Figura 61 – Seção transversal LRef

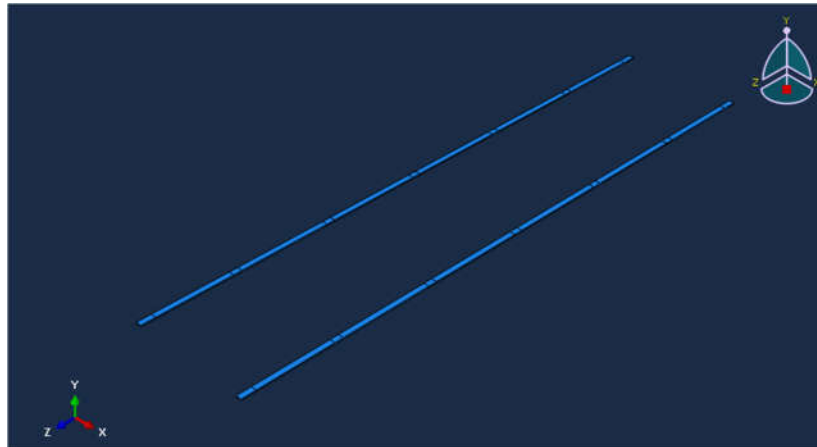


Fonte: Próprio autor.

Os banzos inferiores foram posicionados a uma distância de 15 mm da face inferior e 5 mm das faces laterais da nervura. A armadura longitudinal foi posicionada na mesma altura dos banzos superiores, a 5 mm da face superior, centralizada nas direções transversal e longitudinal. As armaduras transversais foram rebaixadas o equivalente à soma dos raios da barra longitudinal e da barra transversal.

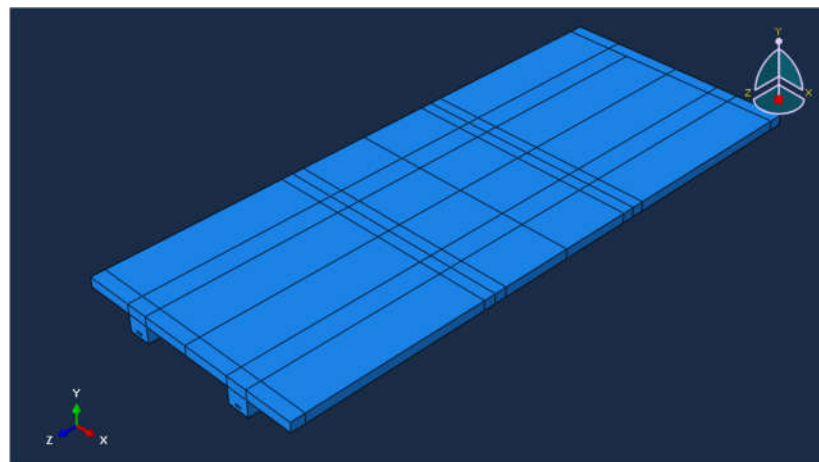
O posicionamento das taliscas respeitou o mesmo distanciamento da face inferior da nervura (15 mm), centralizado em relação às faces laterais da nervura. A Figura 62 apresenta as taliscas de bambu e a Figura 63 apresenta o modelo da peça de concreto; já a Figura 64 demonstra, de maneira translúcida, o posicionamento dos elementos do modelo LSR.

Figura 63 - Taliscas de bambu sem reforço



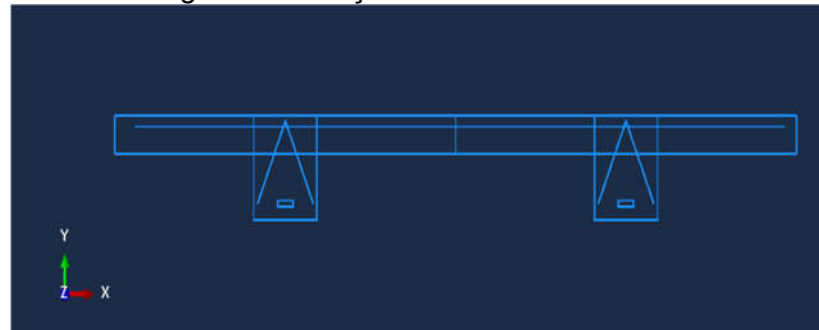
Fonte: Próprio autor.

Figura 62 – Capa de concreto com furo para LSR



Fonte: Próprio autor.

Figura 64 – Seção transversal do modelo LSR



Fonte: Próprio autor.

5.2 MODELAGEM DOS ELEMENTOS

Os elementos constituintes da capa de concreto e das taliscas de bambu foram modelados por meio de elementos contínuos tridimensionais de 8 nós e com apenas um ponto de Gauss (C3D8R), chamados de integração reduzida, e, por este motivo, com um menor esforço computacional.

As armaduras longitudinal e transversal, posicionadas na capa das lajes, foram modeladas por meio de elementos tridimensionais de barra (B31), com apenas os nós nas extremidades. Para os elementos da treliça metálica, elementos tridimensionais de treliça (T3D2), com nós nas extremidades, foram utilizados.

5.3 INTERAÇÃO DOS ELEMENTOS

A conexão entre os elementos deve ser corretamente assegurada. Para tanto, optou-se pela opção de embutimento das armaduras no volume de concreto, garantindo a solidariedade entre estes materiais e a compatibilização dos deslocamentos, por meio do recurso *embedded elements*.

Para as taliscas de bambu, foi considerada a resistência ao arrancamento obtida nos ensaios descritos em 4.2.15 entre estas e o concreto, trabalhando com coeficientes de fricção em modelagem tipo *penalty* (utilizou-se *contact elements* para a interação entre a talisca e o volume de concreto), com um coeficiente de fricção de 0,6 (definido experimentalmente) e *shear stress limit* definido, de acordo com os resultados supracitados. Foram inseridos também, nos 5 cm iniciais e finais das taliscas, a restrição do tipo *tie* (restrição do tipo *multi-point constraint*) com o concreto adjacente, baseado na suposição de aderência perfeita na região onde foi colocado o adesivo Sikadur 32, visando melhorar a aderência entre o concreto e a talisca. Em adição a isso, foi definido a opção *hard contact* para o comportamento normal da interação.

As condições do contorno visam mimetizar o comportamento dos roletes utilizados como apoio para os protótipos, definindo então, duas arestas em cada uma das almas do protótipo (na posição geométrica dos roletes). Cada uma destas arestas foi fixada a um nó de referência por meio de restrições do tipo *rigid body*. Estes nós de referência receberam *boundary conditions* do tipo *Displacement/Rotation*,

impedindo a movimentação e o giro destes pontos em determinados eixos. Para evitar deslocamentos de corpo rígido, em um dos apoios, representado pelas duas arestas de um lado do modelo, é aplicada a restrição na direção do eixo longitudinal, permitindo, a este apoio, apenas a possibilidade do giro; já para o outro apoio, considera-se a possibilidade de giro e deslocamento na direção paralela ao eixo longitudinal.

5.4 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

As características mecânicas dos aços constituintes dos modelos numéricos têm seus valores descritos no Apêndice B, a partir dos resultados apresentados na seção 6.5. Seu comportamento é baseado nas recomendações da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Foram utilizadas as tensões de Cauchy e deformações logarítmicas, conforme descritos no *ABAQUS Theory Guide* (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014).

5.5 MODELO CONSTITUTIVO DO BAMBU

Conforme as observações presentes no trabalho de Wang e Yang (2019), o bambu foi considerado um material elástico isotrópico, com módulos de 13 GPa para a região nodal e 16 GPa na região intermodal, com coeficiente de Poisson de 0,3 conforme os resultados obtidos nos ensaios experimentais descritos na seção 4.2. Por se tratar de uma situação de tração uniaxial, esta suposição é adequada, não tendo grande influência no comportamento global da estrutura.

5.6 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO

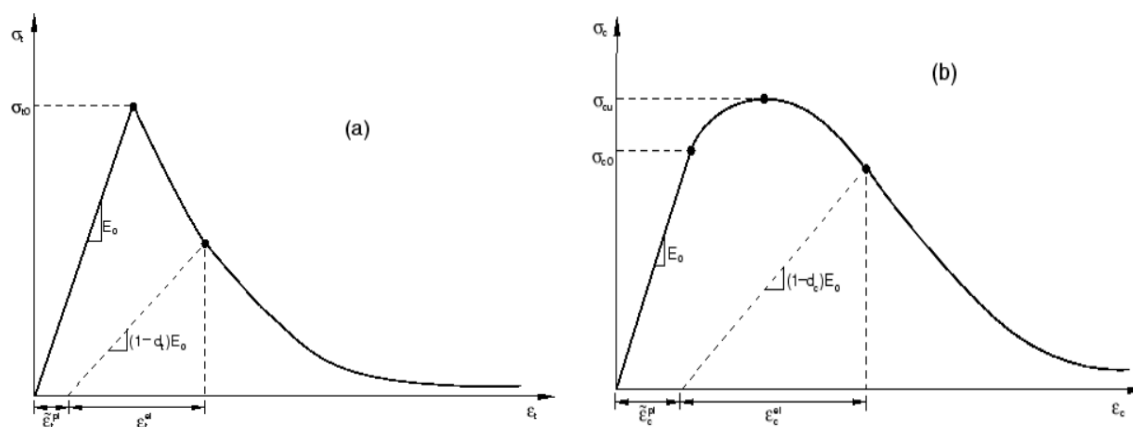
As características mecânicas do concreto foram inicialmente baseadas em um concreto de resistência à compressão igual a 27 MPa; as demais propriedades foram obtidas matematicamente a partir das recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para a modelagem do comportamento mecânico não-linear físico do concreto, utilizou-se o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), disponível no ABAQUS e que representa o comportamento de materiais quase-frágeis, conforme recomendação de Michał e Andrzej (2015).

O modelo do CDP foi descrito teoricamente por Lubliner *et al.* (1989) e desenvolvido no trabalho de Lee e Fenves (1998). As principais características do modelo, conforme Michał e Andrzej (2015), são:

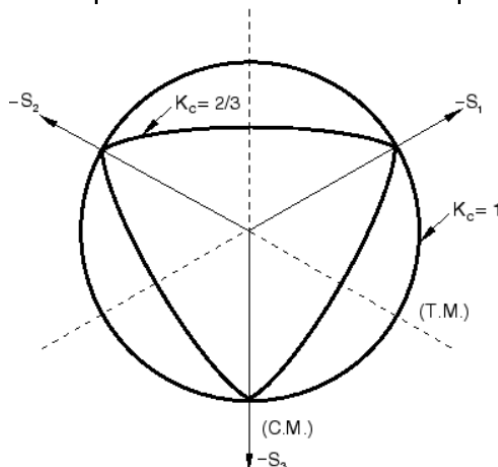
- dois mecanismos de falha, sendo um por fissuração devido à tração e o outro por esmagamento do concreto, apresentados nas Figuras 65 a 67;
- a rigidez do material é reduzida por dois parâmetros de dano, correspondendo um à tração e o outro à compressão;
- a função de escoamento do concreto é especificada de acordo com Lubliner *et al.* (1989) e o fluxo potencial é uma função hiperbólica definida no ABAQUS *Analysis User's Guide* (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014);
- o fluxo plástico é não-associado.

Figura 65 – Comportamento uniaxial em tensão de tração (a) e compressão (b)



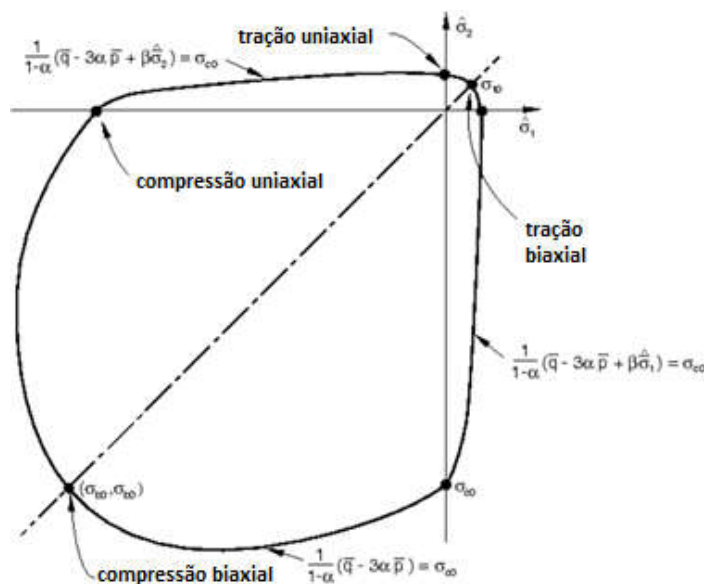
Fonte: ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION (2014).

Figura 66 – Superfície de escoamento no plano desviador



Fonte: ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION (2014).

Figura 67 – Superfície biaxial de escoamento



Fonte: ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION (2014).

Sob tração uniaxial (Figura 65a), a resposta tensão-deformação segue um comportamento linear-elástico até atingir a tensão de ruptura, que corresponde ao início da fissuração. Isto é representado macroscopicamente pela redução da rigidez da resposta tensão-deformação, induzindo uma deformação localizada na estrutura de concreto (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014).

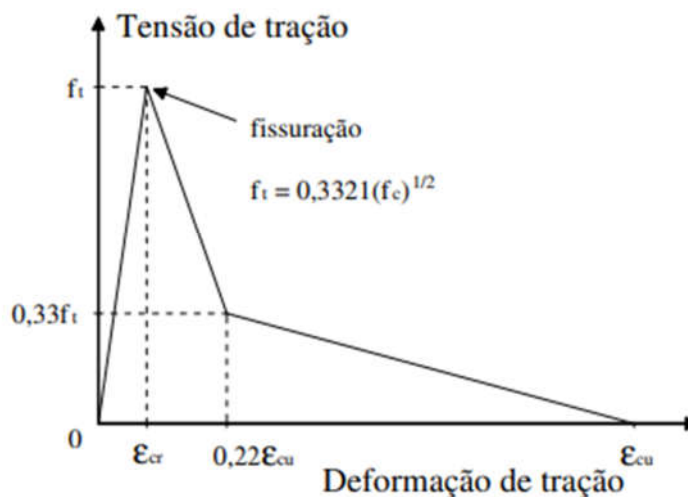
Na situação de compressão uniaxial, a resposta é linear até o limite de proporcionalidade. No regime plástico, a resposta é tipicamente caracterizada pela redução de rigidez seguida da degradação da resistência do material pós-pico. Essa representação (Figura 65b), demonstra de forma simplificada as principais características da resposta do concreto (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014).

O CDP requer a definição de diversos parâmetros de comportamento do concreto. Para as análises realizadas, foram inicialmente definidos os seguintes parâmetros:

- o ângulo de dilatação no plano p-q foi inicialmente adotado como sendo igual a 38° , seguindo-se a recomendação de Mokhatar e Abdullah (2012);
- adotou-se a excentricidade do fluxo potencial como sendo igual a um valor unitário, seguindo-se as recomendações de Jankowiak e Łodygowski (2005) e Mokhatar e Abdullah (2012);

- a razão K entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o meridiano de compressão, para a função de escoamento, foi adotada como sendo igual a 0,667, conforme Lubliner *et al.* (1989), que recomendaram um valor de $2/3$;
- a razão entre a tensão de escoamento biaxial e a tensão de escoamento uniaxial do concreto foi adotada como sendo, inicialmente, igual a 1,12, conforme visto no trabalho de Mokhatar e Abdullah (2012);
- o parâmetro de viscosidade, que foi estimado em estudo paramétrico (seção 5.9), variou entre os valores de 0 e 0,1;
- a relação entre a tensão e a deformação para o concreto em regime de compressão, como representada por meio de um conjunto de pontos (Apêndice C), conforme o comportamento descrito matematicamente na seção 8.2.10.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Foram utilizadas as tensões de Cauchy e deformações logarítmicas, conforme descritos no *ABAQUS Analysis User's Guide* (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014), para a obtenção destes pontos;
- a relação entre a tensão e a deformação do concreto tracionado foi definida a partir de um conjunto de pontos, mostrados no Apêndice C, com base no comportamento descrito por Huang *et al.* (2003). A Figura 68 apresenta o comportamento do concreto sob tração. Foram utilizadas as tensões de Cauchy e deformações logarítmicas, conforme descritos no *ABAQUS Analysis User's Guide* (ABAQUS 6.14 DOCUMENTATION, 2014), para a obtenção destes pontos, apresentados no Apêndice C;

Figura 68 – Comportamento do concreto sob tração



Fonte: Huang *et al.* (2003).

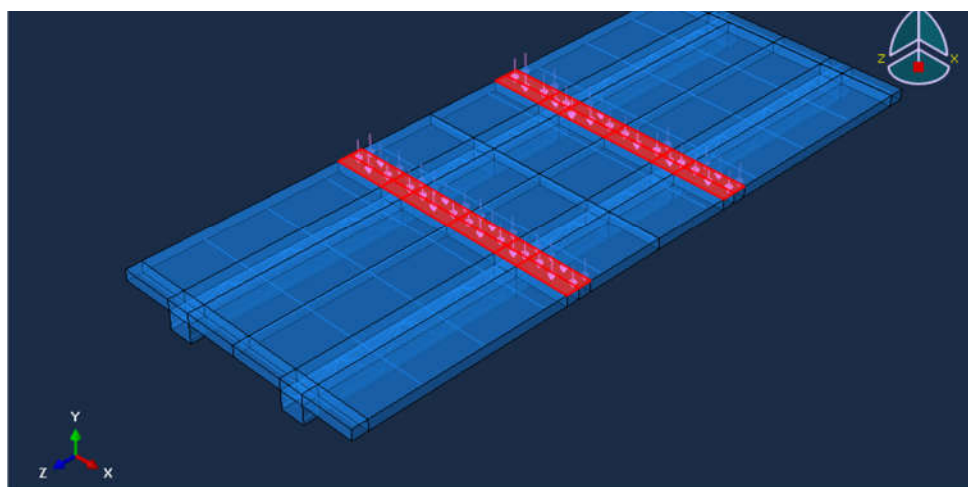
O valor de ϵ_{cu} é igual a $15 \epsilon_{cr}$, sendo ϵ_{cr} a divisão da tensão de fissuração $f_t = 0,3321(f_c)^{0,5}$ (ASCE, 1982) pelo módulo de elasticidade adotado para a compressão.

5.7 CARREGAMENTO

Foram inseridos os pesos específicos do concreto (24 kN/m^3) e do aço ($78,5 \text{ kN/m}^3$), tendo sido criado um passo de carregamento para realizar a introdução da aceleração da gravidade no modelo, no valor de $9,81 \text{ m/s}^2$.

Foram criadas duas superfícies de carregamento, conforme mostrado na Figura 69, buscando simular o posicionamento dos perfis metálicos sobre o protótipo. Estas superfícies estão simetricamente distantes de 300 mm da seção média da laje, tendo uma largura de 87 mm . Um carregamento, majorado, de $0,0869 \text{ MPa}$, foi aplicado nestas superfícies.

Figura 69 – Superfície de carregamento



Fonte: Próprio autor.

5.8 TESTE DE MALHA

Devido à fissuração que pode ocorrer nos elementos de concreto, a resposta do modelo é dependente do tamanho médio da malha de elementos finitos utilizada, apresentando respostas diferentes na relação “carregamento – deflexão” em função da variação do tamanho dos elementos, sendo, principalmente, afetada pelo comportamento inelástico sob tração. Malhas grosseiras (com tamanho médio de elementos maior) tendem a um incremento na capacidade de absorção de energia e não convergem para uma solução única (PUDDICOME, 2018).

Foram realizados diversos testes de malha no modelo representativo dos protótipos de laje tipo LRef, testes com três, quatro e cinco elementos na espessura da capa de concreto, buscando compreender o efeito da quantidade e do tamanho dos elementos no modelo numérico.

5.9 TESTE DE VISCOSIDADE

O parâmetro de viscosidade é introduzido no CDP para evitar problemas de convergência em análise estática para materiais não-lineares de comportamento frágil, como é o caso do material concreto (ZHOU, 2017; PUDDICOME, 2018). Este parâmetro permite que a superfície plástica potencial seja excedida em passos suficientemente pequenos. Lee e Fenves (1998) recomendaram que a viscosidade seja da ordem de 15% do tamanho do incremento dentro do passo de carga.

Devido à não-linearidade física e geométrica do modelo, o incremento não pôde ser fixado, tornando-se necessária a calibração da viscosidade para a obtenção de resultados satisfatórios.

Michał e Andrzej (2015) estudaram a variação do coeficiente de viscosidade entre zero e 0,01, obtendo comportamentos frágeis e com zonas definidas de fratura para valores próximos de zero; já para valores maiores de viscosidade, a zona de dano torna-se circular, o que não condiz com a realidade. Puddicome (2018) apresentou conclusões parecidas, alegando que o comportamento do elemento se torna muito rígido para valores muito grandes de viscosidade. Michał e Andrzej (2015) adotaram o valor de 0,0001.

Realizou-se, então, um estudo da influência do parâmetro de viscosidade na resposta mecânica do modelo LRef, observando-se as situações de velocidade de convergência e influência no resultado da simulação.

5.10 MONTAGEM DAS CURVAS MOMENTO – DEFLEXÃO

Realizada a calibração dos parâmetros, procedeu-se à análise dos modelos definitivos para LRef e LSR, gerando-se curvas de momento por deslocamento vertical (flecha), que, por sua vez, permitiu a comparação do modelo numérico de elementos finitos com os resultados experimentais obtidos. Considerou-se, para possibilitar a comparação, que o ponto de obtenção de 85 kN.cm no momento fletor seria o ponto de intersecção com o eixo das ordenadas, para os modelos numéricos.

Os modelos numéricos são indicados pelo código “Tipo_ABQ_Revisão”, onde o “Tipo” indica se o modelo é o LRef ou o LSR, e a “Revisão” representa a numeração do modelo, como neste exemplo: LRef_ABQ_r01, indicando a primeira configuração do modelo numérico LRef para testes no *sol/ver* do ABAQUS.

6 RESULTADOS

6.1 RESULTADOS DO ENSAIO DE TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS DAS TALISCAS

Os valores médios de resistência à tração das taliscas utilizadas neste trabalho são apresentados na Tabela 22, bem como aqueles obtidos por Tsutsumoto (2016). Foram ensaiadas taliscas com e sem a presença do nó, além das que tiveram a região dos nós reforçada com adesivos e pequenos segmentos de talisca.

Tabela 22 – Resistência média à tração paralela às fibras do bambu (em MPa)

	Taliscas utilizadas neste trabalho				Tsutsumoto (2016)	
	Sem Nó	Com Nó	Com reforço (Resina de Mamona)	Com reforço (Sikadur 32)	Com Nó	Com reforço (Resina de Mamona)
Média (MPa)	84,4	61,3	69,8	69,3	103,5	137,5
Desvio-padrão (MPa)	15,8	10,0	17,3	6,0	15,5	17,9
Coefficiente de Variação (%)	18,8	16,3	24,7	8,6	15,0	13,0

Fonte: Próprio autor.

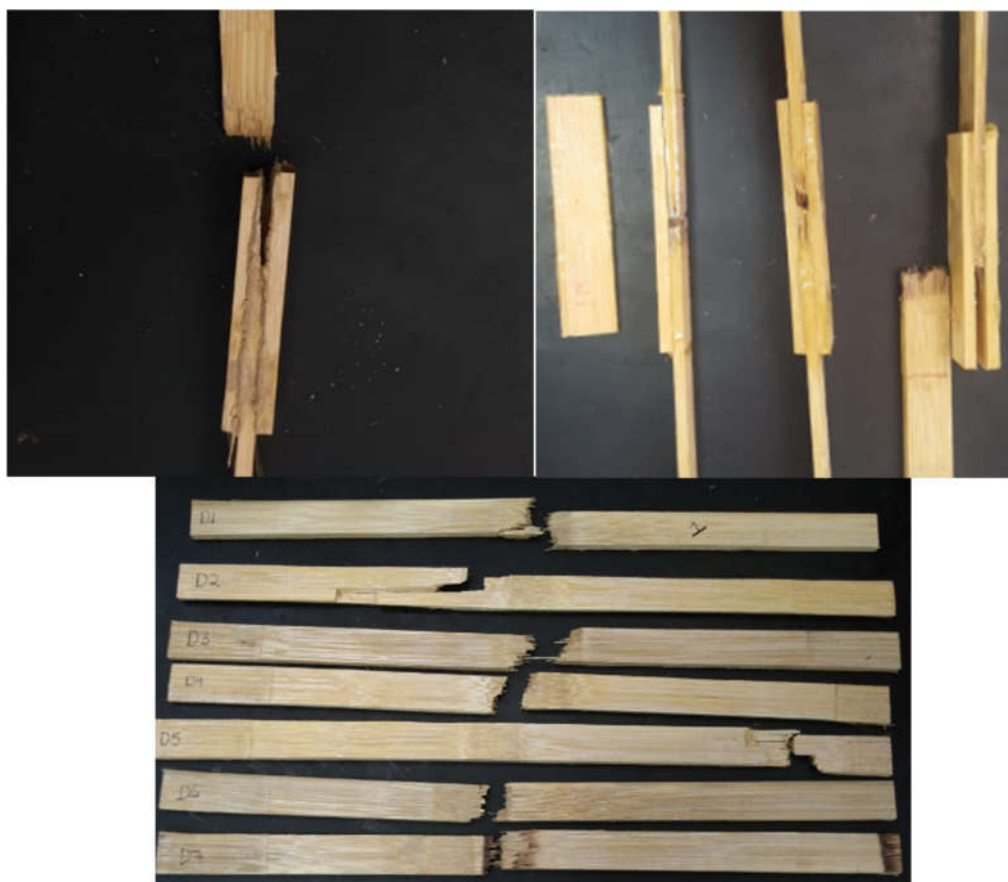
O primeiro ponto a ser considerado é a clara redução no valor da resistência à tração paralela às fibras causada pela presença do nó no corpo de prova, consoante com informações encontradas na literatura (PEREIRA; BERALDO, 2008; OKA *et al.*, 2014; TSUTSUMOTO, 2016). Quando a região do nó é reforçada, tanto por colagem com resina à base de óleo de mamona, quanto pelo uso de Sikadur, pode-se notar um acréscimo de, aproximadamente, 13% de resistência. Este valor é inferior ao ganho de resistência obtido por Tsutsumoto (2016), que obteve 20%.

Outro ponto importante a ser levantado, refere-se às diferenças de resistências à tração paralela às fibras obtidas para o bambu utilizado no trabalho de Tsutsumoto (2016), que obteve quase o dobro da resistência apresentada pelo bambu da presente pesquisa, sendo em torno de 130 MPa. Um pouco desta diferença deve ser creditada ao fato de que, apesar de o bambu ser da mesma espécie, foram cortados em locais diferentes, sendo, o deste trabalho, proveniente do Pomar da UNESP, enquanto que Tsutsumoto (2016) utilizou-se de moitas localizadas na Fazenda da UNESP; no

entanto, também pode-se sugerir que outros fatores tenham entrado em questão, como a diferença de idade e da época em que os colmos foram coletados. A natureza do solo em que as moitas foram plantadas também pode ter influenciado o valor de suas respectivas resistências.

Nas taliscas utilizadas neste trabalho, observou-se que a utilização do Sikadur 32 apresentou resultado semelhante ao da resina de mamona, mas com um coeficiente de variação bem menor. O alto valor de dispersão para a resina à base de mamona pode indicar incompatibilidade entre o método de colagem e o material adesivo. A exemplo do encontrado por Tsutsumoto (2016), o processo de ruptura se deu inicialmente por cisalhamento no plano de colagem do reforço com a talisca, seguida por imediata ruptura dela na região do nó. A Figura 70 apresenta o aspecto de diversos corpos de prova rompidos.

Figura 70 – Exemplos de taliscas rompidas



Fonte: Próprio autor.

Como pode ser visto na Figura 70, um problema encontrado no decorrer deste ensaio foi que a ruptura, em alguns corpos de prova, ocorreu próxima à garra de fixação, por esmagamento transversal às fibras. Este modo de ruptura foi especialmente repetido nos corpos de prova sem a presença do nó. Para o cálculo da resistência média à tração paralela às fibras foram considerados apenas os corpos de prova que se romperam em posições um pouco mais distantes da garra.

6.2 RESULTADOS DO GANHO DE MASSA APÓS O PROCESSO DE IMPERMEABILIZAÇÃO

O ensaio de ganho de massa apresentou resultados consistentes, o que garantiu um controle na qualidade do tratamento das taliscas durante o processo de impermeabilização. A Tabela 23 apresenta os resultados do ensaio.

Tabela 23 – Resultados do ensaio de ganho de massa das taliscas de bambu obtidos após a impermeabilização com látex

CP	Massa antes (g)	Massa depois (g)	Diferença (g)	Ganho de massa (g/cm ²)
1	121,8	144,9	23,0	2,2 E-2
2	122,4	144,2	21,8	2,1 E-2
3	121,5	143,4	21,9	2,1 E-2
4	111,0	132,1	21,0	2,0 E-2
Média				2,1 E-2
Desvio-padrão				7,8 E-4
Coefficiente de Variação (%)				3,76

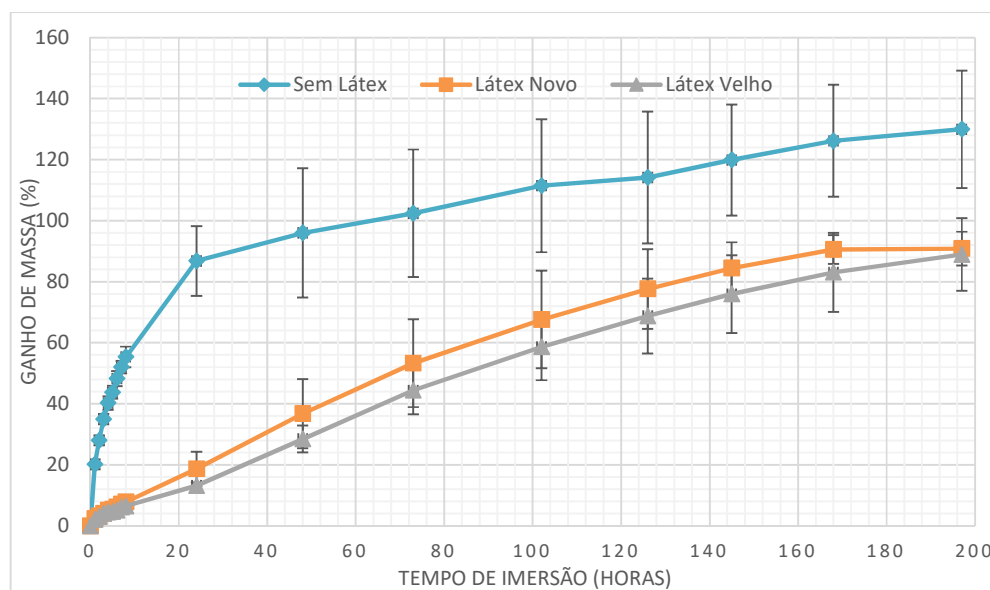
Fonte: Próprio autor.

Os valores encontrados podem ser comparados com aqueles apresentados por Tsutsumoto (2016), que apresentou um ganho final de 0,15 g/cm² no processo de impermeabilização, e que é 7 vezes mais elevado do que os apresentados neste trabalho. Destaca-se, no entanto, que o peso médio dos corpos de prova de Tsutsumoto era de 29,6 g, indicando que os corpos de prova utilizados pela autora eram muito menores do que as taliscas empregadas no presente estudo.

6.3 RESULTADOS DO GANHO DE MASSA POR ABSORÇÃO DE ÁGUA

A Figura 71 apresenta as medições feitas por meio da pesagem das taliscas de bambu até o período correspondente a 8 dias de imersão, onde pode-se notar o claro efeito de impermeabilização propiciada pelo emprego do látex.

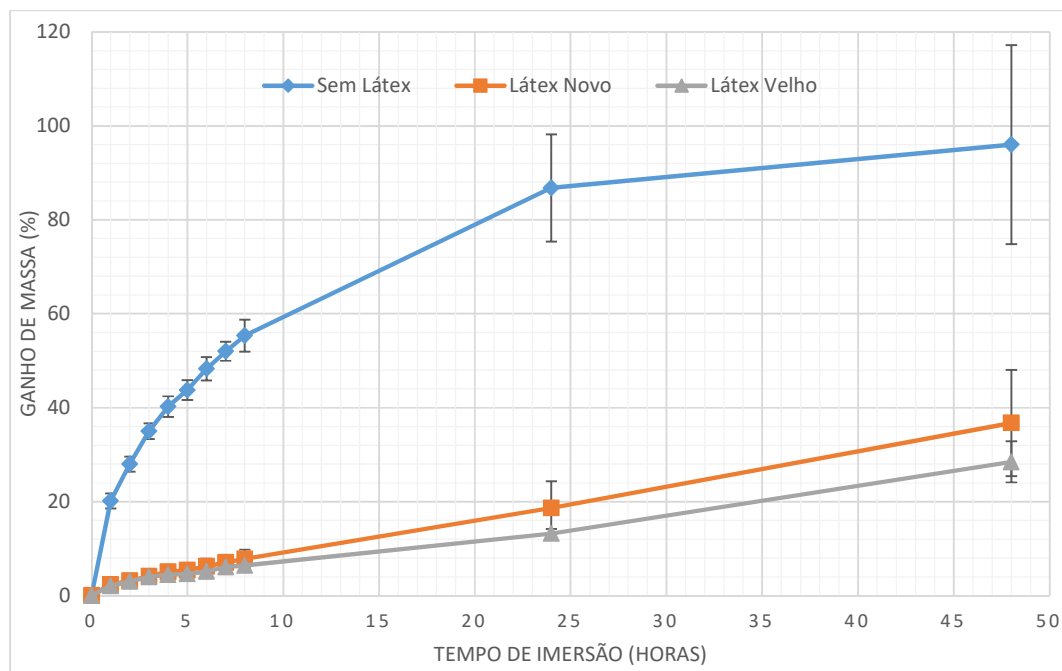
Figura 71 – Ensaio de ganho de massa por absorção de água para 196 h



Fonte: Próprio autor.

Para comparar com os valores encontrados no trabalho de Moraes (2012), especificamente a Figura 22 na seção 3.7.1, a Figura 72 apresenta as medições efetuadas até 48 h após o início do ensaio.

Figura 72 – Ensaio de ganho de massa por absorção de água após 48 h



Fonte: Próprio autor.

Os valores obtidos no ensaio apresentam comportamento com características muito próximas aos valores obtidos por Moraes (2012), apresentados na Figura 23. No entanto, mesmo estendendo-se ao limite inferior da faixa de valores no desvio-padrão, têm-se valores superiores aos encontrados no trabalho de Moraes. Algum tipo de não-conformidade nos corpos de prova pode ter sido responsável pelo aumento de absorção de água pelo bambu impermeabilizado, observando-se pequenas aberturas na película impermeabilizante.

Uma das hipóteses testadas neste ensaio era a perda de capacidade de impermeabilização do látex utilizado nas pesquisas de Moraes (2012) e Tsutsumoto (2016), tratada nas figuras anteriores como “látex velho”. Em comparação com os resultados apresentados no trabalho de Moraes (2012), pode-se notar um aumento no ganho de massa por absorção, o que indicaria uma perda da capacidade de impermeabilização. Comparada com o “látex novo”, o “látex velho” apresentou um melhor valor de impermeabilização caso se considere apenas as 48 h iniciais.

Além da possibilidade de defeitos nos corpos de prova, as diferentes características do bambu da pesquisa de Moraes (2012) e deste trabalho podem contribuir para as diferenças de comportamento encontradas nestes ensaios.

Nota-se, principalmente, a diferença de valores de ganho de massa para bambu natural, que teria absorvido muito mais água com 48 h de imersão neste trabalho (cerca de 98% da própria massa), do que após às 55 h no trabalho de Moraes (2012), cujos corpos de prova absorveram cerca de 62% da própria massa em água. Esta maior taxa de absorção para o bambu natural, utilizado neste trabalho, pode ter interferido nos valores obtidos para os corpos de prova impermeabilizados.

6.4 CISALHAMENTO NO PLANO DE COLAGEM

Os corpos de prova apresentaram ruptura com tensões de cisalhamento da ordem de $3,3 \pm 0,2$ MPa, tendo sido rompido na região localizada no plano de colagem e não nas garras ou por tração, validando o formato do experimento.

Observou-se o arrancamento as fibras de uma ou de ambas as taliscas, em um mecanismo de ruptura que, supõe-se, vem do descolamento da face imediata do restante da talisca, seguido da ruptura por tração das fibras aderidas à cola, devido à concentração de tensões, conforme ilustrado na Figura 73.

Figura 73 – Corpos de prova do ensaio de cisalhamento rompidos



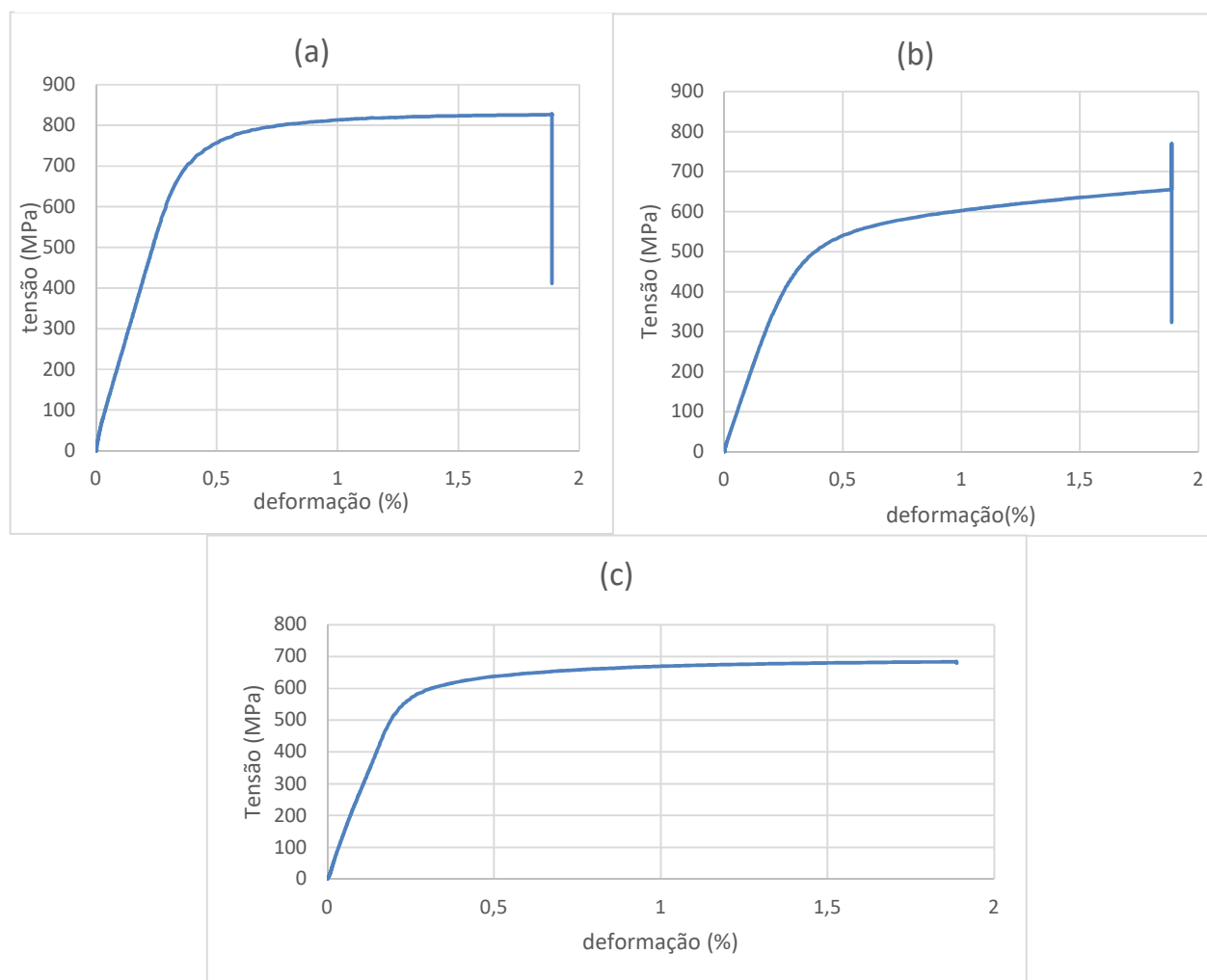
Fonte: Próprio autor.

Com base nos valores obtidos de no ensaio, bem como o mecanismo de ruptura, e tendo também posse dos valores de resistência adesiva (18,4 MPa para tração, conforme o fabricante), pode-se confirmar o bambu como elemento limitante.

6.5 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

As barras de aço de 4,2 mm e 6,3 mm apresentaram tensões de ruptura correspondentes a 827 e 770 MPa, respectivamente. A barra de aço de 6 mm da treliça apresentou resistência média de 692 MPa. A Figura 74 apresenta o comportamento dos corpos de prova até a ruptura. Torna-se importante destacar que os extensômetros colados às barras de 4,2 e de 6,3 mm romperam-se com aproximadamente 1,886% de deformação, não possibilitando a obtenção do gráfico até o instante de ruptura dessas barras.

Figura 74 – Gráfico de tensão x deformação de 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm (c)

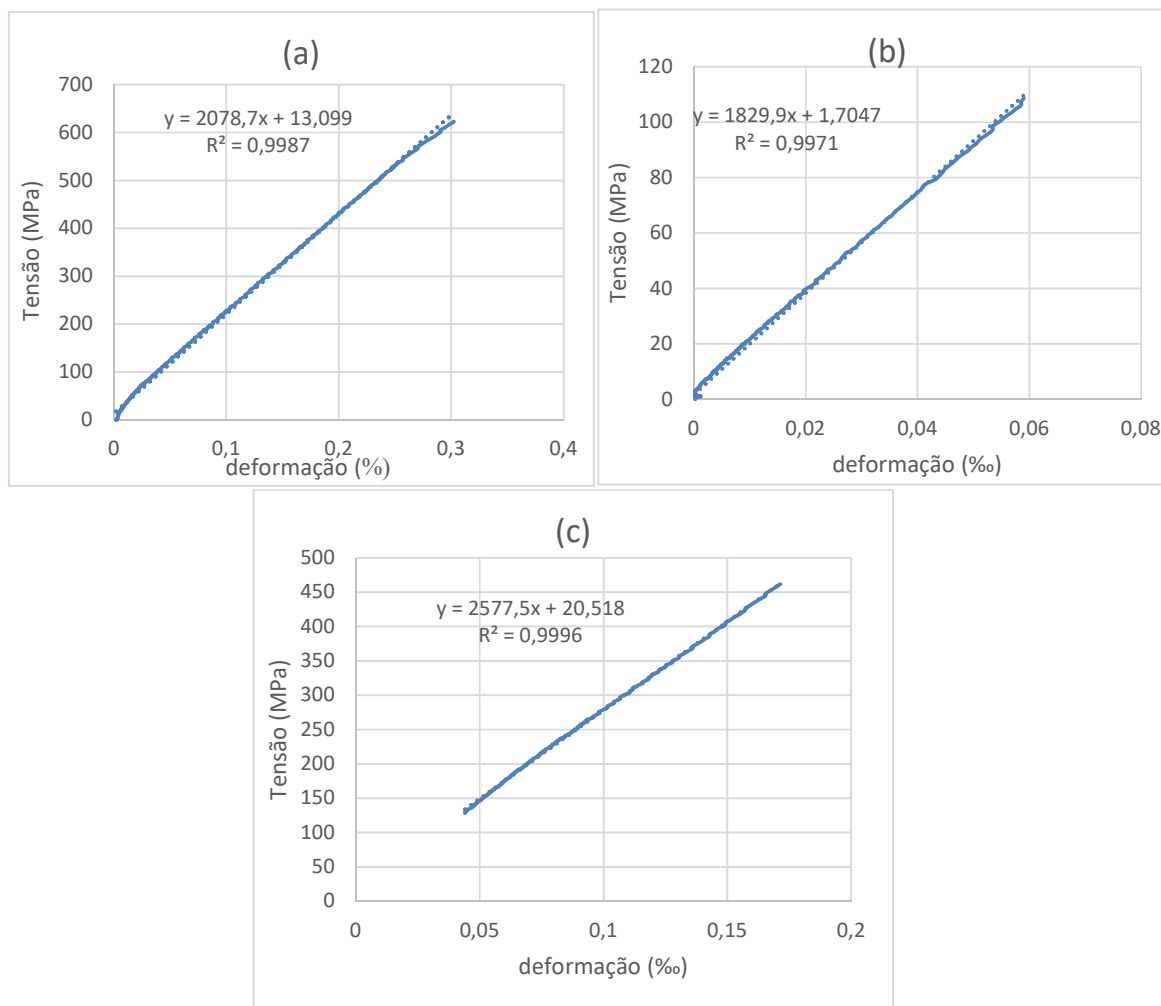


Fonte: Próprio autor.

Pode-se notar que, apesar da falha no extensômetro, todas as barras apresentaram comportamento clássico de aço CA-60, em função de não se observar

um patamar de escoamento bem definido. No entanto, observou-se que a barra com diâmetro de 6,3 mm apresentou um significativo acréscimo de resistência no final do ensaio, definindo o que seria um comportamento de encruamento. A Figura 75 apresenta o trecho elástico dos gráficos presentes na Figura 74, possibilitando o cálculo do módulo de elasticidade do aço.

Figura 75 – Módulo de elasticidade de 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm (c)

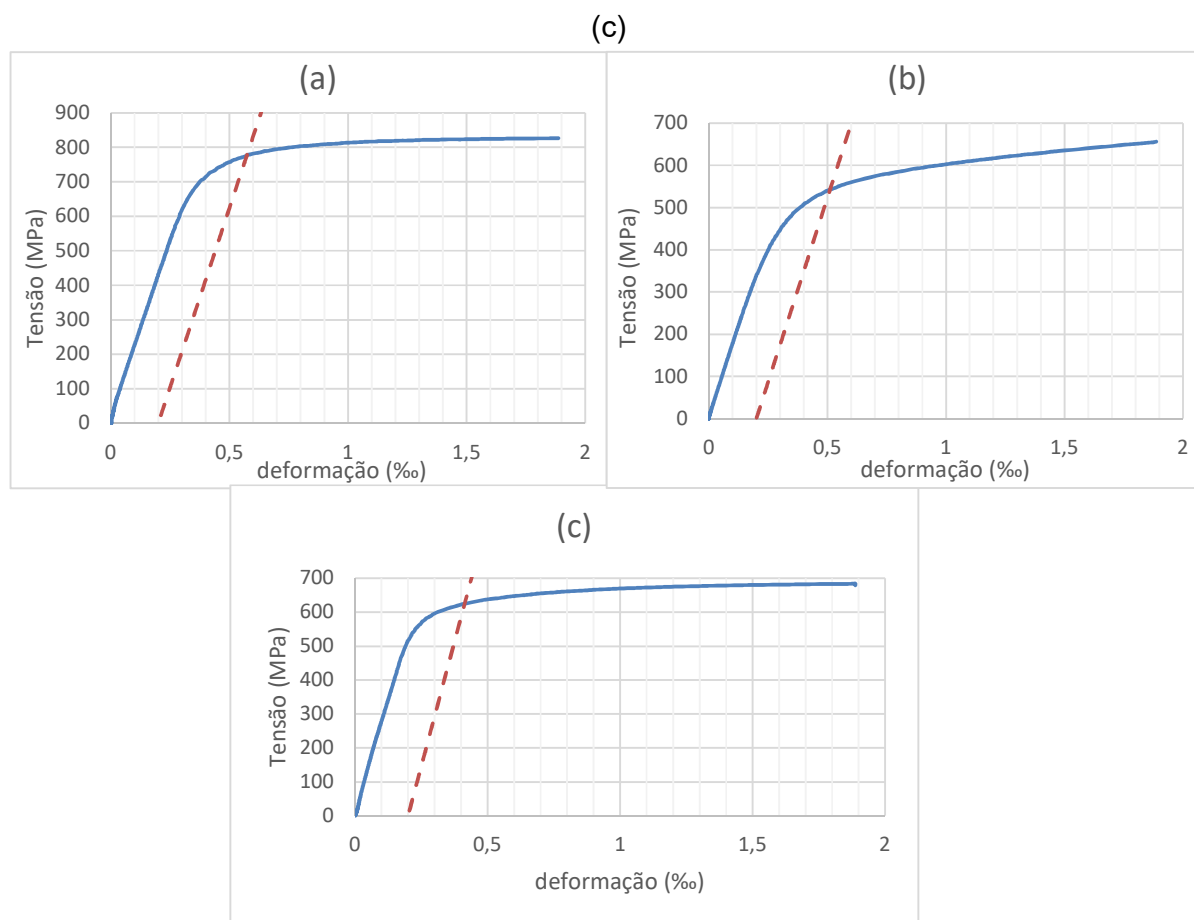


Fonte: Próprio autor.

Os valores dos módulos de elasticidade encontrados para as barras de 4,2 mm, 6,3 mm e 6 mm foram de 207,9 GPa, 182,9 GPa e 257,7 GPa, respectivamente. O segundo pode ser considerado ligeiramente baixo para o comumente adotado na literatura, cujo valor teórico corresponde a 210 GPa, enquanto que o terceiro apresenta-se bem acima deste mesmo valor. Por fim, de posse do módulo de Young, podem-se obter os valores de tensão de escoamento, calculadas como sendo a tensão que provoca uma deformação residual de 0,2%. Foram obtidos os valores de

774 MPa para o aço de 4,2 mm, 547 MPa para o aço de 6,3 mm e 625 MPa para o aço da treliça (Figura 76).

Figura 76 – Tensão de escoamento/residual de 2‰ para 4,2 mm (a), 6,3 mm (b) e 6 mm



Fonte: Próprio autor.

A Tabela 24 resume os valores obtidos para cada um dos diâmetros caracterizados.

Tabela 24 – Caracterização do aço

Identificação	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de escoamento (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Ø 4,2 mm (a)	827	774	207,9
Ø 6,3 mm (b)	770	547	182,9
Ø 6 mm (c)	692	625	257,7

Fonte: Próprio autor.

6.6 ENSAIO DE ARRANCAMENTO

A Tabela 25 apresenta os resultados das forças de arrancamento para cada um dos 5 corpos de prova ensaiados.

Tabela 25 – Resultados de arrancamento

CP	Força (kgf)	comprimento (cm)	espessura (cm)	largura (cm)	Área (cm²)	Tensão de aderência (MPa)
1	218,72	6,3	0,65	2,05	34,02	0,63
2	225,74	6,5	0,55	2,1	34,45	0,64
3	217,72	6,5	0,65	2,1	35,75	0,60
4	210,69	6,65	0,6	2,05	35,245	0,59
5	240,79	6,3	0,6	2,1	34,02	0,69
Média (MPa)						0,63
Desvio-padrão (MPa)						0,04
Coeficiente de variação (%)						6,05

Fonte: Próprio autor.

Foi obtida uma tensão de arrancamento de 0,63 MPa, que é próximo ao encontrado por Moraes (2012) e inferior ao valor obtido por Tsutsumoto (2016), que foi de aproximadamente 0,89 MPa (Tabela 26). Supõe-se que esta diferença se deva principalmente às diferenças entre os bambus utilizados nessas pesquisas, mesmo que estes sejam da mesma espécie.

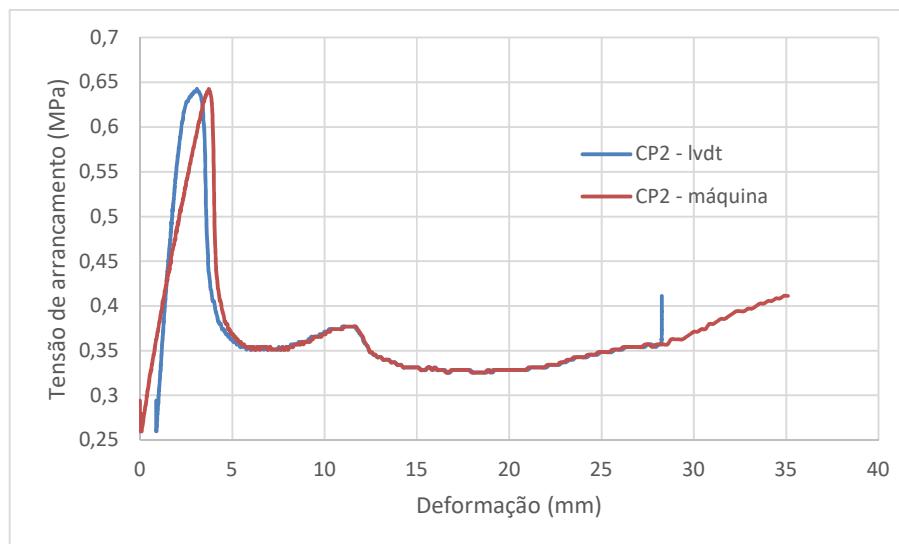
Tabela 26 – Comparação com resultados de trabalhos anteriores

	Moraes (2012)		Tsutsumoto (2016)		Amorim (2020)
	Natural	Látex	Sem reforço	Com reforço	Impermeabilizado com látex
Média (MPa)	0,63	0,60	0,89	Ruptura por Tração	0,63
Desvio-padrão (MPa)	0,18	0,24	0,06		0,04

Fonte: Próprio autor.

A Figura 77 apresenta o comportamento do CP2, servindo de exemplo para o comportamento dos outros 4 corpos de prova, todos bem similares.

Figura 77 – Comportamento do corpo de prova no ensaio de arrancamento



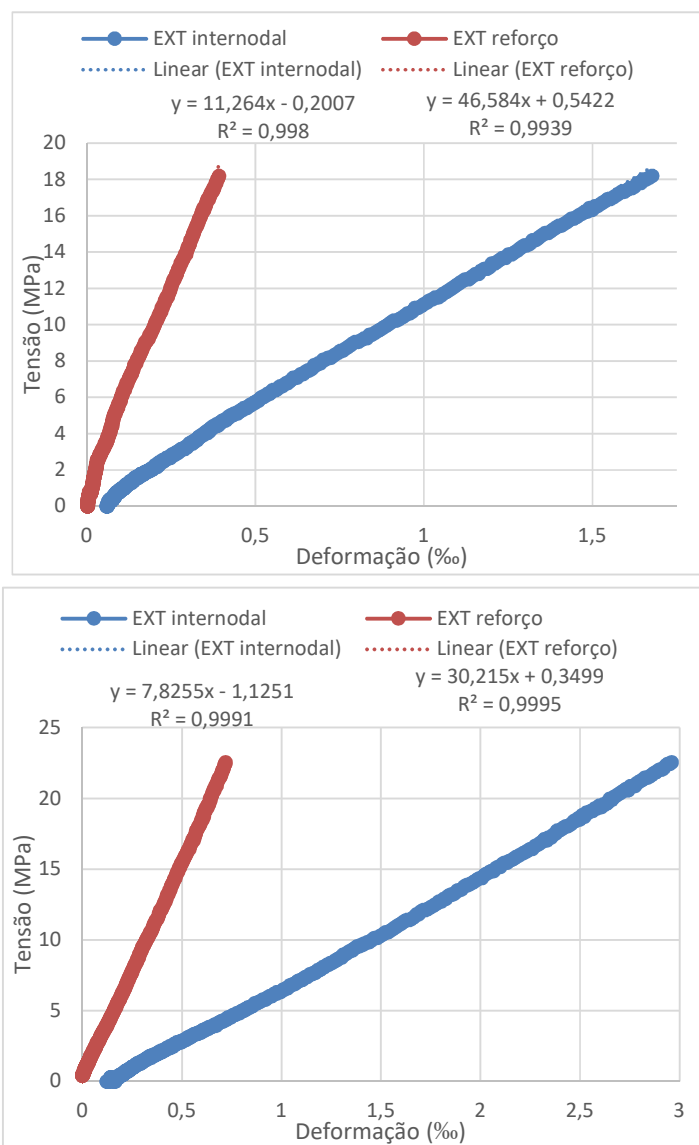
Fonte: Próprio autor.

O comportamento apresentado se repete nos demais corpos de prova, havendo no gráfico a linha de comportamento medida pelo LVDT, considerada mais precisa; no entanto, devido ao limite de capacidade de medição do LVDT, os deslocamentos da parte móvel da máquina universal, que também puderam ser registrados, foram úteis no sentido de acompanhar o comportamento das taliscas até o final do ensaio. Assume-se o começo do escorregamento do bambu a partir do momento em que o pico de resistência é atingido, passando-se, então, para uma situação de resistência proveniente do atrito entre o bambu e o concreto. Importa salientar que todos os corpos de prova apresentaram ruptura por escorregamento, não havendo ruptura da talisca em nenhum deles.

6.7 RESULTADO QUANTO AO COEFICIENTE DE POISSON E MÓDULOS DE ELASTICIDADE

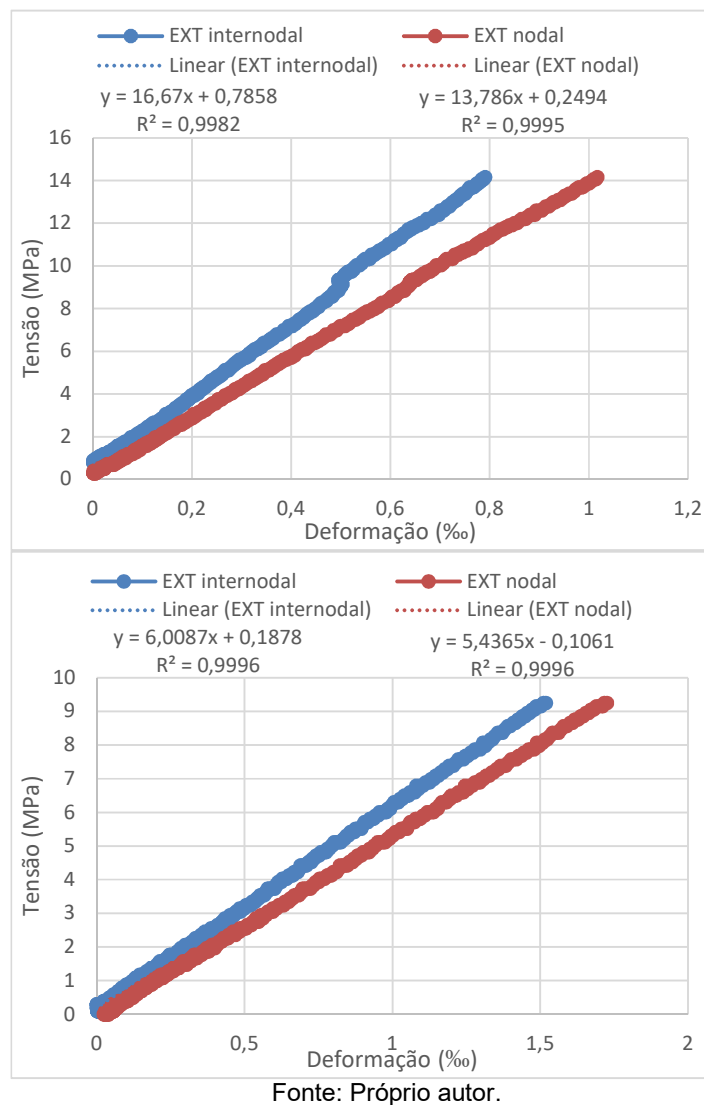
Os resultados de módulo de elasticidade na direção das fibras variaram entre 6 e 16 GPa para a região internodal, e de 5,5 a 13 GPa para região nodal, com médias de 10,4 e 9,6 GPa, e variação de 38 e 43%, respectivamente. As Figuras 78 e 79 apresentam os resultados obtidos através da análise gráfica para bambus reforçados e não reforçados, respectivamente.

Figura 78 – Módulo de elasticidade para bambus com reforço



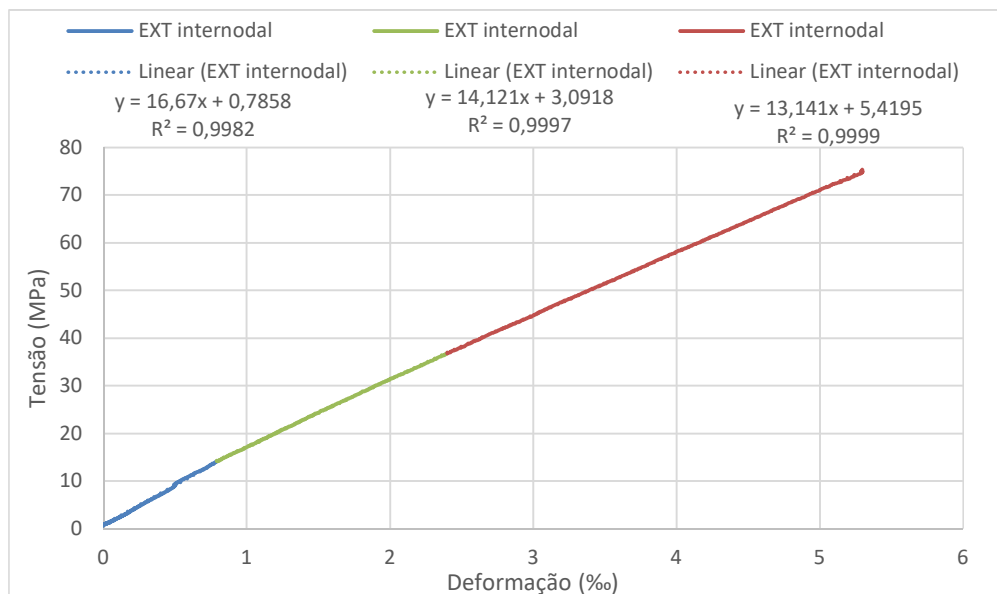
Fonte: Próprio autor.

Figura 79 – Módulo de elasticidade dos bambus não-reforçados



O bambu, em acordo com o exposto por Ghavami e Marinho (2005), apresenta um comportamento quase elástico, sem patamar de escoamento, até atingir a sua ruptura. Pode-se, portanto, por aproximação, utilizar-se de um único módulo de elasticidade para toda a extensão do gráfico de tensão x deformação do bambu, entendendo como desprezível a deformação plástica. A Figura 80 exemplifica o exposto.

Figura 80 – Comportamento da região internodal em tração x deformação



Fonte: Próprio autor.

Pode-se notar, pelo exemplo, que o módulo de elasticidade, no início do ensaio, é de 16 GPa; próximo à ruptura, este valor é reduzido para 13 GPa, o que não é considerado desprezível. No entanto, adotar uma redução do valor obtido na faixa elástica pode corresponder com relativa segurança à realidade da espécie, o que é condizente com as afirmações de Ghavami e Marinho (2005) e Wang e Yang (2019).

Os valores obtidos para o coeficiente de Poisson, para a região internodal e para a região nodal, foram de 0,3034 e 0,2610, respectivamente. O coeficiente de Poisson obtido corresponde à relação entre as direções longitudinal e circunferencial, não podendo ser medida diretamente, devido à espessura da talisca. No entanto, conforme a hipótese de isotropia de Torres, Ghavami e García (2007), pode-se supor, com razoável precisão, que o valor seja o mesmo entre as direções longitudinal e radial. Por fim, os valores obtidos experimentalmente podem ser considerados coerentes com aqueles obtidos por Ghavami e Marinho (2005), de, aproximadamente, 0,30.

6.8 CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) DE DESLOCAMENTO EXCESSIVO

Considera-se, nesta verificação, que E_s corresponde ao módulo de elasticidade do aço, igual a 210 GPa; E_c é igual à média dos módulos de elasticidade secante das classes de concreto C25 e C30, sendo, portanto, correspondente ao valor de 25,5 GPa, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014); e o valor do módulo de elasticidade do bambu E_b é igual a 16 GPa. A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que, para vãos bi apoiados, um deslocamento vertical correspondente a $L/250$ é o que caracteriza o surgimento de um Estado Limite de Serviço. Para as lajes ensaiadas, este deslocamento corresponde a uma flecha de 8 mm. A Tabela 27 apresenta as características da seção transversal estudada.

Tabela 27 – Características geométricas da seção transversal

Ycg (posição da linha neutra a partir da borda comprimida)	2,9	cm ²
Ic (momento de inércia da seção bruta)	2237,5	cm ⁴
Ac (área da seção transversal)	397	cm ²
H (altura da seção transversal)	9,5	cm
Hf (altura da mesa da seção transversal)	3,5	cm
As (área de aço positiva)	0,554	cm ²
D (distância entre a borda comprimida e a armadura de aço positivo)	8	cm
As' (área de aço negativa)	0,84	cm ²
d' (distância entre a borda comprimida e a armadura de aço negativa)	0,6	cm
Ab (área de bambu)	2	cm ²
Db (distância entre a borda comprimida e a armadura de bambu)	8	cm

Fonte: Próprio autor.

Os parágrafos a seguir descrevem o procedimento matemático utilizado para a laje referência. Deve-se definir o coeficiente α_e como sendo igual a 8,24 (Equação 14), procedendo com o cálculo da posição da linha neutra, por meio da imposição do momento estático nulo, conforme a seção 2.4.2. (15)

$$m_{S,z} = 0 = \alpha_e \left[\sum A_{si} \times (d_i - x) \right] - b f \times \frac{x^2}{2}$$

Com isso, pode-se obter o valor de x_{II} , que é de 0,85 cm. De posse deste valor, pode-se calcular o momento de inércia da seção fissurada (Equação 2). A Equação 13 foi utilizada visando obter o resultado da Equação 4. Na Tabela 28, apresentam-se os resultados obtidos.

Tabela 28 – Propriedades geométricas e mecânicas referentes à LRef

I_2	239,5	cm ⁴
f_c	27,0	MPa
f_{ct}	2,7	MPa
M_r	109,84	kN.cm

Fonte: Próprio autor.

Considerando-se também o peso próprio da peça e dos perfis metálicos, a Equação 16 define a relação entre o momento fletor atuante total e a carga $P/2$ aplicada no ensaio. De posse desta carga e dos valores da Tabela 28, pode-se resolver a Equação 11, substituindo-se as Equações 5 e 16 na mesma, e obtendo-se a Equação 17.

$$M_{at} = 85,34 \text{ kN.cm} + 70 \left(\frac{P}{2} \right) \quad (16)$$

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{\left(\frac{M_{at} - 85,34}{70} \right) \times 70 \times (3 \times 200^2 - 4 \times 70^2)}{24 \times E_c \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\}} \quad (17)$$

Resolvendo esta nova equação em função do momento fletor atuante M_{at} , obtém-se o valor de 268,69 kN.cm como sendo o momento necessário para atingir a flecha limite que, por sua vez, corresponde a 0,8 cm.

Para o cálculo do ELS de deslocamento excessivo da laje armada com bambu, foi necessária a obtenção de um parâmetro α_B , calculado com base nas mesmas hipóteses que α_e , substituindo-se, no entanto, o módulo de elasticidade do aço pelo do bambu na Equação 15, cujo valor foi igual a 0,63.

As Equações 15 e 2 ficam acrescidas das parcelas $\alpha_B \times A_B \times (d_b - x_{II})$ e $\alpha_B \times A_B \times (d_b - x_{II})^2$, respectivamente. Com as mesmas suposições de resistência e utilizando-se as mesmas equações, obtém-se os valores contidos na Tabela 29.

Tabela 29 – Valores calculados para a laje com bambu

I_2	295,36	cm ⁴
Mat	284,20	kN.cm

Fonte: Próprio autor.

Torna-se importante salientar que valem as mesmas suposições para o bambu e para o aço, havendo aderência completa destes com o concreto. Finalmente, nota-se que, para a situação teórica, levando-se em consideração as suposições da NBR 6118 (ABNT, 2014) e a literatura corrente da disciplina de concreto armado, o bambu tende a exercer uma influência positiva na rigidez do modelo de cálculo, evidenciado tanto no valor correspondente ao momento de inércia da seção fissurada quanto no valor correspondente ao momento necessário para atingir o Estado Limite de Serviço de deslocamento excessivo.

6.9 CÁLCULO DO MOMENTO ÚLTIMO TEÓRICO PARA AS LAJES

O valor do momento resistente último calculado para LRef foi de 259,89 kN.cm. O roteiro de cálculo utilizado é apresentado, com detalhes, no Apêndice A.

Foi adicionada, ao somatório de momentos, a contribuição do momento resistente proporcionada pelo bambu, assumindo-se a existência de uma aderência completa entre o concreto e o bambu. No entanto, conforme os valores obtidos por Tsutsumoto (2016), o módulo de elasticidade médio do bambu é de 20,77 GPa. Considerando-se a resistência do bambu encontrada na Tabela 13, a deformação máxima que o bambu poderia atingir seria de 0,66%, o que indicaria uma ruptura prematura do bambu, antes que ocorresse a ruptura do aço.

Conforme o que foi discutido na seção 6.7, o bambu não apresenta um comportamento plástico suficiente para acompanhar o alongamento do aço, havendo a sua ruptura antes do alongamento de 1%, considerado pela NBR 6118 (2014) como limite normatizado do alongamento máximo da armadura. No entanto, observaram-se

deformações de até 0,85% em regiões internodais, dentre os corpos de prova ensaiados para a obtenção dos módulos.

De toda maneira, torna-se razoável a suposição de que o bambu não ofereceria resistência na situação correspondente à ruína por alongamento excessivo, dentro do Domínio 2(a), no qual se encontra o comportamento mecânico das lajes deste experimento. Portanto, pode-se considerar que o bambu não contribuiu para que um maior momento resistente último pudesse ser alcançado. Para situações de ruptura no Domínio 3, em que o aço se encontra plastificado, mas com uma deformação abaixo da deformação limite estabelecida para um determinado tipo de bambu, este sim poderia contribuir positivamente para que um maior Momento Resistente Último pudesse ser alcançado, fato este corroborado pelos resultados obtidos por Tsutsumoto (2016), desde que a aderência seja garantida durante o procedimento de moldagem da peça de concreto.

6.10 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Para facilitar o controle e garantir uma melhor mistura do concreto, o volume total necessário para a confecção da capa de cada laje foi dividido igualmente entre duas betonadas de volumes iguais. A Tabela 30 apresenta os resultados de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade para os concretos das capas dos protótipos de cada laje, para uma idade correspondente a 28 dias. De modo a facilitar a comparação entre os concretos, adicionou-se, na tabela, uma coluna correspondendo ao abatimento observado na data de elaboração do concreto. Para o caso de o modelo não ter sido ensaiado aos 28 dias, apresentam-se os resultados correspondentes aos 28 dias e os obtidos na data do ensaio.

Tabela 30 – Resultados de resistência para os concretos da capa

Identificação do traço	Ensaio de Abatimento (cm)	28 dias	
		Resist. à compressão axial (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
LRef 1b	10,9	25,16(4,5%)	30,31(0,1%)
LRef 2	11,05	36,67(3,0%)	36,61(10,3%)
LRef 3	11,3	28,39(5,4%)	32,46(1,6%)
LSR 1	14	22,10(5,9%) / 26,86(5,0%)*	33,56(4,6%)**
LSR 2	10,5	36,03(5,4%)	34,13(8,8%)
LSR 3	11,15	29,24(5,4%)	36,25(2,9%)
LCR 1	8,9	24,68(6,1%) / 27,51(5,6%)*	35,04(4,6%)**
LCR 2	10,15	27,62(3,2%)	28,54(3,1%)
LCR 3	12,75	29,24(4,6%)	36,27(7,2%)
LEGENDA: média (coeficiente de variação)			
*resultado correspondente aos 28 dias e no dia da ruptura;			
**resultado correspondente ao dia da ruptura;			
Fonte: Próprio autor.			

Convém ressaltar que, apesar de os traços utilizados para LRef 2 e LSR 2 serem virtualmente iguais, por falha na comunicação com o revendedor de cimento, foram fornecidos sacos de cimento tipo CP II Z 32 R, motivo pelo qual se credita o ganho excessivo de resistência dos traços.

Devido também à baixa resistência à compressão axial aos 28 dias dos traços LSR1 e LCR1, foram marcadas novas datas de ruptura, baseadas na previsão de resistência descrita por Helene e Terzian (1992), que determina uma idade em dias para uma dada resistência à compressão axial, tendo como base a resistência à compressão axial média aos 28 dias. A Equação 18 considera um concreto à base de cimento pozolânico, com resistência esperada de 23 MPa, para um fator de a/c de 0,48.

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = 1,43 / 6,69^{1/\sqrt{t}} \quad (18)$$

Onde:

$f_{c,j}$ resistência à compressão axial esperada na idade j ;

$f_{c,28}$ resistência à compressão axial média na idade de 28 dias;

t idade em dias que o concreto atingirá a resistência à compressão axial $f_{c,j}$.

As idades teóricas calculadas para que as lajes LSR 1 e LCR 1 alcançassem a resistência à compressão axial de 27 MPa foram de 59 e 50 dias, respectivamente.

Já para o concreto das sapatas de cada laje, a Tabela 31 apresenta os valores de resistência à tração, obtidos a partir de ensaios de tração por compressão diametral, utilizando-se um fator de conversão igual a 0,9, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), ensaio de abatimento, resistência à compressão e módulo de elasticidade.

Tabela 31 – Resistências das sapatas treliçadas

Identificação do traço	Abatimento (cm)	28 dias		
		Resist. à compressão axial (MPa)	Resist. à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
LSR1 e LCR1	9,5	21,11(9,28%)	2,20(7,08%)	41,27(3,69%)
LRef2 e LSR2	9,7	26,32(5,07%)	3,44(21,01%)	32,04(9,60%)
LCR2 e LRef1b	10	23,11(4,55%)	3,17(3,13%)	35,93(10,11%)
LRef3 e LCR3	8,9	31,11(3,74%)	3,23(3,87%)	35,40(4,08%)
LSR3	11,2	26,53(7,05%)	2,56(21,89%)	-

Fonte: Próprio autor.

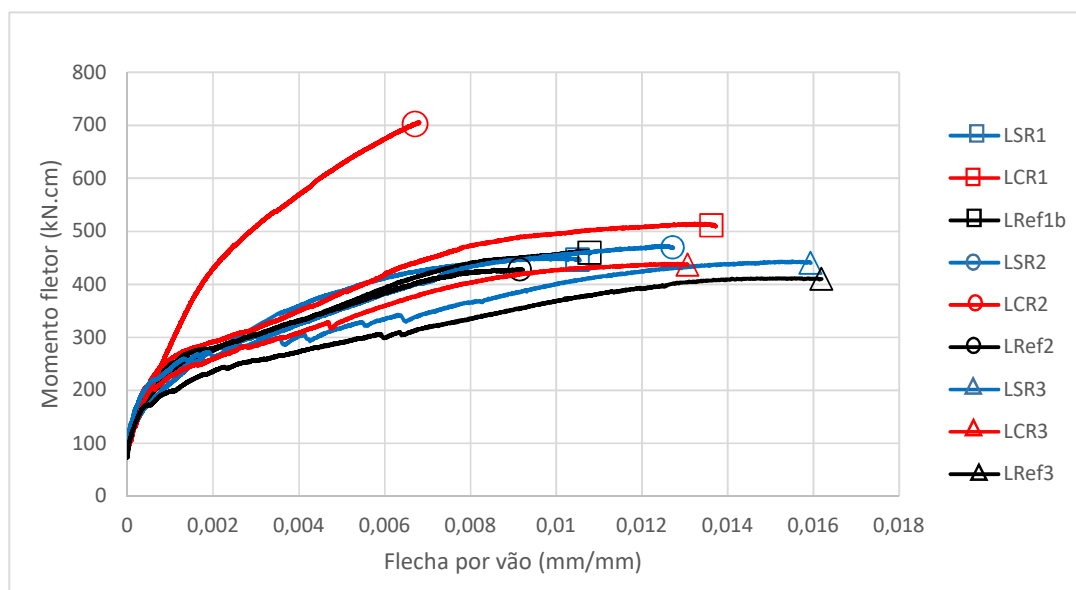
Notam-se que os valores de tração têm altos coeficientes de variação, para os modelos LSR3 e LRef2/LSR2. Isso se deu pela presença de um valor discrepante em amostragens de apenas 3 corpos de prova, afetando o valor da média.

6.11 RESULTADOS DO ENSAIO DE FLEXÃO À QUATRO PONTOS

A ruptura das lajes ocorreu de forma similar para todos os protótipos, havendo falha por flexão, no trecho médio, causada pelo escoamento e posterior ruptura das barras inferiores da treliça metálica.

A Figura 81 apresenta o comportamento obtido para os nove protótipos de laje ensaiados conforme a seção 4.2.14, sendo divididos entre os três grupos previamente definidos na seção 4.2.12. As curvas têm seu comportamento registrado na figura até o momento fletor máximo ser atingido. A Tabela 32 apresenta os seus valores de interesse, que serão discutidos e analisados ao longo desta seção.

Figura 81 – Comportamento dos protótipos de laje



Fonte: Próprio autor.

Tabela 32 – Momentos fletores característicos (unidades em kN.cm)

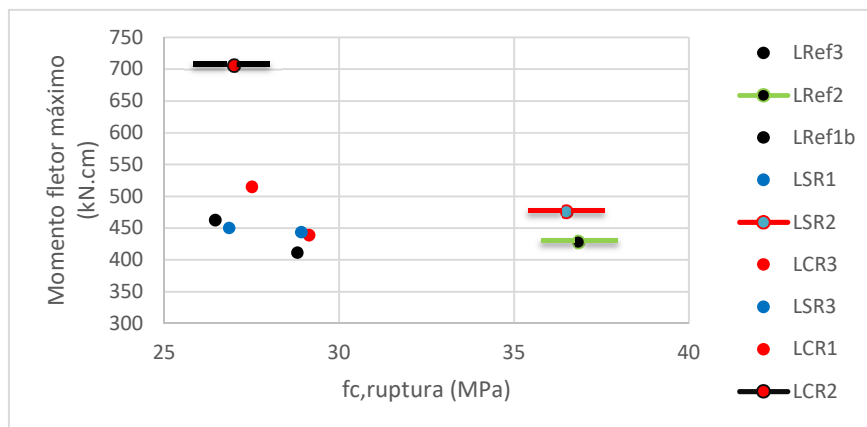
Protótipo	Momento Último	Momento ELS	Momento de Fissuração
LRef1b	462,74	331,55	121,32
LRef2	428,62	331,31	121,33
LRef3	411,46	272,63	88,3
LSR1	450,31	359,21	156,41
LSR2	476,15	324,96	115,81
LSR3	443,57	301,65	118,32
LCR1	514,95	349,75	172,6
LCR2	706,05	569,24	113,32
LCR3	438,98	308,63	98,57

Fonte: Próprio autor.

Pode-se observar que o comportamento dos protótipos é consistente com o comportamento apontado por Chen (2007); no entanto, existem divergências visíveis entre os comportamentos individuais. A Figura 82 apresenta os momentos fletores

máximos obtidos experimentalmente para cada protótipo, relacionando-os com as respectivas resistências do concreto à compressão, utilizado na elaboração das capas, no dia da ruptura.

Figura 82 – Gráfico do momento fletor máximo obtido e $f_{c,ruptura}$ dos protótipos



Fonte: Próprio autor.

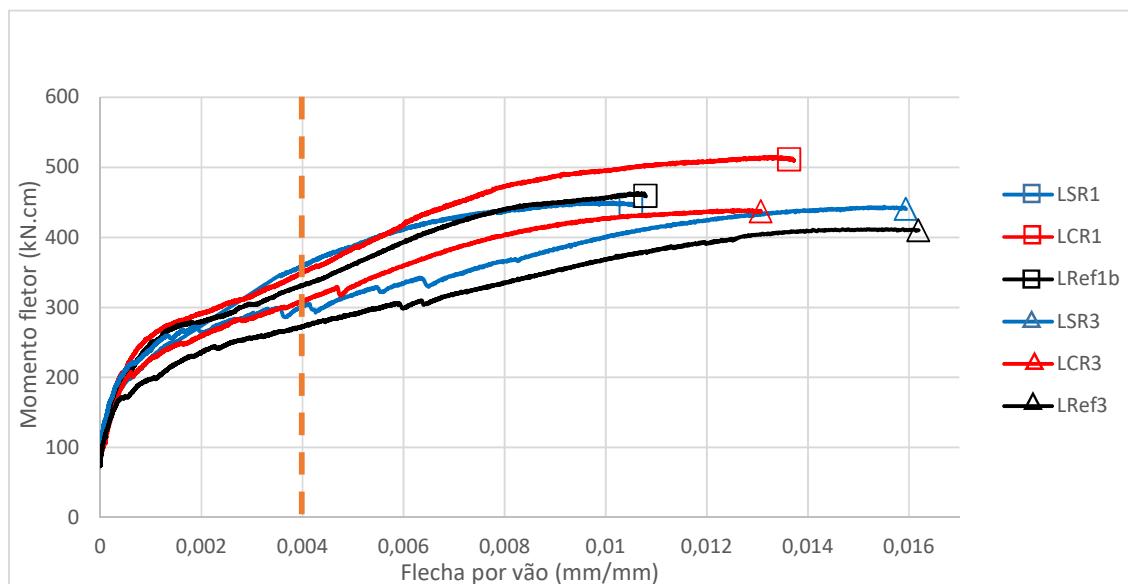
Devido à natureza do concreto e à presença da fase plástica na relação entre tensão e deformação, não há relação linear entre momento fletor e resistência do concreto, inviabilizando uma análise por este espectro. Portanto, foram excluídos os protótipos LSR2 e LRef2.

Optou-se também pela desconsideração dos resultados obtidos por meio do modelo LCR2, devido ao seu comportamento anômalo, apresentado na Figura 81. Durante o ensaio, houve a necessidade de trocar a célula de carga, e, durante este período, observou-se também um aquecimento excessivo no sistema de aquisição de dados.

A título de consideração, observa-se, para o momento de ruptura médio, um ganho de aproximadamente 20 kN.cm de LRef para LSR e um ganho similar de 20 kN.cm de LSR para LCR, desconsiderando-se apenas o espécime LCR2. Isto pode ser um indicativo de que os reforços na região nodal podem ter um efeito de conector de cisalhamento, em conformidade com os resultados obtidos por Tsutsumoto (2016) e Muhtar *et al.* (2019).

Procedeu-se, então, a análise do grupo mais homogêneo de resposta, mostrado no canto inferior esquerdo da Figura 82. A Figura 83 apresenta o gráfico de momento fletor por deslocamento dos 6 protótipos analisados.

Figura 83 – Gráfico de momento por flecha dos protótipos analisados



Fonte: Próprio autor.

Uma primeira análise, puramente visual, fornece indícios de uma melhora de comportamento estrutural com o uso do bambu como adição à armadura dos protótipos. A linha vertical, de cor laranja na Figura 83, indica o valor da relação flecha/vão correspondente ao ELS de deslocamento excessivo. A Tabela 33 fornece os valores médios do momento fletor necessário para atingir este ELS, para cada tipo de protótipo.

Tabela 33 – Momentos fletores médios para ELS de deslocamento excessivo (unidades em kN.cm)

Protótipo	M,els
LCR	329,19
LSR	330,43
LRef	302,09

Fonte: Próprio autor.

Pode-se notar um claro aumento no momento médio necessário para a obtenção do ELS, condizente com a melhora aparente apresentada na Figura 70 e no exposto por Tsutsumoto *et al.* (2019). O momento fletor necessário para fletir os protótipos LRef até o ELS de deslocamento excessivo (0,004), provocaria uma deflexão da ordem de 0,0033 para os protótipos tipo LRS e 0,0031 para os protótipos tipo LCR. Convém ressaltar também que todos os valores de momentos fletores necessários para a obtenção do ELS são superiores aos calculados na seção 6.8,

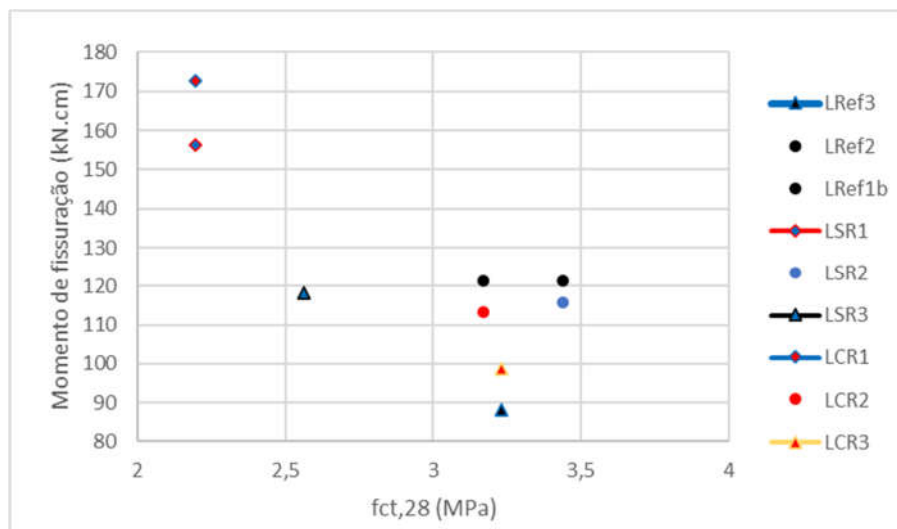
correspondente aos valores de 268,69 kN.cm e 284,20 kN.cm, para os modelos sem e com adição de taliscas de bambu, respectivamente.

Comparando-se também os valores dos protótipos LRef com os obtidos por Sousa (2014), para os protótipos LC (Laje Controle), este trabalho obteve uma média inferior tanto no momento de ruptura (437,1 kN.cm contra 462,5 kN.cm) quanto no ELS de deslocamento excessivo (302,1 kN.cm contra 347,5 kN.cm, respectivamente).

Era esperado que, de acordo com os resultados de Muhtar *et al.* (2019), o momento fletor médio de LCR fosse superior ao de LSR, devido ao efeito de conector de cisalhamento dos reforços dos nós, em efeito análogo ao das abraçadeiras na aderência entre o bambu e o concreto. No entanto, o ganho virtualmente idêntico dos dois tipos, em comparação com LRef, sugere que ambos os tipos de reforço seguem aderidos e trabalhando de forma similar.

Para analisar os momentos de fissuração, convém comparar as resistências à tração do concreto utilizado na produção das vigotas treliçadas, uma vez que são estes os elementos mais solicitados à tração durante o carregamento, sendo os primeiros a fissurar. A Figura 84 relaciona as resistências à tração e os momentos fletores necessários para fissurar o elemento. Estes momentos de fissuração foram obtidos experimentalmente, a partir dos gráficos de carga por deslocamento de cada corpo de prova.

Figura 84 – Momento de fissuração e resistência a tração das vigotas



Fonte: Próprio autor.

Devido à variabilidade na resistência à tração, optou-se por se analisar apenas o grupo concentrado no canto inferior direito do gráfico mostrado na Figura 84. Dos seis pontos restantes no gráfico, podem também serem considerados discrepantes os pontos com momento de fissuração abaixo de 100 kN.cm, supondo-se a ocorrência de algum tipo de fraqueza localizada, levando-se à uma ruptura precoce do corpo de prova.

Levando-se em consideração apenas estes pontos, nota-se uma redução do momento de fissuração devido à colocação do reforço de bambu. Isso se deve principalmente ao fato de que, como o bambu tem um módulo de elasticidade inferior ao do concreto, a sua substituição pelo concreto, que ocuparia o mesmo espaço, enfraquece a seção resistente, reduzindo o valor do momento de fissuração, fato este confirmado por Tsutsumoto *et al.* (2019).

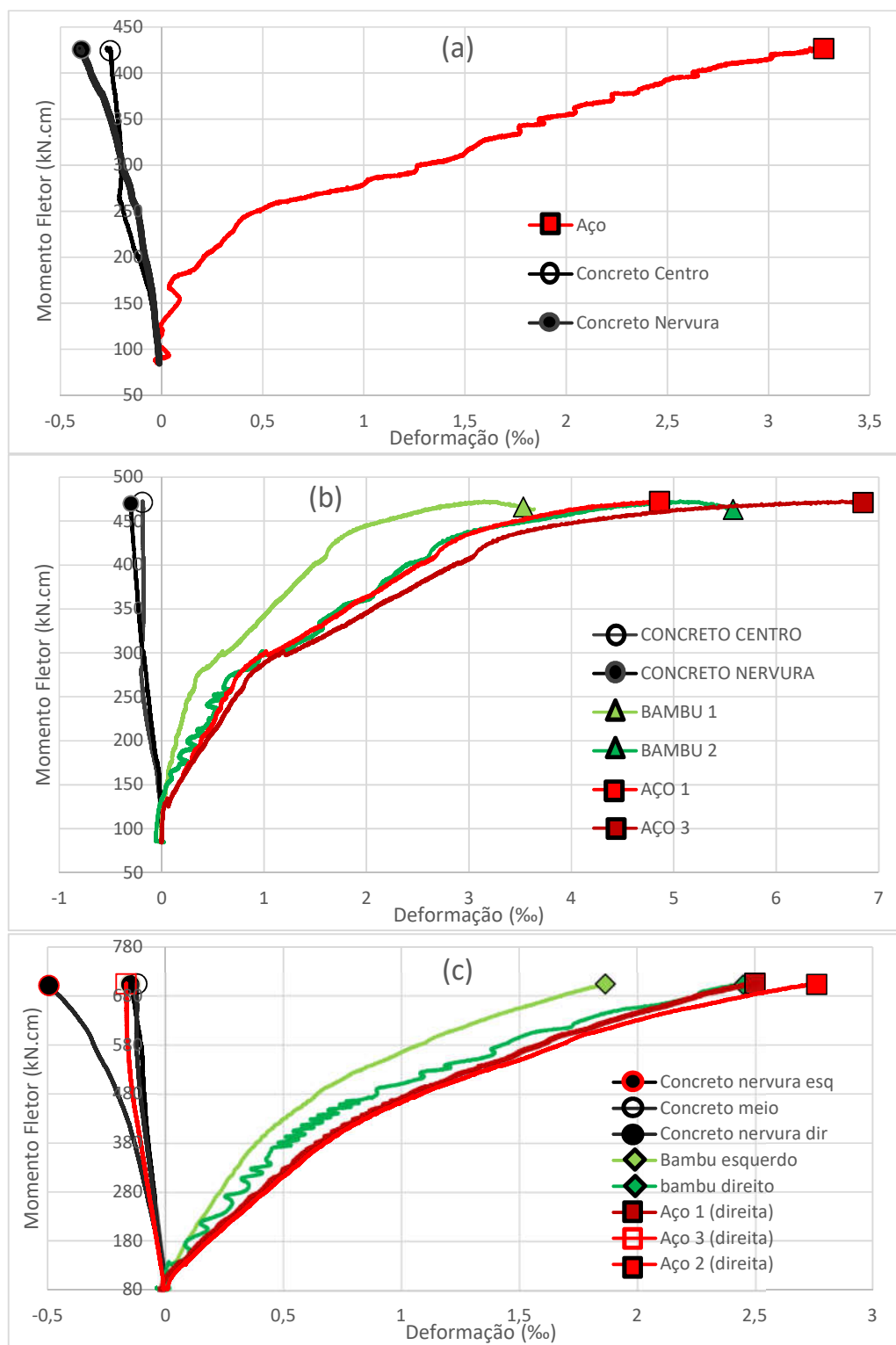
Estes pontos selecionados são todos superiores ao momento de fissuração teórico apresentado na Tabela 28, que foram, para os modelos LCR, LSR e LRef, iguais a 109 kN.cm.

A título de consideração, excluindo-se apenas os três pontos mais à esquerda do gráfico, a média de momento de fissuração dos protótipos tipo LRef (110,3 kN.cm) é superior ao dos protótipos LCR (105,95 kN.cm). No entanto, o valor único

considerável de LSR 2 é superior a ambos (115,81 kN.cm), contrariando a ideia do efeito deletério da adição de taliscas na seção resistente.

A Figura 85 apresenta os gráficos de Momento Fletor x Deformação para os protótipos.

Figura 85 – Momento fletor x deformação de LRef 2 (a), LSR 2 (b) e LCR 2 (c)



Fonte: Próprio autor.

Para os protótipos LRef 2 e LSR 2 alguns dos extensômetros tiveram que ser desconsiderados, em razão de valores inconsistentes ou por claro mal funcionamento.

Quanto ao comportamento dos extensômetros restantes, nota-se coerência entre os valores esperados e os medidos. Para o protótipo LRef 2, o aço apresenta deformação à tração considerável, enquanto que as deformações no concreto são em muito inferiores, e próximas entre si.

Pode-se notar que o extensômetro no centro tem, inicialmente, deformações maiores que o da nervura, devido ao efeito de largura colaborante de viga “T” nas regiões das nervuras. Este comportamento se repete para os demais protótipos instrumentados, com exceção da nervura direita do protótipo LCR 2, que apresenta deformações consideravelmente maiores às demais do concreto, independentemente do valor de momento considerado.

Entre a metade e o terço final do carregamento imposto, essa tendência se inverte em todos os protótipos, havendo consideravelmente um maior aumento na deformação dos extensômetros posicionados na nervura em relação aos posicionados na região central. Considera-se que isso se deva à formação e abertura de fissuras que vão reduzindo a sua rigidez.

Com relação ao comportamento das taliscas de bambu, as lajes LSR 2 e LCR 2 apresentaram as deformações nas taliscas foram semelhantes às dos aços tracionados, conforme o esperado, desde que não houvesse escorregamento. As taliscas apontadas pela cor verde clara tiveram comportamentos similares, mas com deformações menores com relação à sua contraparte delimitada pela cor verde escura. Isso pode ser fruto de um possível deslizamento ou de algum tipo de torção causada por não-conformidade geométrica do protótipo.

Com relação ao protótipo LCR 2, um último aspecto deve ser considerado, sendo a única armadura superior de treliça que teve resultados de instrumentalização considerados válidos. Ela se encontra o tempo todo na região comprimida, indicando que, para este experimento a linha neutra não ultrapassou sua posição na seção transversal. Ela é maior que as deformações do concreto na capa e na nervura esquerda, o que é um problema, uma vez que, pela sua posição, ela deveria ter valores inferiores.

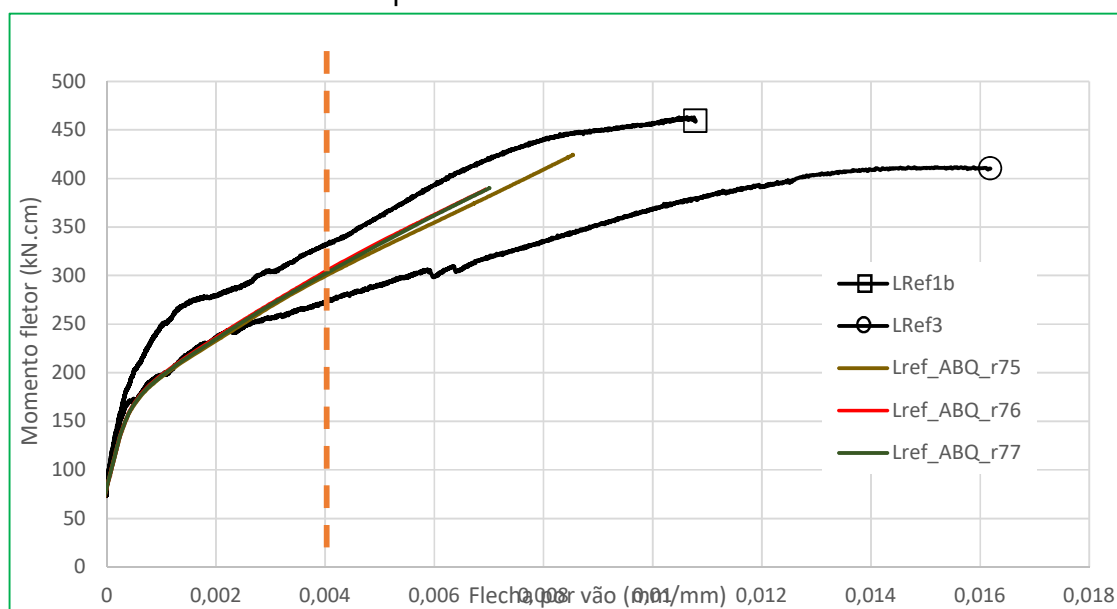
6.12 RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Os resultados apresentados nesta seção referem-se àqueles resultados obtidos por meio de simulação numérica, utilizando-se o programa ABAQUS. As análises paramétricas concentram-se nos modelos do tipo LRef.

6.12.1 Análise paramétrica do tamanho da malha

Os testes de malhas apontam para uma redução da capacidade total de carga, explicitado pelos resultados apresentados na Figura 86.

Figura 86 – Efeito do uso de 3 (r75), 4 (r77) e 5 camadas de elementos (r76) na espessura da mesa de concreto



Fonte: Próprio autor.

No entanto, em aparente contradição com o apontado na literatura, o modelo apresenta um ganho de rigidez quando da diminuição do tamanho médio do elemento, apresentando menores deformações para o mesmo valor de momento fletor, até o instante em que se perde a convergência.

Modelos com configurações e parâmetros diferentes apresentam comportamentos semelhantes, com o aumento de fileiras de elementos reduzindo o valor final de convergência deles, conforme o encontrado na literatura.

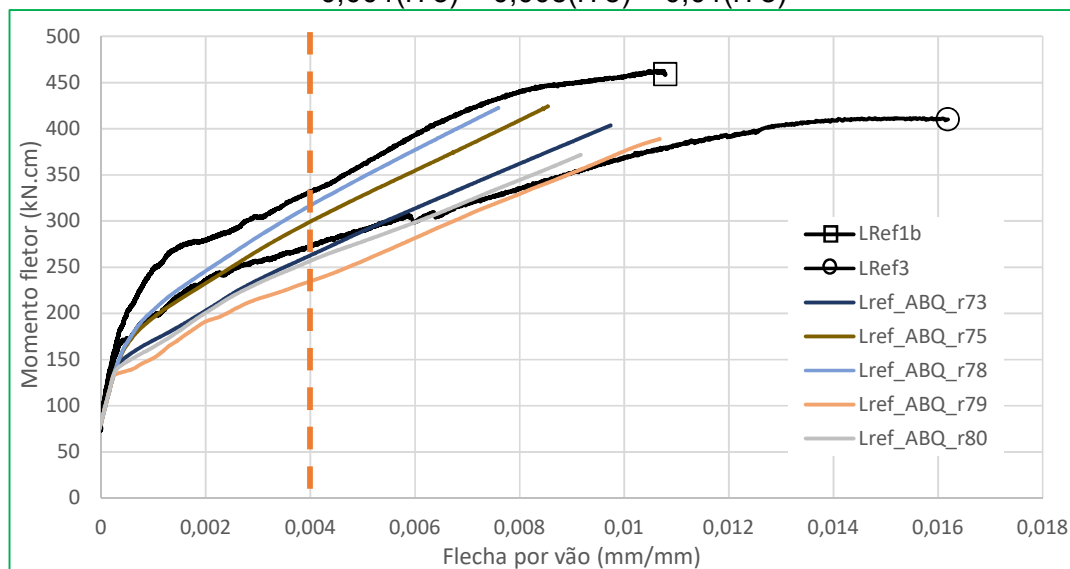
Nota-se também a aproximação de resultados, na medida que os resultados de r76 e r77 convergem para valores muito próximos. Pesa contra essa conclusão o fato

de que os modelos convergiram para valores inferiores ao esperado, quando em comparação com os modelos experimentais.

6.12.2 Análise paramétrica da viscosidade na rigidez do modelo

Convém, de antemão, informar que sem o uso de um valor não-nulo de viscosidade, o modelo perde a capacidade de convergência no instante em que o primeiro elemento de concreto atinge situação de plastificação, especificamente nesse caso, quando o limite elástico para tração é atingido pelos elementos inferiores da seção média da nervura. Os resultados obtidos para um mesmo modelo, variando apenas o valor de viscosidade do mesmo, são apresentados na Figura 87.

Figura 87 – Efeito do aumento de viscosidade: valores de 0,0001(r79) – 0,0005(r80) – 0,001(r73) – 0,005(r75) – 0,01(r78)

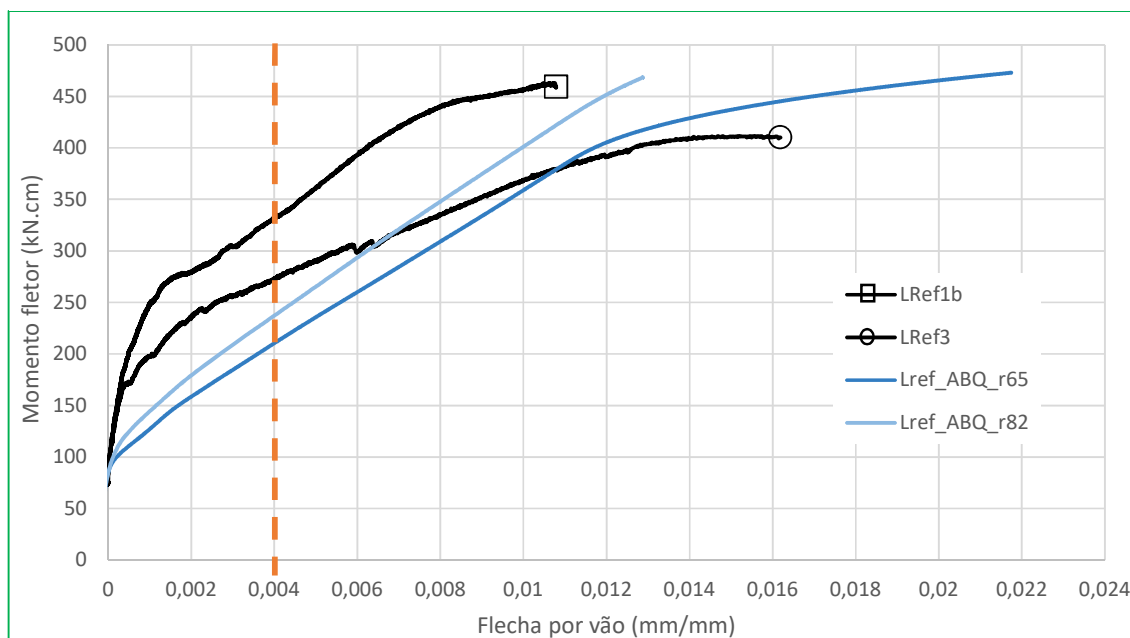


Fonte: Próprio autor.

Nota-se claro aumento de rigidez conjugado ao aumento do valor da viscosidade do modelo. Valores muito baixos de viscosidade, como o de r79, apresentam perdas abruptas de rigidez e até pequenos ganhos pontuais de rigidez. Valores muito altos de viscosidade conduzem a grandes ganhos de rigidez; no entanto, para a gama de valores considerados e dentro das capacidades de convergência dos modelos, os valores do limite superior ainda podem ser considerados aceitáveis, quando comparados com suas contrapartes experimentais.

A Figura 88 apresenta o efeito da viscosidade para um mesmo modelo, cuja diferença básica entre estes e os apresentados na Figura 87 é a resistência à tração do concreto introduzida no modelo, sendo de 3 MPa para os modelos da Figura 87 e 1,5 MPa para os modelos da Figura 88.

Figura 88 – Efeito do aumento de viscosidade de 0,001 (r65) - 0,005 (r82)



Fonte: Próprio autor.

Os comportamentos de tensão e deformação encontrados nos modelos representados na Figura 88 condizem com a tendência apresentada na figura anterior e com as informações obtidas por meio de revisão da literatura.

6.12.3 Demais efeitos de alterações paramétricas

Nesta seção, apresentam-se os efeitos da alteração de outros parâmetros tais como o ponto de plastificação do aço da treliça, da alteração dos parâmetros matemáticos do CDP e a alteração da resistência limite de tração do concreto no modelo numérico.

A Figura 89 apresenta as curvas de “momento x deformação” para a redução da tensão de escoamento do aço da treliça, para um concreto com resistência à tração de 3 MPa e viscosidade de 0,005, enquanto que a Figura 90 apresenta curvas de

“momento x deformação” para a redução da tensão de escoamento do aço da treliça, para um concreto com resistência à tração de 1,5 MPa e viscosidade de 0,001.

Figura 89 – Efeito da redução da tensão de escoamento da treliça para valores de 827 (r75) - 695 (r85) - 600 (r87) e 500 (r88)

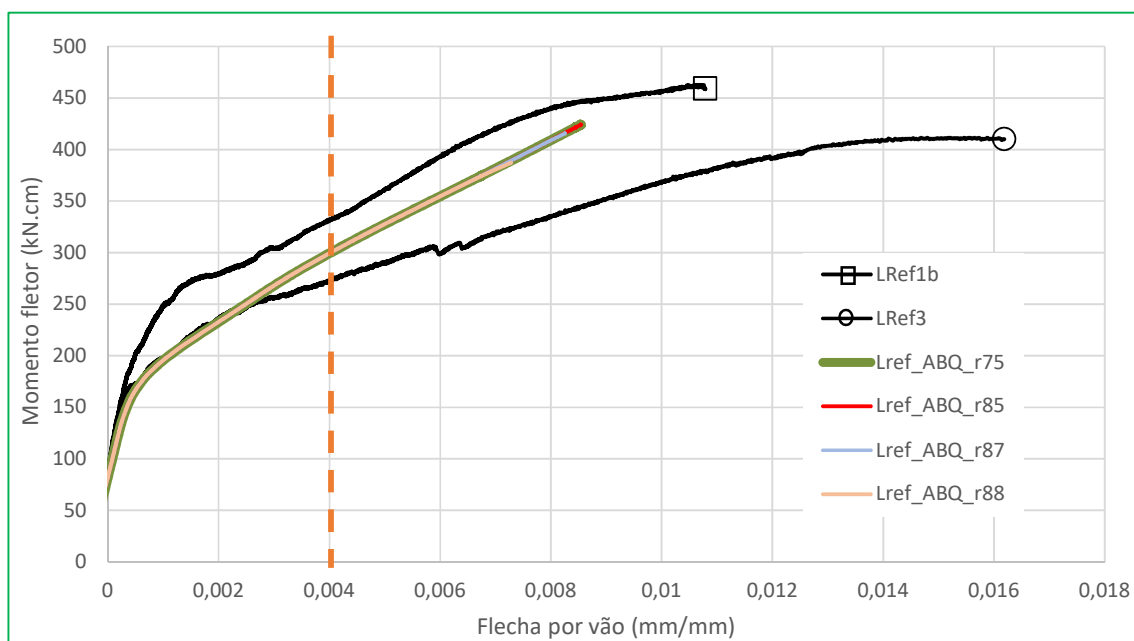
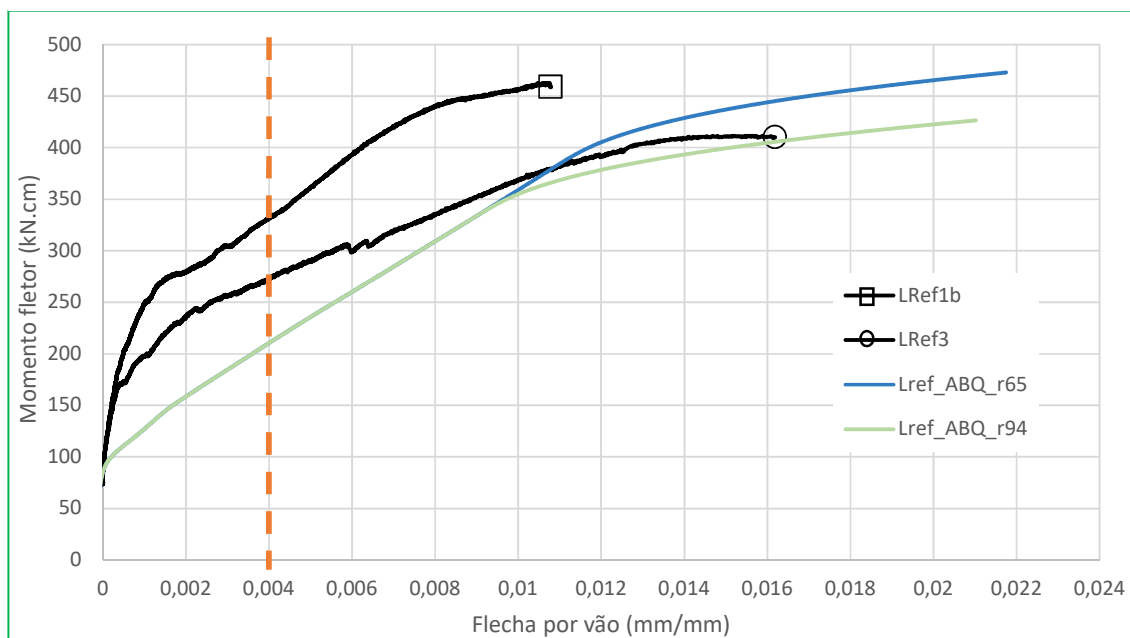


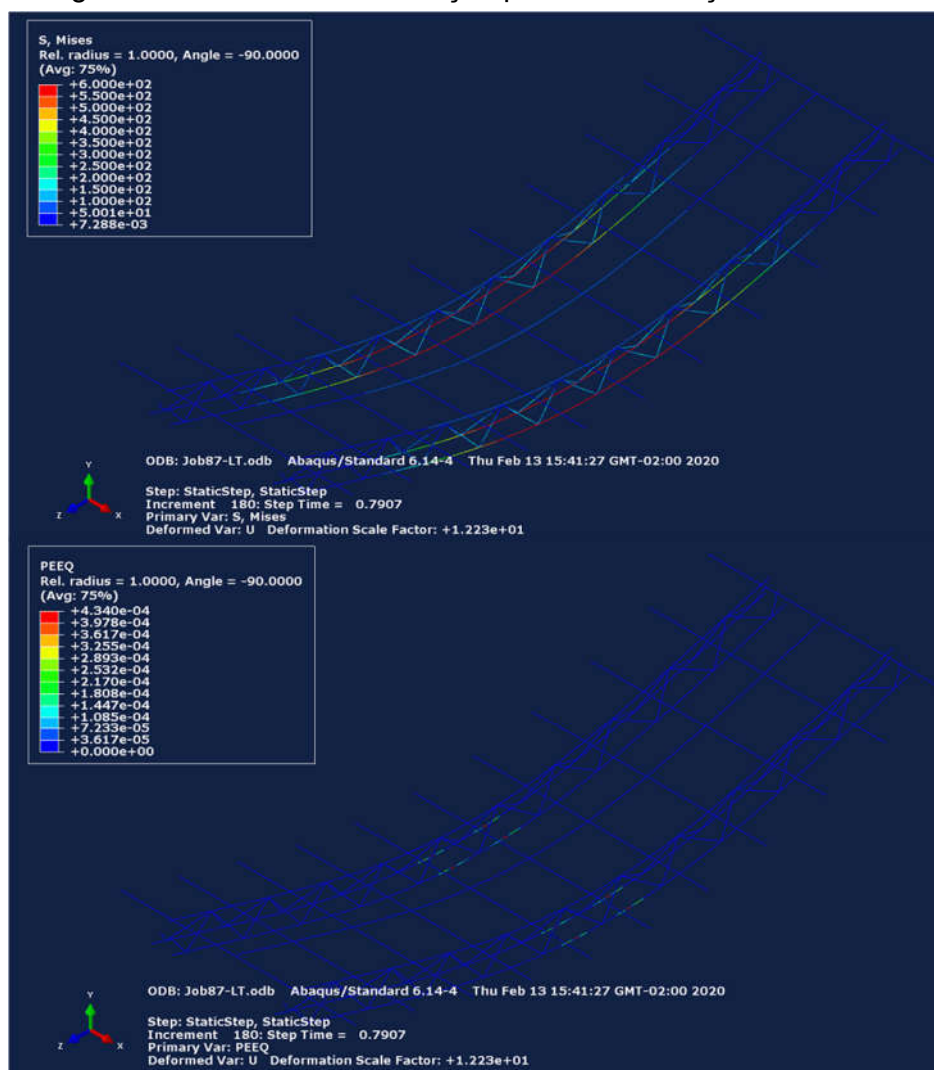
Figura 90 – Efeito da redução da tensão de escoamento da treliça para 827 (r65) e 695 (r94)



Enquanto a Figura 90 apresenta um comportamento mais próximo do terceiro trecho do gráfico proposto por Chen (2007), onde se espera um efeito da plastificação do aço, do concreto ou da combinação de ambos, a Figura 89 não atinge este ponto de inflexão; no entanto, pode-se notar que as versões r75 e r85, com tensões de escoamento superiores a 600 MPa, perdem a convergência com o mesmo carregamento e deformação, enquanto que para tensões de escoamento menores que 600 MPa, obtém-se resultados de momento resistente consistentemente menores.

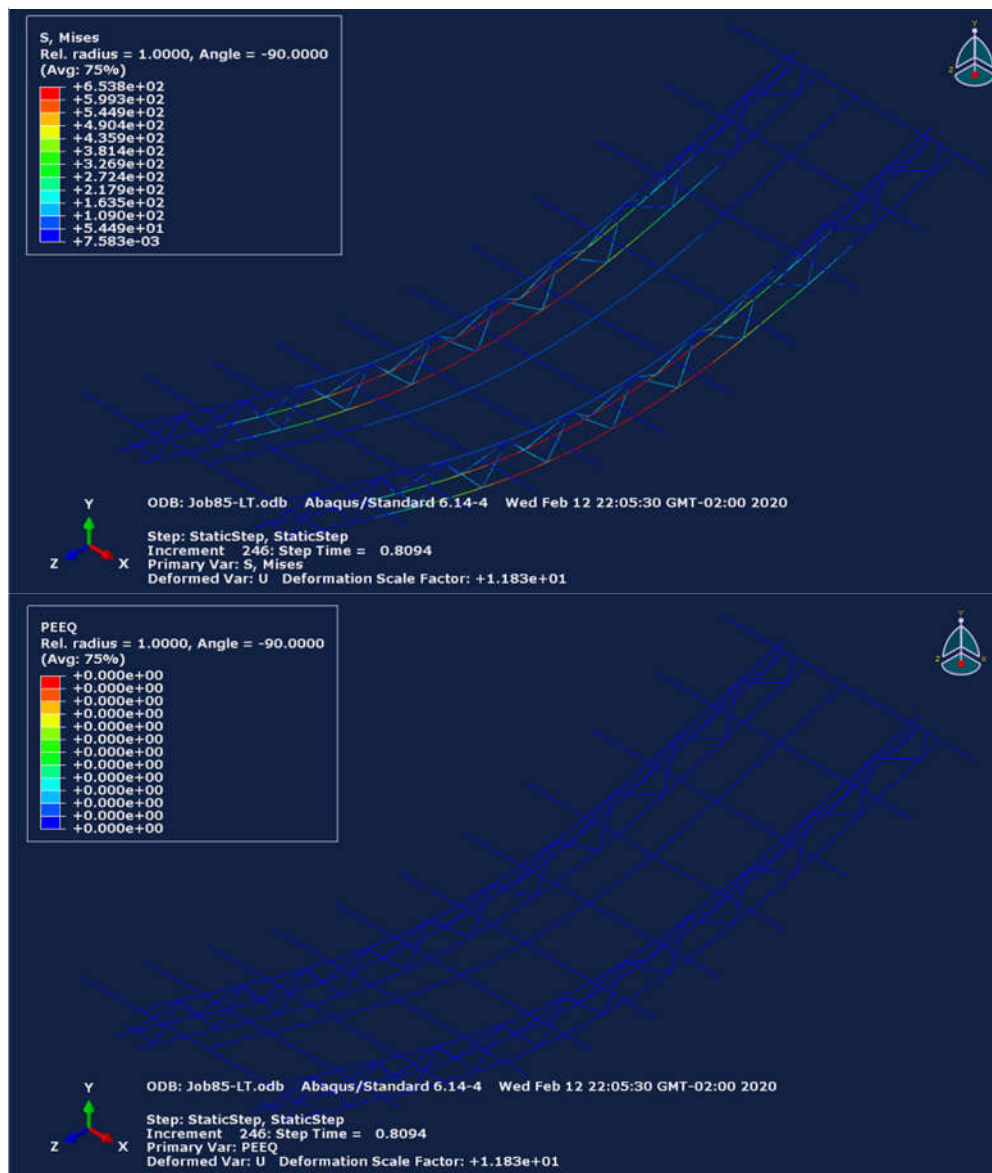
A Figura 91 apresenta as tensões e deformações plásticas na armadura do modelo r87; já a Figura 92 apresenta as mesmas informações do modelo r85.

Figura 91 – Tensão e deformação plástica da treliça do modelo r87



Fonte: Próprio autor.

Figura 92 – Tensão e deformação plástica da treliça do modelo r85

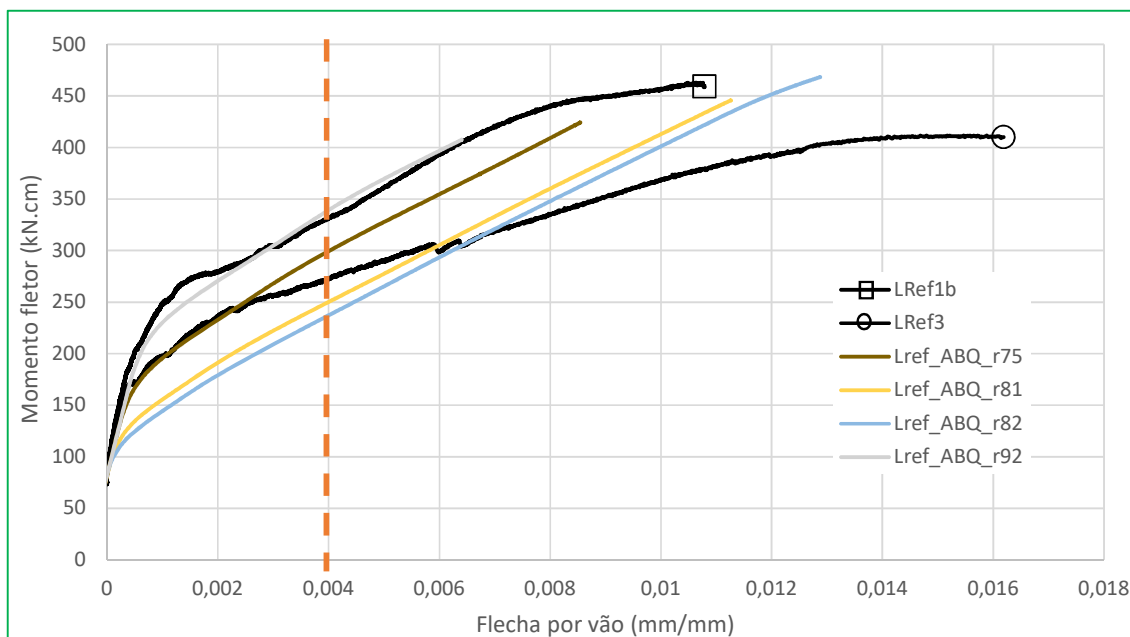


Fonte: Próprio autor.

Com base no exposto nas Figuras 91 e 92, pode-se concluir que o aço, para tensões acima de 695 MPa, não se encontrará plastificado nestas configurações, dentro dos limites auto impostos pela capacidade de convergência do modelo. Pode-se inferir que a plastificação do aço não teve efeito direto no limite de carga suportado pelo modelo, mesmo que indiretamente tenha afetado o momento resistente máximo, conforme o apontado pela Figura 89.

A Figura 93 apresenta os efeitos do aumento da resistência à tração do concreto no comportamento dos modelos numéricos na relação entre momento fletor e deformação, para uma mesma viscosidade, de 0,005, e demais parâmetros equivalentes.

Figura 93 – Efeito do aumento da resistência à tração do concreto: 1,57 MPa (r82) - 2 MPa (r81) - 3 MPa (r75) e 4 MPa (r92)



Fonte: Próprio autor.

O efeito do aumento da resistência à tração do concreto tem um efeito no limite do comportamento elástico do modelo numérico, aproximando seu comportamento do modelo experimental. Dentro do contexto desta observação inicial, pode-se notar que os comportamentos mais adequados, com relação ao primeiro e segundo trechos do gráfico de momento resistente e deformação, são quando a resistência à tração se encontra entre 3 e 4 MPa.

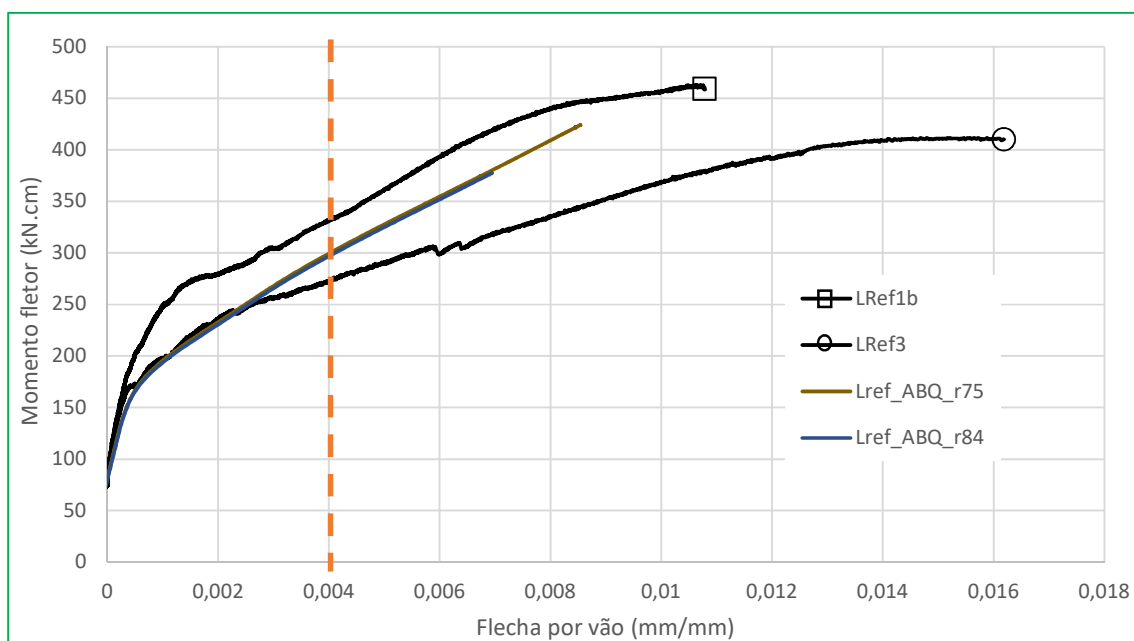
Estes valores são consistentes com os valores obtidos experimentalmente, conforme o exposto na Tabela 31. Cabe ainda ressaltar que as vigotas não foram rompidas com 28 dias, tendo sido rompidas com pelo menos 7 dias a mais que as suas respectivas capas, cujas idades ditavam as datas de ruptura.

Nota-se que o aumento de viscosidade de 0,001 para 0,005 (Figura 93) causa um aumento de rigidez no comportamento do modelo, e de igual maneira, pode-se inferir que o uso de uma redução da viscosidade no modelo de 4 MPa de resistência

à tração (r92), para o valor de 0,001, seria uma alternativa de modelagem, com possibilidade de apresentar comportamento dentro dos parâmetros esperados.

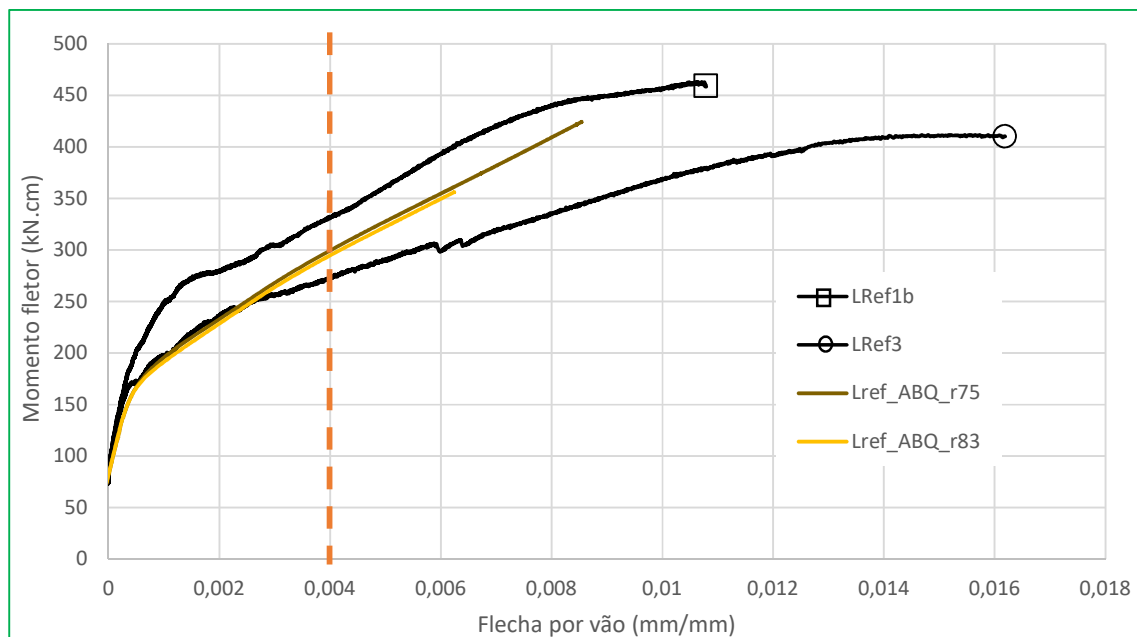
Por fim, a Figura 94 apresenta o efeito de valores diferentes de carregamento, enquanto que a Figura 95 apresenta o efeito do aumento do ângulo de dilatação do CDP no comportamento do modelo.

Figura 94 – Efeito do valor de carregamento no comportamento do modelo: 0,080 (r84) - 0,086 (r75)



Fonte: Próprio autor.

Figura 95 – Efeito do ângulo de dilatação no modelo: 38° (r83) - 50° (r75)



Fonte: Próprio autor.

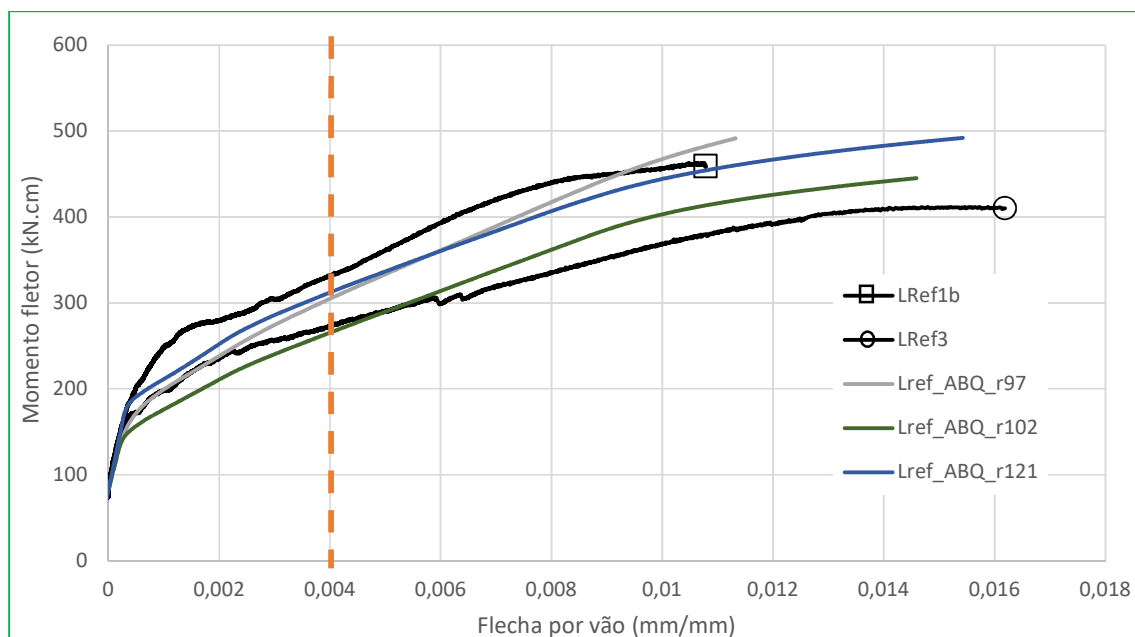
A Figura 93 aponta para o consenso de que o aumento do ângulo de dilatação do modelo aumentou o momento resistente e provocou um ligeiro aumento na rigidez do modelo, com comportamentos muito próximos. Já a alteração do valor total de carga apresenta comportamentos quase idênticos (Figura 94), mas, para as configurações deste modelo, observou-se uma redução no valor do momento resistente máximo.

O fato do modelo numérico ser sensível ao valor total de carga, indica que o processo incremental de carga pode não ser a melhor aproximação para este tipo de simulação, abrindo a possibilidade de novos estudos usando o controle de deslocamentos.

6.12.4 Análise dos resultados obtidos por simulação dos modelos LRef

Considerados os pontos levantados nas demais subseções de 6.12, a Figura 96 apresenta os melhores comportamentos encontrados nas simulações numéricas.

Figura 96 – Resultados numéricos mais aproximados dos resultados experimentais



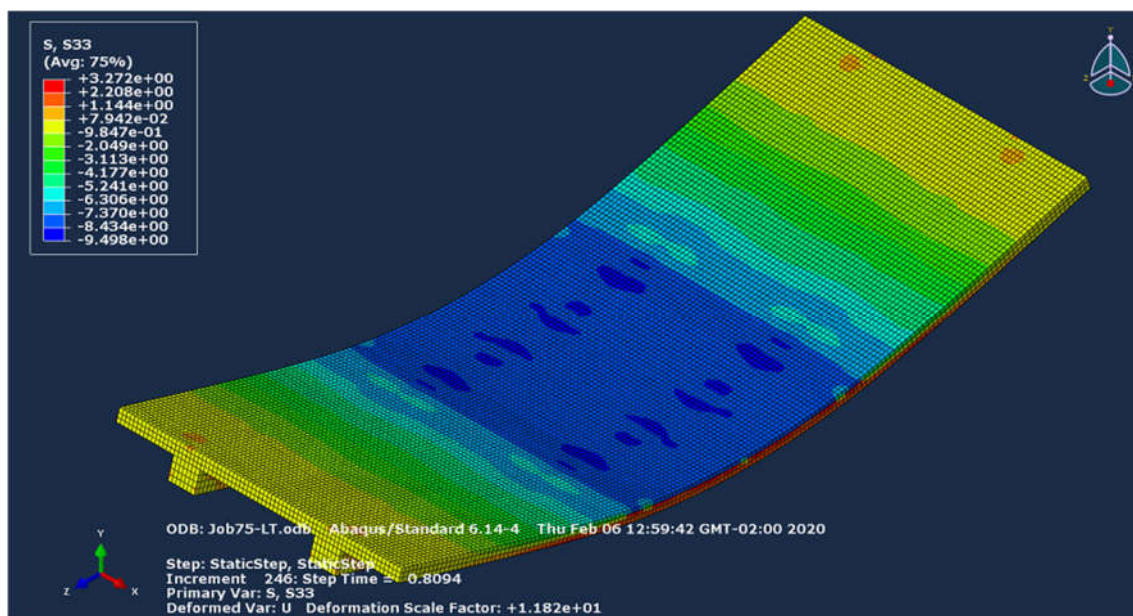
Fonte: Próprio autor.

Nenhum destes modelos conseguiu convergir para o total da carga aplicada. As diferenças entre estes modelos se encontram fundamentalmente nos parâmetros do CDP, explicitados com maiores detalhes no Apêndice C. No entanto, as diferenças entre os modelos r97 e r102 se concentram na variação de viscosidade, enquanto que a diferença dos modelos r102 e r121 reside no aumento dos valores de resistência do concreto modelado no software.

Enquanto a resistência à tração do modelo r121, de 4 MPa, pode ser considerada aceitável, conforme o discutido em 6.12.3, a tensão máxima de compressão de 34 MPa pode ser considerada um pouco distante do ideal, uma vez que a resistência à compressão obtida experimentalmente foi de, aproximadamente, 27 MPa, mesmo que, em situações excepcionais, valores de até 37 MPa tenham sido obtidos.

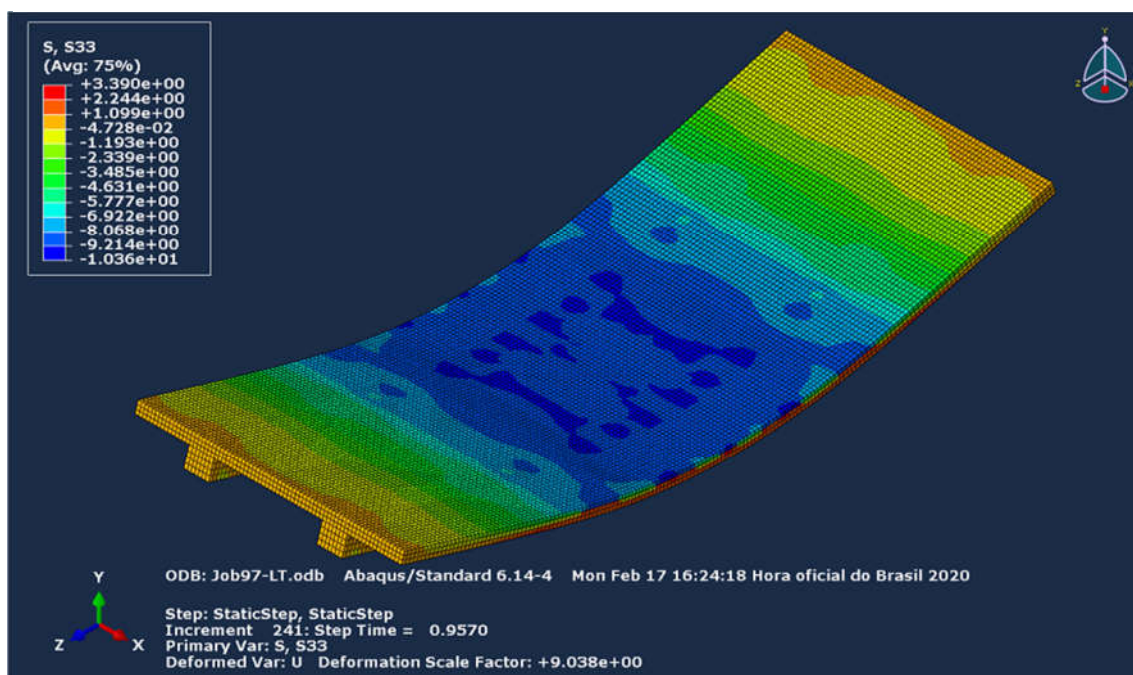
No entanto, um outro problema encontrado nas simulações numéricas justifica a escolha por um valor mais alto de resistência à compressão para o modelo r121. As Figuras de 97 a 100 apresentam a distribuição de tensões na capa de concreto dos modelos r75, r97, r102 e r121.

Figura 97 – Tensões normais no eixo Z para LRef_r75



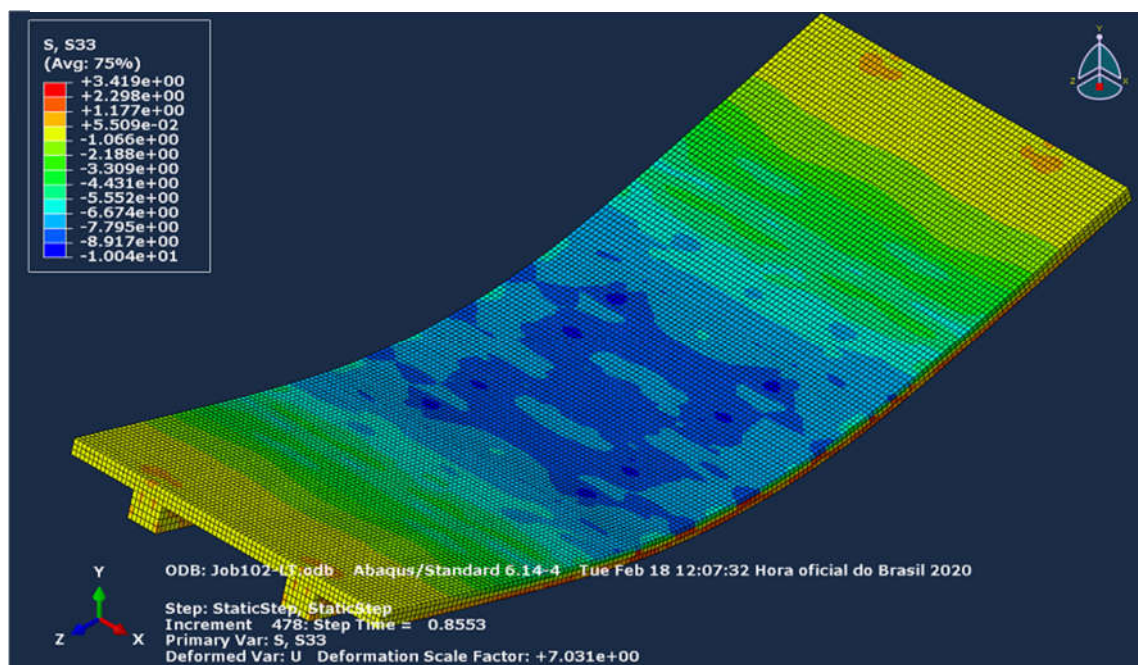
Fonte: Próprio autor.

Figura 98 – Tensões normais no eixo Z para LRef_r97



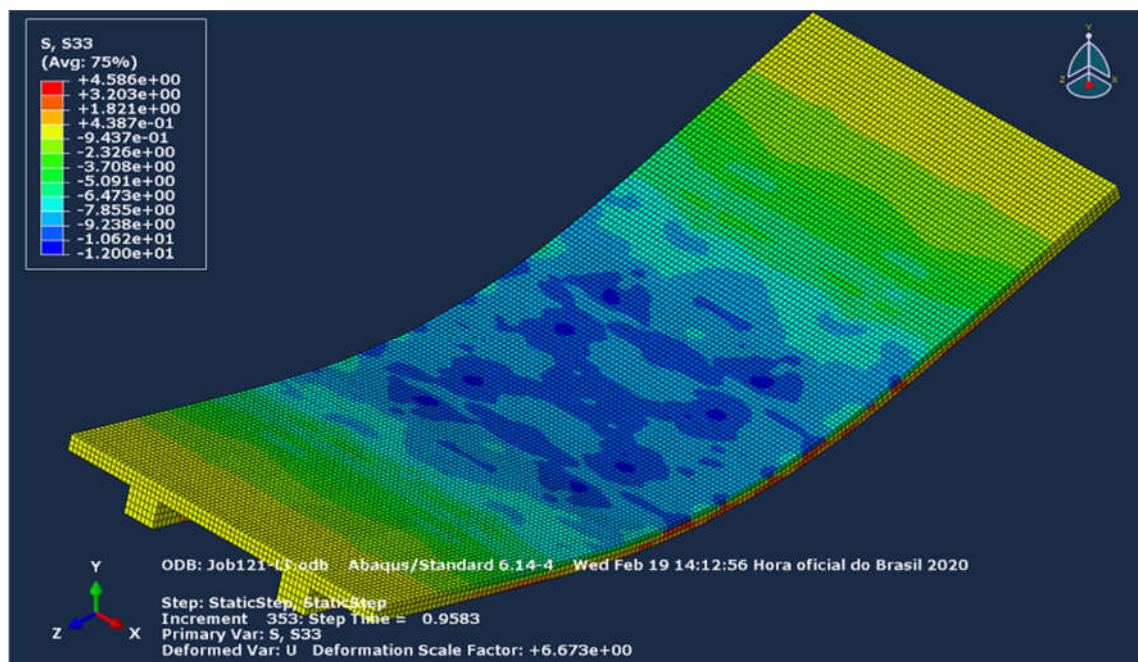
Fonte: Próprio autor.

Figura 99 – Tensões normais no eixo Z para LRef_r102



Fonte: Próprio autor.

Figura 100 – Tensões normais no eixo Z para LRef_r121



Fonte: Próprio autor.

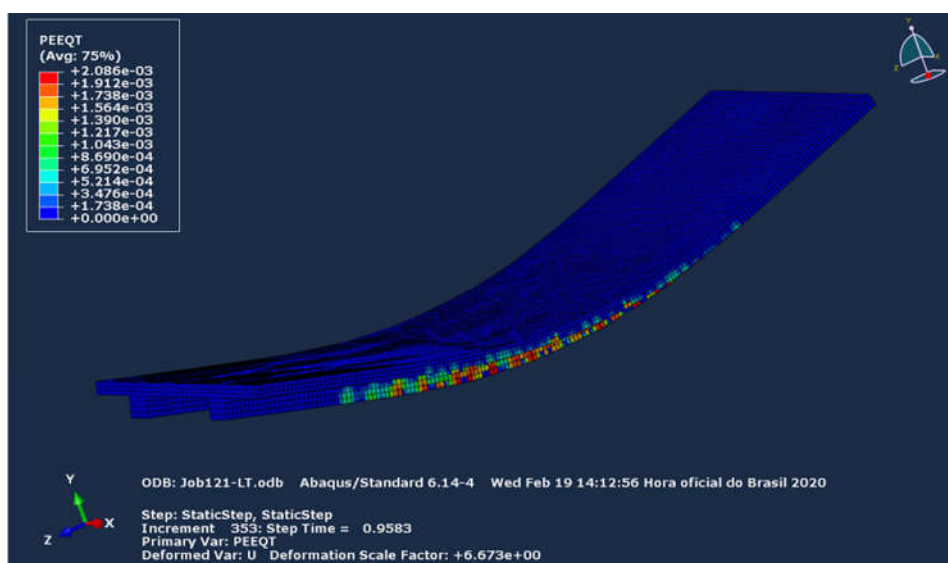
O modelo r75 tem uma resistência à compressão de 27 MPa, mas este leva em conta o efeito Rüşh, que reduz a resistência à compressão por um fator de 0,85, compensando o efeito de perda de resistência para carregamentos de longa duração.

Então, sua resistência à compressão é de aproximadamente 23 MPa. Para este modelo, sua tensão máxima de compressão apresentada é da ordem de 9,5 MPa. Para os modelos r97 e r102, as tensões de compressão máxima são da ordem de 10 MPa. O limite de proporcionalidade para os modelos r75 e r97 são de 10 MPa e 11,9 MPa, respectivamente.

De acordo com a série de testes realizados, em nenhum momento o modelo chegou a convergir em situações nas quais o concreto alcançou seu limite de proporcionalidade em compressão, não havendo, pois, plastificação do concreto comprimido. Dessa forma, a adoção de uma resistência à compressão maior implica em um aumento do limite de proporcionalidade, agindo de forma análoga à uma situação em que o concreto seja perfeitamente elástico.

O limite de proporcionalidade do modelo r121 é de 15 MPa. A tensão máxima de compressão apresentada na Figura 100 é de 12 MPa, o que não vai contra a constatação da dificuldade de plastificação apresentada pelos modelos. No entanto, considerando-se que o valor de tensão máxima é um pouco superior ao valor do limite de proporcionalidade para um concreto de resistência à compressão igual a 27 MPa, torna-se razoável supor que o comportamento geral do modelo não deva diferir em muito do valor obtido. A Figura 101 apresenta as deformações plásticas equivalentes do modelo r121, evidenciando a inexistência de deformação plástica na região comprimida.

Figura 101 – PEEQT do modelo LRef_r121

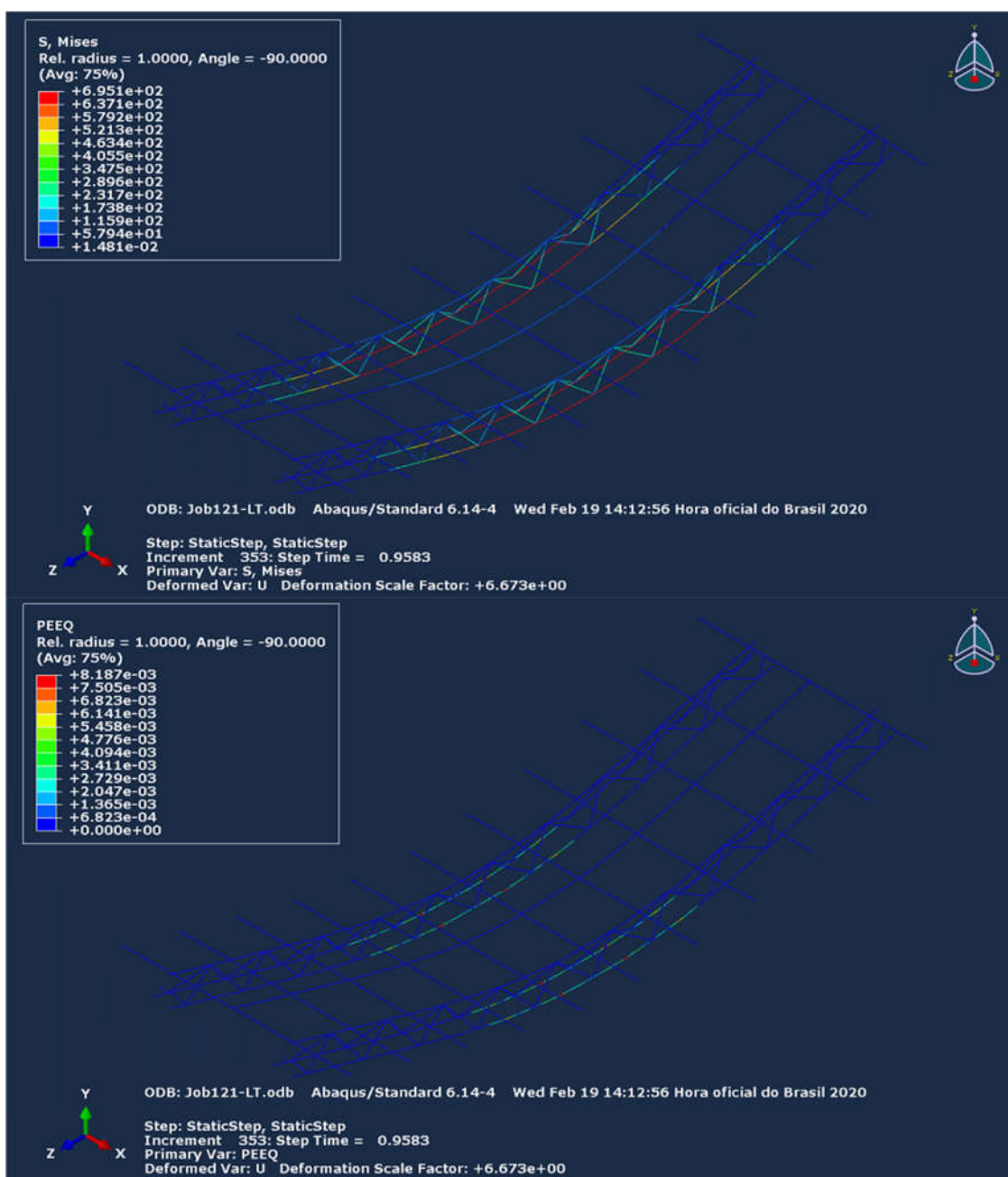


Fonte: Próprio autor.

A inexistência de deformação plástica corrobora a visão de aproximação elástica para a resolução do problema de convergência, tendo, inclusive, a mesma suposição sido feita no cálculo analítico da seção 6.9 e apresentado no Apêndice A.

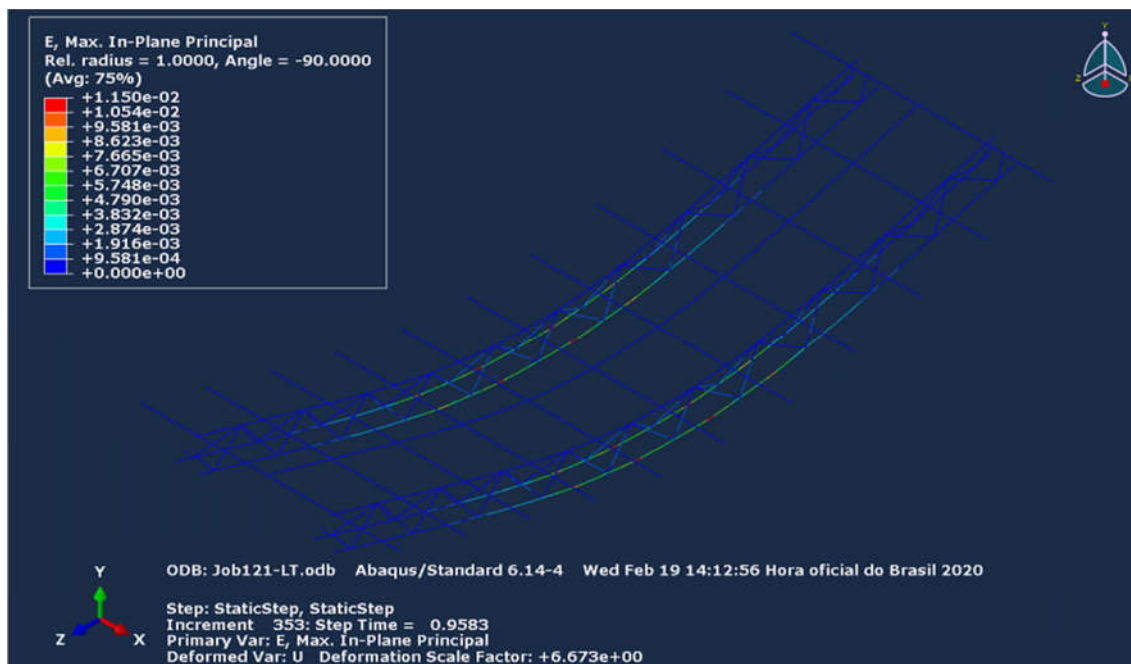
A Figura 102 apresenta a distribuição de tensões e deformações plásticas na armação do modelo r121, enquanto a Figura 103 apresenta as deformações totais.

Figura 102 – Tensão de von Mises e PEEQ da armação do modelo LRef_r121



Fonte: Próprio autor.

Figura 103 – Deformações da armação do modelo LRef_r121



Fonte: Próprio autor.

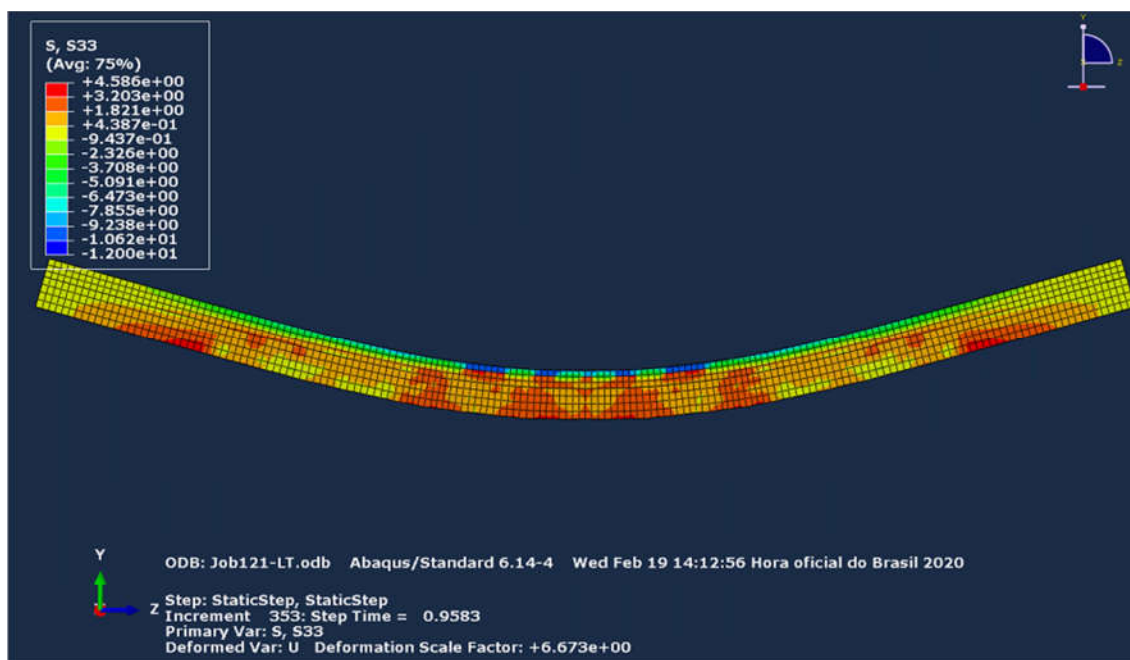
Os dados apresentados na Figura 102 apontam para a plastificação do aço da treliça, tendo sido alcançada a sua tensão máxima de tração (695 MPa), e a presença de pontos com deformações plásticas.

A Figura 103 dá uma dimensão da deformação total obtida pelas barras que compõem as treliças do modelo. Pode-se notar que o aço, que é estimado que se rompa com deformações totais de 1,5 a 2%, tem margem para maiores alongamentos, o que significa maior capacidade de carregamento, desde que o concreto da seção transversal também possa. No entanto, o modelo para de convergir prematuramente e, considerando que nenhum dos limites básicos de resistência tenham sido atendidos, isso pode significar problemas de convergência no *solver*.

Como as deformações já se encontram em patamar avançado, estes problemas de convergência podem ser considerados de menor importância, uma vez que, dentro dos parâmetros estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014), o aço já deveria ter rompido. À luz dos pontos discutidos ao longo desta subseção, pode-se considerar que o modelo r121 é aceitável e representa de forma consistente o comportamento de sua contraparte experimental, servindo de base para a extrapolação para o modelo LSR.

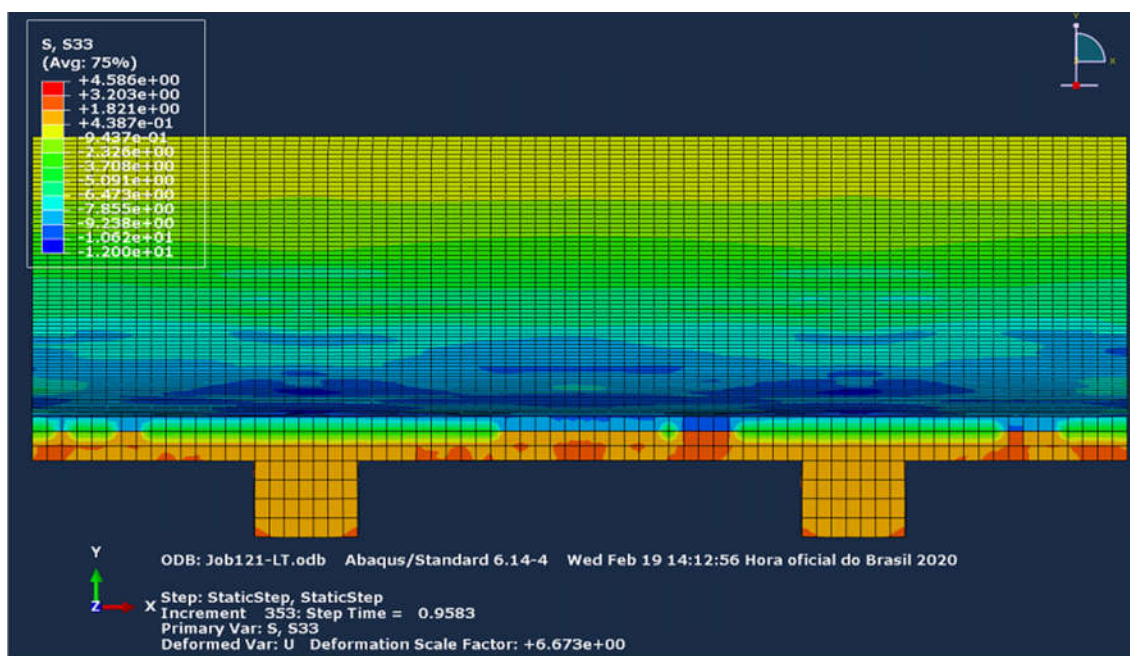
Por fim, a Figura 104 apresenta o perfil de tensões normais ao longo do eixo Z para a nervura do modelo LRef_r121, enquanto que a Figura 105 apresenta o perfil de tensões normais na seção transversal média.

Figura 104 – Tensões normais da nervura do modelo LRef_r121



Fonte: Próprio autor.

Figura 105 – Tensões normais na seção média do modelo LRef_r121

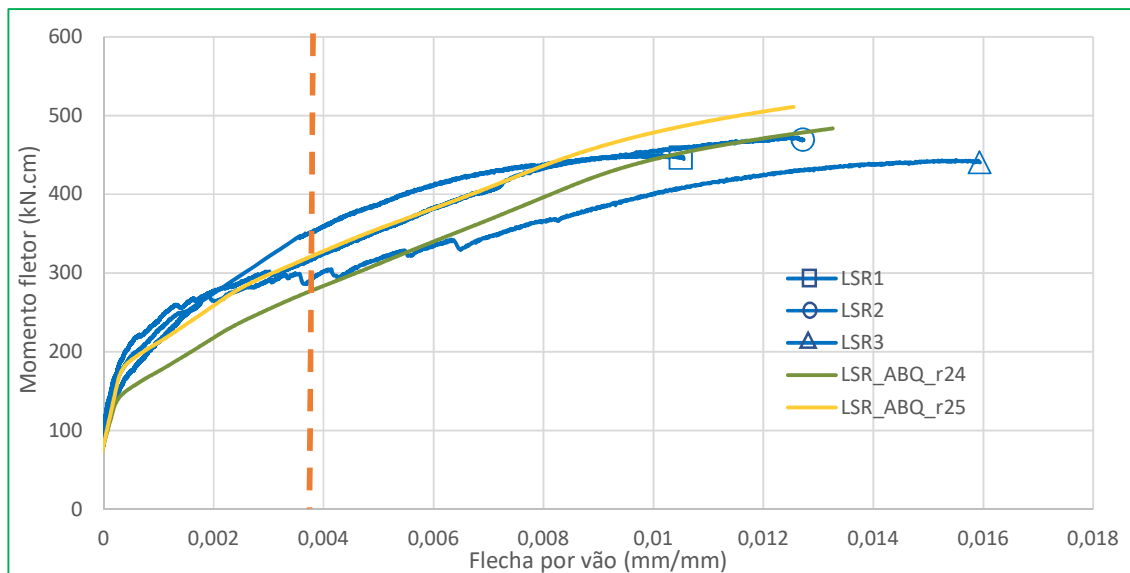


Fonte: Próprio autor.

6.12.5 Análise numérica dos modelos LSR

Com os modelos LRef_r102 e LRef_r121 servindo de base para a produção dos modelos LSR_r24 e LSR_r25, respectivamente, a Figura 106 apresenta o comportamento destes dois, em comparação à sua contraparte experimental.

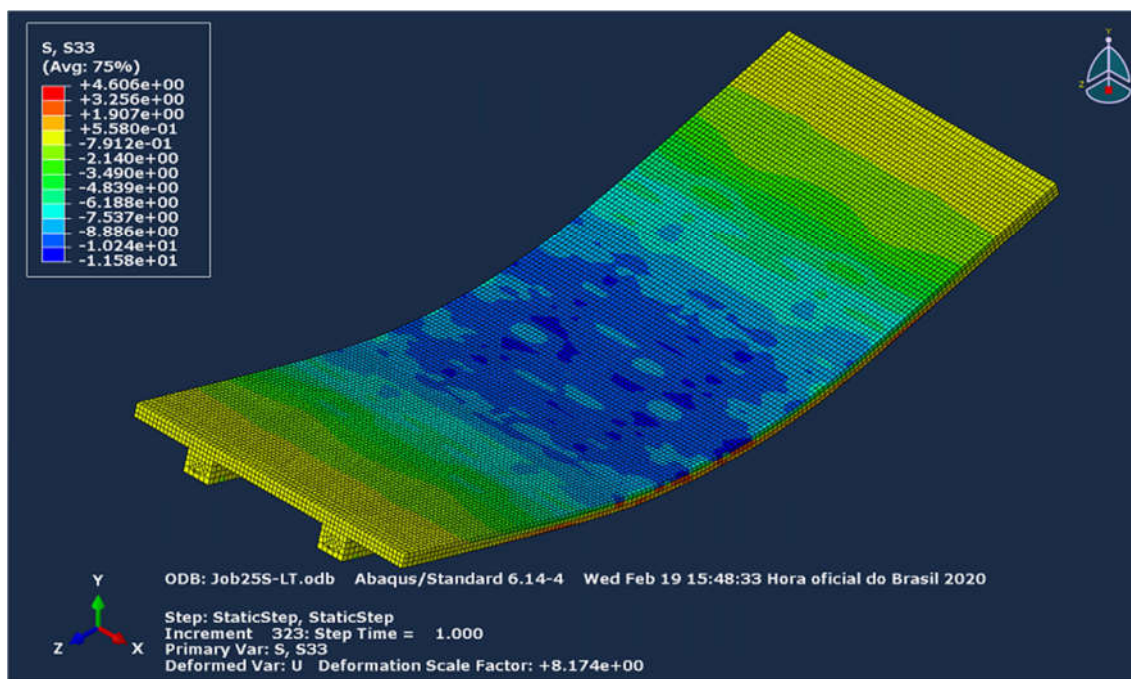
Figura 106 – Resultados numéricos para os modelos LSR



Pode-se notar que o comportamento do modelo LSR_r25 é mais aproximado do encontrado experimentalmente, aproximando de maneira melhor o trecho de alteração de inclinação. Pode-se argumentar que o valor final do modelo LSR_r24 é mais condizente com o obtido experimentalmente; no entanto, considera-se mais prudente afirmar que o comportamento de r25 representa melhor o comportamento genérico dos protótipos tipo LSR.

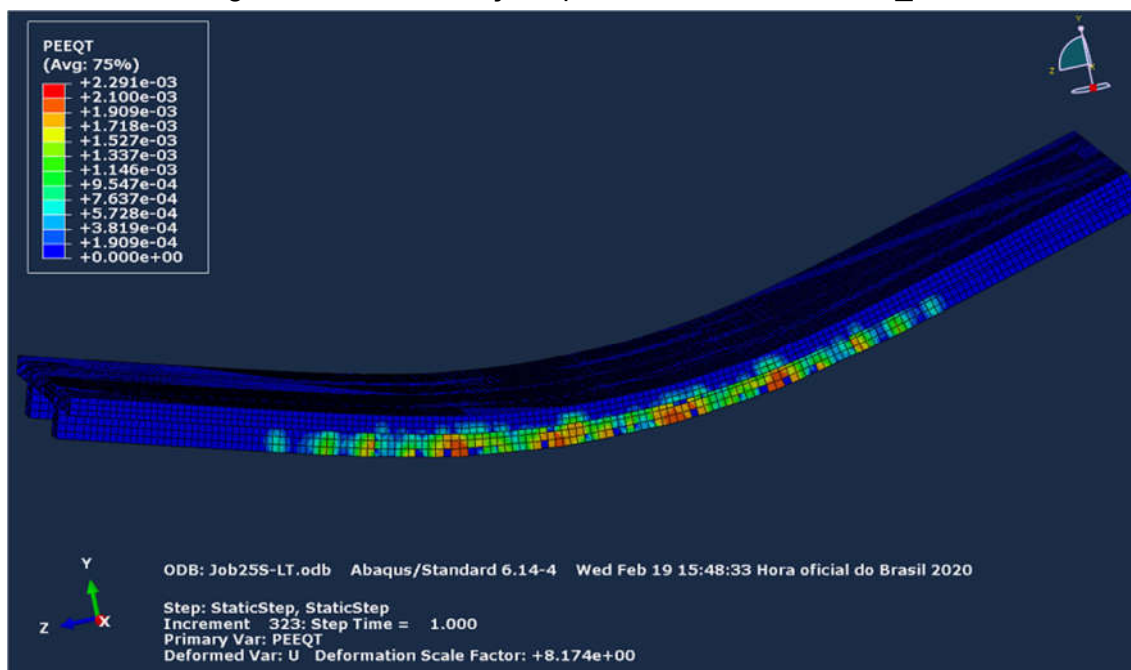
A Figura 107 apresenta a distribuição de tensões normais no eixo longitudinal para a capa de concreto do modelo LSR_r25, enquanto que a Figura 108 apresenta a distribuição de deformações plásticas na capa de concreto do mesmo modelo.

Figura 107 – Tensões normais para o modelo LSR_r25



Fonte: Próprio autor.

Figura 108 – Deformações plásticas no modelo LSR_r25



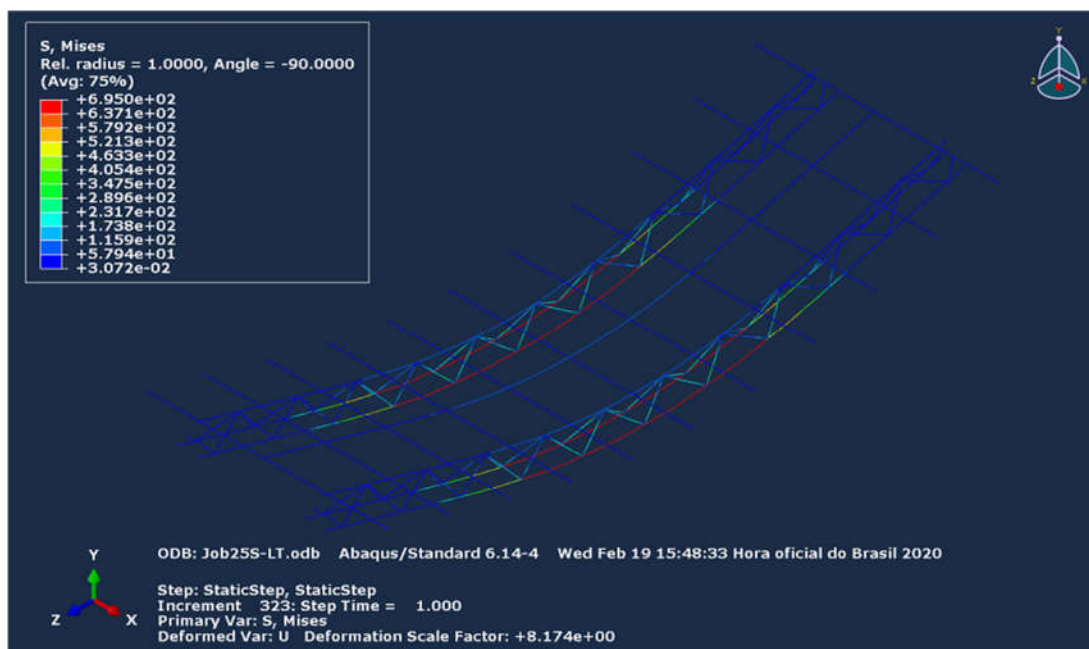
Fonte: Próprio autor.

As tensões do modelo não ultrapassam o limite de proporcionalidade de compressão do concreto do modelo, igual ao comportamento de seus modelos

predecessores, não havendo indicativos de deformações plásticas devido à compressão, conforme o apresentado na Figura 108.

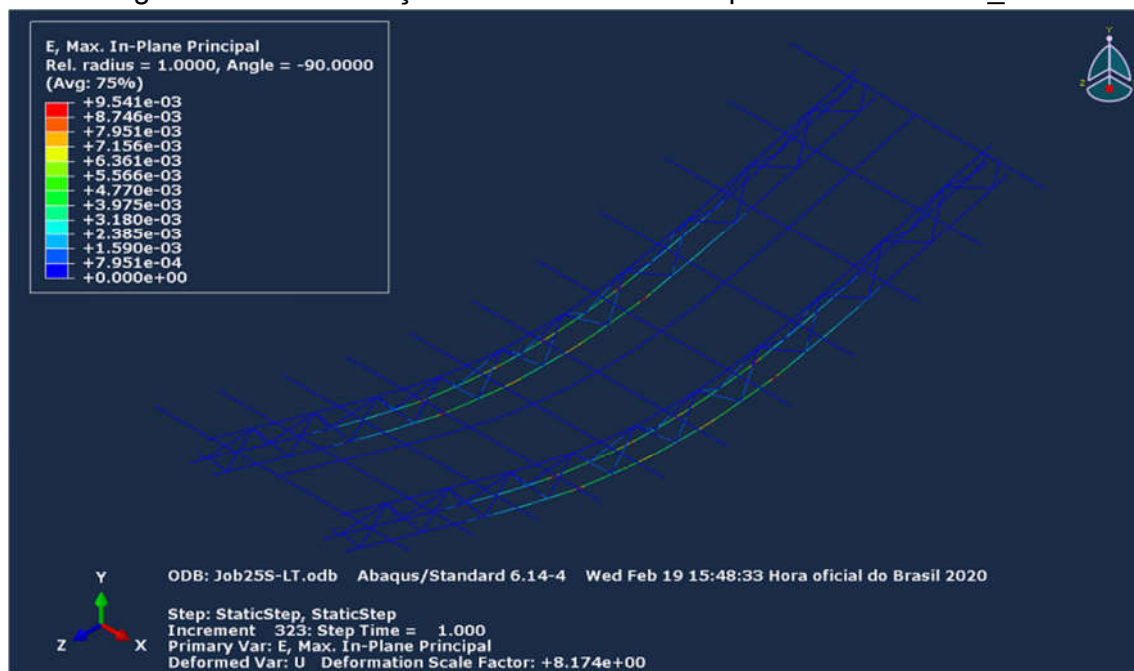
A Figura 109 apresenta a distribuição de tensões da armação do mesmo modelo, enquanto as Figuras 110 e 111 apresentam as deformações plásticas e totais da armadura, respectivamente.

Figura 109 – Tensões normais na armação do modelo LSR_r25



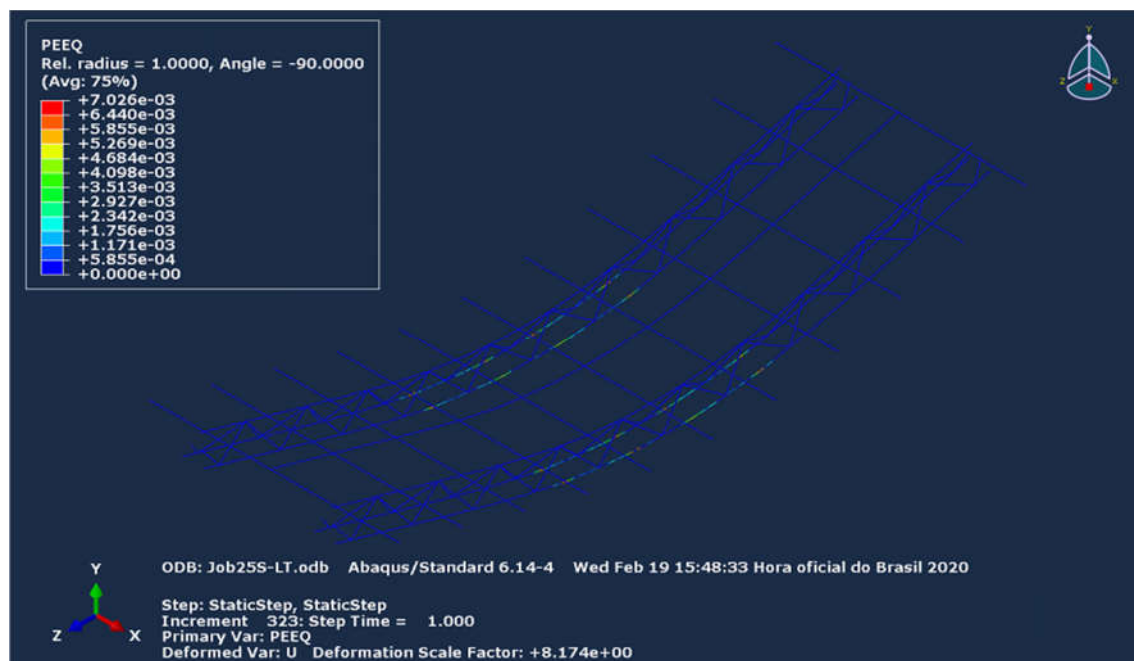
Fonte: Próprio autor.

Figura 110 – Deformações totais da armadura para o modelo LSR_r25



Fonte: Próprio autor.

Figura 111 – Deformações plásticas na armação do modelo LSR_r25



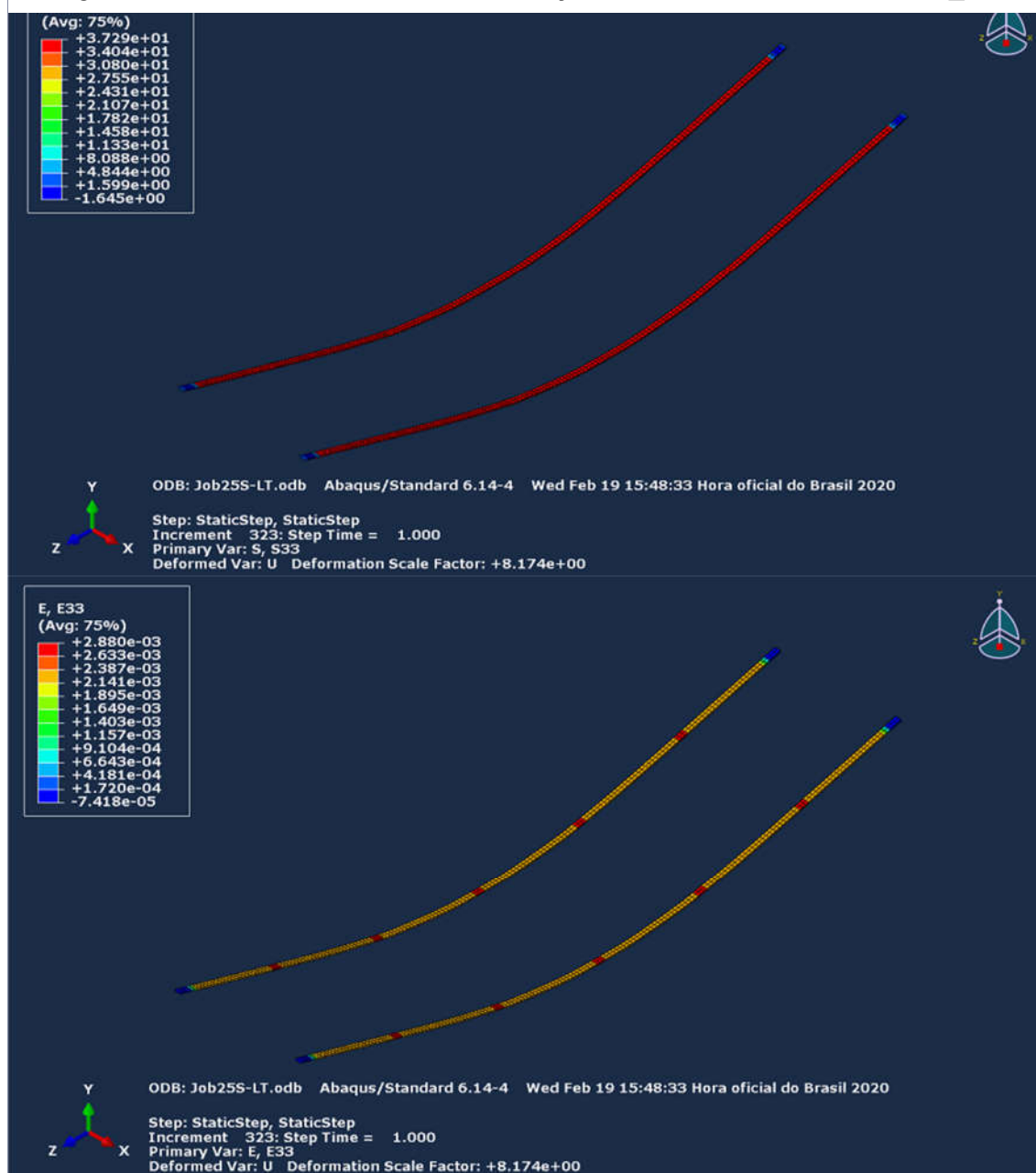
Fonte: Próprio autor.

Pela análise dos valores apresentados nas Figuras 109 a 111, observou-se a plastificação no trecho médio do modelo LSR_r25, em valores menores que os encontrados no modelo LRef_r121, conforme a Figura 103. A isso se credita à

influência do bambu e ao fato de que a carga aplicada no modelo foi insuficiente para causar a sua não-convergência, seja por razões numéricas ou devido às limitações físicas do modelo.

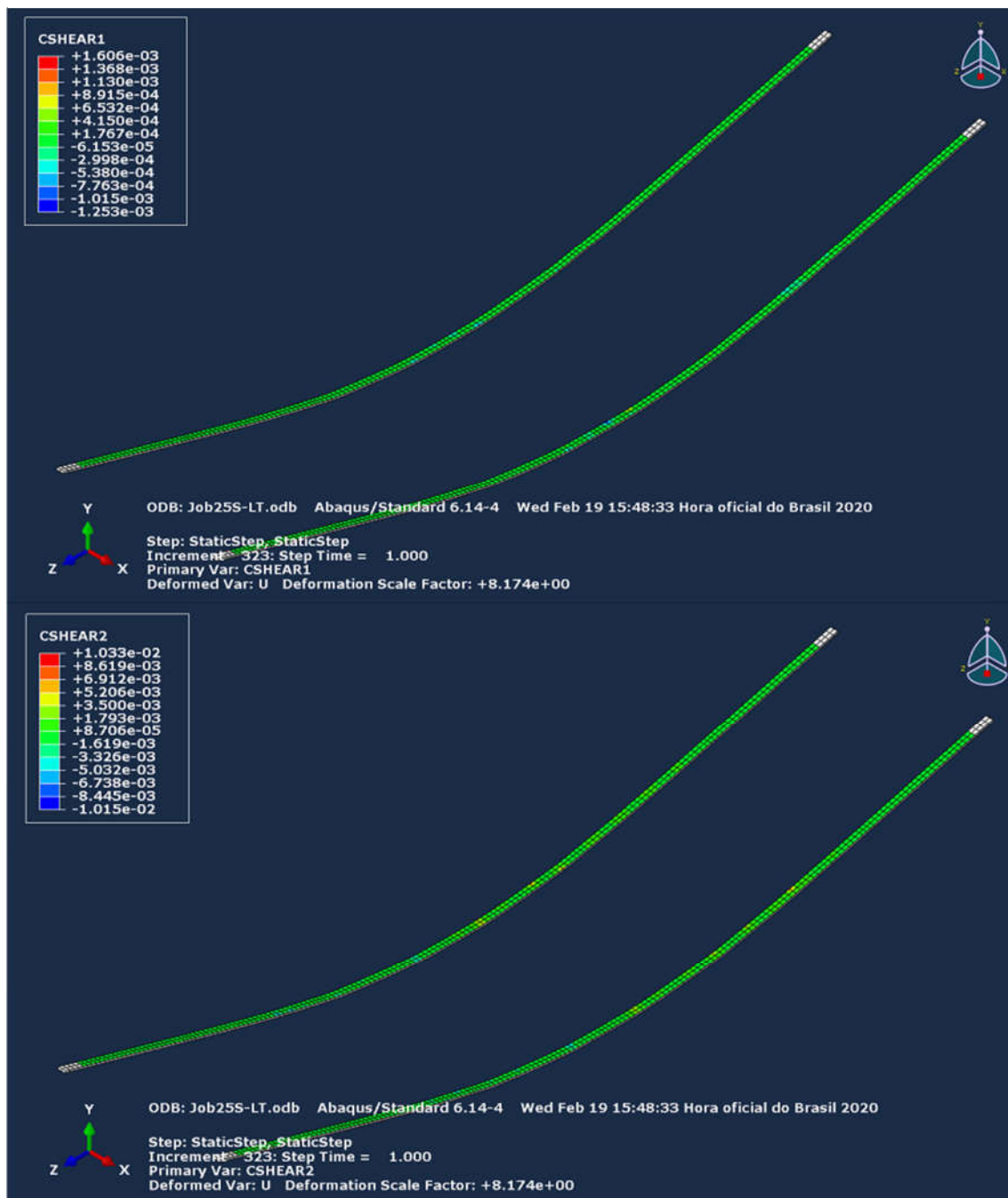
As Figuras 112 e 113 apresentam as tensões normais, deformações e tensões cisalhantes ocorrendo nas taliscas de bambu, para a última iteração de passo de carga válido na simulação.

Figura 112 – Tensões normais e deformação nas taliscas do modelo LSR_r25



Fonte: Próprio autor.

Figura 113 – Tensões cisalhantes nas taliscas do modelo LSR_r25



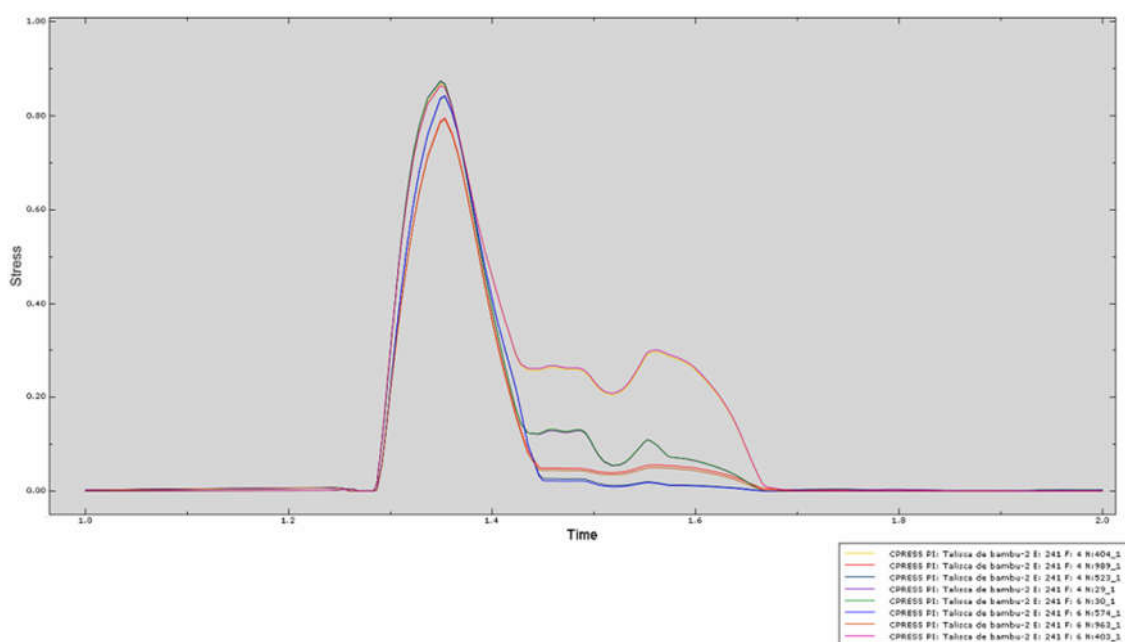
Fonte: Próprio autor.

Nota-se, conforme a Figura 112, que as deformações se concentram nas regiões nodais, que apresentam menor módulo de elasticidade (13 GPa, em comparação com os 16 GPa da região internodal) e, menor resistência, comprovada pelos resultados apresentados em 6.1. A distribuição de tensões normais constantes ao longo da talisca, aliados aos baixos valores de tensão cisalhante apresentados na

Figura 113, indicam baixa aderência entre o bambu e o concreto, o que o força a trabalhar, considerando que as regiões de *tie* permaneçam ligadas ao concreto, por definição, análogo à uma protensão sem aderência.

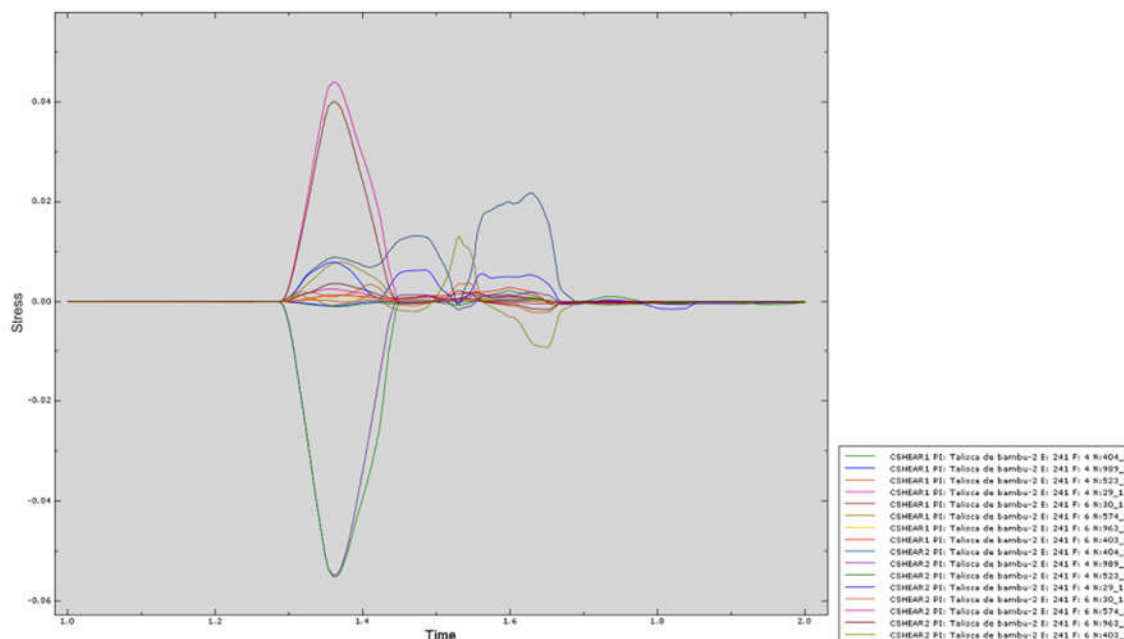
A Figura 114 apresenta, para o modelo LSR_r25, a variação das pressões de contato para um elemento localizado na região central da talisca, enquanto a Figura 115 apresenta as variações das tensões de cisalhamento para as faces deste mesmo elemento. A unidade das ordenadas, descritas como *Time*, é a porcentagem do *timestep* do carregamento externo, sendo de 0 a 1 o carregamento do peso próprio e de 1 a 2 a totalidade do carregamento do peso próprio.

Figura 114 – Pressões de contato para o elemento da talisca do modelo LSR_r25 (MPa)



Fonte: Próprio autor.

Figura 115 – Tensões de cisalhamento na superfície da talisca do modelo LSR_r25 (MPa)

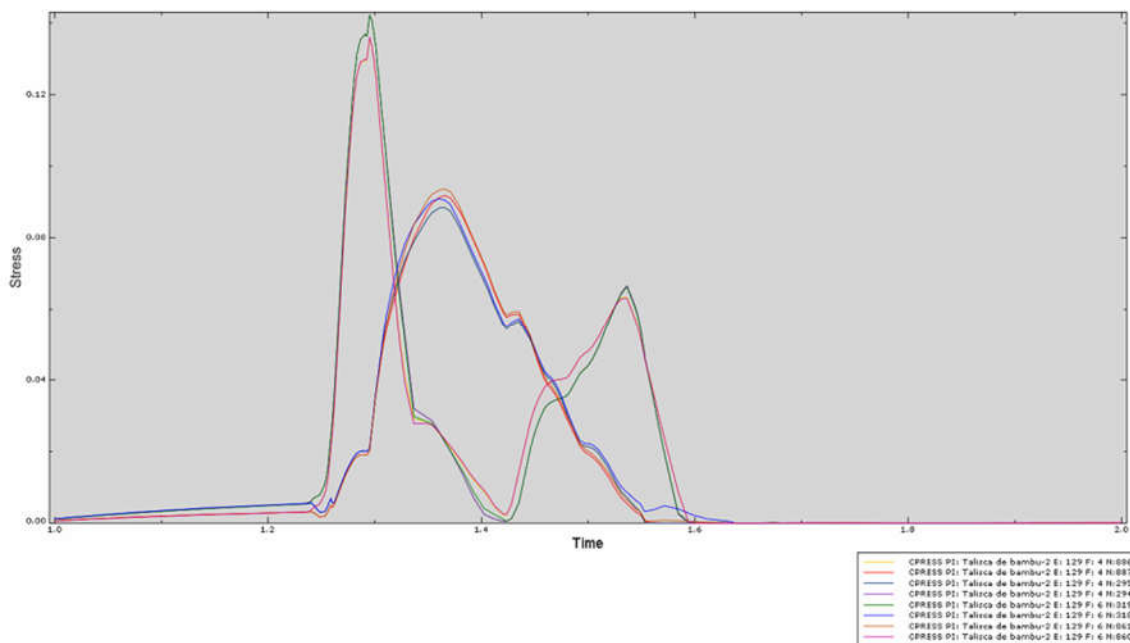


A Figura 114 apresenta um pico de pressão de contato de 0,8 MPa, que coincide com o pico da Figura 115, que apresenta um pico de cisalhamento da ordem de 0,04 MPa, o que indica baixa capacidade aderente da superfície de contato.

Baseados nos resultados obtidos e na formulação do modelo *penalty*, a relação entre a pressão de contato e a tensão cisalhante resistente pode ser uma representação inadequada do efeito de adesão mecânica entre o bambu e o concreto. Mais testes, alterando os parâmetros e as funcionalidades do método, bem como experimentação com outros métodos, podem resultar em comportamentos diferentes para os modelos numéricos. Poderão ser úteis as tentativas de mensuração do efeito no modelo físico, buscando validar os comportamentos obtidos numericamente.

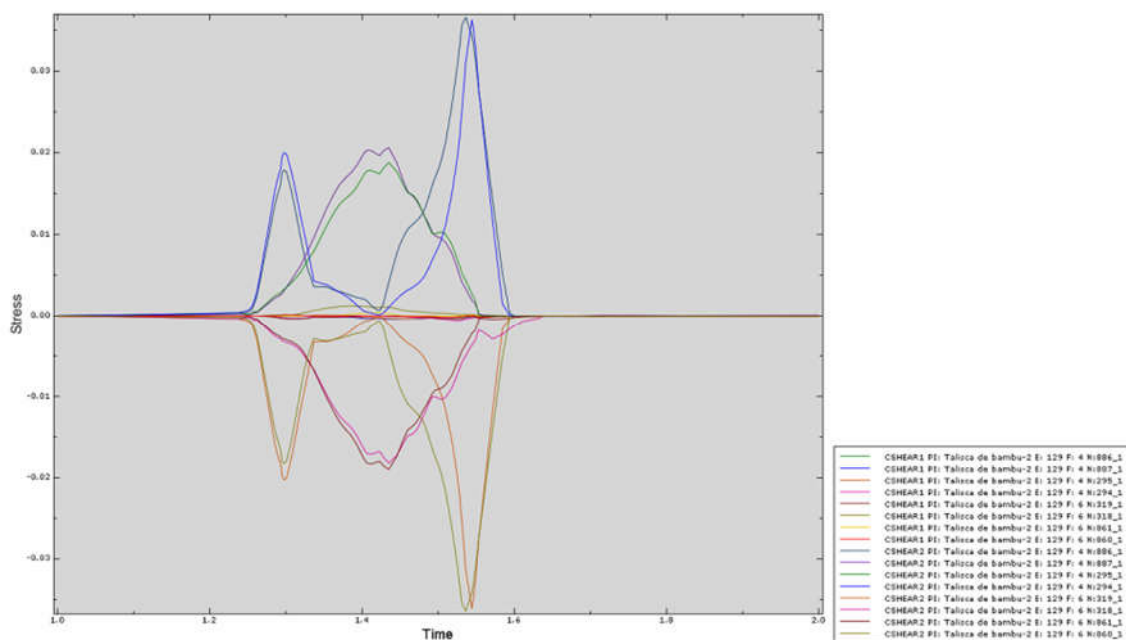
A Figura 116 apresenta as tensões cisalhantes da face da talisca para a região próxima do ponto de carregamento, para o mesmo modelo, e a Figura 117 apresenta a pressão de contato para o mesmo ponto.

Figura 116 – Pressões de contato na talisca próximo à região de carregamento do modelo LSR_r25 (MPa)



Fonte: Próprio autor.

Figura 117 – Tensões cisalhantes na face da talisca na região de carregamento para o modelo LSR_r25 (MPa)



Fonte: Próprio autor.

Nota-se o deslocamento do pico de tensão cisalhante em relação à seção média, apresentada na Figura 117, mesmo sendo o pico de pressão da Figura 116, muito próximo do da Figura 114. Para que se possa tirar alguma conclusão sobre este comportamento, mais análises devem ser realizadas, incluídas as contrapartes experimentais, para possibilitar uma comparação e uma possível correção do modelo, caso a suspeita de má-representação dele neste ponto do contato apresente fundamento.

No mais, o modelo LSR apresenta um comportamento próximo do experimental e, caso o descolamento da interface e a suposição de aderência perfeita na região protegida com Sikadur 32 seja realista, observa-se que o comportamento análogo à protensão sem aderência se mostra uma realidade possível.

7 CONCLUSÃO

Os resultados encontrados, aliados aos pontos levantados ao longo da discussão do capítulo anterior, fornecem a base para as conclusões apresentadas e para as propostas de continuidade da linha de pesquisa, que serão apresentadas nas seções que compõem este capítulo.

7.1 CONCLUSÕES DO TRABALHO

Conclui-se que, para as situações discutidas e ensaiadas no escopo deste trabalho:

- a colocação de reforço nas regiões nodais das taliscas contribuiu positivamente para resistência útil das taliscas, aumentando sua capacidade resistente máxima em 13%;
- o uso do adesivo químico Sikadur 32 mostrou uma distribuição de resultados menos dispersa do que o adesivo bicomponente à base de óleo de mamona, apresentando-se como uma alternativa para a colagem dos reforços nas taliscas, para os materiais testados;
- o uso de adesivo químico Sikadur 32 ofereceu boa resistência ao cisalhamento, tendo sido encontrado um valor de, aproximadamente, 3,3 MPa de resistência ao cisalhamento no plano de colagem. Além disso, o mecanismo de falha identificado foi originário de falha no bambu adjacente à ligação, sendo o bambu o elemento limitante de resistência, e não do adesivo em si;
- o uso de látex de seringueira como agente impermeabilizante apresentou resultados considerados aceitáveis, reduzindo e linearizando o comportamento de absorção de água do bambu, sem grande influência no peso próprio do material;
- foram encontrados resultados de resistência estática ao cisalhamento no ensaio de arrancamento de 0,63 MPa para taliscas de bambus tratadas e não reforçadas, tendo estas todas sido rompidas por descolamento da interface bambu/concreto;
- foram obtidos módulos de elasticidade para as regiões nodais e internodais do bambu, com médias de 10,4 e 9,6 GPa e coeficientes de variação de 39%

e 43%, respectivamente. sempre com valores inferiores nas respectivas regiões nodais em comparação com sua região internodal;

- o efeito aparente de reforço nos nós aumentou em 4 vezes no valor do módulo de elasticidade à tração paralela às fibras, quando comparada apenas com a seção útil teórica da talisca;
- foram encontrados coeficientes de Poisson de 0,30 para a região internodal e 0,26 para a região nodal do bambu utilizado nesta pesquisa;
- cálculos analíticos apontam para um efeito positivo do uso do bambu como adição de reforço para o ELS de deslocamento excessivo, o que se confirmou experimentalmente, dentro do escopo desta pesquisa;
- não se percebeu um acréscimo significativo no valor do momento resistente no ELU, devido ao uso de taliscas de bambu como armadura adicional. Análises apontaram para impossibilidade de contribuição do bambu no momento resistente ao ELU nesta configuração, uma vez que o protótipo trabalha em um domínio de deformação que causa a ruptura prematura do bambu;
- os parâmetros inseridos no ABAQUS foram considerados satisfatórios quanto à descrição do comportamento dos modelos LRef e LSR (modelos sem taliscas e com taliscas sem reforço na região nodal, respectivamente), correspondendo com grande aproximação ao comportamento obtido experimentalmente;
- a análise numérica aponta para um descolamento prematuro na interface do bambu e do concreto, ao invés de uma ruptura localizada, o que causaria um comportamento análogo ao de uma protensão não-aderente, caso as condições de ancoragem (tipo *tie*) nos apoios sejam garantidas.

7.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se, primeiramente, um estudo de longo prazo para dois fins mais específicos: compreender o efeito de carregamento de longo prazo (fluência) neste protótipo, obtendo-se as flechas diferidas, e a realização de uma análise da possibilidade de deterioração do bambu e/ou do agente impermeabilizante, que são materiais de origem orgânica, sujeitos a mecanismos de deterioração distintos daqueles conhecidos para concreto e aço.

Dentro dos moldes do trabalho, são sugeridas uma análise mais detalhada da ligação entre o bambu e concreto, e um trabalho mais extensivo de instrumentação e controle dos dados obtidos, de forma a fundamentar melhor as conclusões obtidas. Também é de interesse o aumento amostral, fornecendo mais segurança para o embasamento de conclusões fundamentadas em análises estatísticas.

No âmbito de simulações numéricas dos modelos, propõe-se efetuar uma análise do modelo LCR (laje armada com bambu reforçado nas regiões nodais), possibilitando a introdução da interação talisca/reforço, além de um estudo mais detalhado da interação talisca-concreto do modelo LSR (laje armada com bambu sem reforço na região nodal), buscando compreender as limitações do modelo tipo *penalty*, bem como alternativas para uma melhor representação do fenômeno. Por fim, sugere-se a realização de um estudo paramétrico que corrija os problemas de convergência encontrados no comportamento do modelo LRef para o trecho de plastificação do concreto, para implementação nos demais modelos.

REFERÊNCIAS

ABAQUS 6.14 documentation, Dassault Systems Simulia Corp, Providence, 2014.

AGARWAL, A.; NANDA, B.; MAITY, D. Experimental investigation on chemically treated bamboo reinforced concrete beams and columns. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 71, p.610-617, 2014.

APUAMA. *Normas sobre estruturas de bambu foram disponibilizadas para consulta pública*. Campinas: Unicamp, 2020. Disponível em: <http://apuama.org/normas-sobre-estruturas-de-bambu-foram-disponibilizadas-para-consulta-publica/>. Acesso em: 20 out. 2020.

APUAMA. *Características mecânicas*. Campinas: Unicamp, 2017. Disponível em: <http://apuama.org/caracteristicas-mecanicas/>. Acesso em: 01 fev. 2019.

ASKARINEJAD, S.; KOTOWSKI, P.; SHALCHY, F.; RAHBAR, N. Effects of humidity on shear behavior of bamboo. *Theoretical and Applied Mechanics Letters*, Melville, v. 5, n. 6, p.236-243, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. *NBR 12655: concreto de cimento portland – preparo, controle, recebimento e aceitação: procedimento*. Rio de Janeiro, 2015. 22 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 1: vigotas, minipainéis e painéis - requisitos*. Rio de Janeiro, 2016. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. *NBR 14859-2: lajes pré-fabricadas de concreto parte 2: elementos inertes para enchimento e fôrma - requisitos*. Rio de Janeiro, 2016. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 14859-3: lajes pré-fabricadas de concreto Parte 3: armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas - requisitos*. Rio de Janeiro, 2017. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 5738: concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (versão corrigida, 2016)*. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 5739: concreto - ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. *NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 7222: concreto e argamassa — determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. *NBR 8522: concreto - determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 9778: argamassa e concreto endurecidos - determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica (versão corrigida, 2009)*. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos*. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR/ISO 6892-1: materiais metálicos – ensaio de tração – parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente (versão corrigida, 2018)*. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA – ABNT. *NBRNM 67: concreto – determinação da consistência pelo abatimento o tronco de cone*. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.

BERALDO, A. L.; RIVERO, L. A. Bambu laminado colado (BLC). *Floresta e Ambiente*, Seropédica, v. 10, n. 2, p.36-46, 2003.

BRANSON, D. E. Procedures for computing deflections. *ACI Journal*, New York, v. 65, n. 9, p. 53-65, 1968.

BRINK, F. E.; RUSH, P. J. Bamboo reinforced concrete construction. *U. S. NAVAL CIVIL ENGINEERING LABORATORY*, Port Hueneme, 1966.

CAIXETA, D. P. *Contribuição ao estudo de lajes pré-fabricadas com vigas treliçadas*. 1998. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1998.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003*. 3. ed. São Carlos: Ed. UFSCar, 2007. 367 p.

CARVALHO, R. C.; PARSEKIAN, G. A.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; MACIEL, A. M. Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto. *In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO*, 1., 2005, São Carlos. *Anais [...]*. São Carlos: EESC, 2005. p. 1-12. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/122.pdf. Acesso em: 26 jun. 2019.

CASTAÑO NIETO, F. *Final report: sustainable industrialization of bamboo*. – Washington: Chemonics International, 2001. Colombia Alternative Development Project

CHEN, W. F. *Plasticity in reinforced concrete*. Fort Lauderdale: J. Ross Publishing, 2007.

COLLA, W. A.; BERALDO, A. L.; BRITO, J.O. Effects of thermal treatment on the physicochemical characteristics of giant bamboo. *Cerne*, Lavras, v. 17, n. 3, p.361-367, 2011.

CRUZ, M. A. Integrado à paisagem. *Jornal da Unicamp*, Campinas, p. 1-1. 2002. Disponível em: http://www.unicamp.br/unicamp/unicamp_hoje/ju/outubro2002/unihoje_ju193pag8b.html. Acesso em: 19 fev. 2019.

DEY, A.; CHETIA, N. Experimental study of bamboo reinforced concrete beams having various frictional properties. *Materials Today: Proceedings*, Amsterdam, v. 5, n.1, p.436-444, 2018.

DI PIETRO, J. E. *Projeto, execução e produção de lajes com vigotes pré-moldados de concreto*. 1993. 109 f. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1993.

DROPPA JÚNIOR, A. *Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada*. 1999. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FAZZAN, J. V. *Comportamento estrutural de lajes pré-moldadas treliçadas com adição de resíduo de borracha de pneu*. 2011. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2011.

FERREIRA, G. C. S.; BERALDO, A. L.; MORENO JÚNIOR, A. L.; SILVA, A. O. B. Flexural and shear behaviour of concrete beams reinforced with bamboo. *International Journal Sustainable Materials and Structural Systems*, New York, v. 2, n. 3/4, p. 335–347, 2016.

FLÓRIO, M. C. *Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas em concreto armado*. 2004. 213 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

GARBINO, L. V. *Determinação de propriedades físicas do bambu Dendrocalamus giganteus*. 2003. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2003.

GARCÍA, J. J.; RANGEL, C.; GHAVAMI, K. Experiments with rings to determine the anisotropic elastic constants of bamboo. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 31, p.52-57, 2012.

GHAVAMI, K.; MARINHO, A. B. Propriedades físicas e mecânicas do colmo inteiro do bambu da espécie do bambu da espécie guadua angustifolia. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, Campina Grande, v. 9, n.1, p. 107-114, 2005.

GHAVAMI, K. Ultimate load behaviour of bamboo-reinforced lightweight concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, Oxford, v. 17, n. 1, p. 281-288, 1995.

GHAVAMI, K. Bamboo as reinforcement in structural concrete elements. *Cement and Concrete Composites*, Oxford, v. 27, n. 6, p.637-649, 2005.

GOTTRON, J.; HARRIES, K. A.; XU, Q. Creep behaviour of bamboo. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 66, p.79-88, 2014.

HELENE, P.; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. Brasília: Pini, 1992. 349 p.

IKPONMWOSA, E.; FAPOHUNDA, C.; KOLAJO, O.; EYO, O. Structural behaviour of bamboo-reinforced foamed concrete slab containing polyvinyl wastes (PW) as partial replacement of fine aggregate. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, Amsterdam, v. 29, n. 4, p. 348-355, 2017.

ISAIA, G. (ed.). *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia dos materiais*. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010. v. 2.

JAKOVLJEVIĆ, S.; LISJAK, D.; ALAR, Ž.; PENAFA, F. The influence of humidity on mechanical properties of bamboo for bicycles. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 150, p.35-48, 2017.

JANKOWIAK, T.; ŁODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, Poznań, v. 6, n. 1, p. 53-69, 2005.

JANSSEN, J. J. A. *Bamboo in building structures*. 1981. 235 f. Thesis (PhD) - Department of the Built Environment, Eindhoven University, Eindhoven, 1981.

JANSSEN, J. J. A. *Mechanical properties of bamboo*. Dordrecht: Springer Science+business Media, 1991. 134 p.

JAVADIAN, A.; WIELOPOLSKI, M.; SMITH, I.F.; HEBEL, D.E. Bond-behavior study of newly developed bamboo-composite reinforcement in concrete. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 122, p. 110-117, 2016.

KARTHIK, S.; RAO, P. R. M.; AWOYERA, P. O. Strength properties of bamboo and steel reinforced concrete containing manufactured sand and mineral admixtures. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, Amsterdam, v. 29, n. 4, p. 400-406, 2017.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, Reston, v. 124, n. 8, p. 892-900. 1998

LINDHOLM, M.; PALM, S. *Guadua chacoensis in Bolivia: an investigation of mechanical properties of a bamboo species*. 2007. 145 f. Thesis (Magister) - Centre for Wood Technology e Design, Linköping University, Linköping, 2007.

LUBLINER, J.; OLIVER, J; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Oxford, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MARÇAL, V. H. S. *Uso do bambu na construção civil*. 2008. 60 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

MICHAŁ, S.; ANDRZEJ, W. Calibration of the CDP model parameters in Abaqus. *In: THE WORLD CONGRESS ON ADVANCED IN STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS*, 2015, Incheon. *Congress of the [...]*. Incheon: [s.n.], 2015.

MOKHATAR, S. N.; ABDULLAH, R. Computational analysis of reinforced concrete slabs subjected to impact loads. *International Journal of Integrated Engineering*, Parit Raja, v. 4, n. 2, p. 70-76, 2012.

MORAES, J. C. B. *Estudo da aderência entre o concreto e a espécie de bambu Bambusa vulgaris impermeabilizada com látex*. 2013. 46 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2013.

MOROZ, J. G.; LISSEL, S. L.; HAGEL, M. D. Performance of bamboo reinforced concrete masonry shear walls. *Construction and Building Materials*, Amsterdam v. 61, p.125-137, 2014.

MUHTAR; DEWI, S. M.; WISNUMURTI; MUNAWIR, A. Enhancing bamboo reinforcement using a hose-clamp to increase bond-stress and slip resistance. *Journal of Building Engineering*, Oxford v. 26, p. 100896, 2019.

NURDIAH, E. A. The potential of bamboo as building material in organic shaped buildings. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, Amsterdam, v. 216, p. 30-38, 2016.

OKA, G. M.; TRIWIYONO, A.; AWALUDIN, A.; SISWOSUKARTO, S. Effects of node, internode and height position on the mechanical properties of *Gigantochloa atroviolacea* bamboo. *Procedia Engineering*, Amsterdam, v. 95, p. 31-37. 2014.

PENELLUM, M.; SHARMA, B.; SHAH, D. U.; FOSTER, R. M.; RAMAGE, M. H. Relationship of structure and stiffness in laminated bamboo composites. *Construction and Building Materials*, Amsterdam, v. 165, p. 241-246, 2018.

PEREIRA, M. A. R.; BERALDO, A. L. *Bambu de corpo e alma*. 2. ed. Bauru: Canal 6, 2008. 239 p.

PRAWIROHATMODJO, S. Comparative strengths of green and air-dry bamboo. In: INTERNATIONAL BAMBOO WORKSHOP, 1988, Cochin. *Proceedings* [...]. Índia: The Kerela Forest Institute, 1988, p. 218 – 222.

PUDDICOME, T. *Finite element analysis of reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete slabs in punching shear*. 2018. 144 f. Thesis (PhD.) – Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, Newfoundland, 2018.

PURI, V.; CHAKRABORTTY, P.; ANAND, S.; MAJUMDAR, S. Bamboo reinforced prefabricated wall panels for low-cost housing. *Journal of Building Engineering*, Oxford, v. 9, p. 52-59, 2017.

RAHMAN, M. M.; RASHID, M. H.; HOSSAIN, M.A.; HASAN, M.T.; HASAN, M.K. Performance evaluation of bamboo reinforced concrete beam. *International Journal of Engineering & Technology*, Saddar, v. 11, n. 4, p. 142-146, 2011.

REYNOLDS, T.; SHARMA, B.; HARRIES, K.; RAMAGE, M. Dowelled structural connections in laminated bamboo and timber. *Composites Part B: Engineering*, Oxford, v. 90, p. 232-240, 2016.

SANTOS, M. R. *Análise numérica de lajes treliçadas pré-moldadas com adição de resíduo de borracha*. 2009. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

SEVALIA, J. K.; SIDDHPURA, N. B.; AGRAWAL, C. S.; SHAH, D. B.; KAPADIA, J. V. Study on bamboo as reinforcement in cement concrete. *International Journal of Engineering Research and Applications*, Ghaziabad, v. 3, n. 2, p. 1181-1190, 2013.

SOUSA, L. C. *Estudo experimental do comportamento estrutural de lajes treliçadas com adição de resíduos de borracha de pneu e cinza de casca de arroz comercial*. 2014. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2014.

TORRES, L.; GHAVAMI, K.; GARCÍA, J. A transversely isotropic law for the determination of the circumferential Young's modulus of bamboo with diametric compression tests. *Latin American Applied Research*, Bahía Blanca, v. 37, p. 255-260, 2007.

TRIGO, A. P. M. *Estudo de lajes com adição de resíduo de pneu*. 2008. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2008.

TSUTSUMOTO, N. Y. *Avaliação do comportamento estrutural de vigas de concreto armado com taliscas de bambu reforçadas nos nós*. 2016. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2016.

TSUTSUMOTO, N. Y.; MELGES J. L. P.; FIORITI, C. F.; AKASAKI, J. L.; TASHIMA, M. M. Analysis of concrete beams with additional reinforcement of the bamboo splints. *Revista Ingeniería de Construcción*, Santiago, v. 34, n. 2, p. 124-135, 2019.

VERMA, C. S.; PUROHIT, R.; RANA, R. S.; MOHIT, H. Mechanical properties of bamboo laminates with other composites. *Materials Today: Proceedings*, Amsterdam, v. 4, n. 2, p. 3380-3386, 2017.

XU, Q.; HARRIES, K.; LI, X.; LIU, Q.; GOTTRON, J. Mechanical properties of structural bamboo following immersion in water. *Engineering Structures*, Oxford, v. 81, p. 230-239, 2014.

WANG, F.; YANG, J. Experimental and numerical investigations on load-carrying capacity of dowel-type bolted bamboo joints. *Engineering Structures*, Oxford, available online (In Press), 2019.

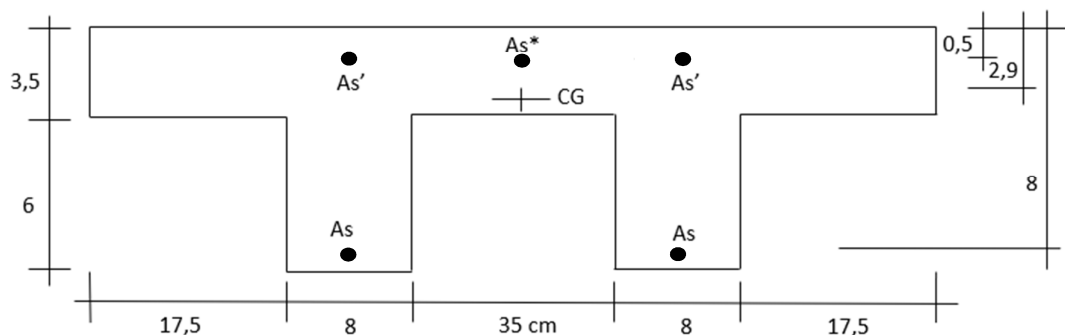
ZHOU, Y. *Nonlinear analysis of reinforced concrete slab on partially softening ground*. 2017. 77 f. Thesis (Master) –Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, 2017.

APÊNDICE A – Determinação e cálculo analítico do Momento Resistente Último do protótipo de laje

Considera-se que o protótipo da laje referência, não havendo então a presença e a contribuição de taliscas de bambu na sua resistência, trabalha no domínio 2(a), caracterizado pela deformação excessiva da armadura positiva, com alongamento limite convencional correspondente de 1%, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2007), o modelo matemático da laje pode ser aproximado pela seção transversal em forma da letra “T”, trabalhando como sendo um elemento isolado. Para esta análise, assume-se a laje como sendo uma viga de seção duplo “T”, conforme ilustrado na Figura A.1.

Figura A.1 – Seção transversal do modelo de cálculo



Fonte: Próprio autor.

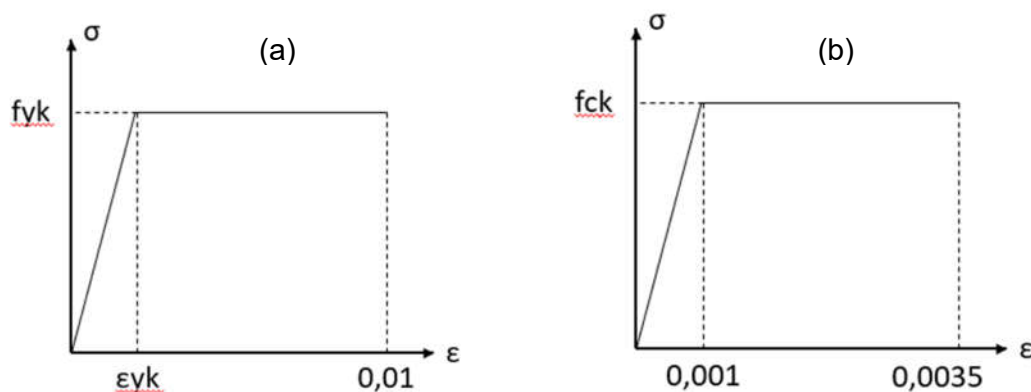
As armaduras apontadas na Figura A.1, apresentam as seguintes denominações: As ($4\varnothing 4,2\text{mm}$), As' ($2\varnothing 6\text{mm}$) e As* ($1\varnothing 6,3\text{mm}$), sendo as duas primeiras de aço CA-60 e a última de CA-50. Para o modelo de cálculo, considera-se, conforme os resultados obtidos por Sousa (2014), que a seção da viga trabalha com a linha neutra cortando a mesa, caracterizando, desta maneira, o comportamento do concreto comprimindo como sendo o de uma seção “retangular”.

Supõe-se o módulo de elasticidade do aço como sendo igual a 210 GPa para ambas as classes de aço; já para o concreto, considerando-se as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e uma resistência característica à compressão de 27 MPa, aos 28 dias, o valor do módulo foi adotado como sendo igual a 20081 MPa. As

resistências do aço e do concreto foram admitidas como sendo iguais aos seus valores médios, obtidos por meio de ensaios experimentais. Foram desconsiderados os coeficientes de segurança, buscando analisar o comportamento real do elemento estrutural.

Foram admitidos também, para os diagramas de “tensão x deformação”, tanto do concreto quanto do aço, como sendo constituídos por uma fase elástico-linear e uma fase perfeitamente plástica, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentado na Figura A.2.

Figura A.2 – Diagrama de tensão x deformação do (a) aço tracionado e do (b) concreto comprimido



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

De posse destes valores, o Momento Resistente Último é calculado pelo somatório dos momentos no centro geométrico em decorrência das forças resultantes do concreto e das três armaduras, já ilustradas na Figura A.1 (Equação A.1). Essas forças também devem obedecer à igualdade de forças horizontais, representada na Equação A.2.

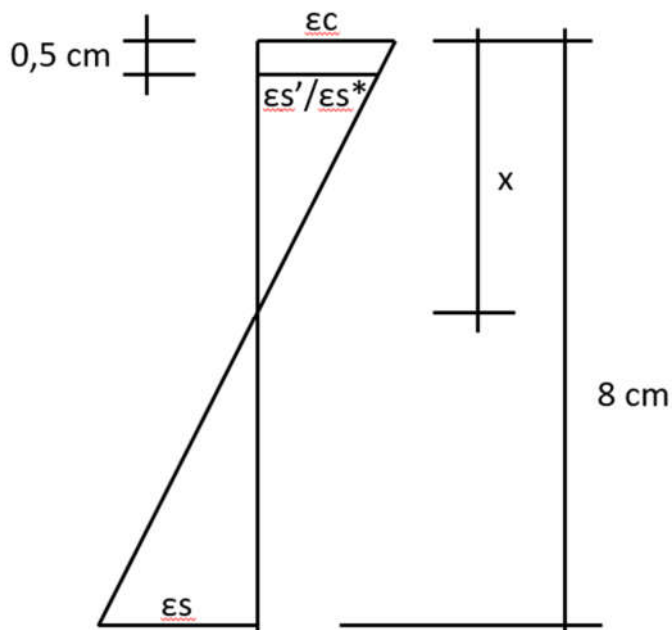
$$Mu = \sum R_i \times d_i \quad (\text{A.1})$$

$$\sum R_i = 0 = R_{st} + R_{cc} + R'_{sc} + R^*_{sc} \quad (\text{A.2})$$

Sabe-se que, pela situação de ruína pré-estabelecida, o aço estará submetido à sua deformação limite de 10‰, e, por consequência, à sua resistência última, considerada como sendo de 600 MPa. Com esses valores, pode-se calcular o valor

da força resistente R_{st} . Deve-se, então, por processo iterativo, calcular uma posição de linha neutra que satisfaça a Equação A.2, relacionando a posição da linha neutra (x) com os valores das demais forças por meio da Figura A.3.

Figura A.3 – Diagrama de deformação e relação entre Linha Neutra e deformações no concreto e nas armaduras



Fonte: Próprio autor.

Para a situação anteriormente descrita, foram obtidos os resultados expostos na Tabela A.1.

Tabela A.1 – Posição da Linha Neutra, Forças Resultantes e Momento Resistente Último

Resultante	Valor
x (cm)	0,530422
R_{st} (kN)	33,25
R_{cc} (kN)	32,52
$R_{sc'}$ (kN)	0,50
R_{sc^*} (kN)	0,23
M_u (kN.cm)	259,89

Fonte: Próprio autor.

As deformações encontradas no concreto e na armadura negativa foram de, respectivamente, 0,71‰ e 0,0382‰, consideradas válidas dentro do modelo proposto, correspondente aos protótipos LRef.

Para os protótipos com reforço adicional de bambu (LSR e LCR), o somatório de forças (Equação A.2) fica acrescido da parcela $E_b \times \varepsilon_b$, sendo E_b o módulo de elasticidade adotado para o bambu e ε_b a deformação do bambu, igual à deformação sofrida pelo aço da armadura A_s , devido ao posicionamento das taliscas de bambu, consideradas à mesma distância vertical do centro geométrico que a armadura A_s .

A Equação A.1 fica acrescida da parcela $E_b \times \varepsilon_b \times d_{st}$, que representa a contribuição da força devida ao alongamento do bambu no momento resistente. Todas estas suposições valem apenas para quando o valor $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,lim}$, assumido como 8,5‰, a partir dos valores obtidos experimentalmente.

O próximo passo é a admissão do valor de deformação imposta ao aço de armadura positiva, conforme o já exposto anteriormente neste apêndice. No entanto, a deformação de 10‰ é superior ao limite imposto para o bambu, o que impossibilita a consideração de sua resistência no modelo proposto, o que implica diretamente na repetição dos valores apresentados na Tabela A.1 para os protótipos LSR e LCR.

APÊNDICE B – Valores do modelo constitutivo dos aços utilizados na simulação numérica

Para todos os aços modelados, o comportamento segue os modelos tipo *Elastic* e *Plastic*, disponibilizados pelo ABAQUS. Foi inserida uma densidade de 7850 kg/m³.

A Tabela B.1 resume os valores para o aço da armadura longitudinal.

Tabela B.1 – Características do aço da armadura longitudinal

Elastic	
Modulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
210	0,3
Plastic	
Tensão (MPa)	Deformação Plástica
770	0,000000
770	0,135545
7,7	0,182322

Fonte: Próprio autor.

A Tabela B.2 resume os valores para aço da armadura transversal e a Tabela B.3 para as treliças.

Tabela B.2 – Característica dos aços de armadura transversal

Elastic	
Modulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
210	0,3
Plastic	
Tensão (MPa)	Deformação Plástica
827	0,000000
827	0,135233
8,27	0,182322

Fonte: Próprio autor.

Tabela B.3 – Característica dos aços de armadura das treliças

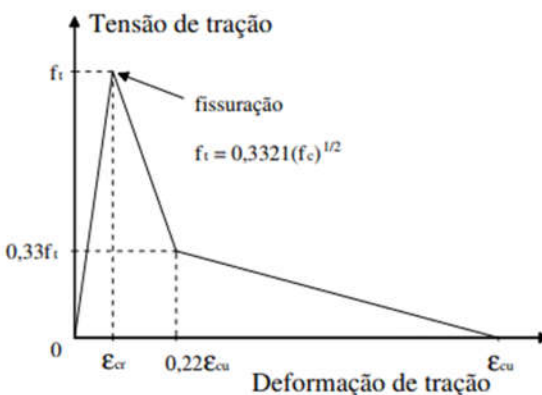
Elastic	
Modulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
210	0,3
Plastic	
Tensão (MPa)	Deformação Plástica
695	0,000000
695	0,135956
6,95	0,182322

Fonte: Próprio autor.

APÊNDICE C – Valores do modelo constitutivo do concreto utilizado na simulação numérica

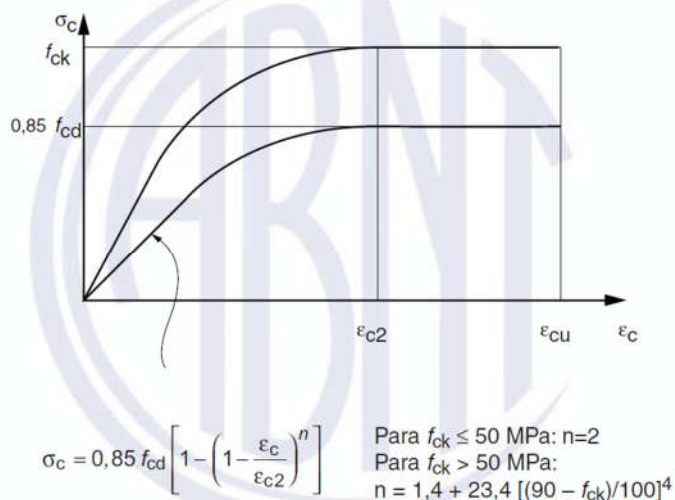
Para o modelo de concreto, as Tabelas C.1 a C.4 apresentam os valores utilizados tanto para a fase elástica quanto para o CDP. Foi inserida uma densidade de 2400 kg/m³. Não foram inseridos parâmetros de dano. A resistência à tração segue o modelo de comportamento descrito por Huang *et al.* (2003), conforme a Figura 68 (Figura C.1). A resistência à compressão segue o modelo de comportamento descrito matematicamente na seção 8.2.10.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentado na Figura C.2.

Figura C.1 – Modelo de comportamento à tração do concreto (Figura 68)



Fonte: Huang *et al.* (2003).

Figura C.2 – Modelo de comportamento à compressão do concreto



Fonte: ABNT (2014).

Tabela C.1 – Parâmetros do modelo LRef_r75

Elastic				
Modulo de elasticidade (MPa)			Coeficiente de Poisson	
20081,25			0,2	
Concrete Damaged Plasticity				
Ângulo de dilatação	Excentricidade	fb0/fc0	K	Parâmetro de viscosidade
50	1	1,16	0,667	0,005
Comportamento na Compressão				
Tensão (MPa)			Deformação inelástica	
10,04			0	
10,77			1E-006	
13,99			5.3E-005	
17,21			0,000142	
19,72			0,000266	
21,52			0,000426	
22,59			0,000622	
22,95			0,000853	
22,95			0,002347	
0,23			0,003594	
Comportamento na Tração				
Tensão (MPa)			Deformação de fratura	
1,72564222			-1,10765E-08	
0,569461932			0,000255173	
0,00173			0,001288165	

Fonte: Próprio autor.

Tabela C.2 – Parâmetros do modelo LRef_r97

Elastic				
Modulo de elasticidade (MPa)			Coeficiente de Poisson	
23800			0,2	
Concrete Damaged Plasticity				
Ângulo de dilatação	Excentricidade	fb0/fc0	K	Parâmetro de viscosidade
50	1	1,16	0,667	0,005
Comportamento na Compressão				
Tensão (MPa)			Deformação inelástica	
11,90			0	
12,77			1E-006	
16,58			5,3E-005	
20,40			0,000142	
23,38			0,000266	
25,50			0,000426	
26,78			0,000622	
27,20			0,000853	
27,20			0,002347	
0,27			0,003594	
Comportamento na Tração				
Tensão (MPa)			Deformação de fratura	
3,00			0,000000	
0,99			0,000374	
0,03			0,001889	

Fonte: Próprio autor.

Tabela C.3 – Parâmetros dos modelos LRef_r102 e LSR_r24

Elastic				
Modulo de elasticidade (MPa)			Coeficiente de Poisson	
23800			0,2	
Concrete Damaged Plasticity				
Ângulo de dilatação	Excentricidade	fb0/fc0	K	Parâmetro de viscosidade
50	1	1,16	0,667	0,001
Comportamento na Compressão				
Tensão (MPa)			Deformação inelástica	
11,90			0	
12,77			1E-006	
16,58			5,3E-005	
20,40			0,000142	
23,38			0,000266	
25,50			0,000426	
26,78			0,000622	
27,20			0,000853	
27,20			0,002347	
0,27			0,003594	
Comportamento na Tração				
Tensão (MPa)			Deformação de fratura	
3,00			0,000000	
0,99			0,000374	
0,03			0,001889	

Fonte: Próprio autor.

Tabela C.4 – Parâmetros dos modelos LRef_r121 e LSR_r25

Elastic				
Modulo de elasticidade (MPa)			Coeficiente de Poisson	
29750			0,2	
Concrete Damaged Plasticity				
Ângulo de dilatação	Excentricidade	fb0/fc0	K	Parâmetro de viscosidade
50	1	1,16	0,667	0,001
Comportamento na Compressão				
Tensão (MPa)			Deformação inelástica	
14,88			0	
15,96			1E-006	
20,72			5.3E-005	
25,50			0,000142	
29,22			0,000266	
31,88			0,000426	
33,47			0,000622	
34,00			0,000853	
34,00			0,002347	
0,34			0,003594	
Comportamento na Tração				
Tensão (MPa)			Deformação de fratura	
4,00			0,000000	
1,32			0,000399	
0,04			0,002015	

Fonte: Próprio autor.