

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DANIEL CARVALHO DE MOURA CANDIDO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJE NERVURADA TRELIÇADA COM
INCORPORAÇÃO DE FÔRMA INTERMITENTE EM PERFIL
FORMADO A FRIO**

**VITÓRIA
2021**

DANIEL CARVALHO DE MOURA CANDIDO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJE NERVURADA TRELIÇADA COM
INCORPORAÇÃO DE FÔRMA INTERMITENTE EM PERFIL
FORMADO A FRIO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.
Orientadora: Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani
Co Orientadora: Juliana da Cruz Vianna

VITÓRIA
2021

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

C217a Candido, Daniel Carvalho de Moura, 1989-
Análise experimental de laje nervurada treliçada com
incorporação de fôrma intermitente em perfil formado a frio /
Daniel Carvalho de Moura Candido. - 2021.
143 f. : il.

Orientadora: Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani.
Coorientadores: Juliana da Cruz Vianna, Johann Andrade
Ferrareto.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Engenharia civil. 2. Engenharia de estruturas. 3. Pesquisa
experimental. 4. Lajes de concreto. 5. Aço - Estruturas. I.
Calenzani, Adenílcia Fernanda Grobério. II. Vianna, Juliana da
Cruz. III. Ferrareto, Johann Andrade. IV. Universidade Federal
do Espírito Santo. Centro Tecnológico. V. Título.

CDU: 624

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJE NERVURADA TRELIÇADA COM INCORPORAÇÃO DE FÔRMA INTERMITENTE EM PERFIL FORMADO A FRIO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Aprovada em 26 de Fevereiro de 2021

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof^a.Dr^a. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientadora

Prof^a.Dr^a. Juliana da Cruz Vianna
Universidade Federal do Espírito Santo
Coorientadora

Eng. Dr. Johann Andrade Ferraretto
Arcelor Mittal
Coorientador

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Membro externo

Prof. Dr. Ronaldo Pilar
Universidade do Federal do Espírito Santo
Membro interno

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, pelo apoio incondicional durante o mestrado e pela companhia nos bons e maus momentos em toda a vida. Ao meu pai pelo incentivo à busca do meu caminho e os conselhos sobre a vida e como vive-la. À Alcides Taquete Machado, pela criação privilegiada que me proporcionou inúmeras experiências enriquecedoras da alma e da mente. Aos meus amigos, pela companhia e momentos alegres, ambos imprescindíveis para a conclusão dessa pesquisa. Menção especial aos amigos Cristiano, Gustavo, Zanon e família do Álvares, pela fé na minha capacidade mesmo quando eu não fui capaz de vê-la e pelas longas conversas sobre a natureza de ser, viver e saber. À minha querida orientadora, Fernanda, que desde o início do trabalho depositou grande confiança em mim, me incentivou e aconselhou em questões relacionadas à pesquisa e à vida. Se um dia eu estiver na posição de orientar um aluno, você será o modelo a seguir. À minha querida coorientadora, Juliana, que sempre esteve disposta a ajudar e aconselhar, acompanhando a execução dessa pesquisa sempre. Ao professor Ronaldo Pilar, que trouxe conhecimento, experiência e disposição imprescindíveis para execução da pesquisa, sem sua ajuda me questiono se teria sido possível executar grande parte das atividades. Ao meu coorientador Johann, que auxiliou no intermédio entre a UFES e a ArcelorMittal e me proporcionou conhecimento valioso sobre pesquisa aplicada à mercado na minha área de atuação. À FAPES e à ArcelorMittal, cujo a parceria eventualmente culminou na criação e execução da presente pesquisa, financiada por ambas as instituições. À empresa CONCREVIT pelo fornecimento do concreto utilizado nos protótipos. À empresa BRASCONTEC pela execução dos ensaios nos corpos de prova de concreto. À coordenadora, técnicos e engenheiros do LEMAC, Geilma, Felipe, Luana, Márcio e Henrique e especialmente ao Breno, por sempre ajudar na execução dos ensaios, por vezes passando até de seu horário de trabalho. Ao professor Patrício pelo empréstimo de equipamentos fundamentais para execução da pesquisa, e ao técnico Sidney, pela ajuda prestada com medições e pesagens. À UFES, ao PPGEC e seu corpo docente, que trabalham de forma diligente e intensa para manter uma estrutura propícia à expansão de conhecimento para os alunos. Aos professores, Vitor e Loeffler e ao colega de pesquisa Natan. Foi o contato com vocês que incentivou meu ingresso no meio acadêmico, sou eternamente grato. Aos colegas de pesquisa André e Lucas, trabalhar em parceria com vocês foi uma enorme satisfação, ambos são exemplares como engenheiros, pesquisadores e pessoas. Agradeço também aos demais colegas das turmas 2018/1 e 2019/1 do mestrado, com menção especial aos mestres, Turini, Laís, Elvis e Isadora. Aos funcionários da ArcelorMittal, Cinthia Rodrigues pelo auxílio na aquisição de materiais e Bruno Kneipell pela execução dos ensaios em Vega. Ao secretário do PPGEC, Sidney. Aos engenheiros Marcelo e Patrícia do LABTECMEC pela disposição de ajudar sempre que necessário. À empresa areia branca pelo conserto do atuador hidráulico. À empresa META engenharia e ao Elias, pelo serviço excelente e o fornecimento de peças de aço. Ao IFES Vitória, à professora Janaina e técnico Cláudio, pela execução de ensaios nas dependências do instituto. Ao IFES São Mateus, ao professor Carlos Eduardo e técnico Antônio pela execução de ensaios nas dependências do instituto. Ao professor Temístocles do LABSOLDA, pelo empréstimo da máquina de solda para execução dos ensaios. Ao eletricista Adênis, pelos inúmeros serviços de solda e elétrica prestados ao longo da pesquisa.

RESUMO

O mercado de engenharia estrutural vislumbra solucionar uma parcela dos problemas de infraestrutura da sociedade. Nesse tocante, são buscadas soluções estruturais que atendem exigências crescentes de controle de tempo, custo e impacto ambiental de empreendimentos. Visando a atender essas exigências, nas últimas décadas têm sido estudadas soluções para sistemas de piso eficientes que propõem utilizar fôrma de aço intermitente na superfície inferior da laje, composta por nervuras com incorporação de perfis de aço uniformemente espaçados. O espaçamento entre os perfis é preenchido pela sobreposição de perfis distintos ou por elementos inertes, de maneira análoga ao sistema de lajes nervuradas de vigotas de concreto armado. Neste trabalho, é investigado o comportamento à flexão de um sistema de lajes nervuradas treliçadas chamado Trelifácil®, no qual as vigotas tradicionais em concreto armado são substituídas por um perfil U enrijecido formado a frio acoplado à uma treliça de armadura, travada dentro do perfil por espaçadores plásticos uniformemente posicionados. Por meio de uma série de ensaios laboratoriais em escala real, foi determinada a resistência a momento fletor do sistema de lajes Trelifácil® nas fases de construção e de uso. Duas baterias de ensaios de flexão de 4 pontos foram realizadas com protótipos representativos da fase de construção, uma bateria com protótipos somente de perfis U e outra bateria com protótipos de perfil U acoplado a treliça de armadura para avaliar a contribuição da treliça na resistência e rigidez do sistema antes da cura. O modo de colapso dos protótipos dependeu da relação entre o vão de momento constante e o comprimento dos protótipos, bem como da relação entre o comprimento das peças e a largura do maior elemento da seção transversal. Dentre os protótipos de perfil, a falha ocorreu por flambagem distorcional fora do vão de momento constante nos protótipos mais curtos, com protótipos médios exibindo distorção das seções central e de apoio enquanto os protótipos longos colapsaram por distorção da seção central. A falha dos protótipos de treliça apresentou dependência similar das propriedades geométricas, com protótipos médios e curtos atingindo diferentes modos de colapso do perfil sem perderem a capacidade portante, até o colapso definitivo por instabilidade do fio diagonal das treliças fora do trecho de momento constante. Os protótipos longos exibiram colapso por instabilidade do fio superior, seguido imediatamente da flambagem distorcional do perfil no centro do vão livre. Adicionalmente, o momento equivalente à carga máxima observada nos

protótipos longos sem treliça foi comparado com o momento resistente característico obtido com o método da resistência direta e apresentou discrepância considerável. Uma terceira bateria de ensaios de flexão de quatro pontos foi realizada com protótipos de laje concretados com o sistema Trelifácil® para avaliar a contribuição de cada um dos componentes na resistência e rigidez do sistema na fase de uso. De modo geral, todos os protótipos de lajes apresentaram falha pelo que aparenta ser a plastificação total da seção no trecho de momento constante e não houve deslizamento relativo considerável entre o concreto e o perfil de aço. Os valores registrados para carga de colapso foram próximos a previsão teórica de resistência da laje considerando o sistema como viga T e perfil de aço atuando como armadura positiva.

Palavras-chave: Lajes nervuradas treliçadas, Perfil U formado a frio, Análise experimental, Flexão de quatro pontos

ABSTRACT

The structural engineering market aims to solve a portion of infrastructure issues in society. As such, structural solutions are constantly developed to meet an ever-increasing demand for controlling execution time, cost and environmental impact of business endeavors. In order to fulfil said demand, solutions for efficient floor systems that propose the use of intermittent steel formwork in the lower surface of a slab, which consists of uniformly spaced ribs. The space between ribs is filled by superposition of steel profiles or structurally inert elements, in similar fashion to reinforced concrete unidirectional ribbed slabs. This research investigates the flexural behavior of a trussed floor system called Trelifácil®, in which traditional precast reinforced concrete (RC) lattice joists are replaced with trussed rebar fastened inside a cold formed steel channel by uniformly distributed plastic spacers. The flexural strength was determined by means of a series of laboratory tests on full-scale specimens, considering constructions and serviceability phases. Two sets of four-point bending tests were conducted on specimens that represent the system during construction, one of which consisting of the isolated U channel profile and the other featured specimens with rebar trusses fastened to the profiles to evaluate the contribution of this element to the strength and flexural stiffness of the system during construction. The failure mode of the specimens was dependent on the proportion between the length with constant bending moment and the length of the specimens, as well as the relation between the latter and the width of the widest cross-section element. Among profile specimens, shorter lengths presented failure by distortion of the cross-section outside of the bending moment length, and medium lengths presented distortions at midspan and at the support, while longer specimens failed by cross-sectional distortions at midspan. The specimens featuring the U profile and truss presented similar dependency of the geometric properties, with shorter and medium lengths presenting different failure modes for the profile without loss of bearing capacity, until the definitive collapse, consisting of diagonal buckling of truss outside the length of constant bending moment. Long specimens exhibited failure by instability of the upper chord, immediately followed by distortion of the cross section at midspan. Furthermore, the bending moments equivalent to the maximum experimental loads obtained were compared with the characteristic resistance to bending moment obtained with the direct strength method and presented significant divergence. A third set of four-point bending tests were

conducted on reinforced concrete slabs with incorporation of the Trelifácil® system to evaluate the contribution of each component to the strength and stiffness of the system during serviceability. Overall, all specimens presented failure by what could be classified as a plastic hinge inside the constant bending moment length and the registered slip between steel and concrete was not considerable. The maximum experimental loads observed presented similar value to an analytical proposal that considers the system as a reinforced concrete tee with the steel profile acting as additional positive steel reinforcement.

Keywords: Trussed ribbed slab, Cold formed steel U channel formwork, Experimental analysis of structures, Four-point bending test

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estruturas mistas de concreto e aço	20
Figura 1.2 – Laje nervurada mista da empresa Tuper S.A.	22
Figura 1.3– Perfil Trelifácil®.	22
Figura 1.4 – Dimensões da seção transversal do perfil Trelifácil®. Dimensões em mm	23
Figura 1.5 – Geometria das treliças.....	24
Figura 1.6– Laje Trelifácil® em utilização em Fortaleza-CE.	24
Figura 2.1 - Ilustração de laje nervurada.	27
Figura 2.2 – Vigotas usuais	28
Figura 2.3 - Dimensões dos blocos de enchimento.	31
Figura 2.4 – Viga de seção “T”.	32
Figura 2.5 – Forças atuantes na seção transversal.	34
Figura 2.6 – Determinação de ε_{st}	35
Figura 2.7 – Ensaio de Gaspar (1997)	36
Figura 2.8 – Colapso dos protótipos de Gaspar (1997)	36
Figura 2.9 – Protótipos de Caixeta (1998)	37
Figura 2.10 – Ensaio de flexão de quatro pontos em painel treliçado	38
Figura 2.11 – Colapso dos painéis treliçados.	39
Figura 2.12 – Tipos de Steel Deck	40
Figura 2.13 – Formação de charneira plástica	41
Figura 2.14 – Distribuição de tensões para LNP na capa de concreto	42
Figura 2.15 - Distribuição de tensões para de LNP passando pela fôrma – Momento positivo	43
Figura 2.16 – Deslizamento entre concreto e aço	44
Figura 2.17 – Ensaio m,k da norma EN 1994-1-1:2004	45
Figura 2.18 – Definição das constante m,k	46
Figura 2.19 – Seções transversais usuais de perfis formados a frio	47
Figura 2.20 – Modo de deformação da FLT	49
Figura 2.21 – Flambagem local e distorcional	49
Figura 2.22 – Ensaio de Torabian, Zheng e Schafer	54
Figura 2.23 – Experimentos de Kumar e Sahoo (2015)	54
Figura 2.24 – Sistema proposto por Takey (2001). Dimensões em cm.....	56
Figura 2.25 – Sistema proposto por Beltrão (2003). Dimensões em mm.	57

Figura 2.26 – Sistema proposto por Vieira (2003). Dimensões em mm	57
Figura 2.27 – Sistema proposto por Vianna (2005). Dimensões em mm	58
Figura 2.28 – Modelagem do perfil contido por elementos inertes.	59
Figura 2.29 – Ensaio de quatro pontos executados por Gomes <i>et al.</i> (2019)	60
Figura 2.30 – C.C. e Aplicação de carga dos modelos de Favarato <i>et al.</i> (2019a).....	61
Figura 2.31 – Modelo em elementos finitos do conjunto perfil/treliça	63
Figura 2.32 – Comparativo das curvas força vs. deslocamento	64
Figura 2.33 – Extensômetro e resistência elétrica.....	65
Figura 3.1 – Métodos de cura dos corpos de prova de concreto.....	67
Figura 3.2 – Rompimento de corpos de prova na empresa Brascontec.....	68
Figura 3.3 – Tensão σ vs. Tempo t – Ensaio de compressão	68
Figura 3.4 – Ensaio de módulo de elasticidade	70
Figura 3.5 – Tensão σ vs. Tempo t – Ensaio de módulo de elasticidade	70
Figura 3.6 – Tensão σ vs. Deformação ϵ – Ensaio de módulo de elasticidade	71
Figura 3.7 – Corpos de prova extraídos das treliças	72
Figura 3.8 – Ensaio de vergalhão na prensa EMIC.	73
Figura 3.9 – Força F vs. Deslocamento δ – Ensaio de tração das treliças (Contínua)	74
Figura 3.10 – Dimensões nominais dos corpos de prova do perfil	76
Figura 3.11 – Corpos de prova extraídos do perfil Trelifácil®.....	76
Figura 3.12 – Corpos de prova de aço do perfil Trelifácil®.....	77
Figura 3.13 – Ensaio de tração no aço do perfil	78
Figura 3.14 – Tensão σ vs. Deformação ϵ – Aço do perfil Trelifácil®.....	78
Figura 3.15 – Amplificação visual do trecho elástico – Ensaio de tração do perfil.....	79
Figura 4.1 – Protótipos genéricos.....	81
Figura 4.2 – Subdivisão em seções transversais.	83
Figura 4.3 – Ensaio do grupo P	85
Figura 4.4 – Ensaio do grupo PST.....	86
Figura 4.5 – Instrumentação dos protótipos P e PST.	86
Figura 4.6 – Preparo das superfícies para colagem de extensômetros.....	87
Figura 4.7 – Análise de colapso do grupo PS (contínua)	88
Figura 4.8 – P vs. D dos protótipos P	89
Figura 4.9 – Modos de colapso do grupo PST $L = 1,4 m$ e $L = 1,8 m$	90
Figura 4.10 – Colapso dos protótipos PST com $L = 1,8 m$	91

Figura 4.11– P vs. D dos protótipos PST.....	92
Figura 4.12 – Comparação entre os grupos P e PST para cada comprimento L	93
Figura 4.13 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,0m$ - Compressão	94
Figura 4.14 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,0m$ - Tração	94
Figura 4.15 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,4m$ - Compressão	95
Figura 4.16 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,4m$ - Tração	96
Figura 4.17– P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,8m$ - Compressão	96
Figura 4.18 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com $L=1,8m$ - Tração	97
Figura 4.19 – P vs. ϵ dos protótipos PST1.8_16 e PST1.8_12 - Compressão	98
Figura 4.20 – P vs. ϵ dos protótipos PST1.8_16 e PST1.8_12 - Tração	98
Figura 4.21 – P vs. ϵ do SG1 de todos os protótipos PST.....	99
Figura 5.1 – Moldagem dos protótipos da bateria TS.....	100
Figura 5.2 – Dimensões genéricas dos protótipos TS	101
Figura 5.3 – Dimensões de interesse para projeto	102
Figura 5.4 – Parâmetros para dimensionamento da seção “T”.....	105
Figura 5.5 – Esquema de ensaio da bateria TS	106
Figura 5.6 – Posição das linhas de carga nas lajes.....	106
Figura 5.7 – Instrumentação geral dos protótipos TS em $L/2$	107
Figura 5.8 – Colagem de extensômetros na superfície de concreto.....	108
Figura 5.9 – Medição de deslocamento relativo do protótipo TS2.5_16_0.25 ^a	109
Figura 5.10 – Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25 ^a – N1	110
Figura 5.11– Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25 ^b – N1	111
Figura 5.12– Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25 ^c – N1.....	112
Figura 5.13 – Deslizamento relativo entre concreto e perfil de aço.	113
Figura 5.14 – Amplificação visual do deslizamento relativo.....	114
Figura 5.15 – Gráficos força <i>versus</i> . Deslocamento dos protótipos TS (contínua).....	114
Figura 5.16 – Comparativo dos protótipos da bateria TS	116
Figura 5.17 – Contribuição percentual de cada material para MRk	117
Figura 5.18 – Gráficos Carga <i>versus</i> . Deformação dos protótipos TS (contínua)	119
Figura 5.19– Tensão de compressão medida no concreto para $0,2f_{c34}, C. U.$	120
Figura A.1 – Equilíbrio de forças na seção transversal da nervura	130
Figura A.2 – Determinação da deformação do aço do fio superior da treliça (ϵ_s, t).....	132
Figura A.3 – Determinação da deformação do aço da tela soldada (ϵ_s, m)	133

Figura A.4 – Dimensões de interesse para projeto.....	136
Figura B.1 – Dimensões nominais dos protótipos P e PST	139
Figura B.2 – Dimensões nominais dos protótipos TS.....	140
Figura B.3 – Sistema de aplicação de carga dos protótipos P e PST	141
Figura B.4 – Esquema de ensaio dos protótipos TS	142
Figura B.5 – Projeto dos apoios para ensaio dos protótipos TS.....	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1– Dimensões das Treliças fabricadas pela Arcelor Mittal	24
Tabela 2.1 – Altura total da laje (h) em função da altura do bloco de enchimento (h_e)	30
Tabela 2.2 – Dimensões padronizadas dos elementos de enchimento.....	31
Tabela 2.3 – Designação final de lajes nervuradas	31
Tabela 2.4 – Cálculo de MRe em função de λ_0 para FLT.....	51
Tabela 2.5 – Cálculo de MRI em função de λ_l para FLM e FLA.....	52
Tabela 2.6 – Cálculo de $MRdist$ em função de λ_{dist} para FD	52
Tabela 3.1 – Traço unitário do concreto em função do peso de cimento	67
Tabela 3.2 – Resistência característica a compressão do concreto aos 34 dias.....	69
Tabela 3.3 – Módulo de deformação secante E_{cs} dos corpos de prova em $0,4f_c$	71
Tabela 3.4 – Diâmetro dos fios utilizados nos ensaios.....	71
Tabela 3.5 – Características dos corpos de prova das treliças.	73
Tabela 3.6 – Tensão de ruptura f_u dos corpos de prova CT (contínua)	75
Tabela 3.7– Dimensões medidas dos corpos de prova.....	77
Tabela 3.8 – Limites de escoamento e resistência do aço do perfil	79
Tabela 4.1 – Dimensões longitudinais dos protótipos.	82
Tabela 4.2 – Medidas da seção transversal	83
Tabela 4.3 – Previsão teórica da resistência a flexão do perfil Trelifácil®.....	84
Tabela 4.4 – Posição da instrumentação nos protótipos P e PST	87
Tabela 4.5 – Dados gerais do grupo PS.....	89
Tabela 4.6 – Dados gerais do grupo PST.....	91
Tabela 5.1 – Dimensões dos protótipos da bateria TS (contínua).....	101
Tabela 5.2 – Dimensões de interesse para projeto (contínua)	102
Tabela 5.3 – Peso próprio das lajes (contínua)	103
Tabela 5.4 – Carga permanente total nos protótipos.....	107
Tabela 5.5 – Posição da instrumentação nos protótipos TS.....	108
Tabela 5.6 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25 ^a	110
Tabela 5.7 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25 ^b	111
Tabela 5.8 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25 ^c	112
Tabela 5.9 – Ciclos de carregamento dos protótipos TS	115
Tabela 5.10 – Comparativo de resultados dos protótipos TS.	116
Tabela 5.11 – Carga equivalente ao momento máximo dos protótipos TS	117

Tabela 5.12 – Valores de tensão ao longo de B	121
Tabela A.1 – Propriedades mecânicas dos protótipos TS	135
Tabela A.2 – Dimensões de interesse para projeto	136
Tabela A.3 – Demais propriedades geométricas de interesse para projeto	137
Tabela A.4 – Cálculo de MRk para cura úmida	137
Tabela A.5 – Cálculo de MRk para cura química	138

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Estruturas mistas de concreto e aço.....	20
1.2	Lajes nervuradas mistas	21
1.3	Sistema de lajes Trelifácil®.....	22
1.4	Justificativa da pesquisa	25
1.5	Objetivos.....	25
1.5.1	Objetivos gerais	25
1.5.2	Objetivos específicos	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	Lajes nervuradas	27
2.1.1	Definição da geometria de lajes nervuradas	30
2.1.2	Momento fletor positivo resistente de cálculo – ELU-M	33
2.1.3	Deformações excessivas – ELS-DEF	35
2.2	Análises experimentais em lajes treliçadas	35
2.3	Lajes mistas de concreto e aço	39
2.3.1	Colapso por formação de rótula plástica.....	40
2.3.2	Colapso por cisalhamento longitudinal	43
2.4	O ensaio m,k conforme EN 1994-1-1:2004.....	44
2.5	Perfis de aço formados a frio	46
2.5.1	Procedimentos de cálculo dos esforços críticos em PFF.....	50
2.5.2	Aplicação do MRD para ELU de PFF sob flexão	51
2.5.3	Verificação de deslocamentos	53
2.6	Análises experimentais em perfis formado a frio fletidos na menor inércia	53
2.7	Ensaio em perfis formados a frio conforme EN 1993-1-3:2006	55
2.8	Lajes nervuradas mistas	55
2.9	Estudos existentes sobre o sistema Trelifácil ®.....	58

2.10	Extensometria básica.....	64
3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA	67
3.1	Caracterização do concreto	67
3.1.1	Determinação da resistência característica à compressão do concreto	67
3.1.2	Determinação do módulo de deformação secante do concreto	69
3.2	Ensaio de tração dos elementos compostos por armaduras nervuradas.	71
3.3	Ensaio de caracterização do aço do perfil Trelifácil®	75
4	ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS PERFIS DE AÇO COM E SEM TRELIÇA – PROTÓTIPOS P E PST	81
4.1	Parâmetros geométricos e peso dos protótipos.....	81
4.2	Previsão analítica de carga.....	84
4.3	Esquema de ensaio e instrumentação.....	84
4.4	Resultados e discussões	88
5	ANÁLISE EXPERIMENTAL DO SISTEMA DE LAJE NERVURADA MISTA – PROTÓTIPOS TS	100
5.1	Parâmetros geométricos e peso dos protótipos.....	100
5.2	Previsão analítica da carga de colapso	104
5.3	Esquema de ensaio e instrumentação.....	105
5.4	Resultados e discussões	109
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
6.1	Conclusões	122
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	125
	REFERÊNCIAS	126
	APENDICE A – PREVISÃO ANALÍTICA DA RESISTÊNCIA A MOMENTO FLETOR DAS LAJES TRELIFÁCIL ®.....	130
	APÊNDICE B – PROJETOS EXECUTADOS NA PESQUISA.....	139
B.1.	Protótipos dos grupos P e PST	139
B.2.	Protótipos do grupo TS	140
B.3.	Sistema de aplicação de carga dos protótipos P e PST	141

B.4. Esquema de ensaio dos protótipos TS – Laboratório de Estruturas LEST UFES

142

B.5. Mini pórticos para apoio dos protótipos TS – Laboratório de Estruturas LEST UFES

143

1 INTRODUÇÃO

O mercado de construção civil apresenta uma demanda crescente por soluções construtivas econômicas, principalmente em relação à contenção de gastos com tempo e matéria prima. A expansão tecnológica, não apenas na construção, deve acompanhar a demanda pelo desenvolvimento de certos produtos, gerada principalmente, pelo aumento populacional e pelo surgimento de novas tendências de pensamento/comportamento.

Neste tocante, o ramo de elementos e sistemas estruturais da Engenharia Civil no Brasil, busca solucionar alguns desafios em específico. A priori faz-se menção a um déficit habitacional, que vinha sendo atacado através de incentivos governamentais destinados à construção em grande escala de habitações populares. A demanda por esse tipo de moradia é impulsionada pelo crescimento populacional e o potencial da melhora na qualidade de vida da população. Porém, a escassez de recursos financeiros a âmbitos privado e estatal em detrimento de recentes crises financeiras e políticas põe em risco o prosseguimento de tais projetos, mas por sua vez incentiva profissionais de engenharia estrutural a desenvolverem produtos que possam facilitar os processos de erguimento das estruturas, utilizando o mínimo possível de tempo e recursos financeiros, e sem sacrificar a segurança dos eventuais usuários dos empreendimentos.

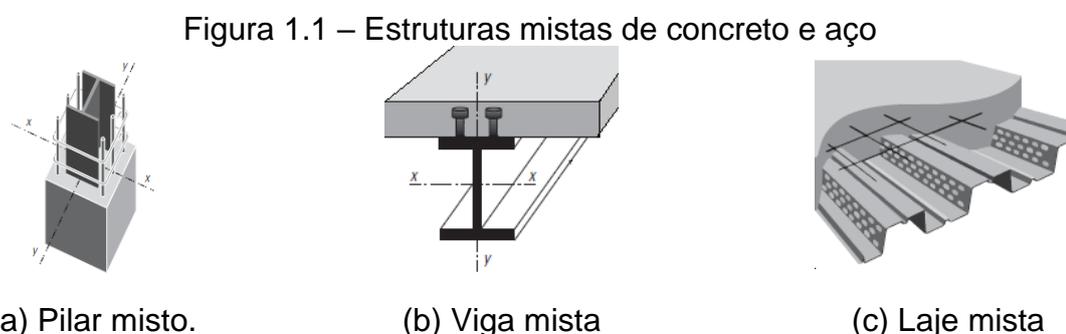
Acrescenta-se também a cobrança mundial por processos industriais mais sustentáveis, com baixo impacto ambiental. Nesse aspecto, a engenharia estrutural contribui pela proposta de produtos cujos processos de fabricação, transporte e aplicação minimizam a geração de resíduos. Em adição, a busca por soluções para os problemas supracitados resulta no desenvolvimento de produtos que melhoram também a qualidade da estrutura e a segurança de profissionais envolvidos em sua construção. Impulsionado pelos desafios citados, o mercado apresentou, nas últimas décadas, diversas soluções para o aumento da eficiência de estruturas, e hoje observa-se uma variedade de elementos em concreto armado, aço ou mistos em aço e concreto.

Atualmente, nota-se crescimento do uso de sistemas mistos de aço e concreto devido às diversas vantagens tanto com a redução de tempo e consumo de recursos, quanto no ganho de eficiência estrutural. Esses sistemas, em muitos casos, apresentam-se

mais vantajosos que aqueles exclusivamente de concreto armado ou de aço. Em comparação às estruturas de concreto armado, a estrutura mista possibilita a dispensa de fôrmas e escoramentos; redução de peso próprio e volume da estrutura e o aumento da precisão dimensional no processo de construção. Se tratando das contrapartidas em aço, há redução considerável do consumo de tal material, bem como uma possível redução de gastos com proteções contra incêndio e corrosão (QUEIROZ, PIMENTA E MATA, 2001; JOHNSON, 2004). Em suma, sistemas mistos de aço e concreto, quando devidamente implementados, apresentam potencial para atender todas as demandas geradas pelos problemas citados anteriormente. É natural, portanto, que apareçam novas propostas da utilização eficiente de sistemas com essa natureza.

1.1 Estruturas mistas de concreto e aço

Elementos mistos de aço e concreto são aqueles que fazem uso do concreto, com ou sem armadura, em conjunto com um perfil de aço, de maneira que ambos os materiais trabalhem solidariamente na resistência de esforços solicitantes na estrutura (FAKURY, SILVA E CALDAS, 2016). Essa categoria inclui vigas, pilares e lajes mistas de concreto e aço, onde, de modo geral, a interação monolítica dos dois materiais apresenta-se de três maneiras; aderência química, caracterizada por ações dessa natureza entre o concreto e o aço; aderência mecânica, que incide pelo contato entre os dois materiais e depende da área e geometria de contato, e aderência por atrito, ocasionada pelo efeito do confinamento do concreto nas regiões adjacentes à peça de aço. A Figura 1.1 (a), Figura 1.1(b) e Figura 1.1 (c) apresentam exemplos de pilar, viga e laje mista, respectivamente.



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016). Adaptado pelo autor.

No Brasil, os procedimentos para análise e dimensionamento de elementos mistos em aço e concreto, são prescritos na ABNT NBR 8800: 2008, juntamente com os métodos

de dimensionamento de estruturas compostas exclusivamente de aço, com exceção de perfis formados a frio, cujo procedimento é regido em território nacional pela ABNT NBR 14762:2010. Como referência normativa internacional, faz-se menção ao EN 1994-1-1:2004, cujo escopo engloba estruturas mistas de concreto e aço e ao EN 1993-1-3:2006, onde são expostos procedimentos para dimensionamento de estruturas compostas por perfis formados a frio.

Como será exposto em seções subsequentes, o presente trabalho tem como objeto de estudo principal um sistema de laje mista em concreto e aço que faz uso de perfis formados a frio, de tal maneira que, apesar de ser categorizado como estrutura mista, possui características que também o classificam como uma laje nervurada.

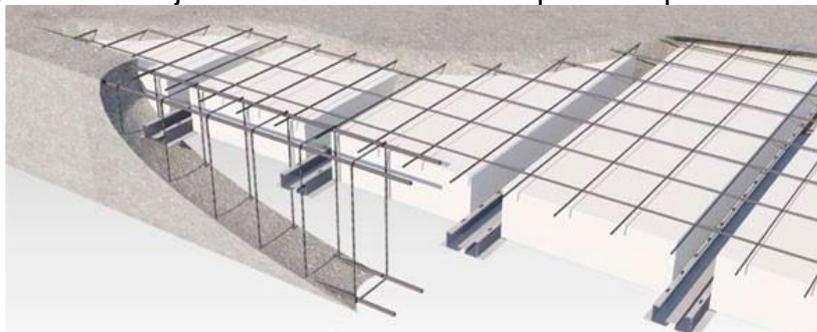
1.2 Lajes nervuradas mistas

As lajes mistas observadas com mais frequência em aplicações estruturais geralmente apresentam uma fôrma de aço conformada a frio incorporada a toda a face inferior da laje. Esse elemento incorporado, conhecido como *steel deck*, foi desenvolvido tendo em mente o ganho de agilidade operacional, uma vez que o mesmo serve como fôrma para o concreto da laje, reduzindo gastos de tempo e dinheiro com fôrmas convencionais. O *steel deck* porém, também figura como elemento estrutural importante, resistindo a esforços de cisalhamento e servindo como armadura de tração na superfície inferior do piso, de modo que atualmente, os *decks* são fabricados com geometrias projetadas especificamente para otimizar a eficiência estrutural das lajes (JOHNSON, 2004).

Seguindo o princípio que deu origem as lajes com fôrma de aço incorporada, dentro das últimas duas décadas, vêm sendo apresentadas propostas de sistemas que não utilizam a fôrma metálica contínua em toda a superfície inferior da laje, e perfis metálicos uniformemente espaçados são introduzidos, com os espaços entre eles sendo preenchidos pela sobreposição de perfis distintos ou por elementos inertes, de maneira análoga ao sistema de lajes nervuradas. No meio acadêmico, dentre as propostas que seguem a tendência de redução da fôrma metálica, faz-se menção aos sistemas introduzidos por Takey (2001), Beltrão (2003) e Vianna (2005), detalhados posteriormente no corpo desse texto. No contexto de mercado, também se observa o surgimento de sistemas de pavimentos com princípios análogos. Como exemplo

inicial, cita-se a laje mista nervurada comercializada pela Tuper S.A. ilustrada na Figura 1.2.

Figura 1.2 – Laje nervurada mista da empresa Tuper S.A.

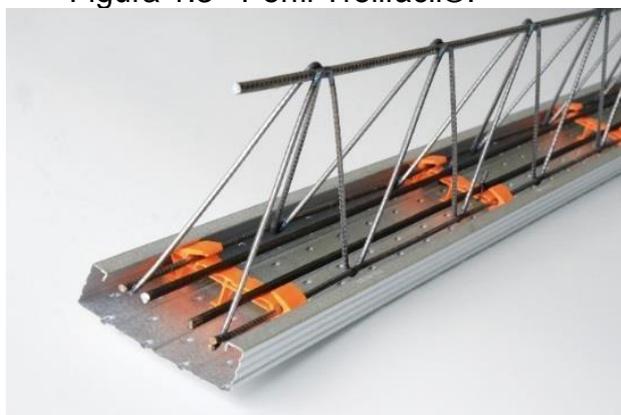


Fonte: Portal metálica (2018)

1.3 Sistema de lajes Trelifácil®

No intuito de tirar proveito das vantagens operacionais de incorporar elementos de aço com paredes finas aos sistemas originalmente construídos com concreto armado, a ArcelorMittal desenvolveu um tipo de piso que essencialmente acopla os sistemas de lajes treliçadas e lajes mistas nervuradas em um único elemento, o Trelifácil®. Nesse sistema, as bases das vigotas tradicionais em concreto armado são substituídas por um perfil “U” enrijecido formado a frio acoplado à uma treliça de armadura, travada dentro do perfil por espaçadores plásticos uniformemente posicionados como ilustrado na Figura 1.3.

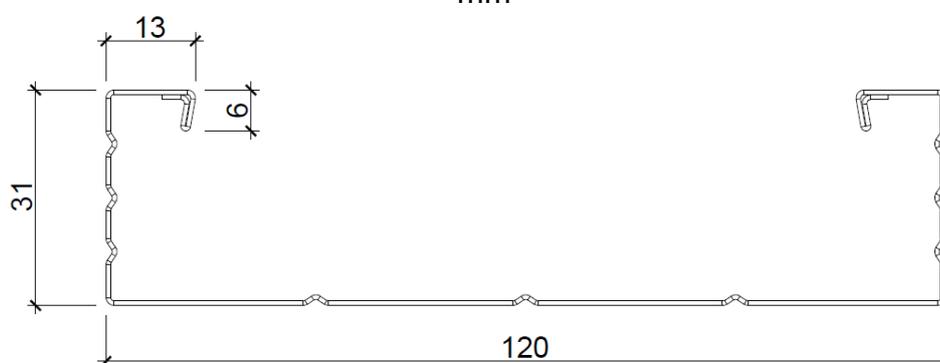
Figura 1.3– Perfil Trelifácil®.



Fonte: ARCELORMITTAL, 2018.

O perfil metálico trabalha como fôrma para o concreto e sua seção transversal é apresentada na Figura 1.4. A treliça de armadura, certificada pela ABNT NBR 14859-3:2017, exerce funções resistivas adicionais aos esforços de tração e de cisalhamento. A configuração da estrutura permite que a laje seja concretada em um só lançamento, o que diminui também a incidência de patologias oriundas da interação entre concretos de idades diferentes (SOUZA; RIPPER, 2009). Em adição, o travamento das treliças por meio dos espaçadores garante o cumprimento das diretrizes normativas para cobrimento das armaduras.

Figura 1.4 – Dimensões da seção transversal do perfil Trelifácil®. Dimensões em mm



Fonte: Acervo pessoal.

O processo de fabricação atual dos perfis formados a frio para o sistema Trelifácil® possibilita chapas com espessura de até 0,65 mm. As dimensões de treliça padronizadas comercialmente são mostradas na Tabela 1.1, de maneira que os elementos correspondentes a cada dimensão mostrada na tabela são representados na Figura 1.5. As treliças são fabricadas em aço CA-60, cuja resistência ao escoamento f_y é de 600MPa.

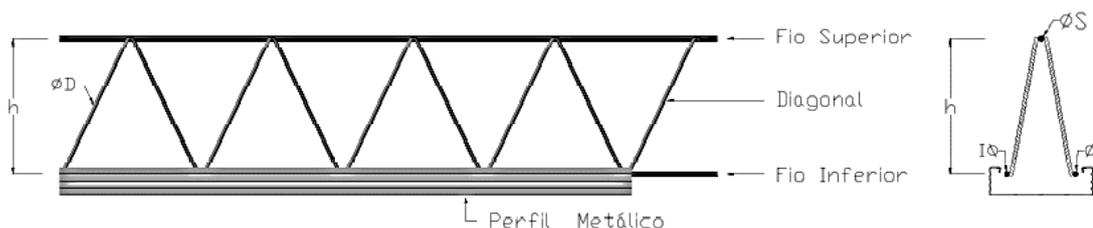
Além do acréscimo da eficiência mecânica e vida útil, o fabricante afirma que o sistema possibilita redução dos prazos de execução, melhor condição ergonômica, menor equipe de instalação e maior segurança para operadores de montagem, uma vez que a natureza industrializada da peça permite a definição de protocolos de instalação claros. Tal natureza gera também vantagens econômicas em detrimento dos demais sistemas de pisos por meio da eliminação de perdas por quebra e aproveitamento de 100% das formas (ARCELORMITTAL, 2018). O produto já circula no mercado e foi utilizado na construção do Residencial Alto da Paz em Fortaleza-CE (Figura 1.6).

Tabela 1.1– Dimensões das Treliças fabricadas pela Arcelor Mittal

Designação da treliça	Altura (h) mm	Composição dos fios (Armação Treliçada)			PESO POR METRO LINEAR			
		Superior (Ø S)	Diagonal (Ø D)	Inferior (Ø I)	Trelifácil® ArcelorMittal (kg)	Vigota convencional (kg)	Redução por metro linear	
							kg	%
TR 8644	80	6	4,2	4,2	1,652	8,500	6,848	81%
TR 8645	80	6	4,2	5	1,742	8,590	6,848	80%
TR 12645	120	6	4,2	5	1,803	8,651	6,848	79%
TR 12646	120	6	4,2	6	1,933	8,781	6,848	78%
TR 16745	160	7	4,2	5	1,949	8,797	6,848	78%
TR 16746	160	7	4,2	6	2,085	8,933	6,848	77%
TR 20745	200	7	4,2	5	2,028	8,876	6,848	77%
TR 20756	200	7	5	6	2,363	9,211	6,848	74%
TR 25856	250	8	5	6	2,603	9,451	6,848	72%
TR 25858	250	8	5	8	2,941	9,789	6,848	70%
TR 30856	300	8	5	6	2,740	9,588	6,848	71%
TR 30858	300	8	5	8	3,085	9,933	6,848	69%

Fonte: ARCELORMITTAL, 2018.

Figura 1.5 – Geometria das treliças



Fonte: Acervo pessoal.

Na Figura 1.5, as variáveis $\varnothing S$, $\varnothing I$, e $\varnothing D$ representam os diâmetros dos fios superior, inferior e diagonal das treliças, respectivamente.

Figura 1.6– Laje Trelifácil® em utilização em Fortaleza-CE.



Fonte: Acervo pessoal.

1.4 Justificativa da pesquisa

Apesar da disponibilidade e utilização da laje Trelifácil®, o sistema atualmente é dimensionado como uma laje treliçada convencional, ficando desperdiçada a contribuição do perfil “U” incorporado para a resistência global da estrutura. Essa consideração ocorre devido a falta de estudos aprofundados acerca do comportamento mecânico da estrutura, de modo a quantificar esforços e tensões internas críticas bem como modos de falha globais ou na interação aço-concreto. Tal ausência é observada nas vertentes analítica, numérica e experimental.

Para explorar ao máximo o potencial de novas soluções de engenharia e garantir a segurança de implementação de um sistema estrutural, é imperativo que seu comportamento mecânico seja conhecido detalhadamente, por meio de testes experimentais e simulações de deformação e colapso com diferentes configurações de apoio e solicitação, escolhidas de modo a aproximar o comportamento do sistema em condições reais de utilização. Nessa linha de pensamento, a pesquisa aqui proposta justifica-se pelo seu potencial de colaboração para suprir a carência de informação acerca desse novo sistema estrutural, por meio da análise experimental da Trelifácil®, tendo como foco principal a quantificação da contribuição do perfil metálico na resistência mecânica da laje como um todo.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivos gerais

O objetivo geral da pesquisa é determinar, experimentalmente, a resistência a momento fletor do sistema de lajes Trelifácil® nas fases de construção e de uso.

1.5.2 Objetivos específicos

- a. Estudar os estados-limites últimos e de serviço a serem considerados no dimensionamento das lajes Trelifácil® para as fases de construção e de uso;
- b. Projetar protótipos em escala real para ensaios de flexão no perfil “U” da Trelifácil®, com vistas à determinação do momento fletor último desse perfil;
- c. Projetar protótipos em escala real para ensaios de flexão em lajes Trelifácil® e lajes com vigotas treliçadas, com vistas à determinação dos momentos fletores últimos;

- d. Avaliar a contribuição da fôrma, ou seja, dos perfis “U” de aço, na resistência a momento fletor das lajes Trelifácil®.

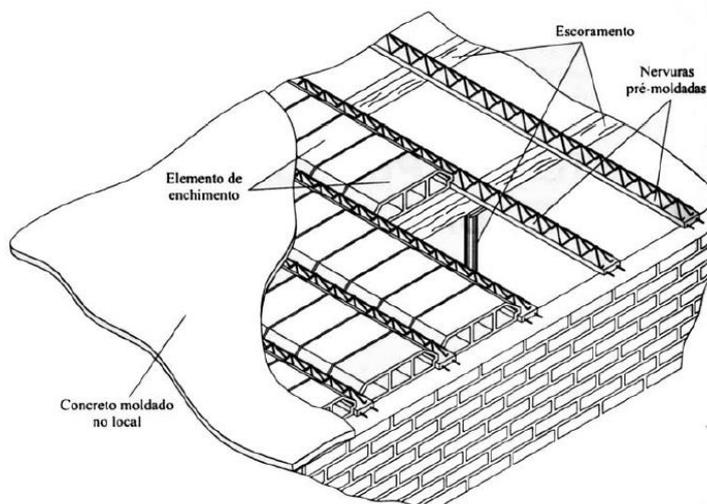
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O escopo da revisão bibliográfica consiste no estudo de sistemas estruturais julgados pertinentes para compreensão do comportamento mecânico do sistema de lajes Trelifácil®. Desse modo, a seção vigente apresenta uma visão geral do comportamento mecânico de lajes nervuradas, lajes mistas de concreto e aço e perfis de aço formados a frio. Nessa seção são acrescentados também os procedimentos normativos para cálculo e verificação dos tipos de estruturas citadas, para os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) pertinentes para execução da pesquisa proposta.

2.1 Lajes nervuradas

As lajes nervuradas, em sua forma usual, são constituídas de nervuras pré-moldadas dispostas de maneira espaçada, unidas estruturalmente por uma capa de concreto, com elementos de enchimento posicionados nos espaços entre as nervuras. Um exemplo desse tipo de laje é ilustrado na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Ilustração de laje nervurada.



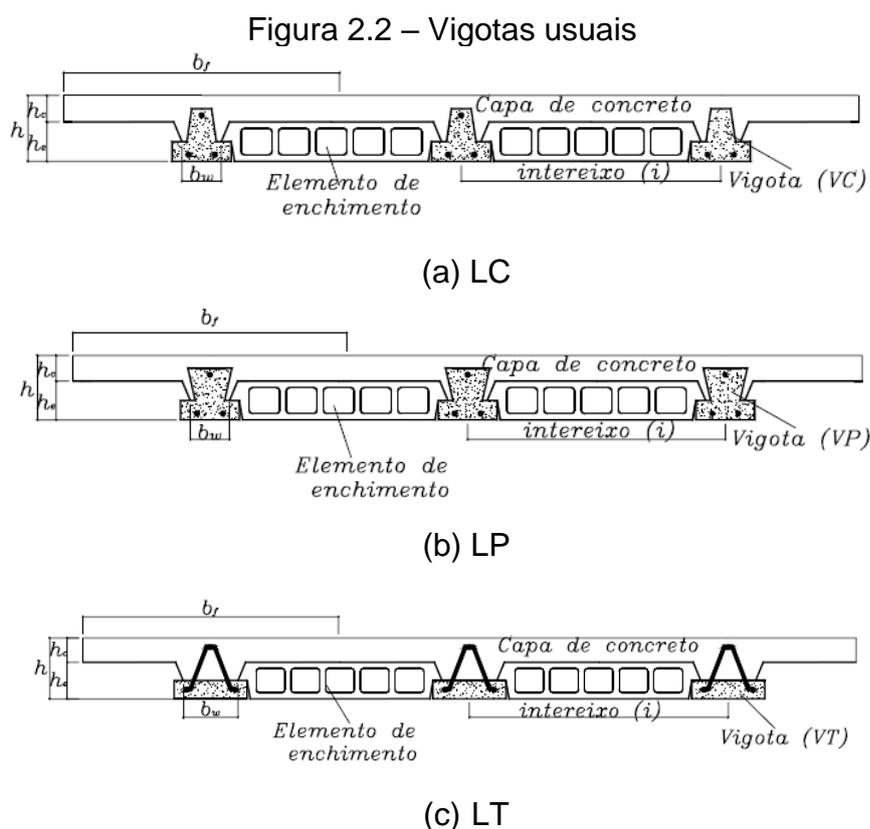
Fonte: FLÓRIO, 2003.

A utilização desse sistema estrutural no Brasil teve início na década de 70. Inicialmente, as lajes eram confeccionadas *in loco*, utilizando fôrmas destinadas a construção da estrutura de cobertura como fôrma para as nervuras. Após o surgimento de fábricas especializadas na produção das vigotas, o sistema *in loco* caiu em desuso devido às vantagens operacionais atreladas a utilização da pré-fabricação.

Atualmente, esse procedimento figura como predominante na construção de lajes nervuradas (CARVALHO *et al*, 2005).

O desenvolvimento desse sistema estrutural partiu da constatação de que, nas lajes, o concreto em determinadas regiões contribui de maneira tímida para resistência à falha global devido a esforços de flexão. Desse modo, foi proposta a redução ou eliminação do concreto nessas regiões, sendo este substituído por elementos estruturalmente inertes capazes de resistirem aos esforços aplicados sobre eles durante a fase de construção (FLÓRIO, 2003).

Os três tipos de vigotas utilizadas com mais frequência são; vigotas de concreto armado simples (LC), vigotas de concreto protendido (LP) e vigota treliçada (LT). A Figura 2.2 mostra as seções transversais de laje com a geometria transversal desses três tipos de elementos pré-moldados.



Fonte: FLÓRIO, 2003.

Nas Figuras, as designações h , h_e e h_c indicam a altura total da laje, do elemento de enchimento e da capa de concreto, respectivamente. O comprimento b_w indica a largura nominal da nervura, tomada de modo a possibilitar a idealização de um

retângulo de largura b_w , dentro da seção de concreto. Por fim, b_f indica a largura colaborante da mesa de concreto que contribui para a capacidade portante da vigota.

Resumidamente, o procedimento para execução das lajes nervuradas inicia-se com a pré-fabricação das nervuras e subsequente posicionamento destas sobre as vigas de apoio do pavimento (ou alvenaria). Em seguida, os elementos de enchimento são dispostos de maneira a vedar os espaços vazios. Após escora da laje, a capa de concreto é lançada *in loco* e, terminado o processo de cura do concreto, as escoras são removidas. O material constituinte dos elementos de enchimento deve ser selecionado de maneira a tornar a laje o mais leve possível. Usualmente, observam-se blocos feitos com material cerâmico, poliestireno expandido (EPS), concreto simples ou concreto airado. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

As lajes nervuradas podem ser confeccionadas em uma ou duas direções. Como visto no Capítulo 1, as vigotas das lajes Trelifácil® são treliçadas e dispostas em apenas uma direção. Portanto, a discriminação dos requisitos e procedimentos normativos para cálculo e dimensionamento, apresentados na sequência, limitam-se as lajes nervuradas treliçadas unidirecionais.

As normas vigentes brasileiras destinadas aos requisitos de dimensionamento de lajes nervuradas unidirecionais são: ABNT NBR 14859-1:2016, ABNT NBR 14859-2:2016 e ABNT NBR 14859-3:2017 e ABNT NBR 6118:2014.

A ABNT NBR 14859-1:2002, define uma laje nervurada unidirecional como uma laje em que as nervuras principais longitudinais são dispostas em apenas uma direção podendo considerar algumas nervuras perpendiculares as principais.

Quanto ao dimensionamento, a ABNT NBR 6118:2014 deixa claro que as lajes nervuradas unidirecionais devem ser dimensionadas como uma sucessão de vigas trabalhando a flexão isoladamente. Como existe um espaço entre as nervuras onde não existe material estrutural, consideram-se as nervuras como uma seção "T". Os fios longitudinais das treliças contribuem de maneira imprescindível para resistência da laje ao momento fletor, enquanto os fios diagonais exercem funções resistivas atreladas ao esforço cortante.

2.1.1 Definição da geometria de lajes nervuradas

O processo de dimensionamento das lajes geralmente se inicia com a determinação das cargas solicitantes na peça. Define-se o tipo de laje a ser utilizado e, seguindo uma tendência atual, arbitra-se uma altura de laje. Calcula-se então, a área de aço necessária para o estado limite último (falha estrutural) conforme referência normativa, seguida da verificação dos estados limites de serviço (deformações e vibrações excessivas). Se estes não forem atendidos, altera-se a geometria da laje e repete-se o procedimento (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Como ponto de partida na escolha da altura da laje nervurada, a Tabela 1 da ABNT NBR 14859-1:2002 fornece valores de altura total da laje em função da altura dos blocos de enchimento. Esses valores são expostos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Altura total da laje (h) em função da altura do bloco de enchimento (h_e)

Altura do bloco de enchimento [cm]	Altura total da laje [cm]
7,0	10,0; 11,0; 12,0
8,0	11,0; 12,0; 13,0
10,0	14,0; 15,0
12,0	16,0; 17,0
16,0	20,0; 21,0
20,0	24,0; 25,0
24,0	29,0; 30,0
29,0	34,0; 35,0

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2002.

A norma fornece também, dimensões padronizadas dos elementos de enchimento, postas na Tabela 2.2 (Tabela 5 da norma). As dimensões generalizadas dos blocos podem ser observadas na Figura 2.3.

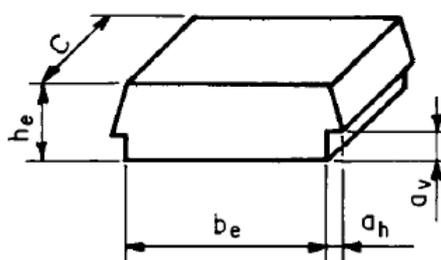
A norma destaca ainda que podem ser utilizados blocos de dimensões diferentes das padronizadas, desde que haja acordo entre fornecedor e projetista. A designação final da laje nervurada é feita com base no tipo de vigota (LC, LP ou LT), altura total da laje, altura da capa de concreto e altura do elemento de enchimento, como mostrado na Tabela 2.3.

Tabela 2.2 – Dimensões padronizadas dos elementos de enchimento

Altura nominal h_e [cm]	7,0(mínima); 8,0; 9,5; 11,5; 15,5; 19,5; 23,5; 28,5	
Largura nominal b_e [cm]	25,0(mínima); 30,0; 32,0; 37,0; 39,0; 40,0; 47,0; 50,0	
Comprimento nominal C [cm]	20,0(mínimo); 25,0	
Abas de encaixe [cm]	D_v	3,0
	D_h	1,5

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2002.

Figura 2.3 - Dimensões dos blocos de enchimento.



Fonte: ABNT NBR 14859-1:2002.

Tabela 2.3 – Designação final de lajes nervuradas
Designação Genérica

$LC h(h_e + h_c)$

$LP h(h_e + h_c)$

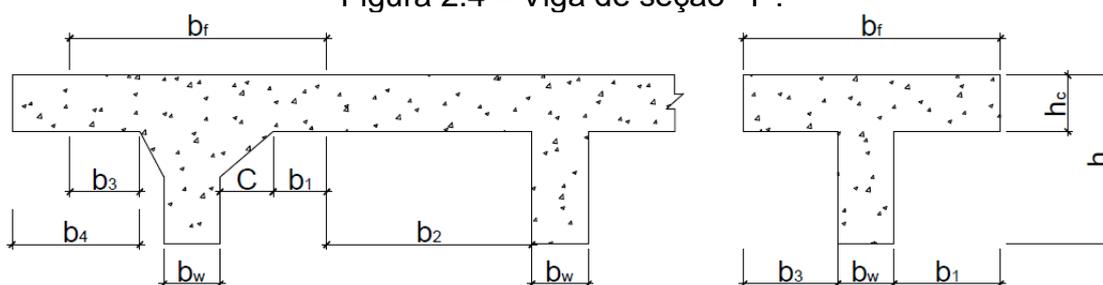
$LT h(h_e + h_c)$

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2002. Adaptada pelo autor.

Salienta-se ainda que a altura total da laje deve ser selecionada de maneira a satisfazer os critérios mínimos para cobrimento de concreto da armadura treliçada. Os valores mínimos para cobrimento de acordo com a classe de agressividade ambiental a qual a estrutura será exposta é dada na Tabela 6.1 na norma.

Definida a geometria da laje, antes de se calcular os esforços resistentes, deve-se determinar a geometria da seção "T" da nervura. A Figura 2.4 mostra a geometria generalizada de uma viga de seção "T", conforme ABNT NBR 6118:2014.

Figura 2.4 – Viga de seção “T”.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014. Adaptado pelo autor.

A largura colaborante é determinada por $b_f \leq b_w + b_1 + b_3$. Sendo que a ABNT NBR 6118:2014 estipula valores limite para as larguras b_1 e b_3 , postos no conjunto de Equações 2.1.

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5b_2 \\ 0,10a \end{cases} \quad b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,10a \end{cases} \quad (2.1)$$

A grandeza a , denominada comprimento do tramo e definida como a distância entre pontos de momento fletor nulo, depende das condições de apoio. Para vigas simplesmente apoiadas, $a = L$, onde L é o comprimento longitudinal da nervura. Alternativamente, para tramos com momento em apenas uma extremidade e tramos com momentos em ambas extremidades, a deve ser tomado como $0,75L$ e $0,6L$, respectivamente. Para tramos em balanço, $a = 2L$.

Definida então a geometria da seção “T”, pode-se prosseguir com os procedimentos de cálculo e dimensionamento. No entanto, primeiramente é importante definir os regimes de cálculo com base no comportamento do concreto da laje. Verificações no ELS são efetuadas considerando-se os estádios de deformação I e II do concreto enquanto verificações no ELU presumem o concreto no estádio III. A definição de cada estádio é detalhada de forma resumida na sequência;

- I. Estádio I: Concreto em regime elástico, ou seja, a tensão de tração na seção transversal não ultrapassa a resistência característica a tração do concreto, f_{ct} ;
- II. Estádio II: Caracterizado pelo aparecimento de fissuras. A maioria dos pontos na região tracionada da seção transversal apresentam tensões superiores à resistência característica à tração do concreto;

- III. Estádio III: As fibras mais comprimidas do concreto entram em regime plástico, sendo que quase todas estas trabalham sob tensão máxima. As fissuras se aproximam da linha neutra LN, de maneira que esta começa a diminuir, diminuindo também a região comprimida do concreto.

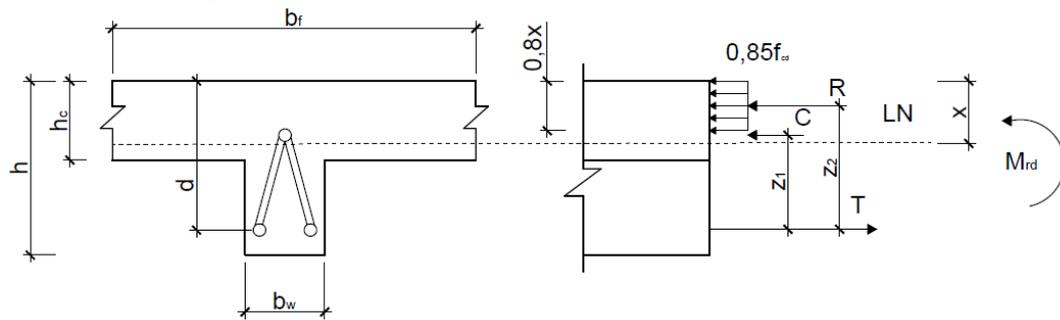
2.1.2 Momento fletor positivo resistente de cálculo – ELU-M

Como hipóteses básicas do cálculo e dimensionamento de vigas em concreto armado sob flexão, a ABNT NBR 6118:2014, faz as seguintes considerações:

- I. Seções transversais permanecem planas após deformação por flexão (Viga de Euler-Bernoulli);
- II. Admite-se que o concreto e o aço trabalham de forma monolítica, em virtude da consideração da aderência completa entre esses dois materiais;
- III. O encurtamento específico máximo da zona comprimida de concreto, ε_{CU} depende da classe de resistência do concreto;
- IV. O alongamento específico máximo do aço na iminência de ruptura ε_{SU} , é tomado como 1,0%;
- V. Apenas as armaduras de aço resistem aos esforços de tração, ficando desprezada a contribuição do concreto para resistência de tais esforços;
- VI. Admite-se uma distribuição de tensão constante na zona comprimida, com a altura do diagrama de tensões sendo 80% da profundidade da linha neutra elástica x , que delimita as zonas de compressão e tração, partindo da extremidade da zona comprimida. Para concretos com resistência característica a compressão $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, a magnitude dessas tensões é considerada como 85% da resistência a compressão de cálculo do concreto f_{cd} . Para concretos com idade igual ou superior a 28 dias essa grandeza é calculada como $f_{cd} = f_{ck}/1,4$.

A determinação do momento fletor resistente de cálculo em lajes treliçadas unidirecionais consiste em fazer um equilíbrio de momentos atuantes na seção transversal, com base nas forças resultantes de tração ou compressão no aço, e compressão no concreto. A Figura 2.5 mostra as forças resistentes na seção transversal de uma viga “T” submetida à momento fletor, conforme premissas de cálculo da ABNT NBR 6118:2014, discriminadas anteriormente.

Figura 2.5 – Forças atuantes na seção transversal.



Fonte: Acervo pessoal.

As forças resultantes R (compressão no concreto), C (compressão ou tração no fio superior) e T (tração nos fios inferiores e armaduras adicionais), são calculadas com base na posição da linha neutra, desse modo, existem dois possíveis cenários. A linha neutra LN passa pela mesa de concreto, ou seja, $x \leq h_c$, ou pela alma da viga, $x > h_c$. Partindo-se da hipótese de que a LN passa na mesa, o equilíbrio de forças é feito como no conjunto de Equações 2.2.

$$R + C + T = 0$$

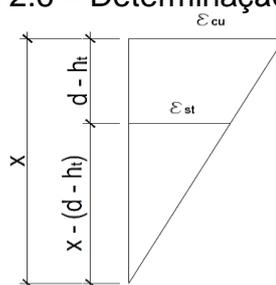
$$R = -(0,85f_{cd})(0,8x)(b_w)$$

$$C = E_s \varepsilon_{st} A_{s,ct} \quad (2.2)$$

$$T = \frac{f_y}{1,15} (A_{s,tt} + A_{s,ta})$$

Onde E_s é o módulo de elasticidade do aço e f_y é a tensão de escoamento do aço. $A_{s,ct}$, $A_{s,tt}$ e $A_{s,ta}$ correspondem as áreas de aço do fio superior, total dos fios inferiores, e de armadura adicional, respectivamente. A grandeza ε_{st} é a deformação específica do aço no fio superior da treliça, calculada por semelhança de triângulo (Figura 2.6), tomando o valor máximo do encurtamento específico do concreto ε_{cu} permitido em norma.

Na Figura 2.6, h_t se refere à altura da treliça empregada na laje, e d é a altura útil da viga, tomada como a distância do centro geométrico da área de aço tracionada até a superfície superior da mesa comprimida. Para determinação da posição da linha neutra, deve-se isolar x no conjunto de equações 2.2. Caso se confirme a hipótese de que $x \leq h_c$, o momento resistente de cálculo é obtido da Equação 2.3.

Figura 2.6 – Determinação de ε_{st} .

Fonte: Acervo pessoal.

$$M_{Rd} = Cz_1 + Rz_2 \quad (2.3)$$

Se a LN passa pela alma, parte do concreto constituinte da alma da viga também está sob compressão, portanto o valor de R deve ser adaptado, conforme exposto na Equação 2.4.

$$R = -0,85f_{cd}[(b_f - b_w)h_c + (0,8x)(b_f)] \quad (2.4)$$

É importante ressaltar que a NBR ABNT 6118: 2014 prescreve o valor limite para a profundidade da linha neutra como sendo 45% da altura útil d . Ou seja, $x \leq x_{lim} = 0,45d$.

2.1.3 Deformações excessivas – ELS-DEF

Conforme ABNT NBR 6118:2014, a flecha máxima permitida para segurança dos usuários da estrutura é definida como $L/250$. O cálculo da flecha em regime elástico F_e (estádio I), pode ser obtido com base na teoria de vigas de Euler-Bernoulli.

Em adição aos estados limites apresentados, devem ser considerados ainda, a falha por cisalhamento vertical, os efeitos de fluência e retração do concreto na amplificação dos deslocamentos e o estado limite de serviço de abertura de fissuras (ELS-W). Estes, porém, fogem ao escopo da presente pesquisa, ficando os procedimentos para sua verificação omitidos no presente texto.

2.2 Análises experimentais em lajes treliçadas

Como detalhado na Seção 1.5.1, a presente pesquisa tem por objetivo verificar o comportamento do sistema Trelifácil® também na fase de construção. Sendo assim, a seção vigente explora algumas características da análise experimental em vigotas

e painéis pré-moldados treliçados, já que as cargas aplicadas nesses elementos se assemelham ao tipo de carregamento ao qual o conjunto perfil/treliça do sistema sob análise nessa pesquisa está submetido.

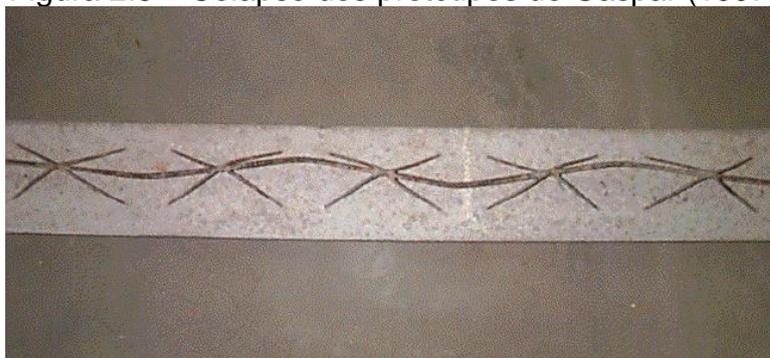
Gaspar (1997) executou ensaios de flexão de quatro pontos em vigotas pré-moldadas treliçadas com transferência de carga para as sapatas de concreto por meio de blocos de madeira, como mostra a Figura 2.7. O deslocamento das peças foi medido no vão central. O autor observou a flambagem do fio superior das treliças como modo de colapso em todos os protótipos, como mostra a Figura 2.8.

Figura 2.7 – Ensaio de Gaspar (1997)



Fonte: Gaspar (1997).

Figura 2.8 – Colapso dos protótipos de Gaspar (1997)



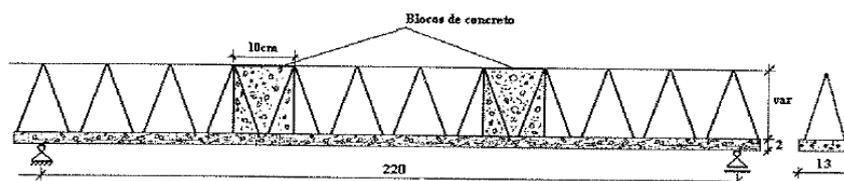
Fonte: Gaspar (1997).

Gaspar (1997) caracterizou o comportamento dos protótipos quanto a flexão a partir da análise de cargas e deflexões máximas observadas e comparou os resultados com uma proposta analítica para determinação da força de flambagem dos fios superiores das treliças, baseada na hipótese de que as mesmas podem ser consideradas como

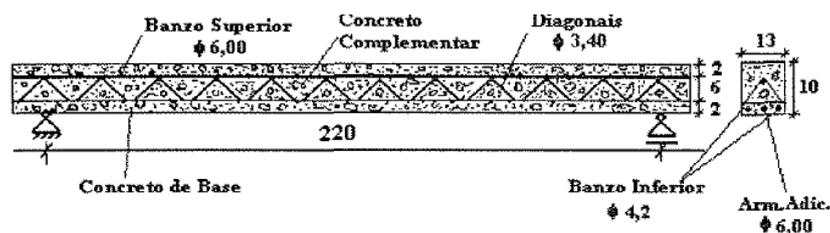
colunas bi-rotuladas sujeitas a compressão axial simples, sendo utilizada então a fórmula de Euler para determinação da força crítica. As cargas críticas experimentais foram obtidas por meio de simulação numérica e subsequentemente comparadas com a proposta analítica em termos do coeficiente de adaptação do comprimento de flambagem k . Gaspar (1997) conclui que a fórmula de Euler é adequada para determinação da força crítica nos fios superiores da treliça e que o coeficiente supracitado pode ser tomado conservadoramente como 1,0.

Caixeta (1998) executou ensaios de flexão de quatro pontos em três tipos de protótipos. O primeiro tipo foi composto apenas da treliça com a sapata de concreto, enquanto o segundo e terceiro tipos incluíram o concreto adicional, formando uma viga de seção retangular e “T”, respectivamente. A Figura 2.9 (a-c) apresenta os protótipos ensaiados.

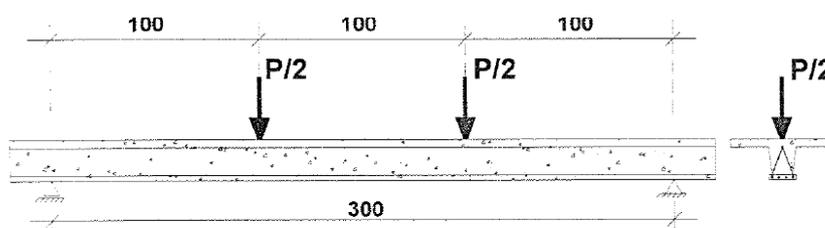
Figura 2.9 – Protótipos de Caixeta (1998)



(a) Protótipo 1



(b) Protótipo 2



(c) Protótipo 3

Fonte: Caixeta (1998).

Os fios das treliças foram instrumentados com extensômetros uniaxiais e o deslocamento total das peças foi medido na seção central do vão livre. Com base em uma análise da fissuração dos protótipos, o autor concluiu que o dimensionamento das nervuras deve ser feito considerando a mesma como uma viga de seção retangular, e não “T” como indica a ABNT NBR 6118:2014. Em outra nota, os experimentos ocasionaram grandes deslocamentos no centro do vão, comportamento atribuído a ausência de contra-flecha nas vigotas pré-moldadas. Em sùmula, Caixeta (1998) inclui como ressalva que os protótipos ensaiados serviram somente para entender o comportamento das lajes nervuradas de forma simplista, e os resultados não podem ser tomados como uma representação fidedigna do comportamento dessas lajes em situações reais, onde o efeito das nervuras justapostas trabalhando em conjunto deve ser considerado.

Lofgren (2001) executou ensaios de flexão de quatro pontos em dois painéis treliçados de geometria idêntica, aplicando carga com controle de deslocamento e medindo os deslocamentos dos protótipos em relação ao chão do laboratório. Os resultados obtidos foram comparados com previsões analíticas propostas no trabalho. A Figura 2.10 mostra o esquema de ensaio implementado pelo autor e a Figura 2.11 apresenta os protótipos após colapso.

Figura 2.10 – Ensaio de flexão de quatro pontos em painel treliçado



Fonte: Lofgren (2001).

Os resultados dos ensaios de Lofgren (2001) indicam colapso por flambagem do fio superior das treliças em todos os protótipos. Adicionalmente, foi observada boa

correlação com as previsões analíticas propostas pelo autor, tanto para determinar resistência quanto rigidez à flexão dos painéis.

Figura 2.11 – Colapso dos painéis treliçados.



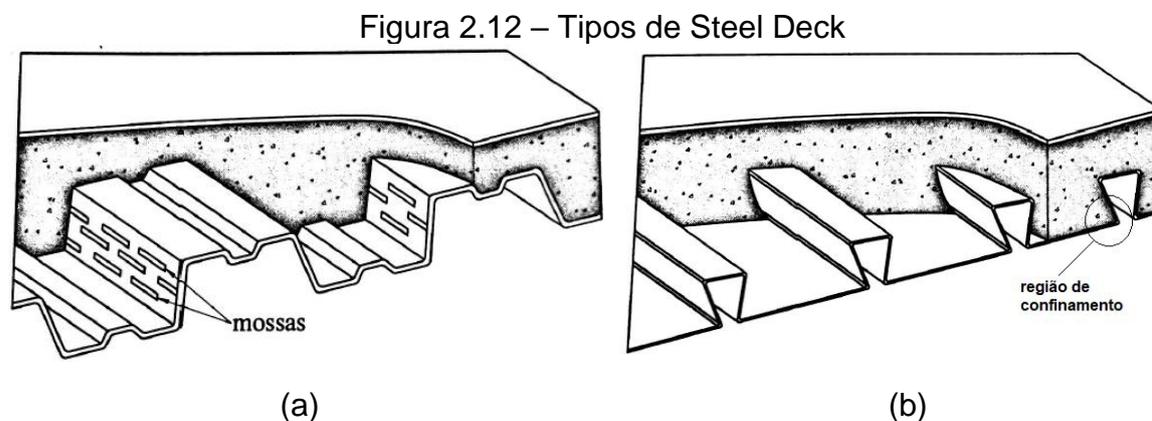
Fonte: Lofgren (2001).

2.3 Lajes mistas de concreto e aço

Uma laje é classificada como mista de concreto e aço quando apresenta elementos de aço, geralmente perfis formados a frio, que em conjunto com o concreto, auxiliam na sustentação das cargas aplicadas ao piso. O perfil trabalha na resistência total ou parcial de esforços de tração e cisalhamento. Esse tipo de laje deve ser dimensionado de modo que ambos os materiais trabalhem monoliticamente, formando um só elemento estrutural. Dentre as três possíveis maneiras de interação entre aço e concreto descritas na seção 1.1, o procedimento para definição da força resistente de lajes mistas ignora a interação química, sendo consideradas somente as ligações mecânica e por atrito. A ligação mecânica geralmente é feita por meio de mossas introduzidas em fôrmas de aço trapezoidais de seção aberta, como mostrado na Figura 2.7(a), enquanto a ligação por atrito é dada por fôrmas com cantos reentrantes, onde o confinamento do concreto na região das reentrâncias potencializa o atrito entre os dois materiais, como mostrado na Figura 2.7(b) (QUEIROZ; PIMENTA E MATA, 2001).

A incorporação das fôrmas confere uma série de vantagens ao uso de lajes mistas, dentre elas cita-se; facilidade de instalação, redução de escoramento, dispensa de desforma, elevada velocidade construtiva, facilidade de passagem de dutos e aumento da segurança na construção. Dentre as desvantagens de uso faz-se menção

à possível necessidade de se introduzir mais vigas secundárias ao sistema estrutural, e necessidade do uso de forros por razões estéticas (FAKURY; SILVA E CALDAS, 2016).



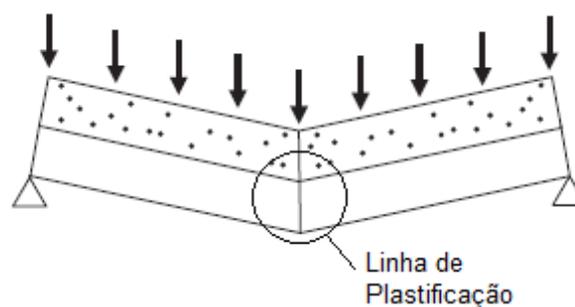
Fonte: FAKURY; SILVA e CALDAS, 2016. Adaptado pelo autor.

Quanto ao dimensionamento, os procedimentos para verificação de estados limites últimos e de serviço de lajes mistas de concreto e aço são preconizados pelo anexo Q da ABNT NBR 8800:2008. Durante a fase de construção, a fôrma de aço resiste sozinha aos esforços oriundos de seu peso próprio, peso do concreto fresco e sobrecargas de construção, com valor mínimo de 1 kN/m². Nessa fase portanto, é necessário que sejam verificados os estados limites últimos de perfis formados a frio, estipulados pela ABNT NBR 14762:2010. A ABNT NBR 8800:2008, porém, estipula como estado limite de serviço durante a fase de construção, que o deslocamento vertical no centro do vão da fôrma sujeita as ações de construção mencionadas, não deve ultrapassar $L_f/250$, onde L_f é o vão teórico da laje na direção das nervuras. Se esse limite for ultrapassado, deve-se considerar efeitos de empoçamento pelo acréscimo de espessura da capa de concreto, da magnitude de 70% do deslocamento máximo calculado. Após a fase de construção, devem ser verificados quatro estados limites últimos; formação de charneira plástica, colapso por cisalhamento longitudinal, colapso por cisalhamento vertical e colapso por punção.

2.3.1 Colapso por formação de rótula plástica

Esse tipo de colapso ocorre por ação dos esforços de flexão, e é caracterizado pela plastificação de uma linha da seção transversal da laje na direção perpendicular as nervuras, como ilustrado na Figura 2.13.

Figura 2.13 – Formação de charneira plástica



Fonte: ABNT NBR 8800:2008. Adaptado pelo autor.

Tal estado limite último geralmente ocorre em vãos médios e grandes com alto grau de interação aço/concreto e incide quando o momento solicitante ultrapassa o momento de plastificação de cálculo, $M_{Rd,pl}$. A verificação desse modo de colapso parte de uma análise rígido-plástica onde presume-se conexão de cisalhamento total e que o colapso ocorre por escoamento da fôrma ou esmagamento do concreto. Nessa verificação, a contribuição do concreto tracionado e do concreto no interior das nervuras para a resistência da laje são desprezados (FAKURY; SILVA e CALDAS, 2016. QUEIROZ; PIMENTA E MATA, 2001).

A formulação para cálculo do momento resistente de plastificação da laje depende da posição da linha neutra plástica (LNP) em relação à seção transversal perpendicular as nervuras em um metro de laje, sendo possível que a LNP passe somente pela capa de concreto ou pela fôrma de aço. A verificação dessas duas hipóteses é feita por meio da comparação da magnitude da força resistente à compressão do concreto N_{cf} , com a força resistente à tração da fôrma, N_{pa} . As fórmulas para cálculo desses esforços são dadas no conjunto da Equação 2.5.

$$N_{cf} = 0,85bt_c f_{cd} \quad ; \quad N_{pa} = A_{f,ef} f_{yfd} \quad (2.5)$$

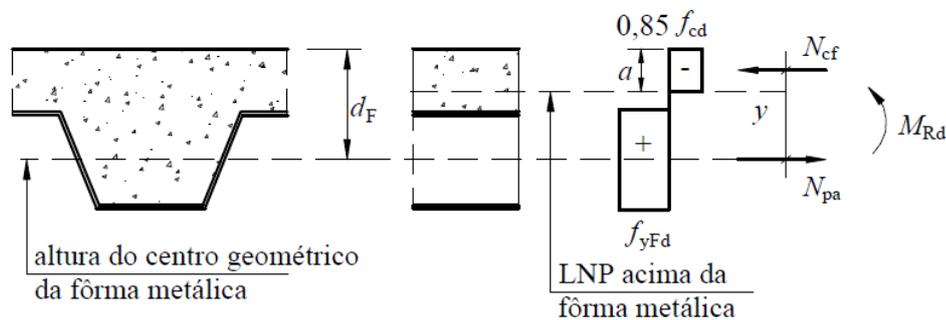
Onde b equivale à um metro, t_c é a espessura da capa de concreto, f_{cd} e f_{yfd} são as tensões resistentes de cálculo à compressão do concreto e a escoamento da fôrma de aço, respectivamente e $A_{f,ef}$ é a área de aço por metro de fôrma, geralmente fornecida pelo fabricante. Se $N_{cf} \geq N_{pa}$, a LNP passa pela capa de concreto, nesse caso, a posição exata a da linha neutra plástica em relação a face superior da laje é dada pela Equação 2.6. O momento resistente de cálculo é obtido pela Equação 2.7.

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cd}b} \quad (2.6)$$

$$M_{rd} = N_{pa}(d_f - 0,5a) \quad (2.7)$$

Na Equação 2.3, a grandeza d_f corresponde à distância da face superior da capa de concreto até o centro geométrico da seção efetiva da fôrma de aço, como ilustrado na Figura 2.9.

Figura 2.14 – Distribuição de tensões para LNP na capa de concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Se a LNP passa pela fôrma de aço ($N_{cf} < N_{pa}$), o diagrama de tensões atuantes na seção efetiva é decomposto em duas parcelas como demonstrado na Figura 2.10. O momento resistente é dado pela Equação 2.8.

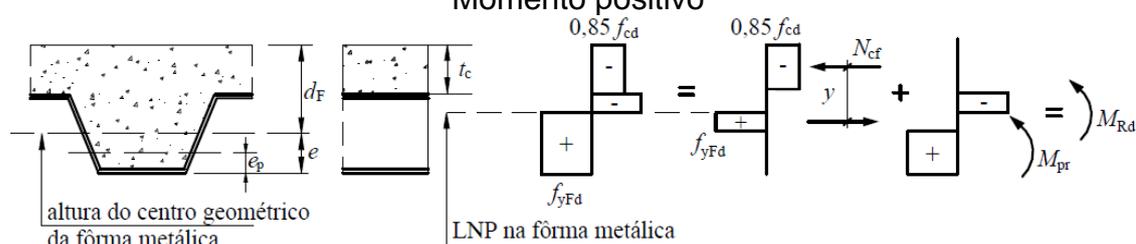
$$M_{rd} = N_{cf}y + M_{pr} \quad (2.8)$$

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p(e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad (2.9)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa} \quad (2.10)$$

Nas equações acima, h_t corresponde à altura total da laje, M_{pa} geralmente é fornecido pelo fabricante e equivale à 90% da resistência plástica a momento fletor da seção efetiva da fôrma considerada. As demais grandezas são discriminadas na Figura 2.10.

Figura 2.15 - Distribuição de tensões para de LNP passando pela fôrma –
Momento positivo



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Ressalta-se que as formulações expostas são para incidência de momento positivo na laje e ausência de armaduras de tração adicionais dentro da fôrma de aço. Caso haja armadura adicional, a Expressão 2.11 deve ser somada às Equações 2.10 e 2.9.

$$A_{sl} f_{sd} (d_s - 0,5a) \quad (2.11)$$

Onde A_{sl} é a área da armadura adicional; f_{sd} é o valor da resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura; e d_s é a distância da face superior da laje ao centro geométrico da armadura adicional.

2.3.2 Colapso por cisalhamento longitudinal

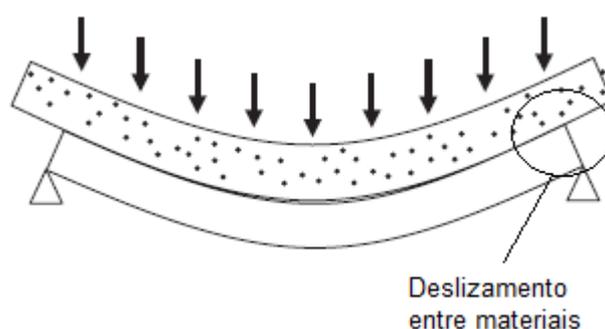
O colapso por cisalhamento longitudinal ocorre quando há ruína da ligação mecânica entre aço e concreto, o que resulta em um elevado deslizamento relativo entre os materiais, acarretando fim do comportamento monolítico da estrutura. Esse modo de colapso é o que ocorre com mais frequência em lajes mistas. (FAKURY; SILVA e CALDAS, 2016. QUEIROZ; PIMENTA E MATA, 2001). Uma representação desse tipo de estado limite último é posto na Figura 2.16.

Como prescrito na ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cisalhamento longitudinal pode ser obtida pelo método semiempírico $m-k$. Onde essas duas constantes são obtidas por meio de ensaios experimentais preconizados nas normas internacionais Eurocode 4 Part 1-1, CSSBI S2 ou ANSI/ASCE 3. Obtidas as constantes, a força cortante resistente, relativa a 1000 mm de largura, é calculada pela Equação 2.12.

A constante γ_{sl} é o coeficiente de ponderação da resistência, estipulado em norma ou durante os ensaios. Já a grandeza L_s se refere ao vão de cisalhamento da laje e

depende do tipo de carregamento ao qual a mesma está submetida. Para cargas uniformemente distribuídas, o vão de cisalhamento é tomado como um quarto do vão teórico da laje na direção das nervuras ($L_f/4$). Se incide sobre a laje duas cargas pontuais equidistantes dos apoios, o vão de cisalhamento corresponde à distância entre uma das cargas e o apoio mais próximo. Para outros tipos de carregamento, L_s é tomado como a relação entre o momento máximo e a maior reação de apoio, obtidos da análise estrutural. As demais constantes da Equação 2.8 são obtidas de maneira análoga ao exposto na subseção 2.1.1.

Figura 2.16 – Deslizamento entre concreto e aço



Fonte: FAKURY; SILVA e CALDAS, 2016. Adaptado pelo autor.

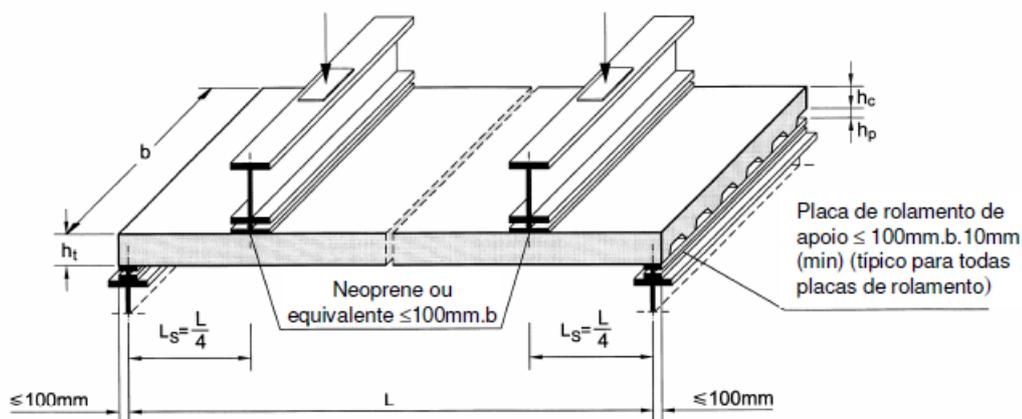
$$V_{l,Rd} = \frac{bd_f \left[\left(\frac{mA_{F,ef}}{bL_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (2.12)$$

Em adição aos estados limites apresentados, devem ser considerados ainda, a falha por cisalhamento vertical, punção, estado limite de deformações excessivas nas fases de construção e uso, com flecha limite de $L/180$ e $L/350$, respectivamente e o estado limite de serviço de abertura de fissuras para lajes contínuas. Estes, porém, fogem ao escopo da presente pesquisa, ficando os procedimentos para sua verificação omitidos no presente texto.

2.4 O ensaio m,k conforme EN 1994-1-1:2004

O anexo B da norma EN 1994-1-1:2004 detalha um ensaio de flexão de 4 pontos em lajes mistas de concreto e aço para determinação das constantes m e k , subsequentemente utilizadas para cálculo da resistência à cisalhamento longitudinal das lajes pela Equação 2.12. O esquema do ensaio é apresentado na Figura 2.17.

Figura 2.17 – Ensaio m,k da norma EN 1994-1-1:2004



Fonte: Vianna (2005).

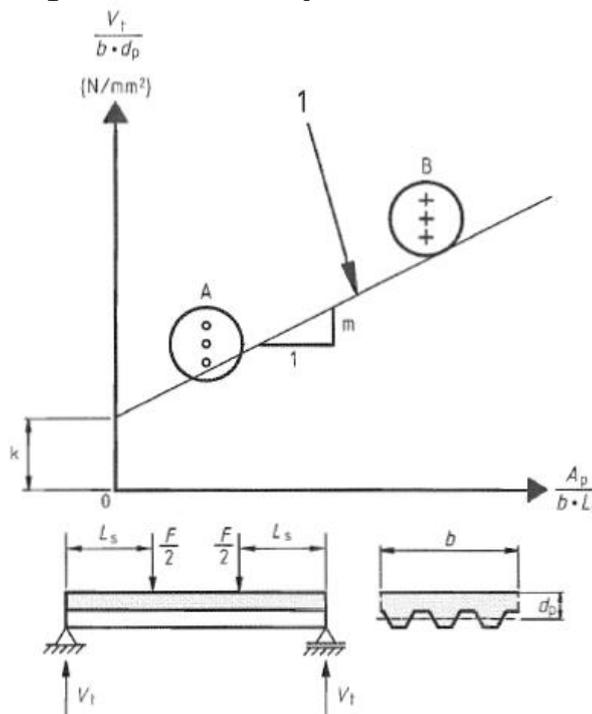
A norma estipula que o ensaio deve ser executado em lajes simplesmente apoiadas, com a configuração geométrica e de aplicação de carga ilustradas na Figura 2.17. Para determinação das constantes de interesse devem-se ser ensaiados dois grupos com três protótipos, de maneira que ambos os grupos apresentem falha por cisalhamento longitudinal. Sendo assim, os deslocamentos relativos entre concreto e aço devem ser medidos nas extremidades das lajes, e os valores registrados utilizados para classificar o comportamento da laje quanto ao cisalhamento longitudinal como frágil ou dúctil. Com base no tipo de comportamento, define-se então a força de cisalhamento longitudinal dos experimentos V_t , utilizada para se determinar as constantes m,k com base no gráfico da Figura 2.18. Na Figura 2.18, os pontos A e B correspondem ao vão de cisalhamento máximo e mínimo que ocasionam falha por escorregamento entre o concreto e o aço.

O carregamento, conforme a norma, deve ser aplicado em duas etapas, uma etapa cíclica, para se quebrar a ligação química entre os materiais e acomodar a estrutura de carregamento, e uma etapa estática, onde a laje deve ser submetida a um aumento de carga progressivo até que se constate um dos estados limites últimos apresentados na Seção 2.3.

Adicionalmente, para quesito de projeto a resistência característica a compressão do concreto das lajes deve ser determinada por meio de ensaios de compressão, com o valor de projeto f_{cm} sendo tomado como a média das resistências registradas em uma amostra mínima de quatro corpos de prova por ato de concretagem, caso nenhum dos

corpos de prova apresentem um desvio maior que 10% do valor médio de um grupo. Do contrário, a resistência característica a compressão do concreto é tomada como o maior valor observado no grupo.

Figura 2.18 – Definição das constante m, k

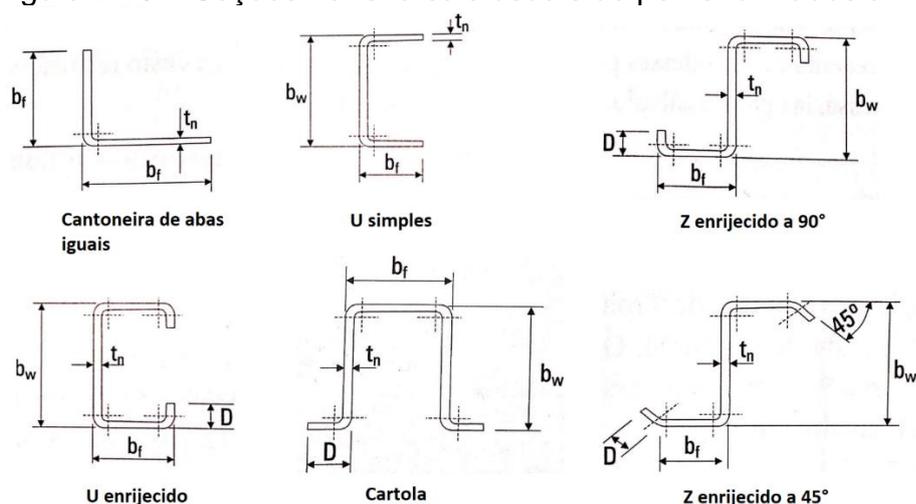


Fonte: EN 1994-1-1:2004.

2.5 Perfis de aço formados a frio

De acordo com a ABNT NBR 14762:2010, perfis formados a frio (PFF) são peças de aço fabricadas a partir do dobramento de chapas com espessura de 4mm até 8mm. Apesar dessa definição, existem perfis de chapas mais espessas que também se enquadram nessa categoria, e portanto podem ser dimensionados com os mesmos critérios. Elementos dessa natureza apresentam grande versatilidade de aplicação, uma vez que possuem boa relação massa/resistência e a ductilidade das chapas permite seu dobramento em inúmeras seções transversais diferentes, a fim de atender demandas para aplicações específicas (SILVA; PIERIN; SILVA, 2014; CARVALHO; GRIGOLETTI; BARBOSA, 2014; JAVARONI, 2015). A ABNT NBR 6355:2012, discrimina as seções transversais de perfis mais utilizados como exposto pela Figura 2.15.

Figura 2.19 – Seções transversais usuais de perfis formados a frio



Fonte: JAVARONI, 2015. Adaptado pelo autor.

As principais propriedades de interesse do material constituinte dos perfis, no que tange ao projeto e dimensionamento dessas peças são a tensão de escoamento, tensão limite de resistência à tração e ductilidade. O processo de conformação a frio pode conferir aos perfis um aumento da tensão limite de escoamento e da resistência à tração. Em contrapartida, ocorre uma redução da ductilidade do material e aparecimento de tensões residuais, em acréscimo a aquelas já observadas antes da conformação a frio. Esses efeitos são mais pronunciados nas regiões de dobramento. Devido a tal fato, a flambagem local ou escoamento tem início nas seções planas do perfil, uma vez que as propriedades mecânicas nessas regiões são mais próximas daquelas observadas no aço antes da conformação, também chamado de aço virgem (JAVARONI,2015). Sendo assim, observa-se variação das propriedades mecânicas do material constituinte ao longo da seção transversal nos perfis formados a frio. Devido a tal fenômeno, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta uma formulação empírica que relaciona as tensões de escoamento dos cantos dobrados e dos elementos planos das peças, exposta no conjunto de Equações 2.18.

$$\frac{f_{yc}}{f_y} = \frac{B_c}{(r_i/t)^m}$$

$$B_c = 3,69 \frac{f_u}{f_y} - 0,819 \left(\frac{f_u}{f_y} \right)^2 - 1,79 \quad (2.18)$$

$$m = 0,192 \frac{f_u}{f_y} - 0,068$$

Nas equações acima, f_{yc} representa a resistência ao escoamento do aço na região das dobras, f_y e f_u são as resistências ao escoamento e a ruptura do aço, respectivamente, antes da conformação a frio, r_i indica o raio interno de dobramento e t é a espessura nominal da chapa. Ressalta-se que as equações apresentadas são limitadas as razões $f_y/f_u \leq 1,20$ e $r_i/t \leq 7$ e para ângulos internos de dobramento menores que 120° .

Além das relações entre as tensões dos elementos planos e dos cantos dobrados, a norma apresenta também uma maneira para calcular o limite de escoamento f_{ya} da seção transversal como um todo, pela média ponderada das tensões limites de escoamento dos cantos e dos elementos planos, posta na Equação 2.19.

$$f_{ya} = C f_{yc} + (1 - C) f_y \quad (2.19)$$

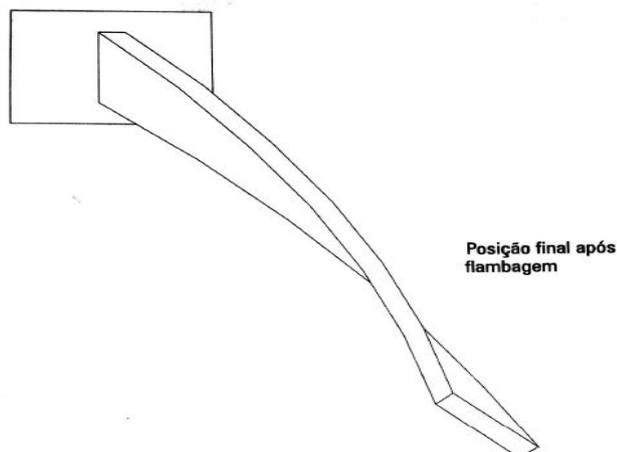
O coeficiente C depende do tipo de esforço solicitante atuando na peça, sendo que o mesmo equivale a razão entre a área total das dobras e a área de toda a seção transversal para barras submetidas à compressão ou tração. Para barras submetidas à flexão, C é calculado pela razão entre a área das dobras comprimidas e a área dos elementos planos comprimidos (CARVALHO; GRIGOLETTI; BARBOSA, 2014; JAVARONI, 2015).

Quanto aos modos de falha estrutural, os perfis de aço formados a frio apresentam algumas particularidades. Devido ao escopo de análise da presente pesquisa, o comportamento dos perfis submetidos a esforços de flexão é de maior interesse, portanto, no presente documento abordam-se somente os estados limites e procedimentos normativos para cálculo da resistência destinados a perfis sob flexão. De qualquer forma, a incidência dos esforços de flexão ocasiona tanto tração quanto compressão na seção transversal, portanto o comportamento dos elementos constituintes do perfil quando submetidos a esses esforços também deve ser considerado.

Conforme a ABNT NBR 14762:2010, em adição ao início do escoamento da seção transversal para elementos constituintes sujeitos à tração, os perfis formados a frio apresentam três estados limites. A âmbito global, pode ocorrer falha por flambagem

lateral com torção (FLT), caracterizado pela rotação da seção transversal, em conjunto com deslocamentos verticais e horizontais como ilustrado na Figura 2.16.

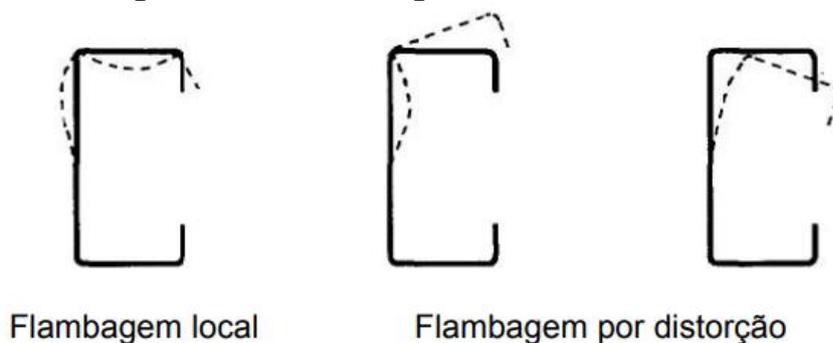
Figura 2.20 – Modo de deformação da FLT



Fonte: JAVARONI, 2015. Adaptado pelo autor.

Os modos de flambagem local, podem se dar na forma da Flambagem Local da Mesa (FLM), Flambagem Local da Alma (FLA) ou flambagem por distorção (FD). As flambagens locais da mesa ou da alma, são caracterizadas pela curvatura das chapas constituintes do perfil, sem que haja translação das regiões de conexão dos elementos. Em contrapartida, na FD observa-se possível rotação e translação dos elementos do perfil, em adição à translação das regiões de conexão entre elementos. Conforme ABNT NBR 14762:2010, a flambagem distorcional é, de modo geral, um modo de colapso observado em perfis com enrijecedores de borda. A Figura 2.21 mostra uma comparação entre as flambagens locais e distorcional em um perfil U enrijecido.

Figura 2.21 – Flambagem local e distorcional



Fonte: SILVA; PIERIM; SILVA, 2014. Adaptado pelo autor.

2.5.1 Procedimentos de cálculo dos esforços críticos em PFF

O processo de dimensionamento de perfis de aço formados a frio conforme ABNT NBR 14762:2010, deve-se iniciar pelo cálculo dos esforços críticos do perfil. Para tanto, a norma indica três possíveis métodos de cálculo. O Método da Largura Efetiva (MLE), Figura como precursor dos procedimentos normatizados para cálculo de esforços críticos em perfis conformado a frio sujeitos a compressão e flexão. Esse método fundamenta-se no cálculo de uma largura reduzida de cada elemento constituinte da seção transversal, para finalmente determinar as propriedades de uma seção transversal fictícia composta pelo acoplamento dos elementos de largura reduzida. Sendo assim, a aplicação desse método em seções com diversos elementos pode exigir um processo de cálculo laborioso (CARVALHO; GRIGOLETTI; BARBOSA, 2014; JAVARONI, 2015).

Um outro método, mais recente, prescrito na norma de perfis formados a frio, chamado Método da Seção Efetiva (MSE), parte da redução da seção transversal como um todo, com o objetivo de simplificar os procedimentos de cálculo e considerar a interação entre os elementos da seção transversal no cálculo dos esforços críticos (CARVALHO; GRIGOLETTI; BARBOSA, 2014; JAVARONI, 2015).

Por fim, o terceiro procedimento de cálculo discriminado na norma é o Método da Resistência Direta (MRD). Essa alternativa baseia-se no traçado de curvas de resistência, ajustadas experimentalmente para calcular as forças de colapso, partindo da força de flambagem elástica de toda a seção transversal do perfil. Para tanto, geralmente faz-se uso de *softwares* de análise de estabilidade elástica baseados em métodos aproximados como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Faixas Finitas (MFF).

O MRD dispensa a necessidade da determinação de propriedades efetivas da seção, sendo utilizadas as propriedades da seção bruta no cálculo das forças resistentes (CARVALHO; GRIGOLETTI; BARBOSA, 2014; JAVARONI, 2015). Desse modo, o método é hoje considerado como o modo mais prático para obtenção dos esforços críticos de perfis formados a frio. Devido a essa praticidade de aplicação, o MRD será utilizado para previsão de esforços últimos do perfil de aço analisado na presente pesquisa, e somente a aplicação desse método nos processos de dimensionamento de perfis sujeitos a flexão, conforme a norma vigente, será exposta.

O procedimento detalhado para verificação de estados limites últimos por meio do MLE e MSE podem ser apreciados na ABNT NBR 14762:2010, ou ainda de forma didática nos textos de Javaroni (2015) e Carvalho; Grigoletti e Barbosa (2014).

2.5.2 Aplicação do MRD para ELU de PFF sob flexão

De maneira geral, o momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} de perfis formados a frio submetidos a flexão é obtido por meio da equação 2.20.

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} \quad (2.20)$$

Onde γ é o coeficiente de ponderação de resistência do aço, fixado em norma como 1,1. M_{Rk} corresponde ao valor característico do momento fletor resistente e sua magnitude depende do tipo de estado limite sob verificação, sendo que seu valor deve ser tomado como o menor momento fletor resistente dentre os estados limites aplicáveis.

Para verificação do colapso por FLT, como indicado na norma, primeiramente deve-se obter o momento fletor de flambagem elástica global M_e , por meio da análise elástica de estabilidade do perfil. Obtida essa grandeza, o momento fletor resistente de cálculo para FLT, M_{Re} , depende da esbelteza reduzida λ_0 , calculada à partir da Equação 2.21.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_e}} \quad (2.21)$$

Onde W é o módulo de resistência elástica da seção bruta. As fórmulas para cálculo de M_{Re} com base na faixa de valores do índice de esbelteza reduzida são postas na Tabela 2.4, na sequência.

Tabela 2.4 – Cálculo de M_{Re} em função de λ_0 para FLT.		
$\lambda_0 \leq 0,6$	$0,6 < \lambda_0 < 1,336$	$\lambda_0 \geq 1,336$
$M_{Re} = Wf_y$	$M_{Re} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)Wf_y$	$M_{Re} = \frac{Wf_y}{\lambda_0^2}$

Fonte: ABNT NBR 14762:2010.

De maneira análoga a verificação do colapso por FLT, as fórmulas para verificação dos momentos resistentes de FLM, FLA e FD, partem da determinação dos momentos fletores de flambagem elástica local e distorcional M_l e M_{dist} , respectivamente. Mais uma vez o cálculo dos momentos resistentes de cálculo depende da magnitude dos índices de esbelteza reduzida λ_l , associado as flambagem locais da mesa e da alma, e λ_{dist} , associado a flambagem por distorção da seção transversal. As fórmulas para o cálculo dessas grandezas como prescrito na ABNT NBR 14762:2010 podem ser observadas nas Equações 2.22 e 2.23.

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{M_{Re}}{M_l}} \quad (2.22)$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}} \quad (2.23)$$

As Tabelas 2.5 e 2.6 apresentam o cálculo dos momentos fletores resistentes de cálculo em função das esbeltezas reduzidas pertinentes, onde M_{Rl} e M_{Rdist} correspondem aos momentos fletores resistentes de cálculo associados a flambagem local (FLM e FLA) e distorcional (FD) respectivamente.

Tabela 2.5 – Cálculo de M_{Rl} em função de λ_l para FLM e FLA.

$\lambda_l \leq 0,776$	$\lambda_l > 0,776$
$M_{Rl} = M_{Re}$	$M_{Rl} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0,8}}$

Fonte: ABNT NBR 14762:2010.

Tabela 2.6 – Cálculo de M_{Rdist} em função de λ_{dist} para FD

$\lambda_{dist} \leq 0,673$	$\lambda_{dist} > 0,673$
$M_{Rdist} = W f_y$	$M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{W f_y}{\lambda_{dist}}$

Fonte: ABNT NBR 14762:2010

A norma indica também a necessidade da verificação de estados limites últimos associados à força cortante e à interação entre momento fletor e esforço cortante. Estes, porém, fogem ao escopo da presente pesquisa e foram omitidos do texto.

2.5.3 Verificação de deslocamentos

De maneira similar ao exposto na seção 2.1.4, a flecha máxima permitida para perfis de aço formados a frio sob flexão é de $L/350$, para vigas de piso, onde L é o comprimento teórico do vão da viga. A norma fornece valores máximos para outras aplicações de perfis formados a frio, mas estas fogem ao escopo da presente pesquisa

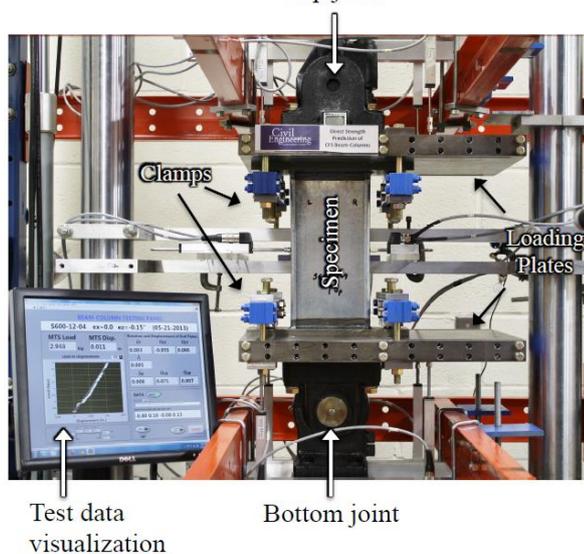
2.6 Análises experimentais em perfis formado a frio fletidos na menor inércia

Dentre as seções transversais de perfis formados a frio usualmente utilizadas, as seções “U” e “U” enrijecido são corriqueiramente implementadas em sistemas estruturais para resistir à esforços de flexão, especialmente em torno da maior inércia dos elementos. Sendo assim, observa-se um número considerável de estudos sobre o assunto, como os trabalhos de Kankanamge e Mahendran (2011), Laim, Rodrigues e Silva (2013), Anbarasu (2015), Obst, Kurpisz e Paczos (2016), Martins, Camotim e Dinis (2017) e Martins et al. (2018). Todavia, estudos sobre o comportamento de elementos com seções “U” e “U” enrijecidas fletidos na menor inércia são escassos (BIN, 2013), porém existentes na literatura acadêmica.

Torabian, Zheng e Schafer (2014) conduziram um estudo numérico e experimental em perfis “U” enrijecidos submetidos à combinação de flexão e compressão. Foram conduzidos experimentos em 17 PFF com 30,5 cm de comprimento sob compressão e diferentes orientações de momento fletor, incluindo flexão na menor inércia. A pesquisa também apresenta uma análise numérica no *software* ABAQUS. Os modelos numéricos foram validados pelos experimentos e subsequentemente comparados com formulações normativas para dimensionamento no estado limite último. A pesquisa é posteriormente expandida por Torabian, Zheng e Schafer (2015) com a inclusão de peças com comprimentos de 61 cm e 122 cm. Ambos os estudos indicam que as previsões normativas apresentam abordagens conservadoras. O esquema de ensaio de ambos os trabalhos mencionados é apresentado na Figura 2.22.

A flexão foi induzida nas peças pela aplicação de carga axial com excentricidade e os deslocamentos foram medidos ao longo da largura da alma na metade do comprimento dos protótipos.

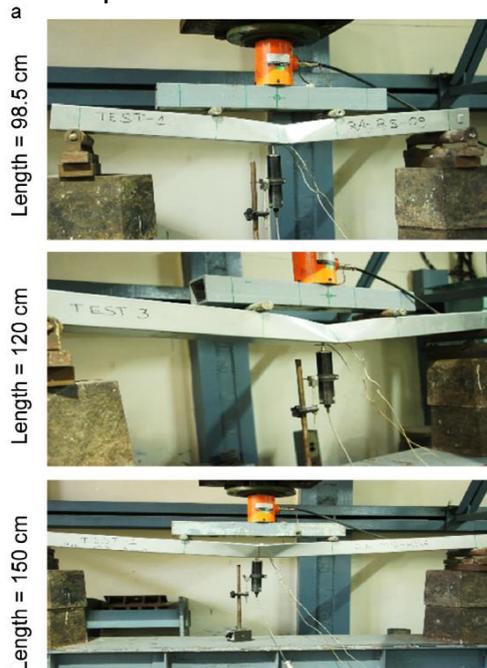
Figura 2.22 – Ensaio de Torabian, Zheng e Schafer
Top joint



Fonte: Torabian, Zheng e Schafer (2014).

Kumar e Sahoo (2015) calcularam a resistência à flexão de múltiplas seções “U” e “U” enrijecidas por meio de prescrições normativas e compararam os resultados com modelos numéricos desenvolvidos com o programa ABAQUS. Para validação dos modelos, algumas das seções foram submetidas a ensaios de flexão de quatro pontos em torno da menor inércia, com medição de deslocamentos no centro do vão livre, como mostra a Figura 2.23.

Figura 2.23 – Experimentos de Kumar e Sahoo (2015)



Fonte: Kumar e Sahoo (2015).

Os autores observaram que a presença de enrijecedores nas mesas do perfil reduz a incidência prematura de flambagem local em peças submetidas à flexão.

2.7 Ensaios em perfis formados a frio conforme EN 1993-1-3:2006

A norma EN 1993-1-3:2006 apresenta, em seu anexo A, procedimentos para determinação da resistência experimental de perfis formados a frio. Como aspectos gerais, é necessário garantir que protótipos ensaiados tenham aspectos tão similares quanto possível aos elementos que eles representam em condições reais de uso, incluindo as condições de apoio. A falha estrutural dos protótipos é considerada quando são observadas a incidência de mecanismos de colapso, aparecimento de rachaduras ou aberturas nas peças ou deslocamento excessivo.

Para peças submetidas à flexão, o comprimento deve ser pelo menos quinze vezes maior que o maior elemento da seção transversal e duas cargas pontuais equidistantes aos apoios devem ser aplicadas, de maneira a produzir um trecho de momento constante entre 20% e 33% do comprimento da peça (EN 1993-1-3:2006).

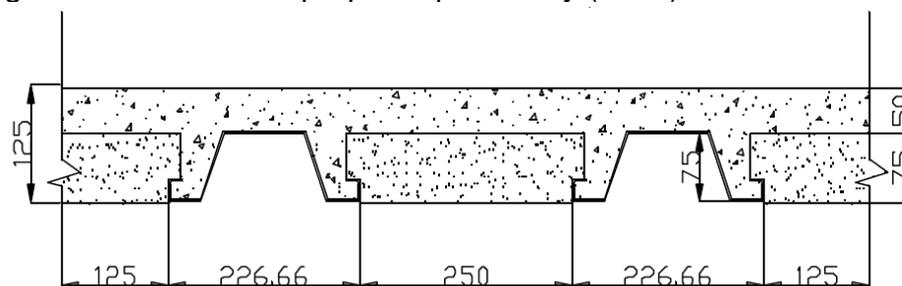
2.8 Lajes nervuradas mistas

As lajes nervuradas mistas apresentam-se na forma de lajes de concreto armado com uma fôrma de aço incorporada, que resiste a esforços de tração e cisalhamento no elemento sob carga de trabalho. É comum a utilização de lajes mistas cuja fôrma cobre toda a área inferior do elemento, e existe abundância de estudos de sistemas dessa natureza. Todavia, nas últimas duas décadas vêm sendo apresentadas propostas de sistemas que não utilizam a fôrma metálica contínua em toda a superfície inferior da laje, e perfis metálicos uniformemente espaçados são introduzidos, com os espaços entre eles sendo preenchidos pela superposição de perfis distintos ou por elementos inertes, de maneira análoga ao sistema de lajes nervuradas apresentado na seção 1.

Takey (2001), introduziu um sistema de lajes mistas que faz uso de parafusos auto atarrachantes nos perfis, trabalhando como conectores de cisalhamento, e blocos EPS como elementos inertes (Figura 2.24). O estudo foi efetuado em duas etapas. Primeiramente foi feita uma otimização do perfil levando em consideração a variação de características mecânicas, geométricas e particularidades do processo de fabricação. Em seguida buscou-se obter os estados limites últimos da peça por meio

de ensaios em escala real. Foram realizados ensaios de flexão de quatro pontos em vários protótipos de lajes, com variações de comprimento e largura.

Figura 2.24 – Sistema proposto por Takey (2001). Dimensões em cm

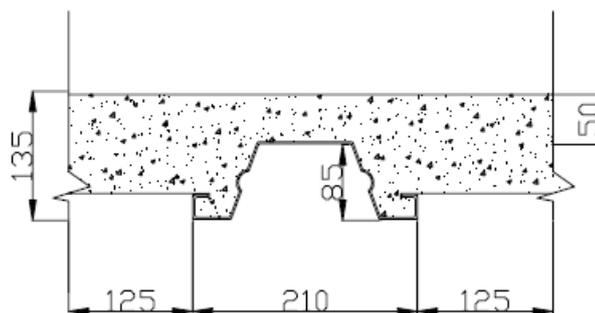


Fonte: TAKEY, 2001.

Takey (2001) constata que o novo sistema de laje apresentado se mostra financeiramente competitivo com lajes lisas e lajes pré-fabricadas com vigotas em concreto armado. O sistema apresenta também, vantagens quanto a quesitos operacionais, uma vez que a introdução do perfil de aço reduz a utilização de escoras e permite também, redução do tempo de construção (TAKEY, 2001).

A pesquisa mencionada foi utilizada como base para propostas subsequentes de sistemas similares com chapa de aço incorporada. O sistema estudado por Beltrão (2003), substituiu o EPS e os conectores por chapas galvanizadas e corrugações na alma do perfil (Figura 2.25). Esse estudo segue uma metodologia análoga a proposta de Takey (2001), tendo início com um estudo de otimização do perfil e culminando na determinação do comportamento em estado limite último por meio de ensaios experimentais. Um dos objetivos principais dessa pesquisa é, inclusive, a comparação com o sistema proposto por Takey (2001). Beltrão (2003) investiga também a carga última de deslizamento entre concreto/aço, através de ensaios *push-out*. O pesquisador concluiu que a introdução das mossas e das chapas galvanizadas elimina gastos de tempo com a fixação dos conectores e problemas oriundos do manuseio dos blocos de EPS, superando a proposta de Takey (2001) quanto a trabalhabilidade (BELTRÃO, 2003).

Figura 2.25 – Sistema proposto por Beltrão (2003). Dimensões em mm.

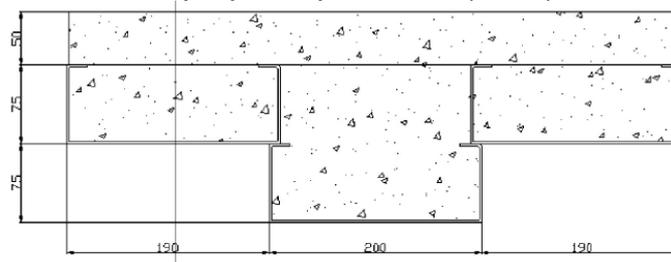


Fonte: BELTRÃO, 2003.

Na mesma linha de pesquisa, outra proposta foi estudada por Vieira (2003), introduzindo um perfil "U" enrijecido na laje, mais especificamente, o perfil Ue 200 x 75 x 20 x 2,1. Foi conduzida uma metodologia análoga as propostas relacionadas anteriormente nessa seção, de maneira que houve apenas uma alteração no posicionamento das cargas no ensaio a flexão de quatro pontos. A pesquisa analisa a eficiência estrutural de uma seção com um perfil preenchido com concreto e de três perfis sobrepostos, também preenchidos, como mostra a Figura 2.26. A autora avalia ainda, a influência da introdução de septos na interface entre concreto e aço, e constata que estes amplificam a resistência da laje mista de modo significativo.

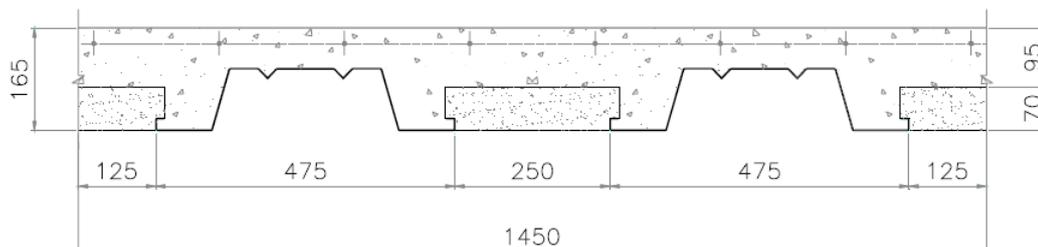
Seguindo a mesma estrutura metodológica dos trabalhos anteriores, Vianna (2005) propõe um sistema de lajes onde a seção transversal do perfil de aço se assemelha com a proposta de Takey (2001), mas difere desta pela presença de enrijecedores intermediários na face do perfil mais próxima da superfície livre da capa de concreto. Os blocos de EPS são reintroduzidos no sistema (Figura 2.27). As lajes são também submetidas ao ensaio de quatro pontos.

Figura 2.26 – Sistema proposto por Vieira (2003). Dimensões em mm



Fonte: VIEIRA, 2003.

Figura 2.27 – Sistema proposto por Vianna (2005). Dimensões em mm



Fonte: VIANNA, 2005.

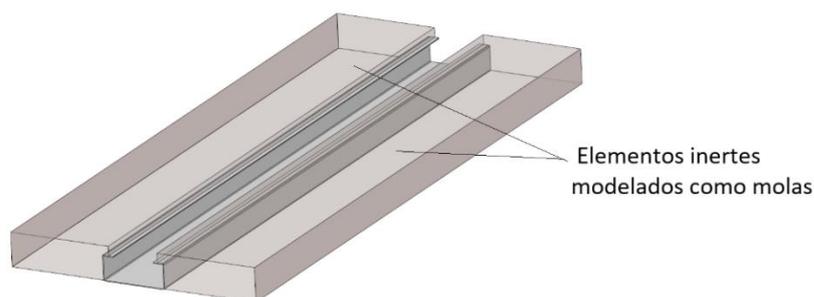
Analogamente ao trabalho de Beltrão (2003), Vianna (2005) avalia a carga última de deslocamento relativo entre materiais constituintes, porém o faz por meio do ensaio *pull out*, normatizado em EN 1994 1-1:2004. Como acréscimo no escopo de ensaios, a pesquisa avalia o comportamento estrutural do perfil de aço isolado, de maneira a simular a situação de construção, na qual este elemento resiste sozinho aos esforços. O sistema de Vianna (2005) apresenta maior eficiência mecânica em relação à proposta de Beltrão (2003), e supera o sistema de Takey (2001) nos quesitos tempo de execução e consumo de aço (VIANNA,2005).

2.9 Estudos existentes sobre o sistema Trelifácil®

Apesar da existência de poucos estudos acerca do sistema Trelifácil®, algumas investigações preliminares foram executadas por uma equipe de pesquisa na Universidade Federal do Espírito Santo.

Candido *et al.* (2018) analisa a contribuição dos elementos de enchimento entre nervuras para a estabilidade do perfil formado a frio durante a fase de construção, sob a suspeita de que esses elementos colaboram para contenção do deslocamento lateral dos perfis. Os pesquisadores fazem uma análise por elementos finitos de flambagem em regime elástico de diversos comprimentos do perfil Ue 100 x 40 x 17 x 1,2, sendo essa a geometria comercial que mais se assemelha com as dimensões do perfil Trelifácil®. Primeiramente os autores consideraram perfil trabalhando sozinho, na sequência é modelado o contato com os blocos de enchimento considerando estes como uma série de molas acopladas aos nós dos elementos constituintes das mesas do perfil. A pesquisa concluí que a presença dos blocos elimina a incidência de modos globais de flambagem para comprimentos de até três metros. O modelo adotado pelos autores do trabalho é ilustrado na Figura 2.28.

Figura 2.28 – Modelagem do perfil contido por elementos inertes.



Fonte: CANDIDO *et al*, 2018.

Menciona-se também, a pesquisa conduzida por Favarato (2018), que tem como objeto de estudo justamente o sistema de lajes Trelifácil®. O trabalho tem por objetivo criar uma Tabela de vãos e cargas para auxílio na implementação desse novo sistema de lajes. Para tanto, Favarato (2018) executa uma análise numérica de flambagem elástica do perfil como ponto de partida para determinação dos esforços últimos do perfil e posteriormente utiliza um método iterativo para determinação das cargas críticas da laje como um todo, com base em procedimentos normativos para análise e dimensionamento de vigas em seção “T” de concreto armado. O trabalho engloba também uma parametrização da espessura da chapa do perfil para investigar sua influência na resistência mecânica da peça. O trabalho conclui que tal parametrização, dentro da faixa testada, pouco colabora para melhora da resistência do perfil de aço ou da laje como um todo.

Adicionalmente, Gomes *et al.* (2019) executou ensaios de flexão de quatro pontos em amostras didáticas somente do perfil de aço utilizado no sistema Trelifácil®, pronto para comercialização, ou seja, com espessura de 0,65 mm e proteção zincada. Os autores executaram testes em perfis com dois comprimentos distintos entre apoios, 50 cm e 90 cm. O esquema geral dos ensaios executados por Gomes *et al.* (2019) é apresentado na Figura 2.29.

Os resultados experimentais foram comparados com a resistência a momento fletor calculada com o método da resistência direta prescrito na ABNT NBR 14762:2010, sendo os momentos críticos de flambagem elástica determinados com o auxílio do *software* ANSYS 19.0. Os resultados mostram um desvio médio de aproximadamente 11% entre as previsões normativas e os resultados experimentais, de maneira que os

procedimentos de cálculo da norma resultam em previsões conservadoras. Os experimentos executados por Gomes *et al.* (2019) serviram de ensaios piloto para a presente pesquisa.

Figura 2.29 – Ensaios de quatro pontos executados por Gomes *et al.* (2019)



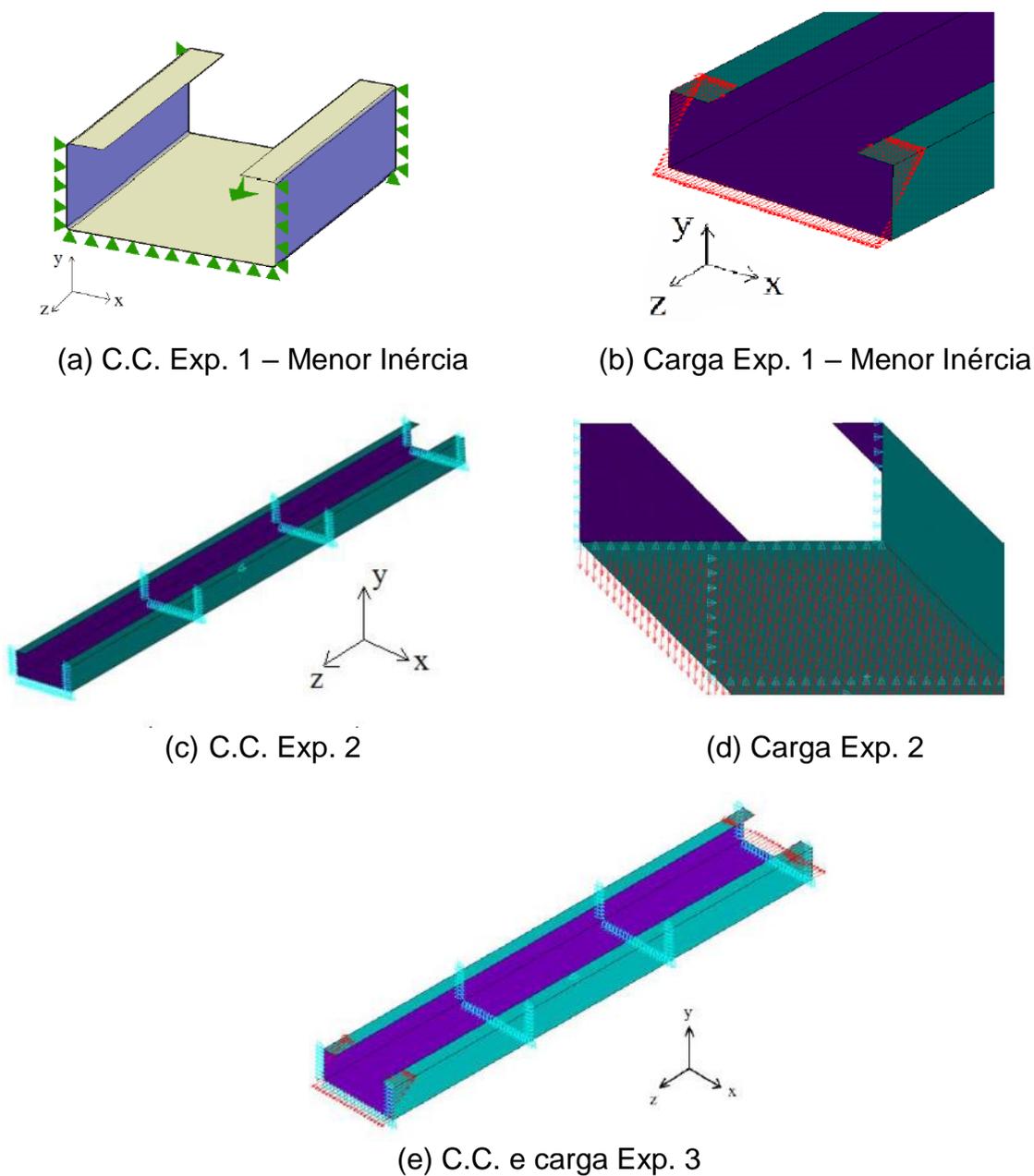
Fonte: GOMES *et al.*, 2019.

Favarato *et al.* (2019a) analisou o comportamento de perfis “U” enrijecidos formados a frio quanto à flambagem lateral com torção (FLT) quando submetidos a flexão em torno da menor inércia, considerando os perfis como vigas contínuas com apoios equidistantes. A formulação prescrita no Anexo E da ABNT NBR 14762:2010 foi comparada com modelos numéricos elaborados com o *software* ANSYS 19.0, por sua vez submetidos a três experimentos numéricos com condições de contorno (C.C.) e carregamentos distintos. O experimento 1 foi utilizado para validar os modelos, e considera somente apoios nas extremidades, enquanto que nos experimentos 2 e 3, as vigas apresentam apoios contínuos e são submetidas à carregamento uniformemente distribuído e aplicação de momentos nas extremidades, respectivamente. Os apoios foram modelados como garfo em todos os casos testados. A Figura 2.30 mostra as condições de contorno e a carga atuando nos perfis.

Os modelos numéricos apresentaram boa concordância com as previsões normativas para o experimento 1, exibindo erros médios inferiores à 5%, com os resultados numéricos sendo conservadores nesse caso. Todavia, os autores observaram discrepância considerável entre resultados numéricos e analíticos para os

experimentos 2 e 3, com as análises por elementos finitos apresentando resultados muito maiores do que aqueles observados analiticamente. Sendo assim, a pesquisa

Figura 2.30 – C.C. e Aplicação de carga dos modelos de Favarato *et al.* (2019a)



Fonte: Favarato *et al.*

sugere que a formulação normativa para previsão da incidência de FLT em perfis “U” enrijecidos formados a frio deve ser ajustada.

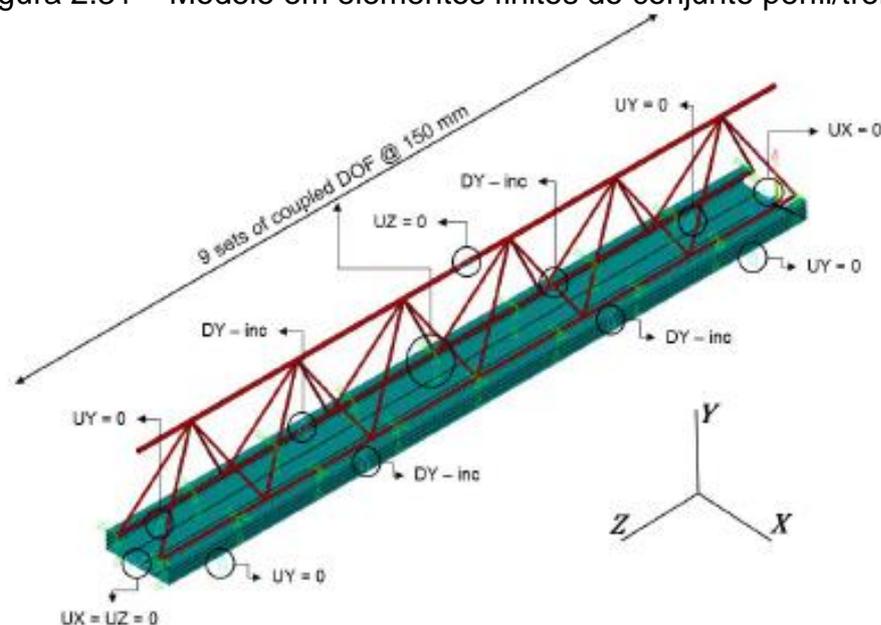
Favarato *et al.* (2019b) investigou os estados limites últimos e de serviço a serem considerados no dimensionamento do sistema de lajes Trelifácil® antes e depois da cura do concreto. Os autores propuseram uma metodologia de cálculo simplificada para determinação das sobrecargas máximas e vãos de escoramento máximo das lajes, baseada em uma combinação das normas ABNT NBR 14762:2010, ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14859-2:2016. Exemplos de aplicação foram apresentados, com variações da espessura do perfil do aço, altura da capa de concreto e geometria dos elementos inertes entre nervuras. O dimensionamento durante a fase de construção avaliou somente a atuação do perfil na resistência dos esforços, desconsiderando a treliça e utilizando o método da resistência direta com auxílio do *software* ANSYS 14.0. Alternativamente, o procedimento de cálculo após a cura do concreto exclui a contribuição do perfil de aço nas resistências a momento fletor, força cortante, deslocamento máximo e abertura de fissuras. De modo geral, os resultados obtidos indicam que o dimensionamento é governado pelo esforço cortante para vãos de até 1,2 m e momento fletor para vãos entre 1,4 m e 3,0 m. Vãos maiores apresentam o estado limite de deformação excessiva como governante. Adicionalmente, os autores observaram que o vão de escoramento máximo é diretamente proporcional à espessura do perfil, e inversamente proporcional a largura dos elementos inertes e espessura da capa de concreto.

Favarato *et al.* (2020) expandiu a pesquisa de Favarato *et al.* (2019b) pela determinação do número de escoras necessárias para cumprimento dos requisitos normativos quanto aos estados limites do sistema Trelifácil®, como a definição da força máxima atuando em cada escora. A pesquisa segue a mesma abordagem de sua predecessora quanto ao dimensionamento do sistema, mas utiliza o *software* CUFMS para implementação do método da resistência direta. Os exemplos de aplicação são os mesmos apresentados por Favarato *et al.* (2019b). De modo geral, ambas as pesquisas apresentam resultados similares, com a observação adicional de que o sistema apresenta grande limitação para construção não-escorada devido as propriedades mecânicas e geométricas do perfil de aço.

Por fim, acrescenta-se o trabalho conduzido por Gomes (2020), que consiste na análise numérica do perfil formado a frio e do conjunto perfil/treliça empregado no sistema Trelifácil®. A pesquisa utilizou os resultados experimentais posteriormente

apresentados nessa pesquisa, juntamente com os experimentos conduzidos por Gomes *et al.* (2019) para validar modelos numéricos elaborados com o *software* ANSYS, considerando somente o perfil de aço. A pesquisa se iniciou com um estudo de sensibilidade dos modelos de perfil de aço quanto as condições de contorno, tipo de elemento utilizado na modelagem, imperfeições geométricas, método de solução e modelagem da curva tensão-deformação do material constituinte das estruturas. Os modelos validados foram então utilizados para propor a modelagem por elementos finitos do conjunto perfil/treliça, com vias a analisar o grau de interação mecânica entre o perfil e a treliça. A Figura 2.31 mostra o modelo numérico desenvolvido por Gomes (2020) considerando acoplamento entre perfil e treliça.

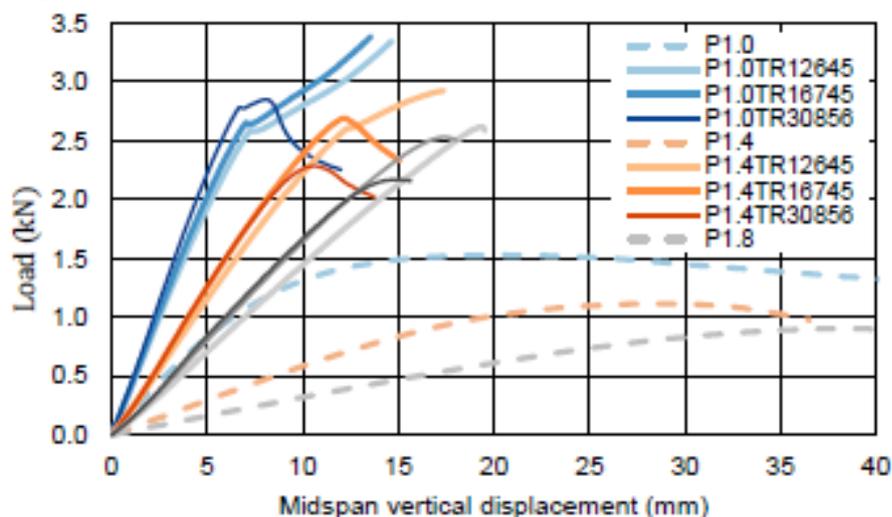
Figura 2.31 – Modelo em elementos finitos do conjunto perfil/treliça



Fonte: GOMES, 2020.

Definidas as propriedades fundamentais dos modelos, o autor conduziu um estudo paramétrico com variações do comprimento das peças, altura das treliças empregadas e número de espaçadores plásticos. Dentre as conclusões pertinentes à presente pesquisa, Gomes (2020) observou ganhos expressivo de resistência à flexão e rigidez dos elementos estruturais quando as treliças foram incluídas nos modelos, juntamente com uma redução da ductilidade do elemento estrutural. O autor observa também, variações na resistência e rigidez do sistema em função da altura de treliça empregada. A Figura 2.32 ilustra os resultados obtidos por Gomes (2020) na forma de um comparativo das curvas de força vs. deslocamento entre perfil com e sem treliça, e cada comprimento de perfil.

Figura 2.32 – Comparativo das curvas força vs. deslocamento



Fonte: GOMES, 2020.

Na legenda do gráfico da Figura 2.32, a nomenclatura dos protótipos se inicia com a letra “P”, indicando “perfil”, seguida do comprimento da peça em metros (1.0, 1.4 ou 1.8) e, para os protótipos de treliça, a indicação de comprimento é seguida do modelo de treliça utilizado, com as dimensões apresentadas na Tabela 1.1.

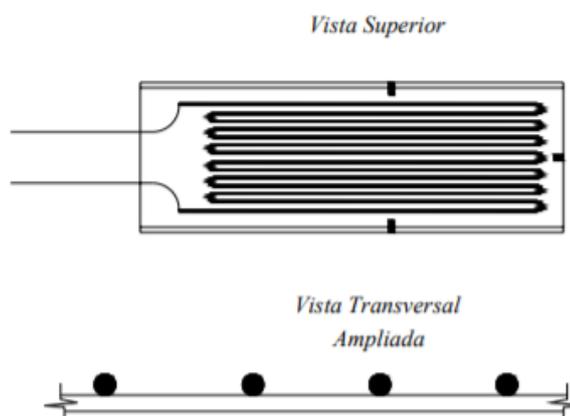
Os resultados indicam acréscimos de resistência a flexão entre 50% e 100% com o acoplamento da treliça, enquanto os ganhos de rigidez observados atingem até 400% (GOMES, 2020).

2.10 Extensômetria básica

Uma das maneiras de se medir as deformações específicas em elementos estruturais é o uso de extensômetros elétricos de resistência, também chamados de *strain gauges* (SG). O funcionamento destes instrumentos de medição é baseado em transformar pequenas deformações no material constituinte dos SG em variações de resistência elétrica, medidas por sistemas de aquisição de dados, que podem utilizar fórmulas matemáticas programadas em seu *software* para determinar numericamente a deformação específica correspondente à uma determinada variação de voltagem e/ou resistência (GASPAR, 1997; ANDOLFATO, CAMACHO e BRITO, 2004).

A Figura 2.33 apresenta o esquema genérico de um extensômetro de resistência elétrica utilizado para medição de deformações específicas em materiais.

Figura 2.33 – Extensômetro e resistência elétrica



Fonte: ANDOLFATO, CAMACHO e BRITO, 2004.

Como mostra a Figura 2.33, o extensômetro é composto por um *grid* de fios metálicos resistivos colados em uma base constituída de material eletricamente isolado. Nesse caso a figura mostra um SG uniaxial, ou seja, capaz de medir deformações em apenas uma direção, sendo esta paralela ao comprimento longitudinal do *grid*. Existem instrumentos capazes de medir deformações específicas em múltiplas direções, mas estes fogem ao escopo da presente pesquisa. As medições nesse tipo de extensômetro são baseadas na variação de resistência elétrica gerada pela mudança de diâmetro dos fios do *grid* à medida em que o mesmo deforma juntamente com uma estrutura. Tal resistência é medida com base em uma voltagem de excitação enviada por um dos fios conectados ao *grid*, e posteriormente medida no fio remanescente. A variação de resistência ΔR calculada é então relacionada com a deformação específica ε da forma mostrada na Equação (2.1).

$$\varepsilon = \frac{\Delta R}{Rk} \quad (2.1)$$

Onde R e k são a resistência do fio e uma constante que depende do extensômetro utilizado (*gauge fator*), respectivamente.

A instalação de um extensômetro consiste na colagem do mesmo em um ponto de determinado material onde se deseja medir as deformações específicas. Entretanto, antes de se efetuar a colagem, é necessário preparar a superfície do material, de maneira que o procedimento de preparo depende da porosidade da superfície de

aplicação. Superfícies lisas, como aço por exemplo, devem ser submetidas à retirada de impurezas sólidas e subsequente aplicação de desengraxante. No caso de superfícies porosas, a região de colagem deve antes ser regularizada com um composto adequado, para o concreto, por exemplo, utiliza-se uma resina epóxi bicomponente. As camadas de regularização e colagem devem ser capazes de transmitir as deformações do material para o extensômetro, de modo que tais camadas devem ser tão finas quanto possível. Do contrário, o instrumento fará leituras de deformação dos materiais utilizados para cola e regularização. Sendo assim, a qualidade das medições obtidas com um SG está diretamente relacionada à execução do preparo de superfície e da colagem (RILEY, DALLY, 1991; ANDOLFATO, CAMACHO e BRITO, 2004).

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

3.1 Caracterização do concreto

Devido as características geométricas dos protótipos ensaiados durante a pesquisa, optou-se pelo uso de concreto autoadensável. O material foi fornecido pela empresa CONCREVIT. O traço da mistura utilizou cimento Nassau CPIII-49 RS, sendo apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Traço unitário do concreto em função do peso de cimento

Cimento	Areia fina	Areia média	Brita 0	Relação A/C	Aditivo PL	Aditivo SP
1,00 Kg	1,134 kg	1,134 kg	1,806 kg	0,55	0,70 %	0,33 %

3.1.1 Determinação da resistência característica à compressão do concreto

Os corpos de prova (CP) para determinação da resistência à compressão do concreto foram moldados e rompidos conforme ABNT NBR 5738:2015 e ABNT NBR 5739:2019. Optou-se pela moldagem de corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 10cm, devido à utilização de brita 0, desse modo, os CP's apresentam altura de 20cm. Durante a concretagem foram moldados dois grupos para determinação da resistência característica à compressão, rompidos aos 34 dias. O grupo denominado "C.U.", foi submetido a cura úmida em câmara de imersão. Já os CP's do grupo "C.Q.", foram curados quimicamente com o composto CURING® da empresa Vedacit. A Figura 3.1 mostra os modos de cura.

Figura 3.1 – Métodos de cura dos corpos de prova de concreto



(a) Cura úmida



(b) Cura química

Fonte: Acervo pessoal.

O rompimento foi executado pela empresa Brascontec, localizada em Serra-ES. Os corpos de prova foram retificados e posteriormente rompidos com auxílio de uma prensa hidráulica HD Contenco com capacidade de 2000 kN , como mostra a Figura 3.2. Os gráficos da Figura 3.3 mostram a relação entre tensão de compressão e tempo de ensaio.

Figura 3.2 – Rompimento de corpos de prova na empresa Brascontec.

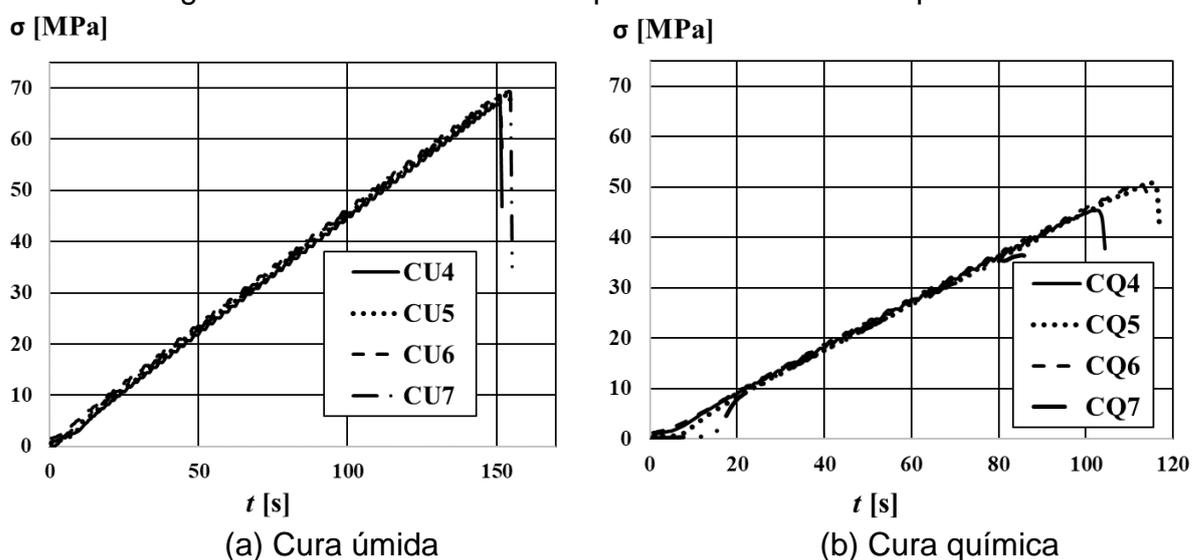


(a) Retificação

(b) CP pronto para ensaio

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.3 – Tensão σ vs. Tempo t – Ensaios de compressão



Fonte: Acervo pessoal.

Pelos gráficos, nota-se uma diferença clara de tensão de ruptura dos corpos de prova, com a cura úmida indicando valores maiores em relação a sua contraparte química. A Tabela 3.2 apresenta a resistência característica a compressão f_{c34} , os valores médios de cada grupo e a diferença percentual Δ , calculada conforme Equação (3.1).

$$\Delta\% = \frac{|V_R - V_i|}{V_R} \times 100 \quad (3.1)$$

Onde V_R é o valor de referência da amostra, nesse caso a média dos resultados, e V_i corresponde ao valor de um ponto de amostragem. Acrescenta-se que todas as variações percentuais calculadas nessa pesquisa fazem uso da Equação (3.1).

Tabela 3.2 – Resistência característica a compressão do concreto aos 34 dias

Cura úmida			Cura química		
CP	$f_{c34,CU}$ [MPa]	Δ [%]	CP	$f_{c34,CQ}$ [MPa]	Δ [%]
CU4	67,00	2,33	CQ4	45,50	0,66
CU5	69,10	0,73	CQ5	50,80	10,92
CU6	68,80	0,29	CQ6	50,40	10,04
CU7	69,40	1,17	CQ7	36,40	20,52
Média	68,60	1,13	Média	45,80	10,54

O grupo C.Q. apresenta desvios percentuais em relação à média superiores a 10%. Sendo assim, conforme prescrições da norma Europeia EN 1994-1-1:2004 a resistência característica à compressão do concreto dos grupos C.U. e C.Q. aos 34 dias de idade é tomada como $f_{c34,CU} = 68,60 \text{ MPa}$ e $f_{c34,CQ} = 50,80 \text{ MPa}$.

3.1.2 Determinação do módulo de deformação secante do concreto

O módulo de elasticidade secante do concreto $E_{cs,i}$ foi determinado de acordo com a ABNT NBR 8522:2017, também na empresa Brascontec. O ensaio é apresentado na Figura 3.4.

O módulo de deformação foi extraído da análise do diagrama tensão *versus* deformação específica, obtido conforme procedimento prescrito na ABNT NBR 8522:2017. Os gráficos de tensão-tempo e tensão-deformação são apresentados na Figura 3.5 e na Figura 3.6, respectivamente.

De modo geral, os ensaios não apresentaram intercorrências, com exceção de CU2 e CU3, que romperam durante o ensaio, sendo que CU3 rompeu em $0,7f_{c,CU}$, o que implica no descarte desse corpo de prova conforme recomendação normativa. Com base nos dados apresentados, o módulo de elasticidade secante foi calculado

conforme descrito para uma tensão equivalente a $0,4f_c$. Os resultados são apresentados na Tabela 3.3.

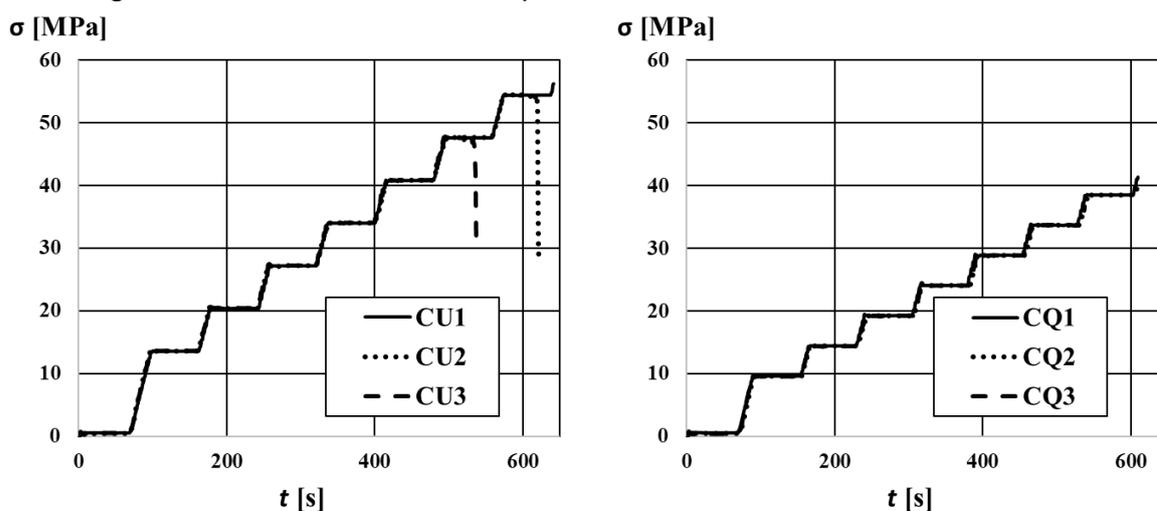
Conforme ABNT NBR 8522:2017, o número de corpos de prova em um grupo de análise não deve ser inferior a três. Todavia, os dois grupos mostram resultados similares. Desse modo, o módulo de deformação secante médio $E_{cs,m}$ do concreto analisado, determinado pela média dos resultados, é tomado como $34,78 \text{ GPa}$.

Figura 3.4 – Ensaio de módulo de elasticidade



Fonte: Acervo pessoal.

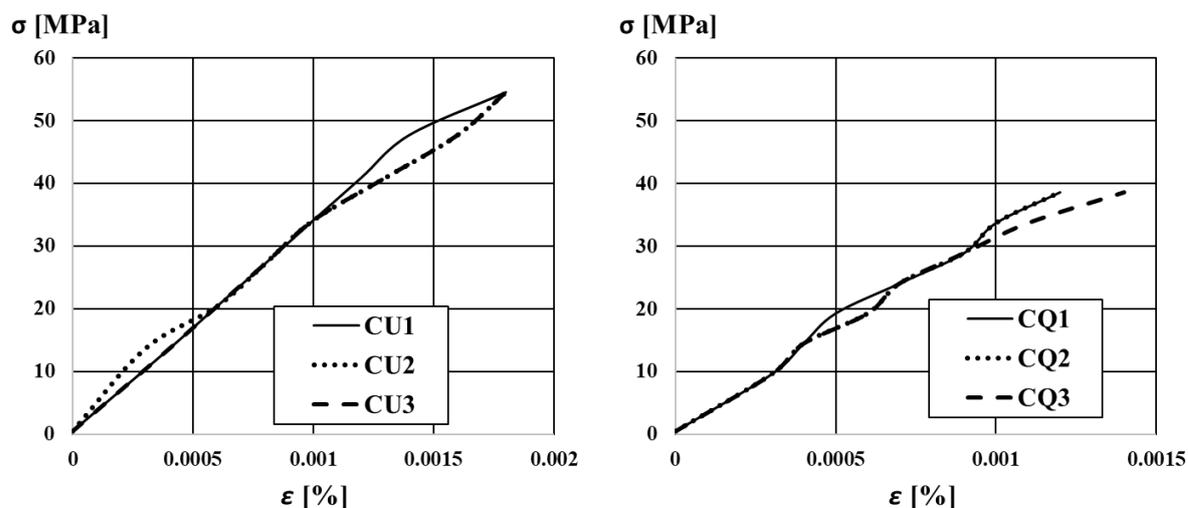
Figura 3.5 – Tensão σ vs. Tempo t – Ensaio de módulo de elasticidade



(a) Cura úmida – Tensão prevista
 $f_{c,CU} = 68,10 \text{ MPa}$

(b) Cura química – Tensão prevista
 $f_{c,CQ} = 48,20 \text{ MPa}$

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.6 – Tensão σ vs. Deformação ϵ – Ensaios de módulo de elasticidade

(a) Cura úmida – Tensão prevista

$$f_{c,CU} = 68,10 \text{ MPa}$$

(b) Cura química – Tensão prevista

$$f_{c,CQ} = 48,20 \text{ MPa}$$

Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 3.3 – Módulo de deformação secante E_{cs} dos corpos de prova em $0,4f_c$

Cura úmida			Cura química		
CP	$E_{cs,CU}$ [GPa]	Δ [%]	CP	$E_{cs,CQ}$	Δ [%]
CU1	35,11	0,23	CQ1	35,42	2,64
CU2	35,27	0,23	CQ2	34,20	0,90
CU3	Descartado		CQ3	33,92	1,71
Média	35,19	0,23	Média	34,51	1,75

3.2 Ensaios de tração dos elementos compostos por armaduras nervuradas

As treliças utilizadas na presente pesquisa foram fornecidas pela RDG Aços do Brasil. Os protótipos ensaiados, detalhados em capítulos subsequentes, incluem as treliças TB-12M e TB-16R, fabricadas com aço CA-60 e diâmetro nominal dos fios superiores ϕ_s , inferiores ϕ_i , diagonais ϕ_d e altura nominal h_t conforme Tabela 3.4.

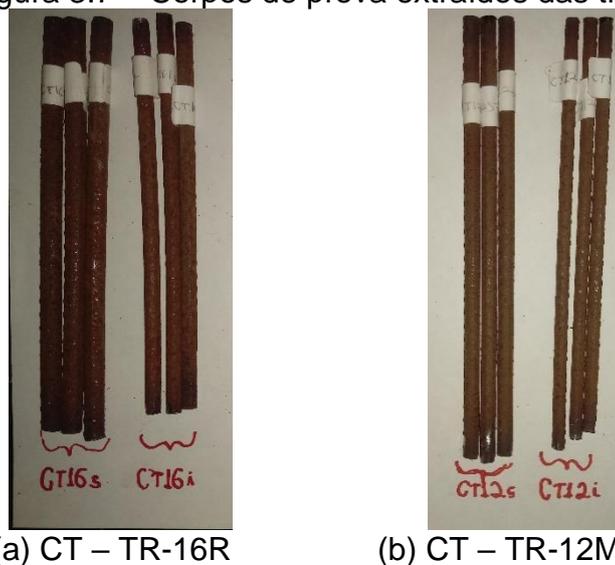
Tabela 3.4 – Diâmetro dos fios utilizados nos ensaios

Diâmetro	TB-12M	TB-16R
ϕ_s	6,00 mm	7,00 mm
ϕ_i	5,00 mm	6,00 mm
ϕ_d	4,20 mm	4,20 mm
h_t	12,00 mm	16,00 mm

Somente os fios superiores e inferiores das treliças foram ensaiados devido à limitações do equipamento disponível no local de ensaio. As resistências

características ao escoamento f_{yk} e a tração f_u de cada fio para cada tipo de treliça foram determinadas por grupos com três corpos de prova de treliça (CT), representativos do lote de fabricação dos materiais e extraído com uma esmerilhadeira. Cada CP foi cortado de maneira a apresentar um comprimento livre de pontos de solda, como mostra a Figura 3.7.

Figura 3.7 – Corpos de prova extraídos das treliças



(a) CT – TR-16R

(b) CT – TR-12M

Fonte: Acervo pessoal.

O ensaio e a escolha das dimensões dos corpos de prova foram efetuados conforme as prescrições das normas ABNT NBR 7480:2007, ABNT NBR ISO 6892-1:2013 e ISO 15630-1(E):2010. As características pertinentes para execução do ensaio são apresentadas na Tabela 3.5.

Os corpos de prova foram designados utilizando-se o prefixo “CT”, indicando corpo de prova extraídos das treliças, seguido da altura nominal da treliça, a localização do fio, indicada por “s” para superior e “i” para inferior, e a numeração do corpo de prova (1, 2 ou 3) dentro de um grupo com a mesma altura de treliça e posição.

A velocidade do ensaio foi definida a partir da equivalência dos limites normativos para as taxas de tensionamento com a taxa de separação dos barramentos da prensa.

Tabela 3.5 – Características dos corpos de prova das treliças.

Corpo de prova	L [mm]	ϕ [mm]	L_0 [mm]	P [g]	P/L [g/mm]	S_0 [mm ²]	V_{\min} [mm/s]	V_{\max} [mm/s]
CT16s1	161,20	7,20	72,00	52,51	0,326	41,50	0,002	0,024
CT16s2	161,84	7,51	75,10	53,63	0,331	42,21	0,002	0,025
CT16s3	165,22	7,69	76,90	52,75	0,319	40,67	0,003	0,026
CT16i1	155,89	5,89	58,90	33,82	0,217	27,64	0,002	0,023
CT16i2	155,36	6,36	63,60	33,47	0,215	27,44	0,002	0,023
CT16i3	152,63	6,20	62,00	32,84	0,215	27,41	0,002	0,022
CT12s1	169,10	6,13	61,30	36,41	0,215	27,43	0,003	0,027
CT12s2	167,86	6,10	61,00	36,40	0,217	27,62	0,003	0,026
CT12s3	170,82	6,10	61,00	36,79	0,215	27,44	0,003	0,027
CT12i1	165,81	5,17	51,70	25,09	0,151	19,28	0,003	0,026
CT12i2	159,33	5,09	50,90	24,17	0,152	19,32	0,002	0,024
CT12i3	160,85	5,30	53,00	24,54	0,153	19,43	0,002	0,024

Como evidenciado na Tabela 3.5, as velocidades máximas e mínimas de ensaio V_{\max} e V_{\min} conforme a referência normativa estão entre 0,0016 mm/s e 0,023 mm/s, desse modo, todos os ensaios foram executados com uma velocidade de $V = 0,02$ mm/s, dentro dos limites estipulados para todos os corpos de prova. Os ensaios foram executados no campus Vitória do Instituto Federal do Espírito Santo (IFES) com auxílio de uma prensa EMIC DL10000 com capacidade de 100 kN, como mostra a Figura 3.8.

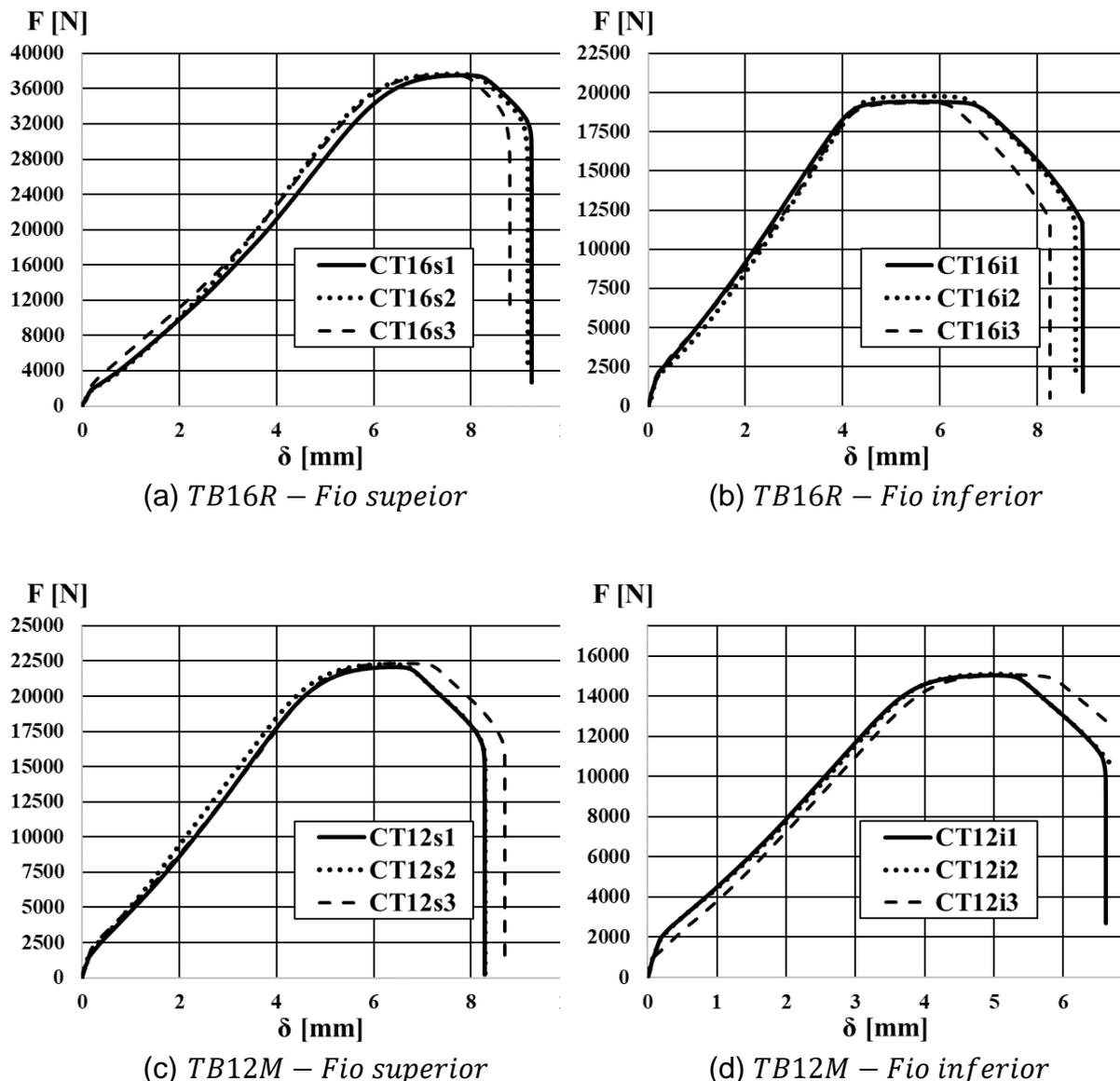
Figura 3.8 – Ensaio de vergalhão na prensa EMIC.



Fonte: Acervo pessoal.

As tensões de interesse foram extraídas dos gráficos de Força (F) vs. Deslocamento (δ) dos barramentos da prensa, apresentados na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Força F vs. Deslocamento δ – Ensaio de tração das treliças (Contínua)



Fonte: Acervo pessoal.

Os gráficos da Figura 3.9 não exibem um patamar de escoamento bem definido e a ausência de extensômetro impede a obtenção de f_{yk} por meio do método *offset*. A tensão de ruptura f_u , porém, é obtida pela determinação das forças máximas observadas no ensaio e subsequente divisão destas pela área da seção transversal S_0 de cada corpo de prova. Os valores de tensão de ruptura são apresentados na **Erro! Autoreferência de indicador não válida..** É importante mencionar que a

ausência de extensômetros nas barras impossibilita a determinação do módulo de elasticidade com base nos experimentos.

Apesar da boa repetitividade em cada grupo, observa-se disparidade considerável entre as médias de CT16s e demais grupos. Salienta-se ainda que o parâmetro de maior interesse na presente pesquisa é a resistência característica ao escoamento f_{yk} , que não pôde ser determinada por métodos convencionais. Desse modo, opta-se pela adoção do valor nominal $f_{y,t} = 600 \text{ MPa}$, referente ao aço CA-60, onde o subscrito t indica tensão referente as treliças. De modo similar, o módulo de elasticidade do aço é tomado como $E_s = 200 \text{ GPa}$, seguindo recomendações da ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 3.6 – Tensão de ruptura f_u dos corpos de prova CT (contínua)

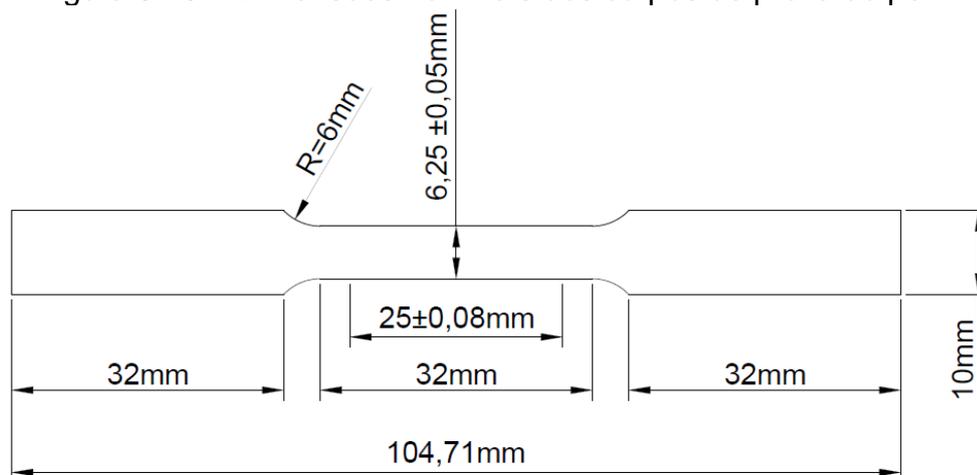
CP	CT16s		CT16i		CT12i		CT12s	
	f_u [MPa]	Δ [%]						
1	903.68	5,81	713.40	8,23	748.45	1,32	717.48	0,43
2	849.52	0,53	622.34	5,58	763.23	0,63	743.06	4,01
3	808.95	5,28	641.65	2,65	763.74	0,69	682.72	4,44
Média	854,05	3,87	659,13	5,49	758,47	0,88	714,22	2,96

Os fios diagonais das treliças não foram ensaiados devido ao diâmetro das mesmas não serem compatíveis com as garras disponíveis para a prensa do IFES. Salienta-se ainda que a presente pesquisa fez uso de telas soldadas nervuradas compostas por aço CA-60, com diâmetro nominal de $3,4 \text{ mm}$, impossibilitando também o ensaio desses elementos. Sendo assim, as características mecânicas dos fios que compõem as peças supracitadas são tomadas como os mesmos valores descritos no parágrafo anterior.

3.3 Ensaios de caracterização do aço do perfil Trelifácil®

Conforme EN 1993-1-3, os corpos de prova destinados a ensaio de tração em perfis formados a frio devem ser retirados da peça submetida a ensaio, de uma região livre de dobras ou corrugações. As regiões do perfil que atendem a essas condições possuem dimensões reduzidas e, portanto, foi utilizado um corpo de prova com dimensões *sub-size*, disposto na norma A370-17. A Figura 3.10 apresenta as dimensões nominais dos corpos de prova utilizados nos ensaios.

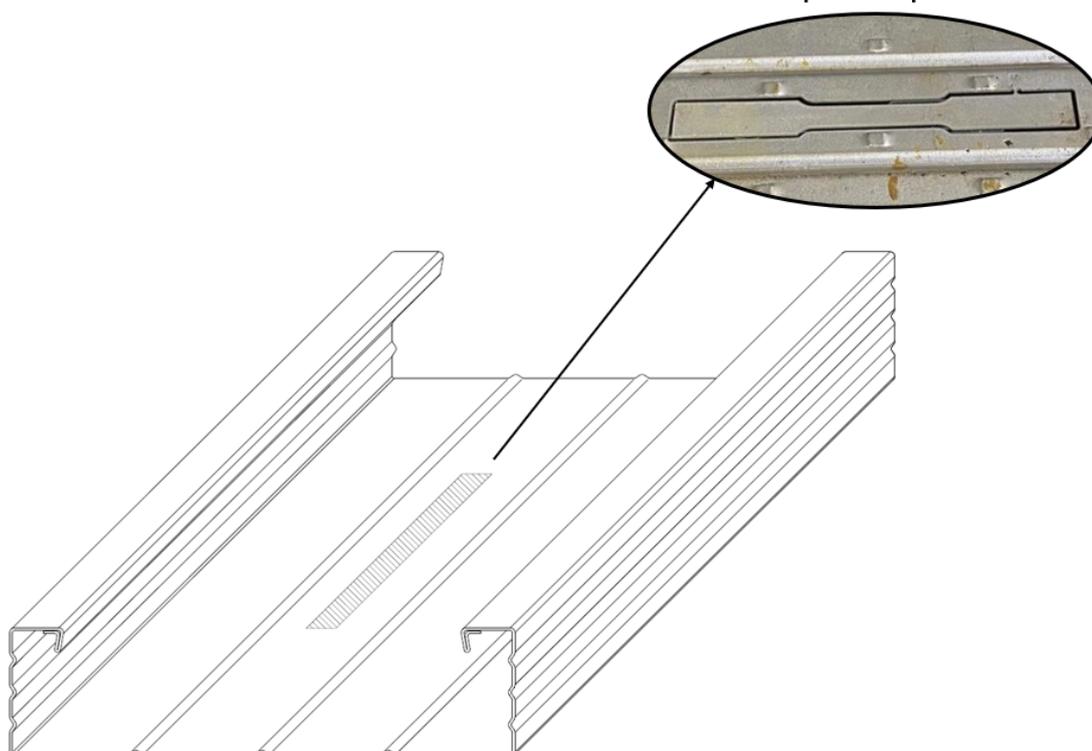
Figura 3.10 – Dimensões nominais dos corpos de prova do perfil



Fonte: Acervo pessoal.

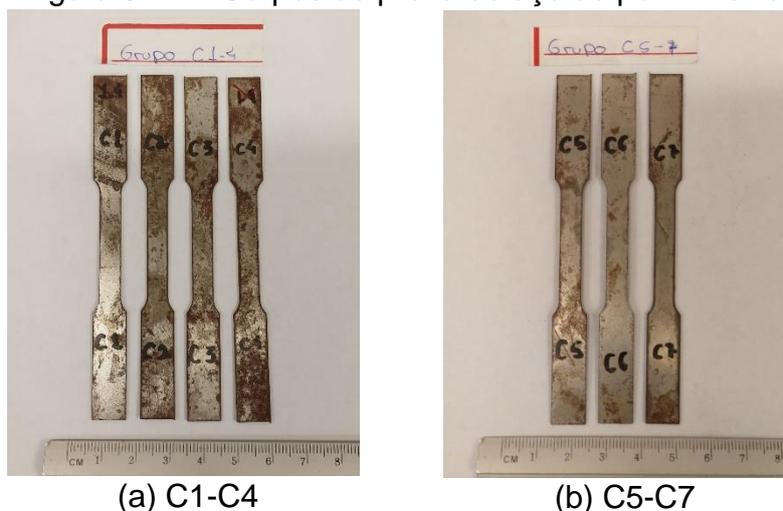
Foram extraídos sete corpos de prova do mesmo lote de perfis por meio de corte com jato de água abrasivo para evitar deformações no aço devido a variações bruscas de temperatura e/ou oriundas do movimento de discos de corte. A Figura 3.11 mostra a região de extração de um corpo de prova após o corte e a Figura 3.12 apresenta os corpos de prova extraídos.

Figura 3.11 – Corpos de prova extraídos do perfil Trelifácil®
Corpo de prova



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.12 – Corpos de prova de aço do perfil Trelifácil®

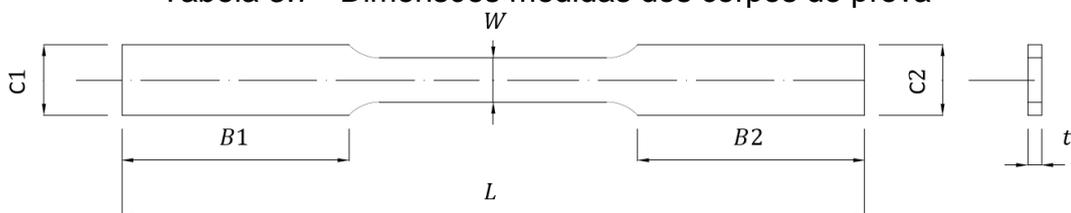


(a) C1-C4 (b) C5-C7

Fonte: Acervo pessoal.

Observa-se oxidação superficial dos corpos de prova, ocasionada pela ausência de proteção contra corrosão, característica necessária para cumprir recomendações normativas do ensaio em peças estruturais. A identificação dos corpos de prova é feita pelo prefixo “C” seguido de numeração sequencial. Os corpos de prova foram medidos antes dos ensaios e apresentam as dimensões listadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7– Dimensões medidas dos corpos de prova

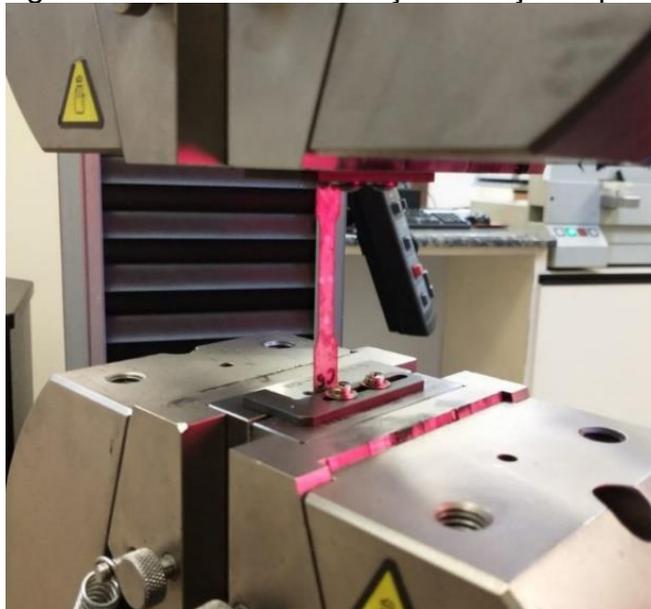


CP	W [mm]	L [mm]	B1 [mm]	B2 [mm]	C1 [mm]	C2 [mm]	t_p [mm]
C1	6,45	104,22	32,10	31,80	10,18	10,24	0,532
C2	6,44	104,72	32,09	32,25	10,31	10,15	0,555
C3	6,45	104,48	31,65	32,37	10,20	10,27	0,538
C4	6,27	104,23	31,29	32,39	10,17	10,06	0,538
C5	6,49	104,15	32,48	31,90	10,13	10,42	0,528
C6	6,41	104,00	32,20	31,91	10,14	10,25	0,542
C7	6,20	104,28	31,47	31,43	9,98	10,07	0,520

O comprimento original L_0 (Indicado na ASTM A370-17 como G) é tomado como o comprimento nominal da Figura 3.10, de 25 mm, para todos os corpos de prova. Os ensaios foram executados nas dependências da ArcelorMittal Vega, com o auxílio de

uma prensa Instron 5585 com capacidade de 100 kN equipada com um extensômetro ótico para registro das deformações específicas, aplicando-se uma taxa de deformação de $0,00025\text{ s}^{-1}$. O ensaio é apresentado na Figura 3.13.

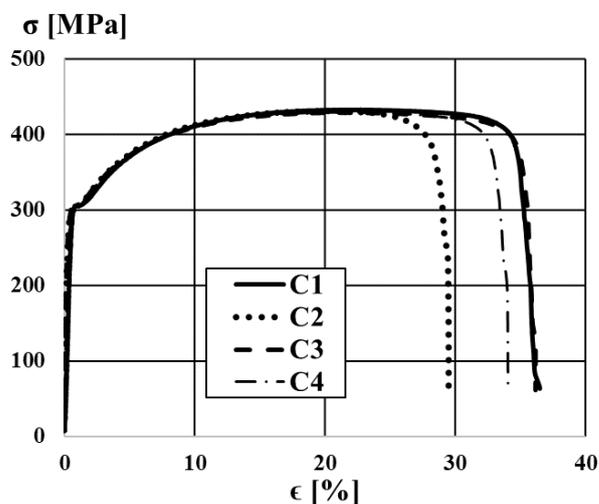
Figura 3.13 – Ensaio de tração no aço do perfil



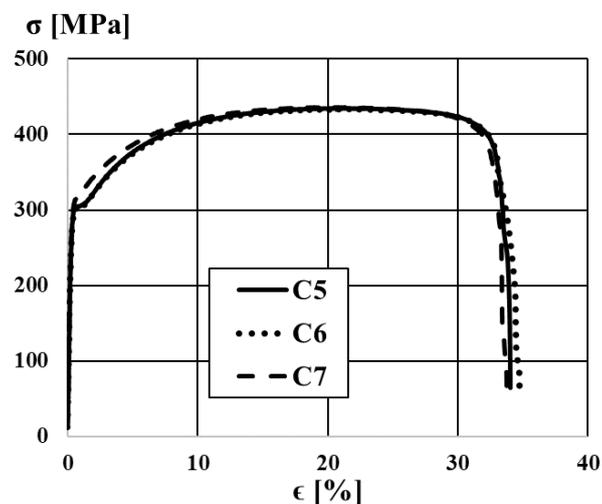
Fonte: Acervo pessoal.

Os gráficos de tensão σ vs. Deformação específica ϵ são apresentados na Figura 3.14 e os valores das tensões correspondentes aos limites de escoamento $\sigma_{0,2}$ e de resistência σ_u calculados conforme ASTM A370-17 são expostos na Tabela 3.8.

Figura 3.14 – Tensão σ vs. Deformação ϵ – Aço do perfil Trelifácil®



(a) C1-C4



(b) C5-C7

Fonte: Acervo pessoal.

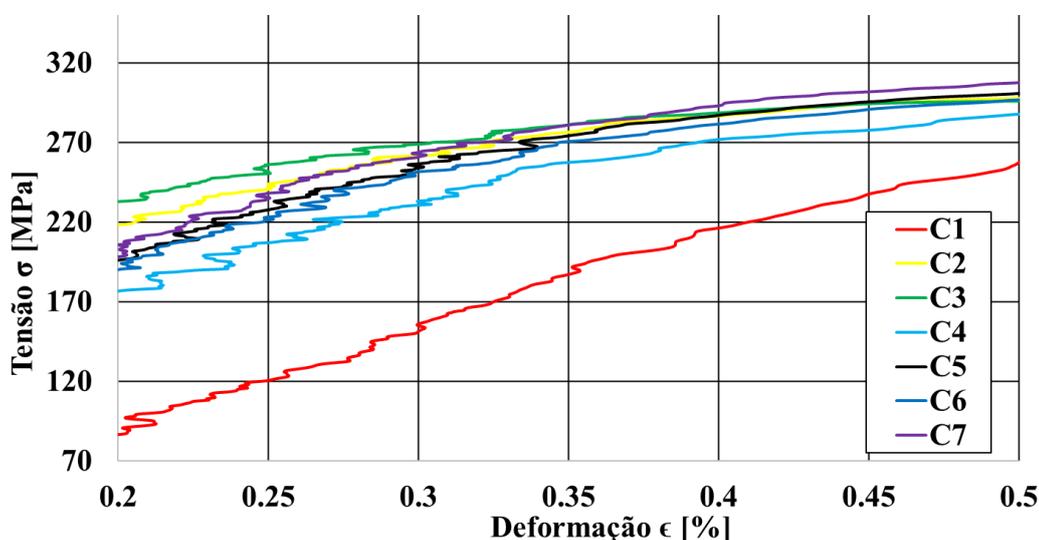
Tabela 3.8 – Limites de escoamento e resistência do aço do perfil

CP	$\sigma_{0,2}$ [MPa]	Δ [%]	σ_u [MPa]	Δ [%]
C1	303	1,29	433	0,07
C2	296	1,05	431	0,29
C3	292	2,39	429	0,82
C4	293	2,05	430	0,69
C5	302	0,96	435	0,57
C6	299	0,05	434	0,22
C7	309	3,30	436	0,84
Média	299,14	1,58	432,57	0,50

Observa-se excelente semelhança de resultados entre todos os corpos de prova, com um desvio máximo 2,39 % dentre todas as peças ensaiadas. Sendo assim, com base nos resultados médios obtidos, as tensões características de escoamento $f_{y,p}$ e ruptura do perfil $f_{u,p}$ são definidas como 299,14 MPa e 432,57 MPa, respectivamente.

O módulo de elasticidade não pôde ser determinado conforme as prescrições normativas adotadas para os ensaios executados, devido ao fato de as curvas não apresentarem um perfil linear distinto na fase elástica (entre 0,2% e 0,5% de ϵ). Esse comportamento é evidenciado no gráfico da Figura 3.15, que foca exclusivamente nos trechos anteriores a ao limite de escoamento de cada corpo de prova.

Figura 3.15 – Amplificação visual do trecho elástico – Ensaio de tração do perfil



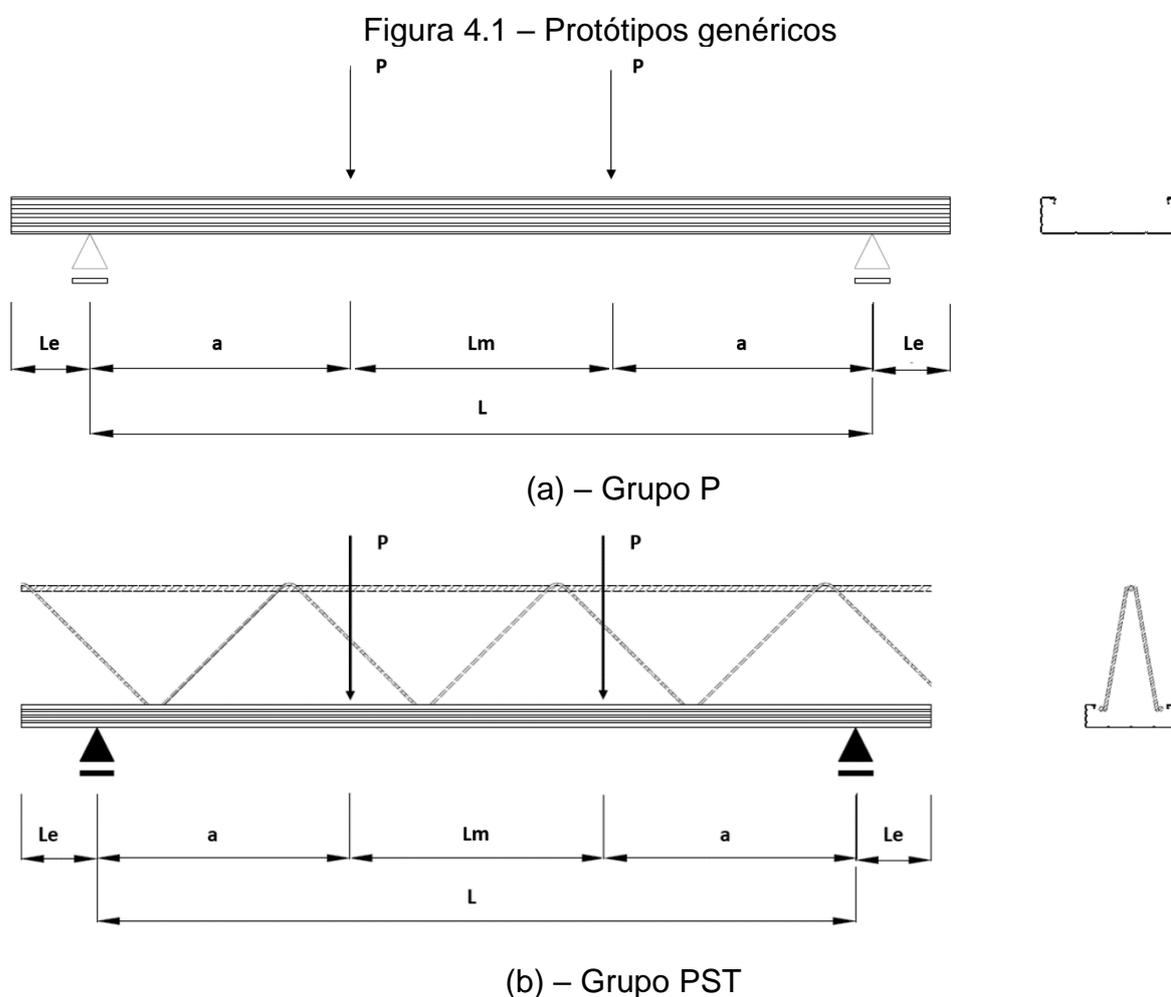
Fonte: Acervo pessoal.

Uma possível explicação do comportamento ilustrado na Figura 3.15 é fornecida pela norma ABNT NBT ISSO 6892-1: 2016, que detalha procedimentos distintos para determinação do módulo de elasticidade e dos limites de tensão. A norma menciona que a determinação do módulo de elasticidade a partir da inclinação da curva tensão vs. Deformação, apesar de difundido como um procedimento confiável, deve ser executado somente com uso de instrumentação sensível o suficiente para captar as pequenas variações de deformação específica do trecho elástico. Na ausência, portanto, de valores experimentais para o módulo de elasticidade do aço constituinte dos perfis E_{sp} , o mesmo é definido com base nas recomendações da ABNT NBR 14762:2010, ou seja, 200 *GPa*.

4 ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS PERFIS DE AÇO COM E SEM TRELIÇA – PROTÓTIPOS P E PST

4.1 Parâmetros geométricos e peso dos protótipos

Foram executados quinze ensaios de flexão de quatro pontos nos protótipos destinados a caracterizar o comportamento do sistema durante a fase de construção. As dimensões dos protótipos foram determinadas com base no anexo A da norma EN 1993-1-3:2006 e o comportamento foi investigado variando três parâmetros distintos, o comprimento do vão livre L , inclusão da treliça e altura h_t da mesma. O esquema genérico dos protótipos somente do perfil (P) e perfil com espaçador e treliça (PST) são apresentadas na Figura 4.1 (a-b).



Fonte: Acervo pessoal.

As dimensões L e L_e indicadas na Figura 4.1 são detalhadas na Tabela 4.1 para cada protótipo. Com base nos equipamentos disponíveis no laboratório, o comprimento L_m entre as cargas pontuais P foi fixado em 46,425 cm para todos os protótipos.

Tabela 4.1 – Dimensões longitudinais dos protótipos.

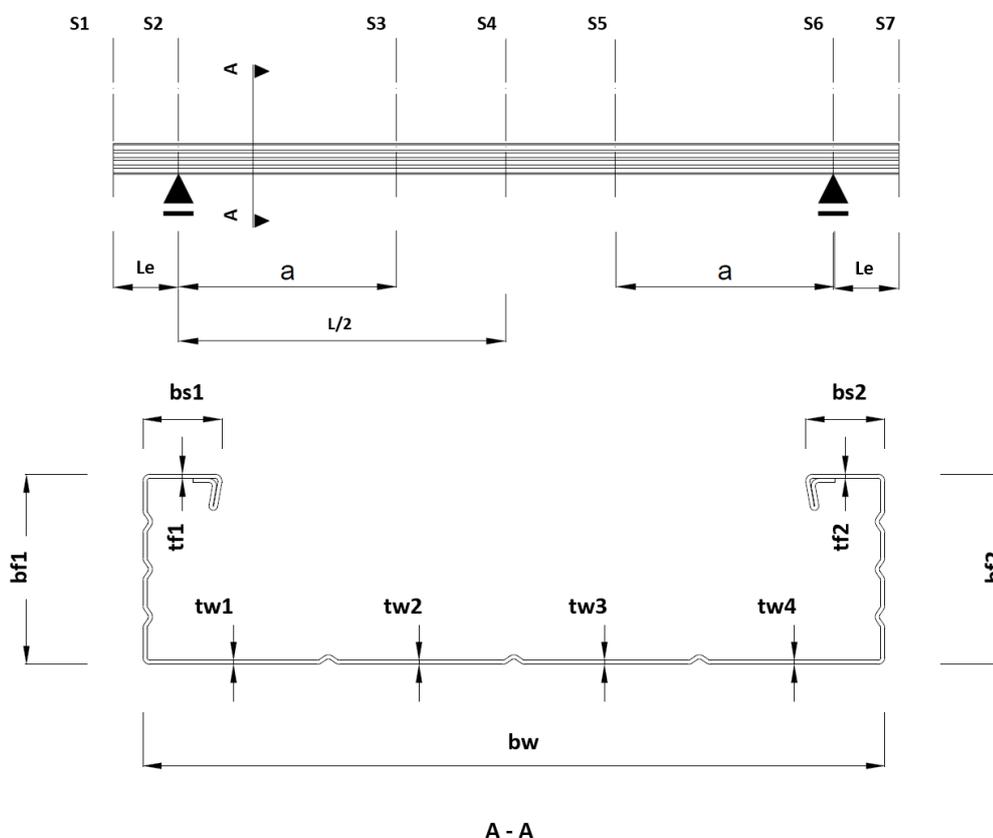
Protótipo	L [cm]	L_e [cm]
P1.0a	100	9,25
P1.0b	100	10
P1.4 ^a	140	10
P1.4b	140	10
P1.4c	140	10
P1.8 ^a	180	9,95
P1.8b	180	9,7
PST1.0_16 ^a	100	10
PST1.0_16b	100	10
PST1.4_16 ^a	140	10
PST1.4_16b	140	10
PST1.8_16 ^a	180	9,95
PST1.8_16b	180	9,8
PST1.8_12 ^a	180	9,75
PST1.8_12b	180	9,75

A designação dos protótipos segue a estrutura “XL_ht α ”, sendo “X” o tipo de protótipo (P ou PST), seguido do comprimento L em metros, altura nominal de treliça h_t e identificação individual α dentro de um mesmo grupo com os mesmos parâmetros geométricos, sendo que o termo “ht” da nomenclatura não consta nos protótipos sem treliça. O modelo das treliças utilizadas foi especificado na Seção 0.

Adicionalmente, é importante mencionar que os protótipos com comprimentos L de 1,0 m, e 1,4 m estão fora das proporções geométricas mínimas estipuladas na norma EN 1993-1-3:2006. A norma não estipula uma distância mínima entre a linha de centro dos apoios e a extremidade dos protótipos fora do vão de ensaio. Sendo assim, foi utilizada uma distância sempre menor ou igual a 10cm, seguindo a recomendação do anexo B da norma Europeia EN 1994-1-1.

As dimensões da seção transversal foram registradas ao longo de pontos distintos dos protótipos. A Figura 4.2 ilustra a subdivisão dos protótipos em Seções de 1 a 7 e as medidas tomadas nos perfis.

Figura 4.2 – Subdivisão em seções transversais.



Fonte: Acervo pessoal.

As espessuras t_w foram medidas com micrômetro nas seções S1 e S7, enquanto a largura da alma b_w , largura das mesas b_f e dos enrijecedores b_s foram registradas com paquímetro nas seções S3, S4 e S5. Em adição aos parâmetros geométricos dos perfis, a altura da treliça h_t e os diâmetros dos fios superiores ϕ_s , inferiores ϕ_i e diagonais ϕ_d também foram medidos nas seções S3, S4 e S5 nos protótipos do tipo PST. As medidas finais, apresentadas na Tabela 4.2, foram tomadas como a média das medidas redundantes registradas nos componentes (perfil, treliça de 16cm e treliça de 12 cm) de todos os protótipos.

Tabela 4.2 – Medidas da seção transversal

Comp.	b_w [mm]	b_f [mm]	b_s [mm]	t [mm]	h_t [mm]	ϕ_s [mm]	ϕ_i [mm]	ϕ_d [mm]
Perfil	119,61	31,54	12,33	0,54	-	-	-	-
TB 16-R	-	-	-	-	15,97	7,48	5,97	4,26
TB 12-M	-	-	-	-	11,58	6,20	4,99	4,35

Os pesos próprios dos protótipos foram considerados negligíveis com base nos resultados apresentados em seções subsequentes.

4.2 Previsão analítica de carga

Observações acerca dos resultados experimentais apresentados em seções subsequentes indicam que o acoplamento entre perfil e treliça é somente vertical, com os espaçadores livres para se deslocarem ao longo do eixo longitudinal do perfil. Desse modo, essa hipótese implica na verificação de estados limites últimos associados à flexão do perfil e da treliça separadamente. Essa seção aborda somente a determinação da resistência característica a momento fletor do perfil Trelifácil®.

O momento resistente característico dos perfis foi obtido das análises de Gomes (2019), que utilizou o método da resistência direta integrada com análise numérica de estabilidade conforme ABNT NBR 14762:2010. Os parâmetros obtidos para cada comprimento L de perfil ensaiado na presente pesquisa são listados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Previsão teórica da resistência a flexão do perfil Trelifácil®

L [m]	Wf_{yp} [kNm]	M_e [kNm]	λ_0 [kNm]	$M_{R,e}$ [kNm]	M_l [kNm]	λ_l [kNm]	$M_{R,l}$ [kNm]	M_{dist} [kNm]	λ_{dist} [kNm]	$M_{R,dist}$ [kNm]
1,0	0,27	1.16	0.48	0.27	0.75	0.60	0.27	0.40	0.82	0.24
1,4	0,27	0.60	0.67	0.26	0.75	0.59	0.26	0.40	0.82	0.24
1,8	0,27	0.36	0.87	0.24	0.75	0.56	0.24	0.40	0.82	0.24

A designação das variáveis da Tabela 4.3 foi detalhada na Seção 2.5.2 e a tensão de escoamento do aço do perfil f_{yp} é tomada como 299,14 MPa. É importante ressaltar que os momentos críticos de flambagem elástica calculados por Gomes (2019) consideram as dimensões nominais do perfil apresentadas na Figura 1.4.

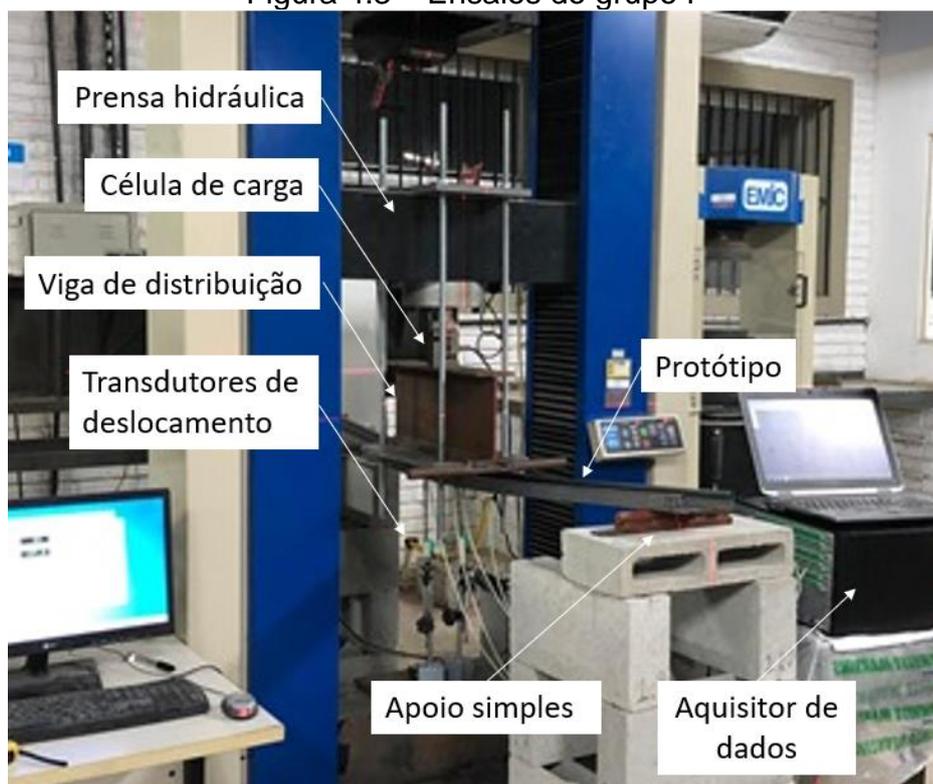
4.3 Esquema de ensaio e instrumentação

Os ensaios foram executados conforme anexo A da norma Europeia EN 1993-1-3. As estruturas de apoio dos ensaios foram montadas com materiais disponíveis nos laboratórios da UFES, utilizando blocos de concreto vazados e apoios de segundo gênero. O carregamento foi aplicado com a prensa hidráulica EMIC localizada no LEMAC – UFES, com capacidade de 2t e todos os ensaios foram executados com velocidade de 0,04 mm/s.

As cargas pontuais foram transferidas para os protótipos com uso de barras redondas em contato com os enrijecedores dos perfis, acopladas à elementos de aço, e para

impedir que o peso do sistema de carregamento fosse transferido para o protótipo antes do início da gravação do ensaio, os elementos de transferência de carga foram fixados ao barramento da prensa com o auxílio de chapas de aço e barras rosqueadas. A Figura 4.3 mostra o esquema de ensaio do grupo P e a Figura 4.4 mostra os ensaios dos grupos PS e PST.

Figura 4.3 – Ensaio do grupo P

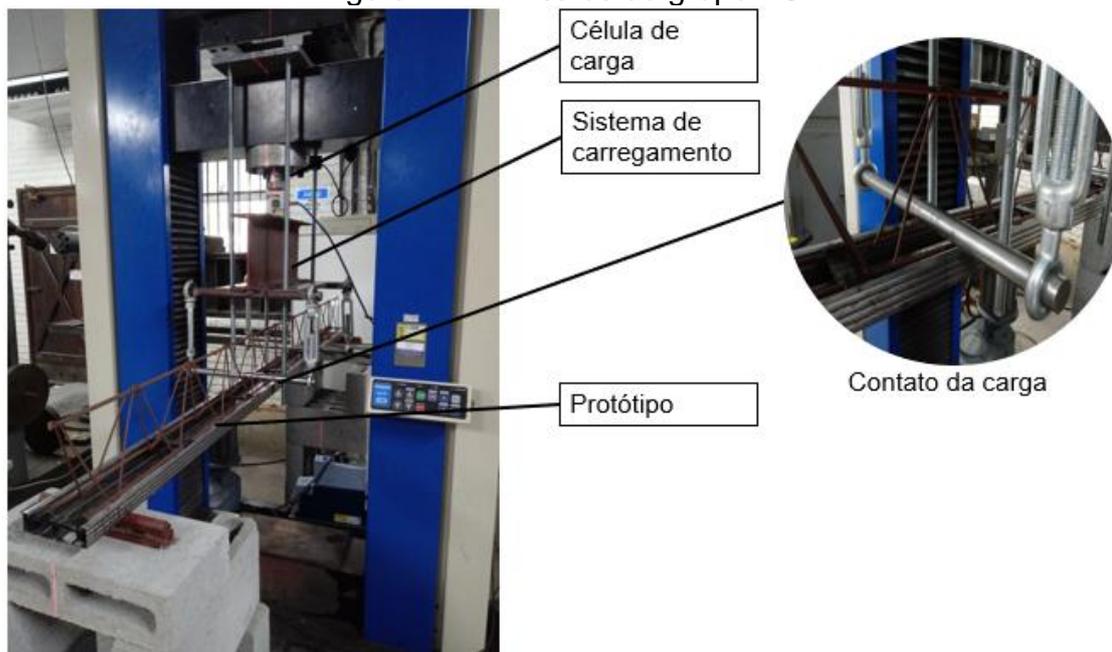


Fonte: Acervo pessoal.

Como mostra a Figura 4.3, para garantir que o contato da carga nos dois tipos de protótipos ocorresse de forma similar, fez-se uso de esticadores para cabos de aço para permitir que as barras redondas atravessassem a largura do perfil entre os fios diagonais das treliças. Para impedir a rotação dos esticadores, os mesmos foram soldados à viga de carga original.

Como mencionado anteriormente, o vão de momento constante L_m é fixado em 46,425 cm para todos os protótipos. Sendo assim, esse vão corresponde a 46,43%, 33,16% e 25,80% para os protótipos com distância entre apoios de 1,0 m, 1,4 m e 1,8 m, respectivamente.

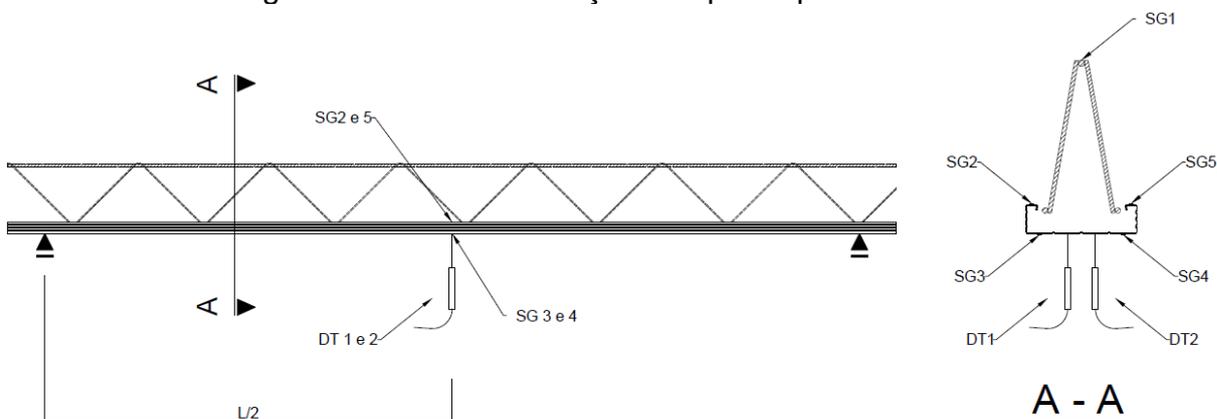
Figura 4.4 – Ensaio do grupo PST



Fonte: Acervo pessoal.

Os protótipos foram instrumentados na seção central ($L/2$). Extensômetros uniaxiais (*Strain gauges* – SG) para aço foram colados no perfil, em cada enrijecedor e em dois pontos ao longo da mesa do perfil, para determinar as tensões de compressão e tração, respectivamente, atuando no perfil. Adicionalmente, um extensômetro foi colado no fio superior da treliça nos protótipos PST. O deslocamento foi medido por transdutores (*Displacement transducers* – DT) em dois pontos ao longo da alma na seção central a fim de se verificar se ocorreu rotação dos protótipos. A instrumentação completa da seção no centro do vão livre dos protótipos é apresentada na Figura 4.5.

Figura 4.5 – Instrumentação dos protótipos P e PST.



Fonte: Acervo pessoal.

Salienta-se que a designação numérica dos extensômetros segue a mesma sequência em todos os protótipos, ou seja, protótipos do grupo P apresentam extensômetros com numeração de SG2 a SG5, ficando a sigla SG1 exclusiva aos protótipos do grupo PST. As posições x_B de cada instrumento em relação à superfície externa de uma das mesas do perfil são postas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Posição da instrumentação nos protótipos P e PST

Instrumento	x_B
<i>DT1</i>	$0,125b_w$
<i>DT2</i>	$0,875b_w$
<i>SG1</i>	$0,5b_w$
<i>SG2</i>	$0,5b_s$
<i>SG3</i>	$0,375b_w$
<i>SG4</i>	$0,625b_w$
<i>SG5</i>	$b_w - 0,5b_s$

Iniciou-se o preparo das superfícies de aço do perfil com o lixamento da superfície para remoção de oxidação e impurezas, seguido da limpeza das regiões de colagem com álcool isopropílico e subsequente colagem do SG. A superfície dos fios da treliça foi regularizada com uma lima antes de se executar o procedimento supracitado. A Figura 4.6 mostra as superfícies preparadas e os extensômetros colados.

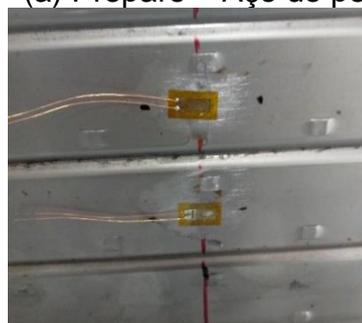
Figura 4.6 – Preparo das superfícies para colagem de extensômetros



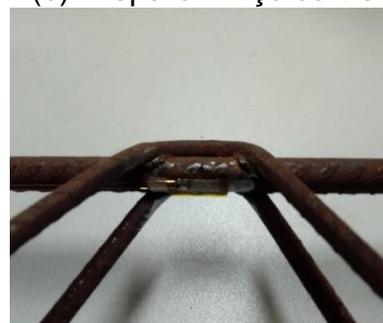
(a) Preparo – Aço do perfil



(b) Preparo – Aço da treliça



(c) SG colados – Aço do perfil



(d) SG colado – Aço da treliça

Fonte: Acervo pessoal.

4.4 Resultados e discussões

Na seção vigente os resultados dos ensaios são analisados quanto ao modo de colapso (visual), carga última e relação entre carga e deslocamento. Dentro do grupo PS, a Figura 4.7 (a) e (b) mostra os tipos de colapso dos protótipos com comprimento de 1,0 m, a Figura 4.7 (c) e (d) apresenta os perfis de 1,4 m e Figura 4.7 (f) e (g) mostram o colapso das peças com comprimento de 1,8 m.

Figura 4.7 – Análise de colapso do grupo PS (contínua)



(a) P1.0 – Trecho de momento constante



(b) P1.0 – Seção do apoio



(c) P1.4 – Trecho de momento constante



(d) P1.4 – Seção do apoio



(e) P1.8 – Trecho de momento constante

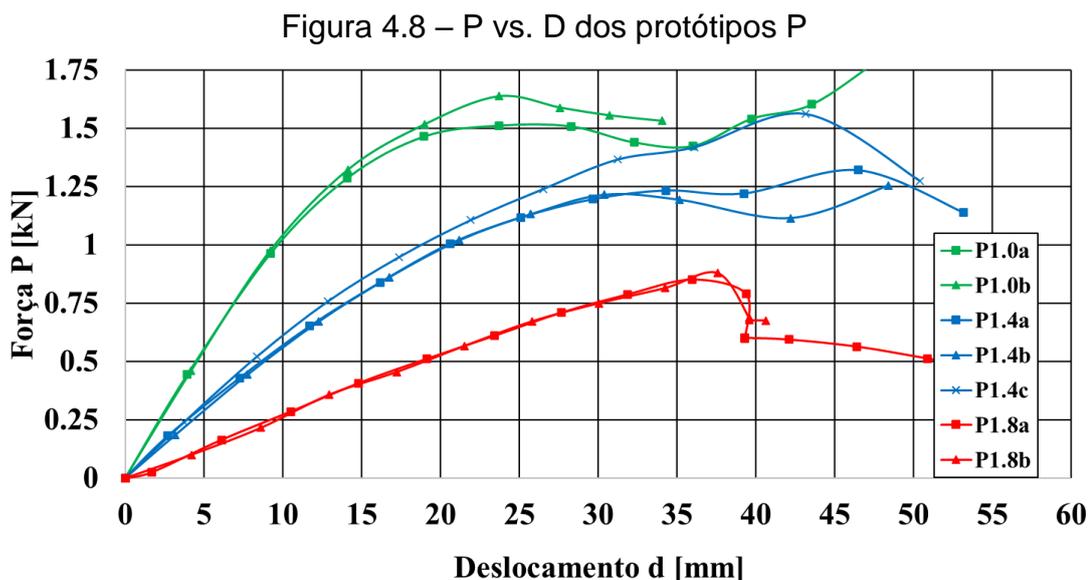


(f) P1.8 – Seção do apoio

Fonte: Acervo pessoal.

Observa-se que as peças com comprimento de 1,0 m apresentam colapso fora do trecho de momento constante, exibindo distorção da seção transversal nos pontos de

apoio. Os protótipos P1.4, por sua vez, apresentaram distorção (fechamento) da seção transversal no centro do vão. Este subgrupo também apresenta distorção nos apoios, porém visualmente menor que o grupo anterior. Os protótipos P1.8 apresentam distorção (abertura) em $L/2$, sem distorções perceptíveis nas regiões de apoio. As curvas Força P vs. Deslocamento d do grupo P são mostradas na Figura 4.8.



Fonte: Acervo pessoal

A relação P/d foi extraída de trechos em que a força e o deslocamento apresentam relação aproximadamente linear. A Tabela 4.5 apresenta as cargas e deslocamentos máximos, $P_{máx}$ e $d_{máx}$, o momento fletor equivalente M_{exp} , calculado do diagrama de esforços internos do ensaio de 4 pontos e a relação P/d para todos os protótipos PS.

Tabela 4.5 – Dados gerais do grupo PS

Protótipo	$P_{máx}$ [kN]	$d_{máx}$ [mm]	M_{exp} [kN · m]	P/d [kN/mm]
P1.0a	1.51	23.73	0.20	0.103
P1.0b	1.64	23.71	0.22	0.103
P1.4 ^a	1.32	46.49	0.31	0.036
P1.4b	1.26	48.43	0.29	0.036
P1.4c	1.56	43.18	0.36	0.035
P1.8 ^a	0.88	37.59	0.29	0.027
P1.8b	0.85	35.98	0.28	0.027

Para os protótipos com 1,0 m de comprimento, a relação P/d foi extraída a partir da força de 0,46 kN. Para o protótipo P1.4c, a inclinação da curva foi extraída a partir de 0,95 kN, enquanto que nas peças de 1,4 m restantes e nos protótipos com 1,8 m, o parâmetro foi determinado partindo de 0,86 kN e 0,1 kN, respectivamente.

Dentro do grupo PST, observou-se o mesmo modo de colapso para os comprimentos de 1,0 m e 1,4 m, sendo este a instabilidade de um dos fios diagonais da treliça. Todavia, diferentes tipos de deformação foram observados ao longo dos ensaios. Primeiramente, notou-se distorção (abertura) da seção transversal do perfil nos apoios, ocasionando no desacoplamento dos espaçadores nessas regiões, em seguida, ocorreu a distorção da seção transversal dentro do trecho de momento constante, e por fim, a capacidade portante dos protótipos cessou após flambagem do fio diagonal perto da região do apoio, após a região de solda dos fios inferiores entrarem em contato com o perfil. A Figura 4.9 ilustra os três cenários supracitados.

Figura 4.9 – Modos de colapso do grupo PST $L = 1,4\text{ m}$ e $L = 1,8\text{ m}$



(a) Distorção no apoio



(b) Distorção em $L/2$

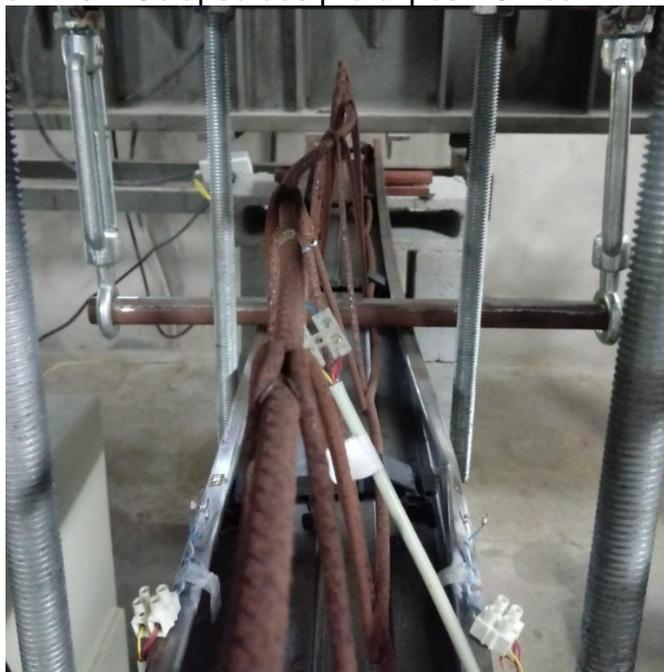


(c) Flambagem dos fios diagonais

Fonte: Acervo pessoal

A falha dos protótipos PST com $L = 1,8\text{ m}$ ocorreu dentro do vão de momento constante, com os protótipos exibindo primeiramente instabilidade nos fios superiores das treliças, e poucos instantes depois, a distorção da seção no centro do vão livre, ocorrendo de forma brusca e ocasionando um estalo atrelado ao desacoplamento do espaçador. A Figura 4.10 apresenta esses dois cenários.

Figura 4.10 – Colapso dos protótipos PST com $L = 1,8\text{ m}$



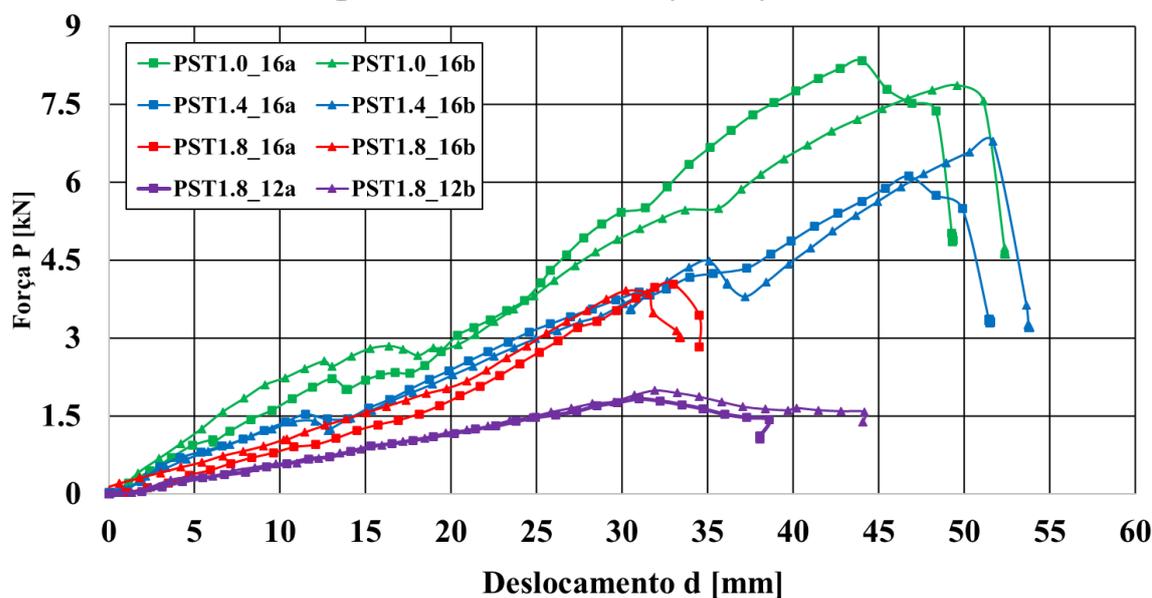
Fonte: Acervo pessoal.

Os gráficos de Força vs. Deslocamento do grupo PST são apresentados na Figura 4.11 e os parâmetros de interesse do ensaio são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Dados gerais do grupo PST

Protótipo	$P_{m\acute{a}x}$ [kN]	$d_{m\acute{a}x}$ [mm]	M_{exp} [kN · m]	P/d [kN/mm]
PST1.0_16 ^a	8.34	44.03	1.12	0.250
PST1.0_16b	7.86	49.60	1.05	0.207
PST1.4_16 ^a	6.11	46.77	1.43	0.141
PST1.4_16b	6.78	51.67	1.59	0.141
PST1.8_16 ^a	4.04	38.00	1.35	0.168
PST1.8_16b	3.91	35.00	1.31	0.144
PST1.8_12b	1.99	30.73	0.66	0.054
PST1.8_12b	1.90	31.72	0.63	0.054

Figura 4.11– P vs. D dos protótipos PST



Fonte: Acervo pessoal.

As curvas associadas aos protótipos PST de 1,4m e 1,0m apresentam máximos locais justamente nas cargas em que ocorrem as distorções do perfil apresentadas na Figura 4.9.

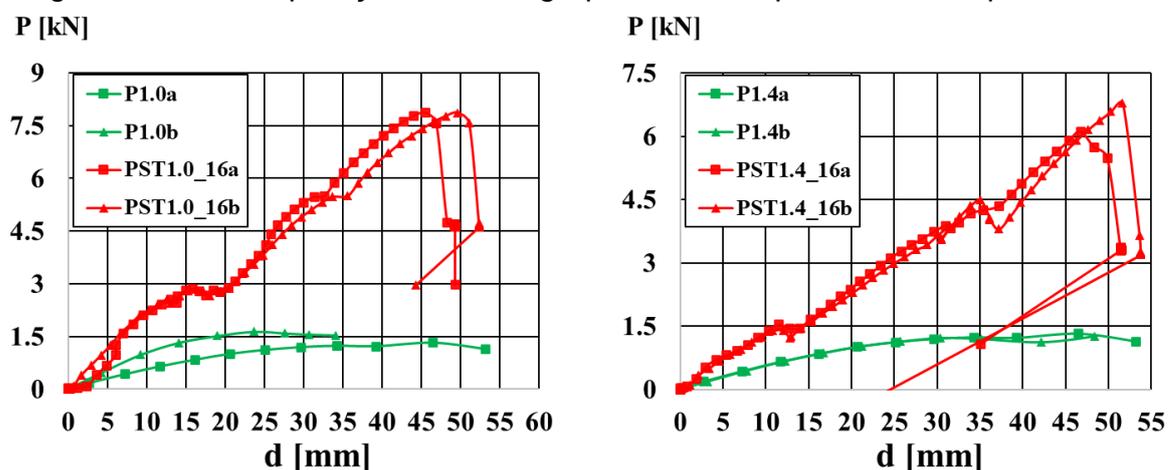
Com os dados dos dois grupos (P e PST), inicia-se neste ponto a comparação entre resultados com foco na inclusão da treliça, variação de sua altura e as previsões analíticas apresentadas anteriormente.

Observa-se que o acoplamento da treliça TB 16-R influencia significativamente a carga última $P_{máx}$, e, com base no critério da Equação (3.1), apresenta ganhos máximos de 452%, 438% e 344% em relação aos protótipos P com comprimentos de 1,0m, 1,4m e 1,8m, respectivamente. O ganho observado com a treliça TB 12-M, de 126%, é menor, porém significativo. A relação P/d apresenta aumento de 143%, 368% e 516% em relação aos subgrupos P1.0, P1.4 e P1.8, na devida ordem. O acréscimo máximo obtido pelo acoplamento do modelo TR 12-M foi de 99,6%. Ainda nesse tocante, a variação de altura das treliças indica ganhos máximos de 112% para $P_{máx}$ e 208% da relação P/d . Os gráficos da Figura 4.12 ilustram a diferença de resultados para cada comprimento de protótipo.

Uma vez que o objetivo principal da presente pesquisa é caracterizar o sistema Trelifácil® quanto a resistência à flexão, a comparação dos resultados experimentais

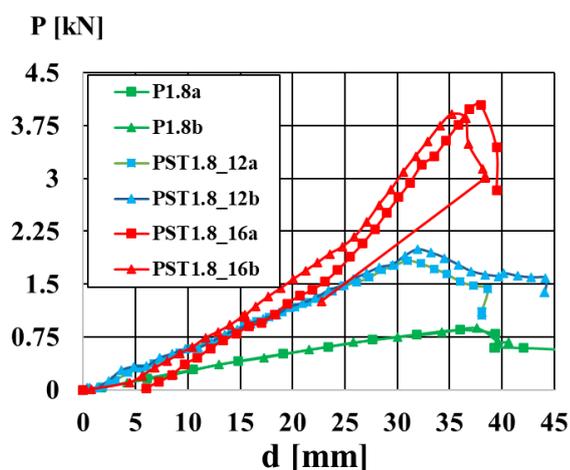
com os resultados analíticos obtidos por Gomes (2019) é feita somente para os perfis do subgrupo PS1.8, e PS1,4, que apresentaram colapso dentro do trecho de momento constante.

Figura 4.12 – Comparação entre os grupos P e PST para cada comprimento L .



(a) $L = 1,0\ m$

(b) $L = 1,4\ m$



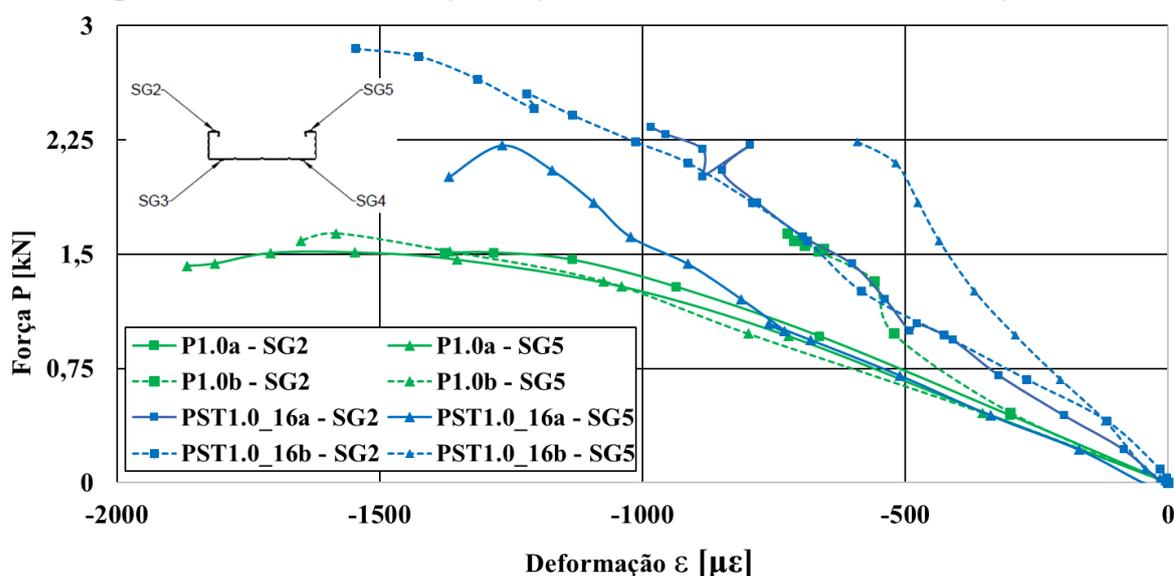
(c) $L = 1,8\ m$

Fonte: Acervo pessoal.

Com base nos resultados da Tabela 4.1, todos os comprimentos apresentam o modo distorcional como governante ($M_{Rk} = 0,24\ kN \cdot m$), sendo que os protótipos com comprimento de 1,8m apresentam o mesmo valor de resistência para flambagem lateral com torção. Sendo assim, em relação a média dos momentos máximos obtidos experimentalmente para os subgrupos PS1.4 e PS1.8 de $0,32\ kN \cdot m$ e $0,33\ kN \cdot m$ respectivamente as previsões analíticas apresentam valores 33% menores que os observados experimentalmente.

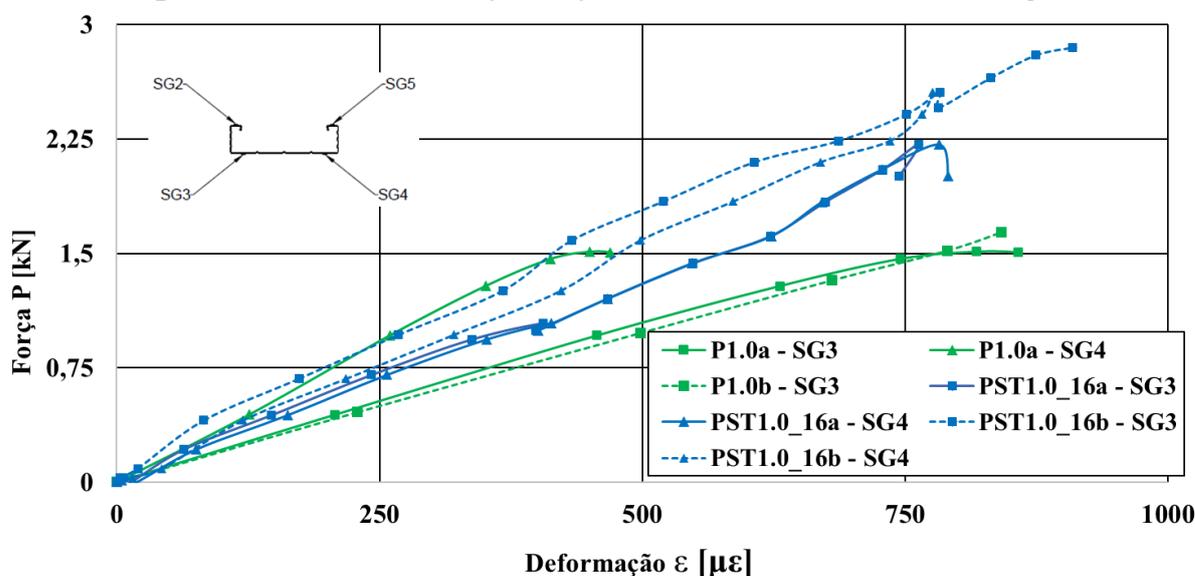
Na sequência são apresentados os gráficos Força P vs. Deformação ϵ registrada pelos SG colados nos protótipos dos grupos P e PST. Cada gráfico apresenta os valores registrados para um determinado comprimento com e sem treliça, juntamente com a direção de deformação (alongamento ou encurtamento). A Figura 4.13 e Figura 4.14 mostram os gráficos dos extensômetros colados no perfil de aço dos protótipos com 1,0 m de comprimento. As curvas foram limitadas a trechos que permitiram uma leitura compreensível da deformação e SG defeituosos foram removidos dos gráficos.

Figura 4.13 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com L=1,0m - Compressão



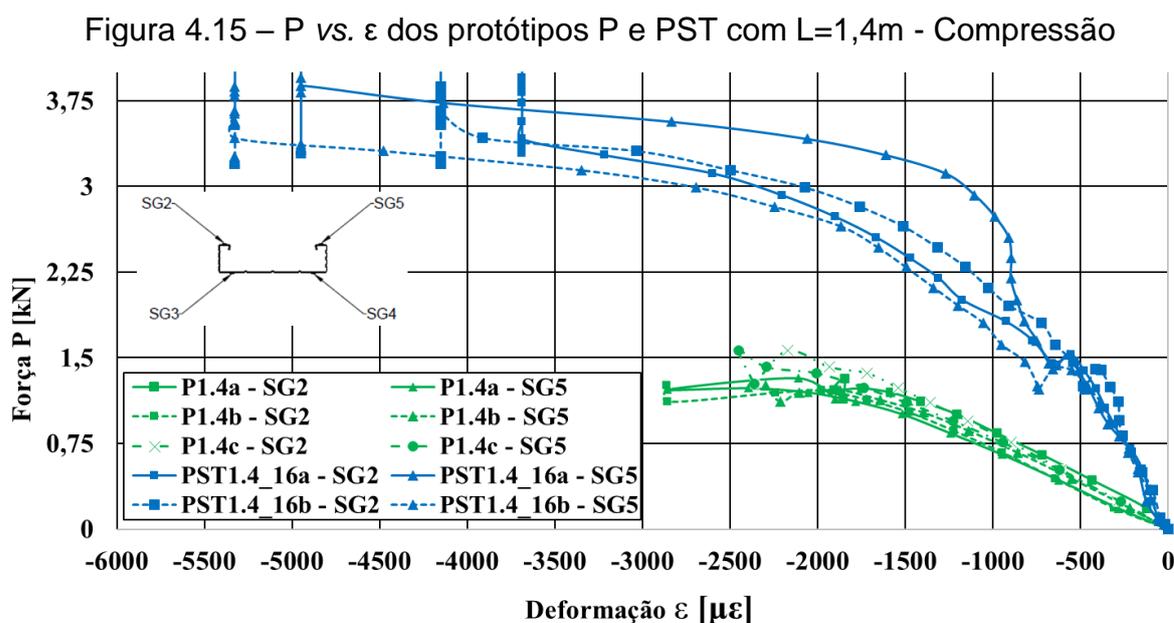
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.14 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com L=1,0m - Tração



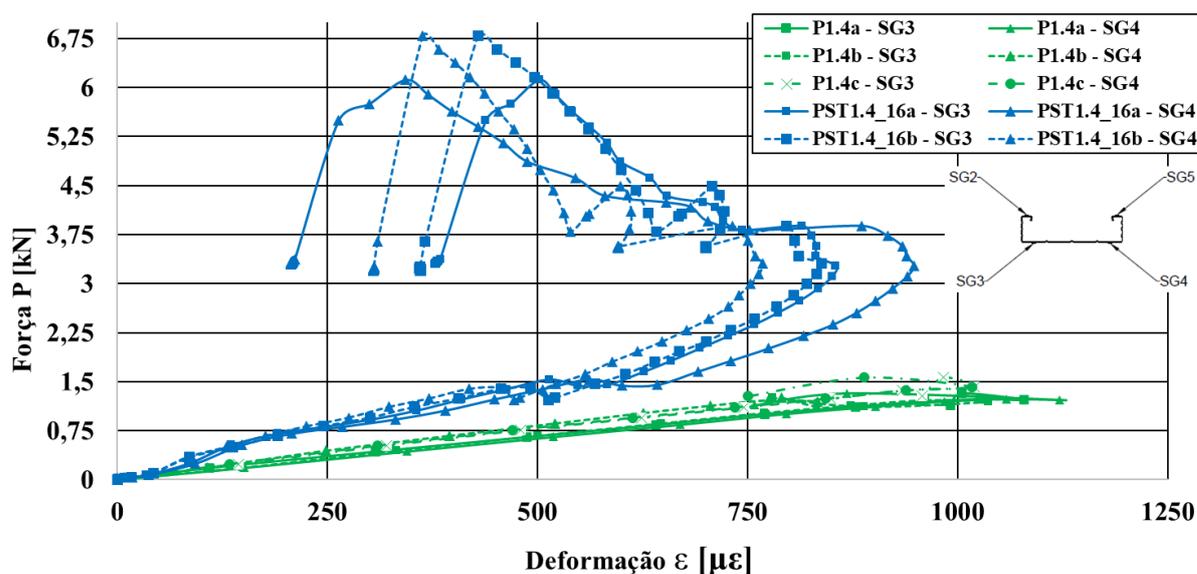
Fonte: Acervo pessoal.

A Figura 4.13 mostra boa concordância entre extensômetros colados nos protótipos sem treliça, enquanto a deformação dos extensômetros de tração no grupo PST apresenta discrepância de comportamento consideráveis, mesmo entre extensômetros colados em regiões de medida redundantes. É possível que tal comportamento seja resultado das imperfeições geométricas das treliças, parâmetro não medido na presente pesquisa. A Figura 4.14, por sua vez, apresenta boa repetitividade para medidas redundantes de um mesmo protótipo, mas exibe repetitividade baixa entre membros de um mesmo grupo (P1.0 ou PST1.0), com exceção do SG3 do grupo P1.0. Em outra nota, percebe-se diferença de inclinação inicial entre as curvas dos grupos P1.0 e PST1.0, porém não tão pronunciada quanto mostra a Figura 4.12 (a). A Figura 4.15 e a Figura 4.16 mostram os gráficos dos extensômetros colados no perfil de aço dos protótipos com 1,4 m de comprimento.



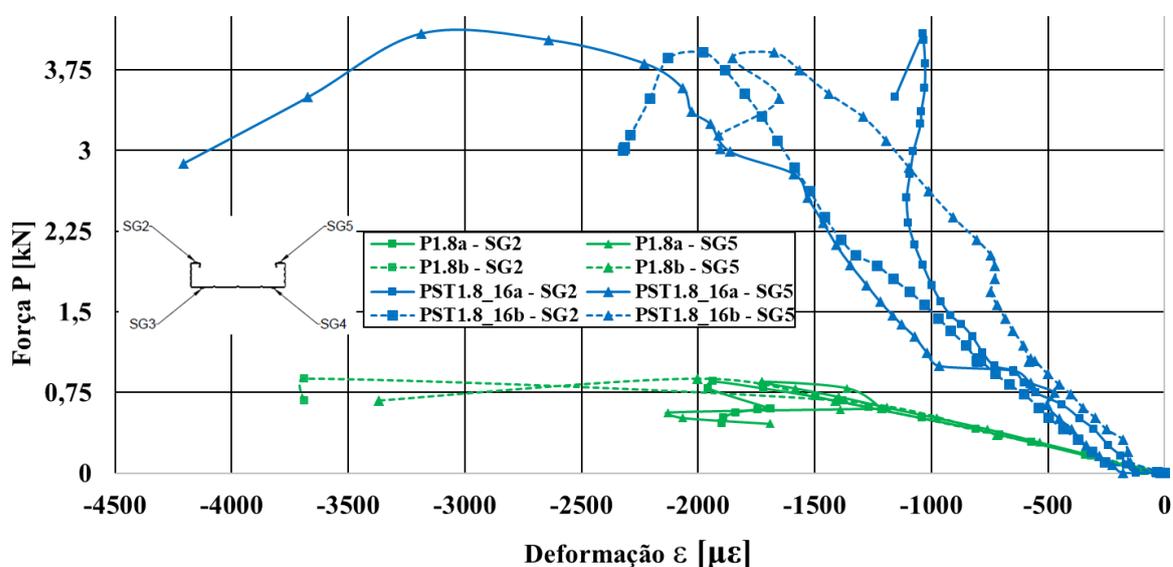
Fonte: Acervo pessoal.

Com base na Figura 4.15, os protótipos sem treliça apresentam melhor repetitividade, dessa vez tanto entre medidas redundantes quanto entre diferentes membros do mesmo grupo. Os registros observados para o grupo PST1.4, por sua vez, indicam melhor repetitividade que os protótipos com 1,0 m, especialmente em trechos iniciais das curvas, com discrepâncias consideráveis sendo observadas somente após os primeiros indícios dos modos de colapso intermediários detalhados na Figura 4.9. A inclinação das curvas atreladas a grupos com e sem treliça, dessa vez, apresenta diferença notável, corroborando o comportamento apresentado na Figura 4.12 (b).

Figura 4.16 – P vs. ϵ dos protótipos P e PST com L=1,4m - Tração

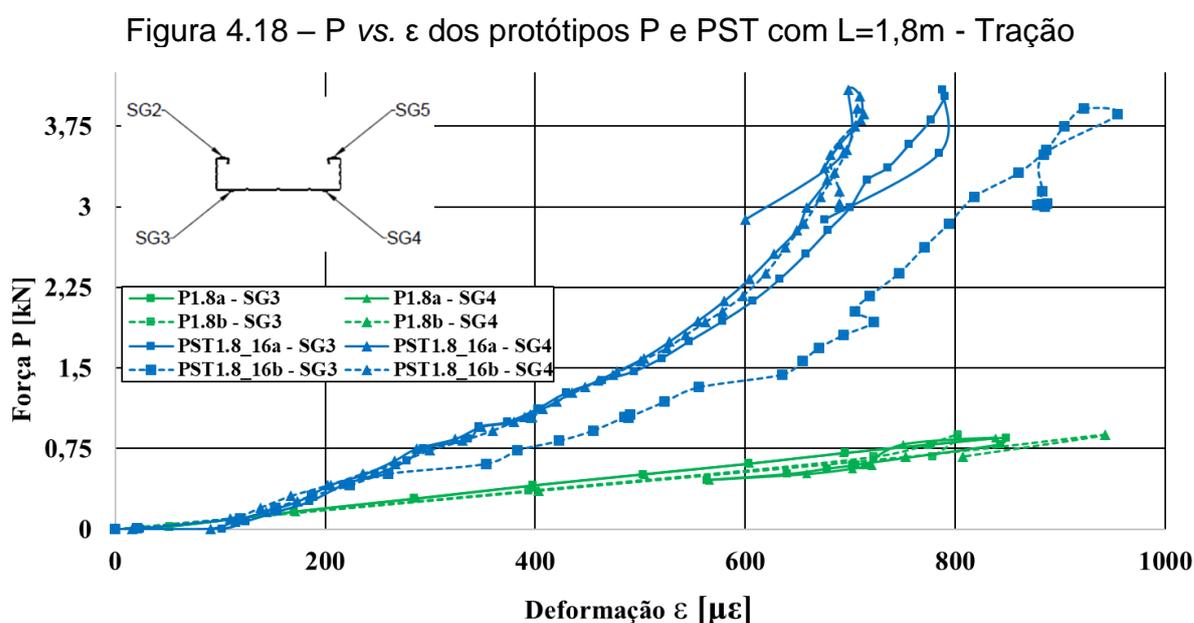
Fonte: Acervo pessoal.

A Figura 4.16 mostra que os extensômetros de tração têm comportamento similar durante o trecho inicial, com boa repetitividade e notável diferença de inclinação entre curvas de protótipos com e sem treliça. Observa-se uma diminuição da deformação nos protótipos PST durante o ensaio, que coincide com o momento em que se observa distorção da seção transversal dentro do vão de momento constante, ponto em que a carga passa a ser resistida predominantemente pela treliça de aço. A Figura 4.17 apresenta o gráfico P vs. ϵ dos SG comprimidos dos protótipos com L=1,8m.

Figura 4.17– P vs. ϵ dos protótipos P e PST com L=1,8m - Compressão

Fonte: Acervo pessoal.

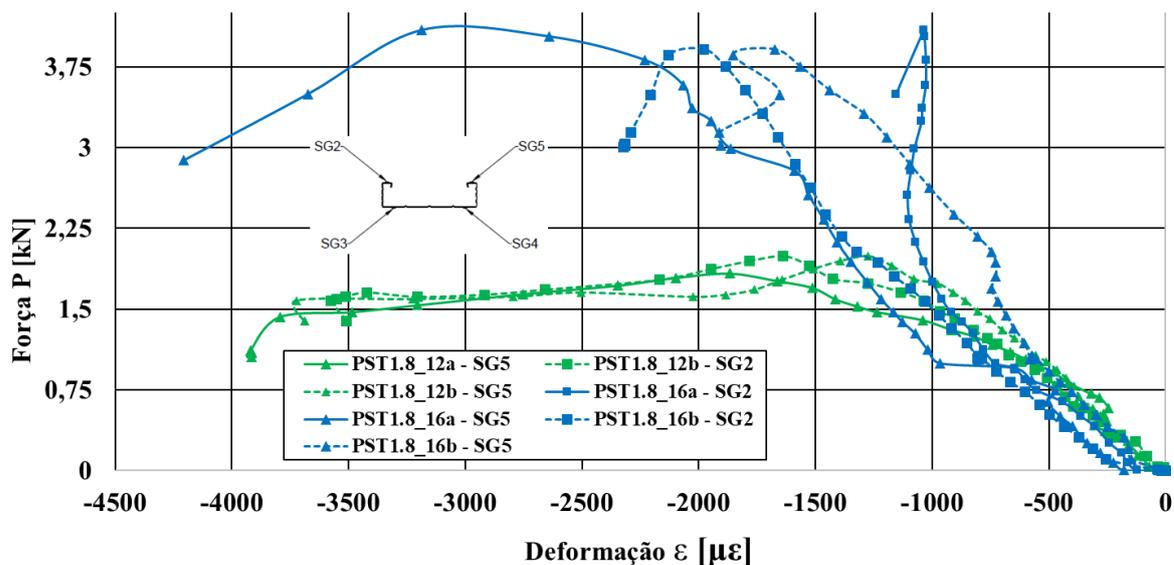
O padrão de repetitividade observado para os protótipos sem treliça se mantém, de acordo com a Figura 4.17. Para o grupo PST1.8, observa-se comportamento similar entre extensômetros colados no mesmo ponto em protótipos diferentes, mas as medidas redundantes não apresentam boa correlação entre si (em um mesmo protótipo). A diferença de rigidez observada entre protótipos com e sem treliça é considerável, novamente. A Figura 4.18 apresenta o gráfico P vs. ϵ das regiões presumidamente tracionadas onde foram colados SG nos protótipos com $L=1,8m$.



Fonte: Acervo pessoal.

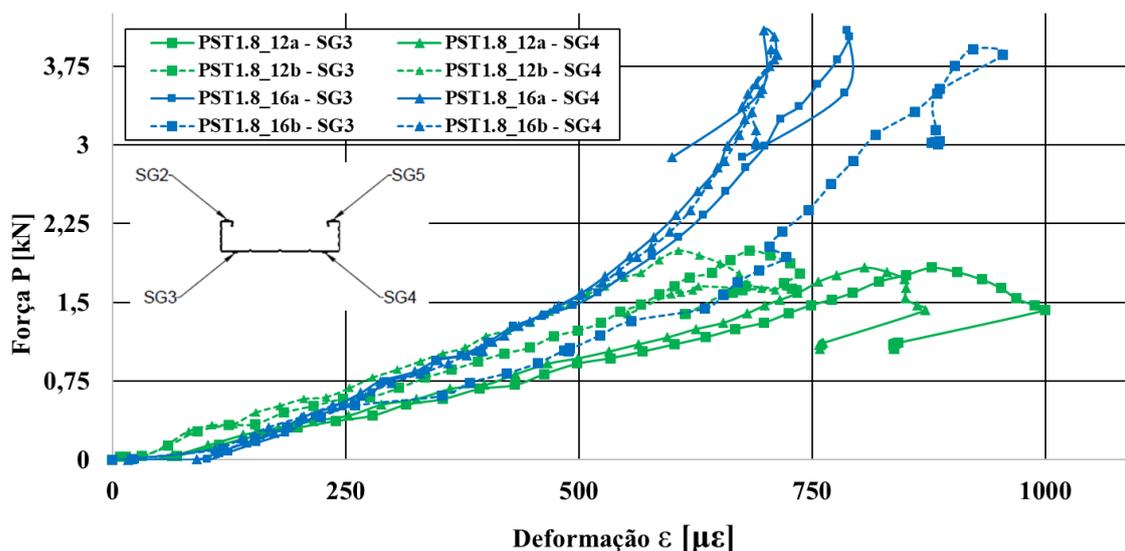
A Figura 4.18 apresenta resultados satisfatórios em termos de repetitividade para todos os instrumentos, com exceção do SG3 do protótipo PST1.8_16b. Na sequência é feita também a análise comparativa entre os extensômetros dos protótipos com treliça de 16cm e treliça de 12cm. A Figura 4.19 e a Figura 4.20 apresentam os gráficos das regiões comprimidas e tracionadas desses protótipos, respectivamente.

Para os extensômetros comprimidos, os protótipos com treliça de 12 cm apresentam repetitividade de instrumentos redundantes e entre protótipos de um mesmo grupo consideravelmente maior que os protótipos com treliça de 16 cm. O gráfico da Figura 4.19 mostra também que, no trecho inicial, todos os protótipos apresentam inclinação similar, indicando que a região comprimida instrumentada está sujeita ao mesmo carregamento no início dos ensaios, independente da altura da treliça acoplada ao perfil.

Figura 4.19 – P vs. ϵ dos protótipos PST1.8_16 e PST1.8_12 - Compressão

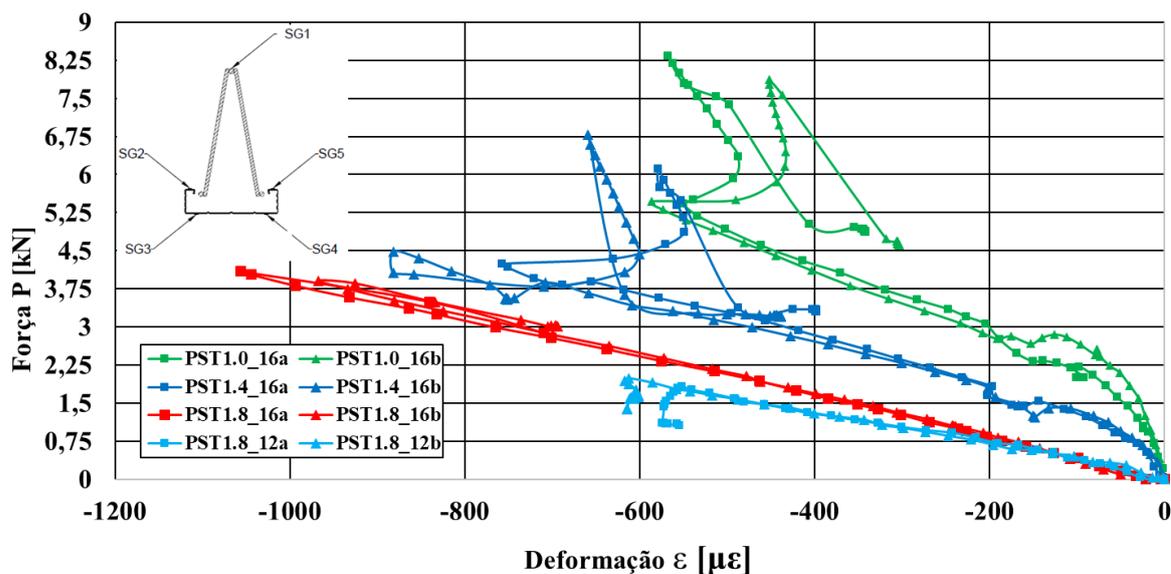
Fonte: Acervo pessoal.

Em termos de repetitividade, o comportamento das deformações de tração medidas nos perfis com treliça de 12 e 16 cm se inverte em relação aos SG comprimidos, como mostra a Figura 4.20. Observa-se também, inclinação similar entre os dois grupos de protótipos, em concordância com observações feitas com base na Figura 4.19.

Figura 4.20 – P vs. ϵ dos protótipos PST1.8_16 e PST1.8_12 - Tração

Fonte: Acervo pessoal.

A análise das deformações no banzo superior das treliças (SG1) dos protótipos desfecha o capítulo vigente. Os dados são apresentados na Figura 4.21.

Figura 4.21 – P vs. ϵ do SG1 de todos os protótipos PST

Fonte: Acervo pessoal.

A Figura 4.21 mostra excelente repetitividade para medições executadas em protótipos de um mesmo grupo. De modo geral, observa-se que a região instrumentada está sujeita à tração, devido a restrições de deslocamento impostas pela solda dos banzos diagonais. Comparativamente, os protótipos com 1,8 m de comprimento e variação de altura de treliça apresentam comportamento similar no início dos ensaios, com a treliça mais alta apresentando menos deformação por unidade de carga. Em outra nota, as curvas dos protótipos com comprimento de 1,0 m e 1,4 m apresentam grande semelhança no seu formato, variando somente na inclinação. Na carga próxima ao colapso, observa-se também que esses dois comprimentos apresentam uma redução da deformação no banzo superior da treliça, condizente com o comportamento observado durante os ensaios, que mostraram que esses dois grupos de protótipos estão sujeitos a falha fora do trecho de momento constante. Por fim, observa-se que o comportamento das regiões instrumentadas segue o padrão das demais análises, ou seja, a razão entre a carga e a deformação é inversamente proporcional ao vão livre L e diretamente proporcional à altura da treliça, para os comprimentos e alturas de treliça dentro do escopo da presente análise.

5 ANÁLISE EXPERIMENTAL DO SISTEMA DE LAJE NERVURADA MISTA – PROTÓTIPOS TS

5.1 Parâmetros geométricos e peso dos protótipos

Três ensaios de flexão de 4 pontos foram executados em lajes nervuradas treliçadas com inclusão do sistema Trelifácil®. Dois perfis foram acoplados às treliças do modelo TB 16-R e posteriormente posicionados dentro das fôrmas de madeira e intercalados com blocos de EPS como mostra a Figura 5.1(a). Uma tela soldada Q 61 foi amarrada ao fio superior das treliças, com suas extremidades apoiadas por espaçadores plásticos de modo a garantir um cobrimento c de 2,5 cm, correspondente a regiões com classe de agressividade ambiental II. O concreto foi lançado com auxílio de caminhão betoneira e bomba. A Figura 5.1(b) apresenta as lajes com concreto fresco.

Figura 5.1 – Moldagem dos protótipos da bateria TS



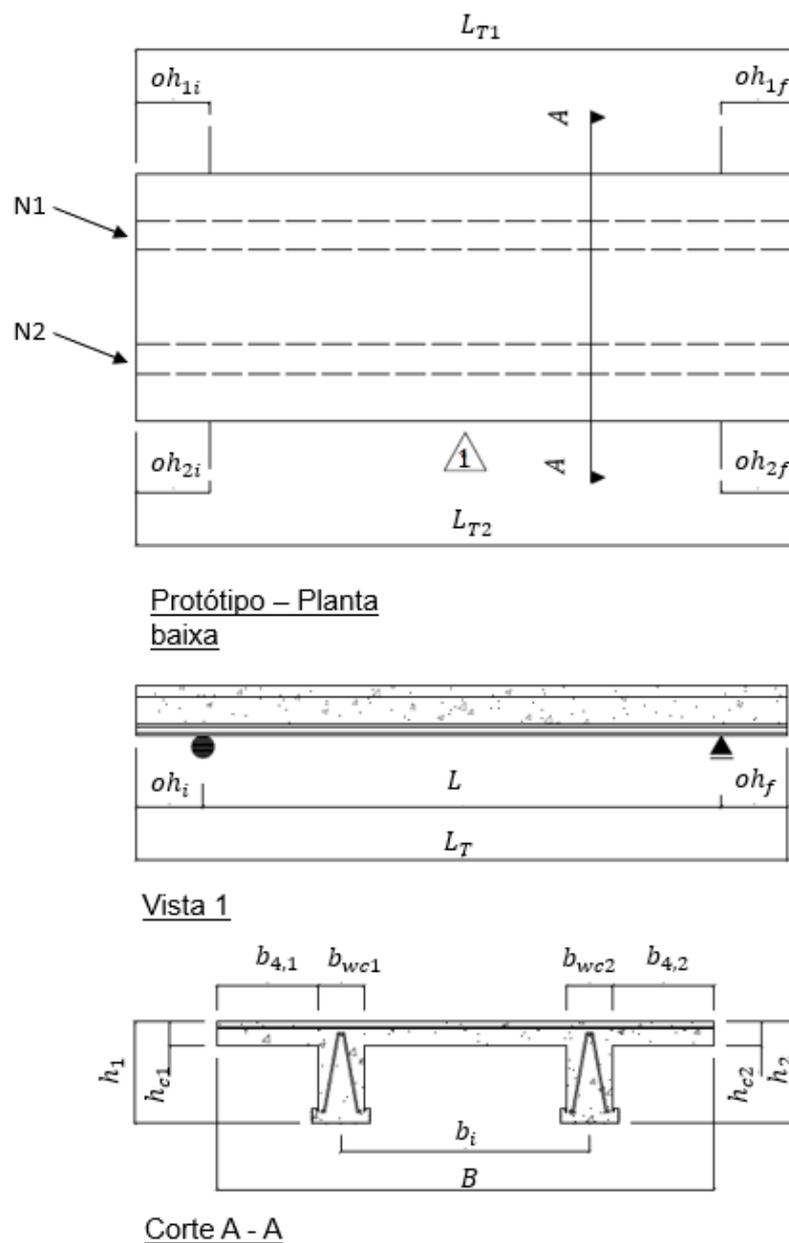
(a) Montagem

(b) Lajes concretadas

Fonte: Acervo pessoal.

A cura do concreto foi efetuada utilizando o composto CURING®, aplicado com rolo de lã. As fôrmas e escoramentos foram retiradas após cura de 14 dias e as dimensões reais dos protótipos foram registradas como indica a Figura 5.2., sendo medidas ao longo das nervuras dos protótipos, designadas por $N1$ e $N2$, bem como nas seções transversais extremas, indicadas na Figura 5.2 pelos subscritos i e f . Ao final, foi definida a média aritmética das medidas redundantes em cada nervuras e os comprimentos totais L_T e entre apoios L foram registrados ao longo da nervura mais próxima. A Tabela 5.1 apresenta as dimensões médias dos protótipos.

Figura 5.2 – Dimensões genéricas dos protótipos TS



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.1 – Dimensões dos protótipos da bateria TS (contínua)

Dim.	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1[cm]	N2[cm]	N1[cm]	N2[cm]	N1[cm]	N2[cm]
L_T	270,00	270,00	269,90	270,00	270,00	269,50
oh_i	10,60	10,00	10,00	9,40	10,00	9,50
oh_f	9,50	10,10	9,70	9,90	10,00	10,00
L	249,90	249,90	250,20	250,70	250,00	250,00

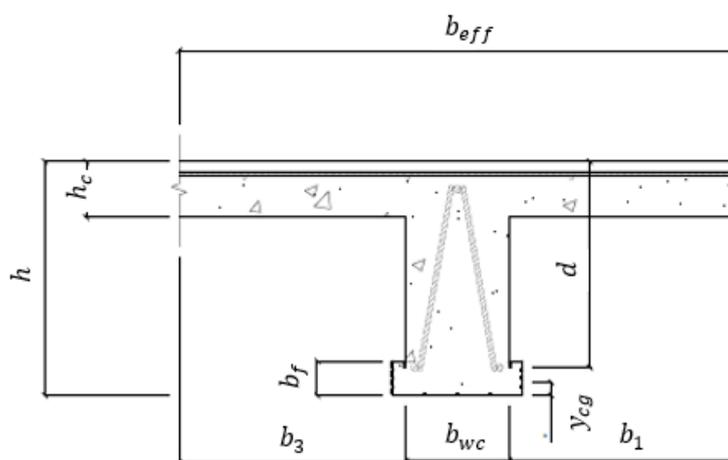
Tabela 5.1 – Dimensões dos protótipos da bateria TS (conclusão)

Dim.	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
B	101,65		101,75		101,65	
b_i	51,35		50,90		51,40	
b_{wc}	9,87	9,65	8,86	9,37	9,60	9,75
b_4	20,10	20,55	20,85	21,25	20,70	21,10
h	21,35	21,25	21,30	21,25	21,35	21,35
h_c	5,19	5,08	5,23	5,11	4,99	5,33

A designação dos protótipos da bateria TS segue a estrutura TSL.L_Ht_Ls α , onde “TS” representa laje Trelifácil® (*Trelifácil Slab*), “L.L” é o comprimento nominal do protótipo em metros, “Ht” indica a altura da treliça acoplada ao perfil, “Ls” indica o vão de cisalhamento como fração do vão livre (25%) e “ α ” identifica o protótipo dentro de um grupo com mesmo comprimento, altura de treliça e vão de cisalhamento.

As dimensões da Tabela 5.1 foram utilizadas para determinar os parâmetros geométricos indicados na Figura 5.3, com exceção de b_f e y_{cg} , já definidos no Capítulo 1. Os valores calculados são apresentados na Tabela 5.2.

Figura 5.3 – Dimensões de interesse para projeto



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.2 – Dimensões de interesse para projeto (contínua)

Dimensão	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
h [cm]	21,35	21,25	21,30	21,25	21,35	21,35

Tabela 5.2 – Dimensões de interesse para projeto (conclusão)

Dimensão	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
h_c [cm]	5,19	5,08	5,23	5,11	4,99	5,33
d [cm]	18,85	18,75	18,80	18,75	18,85	18,85
b_{wc} [cm]	9,87	9,65	8,86	9,37	9,60	9,75
b_1 [cm]	20,80	20,80	20,90	20,90	20,87	20,87
b_3 [cm]	20,10	20,55	20,85	21,25	20,70	21,10
b_{eff} [cm]	50,77	51,00	50,61	51,52	51,17	51,72
b_f [cm]	3,54	3,54	3,54	3,54	3,54	3,54
y_{cg} [cm]	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07
a [cm]	270,00	270,00	269,90	270,00	270,00	269,50

O diâmetro dos fios da treliça e dimensões do perfil foram extraídos do capítulo 4 e o diâmetro dos fios das telas ϕ_m foi definido como a média de dimensões registradas em pontos diferentes das telas, resultando em 3,64 mm.

O peso próprio W_{PP} dos protótipos foi determinado pela pesagem separada de cada componente, com exceção do concreto, cujo peso PP_c foi determinado com base no volume medido e no peso específico de $\rho_c = 2,4 \times 10^{-5} kN/cm^3$, conforme Equação (5.1).

$$PP_c = L_T \rho_c (h_c b_{eff} + b_{wc} h + 2 b_{st} b_f) \quad (5.1)$$

A carga gravitacional oriunda das telas e dos blocos de EPS localizados entre nervuras foi dividida por dois, de maneira que metade do valor foi atribuído para cada nervura, somado aos pesos do concreto, blocos na parte externa de cada nervura e o conjunto perfil/treliça (PT). O peso de cada componente e o peso total de cada nervura dos protótipos são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Peso próprio das lajes (contínua)

Componente	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
EPS [kN]	0,032	0,032	0,035	0,036	0,035	0,033
PT [kN]	0,056	0,057	0,056	0,057	0,058	0,058
$Tela$ [kN]	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
PP_c [kN]	3,13	3,06	2,99	3,05	3,03	3,18

Tabela 5.3 – Peso próprio das lajes (conclusão)

Componente	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
W_{PP} [kN]	3,23	3,16	3,09	3,16	3,14	3,28

5.2 Previsão analítica da carga de colapso

Uma previsão analítica para a carga de colapso dos protótipos foi feita a partir do momento fletor resistente característico. Para efetuar uma comparação de resultados, a previsão analítica do momento fletor resistente característico total M_{Rk} de um protótipo foi transformada em carga última conforme o conjunto de Equações (5.2).

$$0,5W_k L_S L = M_{Rk}$$

$$W_k = \frac{2}{L_S L} (M_{Rk1} + M_{Rk2}) \quad (5.2)$$

onde W_k é a carga última característica, L é o comprimento do vão, L_S é o vão de cisalhamento e M_{Rk1} e M_{Rk2} são os momentos fletores resistentes das nervuras 1 e 2. As expressões para determinação dos momentos fletores resistentes é apresentada no conjunto de Equações (5.3), baseado nos fundamentos de cálculo da ABNT NBR 6118:2014, considerando o perfil de aço formado a frio como área de aço trabalhando a tração.

$$T + R + T_p + C + C_m = 0$$

$$M_{Rk} = Tz_1 + Rz_2 + T_p z_3 + Cz_4 + C_m z_5$$

$$T = (f_{y,t})(2A_{s,\phi i}) \quad ; \quad z_1 = d - x$$

$$R = -(\alpha_c f_{ck})(\lambda x)(b_{eff}) \quad ; \quad z_2 = 0,6x$$

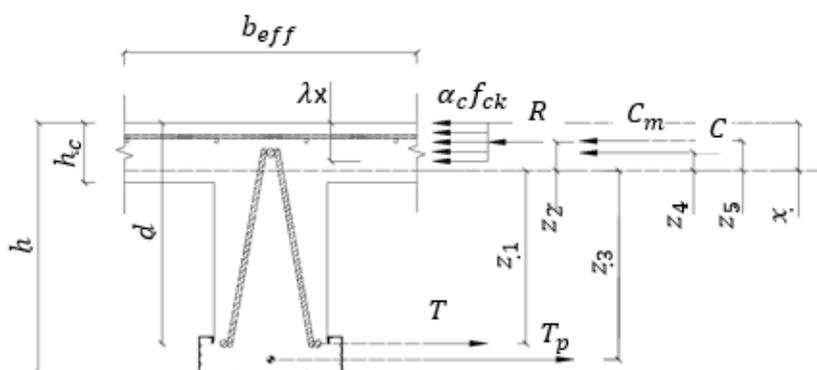
$$T_p = (f_{y,p})(A_{s,p}) \quad ; \quad z_3 = h - x - y_{cg} \quad (5.3)$$

$$C = (E_{s,t})(\varepsilon_{cu})(A_{s,\phi s}) \left[1 - \frac{(d - h_t)}{x} \right] \quad ; \quad z_4 = x - (c + 0,5\phi_s)$$

$$C_m = (E_{s,m})(\varepsilon_{cu})(A_{s,m})(b_{eff}) \left[1 - \frac{(2c + \phi_m)}{2x} \right] \quad ; \quad z_5 = x - (c + 0,5\phi_m)$$

Onde T é a força de tração nos fios inferiores da treliça, R é a força de compressão no concreto, T_p é a força de tração no perfil Trelifácil®, C é a força de tração ou compressão no fio superior da treliça e C_m é a força de tração ou compressão na tela soldada. As variáveis z_1 , z_2 , z_3 , z_4 e z_5 indicam os braços de alavanca de cada uma das forças supracitadas em relação a linha neutra x (L.N.). As áreas de aço $A_{s,\phi i}$, $A_{s,p}$, $A_{s,\phi s}$, $A_{s,m}$, correspondem ao fio inferior, perfil, fio superior e tela soldada, nessa ordem, esta última expressada como área de aço por metro de tela na direção transversal do elemento estrutural, multiplicada por b_{eff} , em metros. O encurtamento máximo no concreto ε_{cu} e os coeficientes α_c e λ dependem da classe de resistência do concreto utilizado. As demais variáveis foram descritas em seções anteriores. As forças e braços de alavanca são apresentados na Figura 5.4.

Figura 5.4 – Parâmetros para dimensionamento da seção “T”



Fonte: Acervo pessoal.

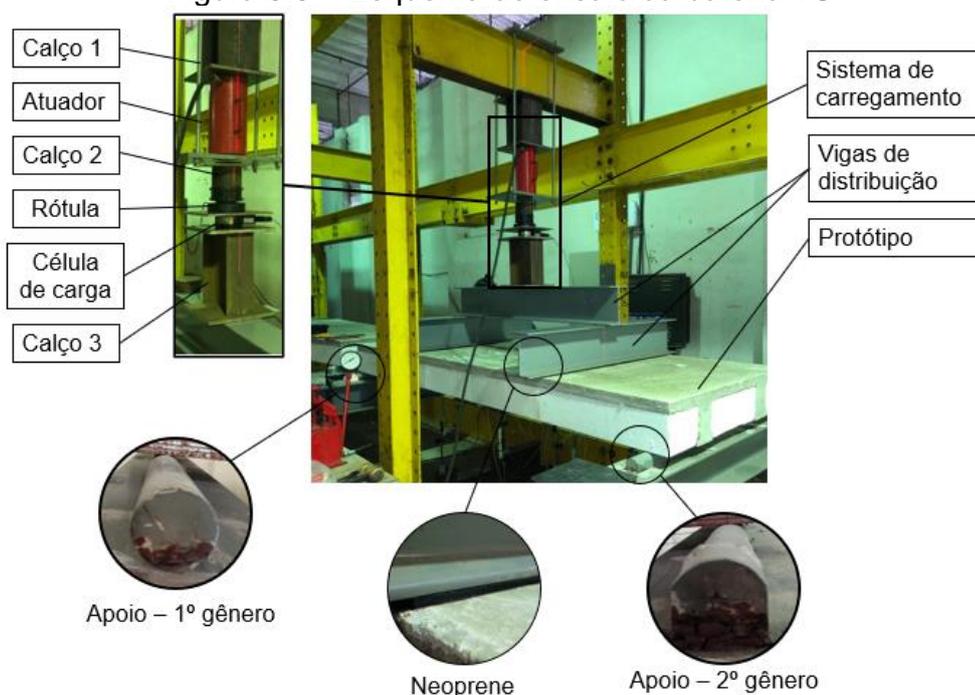
5.3 Esquema de ensaio e instrumentação

O esquema de ensaio dos protótipos da bateria TS foi baseado no Anexo B da norma Europeia EN 1994-1-1-2004, e é apresentado na Figura 5.5. Todos os protótipos são simplesmente apoiados e a carga foi aplicada com um atuador hidráulico de operação manual com capacidade igual a 50t.

As vigas de distribuição transversais foram posicionadas garantindo um vão de cisalhamento L_s indicado na Figura 5.6, igual à $L/4$. O protótipo “a” foi submetido a carregamento gradativo até a carga de ruptura W_{ta} , enquanto os protótipos “b” e “c” foram submetidos a três ciclos iniciais para acomodação da estrutura de carga, seguido de um quarto ciclo até as cargas de ruptura W_{tb} e W_{tc} . Cada uma das cargas

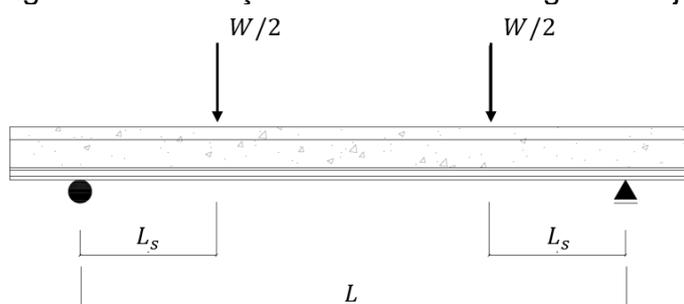
de colapso W_t , dos protótipos foi tomada como a força medida com uma célula de carga (CC) de 25 kN, somada a W_{PP} (Tabela 5.3) e o peso do sistema de carga W_{SC} , que por sua vez é a soma do calço 2, rótula, CC, calço 3 e vigas de distribuição, totalizando 1,4 kN.

Figura 5.5 – Esquema de ensaio da bateria TS



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.6 – Posição das linhas de carga nas lajes



Fonte: Acervo pessoal.

A Tabela 5.4 apresenta a carga permanente em cada protótipo antes da aplicação de força, apresentada como a soma de cada carga apresentada na Tabela 5.3 com o valor de W_{SC} .

Os protótipos foram instrumentados na seção central ($L/2$). Extensômetros uniaxiais (*Strain gauges* – SG) para concreto foram colados na superfície superior da laje para

obtenção das deformações máximas de compressão e para determinação da largura colaborante de concreto de cada nervura.

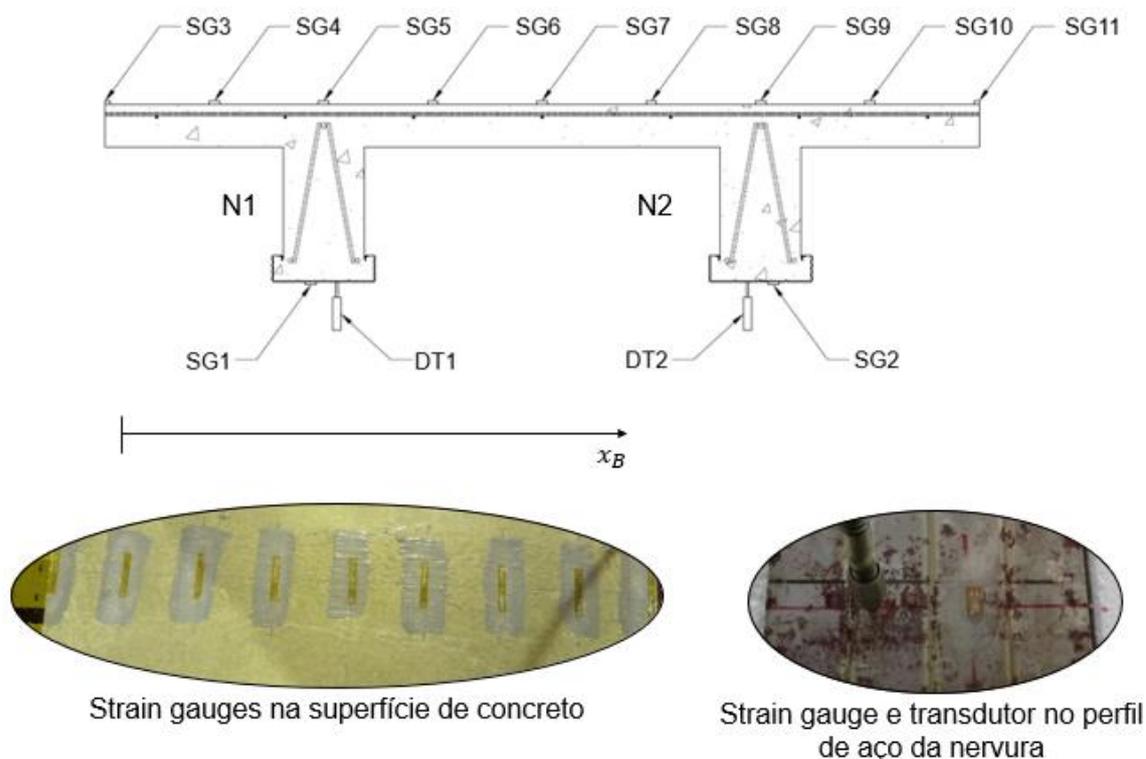
Tabela 5.4 – Carga permanente total nos protótipos

Origem	Protótipo		
	TS2.5_16_0.25 ^a	TS2.5_16_0.25 ^b	TS2.5_16_0.25 ^c
W_{PP} [kN]	6,39	6,24	6,42
W_{SC} [kN]	1,4	1,4	1,4
TOTAL [kN]	7,79	7,64	7,82

Extensômetros adicionais também foram colados no aço de cada nervura para medir as deformações de tração e verificar a uniformidade da deformação na seção transversal. O deslocamento vertical foi medido por transdutores de deslocamento (*Displacement transducers* – DT) em contato com o perfil de aço de cada nervura. A instrumentação completa da seção no centro do vão livre dos protótipos é apresentada na Figura 5.7. As posições x_B de cada instrumento nos protótipos são postas na

Tabela 5.5.

Figura 5.7 – Instrumentação geral dos protótipos TS em $L/2$



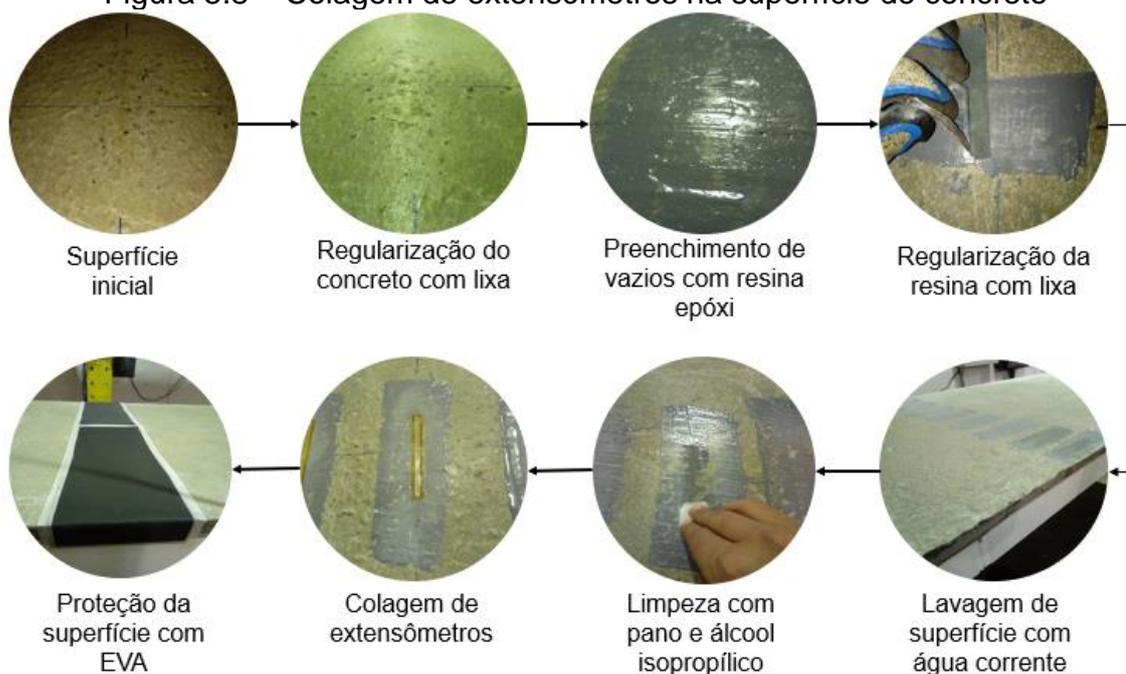
Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.5 – Posição da instrumentação nos protótipos TS.

Instrumento	x_B
DT1	$b_{4,1} - b_{st} + 0,625b_w$
DT2	$B - (b_{4,2} - b_{st} + 0,625b_w)$
SG1	$b_{4,2} - b_{st} + 0,375b_w$
SG2	$B - (b_{4,2} - b_{st} + 0,375b_w)$
SG3	0
SG4	0,125B
SG5	0,25B
SG6	0,375B
SG7	0,5B
SG8	0,625B
SG9	0,75B
SG10	0,875B
SG11	B

O preparo das superfícies de aço foi executado conforme exposto na Seção 4.3. A superfície de concreto, por outro lado, apresentou porosidade significativa na região de instrumentação, demandando um procedimento de preparo mais elaborado, detalhado na Figura 5.8. No protótipo TS2.5_16_0.25^a, também foi medido o deslocamento horizontal relativo entre o concreto e o perfil de aço, à fim de determinar um possível deslizamento entre esses materiais. Os DT's para medição dessa grandeza foram posicionados na extremidade i da nervura $N2$.

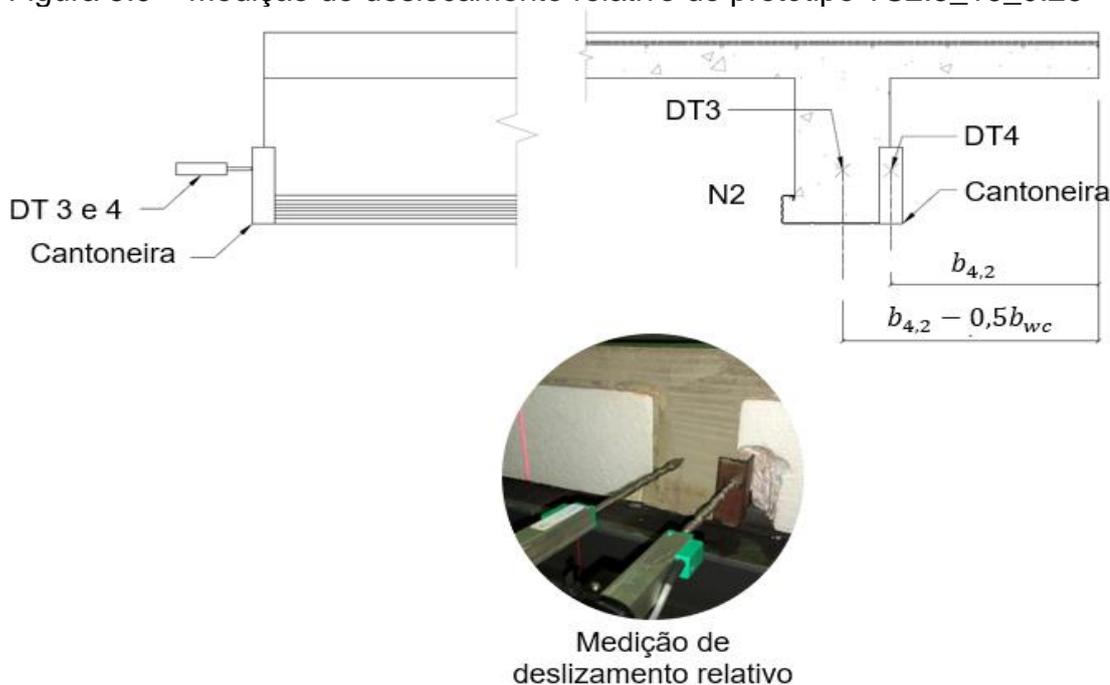
Figura 5.8 – Colagem de extensômetros na superfície de concreto



Fonte: acervo pessoal.

O DT3 foi posicionado diretamente em contato com o concreto na seção de extremidade, enquanto o DT4 foi posicionado em contato com uma cantoneira de aço em “L”, colada na lateral do perfil metálico da nervura. A Figura 5.9 mostra a posição dos instrumentos.

Figura 5.9 – Medição de deslocamento relativo do protótipo TS2.5_16_0.25^a

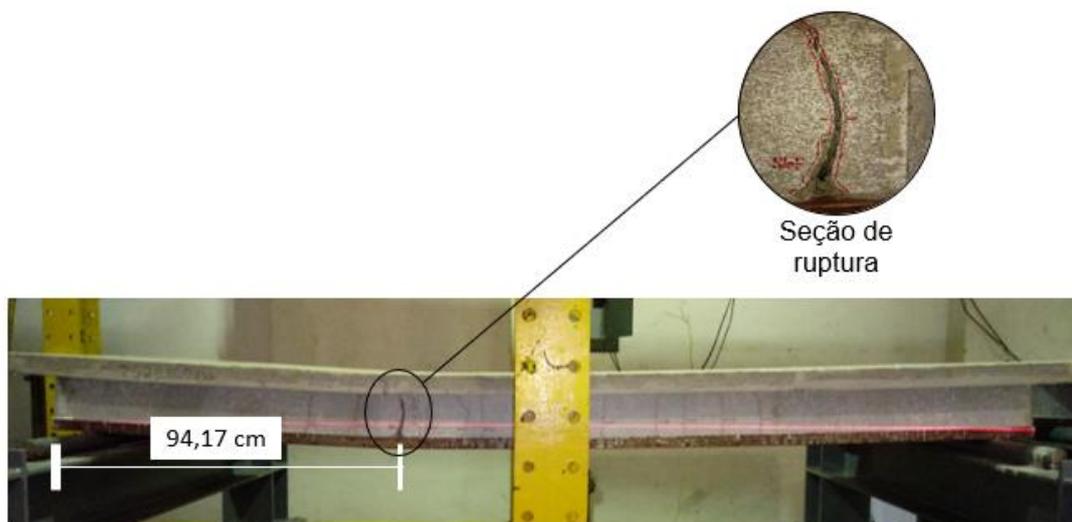


Fonte: Acervo pessoal.

5.4 Resultados e discussões

De modo geral, todos os protótipos apresentaram falha por formação de uma rótula no trecho de momento constante. Porém, o protótipo TS.2.5_16_0.25b apresentou ruptura dentro da largura da linha de aplicação de carga. A Figura 5.10, Figura 5.11 e Figura 5.12 mostram os protótipos rompidos e as regiões de rompimento são estudadas em mais detalhes na Tabela 5.6, Tabela 5.7 e Tabela 5.8, referentes aos protótipos a, b e c, respectivamente.

Nota-se que, na nervura N1 e entre as nervuras do protótipo TS2.5_16_0.25b, uma fissura foi formada na interseção entre blocos de EPS, identificada pela ausência de resíduos dos blocos. Esse comportamento pode indicar que esse ponto está mais suscetível a ruptura, uma vez que pequenas variações nas dimensões dos blocos podem ocasionar em uma mudança da largura das nervuras.

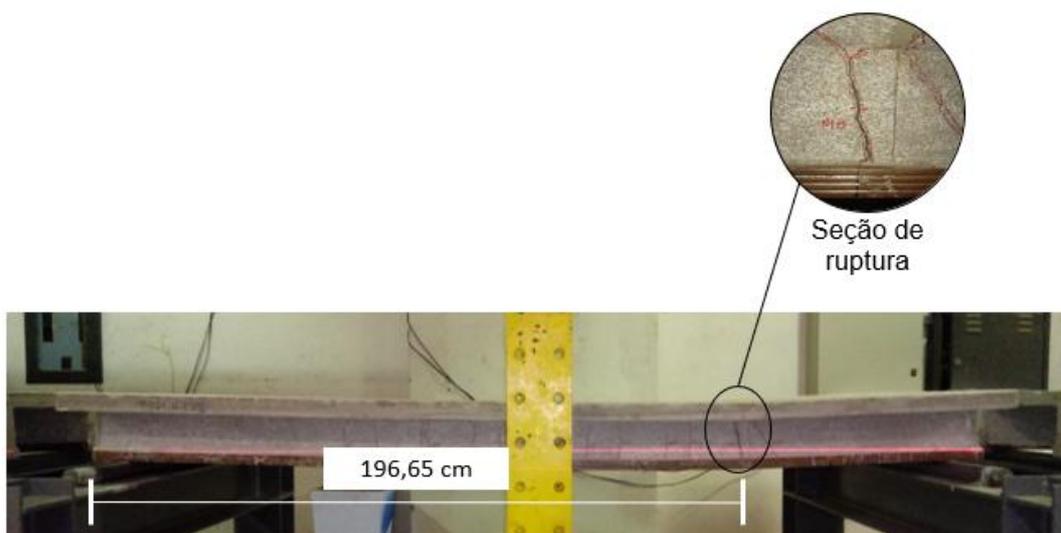
Figura 5.10 – Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25^a – N1

Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.6 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25^a

Imagem	Propriedades
	<p><u>Nervura N1</u> Posição longitudinal: 94,17 cm Profundidade (início na mesa): 0,40 cm Espessura na base: 3,33 cm Espessura no meio: 0,35 cm</p>
	<p><u>Nervura N2</u> Posição longitudinal: 84,53 cm; Profundidade (início na mesa): 0,98 cm Espessura na base: 6,05 cm Espessura no meio: 0,41 cm</p>
	<p><u>Entre nervuras</u> Junção de fissuras observada entre as nervuras. Fissura da nervura N2 se divide e da origem a fissura adjacente à N1. Esta porém, possui espessura consideravelmente menor que a fissura tomada como de ruptura</p>

Figura 5.11– Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25b – N1



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.7 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25b

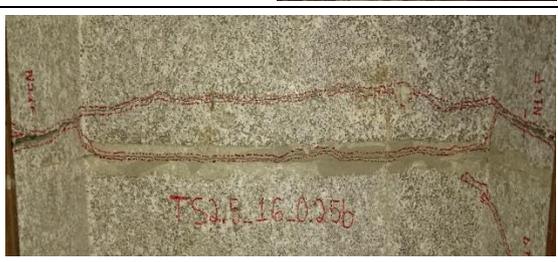
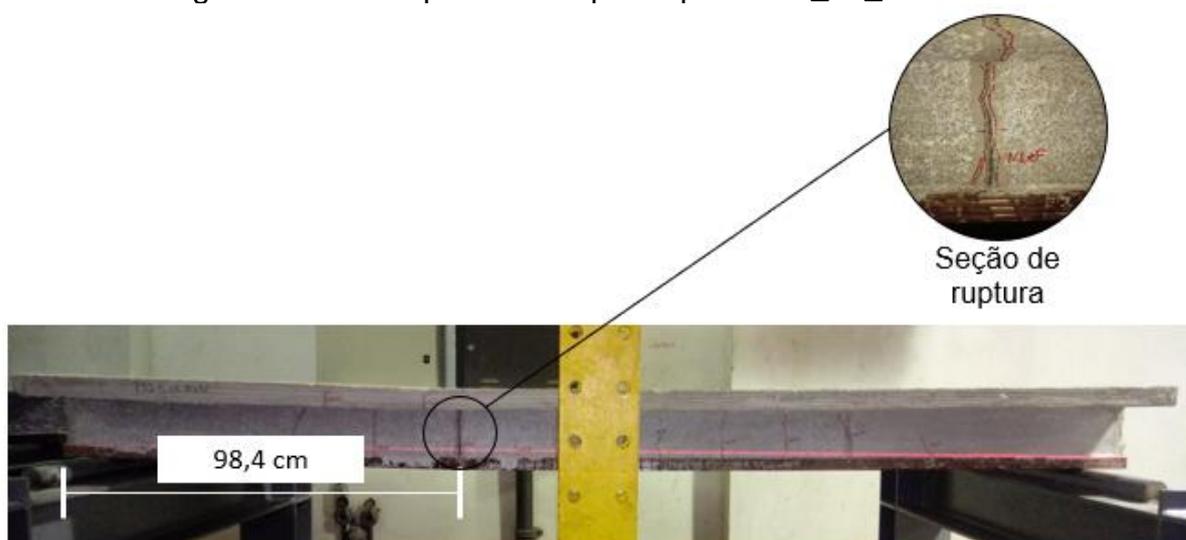
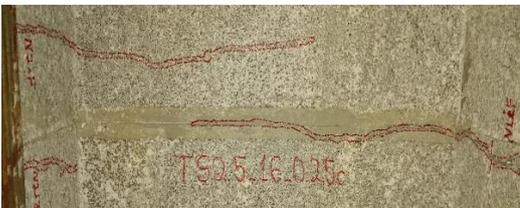
Imagem	Propriedades
	<p><u>Nervura N1</u> Posição longitudinal: 196,65 cm Profundidade (início na mesa): 3,01 cm Espessura na base: 1,18 cm Espessura no meio: 0,35 cm</p>
	<p><u>Nervura N2</u> Posição longitudinal: 184,85 cm Profundidade (início na mesa): 0,62 cm Espessura na base: 6,76 cm Espessura no meio: 0,31 cm</p>
	<p><u>Entre nervuras</u> Junção de fissuras observada entre as nervuras. As fissuras se dividem, formando duas linhas de ruptura que posteriormente se unem novamente. A distância medida entre as linhas é de 4,42 cm</p>

Figura 5.12– Rompimento do protótipo TS2.5_16_0.25c – N1



Fonte: Acervo pessoal.

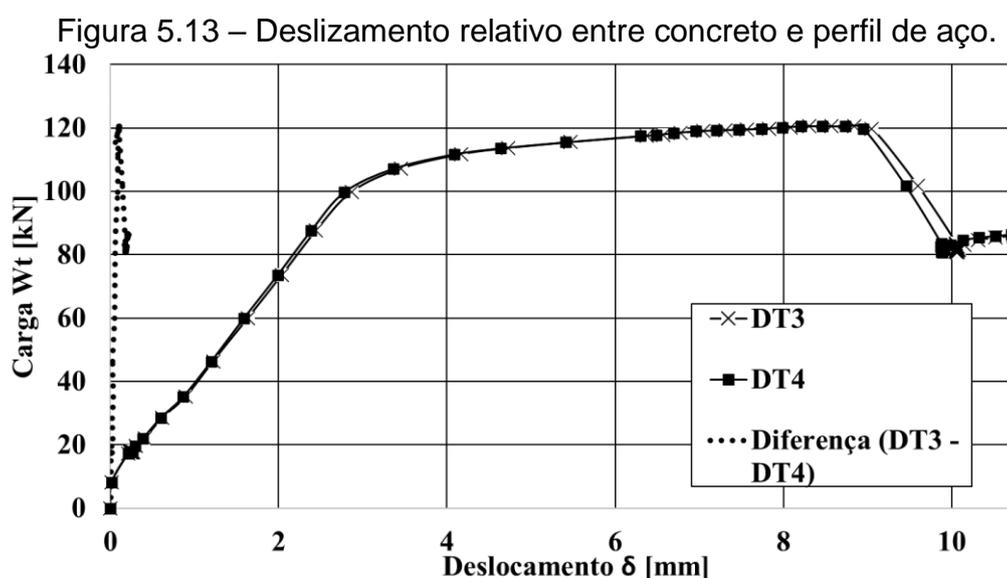
Tabela 5.8 – Detalhamento da seção de ruptura do protótipo TS2.5_16_0.25c

Imagem	Propriedades
	<p><u>Nervura N1</u> Posição longitudinal: 98,4 cm; Profundidade (início na mesa): 0,93 cm Espessura na base: 2,02 cm Espessura no meio: 0,25 cm</p>
	<p><u>Nervura N2</u> Posição longitudinal: 91,70 cm Profundidade (início na mesa): 1,95 cm Espessura na base: Não foi possível medir Espessura no meio: Não foi possível medir</p>
	<p><u>Entre nervuras</u> Fissuras de ruptura separadas, com distância máxima de 5,45 cm entre si.</p>

A nervura N1 do protótipo TS2.5_16_0.25c também exibe linha de rompimento ao longo da interseção entre os blocos, reforçando a hipótese formada com base na observação do protótipo TS2.5_16_0.25b. Torna-se prudente, portanto, garantir a

uniformidade das dimensões dos blocos durante a fabricação, de maneira que variações de dimensões sejam limitadas a uma tolerância aceitável.

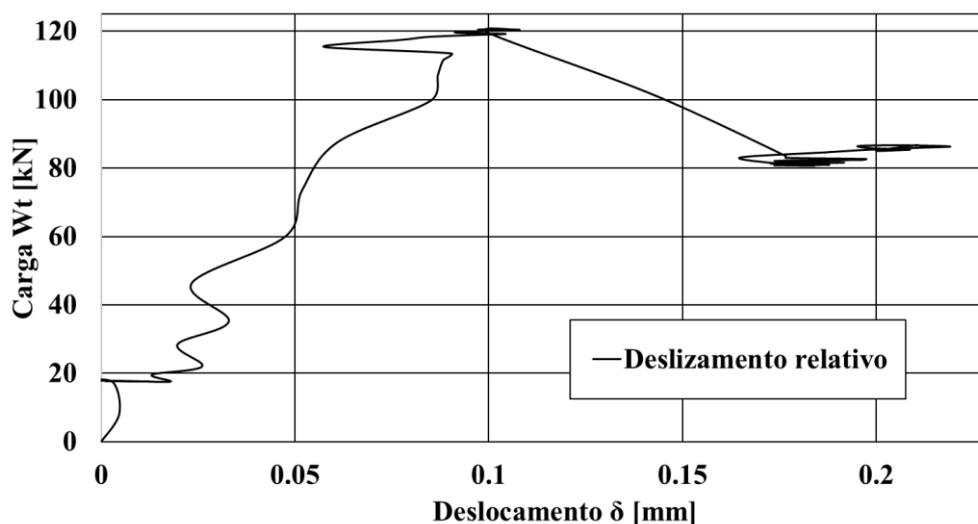
Visualmente, o ensaio preliminar executado no protótipo TS2.5_16_0.25^a não apresenta deslizamento entre os materiais, como mostra o gráfico da Figura 5.13. O deslocamento horizontal dos DT's aumenta juntamente com a força registrada pela célula de carga, acompanhando a rotação da seção transversal extrema, onde os DT's foram instalados. A linha pontilhada no gráfico representa a diferença de deslocamento entre os dois instrumentos. Nota-se que a mesma permanece praticamente vertical ao longo de todo o ensaio, exibindo uma mudança brusca de comportamento próxima a carga de colapso, e imediatamente após esse valor. As linhas DT3 e DT4 também registraram essa diferença.



Fonte: Acervo pessoal.

Uma análise mais detalhada do deslizamento relativo é apresentada no gráfico da Figura 5.14, revelando que, na verdade, ocorre deslizamento entre os materiais. No instante da ruptura, os DT's na extremidade da seção transversal indicam deslizamento relativo de 0,1 mm. Conforme Johnson (2004) e EN1994-1-1, se a laje for considerada como mista de concreto e aço, essa magnitude de deslizamento classifica o comportamento do protótipo quanto ao cisalhamento longitudinal como frágil.

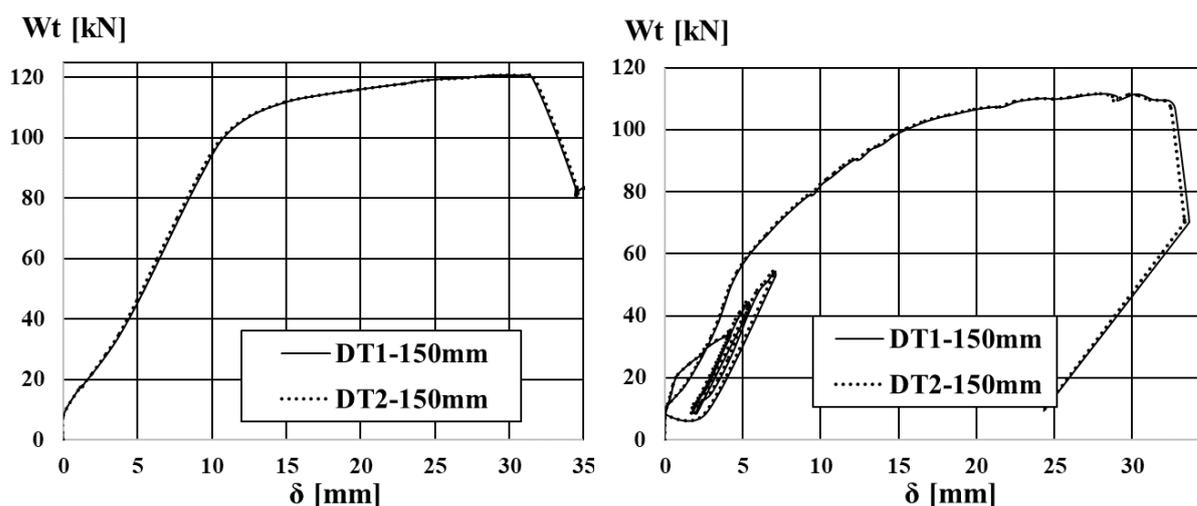
Figura 5.14 – Amplificação visual do deslizamento relativo



Fonte: Acervo pessoal.

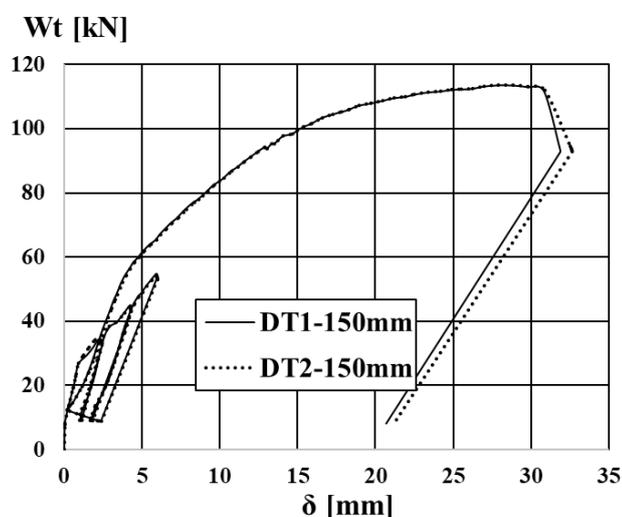
Definida a carga de referência com base no resultado do ensaio do protótipo TS2.5_16_025^a, os demais protótipos foram submetidos a ciclos de carregamento com aumento progressivo do limite de carga, como mostra a Figura 5.15.

Os gráficos da Figura 5.15 mostram que, até a iminência de colapso, os DT's localizados centro do vão dos protótipos registram valores similares. Esse comportamento é um indicativo de que a configuração do ensaio foi capaz de gerar deslocamentos uniformes ao longo da seção transversal instrumentada.

Figura 5.15 – Gráficos força *versus*. Deslocamento dos protótipos TS (contínua)(d) TS2.5_16_0.25^a(e) TS2.5_16_0.25^b

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.13 – Gráficos força versus deslocamento dos protótipos TS (conclusão)



(f) TS2.5_16_0.25c

Fonte: Acervo pessoal.

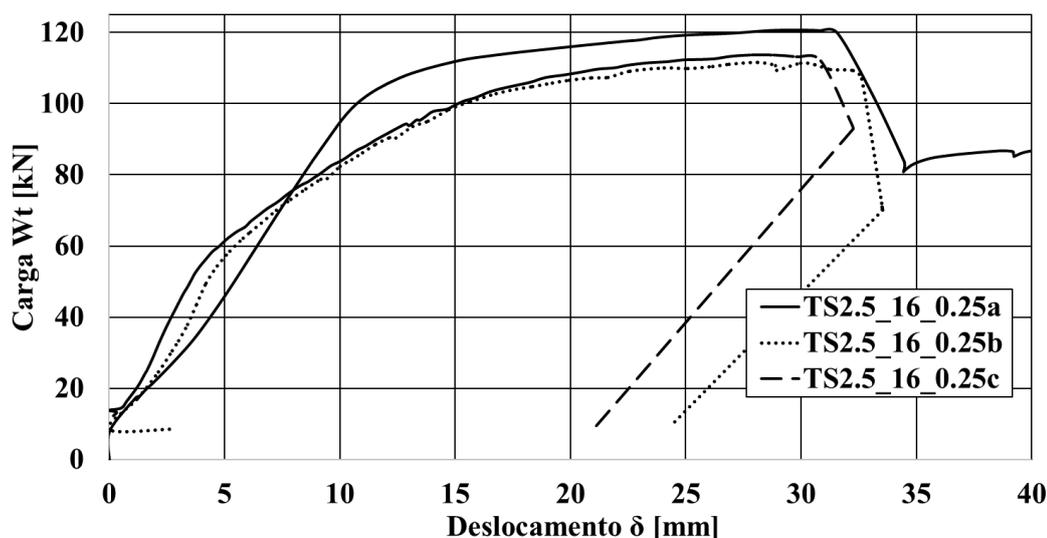
As cargas cíclicas foram aplicadas até que se atingisse a força desejada, seguido de um intervalo de cinco minutos em que a carga máxima do ciclo vigente foi mantida. Posteriormente, a carga foi removida por completo e o próximo ciclo foi iniciado. Executados os ciclos iniciais, a carga foi aplicada progressivamente até a constatação de colapso. A Tabela 5.9 mostra os valores de cada ciclo de carregamento.

Tabela 5.9 – Ciclos de carregamento dos protótipos TS
Protótipo

Carga máx.	TS2.5_16_0.25b	TS2.5_16_0.25c
Ciclo 1 [kN]	35,10	35,30
Ciclo 2 [kN]	44,90	45,00
Ciclo 3 [kN]	54,80	54,80
W_t [kN]	112,00	114,00

A carga máxima imposta em cada ciclo varia, portanto, entre $0,29W_{t,a}$ e $0,45W_{t,a}$. A relação carga *versus* deslocamento de todos os protótipos é apresentada no gráfico da Figura 5.16. Os deslocamentos das lajes foram tomados como a média das leituras do DT 1 e DT 2. O gráfico mostra diferença na rigidez à flexão dos protótipos durante o trecho inicial dos experimentos, especialmente do protótipo TS2.5_16_0.25c em relação aos demais elementos do grupo

Figura 5.16 – Comparativo dos protótipos da bateria TS



Fonte: Acervo pessoal.

Adicionalmente, todos os protótipos exibem mudança de rigidez no trecho em questão, apresentando rigidez inicial menor. Os valores da carga máxima de cada protótipo são comparados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Comparativo de resultados dos protótipos TS.

Protótipo	W_t [kN]	Δ [%]
TS2.5_16_0.25 ^a	120,66	4,4
TS2.5_16_0.25 ^b	112,00	3,1
TS2.5_16_0.25 ^c	114,00	1,32
Média	115,55	2,94

De posse das cargas últimas experimentais, é possível então verificar a adequabilidade da proposta para determinação do momento resistente característico M_{Rk} das lajes Trelifácil®. Aplicando-se o conjunto de Equações (5.2), obtêm-se a carga última equivalente ao momento fletor em cada nervura, que somadas fornecem as cargas últimas teóricas W_k de cada protótipo. A carga teórica dos protótipos para ambos os tipos de cura detalhados na Seção 3.1 ($W_{k,C.U.}$ e $W_{k,C.Q.}$) é comparado com as cargas últimas W_t na Tabela 5.11. observa-se um desvio percentual, calculado com a Equação (3.1) de aproximadamente 3,80 % entre as médias da carga última teórica $W_{k,C.U.}$ e experimental W_t . Esse valor aumenta para 5,96 % para a carga teórica $W_{k,C.Q.}$. Desse modo, os resultados indicam que a Equação (5.5) é adequada para

determinação do momento fletor característico das lajes Trelifácil® com as dimensões e materiais considerados.

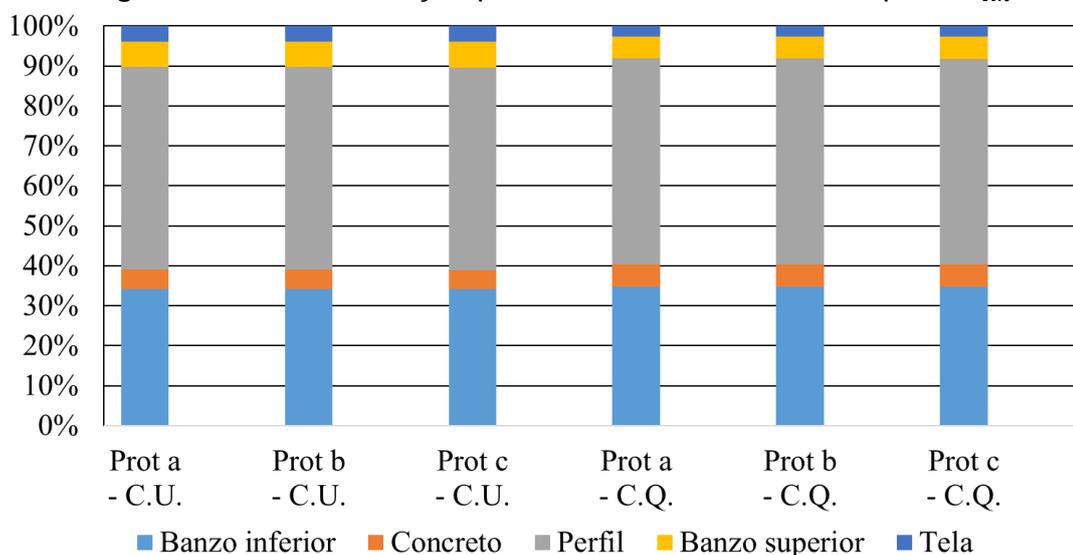
Tabela 5.11 – Carga equivalente ao momento máximo dos protótipos TS

Protótipo	$W_{k,C.U.}$ [kN]	$W_{k,C.Q.}$ [kN]	W_t [kN]	$W_{k,C.U.}/W_t$	$W_{k,C.Q.}/W_t$
TS2.5_16_0.25 ^a	111,11	108,63	120,66	0,92	0,90
TS2.5_16_0.25 ^b	110,75	108,27	112,00	0,99	0,97
TS2.5_16_0.25 ^c	111,61	109,10	114,00	0,98	0,96
Média	111,16	108,15	115,55	0,96	0,94

A título ilustrativo, analisando-se o produto entre as forças e braços de alavanca da Equação (5.1) separadamente, pode-se determinar qual é a contribuição de cada material na resistência à flexão teórica das lajes como apresentado no gráfico da Figura 5.17, em função da porcentagem de M_{Rk} .

Observam-se contribuições tímidas do concreto (4,88 % para C.U. e 5,97 % para C.Q.), fio superior da treliça (6,27 % para C.U. e 5,10 % para C.Q.) e tela soldada (4,02 % para C.U. e 3,21 % para C.Q.) para a resistência a momento fletor das lajes. Os fios inferiores da treliça, como esperado, apresentam contribuição significativa, de 34,14 % (C.U.) e 34,48 % (C.Q.). O perfil de aço não só influencia notavelmente a resistência à flexão teórica, como também proporciona a maior parcela do momento resistente, exibindo contribuições médias de 50,68 % (C.U.) e 51,24 % (C.Q.).

Figura 5.17 – Contribuição percentual de cada material para M_{Rk}



Fonte: Acervo pessoal.

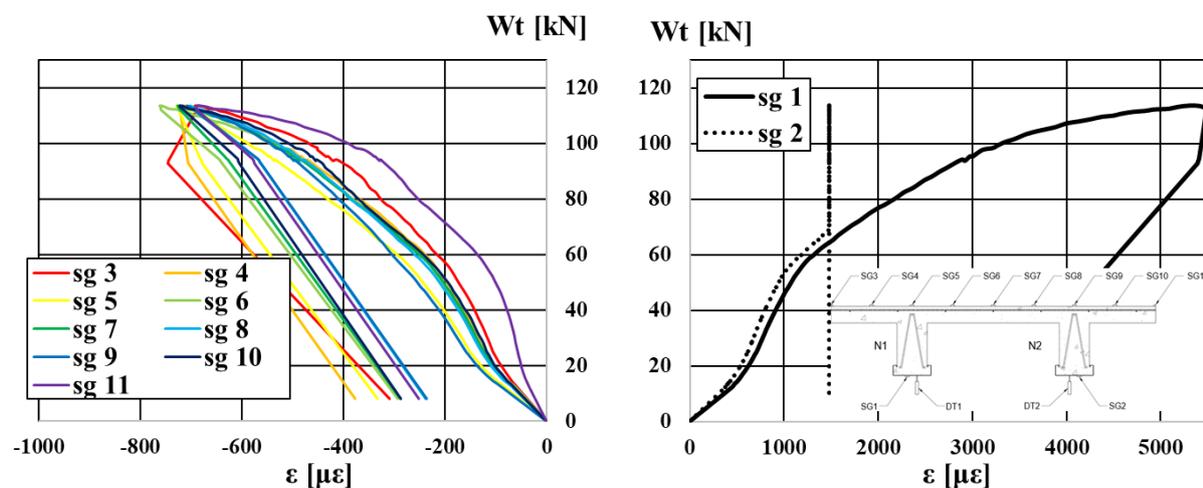
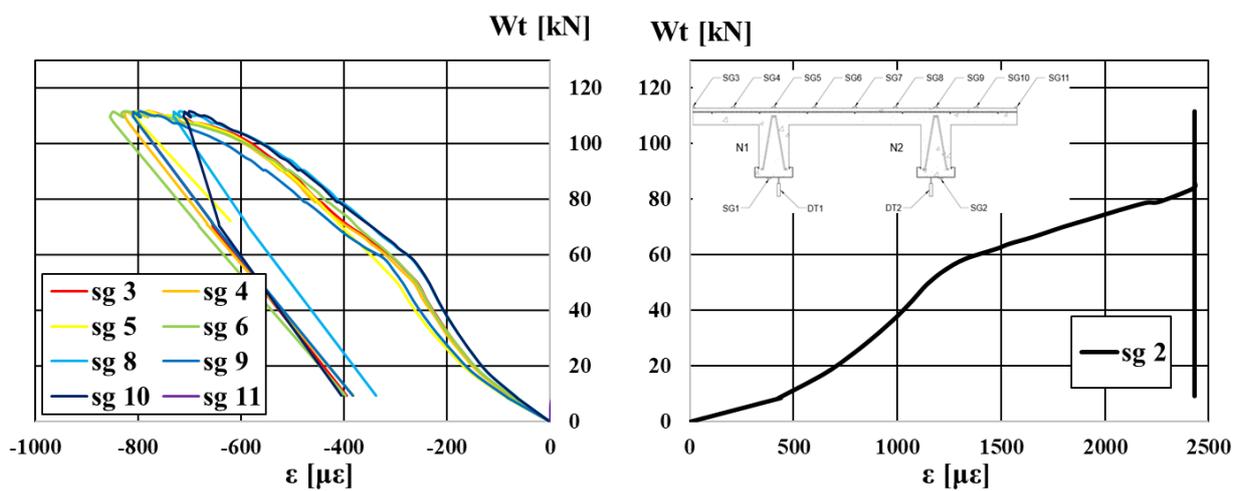
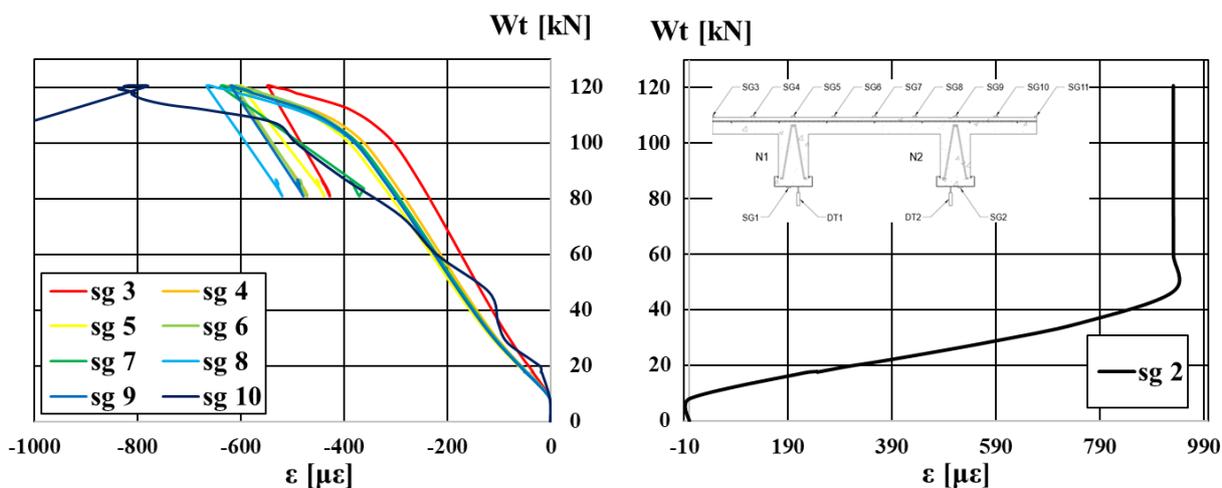
Observada a correlação aceitável entre as previsões analíticas e os dados experimentais de carga última, o foco de análise volta-se para as deformações específicas no material constituinte das lajes. Tendo em vista que a equação proposta para determinação da resistência à flexão das lajes baseia-se em simplesmente acrescentar o perfil Trelifácil® como armadura de tração em uma viga “T” de concreto armado, optou-se por analisar o estado limite de deformações excessivas utilizando as prescrições da ABNT NBT 6118:2014 e o seu limite máximo para flechas de lajes de piso, ou seja, $L/250$. Para o vão dos protótipos analisados, esse valor corresponde à 1 cm. As cargas que ocasionam o deslocamento máximo permitido δ_{ELS} para os protótipos a, b e c equivalem a 94,10 kN, 82,30 kN e 83,90 kN, respectivamente. Todos esses valores de força são inferiores à carga última dos ensaios.

O desfecho da seção vigente é efetuado com a análise da largura colaborante das nervuras dos protótipos TS. A Figura 5.18 apresenta os gráficos de carga W versus Deformação ϵ para cada protótipo, com os extensômetros de concreto ilustrados nos gráficos à esquerda, e os do aço, à direita. À questão didática, a posição da instrumentação foi incluída nos gráficos dos extensômetros de aço.

De modo geral, os extensômetros colados no concreto apresentam leituras úteis. Todavia, o SG 11 do protótipo TS2.5_16_0.25^a, SG 7 do protótipo TS2.5_16_0.25^b e o SG 1 (aço) de ambos os protótipos produziram resultados incompreensíveis, portanto foram excluídos dos gráficos. No aço, os extensômetros SG2 (aço) de todos os protótipos apresentaram saturação de sinal durante o ensaio e o único extensômetro que produziu resultados interpretáveis foi o SG1 do protótipo TS2.5_16_0.25^c.

Para analisar a largura colaborante, as tensões normais no concreto foram calculadas a partir das leituras dos extensômetros de concreto considerando-se deformações correspondentes a 20% de $f_{c34,C.U.}$, ou seja 20% da resistência à compressão aos 34 dias nos CPs submetidos à cura úmida, uma vez que os resultados teóricos utilizando as propriedades do concreto submetido a cura úmida mostraram-se mais próximos dos valores experimentais. Utilizou-se, portanto, a Lei de Hooke para determinar a deformação específica correspondente a tensão desejada, apresentada na Equação (5.5).

Figura 5.18 – Gráficos Carga versus. Deformação dos protótipos TS

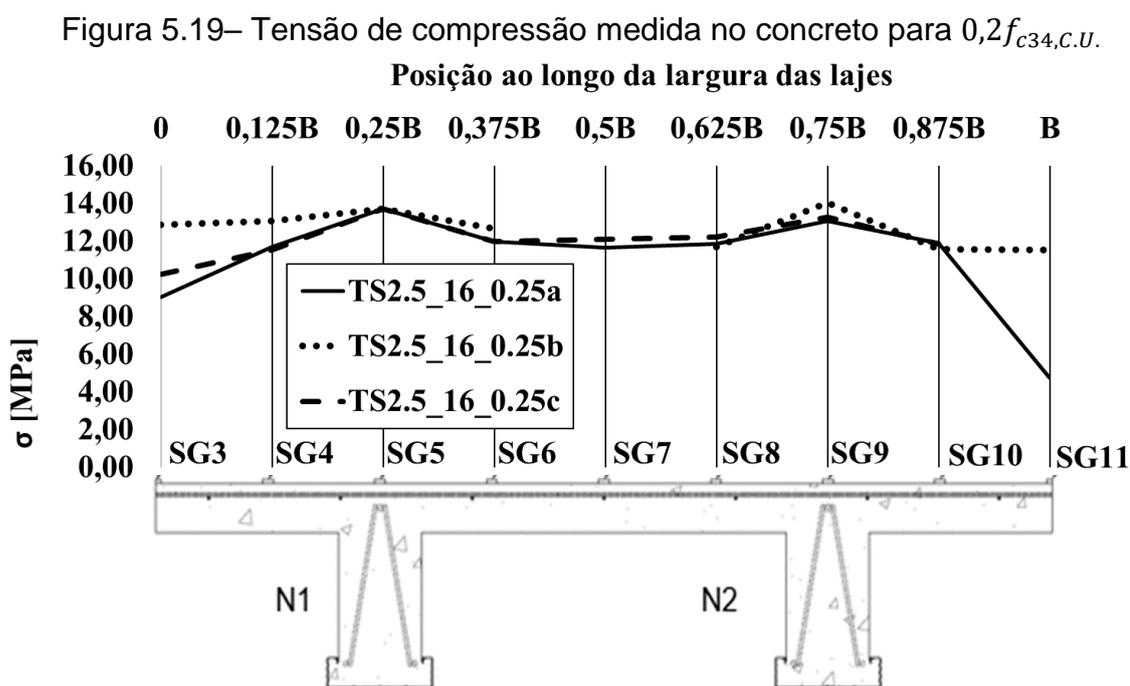


Fonte: Acervo pessoal.

$$\epsilon_{0,2f_{cu}} = \frac{0,2f_{c34,C.U.}}{E_{ci}} = 394,48 \mu\epsilon \quad (5.5)$$

O valor mais próximo da deformação calculada na Equação (5.5) foi localizado nos gráficos dos extensômetros colados na linha de eixo longitudinal das nervuras (SG5 para N1 e SG 9 para N2), onde esperava-se observar a tensão máxima. As deformações em um mesmo instante do tempo para os extensômetros das nervuras N1 e N2 foram então utilizadas para elaborar o gráfico da Figura 5.19.

Os trechos onde as curvas são interrompidas correspondem aos extensômetros defeituosos SG7 e SG11 dos protótipos TS2.5_16_0.25b e TS2.5_16_0.25c, respectivamente. A Tabela 5.18 indica que os valores máximos de tensão de fato ocorreram na posição dos extensômetros alinhados com o eixo longitudinal das nervuras (SG 5 e SG 9). Os valores de tensão registrados na posição de cada extensômetro são apresentados na Tabela 5.12.



Fonte: Acervo pessoal.

Apesar da constatação distinta de valores máximos nos eixos longitudinais das nervuras, observa-se que a tensão calculada nos outros pontos permanece praticamente constante. Sendo assim, para protótipos com a geometria apresentada nessa pesquisa, pode-se considerar a largura colaborante da mesa de concreto como a distância entre os eixos longitudinais das nervuras.

Tabela 5.12 – Valores de tensão ao longo de *B*

Posição	TS2.5_16_0.25^a	TS2.5_16_0.25^b	TS2.5_16_0.25^c
0	9,03 Mpa	12,88 Mpa	10,25 Mpa
0,125B	11,70 Mpa	13,08 Mpa	11,54 Mpa
0,25B	13,72 Mpa	13,72 Mpa	13,72 Mpa
0,375B	11,98 Mpa	12,65 Mpa	11,98 Mpa
0,5B	11,66 Mpa	Defeituoso	12,08 Mpa
0,625B	11,85 Mpa	11,70 Mpa	12,23 Mpa
0,75B	13,07 Mpa	14,04 Mpa	13,26 Mpa
0,875B	11,87 Mpa	11,58 Mpa	11,83 Mpa
B	4,73 Mpa	11,53 Mpa	Defeituoso

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

O mercado da construção civil é constantemente atualizado pela proposta de novos produtos e processos de fabricação. Nesse contexto, observa-se o uso crescente de elementos estruturais pré-moldados e elementos mistos de concreto e aço. A utilização de peças pré-moldadas em sistemas estruturais figura como uma alternativa com potencial de economia de tempo, recursos financeiros e materiais base. Adicionalmente, a incorporação de elementos de aço formado a frio em estruturas de concreto armado apresenta-se como uma alternativa atraente para implementação em estruturas, uma vez que o aço formado a frio possui alta relação resistência/peso e versatilidade de fabricação. Uma aplicação relativamente recente e que faz uso combinado dos elementos estruturais mencionados é a laje nervurada mista, definida nessa pesquisa como um sistema de laje nervurada de concreto que apresenta o uso de perfis formados a frio como fôrma para concretagem. Dentro dessa categoria, o sistema Trelifácil® é um conjunto composto por uma treliça de armadura acoplada à um perfil formado a frio por meio de espaçadores plásticos, destinado à construção de lajes treliçadas, em que o perfil atua como fôrma para o concreto. O peso reduzido do conjunto Trelifácil® em relação vigotas treliçadas convencionais torna o sistema vantajoso do ponto de vista logístico, uma vez que as características da montagem aceleram o processo construtivo. Todavia, o comportamento estrutural do sistema é pouco conhecido, sendo as lajes que fazem uso do sistema dimensionadas como elementos puramente de concreto armado. Sendo assim, a presente pesquisa objetivou contribuir para suprir a demanda por conhecimento acerca do sistema por meio da caracterização experimental do produto quando submetido a esforços de flexão.

A resistência dos materiais constituintes dos protótipos ensaiados na presente pesquisa foi determinada com os ensaios detalhados no Capítulo 3 e os resultados obtidos foram utilizados posteriormente para verificação da adequabilidade de formulações propostas para dimensionamento do sistema à flexão. Foram determinadas as resistências características a compressão do concreto e a tração do aço das armaduras nervuradas bem como do aço do perfil Trelifácil®. As resistências de interesse que não puderam ser obtidas experimentalmente foram definidas com

base em recomendações normativas de dimensionamento estrutural pertinentes à cada tipo de material.

Como o sistema analisado se trata de uma estrutura mista de concreto e aço, o conjunto perfil/treliça resiste a todos os esforços durante a etapa de concretagem, sendo necessária, portanto, a verificação da segurança estrutural do sistema nessa fase. Sendo assim, o Capítulo 4 detalhou a execução de ensaios de flexão de quatro pontos estruturados com base na norma EN-1993-1-3:2004. Os resultados dos experimentos foram analisados quanto ao modo de colapso, diferenças de resistência e rigidez em função do acoplamento dos perfis às treliças e da variação da altura da mesma. Para obtenção dos parâmetros de interesse, os protótipos foram instrumentados no meio do vão central, com transdutores de deslocamento e extensômetros uniaxiais. As principais observações dessa etapa da pesquisa foram:

- a) Os protótipos somente com o perfil de aço fora das estipulações da EN-1993-1-3:2004 quanto a proporção geométrica entre o comprimento e o maior elemento da seção transversal apresentaram modos colapso fora do trecho de momento constante;
- b) A previsão da resistência característica à flexão pelo método da rigidez direta prescrito na ABNT NBR 14762:2010 com dados extraídos de Gomes (2019) apresentou diferenças significativas em relação aos resultados experimentais;
- c) O acoplamento das treliças proporcionou ganhos significativos de resistência e rigidez em todos os protótipos testados;
- d) Variações na altura das treliças acopladas ao sistema apresentaram mudanças na resistência e rigidez;
- e) O colapso dos protótipos com treliça se deu em etapas progressivas, cada um destes associado ao perfil ou à armadura treliçada;

Após as análises atreladas à fase de construção, foram construídos protótipos de laje em escala real para avaliar a resistência à flexão do sistema de piso. As medidas de cada nervura foram determinadas e uma proposta analítica para dimensionamento à flexão das lajes foi apresentada, com base no dimensionamento no estado limite último obtido da ABNT NBR 6118:2014, considerando-se o perfil trabalhando como área de aço adicional destinada a resistir esforços de tração. Em seguida foram executados ensaios de flexão de quatro pontos com base na norma EN 1994-1-

1:2004. Os resultados de interesse foram coletados no centro do vão livre dos protótipos, onde foram instalados transdutores de deslocamento e extensômetros uniaxiais no aço dos perfis e ao longo da capa de concreto, com o objetivo de se determinar as deformações específicas nesses materiais. Adicionalmente, um protótipo foi instrumentado com transdutores de deslocamento em uma das seções transversais externas, para medir o deslocamento relativo entre o aço e o concreto. As principais observações dessa etapa da pesquisa foram:

- a) As lajes apresentaram falha pelo que aparenta ser uma rótula, com dois protótipos rompendo dentro do vão de momento constante e um deles rompendo em uma das linhas de aplicação de carga. As linhas de ruptura ocorreram sempre no local onde havia interseção entre blocos de enchimento;
- b) O protótipo onde foi medido o deslocamento relativo apresentou resultados condizentes com ruptura frágil quanto à determinação da força de cisalhamento longitudinal que ocasiona deslizamento entre materiais, conforme definições da norma EN 1994-1-1:2004;
- c) As previsões analíticas apresentaram correlação aceitável com os resultados observados experimentalmente, corroborando a hipótese de que o perfil de aço pode ser considerado como aço de tração no dimensionamento à flexão;
- d) A previsão analítica indica o perfil como o maior contribuinte para resistência a momento fletor das lajes, dadas as dimensões consideradas dos protótipos;
- e) Os extensômetros instalados no concreto apresentaram indícios do efeito *shear lag* em cada nervura dos protótipos, indicando a necessidade da determinação de uma largura efetiva para representar a distribuição de tensões na mesa de concreto.

Em súmula, a presente pesquisa concluí que o acoplamento das treliças ao perfil Trelifácil® confere aumentos de resistência e rigidez ao conjunto, indicando que o sistema tem potencial de se sobressair em relação a estruturas pré-moldadas convencionais destinadas sistemas de pisos nervurados unidirecionais. Adicionalmente, com base na comparação entre resultados experimentais e analíticos da laje após a cura do concreto, confirma-se a hipótese de que o perfil pode ser incluído no dimensionamento como aço de tração.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

A presente pesquisa teve como foco principal somente a caracterização da resistência a flexão do sistema Trelifácil®. Sendo assim, sugere-se aqui a execução de pesquisas para se determinar a resistência do elemento estrutural aos esforços de cisalhamento vertical e longitudinal, este último podendo ser determinado pela execução de ensaios *push-out* ou com base no ensaio *m,k* prescrito na norma, utilizando-se um grupo adicional com três protótipos com vão de cisalhamento que induza deslizamento entre o perfil e o concreto. Adicionalmente, a caracterização do comportamento dinâmico e sob condição de incêndio aprofundariam mais ainda o conhecimento sobre o comportamento do sistema. Sugere-se também, com base na observação do colapso dos protótipos compostos pelo conjunto perfil/treliça, investigações adicionais acerca do comportamento de treliças nervuradas sujeitas à flexão.

REFERÊNCIAS

- ANDOLFATO, Rodrigo Piernas; CAMACHO, Jefferson Sidney; BRITO, Gilberto Antônio de. **Extensometria Básica**. Ilha Solteira: UNESP, 2004. Disponível em: <https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/extensometria-basica.pdf>. Acesso em: 10 Fev. 2019.
- ANBARASU, M. Local-distortional buckling interaction on cold-formed steel lipped channel beams. **Thin-Walled Structures**. Holanda, v. 98, p. 351–359, 2106.
- ARCELORMITTAL. **Trelifácil®: muito mais facilidade para construir lajes**. 2017. Disponível em: <<http://blog.arcelormittal.com.br/trelifacil-muitomais-facilidade-para-construir-lajes/>>. Acesso em: 29 abr. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355: Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859 – 1: Laje Pré-Fabricada – Requisitos – Parte 01: Lajes Unidirecionais**. Rio de Janeiro, 2002.
- BELTRÃO, Allyson José do Nascimento. **Comportamento Estrutural de Lajes-mistas com Corruções na Alma de Perfis de Chapa Dobrada**. Rio de Janeiro, 2003. 124p. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio.
- CAIXETA, Delma Pereira. **Contribuição ao Estudo de Lajes Pré-Fabricadas com Vigas Treliçadas**. 168 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1998.
- CARRASCO, Edgar V. Mantilla. **Análise Experimental de Tensões**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.
- CARVALHO, Paulo Roberto M.; GRIGOLETTI, Gladimir; BARBOSA, Giovana Daltrozo. **Curso Básico de Perfis de Aço Formados A Frio**. 3. Ed. Porto Alegre: [s.n.], 2014.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2016.

CARVALHO, Roberto Chust; Parsekian, Guilherme Aris; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues; MACIEL, Andrey Monteiro. Estado da Arte do Cálculo das Lajes Pré-Fabricadas com Vigotas de Concreto. **1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado**. São Carlos, 2005.

CANDIDO, Daniel Carvalho de Moura.; STORCH, André Palmiro.; GOMES, André Vasconcelos Soares; FAVARATO, Lucas Fadini; CALENZANI, Adenílcia Fenanda Grobério **Análise numérica de flambagem de perfis de aço formados a frio empregados em lajes nervuradas mistas**. In: XIII SIMMEC – Simpósio de Mecânica Computacional. Vitória, 2018.

DE SOUZA, Vicente C. M.; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini, 2009.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e Execução de Lajes Unidirecionais com Vigotas em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures**. CEN, 2004.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FAVARATO, Lucas Fadini. **Dimensionamento de Lajes com Vigotas Treliçadas com Fôrma em Perfil “U” Formado a Frio**. 2018. 152 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

FAVARATO, Lucas Fadini; CANDIDO, Daniel Carvalho de Moura; GOMES, André Vasconcelos Soares; CALENZANI, Adenílcia Fernanda Grobério; PIRES, Juliana da Cruz Vianna; FERRARETO, Johann Andrade. Lateral-Torsional Buckling of Cold-Formed Continuous Beams With Stiffened U Sections Bent About the Axis of Lower Inertis. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 8., 2019, São Paulo. **Anais...** São Paulo: CONSTRUMETAL, 2019^a.

FAVARATO, Lucas Fadini; CALENZANI, Adenílcia Fernanda Grobério; PIRES, Juliana da Cruz Vianna; JUNGES, Elizabeth; FERRARETO, Johann Andrade. Evaluation of the Resistance of Trussed Slabs with Steel Formwork in Cold Formed U Profile. **Latin American Journal of Solids and Structures**, São Paulo, v. 16, p. 1-18, 2019b.

FAVARATO, L.F., GOMES, A.V.S., CANDIDO, D.C.M., CALENZANI, A.F.G., VIANNA, J.C. AND FERRARETO, J.A. Proposition of a simplified analytical design procedure for lattice girder slabs with shuttering in cold-formed steel lipped channel section, **IBRACON Structures and Materials Journal**, 2020. In press.

GASPAR, Ricardo. **Análise da Segurança Estrutural das Lajes Pré-Fabricadas na Fase de Construção**. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

GOMES, André Vasconcelos Soares; CANDIDO, Daniel Carvalho de Moura; FAVARATO, Lucas Fadini; FERRARETO, Johann Andrade; PIRES, Juliana da Cruz Vianna; CALENZANI, Adenílcia Fernanda Grobério.

GOMES, André Vasconcelos Soares. **Finite Element Modelling of a Cold-Formed Steel Profile Employed in Composite Ribbed Slabs**. Vitória, 2020. 117p. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil – UFES.

JAVARONI, Carlos Eduardo. **Estruturas de Aço: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio**. 1. Ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora, 2015.

JOHNSON, R. P. **Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings**. 3. Ed. Oxford: Blackwell Publishing, 2004.

JÚNIOR, Jovair Avilla. **Contribuição ao Projeto e Execução de Lajes Lisas Nervuradas Pré-Fabricadas com Vigotas Treliçadas**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KANKANAMGE, D, N; MAHENDRAN M. Behaviour and design of cold-formed steel beams subject to lateraltorsional buckling. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v.51, p. 25–38, 2012.

KUMAR, Nitin; SAHOO, Dipti Ranjan. Optimization of Lip Length and Aspect Ratio of Thin Channel Section Under Minor Axes Bending. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v. 100, p. 158-169, 2016.

LAÍM, L; RODRIGUES, J.P.C.; SILVA, L.S. da. Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v.72 p. 1–13, 2013.

LÖFGREN, Ingemar. **Lattice Girder Elements in Four Point Bending**. Goteborg, Suécia: Chalmers University of Technology, 2001. Disponível em: https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/9230/local_9230.pdf. Acesso em: 10 Nov. 2018.

MARTINS AD, CAMOTIM D, DINIS PB. Local-distortional interaction in cold-formed steel beams: Behaviour, strength and DSM design. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v. 119, p. 879–901, 2017.

MARTINS AD, CAMOTIM D, GONÇALVES R, DINIS PB. On the mechanics of local-distortional interaction in thin-walled lipped channel columns. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v.125 p. 187–202, 2018.

OBST, M; KURPISZ, D; PACZOS, P. The experimental and analytical investigations of torsion phenomenon of thin-walled cold-formed channel beams subjected to four-point bending. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v.106 p.179–86, 2016.

PORTAL METÁLICA. **Estruturas Planas: Laje Mista Nervurada**. Disponível em: <<http://wwwo.metalica.com.br/estruturas-planas-lajes-mistasnervuradas>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval J.; MATA, Luciene A. C. da. **Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto**. Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001. 336p.

SANTINE, Carlos Roberto. **Projeto e Execução de Lajes Pré-Fabricadas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

TAKEY, T. H. **Sistemas de Laje Mista para Edificações com Uso de Perfis de Chapa de Metálica**. Dissertação de Mestrado, 164p. Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2001.

TORABIAN, Shahabeddin; ZHENG, Baofeng; SCHAFER, Benjamin W. Experimental study and modeling of cold-formed steel lipped channel stub beam-columns In: ANNUAL STABILITY CONFERENCE, 1, 2014, Toronto, Canada. **Anais...** Proceedings of the Annual Stability Conference: Toronto, 2014.

TORABIAN, Shahabeddin; ZHENG, Baofeng; SCHAFER, Benjamin W. Experimental Response of Cold-Formed Steel Lipped Channel Beam-Columns. **Thin-Walled Structures**, Holanda, v. 89, p. 152-168, 2015.

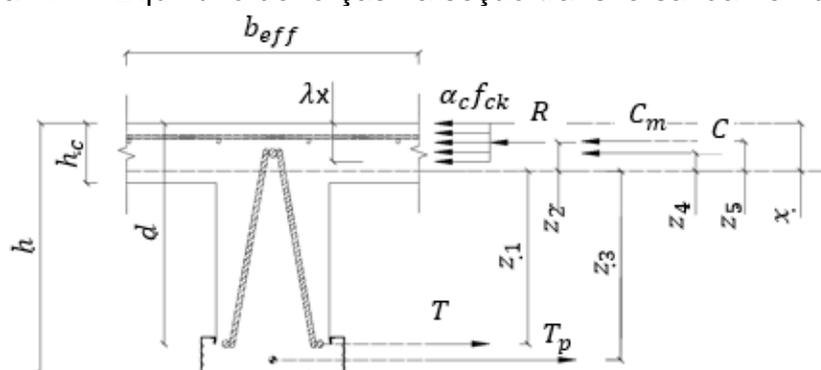
VIANNA, Juliana da Cruz. **Sistema de Laje Mista para Edificações Residenciais com o uso de Perfis Embossados de Chapa Dobrada**. 189 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

VIEIRA, Janine Domingos. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Laje Mista com Perfis Incorporados de Chapa Dobrada**. 189 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

APENDICE A – PREVISÃO ANALÍTICA DA RESISTÊNCIA A MOMENTO FLETOR DAS LAJES TRELIFÁCIL®

Nesse apêndice é detalhada a formulação para determinação da resistência característica à momento fletor utilizada como previsão analítica exposta na Seção 5.2. Para o dimensionamento, utilizam-se as hipóteses de cálculo discriminadas na Seção 2.1.2. Uma vez que a fórmula foi comparada com resultados experimentais, o esquema da Figura A.1 é utilizado para se determinar o momento resistente característico M_{Rk} da nervura, ou seja, sem a consideração dos coeficientes de ponderação das resistências dos materiais constituintes de cada elemento.

Figura A.1 – Equilíbrio de forças na seção transversal da nervura



Fonte: Acervo pessoal.

Onde T é a força de tração nos fios inferiores da treliça, R é a força de compressão no concreto, T_p é a força de tração no perfil Trelifácil®, C é a força de tração ou compressão no fio superior da treliça e C_m é a força de tração ou compressão na tela soldada. As variáveis z_1 , z_2 , z_3 , z_4 e z_5 indicam os braços de alavanca de cada uma das forças supracitadas em relação a linha neutra x (L.N.). Adicionalmente, h é a altura total da laje, h_c é a espessura da capa de concreto, d é a altura útil da treliça, tomada como a distância entre o centro geométrico dos fios inferiores da treliça e a superfície carregada da capa de concreto e b_{eff} é a largura colaborante da mesa de concreto, calculada conforme demonstrado na Seção 2.1.1 (ABNT NBR 6118:2014).

O momento resistente é determinado pela multiplicação das forças correspondentes ao estado limite último pelos braços de alavanca como mostra a Equação (A.1);

$$M_{Rk} = Tz_1 + Rz_2 + T_pz_3 + Cz_4 + C_mz_5 \quad (A.1)$$

As forças são obtidas pela relação $F = \sigma A$, onde σ é a tensão máxima do material de acordo com as hipóteses de cálculo, e A é a área onde essa tensão atua no material. Desse modo, as forças de tração nos banzos inferiores da treliça (T) e no perfil de aço da Trelifácil® (T_p) são calculadas considerando-se as tensões de escoamento $f_{y,t}$ e $f_{y,p}$, respectivamente. A tensão nos banzos inferiores da treliça atua na área $2A_{s,\phi i}$, onde $A_{s,\phi i}$ é a área de um fio inferior da treliça. A tensão no perfil, por sua vez, atua na área $A_{s,p}$. Desse modo, T e T_p são calculados com as Equações (A.2) e (A.3);

$$T = (f_{y,t})(2A_{s,\phi i}) \quad (\text{A.2})$$

$$T_p = (f_{y,p})(A_{s,p}) \quad (\text{A.3})$$

Conforme ABNT NBR 6118:2014 a distribuição de tensões no concreto para dimensionamento no estado limite último pode ser representada por um retângulo de profundidade $y = \lambda x$, onde a tensão constante atuando nessa profundidade pode ser tomada como $\alpha_c f_{ck}$. As variáveis x e f_{ck} representam a profundidade da L.N. e a resistência característica à compressão do concreto, respectivamente. Já as constantes λ e α_c dependem da classe de resistência do concreto e são fornecidas pela ABNT NBR 6118:2014 da seguinte forma;

$$\lambda = 0,8 \quad e \quad \alpha_c = 0,85 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad e \quad \alpha_c = 0,85[1,0 - (f_{ck} - 50)/200] \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Desse modo, a força de compressão R atuante no concreto, considerando que a linha neutra passa pela capa de concreto ($x \leq h_c$), é determinada pela Equação (A.4)

$$R = (\alpha_c f_{ck})(\lambda x)(b_{eff}) \quad (\text{A.4})$$

Caso $x > h_c$, a área contribuinte de concreto deve ser adaptada para incluir uma parcela da alma da nervura em função da posição da L.N., da forma exposta na Equação (A.5).

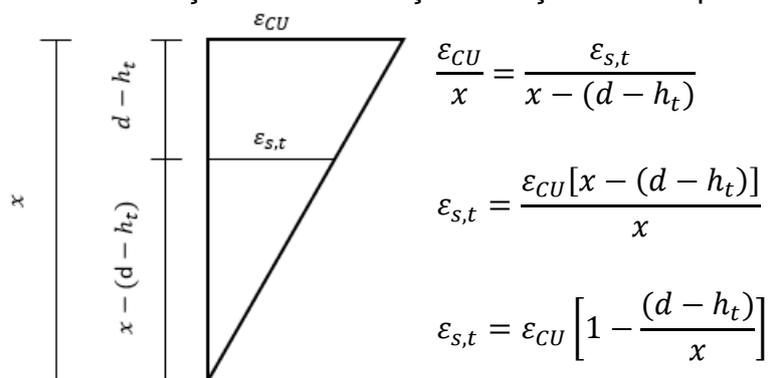
$$R = \alpha_c f_{ck} [(b_{eff} - b_w) + b_w \lambda x] \quad (\text{A.5})$$

Como o ponto de aplicação da força no banzo superior da treliça C está próximo da superfície da capa de concreto, é possível que este esteja acima ou abaixo da linha neutra, ou seja, a força pode ser de compressão ou de tração. A princípio, essa característica impossibilita prever a propriedade mecânica do material a ser utilizada na formulação (resistência à compressão ou tração). Sendo assim, o conceito $F = \sigma A$ é adaptado utilizando a lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), de modo que $F = \sigma A$ se torna $F = E\varepsilon A$, onde E e ε são o módulo de elasticidade do material e a deformação específica no estado limite último adotado, respectivamente. A força C , portanto, é calculada conforme Equação (A.6).

$$C = E_{s,t} \varepsilon_{s,t} A_{s,\emptyset s} \quad (\text{A.6})$$

Onde o subscrito s, t indica propriedade do aço da treliça e $A_{s,\emptyset s}$ representa a área de aço de um fio superior da treliça utilizada. Ainda assim, sem informação sobre a posição da linha neutra, não há como saber se a deformação específica do material é de tração ou compressão, porém, a ABNT NBR 6618:2014 fornece valores do encurtamento máximo do concreto ε_{CU} para dimensionamento no estado limite último. Presumindo que tal encurtamento ocorre na superfície da capa de concreto, e que o concreto e treliça de aço apresentam comportamento monolítico, pode-se utilizar semelhança de triângulos para expressar a deformação específica do aço em termos do encurtamento máximo do concreto. A Figura A.2 mostra a semelhança de triângulo utilizada para expressar $\varepsilon_{s,t}$ em função de ε_{CU} e a expressão propriamente dita.

Figura A.2 – Determinação da deformação do aço do fio superior da treliça ($\varepsilon_{s,t}$)



Fonte: Acervo pessoal.

A nova expressão para a deformação específica do aço $\varepsilon_{s,t}$ pode então ser substituída na Equação (A.6), resultando na equação final para determinação da força C como mostra a Equação (A.7).

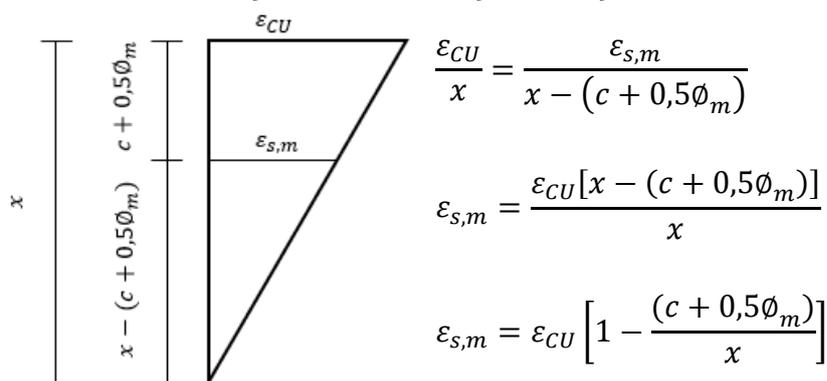
$$C = E_{s,t} \varepsilon_{CU} \left[1 - \frac{(d - h_t)}{x} \right] A_{s,\phi_s} \quad (\text{A.7})$$

A força atuando na tela soldada é determinada de maneira análoga, com a expressão inicial tendo a forma da equação abaixo, onde $E_{s,m}$ é o módulo de elasticidade do aço constituinte da tela soldada, $\varepsilon_{s,m}$ é a deformação específica do aço no estado limite considerado e $A_{s,m}$ é a área de aço da tela soldada, em cm^2/m . Essa última deve ser ajustada para representar a área de aço na largura colaborante de concreto com unidades compatíveis, portanto multiplica-se a equação por $b_{eff}/100$, como mostra a Equação (A.8).

$$C_m = E_{s,m} \varepsilon_{s,m} A_{s,m} \left(\frac{b_{eff}}{100} \right) \quad (\text{A.8})$$

A semelhança de triângulo utilizada para expressar $\varepsilon_{s,m}$ em termos de ε_{CU} é apresentada na Figura A.3 juntamente com a expressão propriamente dita.

Figura A.3 – Determinação da deformação do aço da tela soldada ($\varepsilon_{s,m}$)



Fonte: Acervo pessoal.

A nova expressão para a deformação específica do aço $\varepsilon_{s,m}$ pode então ser substituída na Equação (A.8) resultando na Equação (A.9), que determina a força C_m na forma abaixo.

$$C_m = E_{s,m} \varepsilon_{CU} \left[1 - \frac{(c + 0,5\phi_m)}{x} \right] A_{s,m} \quad (\text{A.9})$$

A definição do encurtamento ε_{CU} do concreto na ruptura depende da classe de resistência do concreto, e é definido conforme a ABNT NBR 6118:2014 da seguinte forma:

$$\varepsilon_{CU} = 0,0035 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{CU} = 0,0026 + 0,035[(90 - f_{ck})/100]^4 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Feita a modelagem matemática das forças atuantes na seção transversal da nervura, resta definir os braços de alavanca z_i apresentados na Figura A.1. optou-se por calcular os braços de alavanca em relação à posição x da linha neutra. O conjunto de equações abaixo sumariza as expressões para as forças e seus respectivos braços de alavanca, postos a direita. Onde y_{cg} , ϕ_s e ϕ_m correspondem à coordenada vertical do centro geométrico do perfil de aço, diâmetro do fio superior da treliça e diâmetro de um fio da tela soldada, respectivamente.

$$T = (f_{y,t})(2A_{s,\phi_i}) \quad ; \quad z_1 = d - x$$

$$R = -(\alpha_c f_{ck})(\lambda x)(b_{eff}) \quad ; \quad z_2 = 0,6x$$

$$T_p = (f_{y,p})(A_{s,p}) \quad ; \quad z_3 = h - x - y_{cg}$$

$$C = (E_{s,t})(\varepsilon_{cu})(A_{s,\phi_s}) \left[1 - \frac{(d - h_t)}{x} \right] \quad ; \quad z_4 = x - (c + 0,5\phi_s)$$

$$C_m = (E_{s,m})(\varepsilon_{cu})(A_{s,m})(b_{eff}) \left[1 - \frac{(2c + \phi_m)}{2x} \right] \quad ; \quad z_5 = x - (c + 0,5\phi_m)$$

Para se determinar os valores numéricos de cada uma das expressões acima, é necessário primeiramente determinar a profundidade da linha neutra. Sendo assim, o procedimento de cálculo se inicia com o equilíbrio de forças apresentado na Equação (A.10), considerando forças de tração com sinal positivo.

$$T - R + T_p - C - C_m = 0 \quad (\text{A.10})$$

Substituindo os termos para cada força, considerando que a L.N. passa pela capa de concreto, e agrupando os termos multiplicados por x , o somatório de forças equivale à equação abaixo.

$$(\alpha_c f_{ck} b_{eff} \lambda) x^2 + [T + T_p + \gamma + (E_{s,t})(\varepsilon_{CU})(A_{s,\phi_s})] x + [-\beta(d - h_t) - 0,5\gamma(2c - \phi_m)] = 0$$

Introduzindo as variáveis auxiliares A , B , C , α , β e γ , a equação acima pode ser reduzida para a Equação (A.11).

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (\text{A.11})$$

onde,

$$A = -\alpha \quad ; \quad B = T + T_p + \beta + \gamma \quad ; \quad C = -\beta(d - h_t) - 0,5\gamma(2c - \phi_m)$$

e,

$$\alpha = (\alpha_c)(\lambda)(f_{ck})(b_{eff}) \quad ; \quad \beta = (E_{s,t})(\varepsilon_{CU})(A_{s,\phi_s}) \quad ; \quad \gamma = (E_{s,m})(\varepsilon_{CU})(A_{s,m})(b_{eff}/100)$$

A profundidade da linha neutra pode ser facilmente determinada aplicando-se a fórmula de Bhaskara à Equação (A.11). Determinada a posição de x , os valores numéricos das forças atuantes na seção da nervura e seus respectivos braços de alavanca podem ser calculados, possibilitando também a determinação do momento resistente característico M_{Rk} com base na Equação (A.1).

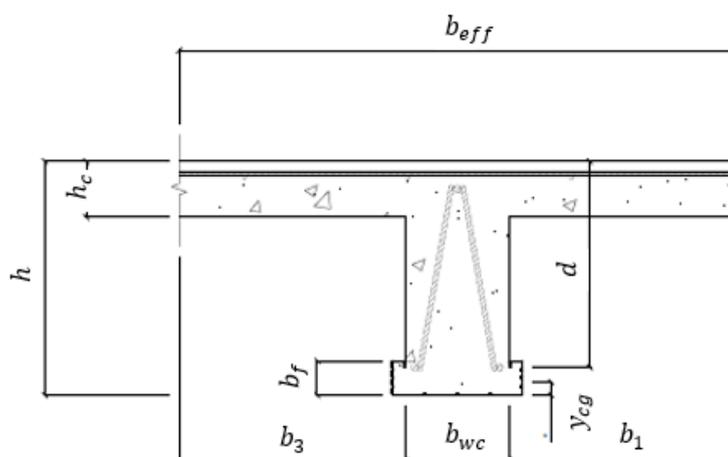
A determinação do M_{Rk} de cada nervura depende, portanto, da geometria da mesma e das propriedades mecânicas dos materiais utilizados. Com base nos dados do Capítulo 3, temos as propriedades mecânicas da Tabela A.1, utilizadas para previsão da resistência característica a momento fletor de todos os protótipos do grupo TS.

Tabela A.1 – Propriedades mecânicas dos protótipos TS

Propriedade	Valor
$f_{y,t}$	600 MPa
$f_{c34,C.U.}$	68,60 MPa
$f_{c34,C.Q.}$	50,80 MPa
$f_{y,p}$	299,14 MPa
$E_{s,t}$	200 GPa
$E_{s,m}$	200 GPa

Ressalta-se que as variáveis $f_{c34,C.U.}$ e $f_{c34,C.Q.}$ correspondem à resistência à compressão do concreto aos 34 dias para os processos de cura úmida (C.U.) e química (C.Q.), respectivamente, como detalhado no Capítulo 3. As propriedades geométricas de interesse para projeto de cada nervura, dadas na Tabela 5.2 com base nas dimensões apresentadas na Figura 5.3, são repetidas abaixo na Tabela A.2 e na Figura A.4.

Figura A.4 – Dimensões de interesse para projeto



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela A.2 – Dimensões de interesse para projeto

Dimensão	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
h [cm]	21,35	21,25	21,30	21,25	21,35	21,35
h_c [cm]	5,19	5,08	5,23	5,11	4,99	5,33
d [cm]	18,85	18,75	18,80	18,75	18,85	18,85
b_{wc} [cm]	9,87	9,65	8,86	9,37	9,60	9,75
b_1 [cm]	20,80	20,80	20,90	20,90	20,87	20,87
b_3 [cm]	20,10	20,55	20,85	21,25	20,70	21,10
b_{eff} [cm]	50,77	51,00	50,61	51,52	51,17	51,72
b_f [cm]	3,54	3,54	3,54	3,54	3,54	3,54
y_{cg} [cm]	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07
a [cm]	270,00	270,00	269,90	270,00	270,00	269,50

Resta ainda determinar os diâmetros dos fios da treliça, altura da mesma e as áreas de aço pertinentes para execução dos cálculos. A Tabela A.3 fornece os valores utilizados na presente pesquisa.

Tabela A.3 – Demais propriedades geométricas de interesse para projeto

Propriedade	Valor
\varnothing_s	0,75 cm
A_{s,\varnothing_s}	0,42 cm ²
\varnothing_i	0,60 cm
A_{s,\varnothing_i}	0,275 cm ²
\varnothing_m	0,364 cm
$A_{s,m}$	0,625 cm ² /m
$A_{s,p}$	1,52 cm ²
h_t	16 cm

Determinados os parâmetros de interesse para o cálculo da resistência característica a momento fletor da laje, o mesmo pode ser efetuado utilizando o procedimento descrito neste Apêndice. A Tabela A.4 apresenta os valores calculados para cada nervura de cada protótipo considerando a resistência a compressão do concreto para cura úmida, enquanto a Tabela A.5 apresenta os valores para cura química. Salienta-se que para possibilitar a comparação entre resultados experimentais e analíticos, é necessário converter o momento resistente das duas nervuras em cada protótipo para uma carga vertical total atuando nas lajes. Esse procedimento foi detalhado na Subseção 5.4 e, portanto, não será reproduzido aqui.

Tabela A.4 – Cálculo de M_{Rk} para cura úmida

Dimensão	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
T [kN]	33,00	33,00	33,00	33,00	33,00	33,00
z_1 [cm]	18,02	17,92	17,97	17,93	18,02	18,02
R [kN]	-168,19	-167,95	-167,98	-168,90	-169,77	-170,79
z_2 [cm]	0,50	0,50	0,50	0,49	0,50	0,50
T_p [kN]	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37
z_3 [cm]	19,45	19,36	19,40	19,36	19,45	19,45
C [kN]	-53,08	-52,35	-53,09	-52,68	-54,46	-54,82
z_4 [cm]	-2,04	-2,05	-2,04	-2,05	-2,04	-2,05
C_m [kN]	-36,74	-37,23	-36,52	-37,85	-36,95	-37,60
z_5 [cm]	-1,85	-1,86	-1,85	-1,86	-1,85	-1,85
ε_{CU}	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
x [cm]	0,84	0,83	0,84	0,83	0,84	0,83
α	202,32	203,24	201,68	205,31	203,91	206,11
β	22,17	22,17	22,17	22,17	22,17	22,17
γ	16,97	17,05	16,92	17,22	17,10	17,29
M_{Rk} [kN · cm]	1740,50	1730,39	1734,08	1732,98	1742,50	1745,24

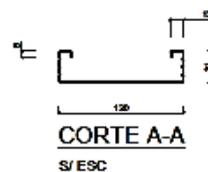
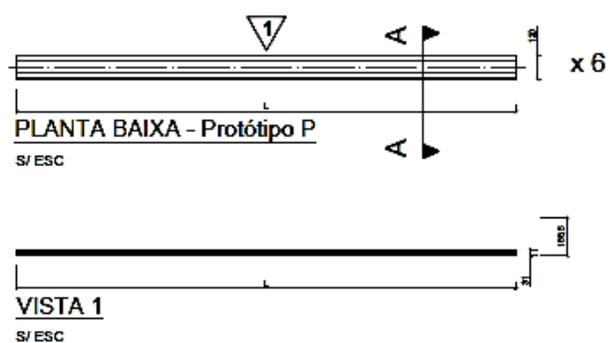
Tabela A.5 – Cálculo de M_{Rk} para cura química

Dimensão	TS2.5_16_0.25 ^a		TS2.5_16_0.25 ^b		TS2.5_16_0.25 ^c	
	N1	N2	N1	N2	N1	N2
T [kN]	33,00	33,00	33,00	33,00	33,00	33,00
z_1 [cm]	17,78	17,70	17,74	17,70	17,79	17,79
R [kN]	-159,67	-158,60	-158,65	-159,52	-160,38	-161,35
z_2 [cm]	0,64	0,63	0,64	0,63	0,64	0,63
T_p [kN]	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37
z_3 [cm]	19,22	19,13	19,17	19,13	19,22	19,23
C [kN]	-48,31	-46,48	-47,22	-46,81	-48,57	-48,93
z_4 [cm]	-1,81	-1,82	-1,81	-1,82	-1,81	-1,82
C_m [kN]	-32,99	-33,75	-33,06	-34,34	-33,43	-34,05
z_5 [cm]	-1,62	-1,63	-1,62	-1,63	-1,62	-1,62
ε_{CU}	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
x [cm]	1,07	1,05	1,06	1,05	1,06	1,06
α	149,82	150,50	149,35	152,04	151,00	152,63
β	28,41	28,41	28,41	28,41	28,41	28,41
γ	21,75	21,85	21,68	22,07	21,92	22,16
M_{Rk} [kN · cm]	1701,55	1691,72	1695,35	1694,15	1703,44	1706,02

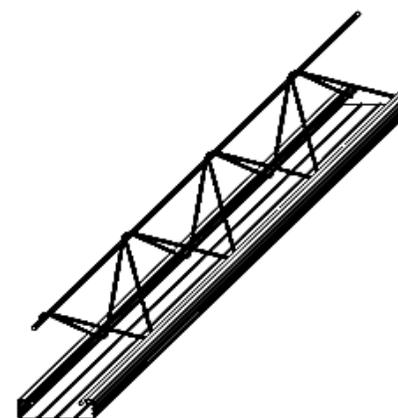
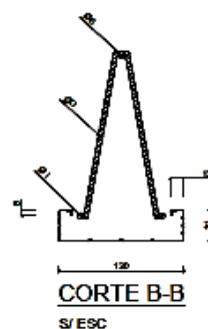
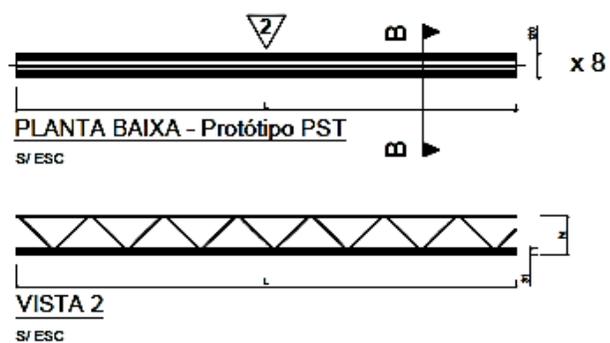
APÊNDICE B – PROJETOS EXECUTADOS NA PESQUISA

B.1. Protótipos dos grupos P e PST

Figura B.1 – Dimensões nominais dos protótipos P e PST



Protótipo P - Perfil Trelifácil

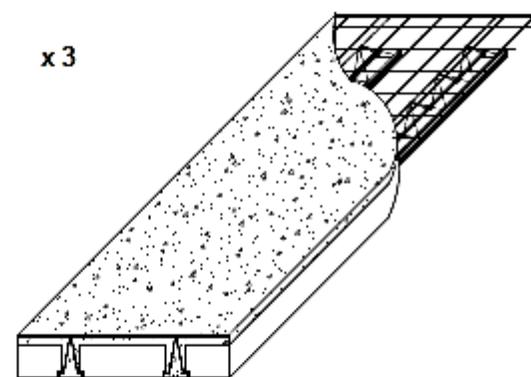
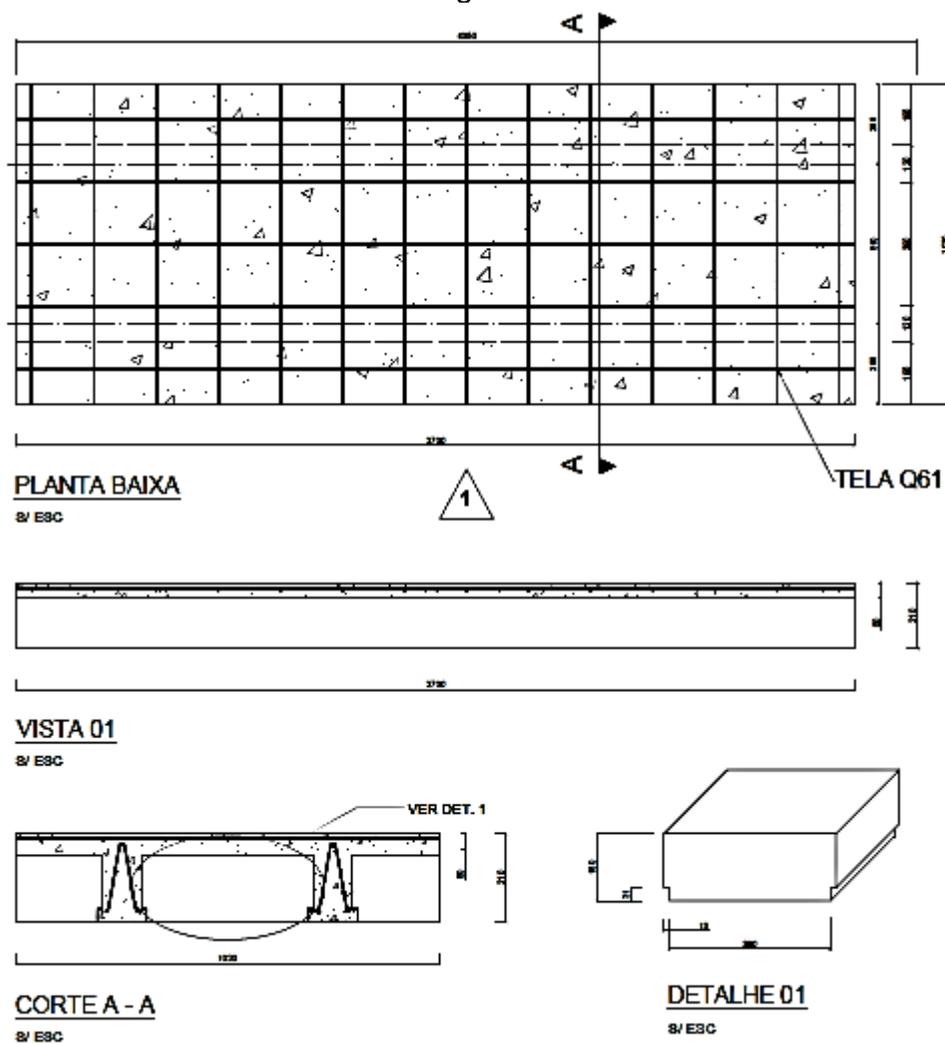


Protótipo PST - Treliça + perfil Trelifácil

Fonte: Acervo pessoal.

B.2. Protótipos do grupo TS

Figura B.2 – Dimensões nominais dos protótipos TS

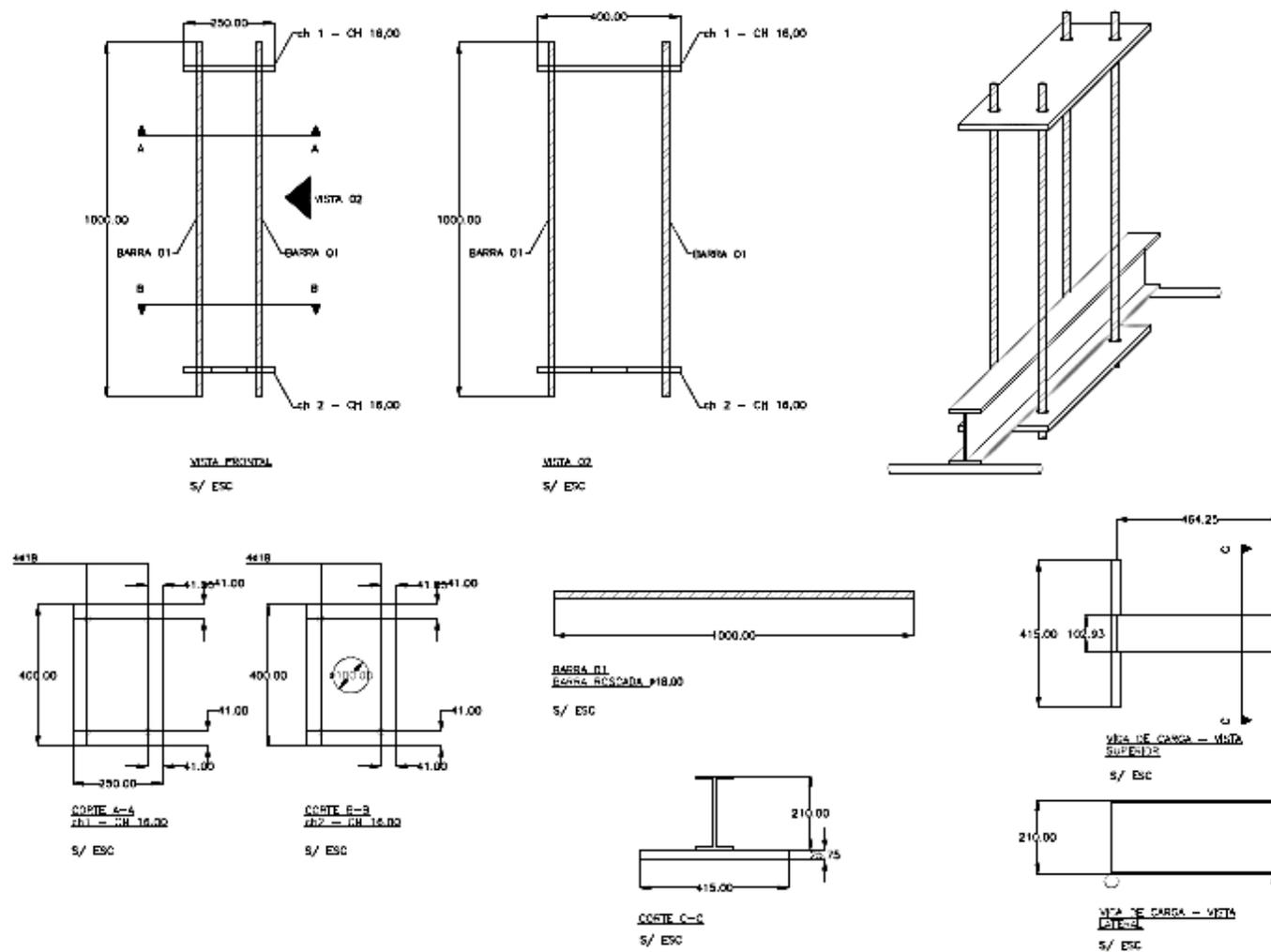


Protótipo C - Laje Trelifácil

Fonte: Acervo pessoal.

B.3. Sistema de aplicação de carga dos protótipos P e PST

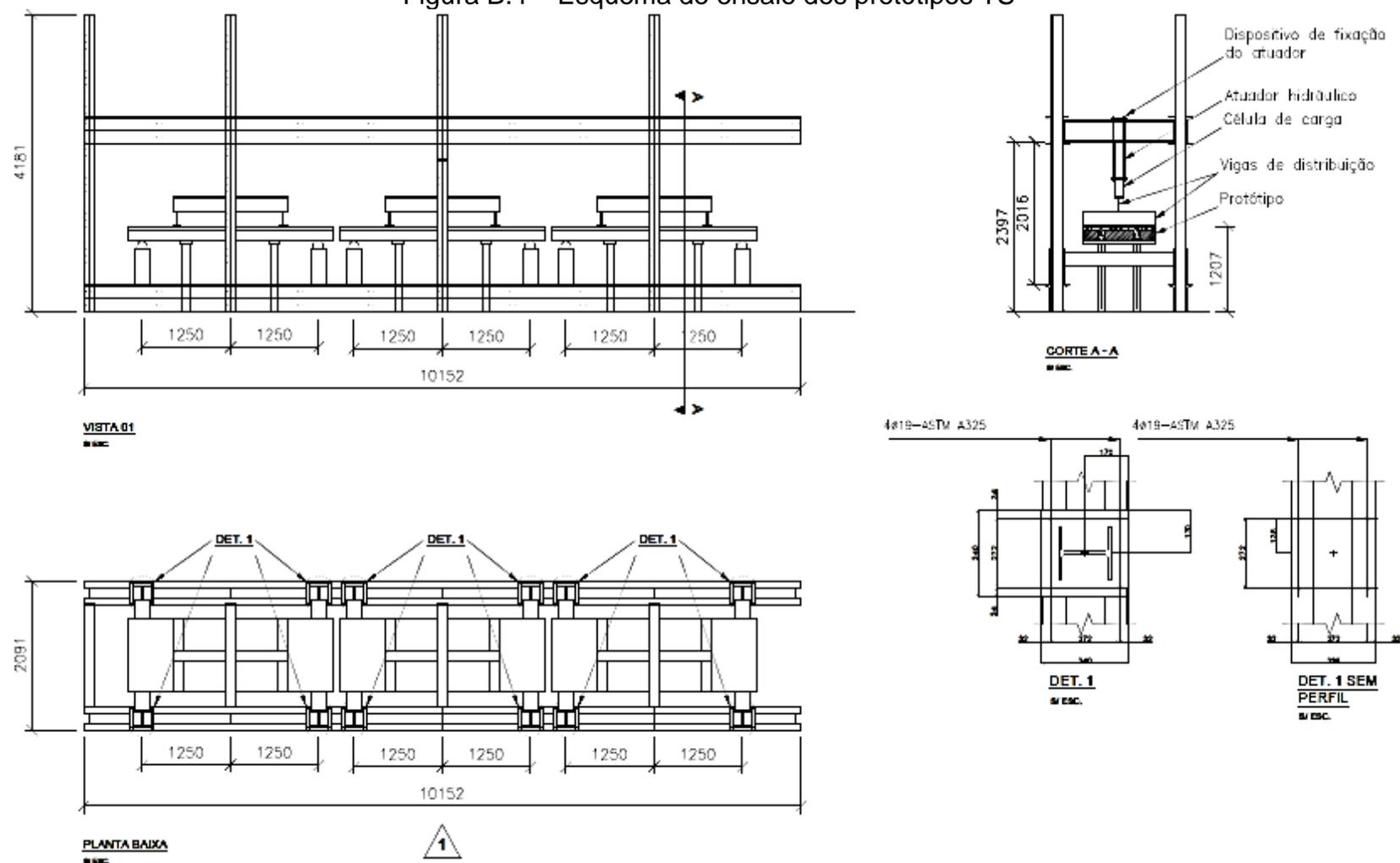
Figura B.3 – Sistema de aplicação de carga dos protótipos P e PST



Fonte: Acervo pessoal.

B.4. Esquema de ensaio dos protótipos TS – Laboratório de Estruturas LEST UFES

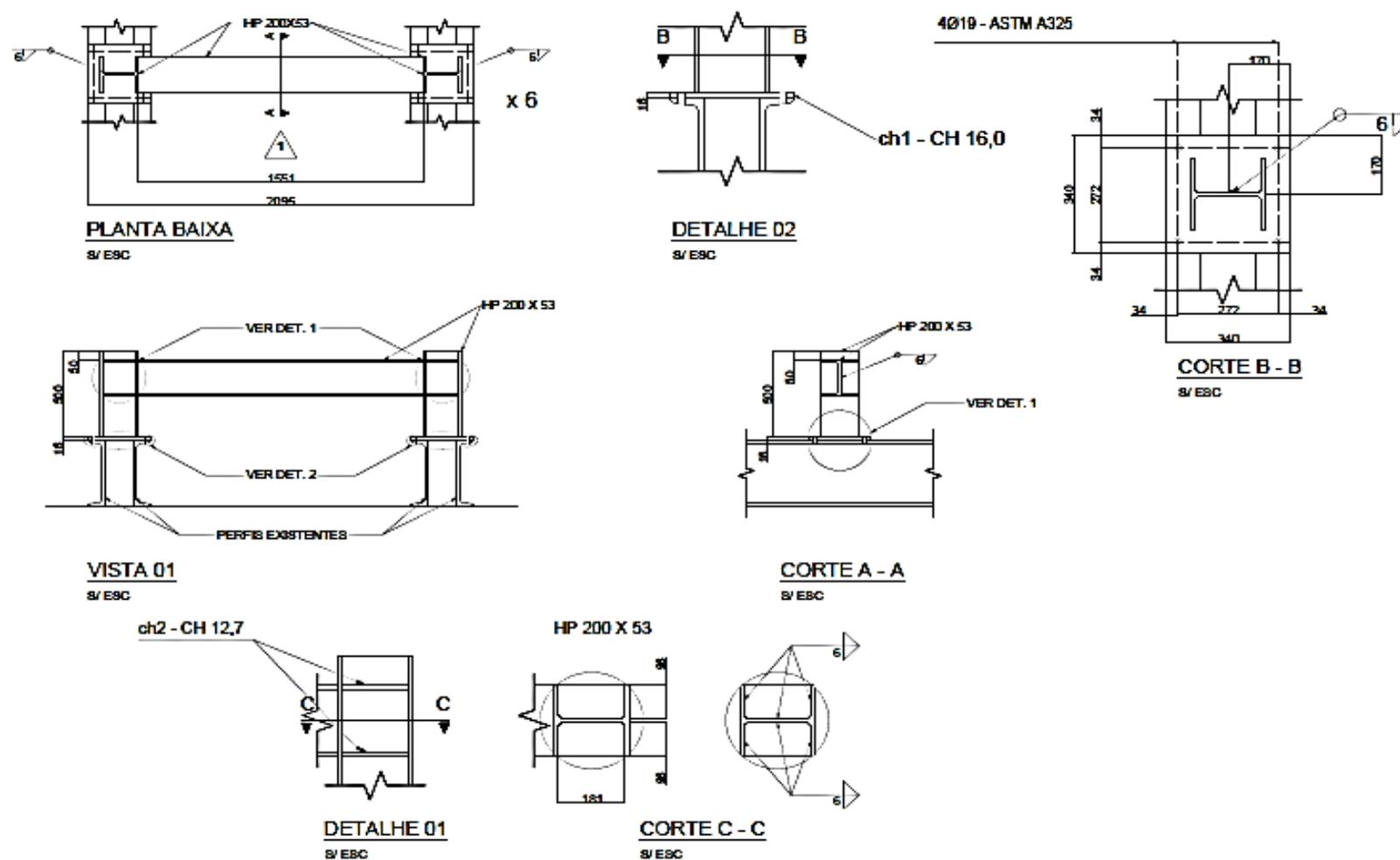
Figura B.4 – Esquema de ensaio dos protótipos TS



Fonte: Acervo pessoal.

B.5. Mini pórticos para apoio dos protótipos TS – Laboratório de Estruturas LEST UFES

Figura B.5 – Projeto dos apoios para ensaio dos protótipos TS



Fonte: Acervo pessoal