

CAMILA SPAGNOL DE FARIA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO
DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO
ENVELOPADOS COM PERFIS FORMADOS A FRIO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo

Coorientadores: José Luiz Rangel Paes
Flávio Antônio Ferreira

**VIÇOSA – MINAS GERAIS
2024**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

F224a
2024 Faria, Camila Spagnol de, 1996-
Avaliação do comportamento à flexão de elementos de
concreto pré-moldado envelopados com perfis formados a frio /
Camila Spagnol de Faria. – Viçosa, MG, 2024.
1 dissertação eletrônica (94 f.): il. (algumas color.).

Inclui anexo.

Inclui apêndices.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2024.

Inclui bibliografia.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2024.198>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Concreto pré-moldado. 2. Aço - Estruturas. 3. Vigas de
concreto. 4. Métodos de simulação. I. Veríssimo, Gustavo de
Souza, 1965-. II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento
de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 693.544

Bibliotecário(a) responsável: Bruna Silva CRB-6/2552

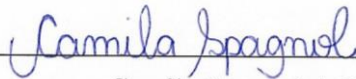
CAMILA SPAGNOL DE FARIA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO
DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO
ENVELOPADOS COM PERFIS FORMADOS A FRIO**

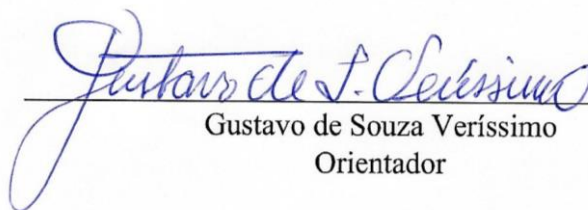
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 28 de fevereiro de 2024.

Assinaturas:



Camila Spagnol de Faria
Autor(a)



Gustavo de Souza Veríssimo
Orientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, o criador de todas as coisas, por todo o cuidado e amor derramado. Por sempre, através de sua palavra, ser fonte de força e sabedoria.

Agradeço à minha família, por ser base forte e por me apoiarem incondicionalmente. Por sempre embarcarem juntos na luta pela conquista dos meus sonhos.

Aos colegas do PPGEC, Pedro Drumond, Jean Emerick, Paloma Parassen, Geysiane Milagres e Caio Lopes, pelo companheirismo e pelo apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos, por tornarem os dias mais leves e divertidos. Especialmente à Emelly Marques, amiga querida, de longa data, por me cobrir de orações, por comemorar comigo cada conquista e por torcer, verdadeiramente, por elas.

Aos professores Flávio Antônio Ferreira e Wanderson Fernando Maia, membros da banca examinadora, pelo interesse e disponibilidade e pelas valiosas contribuições.

Aos orientadores Gustavo de Souza Veríssimo e José Luiz Rangel, pelo apoio não só no desenvolvimento deste trabalho, mas pelos ensinamentos que transcendem a área acadêmica e que têm contribuído significativamente para o meu desenvolvimento profissional e pessoal.

Ao João Vitor Fioresi Altoé, presente enviado por Deus, por toda ajuda e companheirismo.

À Laminatus Engenharia & Inovação, pela concessão do material para a realização dos estudos.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

FARIA, Camila Spagnol, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2024. **Avaliação do comportamento à flexão de elementos de concreto pré-moldado envelopados com perfis formados a frio.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Flávio Antônio Ferreira.

A indústria da construção civil no Brasil vem evoluindo ao longo do tempo e essa evolução vem acompanhada pela busca por novos sistemas construtivos, que sejam mais eficientes sob o ponto de vista econômico, mantendo-se a segurança e durabilidade das estruturas. Por estar ainda em fase de desenvolvimento, o país carece de soluções tecnológicas que permitam a construção industrializada, que acelerem o processo de construção. A utilização de estruturas pré-moldadas tem se destacado como processo eficaz na construção civil, oferecendo diversas vantagens que impactam positivamente o desempenho, a eficiência e sustentabilidade dos projetos. Este trabalho trata do estudo de uma tecnologia construtiva para a produção de elementos estruturais que associa o uso de concreto pré-moldado e aço estrutural. O objetivo principal é avaliar o comportamento estrutural de elementos de concreto pré-moldado envelopados submetidos à flexão. Um estudo experimental exploratório foi conduzido no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Foram ensaiados três modelos de vigas envelopadas, com 5,0 m de comprimento e três modelos de lajes envelopadas, com 3,60 m de comprimento, por meio dos quais foi possível desenvolver e calibrar modelos de elementos finitos utilizando-se o programa computacional ABAQUS. A partir do comportamento observado nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas, foram desenvolvidos modelos analíticos para a determinação do momento fletor resistente de cálculo dos elementos de vigas e de lajes envelopadas. Concluiu-se que ambos os elementos falharam, na maioria dos casos estudados, por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio tracionado e da armadura positiva. Em ambos os modelos, o perfil de aço formado a frio contribuiu com uma parcela significativa da resistência última, gerando um aumento de aproximadamente 60% na capacidade das vigas e de cerca de 30% na capacidade das lajes. Nos modelos de lajes envelopadas, a utilização da tela soldada como armadura positiva gerou um acréscimo de 49% na capacidade resistente, devido à elevada aderência ao concreto, proporcionada pelas juntas soldadas, que reduz a fissuração dos elementos. Por último, este trabalho evidenciou que a conexão entre perfil de aço e concreto, provocada pela soldagem da tela, ativa o comportamento misto entre aço e concreto em vigas e lajes de concreto pré-moldado envelopadas.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado; Vigas envelopadas; Lajes envelopadas; Estruturas mistas; Perfil de aço formado a frio; Telas soldadas; Simulação numérica.

ABSTRACT

FARIA, Camila Spagnol, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February 2024. **Assessment of structural flexural behavior of framed precast concrete members.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Flávio Antônio Ferreira.

The construction industry in Brazil has been evolving over time and this evolution has been accompanied by the search for new construction systems that are more efficient from an economic point of view, while maintaining the safety and durability of the structures. The use of precast structures has been highlighted as an effective process in civil construction, offering several advantages that have a positive impact on the performance, efficiency and sustainability of projects. The main objective of this study is to evaluate the structural flexural behavior of framed precast concrete members. An exploratory experimental study was conducted at the Structures Laboratory of the Civil Engineering Department of the Federal University of Viçosa. Three framed beam models with a span of 5.0 m and three framed slab models with a span of 3.60 m were tested and finite element models were developed and calibrated using the software ABAQUS. Based on the behavior observed in the experimental tests and numerical simulations, analytical models were developed to determine the design bending moment resistance of the beam and framed slab elements. It was concluded that both elements failed, in most of the cases studied, due to excessive plastic deformation of the steel in the cold-formed profile and the positive reinforcement. In both models, the cold-formed steel profile contributed a significant portion of the ultimate strength, generating an increase of approximately 60% in the capacity of the beams and around 30% in the capacity of the slabs. In the enveloped slab models, the use of welded mesh as positive reinforcement generated an increase of 49% in the resistant capacity, due to the high adherence to the concrete provided by the welded joints, which reduces the cracking of the elements. Finally, this study showed that the connection between the steel profile and the concrete, caused by the welding of the mesh, activates the composite behavior between steel and concrete in precast concrete beams and slabs with envelopes

Keywords: Precast concrete; Framed precast beams; Framed precast slabs; Cold-formed steel profiles; Composite structures; Welded wire mesh; Numerical analysis.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO GERAL	8
1.1 Contextualização	8
1.2 Objetivos.....	11
1.2.1 Objetivo geral	11
1.2.2 Objetivos específicos.....	11
1.3 Justificativa.....	12
1.4 Estrutura da dissertação	13
1.5 Referências	14
CAPÍTULO 2: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO ENVELOPADAS SUJEITAS À FLEXÃO	15
2.1 Introdução.....	16
2.2 Análise experimental	17
2.3 Modelo numérico.....	23
2.3.1 Geometria e malha de elementos finitos.....	24
2.3.2 Modelos constitutivos dos materiais.....	24
2.3.3 Restrições e interações.....	26
2.3.4 Condições de contorno e carregamento.....	27
2.4 Validação do modelo em EF	28
2.5 Análise do comportamento estrutural das vigas envelopadas	30
2.5.1 Contribuição do perfil U.....	30
2.5.2 Conexão entre perfil de aço e concreto	31
2.5.3 Instabilidade local.....	33
2.5.4 Modo de falha.....	34
2.6 Estudo de variação de parâmetros	35
2.7 Proposição de um modelo analítico.....	42
2.8 Conclusões.....	46
2.9 Referências	48

CAPÍTULO 3: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO ENVELOPADAS SUJEITAS À FLEXÃO	50
3.1 Introdução	51
3.2 Análise experimental	52
3.3 Modelo numérico.....	58
3.3.1 Geometria do modelo	58
3.3.2 Modelos constitutivos dos materiais.....	59
3.3.3 Restrições e interações.....	60
3.3.4 Condições de contorno e carregamento.....	61
3.3.5 Análise de flambagem	62
3.4 Validação do modelo em EF	63
3.5 Análise do comportamento estrutural das lajes envelopadas	64
3.5.1 Contribuição do perfil U.....	64
3.5.2 Conexão entre perfil de aço e concreto	65
3.5.3 Influência da tela soldada	67
3.5.4 Instabilidade local.....	69
3.5.5 Modo de falha.....	70
3.6 Estudo de variação de parâmetros	71
3.7 Proposição de um modelo analítico.....	74
3.8 Conclusões.....	77
3.9 Referências	79
CAPÍTULO 4: CONCLUSÕES GERAIS	81
4.1 Considerações finais	81
4.2 Sugestões para trabalhos futuros	83
APÊNDICE A: DESENVOLVIMENTO DO MODELO ANALÍTICO	84
APÊNDICE B: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AÇO ESTRUTURAL E DO AÇO DAS ARMADURAS	89
ANEXO A: CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	92

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO GERAL

1.1 Contextualização

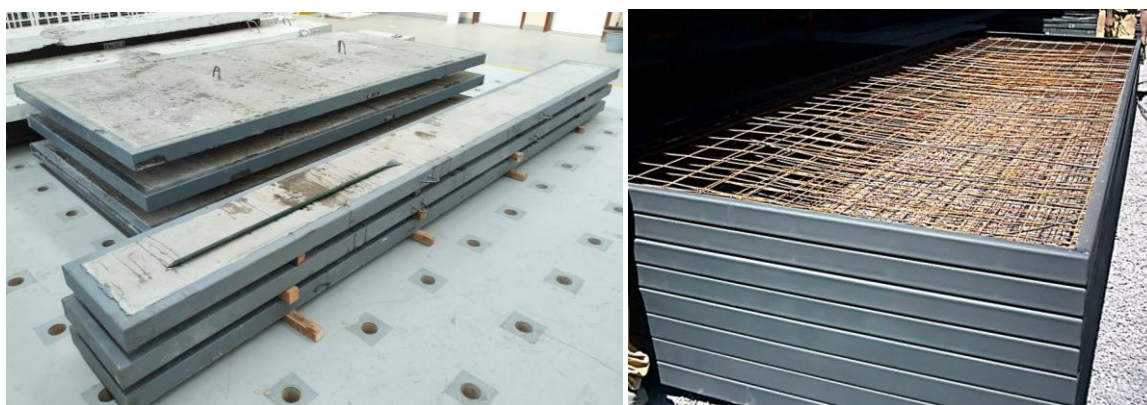
A indústria da construção civil no Brasil vem evoluindo ao longo do tempo e essa evolução vem acompanhada pela busca por novos sistemas construtivos, que sejam mais eficientes sob o ponto de vista econômico, mantendo-se a segurança e a durabilidade das estruturas. No atual estágio de crescimento, o Brasil ainda carece de soluções tecnológicas que favoreçam a construção industrializada, acelerando o processo de construção e facilitando a montagem, a desmontagem e a ampliação, ou até mesmo de substituição de elementos estruturais em uma situação de colapso parcial.

O emprego de elementos pré-moldados de concreto armado tem crescido no Brasil e, a partir do desenvolvimento da tecnologia dos materiais e do uso da pré-fabricação, tornou-se possível produzir elementos delgados de concreto e com maior durabilidade, através do uso de materiais mais resistentes e de um controle mais rígido do processo de produção, possibilitado pela fabricação em ambiente especializado.

No contexto do incentivo para inovação da construção civil, no ano de 2022, a empresa Laminatus Engenharia & Inovação contatou o Grupo de Pesquisa de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa com a finalidade de avaliar o comportamento estrutural de elementos de concreto pré-moldado envelopados que associam aço estrutural e concreto armado, compostos por concreto produzido com rejeito arenoso de mineração de minério de ferro em substituição ao agregado miúdo. A tecnologia construtiva proposta consiste em elementos delgados emoldurados por perfis de aço formados a frio, tipo U, ao longo de todo o seu perímetro, armados com telas de aço conectadas à face interna da alma dos perfis, por meio de uma solda de topo. Os elementos são fabricados em três tipos distintos: painéis parede, vigas e lajes. No caso dos modelos de viga, os elementos possuem uma armadura positiva adicional constituída por barras nervuradas.

Apresenta-se na Figura 1.1(a) o aspecto geral dos modelos de viga e de laje e na Figura 1.1(b) visualizam-se os modelos de laje, com a tela de aço soldada à moldura de aço formado a frio externa, prontos para a concretagem.

Figura 1.1 – Painéis de concreto envelopado; (a) aspecto geral dos elementos envelopados; (b) molduras com tela de aço soldada a parte interna da alma nos modelos de laje.



(a)

(b)

Fonte: (a) o autor; (b) arquivos Laminatus Engenharia & Inovação.

O Engenheiro Anselmo de Azevedo Duarte foi o precursor do desenvolvimento dos elementos de concreto pré-moldado envelopados no Brasil [1-4]. De acordo com o Engenheiro, a concepção dos elementos envelopados foi inspirada a partir da observação e do acompanhamento de acidentes causados por abalos sísmicos. Segundo Pouca [5], um dos principais fatores que influenciam o comportamento sísmico deficiente dos elementos estruturais refere-se ao baixo confinamento do concreto. A ideia inicial era que o perfil de aço de contorno elevasse o grau de confinamento do concreto e, conseqüentemente, a resistência do elemento estrutural, melhorando a resposta do mesmo frente às solicitações sísmicas. Contudo, nos documentos relativos às patentes não são apresentados estudos sobre o comportamento estrutural desses elementos envelopados e não há comprovação de que o perfil de contorno eleve efetivamente o grau de confinamento do concreto.

Apesar da necessidade da realização de estudos mais aprofundados para validação da tecnologia proposta, tanto no que diz respeito à caracterização do mecanismo resistente, quanto no que diz respeito aos aspectos de durabilidade dos painéis, os elementos já vêm sendo utilizados há pouco mais de uma década em estruturas de pequeno porte, como: obras residenciais, arquibancadas, pontes e passarelas em áreas rurais e em obras de contenção; atuando como elementos de vedação, submetidos a esforços de compressão, e como elementos de viga e laje, submetidos à flexão. Alguns exemplos de aplicação em obras já executadas são mostrados na Figura 1.2.

Figura 1.2 – Obras construídas com elementos de concreto envelopados.



Fonte: Arquivos Laminatus Engenharia & Inovação.

As primeiras pesquisas a respeito dos elementos de concreto envelopado datam de 2008, quando Soares [9] desenvolveu um estudo experimental com elementos de viga submetidos a ensaios de flexão a três pontos. O autor comparou o desempenho à flexão de elementos compostos por três vigas de concreto envelopado unidas por meio de solda intermitente, ao desempenho de vigas de concreto armado simples, com mesmas dimensões e mesma taxa de armadura, substituindo-se o perfil de contorno por uma quantidade equivalente de barras de aço, respeitando-se as devidas proporções, de acordo com a resistência ao escoamento do perfil de aço e das armaduras inseridas. Concluiu-se que, mesmo com dimensões semelhantes e taxa de armadura equivalente, a resistência atingida pela estrutura envelopada superou em 52%, em média, a resistência das vigas de concreto armado simples.

Posteriormente, um grupo de pesquisa do Programa de Pós-graduação de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais estudou o comportamento dos elementos de concreto envelopado quando submetidos à compressão axial [6,8] e a momento fletor [7].

Rodrigues [8], realizou um programa experimental com dezessete painéis parede envelopados, de dimensões variáveis, e nove painéis de concreto armado. Todos os modelos foram ensaiados à compressão simples. De acordo com as conclusões do autor a partir do estudo experimental, a inserção do perfil de aço formado a frio foi responsável por um acréscimo de resistência de, em média, 30%. Além disso, o autor concluiu que, ao se comparar os resultados experimentais com resultados analíticos, obtidos a partir de formulações normativas, a resistência dos painéis é sempre subestimada.

Estudos presentes na literatura [6-9] demonstram que os perfis de aço fazem com que a capacidade resistente e a ductilidade dos elementos de concreto envelopado sejam superiores as de estruturas de concreto armado. Contudo, ainda existem poucas pesquisas voltadas para a compreensão dos fenômenos por trás dos mecanismos resistentes dos elementos envelopados. Assim, este trabalho pretende contribuir para a compreensão dos fenômenos que envolvem o mecanismo resistente dos elementos de concreto envelopado de laje e de viga, quando submetidos à flexão, a partir da realização de um estudo numérico-experimental.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento estrutural de elementos de concreto pré-moldado envelopados submetidos à flexão.

1.2.2 Objetivos específicos

Foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) avaliar o desempenho estrutural de elementos de laje e de viga envelopados por meio de ensaios de flexão;
- b) desenvolver modelos numéricos de elementos finitos para simulação do comportamento de lajes e de vigas envelopadas;
- c) validar os modelos numéricos com base em resultados experimentais;
- d) avaliar os modos de falha dos elementos de concreto envelopado a partir dos resultados da análise experimental e da simulação numérica;
- e) avaliar a possibilidade de consideração do comportamento misto entre aço e concreto nos elementos de concreto pré-moldado envelopados;

- f) avaliar a influência da variação de parâmetros de projeto sobre o comportamento estrutural de lajes e de vigas de concreto envelopado.
- g) desenvolver um modelo analítico para determinação do momento fletor resistente de elementos de concreto pré-moldado envelopados.

1.3 Justificativa

No contexto de desenvolvimento atual do país, em que existe uma demanda por processos construtivos com maior grau de industrialização, que permitam uma maior velocidade de execução e um controle tecnológico mais rigoroso, os elementos pré-fabricados de concreto envelopado podem figurar como solução inovadora, a nível nacional, para a composição de estruturas.

A tecnologia construtiva de elementos de concreto pré-moldado envelopados tem despertado o interesse de algumas empresas brasileiras. No entanto, ainda existem muito poucos resultados a respeito do comportamento estrutural desses elementos, o que torna oportuna a realização de novos estudos experimentais e numéricos. Há algumas evidências de que os perfis de aço formados a frio contribuem com a capacidade resistente dos elementos envelopados, apesar de que os estudos realizados até o momento não apontam isso de forma conclusiva e sistemática. Além disso, é preciso aprofundar o conhecimento sobre o comportamento dos distintos tipos de elementos envelopados, como no caso de lajes, vigas e paredes. Até o momento não se dispõe de uma metodologia de cálculo específica para elementos estruturais envelopados.

No ano de 2022, a empresa Laminatus Engenharia & Inovação contactou o Grupo de Pesquisa de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa com a finalidade de avaliar o comportamento estrutural de elementos de concreto pré-moldado envelopados, compostos por concreto produzido com rejeito arenoso de mineração de minério de ferro em substituição ao agregado miúdo.

Ao realizar alguns ensaios com painéis de concreto envelopado, o Grupo de Pesquisa em Estruturas do DEC/UFV percebeu que o comportamento e a capacidade resistente dos painéis diferia dos observados em estruturas de concreto armado sem o perfil no contorno, e que os modelos de cálculo usuais para estruturas de concreto armado subestimavam a capacidade dos painéis em relação à resposta experimental. Diante disso, e do aspecto positivo da utilização de rejeito arenoso de mineração de minério de ferro em substituição ao agregado miúdo, vislumbrou-se a possibilidade de realizar um estudo mais aprofundado apoiado por análise

numérica, com o objetivo de chegar em modelos analíticos ou semiempíricos capazes de representar o comportamento dos painéis de concreto envelopado.

1.4 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está estruturada em quatro Capítulos, dois Apêndices e um Anexo.

No CAPÍTULO 1, apresenta-se uma descrição dos objetos de estudo, uma breve contextualização a respeito dos painéis de concreto envelopados, os objetivos do trabalho, justificativa e a estrutura da dissertação.

Os Capítulos 2 e 3 estão estruturados em sete tópicos: Introdução, Análise Experimental, Modelagem numérica, Validação do modelo numérico, Análise do comportamento estrutural, Estudo paramétrico e Conclusões.

No CAPÍTULO 2, apresenta-se o estudo numérico-experimental de modelos de vigas de concreto envelopado e algumas análises a respeito da contribuição do perfil de aço formado a frio, da conexão proporcionada pela tela soldada e das condições de ocorrência da instabilidade local do perfil. Adicionalmente, apresenta-se um estudo de variação de parâmetros.

No CAPÍTULO 3, apresenta-se o estudo numérico-experimental dos modelos de lajes de concreto envelopado e análises do comportamento estrutural da peça, que avaliam a influência do perfil de aço formado a frio, a conexão entre aço e concreto proporcionada pela tela soldada, a influência da adoção da tela soldada como armadura positiva e as condições de ocorrência da instabilidade local do perfil. Adicionalmente, apresenta-se um estudo de variação de parâmetros.

No CAPÍTULO 4 estão resumidas as conclusões gerais da dissertação. Também são indicadas sugestões para futuras pesquisas.

No APÊNDICE A, encontram-se os cálculos detalhados para a obtenção das equações do momento resistente de cálculo dos elementos de concreto pré-moldado envelopados.

No APÊNDICE B encontram-se os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização do aço do perfil formado a frio, do aço das telas soldadas e do aço da armadura longitudinal.

No ANEXO A, encontram-se os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização do concreto, realizados pelo Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Falcão Bauer.

1.5 Referências

1. DUARTE, A. A. “*Estrutura Multilaminar para concreto armado*”, PI 0308499-0 A2, Fev. 01, 2005.
2. DUARTE, A. A. “*Estrutura Mista Multilaminar de concreto e aço e processo executivo de Estrutura Multilaminar*”, PI 0800594-0, Set 22, 2009.
3. DUARTE, A. A. “*Lâmina de Concreto Envelopado e processo executivo da Lâmina de Concreto Envelopado*”, PI 0800415-3 A2, Set. 22, 2009.
4. DUARTE, A. A. “*Painel Laminar com resíduo de mineradoras e processo construtivo de Painel Laminar com resíduo de mineradoras*”, BR 20 2014 017235 7 U2, Mar. 01, 2016.
5. POUCA, N. S. V. **Simulação numérica da resposta sísmica de elementos laminares em betão armado**. Universidade do Porto (Portugal), 2001.
6. CARRASCO, E. V. M. et al. Ultimate compressive strength of Enveloped Laminar Concrete panels. **Construction and Building Materials**, v. 27, n. 1, p. 375-381, 2012.
7. CARRASCO, E. V. M. et al. Avaliação do desempenho de vigas de concreto laminar envelopado. **Construindo**, v. 5, n. 2, 2013.
8. RODRIGUES, E. V. Determinação da resistência última à compressão de painéis de concreto laminar envelopado. 2009. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.
9. SOARES, H. C. Determinação experimental da eficácia de vigas mistas em estruturas multilaminares de concreto. 2008. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade FUMEC, 2008.

CAPÍTULO 2: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO ENVELOPADAS SUJEITAS À FLEXÃO

Camila Spagnol de Faria¹, João Vitor Fioresi Altoé¹, Caio Lopes Pereira¹,
José Luiz Rangel Paes¹, Gustavo de Souza Veríssimo¹.

¹Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa,
36570-900, Brasil.

RESUMO

A indústria da construção civil no Brasil vem evoluindo ao longo do tempo e essa evolução vem acompanhada pela busca por novos sistemas construtivos, que sejam mais eficientes sob o ponto de vista econômico, mantendo-se a segurança e durabilidade das estruturas. A utilização de estruturas pré-moldadas tem se destacado como processo eficaz na construção civil, oferecendo diversas vantagens que impactam positivamente o desempenho, a eficiência e sustentabilidade dos projetos. Este artigo trata do estudo numérico-experimental de uma tecnologia construtiva para a produção de vigas que associam o uso de concreto pré-moldado e de aço estrutural. As vigas possuem um quadro, que emoldura todo o perímetro da peça, fabricado a partir de perfis de aço formado a frio. Por se tratar de uma tecnologia em fase de desenvolvimento, ainda não foram elaboradas análises sobre a influência de parâmetros de projeto no desempenho estrutural desses elementos e não se dispõe na literatura de modelos analíticos para o cálculo de vigas envelopadas. O objetivo principal desse artigo é avaliar o comportamento estrutural de vigas de concreto pré-moldado envelopadas submetidas à flexão. Um estudo experimental exploratório foi conduzido no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, no qual foram ensaiados três modelos de viga envelopada em escala real. A partir dos resultados obtidos nos experimentos desenvolveu-se e validou-se um modelo em elementos finitos por meio do programa computacional ABAQUS e realizou-se um estudo de variação de parâmetros. Através do comportamento observado nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas, desenvolveu-se um modelo analítico para a determinação do momento fletor resistente de cálculo dos elementos de vigas envelopadas. Concluiu-se que os modelos falham, na maioria dos casos estudados, por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio tracionado e da armadura positiva. O acréscimo da moldura de aço, contribui com a resistência da peça, gerando um aumento de aproximadamente 60% na capacidade última da viga. Por último, o presente estudo evidenciou que a conexão entre perfil de aço e concreto, provocada pela soldagem da tela, ativa o comportamento misto entre aço e concreto nas vigas envelopadas.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado; Vigas envelopadas; Vigas mistas; Análise experimental; Simulação numérica; Modelo analítico.

2.1 Introdução

O avanço contínuo na indústria da construção civil tem motivado a busca por soluções estruturais inovadoras que combinem eficiência, desempenho e sustentabilidade. A utilização de estruturas pré-fabricadas tem se destacado como uma metodologia eficaz, oferecendo diversas vantagens, que residem na capacidade de otimização de diversas etapas do processo construtivo e impactam positivamente o desempenho e a eficiência dos projetos. Além disso, ao transferir a produção para ambientes controlados e especializados, possibilita-se a fabricação de elementos com qualidade superior dos materiais e, conseqüentemente, obtém-se uma redução significativa no desperdício de recursos.

Este trabalho propõe o estudo de uma tecnologia construtiva, baseada em elementos de laje pré-moldadas, que associam aço estrutural e concreto armado. DUARTE [1] foi um precursor do desenvolvimento desses elementos de concreto pré-moldado envelopados no Brasil. A tecnologia construtiva consiste basicamente em vigas de concreto pré-moldado, que possuem seu perímetro envolto por perfis de aço formado a frio, tipo U, de maneira a formar uma moldura, conforme mostrado na Figura 2.1. A armadura do modelo é constituída por telas de aço, cujos fios são conectados à face interna da alma dos perfis, por meio de uma solda de topo e o concreto utilizado na fabricação dos painéis é produzido a partir de um rejeito arenoso de mineração de minério de ferro, substituindo 50% do agregado miúdo da mistura.

Figura 2.1– Viga de concreto envelopado.



Fonte: o autor

Os primeiros trabalhos de pesquisa a respeito dos elementos de concreto envelopado datam de 2008, quando Soares [2] desenvolveu um estudo experimental com elementos de viga submetidos a ensaios de flexão a três pontos. Posteriormente, um grupo de pesquisa, do

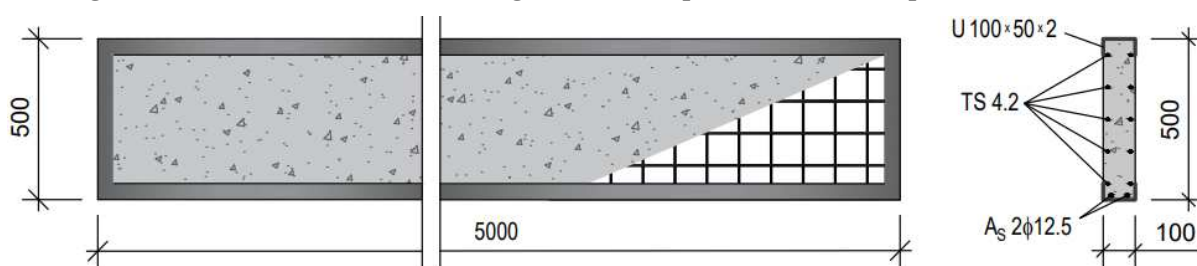
Programa de Pós-graduação de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais estudou o comportamento de painéis parede envelopados submetidos à compressão axial [2,3] e de vigas envelopadas submetidas à flexão a três pontos [4]. Os estudos disponíveis na literatura [2-5] demonstram que os elementos envelopados possuem capacidade resistente e ductilidade superiores às de elementos de concreto armado. No entanto, por ser uma tecnologia ainda em estágio de desenvolvimento, verifica-se uma carência de análises relativas à influência de parâmetros de projeto no desempenho estrutural destes elementos. Até o momento não se dispõe de uma metodologia de cálculo específica para elementos estruturais envelopados. Diante disso, esse trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural de vigas de concreto pré-moldado envelopadas, quando submetidas à flexão. O trabalho visa contribuir para compreensão dos fenômenos que interferem na resistência das vigas de concreto envelopado quanto submetidas à de flexão, a partir da realização de um estudo experimental e de simulações numéricas.

2.2 Análise experimental

Tendo em vista a falta de informações sobre o comportamento estrutural de vigas de concreto pré-moldado envelopadas, decidiu-se realizar um primeiro estudo exploratório sobre esses elementos no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Para esse fim, optou-se por adotar um modelo experimental de viga com dimensões compatíveis com o uso em edificações correntes, devido às aplicações de maior interesse manifestado pelo mercado. O modelo de viga envelopada foi pré-dimensionado considerando-se apenas a seção de concreto armado, com a espessura mínima permitida pela ABNT NBR 6118 [6].

Foram produzidos três modelos de viga envelopada similares, com as seguintes dimensões: comprimento de 5,0 metros, altura de 0,50 metros e largura de 0,10 metros. As vigas foram armadas com duas telas soldadas Q138, formadas por fios de 4,2 mm em aço CA-60, e duas barras nervuradas com diâmetro de 12,5 mm em aço CA-50. Os corpos de prova eram envoltos por um perfil de aço do tipo U simples, formado a frio, com 10 cm x 5 cm, com chapa de espessura igual a 2,0 mm de um aço com características mecânicas compatíveis com as de um aço ASTM A-36. As dimensões e os detalhes da armadura dos modelos são mostrados na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Dimensões e detalhes da viga de concreto pré-moldado envelopada (em milímetros).

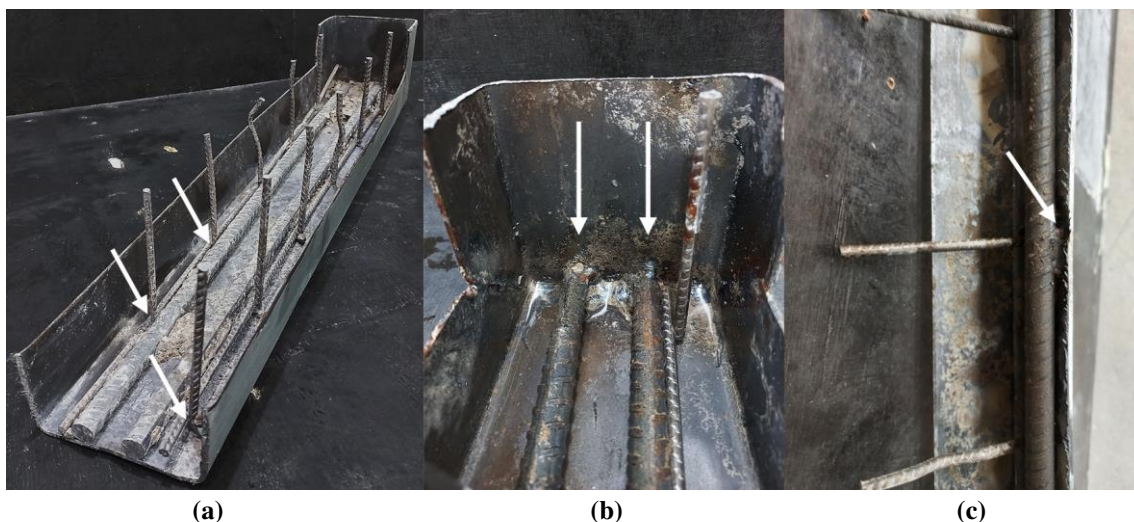


Fonte: o autor

Os fios das telas soldadas foram unidos à moldura de aço formado a frio, em uma etapa anterior à concretagem, por meio de uma solda de topo que conectava os mesmos à parte interna da alma do perfil U. As barras nervuradas, além da solda de topo, que unia as extremidades das armaduras à moldura de aço, possuíam uma solda intermitente, a cada 200 mm, ao longo de todo seu eixo longitudinal. Na Figura 2.3 apresenta-se um recorte retirado de um dos cantos inferiores da viga de concreto envelopado, após a realização dos experimentos, onde estão indicadas as posições das soldas realizadas. Por meio dessa figura, pode-se observar que mesmo após a aplicação do carregamento último as soldas não sofreram danos perceptíveis a olho nu.

Figura 2.3 – Recorte da lateral inferior da viga envelopada após a realização do ensaio.

(a) solda de topo entre tela soldada e perfil de aço; (b) solda de topo entre armadura positiva e perfil de aço; (c) solda intermitente entre armadura positiva e perfil de aço.



Fonte: o autor.

Os materiais constituintes dos corpos de prova foram caracterizados segundo as especificações presentes na ABNT NBR ISO 6892-1 [7], que prescreve o método de ensaio de tração de materiais metálicos, e na ABNT NBR 5739 [8], que prescreve o método para a determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Os valores de

resistência obtidos nos ensaios de tração das armaduras e do perfil de aço e nos ensaios de compressão do concreto estão descritos na Tabela 2.1, acrescenta-se que o módulo de elasticidade do concreto foi calculado pela equação da EN 1992-1-1 [9] e o concreto utilizado na fabricação dos painéis foi produzido utilizando-se rejeito arenoso de mineração de minério de ferro, em substituição ao agregado miúdo da mistura. A caracterização dos materiais está apresentada no APÊNDICE A.

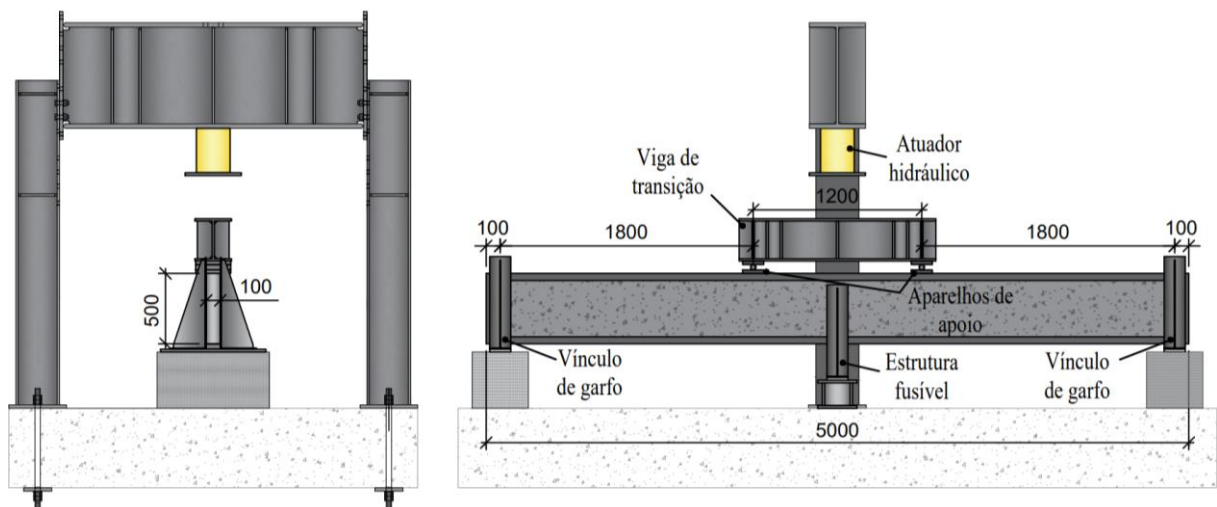
Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas dos materiais.

ID	Concreto		Tela Q 138		Armadura $\phi 12.5\text{mm}$		Perfil U	
	f_{cm} (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
V_1	37.5	32706						
V_2	37.9	32811	660	680	612	737	281	400
V_3	38.0	32837						

Fonte: o autor.

Os modelos foram submetidos a ensaios de flexão a quatro pontos. Os experimentos foram idealizados de modo que a força exercida pelo atuador fosse distribuída entre dois aparelhos de apoio, através de uma viga de transição. Para garantir a estabilidade lateral foram posicionados vínculos de garfo nas extremidades. No centro do vão, posicionou-se um vínculo de garfo, desconectado do modelo, como medida de segurança (estrutura fusível). Adicionalmente, posicionou-se uma rótula entre o sistema de aplicação de carga e a viga de transição, no intuito de prevenir eventuais efeitos de excentricidade da carga aplicada. A configuração dos ensaios está mostrada na Figura 2.4 e na Figura 2.5.

Figura 2.4 – Montagem dos ensaios.



Fonte: o autor.

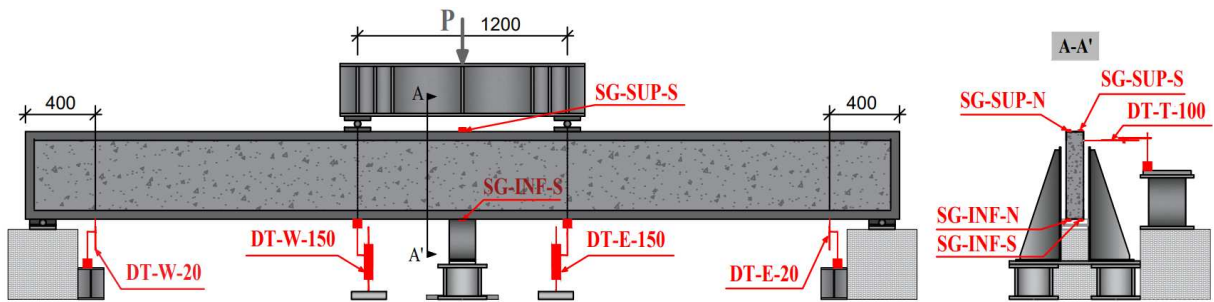
Figura 2.5 – Ensaio experimental das vigas de concreto pré-moldado envelopadas (LBE/UFV).



Fonte: o autor.

Foram utilizados dois transdutores de deslocamento (DT) posicionados nos pontos de aplicação das cargas para a determinação da flecha (DT-W-150 e DT-E-150) e, para medição das acomodações elásticas, foram posicionados dois DTs nas regiões dos apoios da viga (DT-W-20 e DT-E-20). No centro do vão, instalou-se um transdutor para medição dos deslocamentos na direção transversal ao eixo longitudinal da peça, com o objetivo de monitorar a estabilidade lateral da amostra durante a realização do ensaio (DT-T-100). Para medição da deformação longitudinal no perfil de aço, foram utilizados quatro extensômetros elétricos, posicionados aos pares na face superior (SG-SUP-N e SG-SUP-S) e na face inferior dos modelos (SG-INF-N e SG-INF-S), no centro do vão. Os extensômetros utilizados foram do modelo KFG-5-120-C1-11, da marca *KYOWA*, com resistência de $120,2 \pm 0,2 \Omega$ e fator Gauge de 2,10. A instrumentação do modelo encontra-se detalhada na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Instrumentação dos painéis viga.

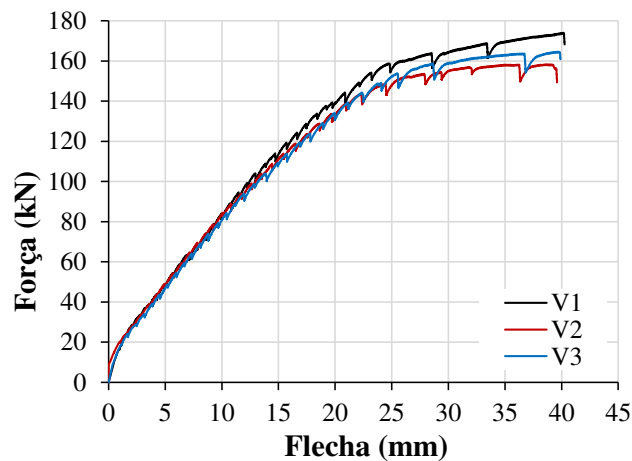


Fonte: o autor.

Os ensaios foram realizados a partir da aplicação de um carregamento monotônico, utilizando-se um atuador hidráulico, modelo Torvel TCLRG-2006, com capacidade de 2000 kN e uma bomba hidráulica manual. A força exercida pelo atuador foi mensurada a partir de uma célula de carga, HBM C6A, com capacidade de 500 kN. Durante o experimento, o carregamento era aplicado até que fosse possível notar, a partir da curva *força/flecha*, uma perda significativa de rigidez, que caracterizasse a redução da capacidade portante da estrutura.

Na Figura 2.7 apresentam-se as curvas *força/flecha* obtidas nos ensaios e, na Tabela 2.2, os valores máximos de flecha e de carregamento obtidos.

Figura 2.7 – Curvas *força / flecha* das vigas pré-moldadas envelopadas (V_1 , V_2 e V_3).



Fonte: o autor.

Tabela 2.2 – Força e flecha máximas obtidas nos experimentos das vigas.

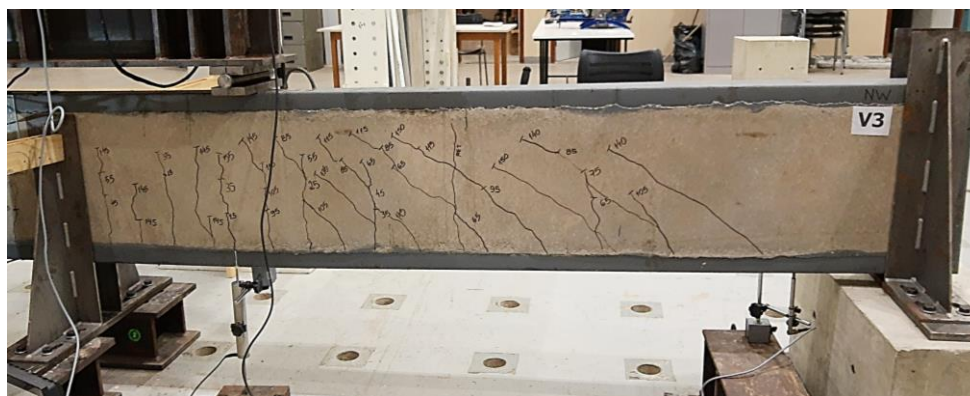
ID	$P_{máx}$ (kN)	$f_{máx}$ (mm)
V_1	174.02	41
V_2	158.27	40
V_3	164.63	40

Fonte: o autor

A partir das curvas apresentadas na Figura 2.7 é possível observar que, nos três modelos ensaiados, ocorre uma perda significativa de rigidez quando a flecha atinge o valor de aproximadamente 25 mm, o que corresponde a cerca de 93% da carga máxima obtida nos ensaios.

As três vigas apresentaram comportamento semelhante durante os ensaios: as primeiras fissuras visíveis surgiram na parte inferior do vão central, para carregamentos entre 30 e 35 kN. Com o aumento do nível de carga, novas fissuras surgiram, se aproximando da região dos apoios, e as já existentes se estenderam para a parte superior da viga. As fissuras formadas no centro do vão possuíam orientação paralela ao eixo de aplicação do carregamento e, conforme se aproximavam dos apoios, a inclinação se alterava, tendendo a aproximar-se de um ângulo de 45°. O padrão de fissuração das vigas mostrado na Figura 2.8 é similar em ambas as faces dos modelos. Acrescenta-se que o DT-T-100, posicionado transversalmente, registrou um deslocamento lateral de 2,5 mm, em média, nos três modelos.

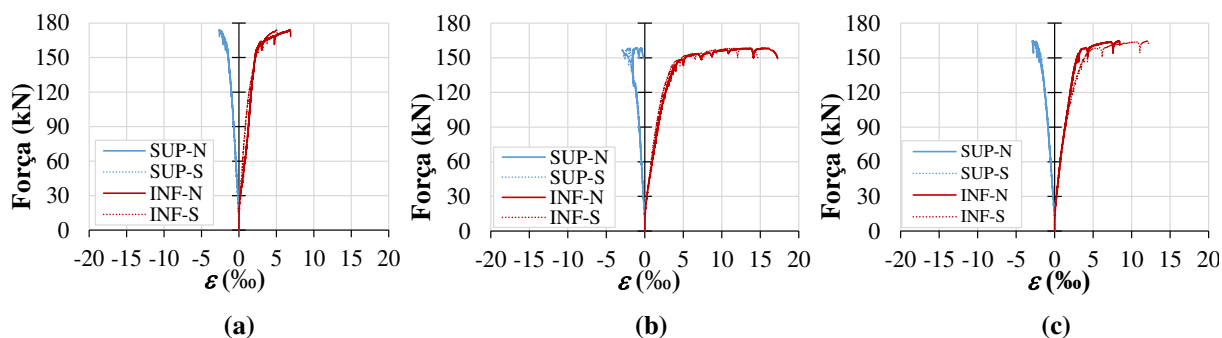
Figura 2.8 – Padrão de fissuração dos modelos.



Fonte: o autor.

Nos gráficos da Figura 2.9, apresentam-se as curvas *força/deformação*, obtidas a partir dos extensômetros (SG-SUP-N, SG-SUP-S, SG-INF-N e SG-INF-S) posicionados no centro do vão.

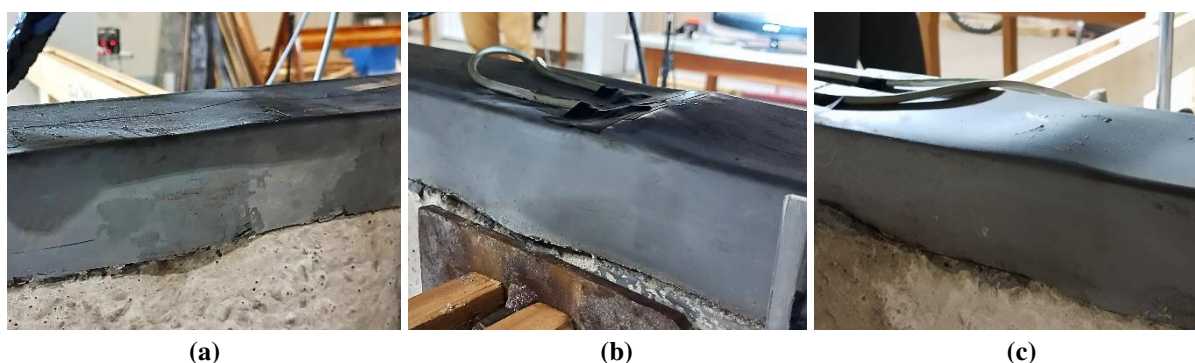
Figura 2.9 – Curvas força (kN)/deformação (‰) no centro do vão. (a) Modelo V₁; (b) Modelo V₂; (c) Modelo V₃.



Fonte: o autor.

A partir dos gráficos da Figura 2.9 observa-se que nas três amostras o perfil de aço inferior atinge a deformação correspondente ao escoamento, que para o perfil de aço formado a frio, que possui $E = 200$ GPa e $f_y = 281$ MPa, corresponde a $\varepsilon_{ya} = 1,4$ ‰. Além disso, é possível notar que, no modelo V_2 , os extensômetros posicionados na alma do perfil comprimido (SG-SUP) ao atingirem o carregamento de 135 kN sofrem um alívio nas deformações e passam a sofrer deformações de tração. O comportamento anômalo da curva se deve ao fato de os extensômetros do modelo V_2 estarem posicionados na zona em que ocorreu a instabilidade do perfil comprimido. O fenômeno de instabilidade também foi observado na zona comprimida localizada entre o centro do vão e os pontos de aplicação do carregamento nos modelos V_1 e V_3 e está mostrado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Instabilidade do perfil U comprimido. (a) Modelo V_1 ; (b) Modelo V_2 ; (c) Modelo V_3 .



Fonte: o autor.

A instabilidade ocorreu ao se atingir um carregamento de 177 kN, 135 kN e 159 kN nos modelos V_1 , V_2 e V_3 , respectivamente. No modelo V_2 foram observadas imperfeições decorrentes do processo de fabricação mais pronunciadas do que nos modelos V_1 e V_3 . Acredita-se que a falta de paralelismo entre as faces inferior e superior da viga envelopada pode ter sido o fator responsável pela ocorrência da instabilidade do perfil de aço comprimido em patamares de carregamento inferiores aos observados nos modelos V_1 e V_3 .

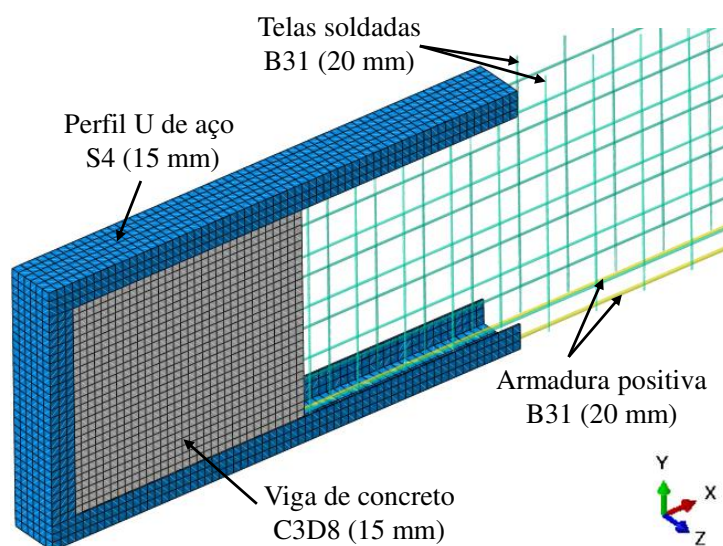
2.3 Modelo numérico

As simulações numéricas foram desenvolvidas no programa computacional ABAQUS, utilizando-se análise estática (*Static, General*). Neste item apresenta-se o desenvolvimento do modelo numérico, incluindo a geometria, modelos constitutivos dos materiais, tipos de elementos adotados e malhas, interações e restrições, condições de contorno e aplicação do carregamento.

2.3.1 Geometria e malha de elementos finitos

Em função da simetria geométrica dos modelos, condições de contorno e aplicação de carregamento, para reduzir o esforço computacional, simulou-se apenas metade da viga envelopada. A geometria do modelo compreende: viga de concreto, perfil U, que emoldura o perímetro da peça, telas soldadas e armadura positiva, composta por duas barras. A viga de concreto foi modelada utilizando-se elemento sólido hexaédrico com oito nós (C3D8) e o perfil de aço utilizando-se elementos quadrilaterais do tipo *shell* (S4), ambos com dimensão de 15 mm. A armadura foi criada a partir de elementos tridimensionais de viga, com dois nós e funções de interpolação lineares (B31), com dimensão de 20 mm (ver Figura 2.11). As dimensões adotadas para os elementos do modelo foram definidas a partir de um estudo de refinamento de malha.

Figura 2.11 – Modelo numérico tridimensional.



Fonte: o autor.

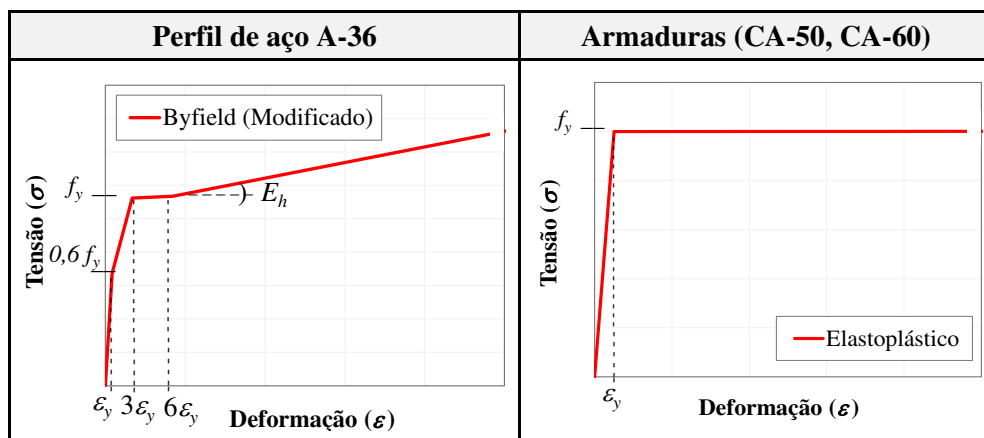
2.3.2 Modelos constitutivos dos materiais

Para a simulação do comportamento do aço do perfil estrutural considerou-se o modelo proposto por Byfield e Dhanalakshmi [10], com patamar de escoamento, e módulo de encruamento do aço $E_h = 2700$ MPa. Adotou-se, para a representação do regime elástico, módulo de elasticidade $E_a = 200.000$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ [11]. O modelo foi modificado para consideração das tensões residuais no material a partir da adição de um trecho linear adicional entre o regime elástico e o patamar de escoamento, que limita o trecho elástico

linear da curva tensão-deformação a 60% da resistência ao escoamento (f_y) – valor calibrado a partir dos resultados experimentais, de forma análoga ao apresentado por Dutra [13].

O comportamento do aço da tela soldada e da armadura positiva foi simulado utilizando-se o modelo elastoplástico perfeito, com uma inclinação de 1,0% do patamar de escoamento. Adotou-se, para a representação do regime elástico, módulo de elasticidade $E_s = 210.000$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ [6]. Apresentam-se, na Figura 2.12, as curvas *tensão/deformação* genéricas adotadas para simulação do comportamento do aço estrutural do perfil U (A-36) e do aço das armaduras: telas soldadas (CA-60) e barras nervuradas $\phi = 12,5$ mm (CA-50).

Figura 2.12 – Modelos constitutivos do aço estrutural e do aço das armaduras (CA-50, CA-60).

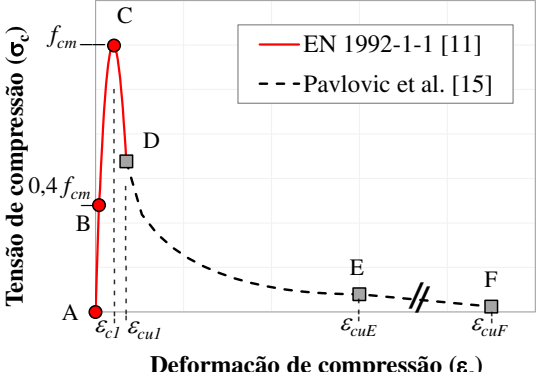
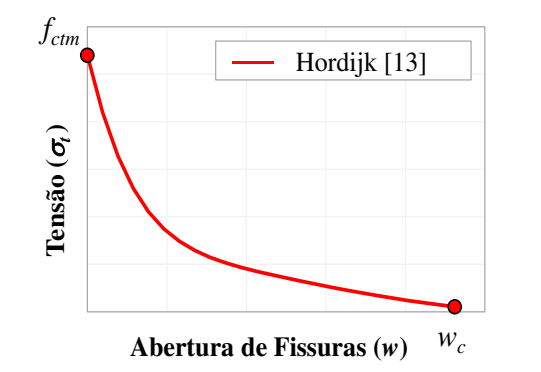


Fonte: o autor.

O *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponível na biblioteca do ABAQUS [12], foi empregado para a simulação do comportamento não-linear do concreto. O comportamento do concreto à compressão foi simulado a partir do modelo proposto por Pavlovic *et al.* [14], que adota uma extensão para a curva apresentada na EN 1992-1-1 [9], que é dividida em dois trechos: sinusoidal e linear. A curva exponencial, de *tensão/abertura de fissuras*, proposta por Hordijk [15], foi adotada para a consideração do comportamento do concreto à tração. A energia de fratura (G_f) foi utilizada para o cálculo da abertura de fissuras (w_c). Para o cálculo da energia de fratura, utilizou-se a equação presente no *FIB Model Code* [16], que considera $G_f = 73 \cdot f_{ctm}^{0,18}$. Os valores médios de resistência à compressão do concreto (f_{cm}) utilizados foram obtidos por meio dos ensaios de controle tecnológico do material e o módulo de elasticidade foi calculado segundo a EN 1992-1-1 [9]. Apresentam-se, na Figura 2.13, as curvas *tensão/deformação* genéricas adotadas para simulação do comportamento do concreto a

compressão e a tração e suas respectivas equações, os valores adotados nos parâmetros do CDP e as equações utilizadas para definição das curvas de dano à tração e à compressão.

Figura 2.13 – Modelos constitutivos do concreto a compressão e a tração.

Compressão	Tração	
 <p>Tensão de compressão (σ_c)</p> <p>Deformação de compressão (ϵ_c)</p>	 <p>Tensão (σ)</p> <p>Abertura de Fissuras (w) w_c</p>	
Eurocódigo 2 [9](Ramo B-D)	Hordijk [15]	
$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\kappa \cdot \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta}$ $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$ $\epsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 0,28\%$ $\kappa = 1,05 E_{cm} \epsilon_{c1} / f_{cm}$	$\frac{\sigma_{ct}(w)}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(\frac{c_1 \cdot w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot w/w_c} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2}$ $c_1 = 3,0; c_2 = 6,93$ $w_c = 5,14 G_f / f_{ctm}$	
Pavlovic et al. [14] (Ramo D-F)	Parâmetros CDP	Dano concreto
$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu^{\alpha_D} \alpha_{tE} \pi / 2)}{\beta \sin(\alpha_{tE} \pi / 2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \epsilon_{cu1} < \epsilon_c \leq \epsilon_E \\ [f_E (\epsilon_F - \epsilon_c) + f_F (\epsilon_c - \epsilon_E)] / (\epsilon_F - \epsilon_E), & \epsilon_c > \epsilon_E \end{cases}$ $\mu = (\epsilon_c - \epsilon_{cu1}) / (\epsilon_E - \epsilon_{cu1})$	$\Psi = 36^\circ$ $\epsilon = 0,1$ $\sigma_{b0} / \sigma_{c0} = 1,16$ $K = 2/3$ $\mu = 1^{-5}$	$D_c = 1 - \sigma_c / f_{cm}$ $D_t = 1 - \sigma_t / f_{ctm}$

Fonte: o autor.

2.3.3 Restrições e interações

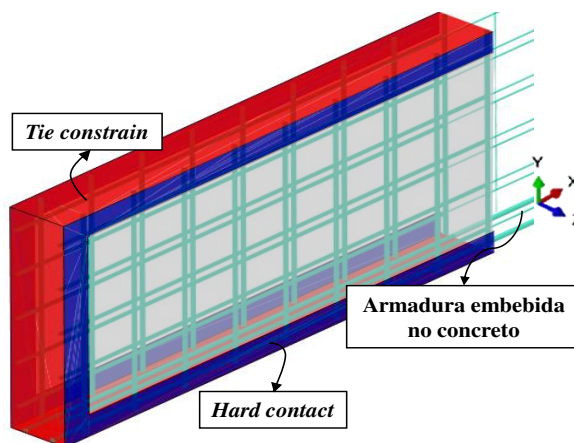
Para simular a interação entre a armadura e o concreto utilizou-se uma restrição de corpo embutido, do tipo *embedded constrain*, de forma a promover a compatibilização das translações nodais dos elementos imersos com as dos elementos da região hospedeira.

O contato entre a viga e as mesas do perfil de aço foi definido utilizando-se uma interação de contato entre superfícies (*surface-to-surface*) do tipo *hard contact*, com permissão da separação entre as partes após o contato. A adoção desse tipo de contato busca reproduzir a interação observada experimentalmente, em que a instabilidade do perfil comprimido provocou, no ponto de ocorrência da instabilidade, a separação entre a mesa do perfil de aço e a viga de concreto.

Para conectar o concreto à alma do perfil, adotou-se uma interação do tipo *tie constrain* aplicada à superfície, conforme mostrado na Figura 2.14. Ao se aplicar a interação, os nós das

extremidades das barras da tela soldada e das extremidades das armaduras positivas, também contidos na superfície lateral da viga de concreto, foram, automaticamente, conectados à alma do perfil, o que simulou o efeito da solda de topo existente entre as armaduras e o perfil de aço. A opção por esse tipo de interação foi baseada na observação de que o concreto, mesmo após a falha do modelo, ainda se encontrava fortemente aderido ao perfil de aço e de que não foram observadas evidências da ocorrência de escorregamento relativo entre os diferentes materiais nos modelos experimentais.

Figura 2.14 – Interações e restrições no modelo em EF.



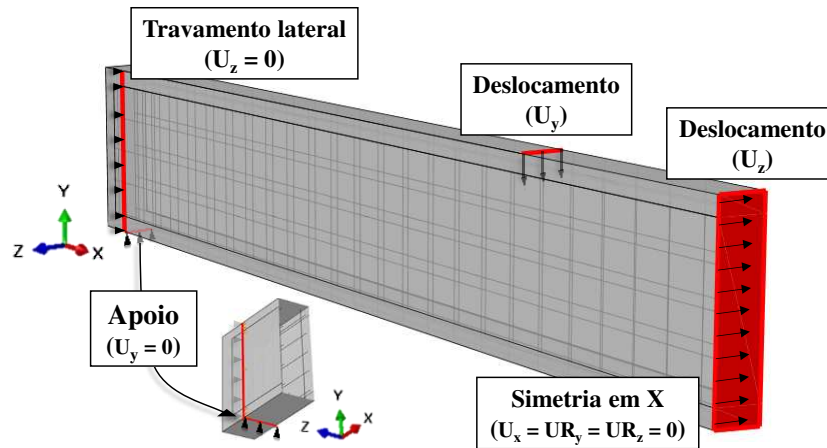
Fonte: o autor.

2.3.4 Condições de contorno e carregamento

Devido à simetria, apenas metade da viga envelopada foi modelada. As condições de simetria ao longo do eixo x foram aplicadas ao plano yz , restringindo a translação na direção x e a rotação em y e z de todos os nós contidos neste plano ($U_x = UR_y = UR_z = 0$).

A uma distância de 40 cm da extremidade, restringiu-se a translação em y ($U_y = 0$), para simular os roletes sobre os quais a viga envelopada foi apoiada durante o ensaio. Aplicou-se também uma restrição lateral, impedindo a translação em z ($U_z = 0$), para simulação do travamento lateral proporcionado pelo vínculo de garfo. O carregamento foi aplicado por meio de um deslocamento prescrito de 40 mm na direção y (U_y), ao longo da linha correspondente à linha de atuação da força nos experimentos, e um deslocamento de 2,5 mm aplicado na direção z (U_z) no centro do vão, a fim de representar as imperfeições geométricas do modelo. As condições de contorno estão apresentadas na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Condições de contorno.

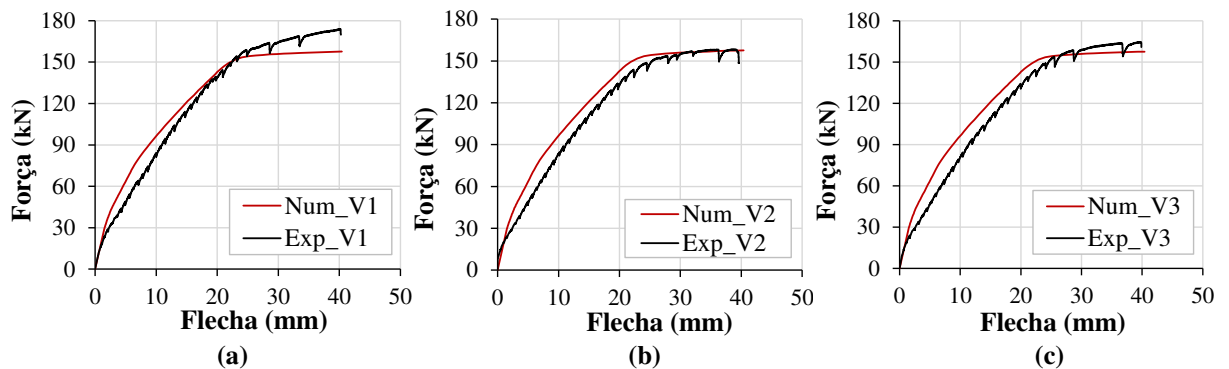


Fonte: o autor.

2.4 Validação do modelo em EF

A verificação do modelo numérico desenvolvido com base nos resultados experimentais é essencial para determinar a precisão e a confiabilidade do modelo. Nesse item, os resultados obtidos numericamente são comparados com os resultados experimentais apresentados no Item 2.2, para validação do modelo em elementos finitos desenvolvido no presente estudo. Nos gráficos da Figura 2.16 apresenta-se uma comparação entre as curvas *forçaflecha* obtidas experimentalmente e numericamente.

Figura 2.16 – Curvas *forçaflecha*: experimental e numérico. (a) Modelo V1; (b) Modelo V2; (c) Modelo V3.



Fonte: o autor.

Na Tabela 2.3 os carregamentos máximos obtidos nos modelos numéricos ($P_{u,num}$) são comparados aos máximos carregamentos atingidos pelas vigas envelopadas nos experimentos ($P_{u,exp}$). Em média, obteve-se uma relação $P_{u,num}/P_{u,exp}$ de 0,95 e um coeficiente de variação de 3,93%.

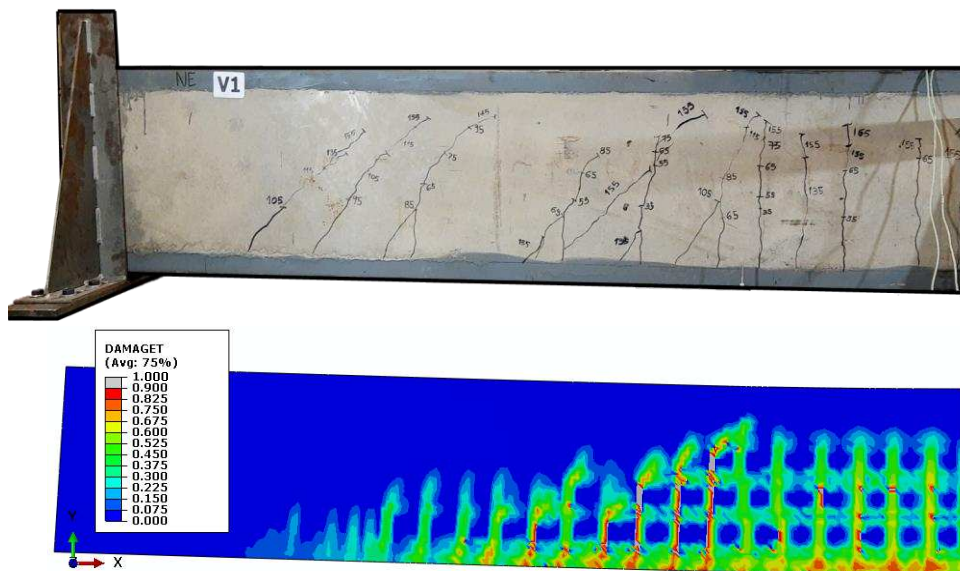
Tabela 2.3 – Comparação da carga máxima numérica e experimental.

Modelo	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,num}/P_{u,exp}$
V_1	157.35	174.02	0.90
V_2	157.53	158.27	1.00
V_3	157.97	164.63	0.96
		Média	0.95
		Coef. Var.	3.93%

Fonte: o autor.

O padrão de fissuração dos modelos experimentais e do modelo numérico são mostrados na Figura 2.17. É possível observar que o padrão de fissuração obtido a partir do modelo de elementos finitos, para o carregamento último, representa de forma adequada o que foi observado nos modelos experimentais.

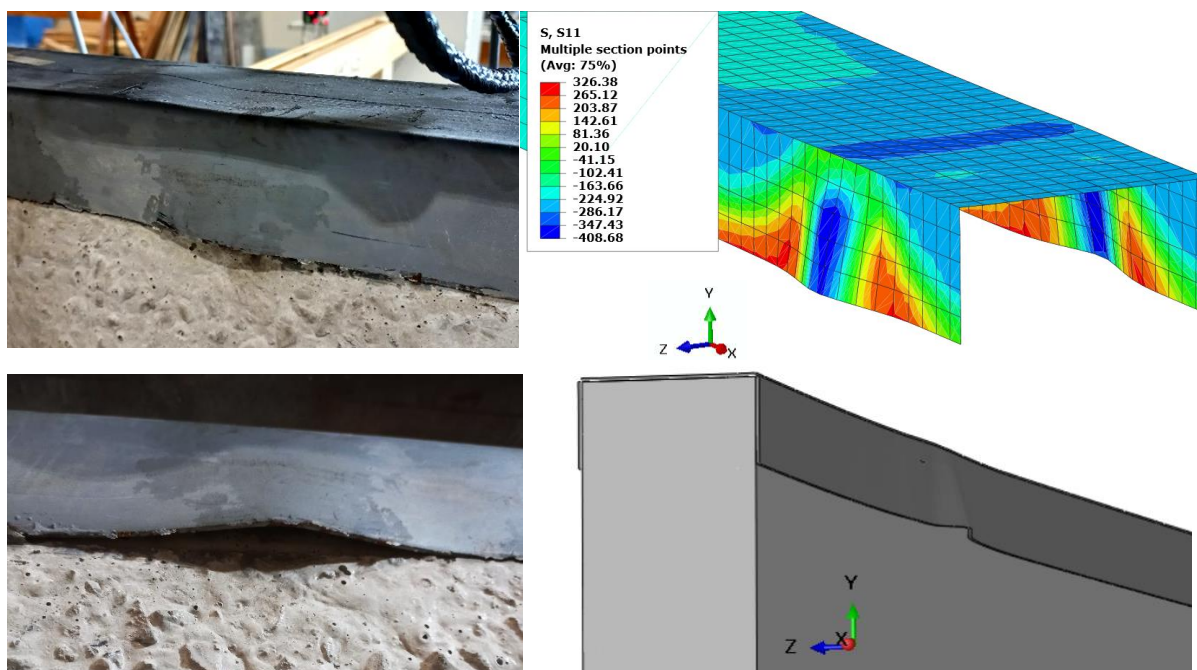
Figura 2.17 – Padrão de fissuração da viga envelopada de concreto nos modelos experimental e numérico.



Fonte: o autor.

A instabilidade do perfil U comprimido observada nos ensaios também foi verificada no modelo numérico, conforme mostrado na Figura 2.18. Enquanto nos modelos experimentais a instabilidade ocorreu ao se atingir um carregamento de 177 kN, 135 kN e 159 kN nos modelos V_1 , V_2 e V_3 , respectivamente, nos modelos numéricos o fenômeno ocorreu, em todos os casos, para um carregamento médio de 155 kN.

Figura 2.18 – Instabilidade do perfil U comprimido no modelo experimental e no modelo numérico.



Fonte: o autor.

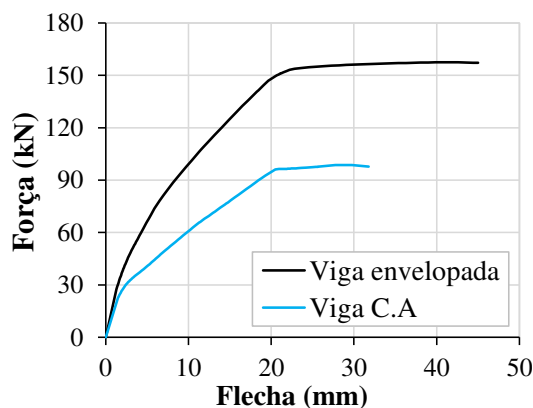
2.5 Análise do comportamento estrutural das vigas envelopadas

Neste item, apresenta-se uma análise sobre o comportamento estrutural das vigas envelopadas. Avaliou-se a contribuição do perfil U de aço formado a frio sobre o comportamento estrutural, a conexão provocada pela ligação do perfil com a tela soldada e com as barras de aço nervuradas e as condições de ocorrência da instabilidade local.

2.5.1 Contribuição do perfil U

No intuito de verificar quantitativamente o acréscimo de resistência provocado pela adição do perfil de aço formado a frio que envolve o perímetro da viga de concreto armado, realizou-se a modelagem do elemento com as mesmas características dos modelos ensaiados experimentalmente, porém, sem a presença do perfil de aço. Na Figura 2.19 apresentam-se as curvas *força/flecha* das simulações numéricas realizadas para fins de comparação.

Figura 2.19 – Curvas força/flecha de um modelo de viga de concreto armado e de uma viga envelopada, obtidas por meio de modelos de elementos finitos.



Fonte: o autor.

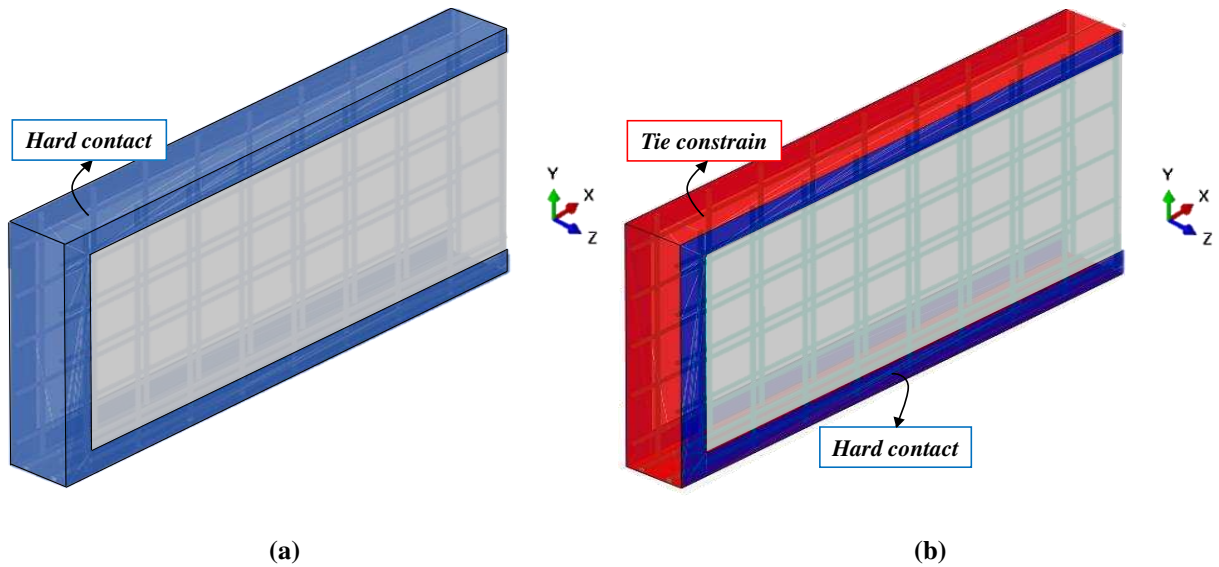
A partir das curvas da Figura 2.19, pode-se observar que a adição do perfil de aço gera um aumento expressivo da capacidade portante do modelo. O carregamento máximo atingido pelo modelo de viga em concreto armado simples foi de 99 kN, enquanto na simulação da viga de concreto envelopado a força máxima obtida foi de 158 kN, o que representa um acréscimo de 60% na capacidade última ao se adicionar o perfil U de contorno.

2.5.2 Conexão entre perfil de aço e concreto

Com base nos ensaios experimentais, observou-se que, durante todo o processo de aplicação do carregamento, a alma do perfil de contorno se manteve acoplada à viga de concreto pré-moldado, sem que houvesse separação entre as partes. Entretanto, no que diz respeito ao grau de conexão entre aço e concreto desenvolvido na superfície de contato entre os materiais cabem algumas considerações. Para verificar se a conexão do perfil de aço ao concreto a partir da solda das telas e da armadura positiva foi suficiente para se obter o comportamento misto, realizou-se uma modelagem numérica dos elementos envelopados com diferentes interações na superfície entre a alma do perfil de aço e o concreto.

Foram realizadas análises numéricas de dois modelos de vigas envelopadas, um modelo com interação de contato rígido (*hard contact*) aplicada à toda a superfície de interface entre o concreto e o perfil de aço e um modelo com a utilização da restrição *tie* aplicada à superfície de contato entre a alma do perfil formado a frio e o concreto, conforme mostrado na Figura 2.20.

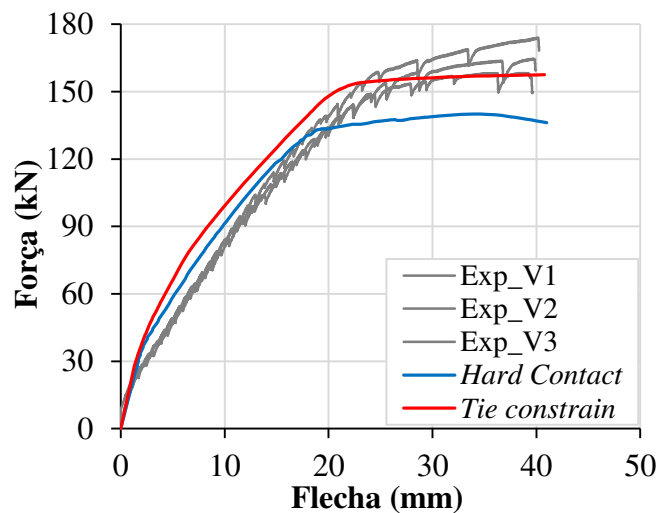
Figura 2.20 – Interações entre aço e concreto adotadas nos modelos para análise da conexão.
(a) Modelo com interação de contato rígido; (b) Modelo com restrição *tie* aplicada na interface entre a alma do perfil de aço e o concreto.



Fonte: o autor.

Na Figura 2.21 apresentam-se as curvas *força/flecha* obtidas a partir da análise numérica do modelo com interação de contato rígido (*hard contact*) e do modelo com restrição *tie*. Representa-se também as curvas dos modelos experimentais V_1 , V_2 e V_3 , tomadas como referência.

Figura 2.21 – Comparação entre as curvas *força/flecha* de modelos com diferentes tipos de interação.



Fonte: o autor

Com base nos resultados apresentados na Figura 2.21, pode-se observar que o modelo com interação do tipo *hard contact* atinge 85% do carregamento máximo obtido experimentalmente e que o modelo com a restrição do tipo *tie*, que compatibiliza os deslocamentos nodais do

concreto com os do perfil de aço, foi o que mais se aproximou dos experimentos, indicando que a conexão proporcionada pela soldagem da tela e da armadura positiva na direção longitudinal do perfil tracionado fazem com que o comportamento misto seja plenamente ativado.

A diferença percentual entre a força máxima atingida pelo modelo com interação *hard contact* e a atingida pelo modelo com restrição *tie* foi de apenas 11%.

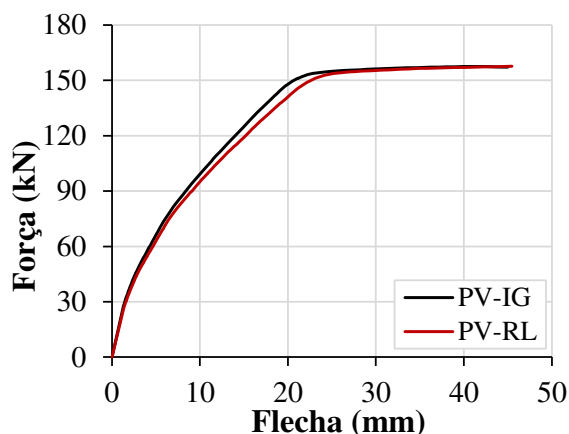
2.5.3 Instabilidade local

No que diz respeito à instabilidade do perfil de aço sujeito à compressão, sabe-se que as imperfeições iniciais geométricas e de material exercem influência sobre o fenômeno de instabilidade. Nos modelos numéricos, as imperfeições iniciais geométricas foram consideradas a partir da introdução de um deslocamento lateral de magnitude semelhante ao observado experimentalmente, e as imperfeições iniciais de material, decorrentes da existência de tensões residuais, foram consideradas a partir da modificação do modelo constitutivo do aço do perfil formado a frio, conforme mostrado no item 2.3.2.

Com o intuito de realizar uma análise a respeito da influência da instabilidade do perfil comprimido, realizou-se a modelagem das vigas de concreto envelopadas adicionando-se uma restrição lateral ao modelo, com o objetivo de impedir a ocorrência do fenômeno de instabilidade do perfil comprimido.

A partir das simulações, observou-se que a ocorrência da instabilidade exerce influência mínima no comportamento global das vigas, de forma que o comportamento estrutural do modelo permanece praticamente inalterado ao se comparar um modelo com imperfeição inicial geométrica, em que a instabilidade ocorre (PV-IG), a outro modelo sem imperfeição inicial geométrica (restringido lateralmente) em que a instabilidade não ocorre (PV-RL), conforme pode ser observado na Figura 2.22.

Figura 2.22 – Curvas *força/flecha* com e sem ocorrência da instabilidade do perfil de aço comprimido.



Fonte: o autor.

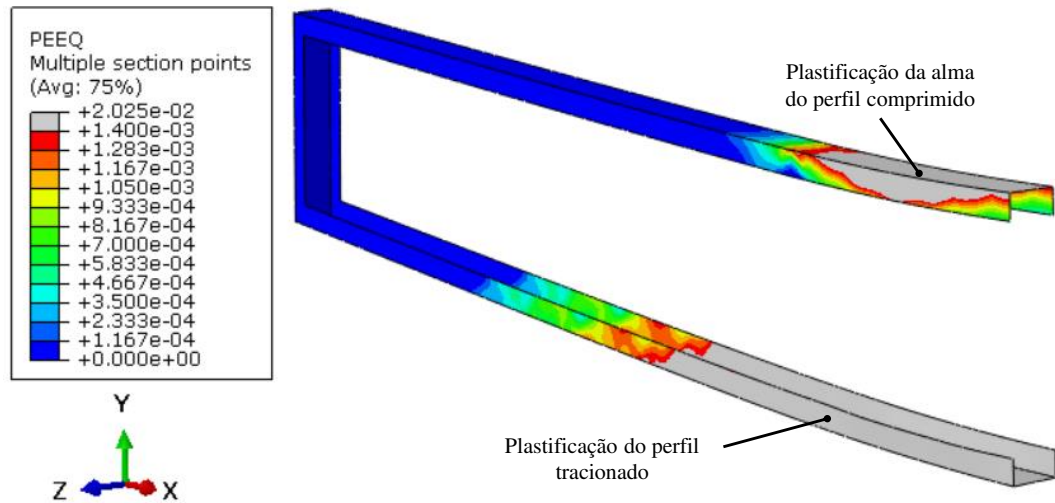
A partir das curvas da Figura 2.22 pode-se observar que a rigidez inicial e a força máxima permaneceram inalteradas. Esse comportamento condiz com o que foi observado experimentalmente, uma vez que a ocorrência da instabilidade da alma comprimida do perfil não exerceu influência no modo de falha dos modelos. Após a ocorrência da instabilidade local, não se notou nenhuma alteração nas curvas *força/flecha* que evidenciasse perda de rigidez ou de capacidade portante.

Adicionalmente, a partir da simulação de um modelo sem a consideração das imperfeições iniciais de material, antes consideradas para a calibração, concluiu-se que, ao se adotar um modelo constitutivo para o aço do perfil U de contorno sem a consideração das tensões residuais, o fenômeno de instabilidade ocorre tardiamente, para carregamentos mais elevados do que os observados experimentalmente. Novamente, não se verificou perda de rigidez ou de capacidade portante.

2.5.4 Modo de falha

A partir dos resultados experimentais e numéricos, notou-se que a falha típica dos elementos de viga envelopada ensaiados ocorreu por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio e da armadura positiva tracionados, que atingiram a deformação correspondente à tensão de escoamento. Verificou-se também que o concreto da borda superior comprimida dos modelos não atingiu a deformação limite de encurtamento de 3,5 %. Na Figura 2.23 apresentam-se as deformações plásticas equivalentes (PEEQ) nos passos de carga que antecedem a ocorrência do fenômeno de instabilidade. As regiões em cor cinza são aquelas em que a deformação plástica superou o limite de 1,4 %.

Figura 2.23 – Plastificação do perfil de aço formado a frio.



Fonte: o autor.

Em função do que foi observado, nota-se que apesar da ocorrência do fenômeno de instabilidade nas mesas do perfil de aço comprimido, verificou-se que o mesmo não exerceu influência significativa no modo de falha da viga envelopada.

2.6 Estudo de variação de parâmetros

O estudo de variação de parâmetros realizado neste trabalho teve como objetivo avaliar a influência da variação da taxa de armadura longitudinal, da resistência à compressão do concreto e da espessura do perfil de aço sobre a resistência última das vigas de concreto pré-moldado envelopadas. Para o estudo das vigas envelopadas foram desenvolvidos 50 modelos de elementos finitos, cujas características são descritas na Tabela 2.4.

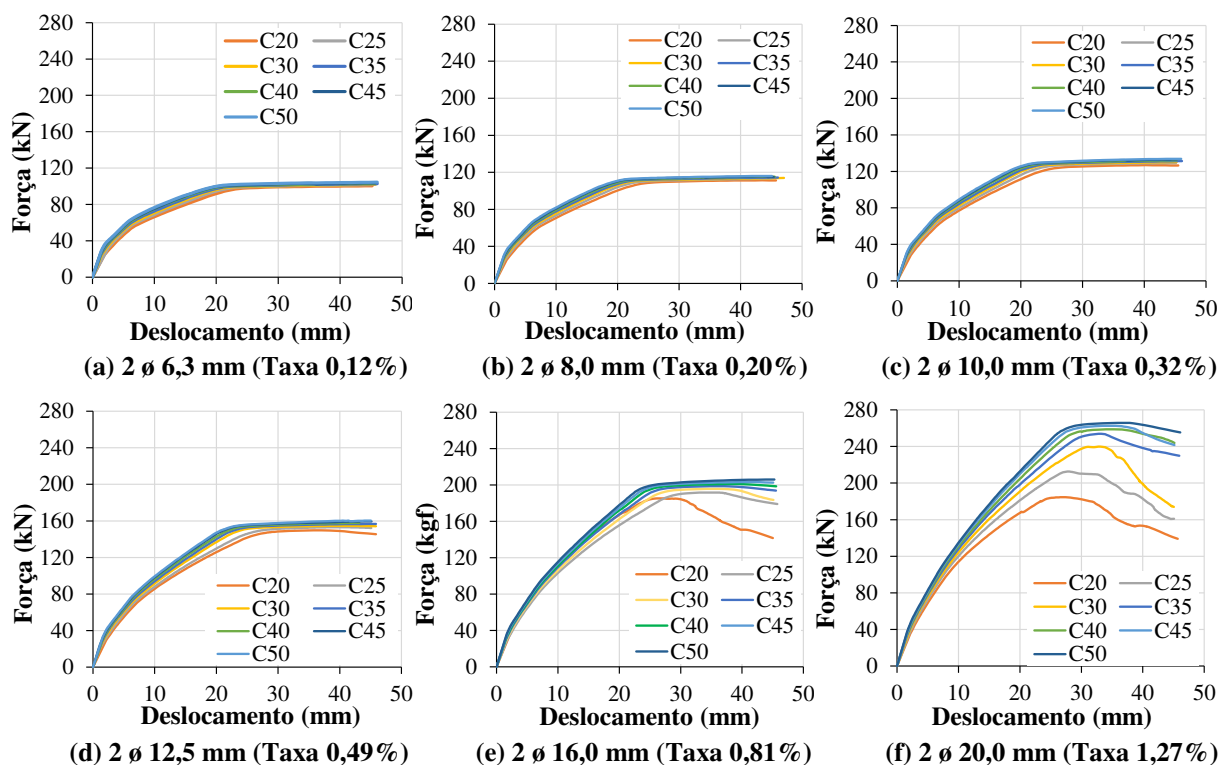
Tabela 2.4 – Características dos modelos em elementos finitos do estudo paramétrico das vigas pré-moldadas de concreto envelopado.

ID	Armadura	Taxa (%)	Espessura do perfil (mm)	Tela Soldada
PV-C20-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C25-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C30-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C35-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C40-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C45-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C50-6.3	2 \varnothing 6,3	0,12	2,00	Q138
PV-C20-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C25-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C30-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C35-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C40-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C45-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C50-8.0	2 \varnothing 8,0	0,20	2,00	Q138
PV-C20-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C25-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C30-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C35-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C40-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C45-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C50-10.0	2 \varnothing 10,0	0,32	2,00	Q138
PV-C20-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C25-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C30-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C35-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C40-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C45-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C50-12.5	2 \varnothing 12,5	0,49	2,00	Q138
PV-C20-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C25-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C30-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C35-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C40-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C45-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C50-16.0	2 \varnothing 16,0	0,81	2,00	Q138
PV-C20-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C25-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C30-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C35-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C40-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C45-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-C50-20.0	2 \varnothing 20,0	1,27	2,00	Q138
PV-U2.25	2 \varnothing 12,5	0,49	2,25	Q138
PV-U2.65	2 \varnothing 12,5	0,49	2,65	Q138
PV-U3.00	2 \varnothing 12,5	0,49	3,00	Q138
PV-U3.35	2 \varnothing 12,5	0,49	3,35	Q138
PV-U3.75	2 \varnothing 12,5	0,49	3,75	Q138
PV-U4.25	2 \varnothing 12,5	0,49	4,25	Q138
PV-U4.75	2 \varnothing 12,5	0,49	4,75	Q138

Fonte: o autor

Conforme descrito na Tabela 2.4, nos primeiros 42 modelos desse estudo variou-se os diâmetros das barras da armadura positiva de 6,3 a 20,0 mm e a resistência à compressão média do concreto de 20 a 50 MPa. As curvas *força/flecha* obtidas no estudo de variação da taxa de armadura positiva e da resistência à compressão do concreto são apresentadas na Figura 2.24.

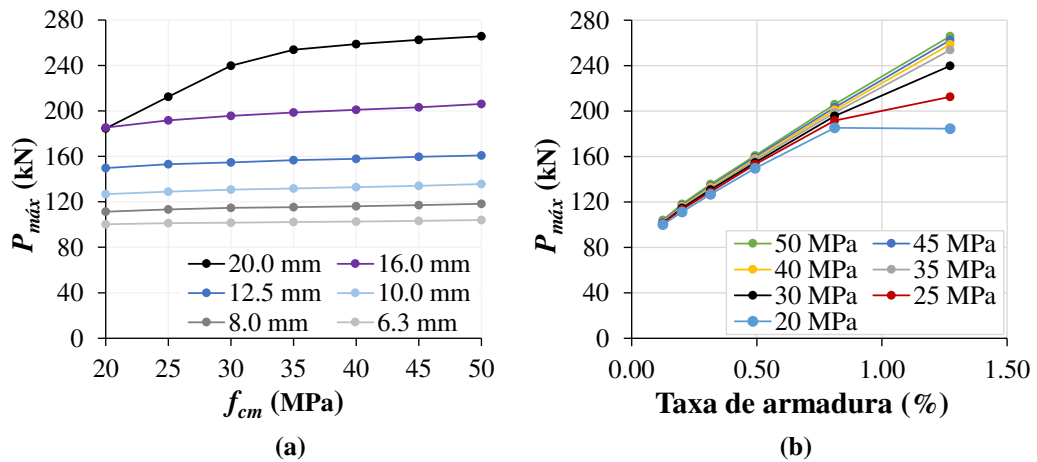
Figura 2.24 – Estudo de variação de parâmetros: variação da taxa de armadura positiva e da resistência à compressão do concreto.



Fonte: o autor.

Na Figura 2.25 e na Tabela 2.5 são apresentadas, de forma sintética, as forças máximas obtidas nos modelos numéricos do estudo de variação da taxa de armadura positiva e da resistência à compressão do concreto. Os números destacados em vermelho na Tabela 2.5 indicam que a falha se deu por cisalhamento.

Figura 2.25 – Estudo de variação de parâmetros: força máxima obtida numericamente.
(a) em função da resistência à compressão do concreto (f_{cm});
(b) em função da taxa de armadura (%).



Fonte: o autor.

Tabela 2.5 – Força máxima obtida nos modelos em elementos finitos.

f_c (MPa)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)					
	6.3 mm	8.0 mm	10.0 mm	12.5 mm	16.0 mm	20.0 mm
20	100.19	111.32	126.82	149.73	185.34	184.63
25	101.28	113.43	129.06	153.07	191.75	212.60
30	101.64	114.66	130.74	154.64	195.78	239.84
35	102.31	115.28	131.82	156.64	198.73	253.85
40	102.58	116.05	132.96	157.88	201.10	258.76
45	103.25	117.06	134.19	159.70	203.21	262.62
50	104.07	118.37	135.71	160.88	206.15	265.86

Fonte: o autor.

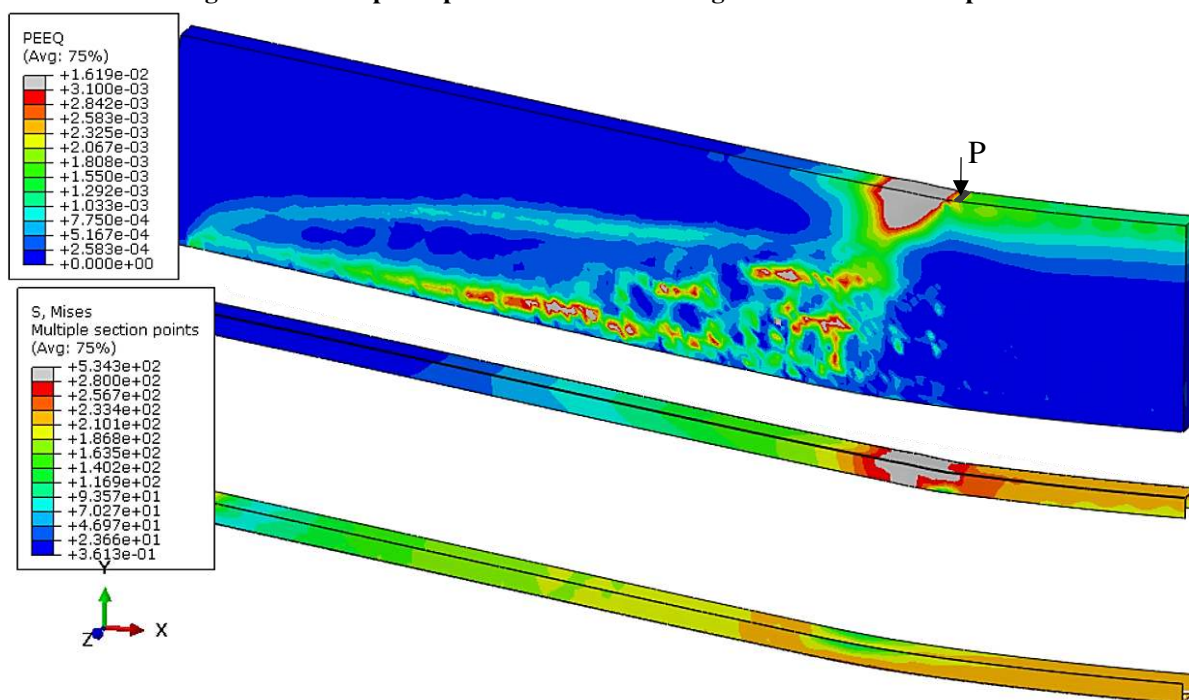
É possível notar que a resistência do concreto à compressão exerce pouca influência sobre o comportamento estrutural das vigas de concreto pré-moldado envelopadas para taxas variando de 0,12 a 0,81%. Com base nos resultados apresentados na Figura 2.25 e na Tabela 2.5, nota-se que as curvas permaneceram praticamente inalteradas com a elevação da resistência à compressão do concreto de 20 MPa para 50 MPa, com um ganho máximo de 11%. Nos modelos com taxa de armadura de 1,27%, observou-se uma influência expressiva da resistência à compressão do concreto no modelo, com um ganho de resistência de 44% ao se elevar a resistência média à compressão de 20 MPa para 50 MPa.

Na simulação da viga envelopada com armadura de 16,0 mm (taxa de 0,81%) e concreto C20 e nas simulações com armadura de 20,0 mm (taxa de 1,27) e concreto C20, C25 e C30 nota-se um comportamento diferente do observado nos demais modelos: as curvas *força/flecha* apresentaram uma queda abrupta (Figura 2.24(e) e Figura 2.24(f)), o que evidencia que a falha

do elemento se deu devido ao colapso brusco do concreto. Isso justifica o ganho pronunciado de resistência da peça ao elevar-se a resistência média à compressão do material.

Na Figura 2.26, são exibidas imagens do modelo composto por 2 \varnothing 20,0 mm (taxa de 1,27%) e C20, durante o incremento de força máxima. Utilizou-se a variável de deformações plásticas equivalentes (PEEQ) para representar a deformação inelástica do concreto, fixada no valor de deformação plástica correspondente à deformação de 3,5 ‰, que, no caso específico deste modelo, constituído por um concreto com resistência média à compressão de 20 MPa, equivale a 3,1 ‰. As regiões em cor cinza são aquelas nas quais a deformação plástica ultrapassou o limite de 3,1 ‰. Para representar as tensões atuantes no perfil de aço de contorno, utilizou-se o critério de escoamento de Von Mises, fixado no valor da tensão de escoamento do perfil de aço formado a frio ($f_y = 280$ MPa). As regiões em cor cinza no perfil de aço são aquelas nas quais a tensão superou a tensão de escoamento do aço estrutural.

Figura 2.26 – Ruptura por cisalhamento nas vigas de concreto envelopado.



Fonte: o autor.

O modo de falha de todos os modelos que apresentaram queda abrupta da curva *força/flecha* (Figura 2.24 (e) e Figura 2.24 (f)) foi semelhante ao apresentado na Figura 2.26. Essa falha típica de uma ruína por cisalhamento, denominada ruptura do banzo comprimido por força cortante-flexão. Esse modo de ruína ocorre pela fissuração ocasionada pela interação momento fletor/força cortante na região entre o apoio e o ponto de aplicação do carregamento [19], conforme pode ser observado na Figura 2.26. Nesses modelos, o perfil de aço tracionado não

atinge o escoamento e o perfil de aço comprimido sofre instabilidade decorrente da falha do banzo comprimido de concreto.

Nas seções próximas ao apoio da viga, quando as tensões principais de tração alcançam a resistência do concreto à tração, surgem as primeiras fissuras inclinadas. À medida que o carregamento aumenta, novas fissuras surgem, provocando uma redistribuição dos esforços internos. Com a redistribuição dos esforços, a armadura transversal e as diagonais comprimidas do concreto passam a trabalhar de forma mais efetiva e o mecanismo resistente da viga ao esforço cortante passa a ser exercido principalmente pelos estribos e pelo concreto das bielas inclinadas [17,18]. Quando a armadura transversal é insuficiente, as fissuras de cisalhamento elevam-se em direção ao banzo comprimido, diminuindo a seção resistente de concreto comprimido, provocando o colapso brusco do concreto [17].

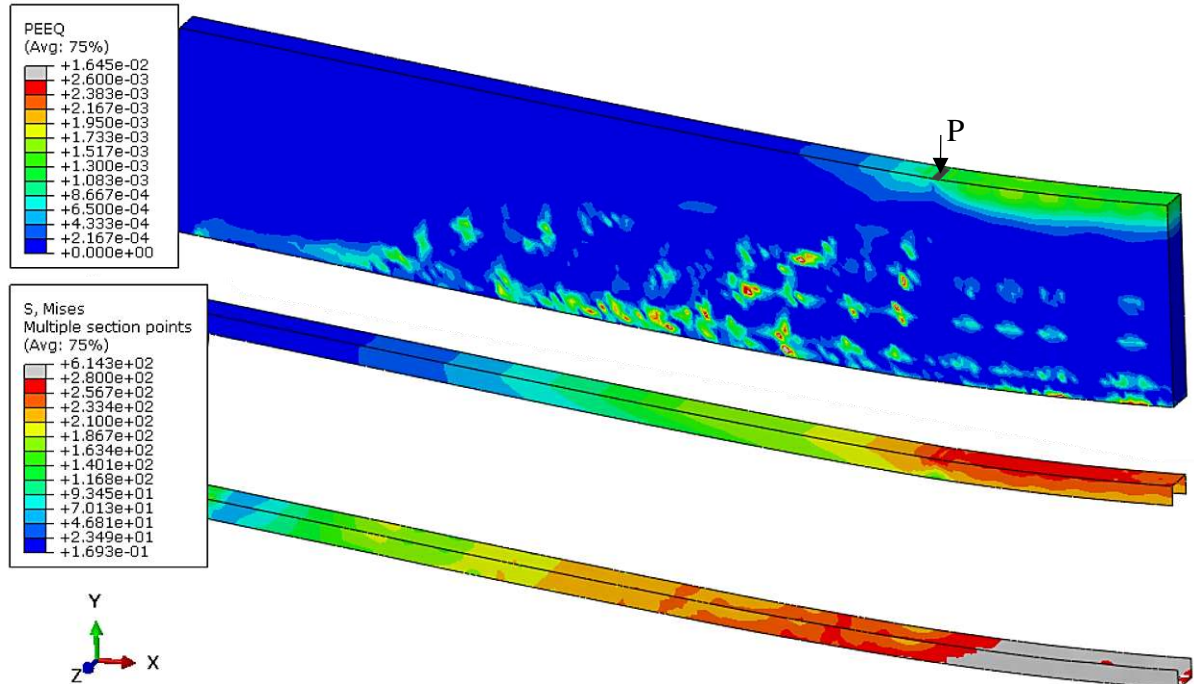
Com base nos modelos numéricos, verificou-se que as vigas compostas por armadura longitudinal com taxas de 0,81% e de 1,27% sofreram ruína por cisalhamento nos modelos com menores valores de f_{cm} . Contudo, ao se elevar a resistência à compressão do concreto, o modo de falha se alterou e as vigas sofreram falha por deformação plástica excessiva. Isso se deve ao fato de que o mecanismo de resistência ao cisalhamento em um elemento de viga está intimamente ligado à armadura de cisalhamento e à resistência das bielas inclinadas. A se elevar a resistência do concreto à compressão, eleva-se também a resistência ao cisalhamento das vigas, mesmo que não tenha havido alteração da taxa de armadura transversal de cisalhamento (telas soldadas).

Já nos demais modelos estudados a falha se deu de forma semelhante às observadas nos ensaios experimentais, nos quais a falha do elemento ocorreu por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio tracionado e da armadura positiva, que atingiram a deformação de escoamento.

De forma a exemplificar o comportamento obtido a partir das simulações nos modelos em que o modo de falha se dá por deformação plástica excessiva, apresenta-se na Figura 2.27 imagens do modelo composto por 2 \varnothing 20,0 mm (taxa de 1,27%) e C50, durante o incremento de força máxima. Empregou-se a variável de deformações plásticas equivalentes (PEEQ) para representar a deformação inelástica do concreto, fixada no valor de deformação plástica correspondente à deformação de 3,5 %, que, no caso deste modelo, constituído por um concreto com resistência média à compressão de 50 MPa, equivale a 2,6%. Nota-se que, diferente do modelo anterior, a seção comprimida do concreto não atinge a plastificação em nenhum ponto. Para representar as tensões atuantes no perfil de aço de contorno, utilizou-se o critério de

escoamento de Von Mises, fixado no valor da tensão de escoamento do perfil de aço formado a frio ($f_y = 280$ MPa). As regiões em cor cinza no perfil de aço são aquelas que atingiram a tensão de escoamento.

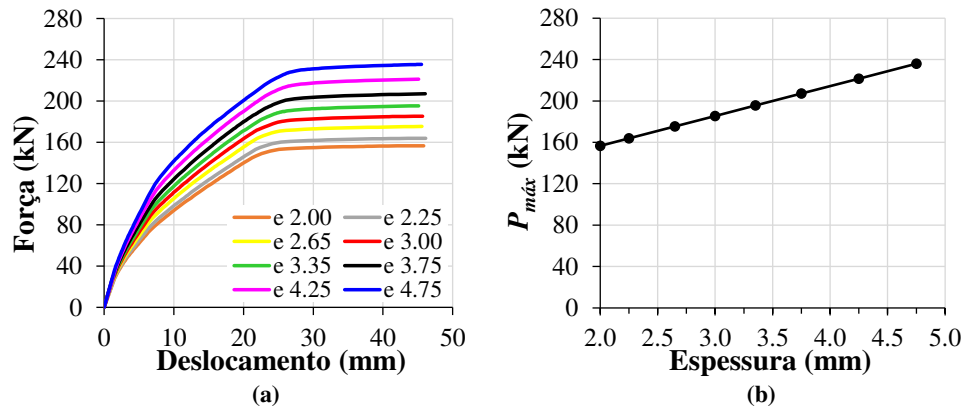
Figura 2.27 – Ruptura por deformação plástica excessiva.



Fonte: o autor.

Para avaliar a influência da espessura do perfil de aço na viga envelopada foram considerados oito modelos de viga com características semelhantes às dos modelos ensaiados, conforme descrito na Tabela 2.4, com a identificação PV-U####. Para esses modelos considerou-se uma resistência à compressão média do concreto de 35 MPa, armadura positiva composta por duas barras nervuradas de aço CA-50, com diâmetro nominal de 12,5 mm (taxa de armadura de 0,49%), armadura de pele composta por duas telas soldadas do tipo Q138, de aço CA-60 e variou-se a espessura do perfil de aço, mesmas características dos modelos ensaiados experimentalmente. Foram adotadas espessuras variando de 2,00 mm a 4,75 mm, mantendo-se as dimensões do perfil U de 5,0 x 10 cm. As curvas obtidas a partir dos modelos de elementos finitos e a relação entre força máxima e espessura do perfil são mostradas na Figura 2.28.

Figura 2.28 – Variação da espessura do perfil de aço. (a) Curvas força/deslocamento dos modelos com variação da espessura; (b) Relação entre força máxima e espessura do perfil de aço.



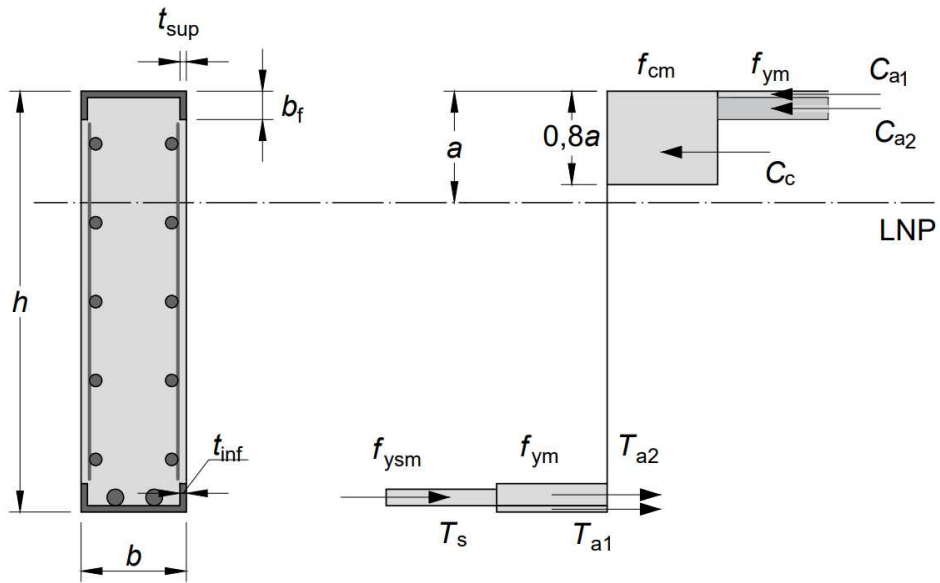
Fonte: o autor.

Com base nos resultados apresentados na Figura 2.28 pode-se observar que ao se elevar a espessura do perfil de aço de contorno, obteve-se um aumento da capacidade resistente do modelo e um ganho de rigidez. Nota-se também que existe uma relação linear entre o aumento da espessura e o aumento da força máxima, conforme mostrado na Figura 2.28(b). Obteve-se um ganho de resistência de, aproximadamente, 51% ao variar a espessura do perfil de aço de 2,0 mm para 4,75 mm.

2.7 Proposição de um modelo analítico

A partir do comportamento estrutural observado no estudo numérico-experimental, desenvolveu-se um modelo analítico para o cálculo do momento resistente das vigas de concreto pré-moldado envelopadas. A distribuição de tensões na seção transversal considerada no cálculo é mostrada na Figura 2.29. Nesse modelo, considera-se a resistência média dos materiais, a contribuição das mesas comprimidas do perfil de aço formado a frio e desconsidera-se a participação do concreto na zona tracionada e de toda a tela soldada.

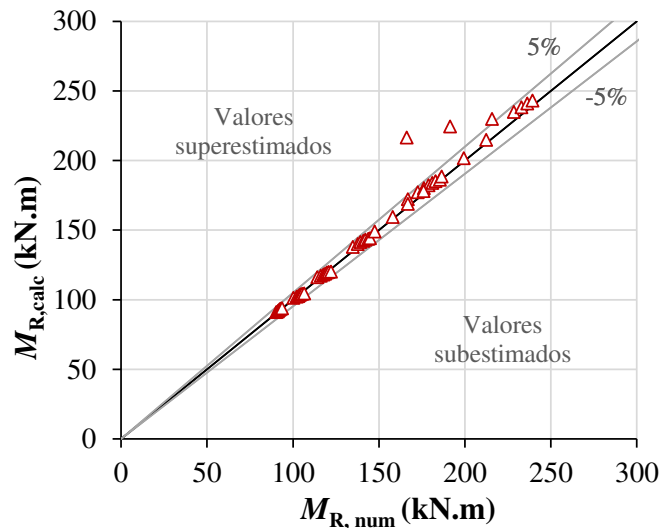
Figura 2.29 – Distribuição de tensões na seção transversal para a validação do modelo analítico.



Fonte: o autor.

Para a validação do modelo analítico, os resultados obtidos nos modelos de elementos finitos foram comparados aos resultados obtidos a partir da formulação analítica proposta, utilizando-se os valores de resistência média dos materiais. Na Figura 2.30 e na Tabela 2.6 apresenta-se uma comparação entre os resultados de momento fletor resistente obtidos a partir das simulações e do modelo analítico.

Figura 2.30 – Comparação entre o momento fletor resistente numérico e analítico.



Fonte: o autor.

Tabela 2.6 – Comparação do MR obtido a partir das simulações e do modelo analítico.

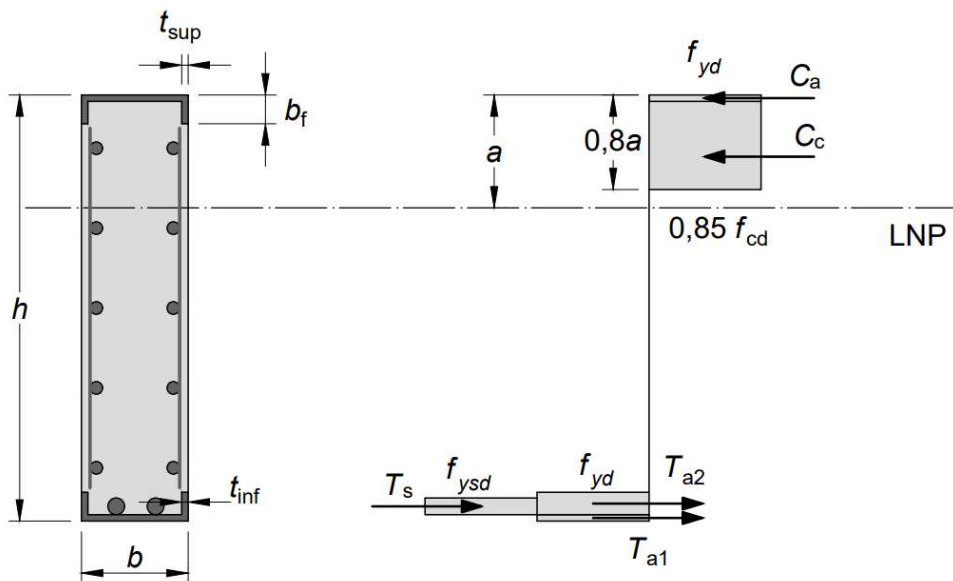
ID	f_c (MPa)	A_s	e (mm)	M_R (kN.cm)		
				Calc.	Num.	Calc./Num
PV-C20-6.3	20	2 ϕ 6,3	2,00	91,1	90,2	1,01
PV-C25-6.3	25	2 ϕ 6,3	2,00	91,7	91,1	1,01
PV-C30-6.3	30	2 ϕ 6,3	2,00	92,2	91,5	1,01
PV-C35-6.3	35	2 ϕ 6,3	2,00	92,8	92,1	1,01
PV-C40-6.3	40	2 ϕ 6,3	2,00	93,2	92,3	1,01
PV-C45-6.3	45	2 ϕ 6,3	2,00	93,6	92,9	1,01
PV-C50-6.3	50	2 ϕ 6,3	2,00	93,9	93,7	1,00
PV-C20-8.0	20	2 ϕ 8,0	2,00	101,5	100,2	1,01
PV-C25-8.0	25	2 ϕ 8,0	2,00	102,1	102,1	1,00
PV-C30-8.0	30	2 ϕ 8,0	2,00	102,6	103,2	0,99
PV-C35-8.0	35	2 ϕ 8,0	2,00	103,5	103,8	1,00
PV-C40-8.0	40	2 ϕ 8,0	2,00	103,8	104,4	0,99
PV-C45-8.0	45	2 ϕ 8,0	2,00	104,2	105,4	0,99
PV-C50-8.0	50	2 ϕ 8,0	2,00	104,6	106,5	0,98
PV-C20-10.0	20	2 ϕ 10,0	2,00	116,2	114,1	1,02
PV-C25-10.0	25	2 ϕ 10,0	2,00	117,3	116,2	1,01
PV-C30-10.0	30	2 ϕ 10,0	2,00	118,1	117,7	1,00
PV-C35-10.0	35	2 ϕ 10,0	2,00	118,6	118,6	1,00
PV-C40-10.0	40	2 ϕ 10,0	2,00	119,5	119,7	1,00
PV-C45-10.0	45	2 ϕ 10,0	2,00	120,0	120,8	0,99
PV-C50-10.0	50	2 ϕ 10,0	2,00	120,3	122,1	0,98
PV-C20-12.5	20	2 ϕ 12,5	2,00	137,9	134,8	1,02
PV-C25-12.5	25	2 ϕ 12,5	2,00	140,0	137,8	1,02
PV-C30-12.5	30	2 ϕ 12,5	2,00	141,4	139,2	1,02
PV-C35-12.5	35	2 ϕ 12,5	2,00	142,4	141,0	1,01
PV-C40-12.5	40	2 ϕ 12,5	2,00	143,2	142,1	1,01
PV-C45-12.5	45	2 ϕ 12,5	2,00	143,8	143,7	1,00
PV-C50-12.5	50	2 ϕ 12,5	2,00	144,2	144,8	1,00
PV-C20-16.0	20	2 ϕ 16,0	2,00	172,3	166,8	1,03
PV-C25-16.0	25	2 ϕ 16,0	2,00	177,3	172,6	1,03
PV-C30-16.0	30	2 ϕ 16,0	2,00	180,2	176,2	1,02
PV-C35-16.0	35	2 ϕ 16,0	2,00	182,3	178,9	1,02
PV-C40-16.0	40	2 ϕ 16,0	2,00	184,0	181,0	1,02
PV-C45-16.0	45	2 ϕ 16,0	2,00	185,2	182,9	1,01
PV-C50-16.0	50	2 ϕ 16,0	2,00	186,2	185,5	1,00
PV-C20-20.0	20	2 ϕ 20,0	2,00	216,5	166,2	1,30
PV-C25-20.0	25	2 ϕ 20,0	2,00	224,5	191,3	1,17
PV-C30-20.0	30	2 ϕ 20,0	2,00	229,9	215,9	1,07
PV-C35-20.0	35	2 ϕ 20,0	2,00	235,1	228,5	1,03
PV-C40-20.0	40	2 ϕ 20,0	2,00	238,3	232,9	1,02
PV-C45-20.0	45	2 ϕ 20,0	2,00	241,0	236,4	1,02
PV-C50-20.0	50	2 ϕ 20,0	2,00	243,2	239,3	1,02
PV-U2.25	35	2 ϕ 12,5	2,25	149,0	147,5	1,01
PV-U2.65	35	2 ϕ 12,5	2,65	159,6	158,0	1,01
PV-U3.00	35	2 ϕ 12,5	3,00	168,8	166,9	1,01
PV-U3.35	35	2 ϕ 12,5	3,35	178,1	176,0	1,01
PV-U3.75	35	2 ϕ 12,5	3,75	188,6	186,4	1,01
PV-U4.25	35	2 ϕ 12,5	4,25	201,8	199,4	1,01
PV-U4.75	35	2 ϕ 12,5	4,75	214,9	212,3	1,01
Média (*)						1,01
Coef. Var. (*)						1,1%

(*) Para o cálculo da média e do coeficiente de variação, foram desconsiderados os resultados destacados em vermelho, que correspondem aos modelos em que a falha ocorreu por cisalhamento.

Fonte: o autor.

Os pontos situados acima da faixa de +5,0% de variação na Figura 2.26 e destacados em vermelho na Tabela 2.6, correspondem aos modelos em que a falha ocorreu por cisalhamento. A partir desse conjunto de resultados, desprezando-se os modelos que apresentaram falha por cisalhamento, obteve-se uma média entre os resultados analíticos e numéricos de 1,01 e um coeficiente de variação de 1,1%. Esses resultados indicam que a formulação proposta representa de forma satisfatória o comportamento à flexão de vigas de concreto pré-moldado envelopadas. A seguir apresenta-se a proposição de um modelo para cálculo do momento resistente de cálculo das vigas de concreto pré-moldado envelopado. O modelo desenvolvido considera a resistência de cálculo dos materiais, desconsidera a contribuição da tela soldada, do concreto tracionado e das mesas comprimidas do perfil de aço formado a frio, apesar da constatação de que a ocorrência de instabilidade não exerce influência na resistência da seção ao momento fletor. A distribuição de tensões na seção transversal do modelo de cálculo proposto é mostrada na Figura 2.31.

Figura 2.31 – Distribuição de tensões na seção transversal.



Fonte: o autor.

A partir do equilíbrio de forças na seção obtém-se as equações para determinação do momento resistente de cálculo (M_{Rd}) da seção transversal, em função da posição (a) da Linha Neutra Plástica (LNP), conforme Eq. [2.1] e Eq. [2.2].

$$\begin{aligned}
M_{Rd} = & [0,48a \cdot b \cdot f_{cd}] + \left[(t_{sup} \cdot b \cdot f_{yd}) \cdot \left(a \cdot \frac{t_{sup}}{2} \right) \right] + \left[(t_{inf} \cdot b \cdot f_{yd}) \cdot \left(h - a - \frac{t_{inf}}{2} \right) \right] \\
& + \left[\left(n \cdot \pi \cdot \frac{\emptyset^2}{4} \cdot f_{ysd} \right) \cdot \left(h - a - t_{inf} - \frac{\emptyset}{2} \right) \right] \\
& + \left[(2t_{inf}(b_f - t_{inf}) \cdot f_{yd}) \cdot \left(h - a - t_{inf} - \frac{b_f}{2} \right) \right]
\end{aligned} \quad [2.1]$$

onde:

$$a = \frac{-t_{sup} \cdot b \cdot f_{yd} + t_{inf} \cdot b \cdot f_{yd} + n \cdot \pi \cdot \frac{\emptyset^2}{4} \cdot f_{ysd} + 2t_{inf}(b_f - t_{inf}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot 0,85f_{cd}} \quad [2.2]$$

sendo:

h é a altura total da seção transversal;

b é a largura da seção transversal;

a é a altura da linha neutra plástica (LNP);

cob é o cobrimento da armadura positiva;

b_f é o comprimento da mesa do perfil formado a frio;

t_{sup} é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio superior;

t_{inf} é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio inferior;

n é o número de barras longitudinais da armadura positiva;

\emptyset é o diâmetro da armadura positiva;

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do perfil formado a frio;

f_{ysd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura positiva;

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto comprimido.

2.8 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural de vigas de concreto pré-moldado envelopadas formadas por perfis de aço formados a frio e concreto armado. O comportamento estrutural das vigas foi estudado a partir de um estudo experimental realizado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, composto por três modelos em escala real, com 5 metros de comprimento, submetidos a ensaios de flexão a quatro pontos.

Realizou-se a validação de um modelo em elementos finitos desenvolvidos no programa computacional ABAQUS e um estudo de variação de parâmetros, a fim de avaliar a influência da variação da taxa de armadura longitudinal, da resistência à compressão do concreto e da espessura do perfil de aço sobre a resistência última das vigas de concreto pré-moldado envelopadas. Com base nesses estudos propôs-se um modelo analítico para determinação do momento resistente de cálculo.

O modelo numérico desenvolvido foi capaz de representar de maneira adequada o comportamento estrutural das vigas envelopadas. Após a calibração obteve-se um erro percentual médio de 5% e um coeficiente de variação igual a 3,93%. Nesses modelos obteve-se um padrão de fissuração bastante similar aos observados nos experimentos. Além disso, a instabilidade do perfil comprimido também foi observada no modelo numérico de elementos finitos de forma semelhante ao que ocorreu nos modelos experimentais.

A partir do estudo numérico-experimental concluiu-se que:

- os modelos de vigas envelopadas de concreto pré-moldado ensaiados apresentaram falha devido à deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio e da armadura positiva tracionados, que atingiram a deformação de escoamento. O concreto da borda superior comprimida não atingiu a deformação limite de encurtamento;
- apesar da ocorrência do fenômeno de instabilidade no perfil de aço formado a frio, a mesma não foi determinante no modo de falha e não impõe uma perda de rigidez ou capacidade resistente do elemento;
- o perfil U de aço formado a frio contribui com uma parcela significativa da resistência do elemento, gerando um acréscimo na capacidade última das vigas de, em média, 60%, além de ter contribuído para a elevação da rigidez e da ductilidade da peça;
- a conexão entre o perfil de aço formado a frio e a viga de concreto provocada pela soldagem da tela soldada e da armadura positiva foram suficientes para ativar o comportamento misto entre aço e concreto.

Os resultados obtidos a partir do estudo de variação de parâmetros demonstraram que, dentro da faixa de resistências à compressão e de taxas de armadura longitudinal analisadas, existem dois modos distintos de falha. No primeiro caso, que foi observado em 90,5% dos modelos, a falha ocorre por deformação plástica excessiva do perfil de aço e da armadura longitudinal, semelhante ao observado nos modelos experimentais. No segundo caso, observado em apenas quatro dos 42 modelos considerados no estudo de variação de parâmetros, ocorre a falha por cisalhamento do concreto, denominada ruptura do banzo comprimido por força cortante-flexão.

Nos modelos em que a falha ocorre por deformação plástica excessiva, a influência exercida pela resistência do concreto à compressão é praticamente nula, não resultando em ganhos de resistência significativos. A resistência à compressão do concreto também não gerou alterações na rigidez ou na ductilidade do elemento. Já nos modelos em que ocorre falha do banzo comprimido por força cortante-flexão, a resistência à compressão do concreto é determinante na força máxima suportada pela viga, devido à influência significativa exercida pelo concreto das bielas inclinadas no mecanismo de falha por cisalhamento.

A taxa de armadura longitudinal e a espessura do perfil exerceram influência na força máxima suportada pela viga envelopada, de forma que, ao se elevar a taxa de armadura e a espessura do perfil, obtém-se um ganho de resistência e de rigidez no modelo. Além disso, observa-se que, ao se elevar a área de armadura longitudinal sem que a resistência à compressão do concreto ou a armadura transversal do mesmo sejam aumentadas, o excesso de armadura longitudinal pode induzir um modo de falha abrupto por cisalhamento, fazendo com que a capacidade resistente da viga seja reduzida em alguns casos.

2.9 Referências

1. DUARTE, A. A. “Painel Laminar com resíduo de mineradoras e processo construtivo de Painel Laminar com resíduo de mineradoras”, BR 20 2014 017235 7 U2, Mar. 01, 2016.
2. SOARES, H. C. Determinação experimental da eficácia de vigas mistas em estruturas multilaminares de concreto. 2008. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade FUMEC, 2008.
3. CARRASCO, E. V. M. et al. Ultimate compressive strength of Enveloped Laminar Concrete panels. **Construction and Building Materials**, v. 27, n. 1, p. 375-381, 2012.
4. CARRASCO, E. V. M. et al. Avaliação do desempenho de vigas de concreto laminar envelopado. **Construindo**, v. 5, n. 2, 2013.
5. RODRIGUES, E. V. Determinação da resistência última à compressão de painéis de concreto laminar envelopado. 2009. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023. 221p
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6892:2013, Materiais metálicos – Ensaio de tração, Parte 1: Método de ensaio a temperatura ambiente, 2013.

8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9p.
9. European Committee for Standardization - EN 1992-1-1:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2010.
10. BYFIELD M. P.; Dhanalakshmi, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. *Adv. Steel Struct.* 2002; 1(139-146). <http://dx.doi.org/10.1016/B978-008044017-0/50015-9>.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 8800:2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento, 2008.
12. SIMULIA. ABAQUS *Analysis user's manual*. Providence, USA, 2012.
13. DUTRA, C. M., Study on the structural behavior of the Crestbond shear connector variations considering geometric and mechanical variations. (Master Thesis). Federal University of Viçosa, 2014. <http://locus.ufv.br/handle/123456789/3838>.
14. PAVLOVIĆ, M.; Marković, Z.; Veljković, M.; Buđevac, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 2013; 88(134–149). <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.003>
15. HORDIJK, D. A. Local approach to fatigue of concrete. (PhD Thesis), Delft University of Technology, Delft, 1991.
16. Fédération Internationale du Béton. (2010). fib Model Code for Concrete Structures, 2010. Lausanne. <http://dx.doi.org/10.1002/9783433604090>.
17. BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante. **Universidade Estadual Paulista—Campus Bauru. São Paulo**, 2015.
18. LEONHARDT, F.; MONNIG, E. Construções de concreto, Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado—Vol. 1”. **Rio de Janeiro—Brasil: Interciência Lda**, 1977.
19. SILVA, R. C. **Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração**. 2003. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2003.

CAPÍTULO 3: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO ENVELOPADAS SUJEITAS À FLEXÃO

Camila Spagnol de Faria¹, João Vitor Fioresi Altoé¹, Caio Lopes Pereira¹,
José Luiz Rangel Paes¹, Gustavo de Souza Veríssimo¹.

¹Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa,
36570-900, Brasil.

RESUMO

A utilização de estruturas pré-moldadas tem se destacado como metodologia eficaz na construção civil, oferecendo diversas vantagens que impactam positivamente o desempenho, a eficiência e sustentabilidade dos projetos. Este artigo apresenta um estudo numérico-experimental de uma tecnologia construtiva para a produção de lajes, que associam concreto pré-moldado, e aço estrutural. Os elementos em estudo são constituídos por um perfil de aço formado a frio, tipo U, que emoldura todo o perímetro da peça e armados com telas soldadas. Os fios que constituem a tela são conectados à alma do perfil de contorno por meio de uma solda de topo. Por se tratar de uma tecnologia ainda em fase de desenvolvimento, há uma escassez de análises sobre a influência de parâmetros de projeto no desempenho estrutural desses elementos e não se dispõe na literatura de modelos analíticos para o cálculo de lajes envelopadas. O objetivo principal desse estudo é avaliar o comportamento estrutural de lajes de concreto pré-moldado envelopadas submetidas à flexão. Um estudo experimental exploratório foi conduzido no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, no qual foram ensaiados três modelos de lajes envelopadas em escala real. A partir dos resultados obtidos desenvolveu-se e validou-se um modelo em elementos finitos no programa computacional ABAQUS e realizou-se um estudo de variação de parâmetros. Através do comportamento observado nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas, desenvolveu-se um modelo analítico para a determinação do momento fletor resistente de cálculo dos elementos de lajes envelopadas. Concluiu-se que os modelos falharam, em todos os casos estudados, por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio tracionado e da armadura positiva. O acréscimo da moldura de aço contribuiu com a resistência da peça, gerando um aumento de aproximadamente 30% na capacidade última da laje. Concluiu-se, também, que a utilização da tela soldada exerce influência significativa na resistência da laje por atuar na redução da formação e abertura de fissuras, acrescentando em média 49% no valor da carga máxima atingida pelo modelo. Por último, este estudo evidenciou que a conexão entre perfil de aço e concreto provocada pela soldagem da tela, ativa o comportamento misto entre aço e concreto nas lajes de concreto pré-moldado envelopadas.

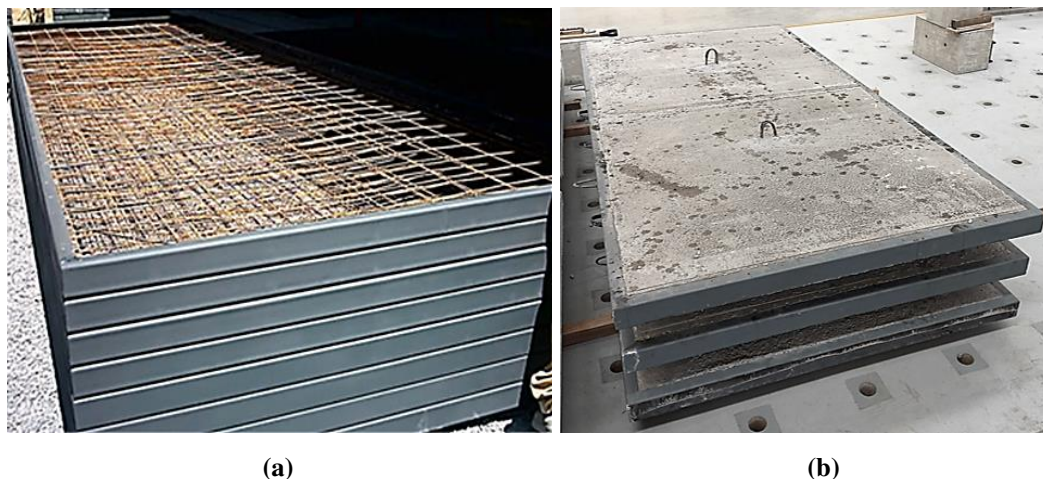
Palavras-chave: Concreto pré-moldado; Lajes envelopadas; Perfil de aço formado a frio; Telas soldadas; Análise numérica.

3.1 Introdução

A utilização de estruturas pré-fabricadas tem se destacado como uma metodologia eficaz na construção civil, oferecendo diversas vantagens que impactam positivamente o desempenho e a eficiência dos projetos. A crescente adesão a estruturas pré-fabricadas em escala global reflete a busca por soluções construtivas mais eficientes e sustentáveis. Segundo a FIB [1], em todo o mundo, aproximadamente metade das lajes utilizadas em edifícios comerciais e industriais, estádios esportivos e shopping centers são em concreto pré-fabricado. Essa ascensão é atribuída à capacidade do concreto pré-moldado de atender às demandas de um mercado em constante evolução, oferecendo soluções eficazes, sustentáveis e economicamente viáveis, devido a suas vantagens intrínsecas, como a redução de custos, a aceleração do cronograma de obras e a minimização de impactos ambientais.

Este trabalho propõe o estudo de uma tecnologia construtiva, baseada em elementos de laje pré-fabricadas, que associam aço estrutural e concreto armado. DUARTE [2] foi um precursor do desenvolvimento desses elementos de concreto pré-moldado envelopados no Brasil. A solução consiste em placas pré-fabricadas de concreto armado, que possuem seu perímetro envolto por perfis de aço formados a frio, tipo U, de maneira a formar uma moldura, conforme pode ser observado na Figura 3.1. A armadura do modelo é constituída por telas de aço, cujos fios são conectados à face interna da alma dos perfis por meio de uma solda de topo, e o concreto utilizado nas lajes é produzido a partir de rejeito arenoso de mineração de minério de ferro, adotado em substituição ao agregado miúdo da mistura.

Figura 3.1 – Lajes de concreto pré-moldado envelopadas. (a) Moldura de aço constituída por perfis formados a frio; (b) elementos de laje após a concretagem.



Fonte: o autor.

Os primeiros trabalhos de pesquisa a respeito dos painéis de concreto envelopado datam de 2008, quando Soares [3] desenvolveu um estudo experimental com elementos de viga submetidos a ensaios de flexão à três pontos. Posteriormente, um grupo de pesquisa do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais estudou o comportamento de painéis parede envelopados submetidos à esforços de compressão axial [4,5] e de vigas envelopadas submetidas à esforços de flexão a três pontos [6]. Os estudos presentes na literatura demonstram que os elementos envelopados possuem capacidade resistente e ductilidade superiores às de elementos de concreto armado. Por ainda não existirem referências na literatura que contenham estudos a respeito da investigação dessa tipologia de elementos envelopados ensaiados como lajes, verifica-se uma carência de análises relativas à influência de parâmetros de projeto sobre o desempenho estrutural da peça. Até o momento, não se dispõe de uma metodologia de cálculo específica para elementos pré-moldados envelopados. Diante disso, esse trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural de lajes de concreto pré-moldado envelopadas, quando submetidas à flexão. Pretende-se compreender melhor os fenômenos subjacentes aos mecanismos de resistência das lajes envelopadas submetidas à flexão, a partir da realização de um estudo experimental e de simulações numéricas.

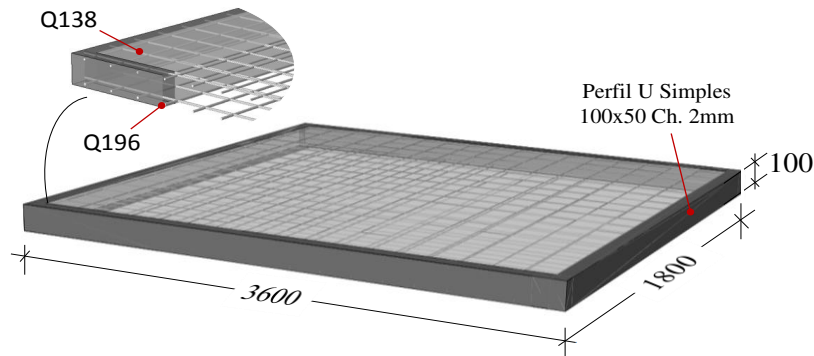
3.2 Análise experimental

Tendo em vista a falta de informações sobre o comportamento estrutural de lajes de concreto pré-moldado envelopadas, decidiu-se realizar um primeiro estudo exploratório sobre esses elementos no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. As dimensões adotadas para os modelos foram definidas em função dos limites impostos pelas estruturas de reação do laboratório.

Foram produzidos três modelos de lajes de concreto pré-moldado envelopadas similares, com as seguintes dimensões: comprimento de 3,60 metros, largura de 1,80 metros e espessura de 0,10 metros. As lajes foram armadas com dois tipos de telas soldadas. A tela da face comprimida consistia em uma malha quadrada, tipo Q138, espaçada a cada 10 cm, constituída de fios com diâmetro nominal de 4,2 mm, de aço CA-60, e a tela da face tracionada consistia em uma malha quadrada do tipo Q196, espaçada a cada 10 cm, constituída de fios com diâmetro nominal de 5,0 mm, de aço CA-60. O modelo é constituído por um perfil de aço que envolve o perímetro da peça, tipo U simples 10 cm x 5 cm, formado a frio, com chapa de um aço com características compatíveis com as de um aço ASTM A-36 e espessura igual a 2,0 mm. As dimensões e o

posicionamento da armadura dos elementos de laje são mostrados na Figura 3.2. Os fios das telas soldadas foram unidos à moldura do perfil de aço formado a frio por meio de solda de topo realizada anteriormente à concretagem, que conecta os fios à parte interna da alma do perfil U.

Figura 3.2 – Dimensões e detalhes da laje de concreto pré-moldado envelopada (em milímetros).



Fonte: o autor.

Os materiais constituintes dos elementos de laje foram devidamente caracterizados segundo a ABNT NBR ISO 6892-1 [7], que especifica o método de ensaio de tração de materiais metálicos, e a ABNT NBR 5739 [8], que especifica o método para a determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Os valores de resistência obtidos nos ensaios de tração das armaduras e do perfil de aço e nos ensaios de compressão do concreto estão descritos na Tabela 3.1. O módulo de elasticidade do concreto foi calculado a partir da equação da EN 1992-1-1 [9] e o concreto utilizado na fabricação dos painéis foi produzido utilizando-se rejeito arenoso de mineração de minério de ferro, utilizado em substituição de 50% do agregado miúdo da mistura. A caracterização dos materiais está apresentada no APÊNDICE A.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos materiais.

ID	Concreto		Tela Q138		Tela Q196		Perfil U	
	f_{cm} (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
L_1	34.5	31898						
L_2	35.4	32146	660	680	637	682	281	400
L_3	36.3	32389						

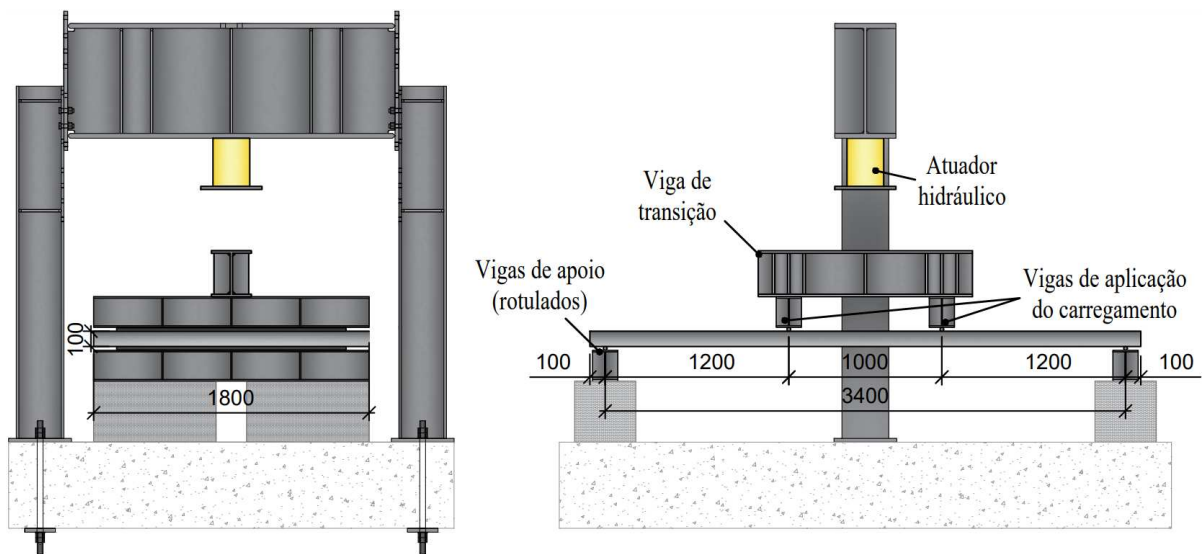
Fonte: o autor.

Os três modelos foram submetidos a ensaios de flexão à quatro pontos. Os experimentos foram idealizados de modo que a flexão ocorresse ao longo do eixo longitudinal da amostra e para que a aplicação do carregamento fosse distribuída uniformemente, atuando numa linha ao longo de toda largura da laje. Para compor o sistema de apoios e de aplicação de carga do ensaio, foram utilizados quatro perfis W 200x35,9 enrijecidos, com 1,80 m de comprimento, que possuíam

uma barra de seção circular lisa de aço SAE 1045 trefilado, com diâmetro de 38 mm, soldada longitudinalmente a uma das mesas.

Para possibilitar a distribuição uniforme do carregamento entre os dois pontos de aplicação de carga, utilizou-se uma viga de transição. A aplicação do carregamento foi monitorada através de uma célula de carga, HBM C6A, com capacidade de 200 kN. Utilizou-se uma rótula para prevenção de eventuais efeitos de excentricidade durante a aplicação do carregamento. A configuração dos ensaios está mostrada na Figura 3.3 e na Figura 3.4.

Figura 3.3 – Montagem dos ensaios dos painéis laje.



Fonte: o autor.

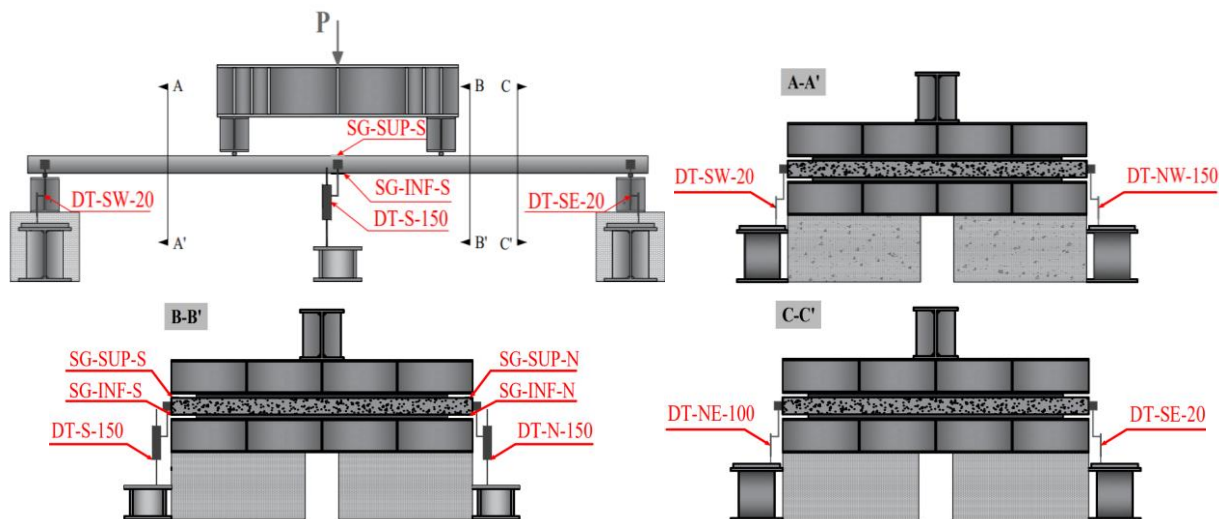
Figura 3.4 – Ensaio experimental das lajes de concreto pré-moldado envelopadas (LBE/UFV).



Fonte: o autor.

Foram utilizados dois transdutores de deslocamento (DT) dispostos na linha do vão central da laje para a determinação da flecha (DT-S-150 e DT-N-150) e, para medição de eventuais acomodações elásticas dos aparelhos de apoio, posicionaram-se os DTs aos pares em ambas as extremidades (DT-SW-20 e DT-NW-20; DT-NE-100 e DT-SE-20). A medição da deformação longitudinal no perfil de aço foi monitorada a partir de extensômetros elétricos. Foram instalados quatro extensômetros: dois nas mesas superiores do perfil de aço (SG-SUP-S e SG-SUP-N) e dois nas mesas inferiores (SG-INF-S e SG-INF-N), posicionados no centro do vão, em ambas as laterais da laje. Os extensômetros utilizados foram do modelo KFG-5-120-C1-11, da marca *KYOWA*, com resistência de $120,2 \pm 0,2 \Omega$ e fator Gauge de 2,10. A instrumentação do modelo L_3 está detalhada na Figura 3.5.

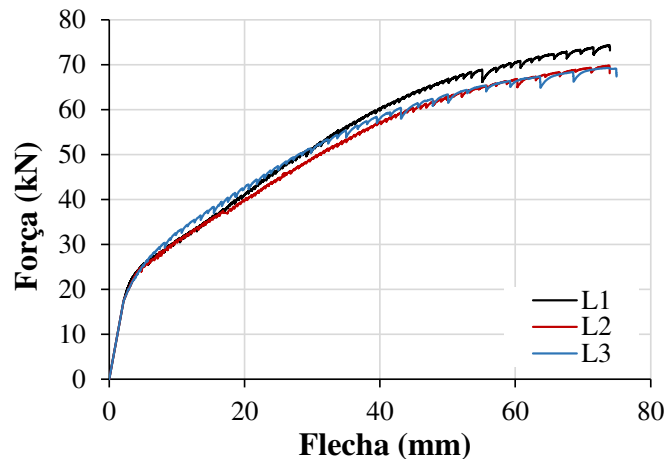
Figura 3.5 – Instrumentação do painel laje L_3 .



Fonte: o autor.

O carregamento foi aplicado a partir de um conjunto de um atuador hidráulico, modelo Torvel TCLRG-2006, com capacidade de 2000 kN, e uma bomba hidráulica manual. Durante o experimento, o carregamento era aplicado até que fosse possível notar uma perda significativa de rigidez, que caracterizasse a redução da capacidade portante da estrutura. Na Figura 3.6, apresentam-se as curvas *força/flecha* obtidas nos ensaios e na Tabela 3.2 apresentam-se os valores de força e flecha máxima obtidos nos ensaios.

Figura 3.6 – Curvas força/flecha das vigas pré-moldadas envelopadas (L_1 , L_2 e L_3).



Fonte: o autor.

Tabela 3.2 – Força e flecha máximas obtidas nos ensaios experimentais.

ID	$P_{máx}$ (kN)	$f_{máx}$ (mm)
L_1	74.4	74
L_2	69.8	74
L_3	69.3	75

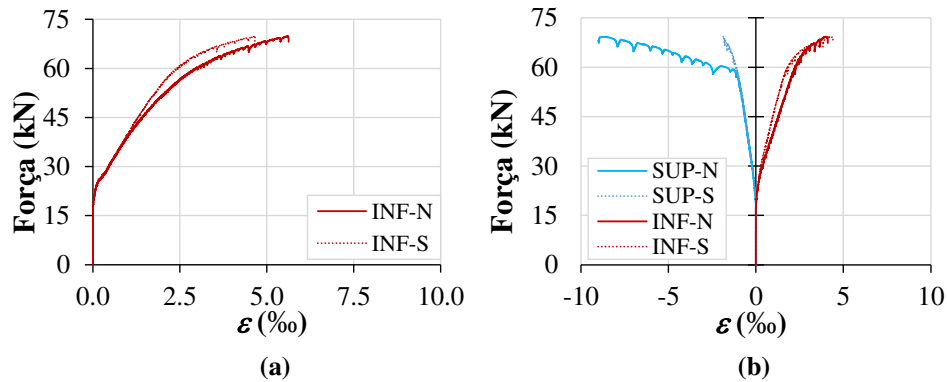
Fonte: o autor.

Em geral, os três corpos de prova apresentaram comportamentos análogos durante a realização dos ensaios. A partir das curvas da Figura 3.6 é possível observar que nas três amostras o comportamento elástico linear se manteve até que fosse atingido um carregamento de aproximadamente 18 kN.

Durante o decorrer do ensaio, foi possível observar a formação de fissuras na face tracionada da laje, entre os pontos de aplicação de carga. As fissuras surgiram perpendicularmente ao eixo longitudinal da peça, regularmente espaçadas entre si por uma distância de 10 cm em média, nas três amostras.

As deformações obtidas a partir dos extensômetros posicionados nas mesas inferiores e superiores do perfil (SG-INF-S e SG-INF-N; SG-SUP-S e SG-SUP-N) no vão central estão apresentadas nos gráficos da Figura 3.7. Ressalta-se que a extensometria só foi realizada nos modelos L_2 e L_3 , sendo que no modelo L_2 , instrumentou-se apenas a mesa de aço tracionada.

Figura 3.7 – Curvas força/deformação – centro do vão. (a) Modelo L_2 ; (b) Modelo L_3 .



Fonte: o autor.

A partir dos gráficos da Figura 3.7 observa-se que a deformação medida pelos extensômetros posicionados na face tracionada atingiram $\epsilon_{ya} = 1,4 \text{ ‰}$, o que indica que a mesa inferior tracionada do perfil de aço atingiu o escoamento e que a mesa superior do perfil se encontra submetida a tensões de compressão. É possível observar a partir do gráfico da Figura 3.7(b) que as deformações medidas pelo extensômetro SG-SUP-N são mais elevadas que as medidas pelo SG-INF-S. Nos ensaios experimentais observou-se a ocorrência de instabilidade da mesa comprimida do perfil de aço do modelo L_3 , o que justifica o alívio de tensões apresentado na leitura do extensômetro SG-SUP-S, visto que o posicionamento do mesmo coincidiu com o ponto de ocorrência da instabilidade. O fenômeno também foi observado no modelo L_2 e está mostrado na Figura 3.8. O corpo de prova L_1 , no entanto, não sofreu instabilidade.

Figura 3.8 – Instabilidade da mesa de aço comprimida. (a) Modelo L_2 ; (b) Modelo L_3 .



Fonte: o autor

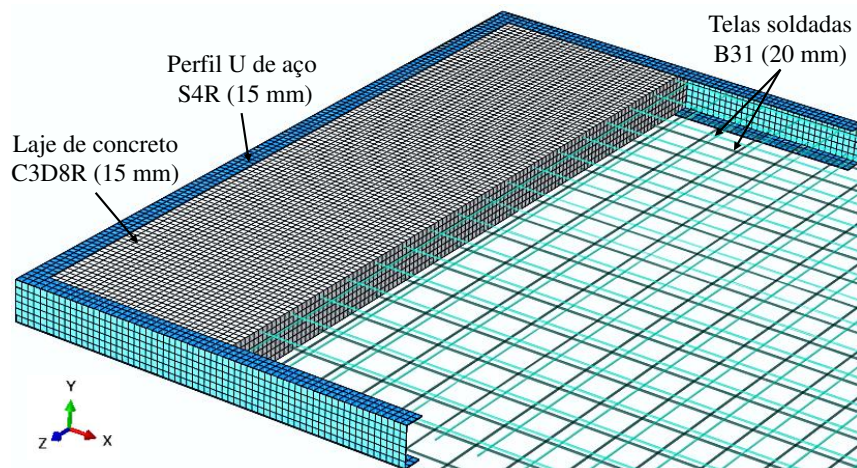
3.3 Modelo numérico

As simulações numéricas em elementos finitos foram desenvolvidas no programa computacional ABAQUS, através de análises estáticas (*Static, General*). Nas seções seguintes, apresentam-se os detalhes do desenvolvimento do modelo numérico, incluindo a geometria, os modelos constitutivos dos materiais, os tipos de elementos adotados e malhas, as interações e as restrições, as condições de contorno e de aplicação do carregamento.

3.3.1 Geometria do modelo

Em função da simetria geométrica, de condições de contorno e de aplicação de carregamento do modelo, para reduzir o esforço computacional, simulou-se apenas metade da laje envelopada. A geometria do modelo compreende: laje de concreto, perfil de aço formado a frio, tipo U, que emoldura todo o perímetro da peça e telas soldadas Q138 e Q196. A laje de concreto foi modelada utilizando-se elementos sólidos hexaédricos com oito nós e integração reduzida (C3D8R) e o perfil de aço foi modelado utilizando-se elementos quadrilaterais do tipo *shell*, com integração reduzida (S4R), ambos com dimensões de 15 mm. As telas soldadas foram criadas a partir de elementos de viga no espaço, com dois nós e funções de interpolação lineares (B31), com dimensões de 20 mm, conforme indicado na Figura 3.9. As dimensões adotadas para cada um dos elementos foram definidas a partir de um estudo de refinamento de malha.

Figura 3.9 – Modelo numérico tridimensional.



Fonte: o autor.

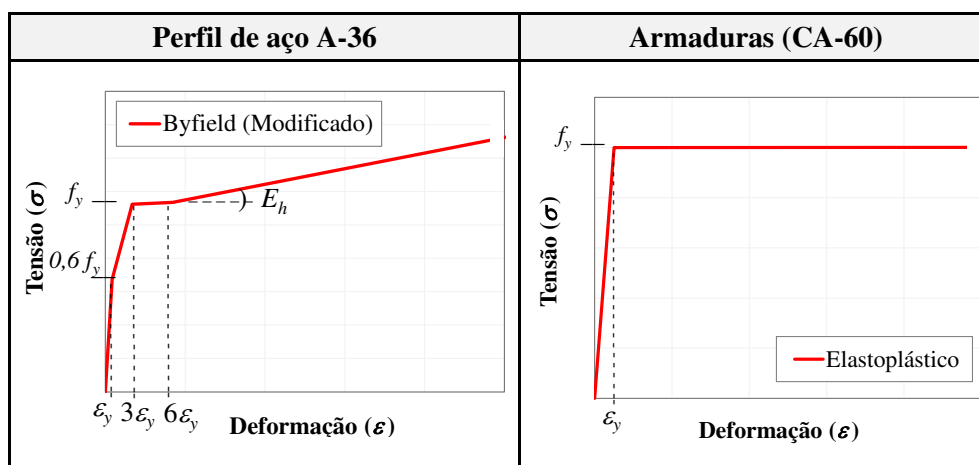
3.3.2 Modelos constitutivos dos materiais

A simulação do comportamento do aço do perfil estrutural foi realizada a partir do modelo proposto por Byfield e Dhanalakshmi [10], com patamar de escoamento e módulo de encruamento do aço $E_h = 2700$ MPa. Para a representação do regime elástico, adotou-se módulo de elasticidade $E_a = 200$ GPa [11] e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. O modelo foi modificado para consideração das tensões residuais no material a partir da adição de um trecho linear adicional entre o regime elástico e o patamar de escoamento, que limita o trecho elástico linear da curva tensão-deformação a 60% da resistência ao escoamento (f_y) – valor calibrado a partir dos resultados experimentais, de maneira análoga ao apresentado por Dutra [12].

Para representar o comportamento do aço da tela soldada e da armadura positiva, utilizou-se o modelo elastoplástico perfeito com uma inclinação de 1,0% do patamar de escoamento. Adotou-se módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ [13].

Apresentam-se, na Figura 3.10, as curvas *tensão/deformação* genéricas adotadas para simulação do comportamento do aço estrutural do perfil U (A-36) e do aço das telas soldadas (CA-60).

Figura 3.10 – Modelos constitutivos do aço estrutural e do aço das armaduras (CA-60).



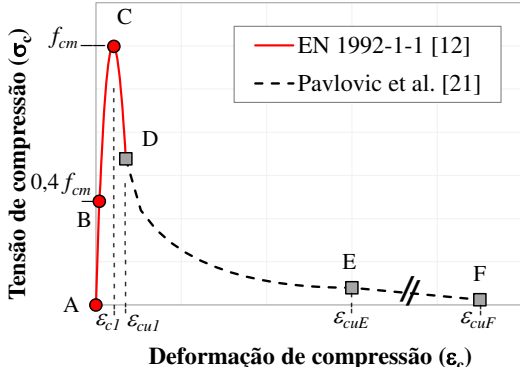
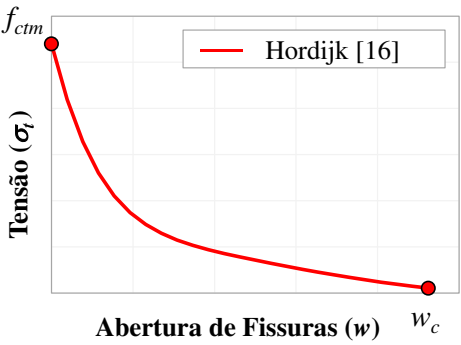
Fonte: o autor.

A simulação do comportamento não-linear do concreto foi realizada utilizando-se o *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponível na biblioteca do ABAQUS [14]. O comportamento do concreto à compressão foi simulado a partir do modelo proposto por Pavlovic *et al.* [15], que adota uma extensão da curva apresentada no EN 1992-1-1 [9], que é dividida em dois trechos: sinusoidal e linear. A curva exponencial proposta por Hordijk [16], *tensão/abertura de fissuras*, foi adotada para simulação do comportamento do concreto à tração, com limitação do dano à tração do concreto a 40%. A energia de fratura (G_f) foi calculada a partir da equação presente

no *FIB Model Code* [17], $G_f = 73 \cdot f_{ctm}^{0,18}$. Os valores médios de resistência à compressão do concreto (f_{cm}) foram obtidos a partir de ensaios de controle tecnológico e o módulo de elasticidade (E_c) foi calculado através da equação apresentada pela EN 1992-1-1 [9], conforme apresentado na Tabela 3.1.

Apresentam-se, na Figura 3.11, as curvas *tensão/deformação* genéricas adotadas para simulação do comportamento do concreto a compressão e a tração e suas respectivas equações, os valores adotados nos parâmetros do CDP e as equações utilizadas para definição das curvas de dano à tração e à compressão.

Figura 3.11 – Modelos constitutivos do concreto a compressão e a tração.

Compressão	Tração	
		
Eurocódigo 2 (Ramo B-D) [9]	Hordijk [16]	
$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\kappa \cdot \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta}$ $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 0,28\%$ $\kappa = 1,05 E_{cm} \varepsilon_{c1} / f_{cm}$	$\frac{\sigma_{ct}(w)}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(\frac{c_1 \cdot w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot w/w_c} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2}$ $c_1 = 3,0; c_2 = 6,93$ $w_c = 5,14 G_f / f_{ctm}$	
Pavlovic et al. (Ramo D-F) [15]	Parâmetros CDP	Dano concreto
$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu^{\alpha_w} \alpha_{tE} \pi / 2)}{\beta \sin(\alpha_{tE} \pi / 2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \varepsilon_{cu1} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_E \\ \left[f_E (\varepsilon_F - \varepsilon_c) + f_F (\varepsilon_c - \varepsilon_E) \right] / (\varepsilon_F - \varepsilon_E), & \varepsilon_c > \varepsilon_E \end{cases}$ $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cu1}) / (\varepsilon_E - \varepsilon_{cu1})$	$\Psi = 36^\circ$ $\epsilon = 0,1$ $\sigma_{b0} / \sigma_{c0} = 1,16$ $K = 2/3$ $\mu = 1^{-5}$	$D_c = 1 - \sigma_c / f_{cm}$ $D_t = 1 - \sigma_t / f_{ctm} \leq 0,4$

Fonte: o autor.

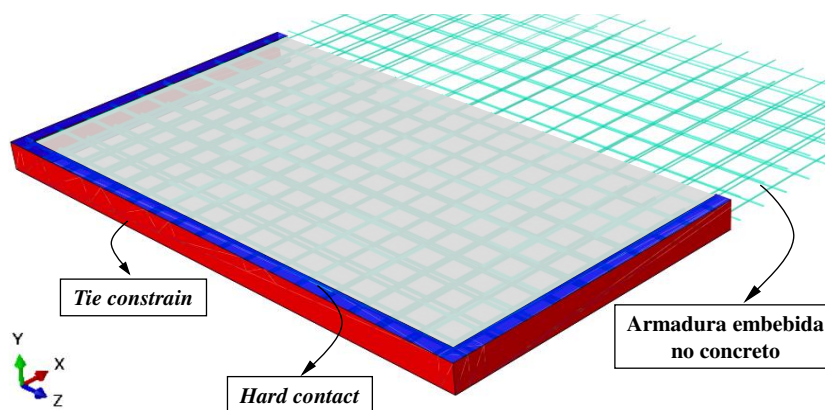
3.3.3 Restrições e interações

Para simular a interação entre a armadura e a laje de concreto utilizou-se uma restrição de corpo embutido, do tipo *embedded constrain*, que promove a compatibilização das translações nodais dos elementos imersos com as dos elementos da região hospedeira.

O contato entre a laje e as abas do perfil de aço foi definido utilizando-se uma interação de contato entre superfícies (*surface-to-surface*) do tipo *hard contact*, com permissão da separação entre as partes após o contato, no intuito de reproduzir a interação observada experimentalmente, em que a instabilidade da mesa comprimida do perfil de aço formado a frio provocou, no ponto de ocorrência de instabilidade, uma separação entre o perfil de aço e o concreto.

Para conectar as laterais da laje à alma do perfil, adotou-se uma interação do tipo *tie constrain* aplicada à superfície, conforme mostrado na Figura 3.12. Ao se aplicar a interação *tie* os nós das extremidades das barras que compõem a tela soldada, também contidos na superfície lateral da laje de concreto, foram conectados automaticamente à alma do perfil de aço, o que simulou o efeito da solda de topo existente entre a tela soldada e o perfil.

Figura 3.12 – Interações e restrições.



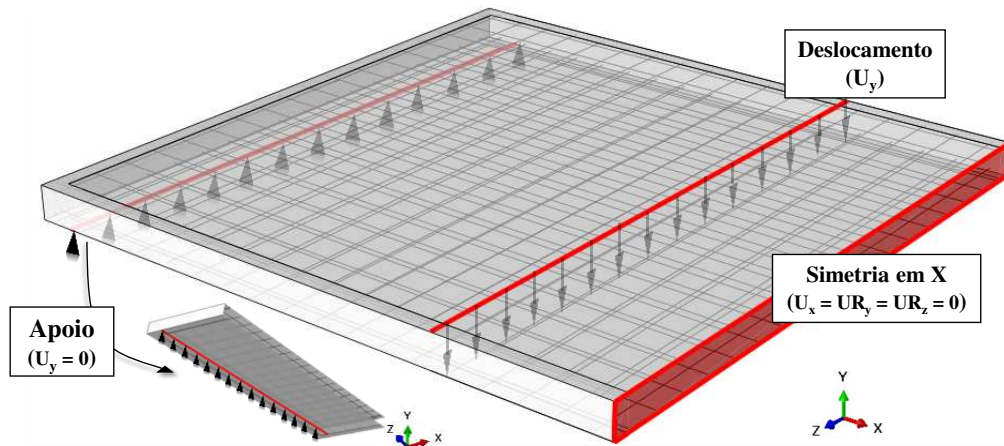
Fonte: o autor.

3.3.4 Condições de contorno e carregamento

Devido à simetria, apenas metade da laje foi modelada. As condições de simetria ao longo do eixo x foram aplicadas ao plano yz , restringindo a translação na direção x e a rotação em y e z de todos os nós contidos neste plano ($U_x = UR_y = UR_z = 0$).

A uma distância de 10 cm da extremidade, restringiu-se a translação em y ($U_y = 0$) ao longo da linha de apoio da laje sobre os roletes, para simular os roletes sobre os quais a laje envelopada foi apoiada durante o ensaio. O carregamento foi aplicado por meio de um deslocamento prescrito de 80 mm na direção y (U_y), ao longo da linha correspondente à linha de atuação da força nos experimentos. As condições de contorno aplicadas ao modelo de elementos finitos estão apresentadas na Figura 3.13.

Figura 3.13 - Condições de contorno.

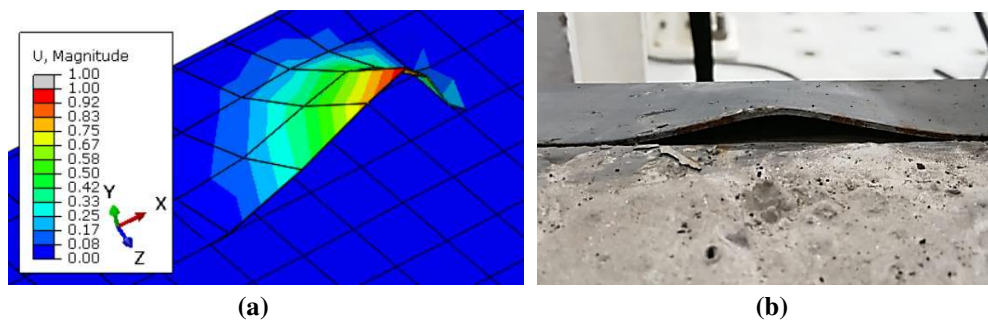


Fonte: o autor.

3.3.5 Análise de flambagem

Antes da execução da análise não-linear, realizou-se uma análise de flambagem elástica para obtenção dos autovalores e dos autovetores. Os autovalores representam o fator de carga para o qual ocorre a instabilidade e os autovetores definem o modo de flambagem. Na Figura 3.14(a) apresenta-se o primeiro modo de flambagem positivo obtido, com os deslocamentos normalizados, e na Figura 3.14(b) a instabilidade da mesa comprimida do perfil U observada experimentalmente.

Figura 3.14 – Instabilidade da mesa comprimida do perfil U. (a) Primeiro modo positivo obtido a partir da análise de flambagem no ABAQUS; (b) Instabilidade observada no experimento L_2 .



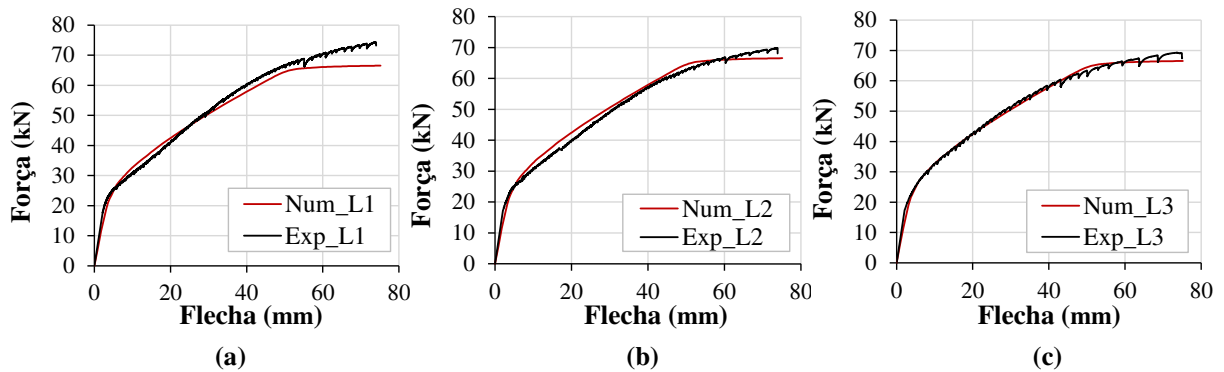
Fonte: o autor.

Para a reprodução da imperfeição geométrica inicial utilizou-se a deformação obtida a partir da análise de flambagem elástica adotando-se o primeiro autovalor positivo e aplicou-se um fator multiplicador dos autovetores, que define a imperfeição inicial máxima a ser considerada, igual a 10% da espessura do perfil, conforme adotado por vários autores[18-22].

3.4 Validação do modelo em EF

Nesse item, os resultados obtidos a partir das simulações numéricas são comparados com os resultados dos ensaios experimentais apresentados no Item 3.2, para a validação do modelo em elementos finitos desenvolvido no presente estudo. Na Figura 3.15 apresenta-se uma comparação entre as curvas *força/flecha* dos modelos L_1 , L_2 e L_3 , obtidas nos ensaios experimentais e nos modelos simulados numericamente.

Figura 3.15 - Curvas *força/flecha* - experimental e numérico. (a) Modelo L_1 ; (b) Modelo L_2 ; (c) Modelo L_3 .



Fonte: o autor.

Na Tabela 3.3 os carregamentos máximos obtidos nos modelos numéricos ($P_{u,num}$) são comparados aos máximos carregamentos atingidos pelas lajes envelopadas nos experimentos ($P_{u,exp}$). Em média, obteve-se uma relação $P_{u,num}/P_{u,exp}$ de 0,94 e um coeficiente de variação de 3,35%.

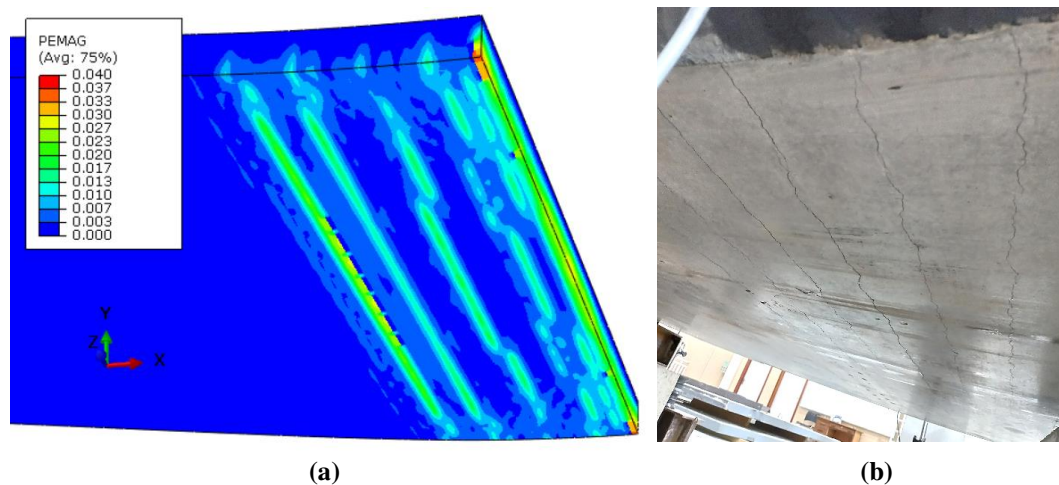
Tabela 3.3 – Comparação da carga máxima numérica e experimental.

Modelo	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,num}/P_{u,exp}$
L_1	66.71	74.36	0.90
L_2	66.82	69.81	0.96
L_3	67.16	69.29	0.97
Média			0.94
Coef. Var.			3.35%

Fonte: o autor.

O padrão de fissuração do modelo numérico e dos modelos experimentais é mostrado na Figura 3.16 a partir da variável PEMAG (magnitude das deformações plásticas). É possível observar que o padrão de fissuração obtido a partir da simulação, para o carregamento último, representa de forma adequada o que foi observado nos experimentos. Ressalta-se que a fissuração observada nas lajes envelopadas ocorreu no centro do vão, entre os dois pontos de aplicação do carregamento.

Figura 3.16 – Padrão de fissuração das lajes envelopadas de concreto pré-moldado – face inferior; (a) modelo numérico com simetria em relação ao vão central; (b) modelo L_I região central da laje.



Fonte: o autor.

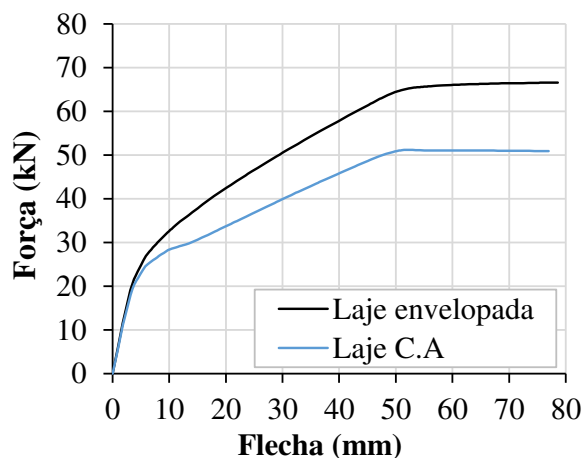
3.5 Análise do comportamento estrutural das lajes envelopadas

Neste item, apresenta-se uma análise sobre o comportamento estrutural das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. Avaliou-se a contribuição do perfil U de aço formado a frio sobre o comportamento estrutural, a conexão provocada pela ligação do perfil com a tela soldada, a influência da utilização da tela soldada como armadura positiva e as condições de ocorrência da instabilidade local.

3.5.1 Contribuição do perfil U

No intuito de verificar quantitativamente o acréscimo de resistência provocado pela adição do perfil de aço formado a frio que emoldura o perímetro do elemento estrutural, realizou-se a modelagem do elemento com as mesmas características dos modelos de laje ensaiados, porém, sem a presença do perfil de aço. Na Figura 3.17 apresentam-se as curvas *força/flecha* das simulações numéricas realizadas para fins de comparação.

Figura 3.17 – Comparação entre as curvas *força/flecha* de um modelo de laje em C.A. e do modelo numérico da laje envelopada.



Fonte: o autor.

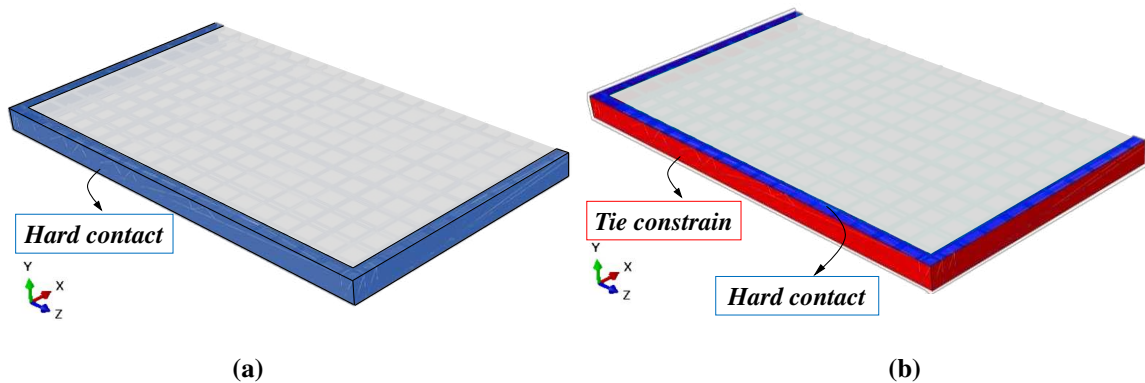
A partir das curvas da Figura 3.17, pode-se observar que a adição do perfil de aço gera uma elevação da capacidade resistente do elemento estrutural. O carregamento máximo atingido pelo modelo de laje em concreto armado foi de 51 kN, enquanto na simulação da laje de concreto pré-moldado envelopado a força máxima obtida foi de 67 kN, o que representa um acréscimo de 30% na capacidade última se adicionar o perfil de aço formado a frio.

3.5.2 Conexão entre perfil de aço e concreto

No decorrer da realização dos experimentos verificou-se que o perfil de contorno se manteve acoplado à laje de concreto pré-moldado, durante todo o processo de aplicação do carregamento, sem que houvesse separação entre as partes. Contudo, no que diz respeito ao grau de conexão desenvolvido entre aço e concreto, cabem algumas análises. Para verificar se a conexão gerada a partir da solda das telas ao perfil foi suficiente para desenvolver um comportamento misto entre os materiais, realizou-se a modelagem numérica em elementos finitos das lajes envelopadas com diferentes interações na superfície de contato entre a alma do perfil de aço formado a frio e a laje de concreto.

Foram realizadas simulações de dois modelos numéricos de lajes envelopadas. O primeiro modelo possuía uma interação de contato rígido (*hard contact*) aplicada ao longo de toda a superfície de interface entre o perfil de aço formado a frio e o concreto. O segundo modelo, possuía uma restrição do tipo *tie* aplicada à superfície de contato entre a alma do perfil de aço e o concreto, conforme mostrado na Figura 3.18.

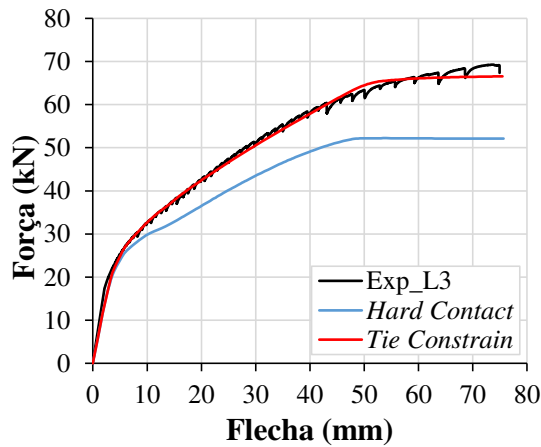
Figura 3.18 – Interações entre aço e concreto adotadas nos modelos para análise da conexão. (a) Modelo com interação de contato rígido; (b) Modelo com restrição *tie* aplicada na interface entre a alma do perfil de aço e o concreto.



Fonte: o autor.

Na Figura 3.19 apresentam-se as curvas *força/flecha* obtidas a partir da análise numérica do modelo com interação *hard contact* e do modelo com utilização da restrição do tipo *tie*. Representa-se, também, as curvas experimentais dos modelos L_1 , L_2 e L_3 , tomadas como referência.

Figura 3.19 – Curvas *força/flecha* de modelos com diferentes interações.



Fonte: o autor.

Com base nos resultados apresentados na Figura 3.19, pode-se observar que o modelo com interação do tipo *hard contact* não atinge a força máxima obtida nos experimentos, apresentando uma resistência última em média 27% inferior, quando comparada aos três modelos ensaiados. A partir do comportamento observado numericamente, conclui-se que o modelo com a restrição do tipo *tie*, que compatibiliza os deslocamentos nodais da interface entre a viga de concreto armado e o perfil de aço, foi o que mais se aproximou do observado nos ensaios experimentais, indicando que a conexão proporcionada pela soldagem da tela faz com que o comportamento misto seja plenamente ativado.

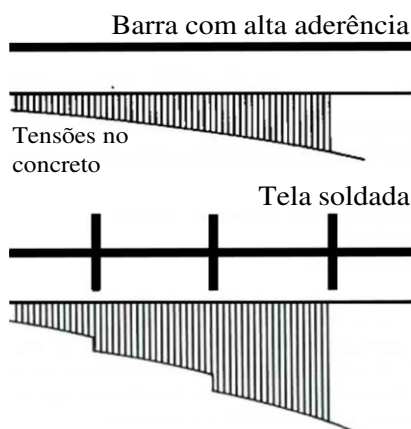
3.5.3 Influência da tela soldada

Em um elemento de concreto armado, a direção da fissura é inicialmente normal à direção principal da tensão de tração. Após o início da fissuração, os estados locais de tensão e deformação são alterados. Em uma seção fissurada, a força local normal à fissura é suportada pelas barras da armadura e, em parte, pelo concreto entre fissuras [23]. Além disso, o concreto tracionado ainda contribui com a resistência do elemento, mesmo nas seções fissuradas, uma vez que parte do concreto tracionado não se encontra totalmente fissurado até o eixo neutro, sob condições de serviço. Esta contribuição do concreto tracionado afeta a rigidez do elemento estrutural após o início da fissuração e, portanto, a abertura das fissuras sob ações de serviço [24]. Contudo, a contribuição à tração do concreto é geralmente desconsiderada para o cálculo da resistência última de elementos de concreto armado.

Nos elementos de concreto armados com tela soldada, as tensões de tração das barras da armadura são transferidas para o concreto através de dois mecanismos principais: aderência das barras da armadura ao concreto e efeito de ancoragem [23]. Os fenômenos de aparecimento de fissuras na superfície do concreto e a estimativa de sua abertura estão intimamente ligados às tensões de aderência que se desenvolvem entre as barras de aço e o concreto envolvente. Com o desenvolvimento de uma grande aderência entre armadura de aço e concreto, tem-se uma menor abertura de fissuras [25].

Uma das grandes vantagens das telas soldadas é a elevada aderência ao concreto proporcionada pelas juntas soldadas entre os fios transversais e longitudinais. Enquanto as barras com conformação superficial corrugadas apresentam uma aderência distribuída ao longo de seu comprimento, os pontos de cruzamento entre os fios das telas soldadas geram aderência concentrada, que se somam à aderência distribuída, conforme mostrado na Figura 3.20. Esse comportamento das telas soldadas contribui para o controle da fissuração, para o aumento da rigidez do elemento em condições de serviço e também para a capacidade última do elemento, devido a uma contenção de dano do concreto tracionado, promovido pela presença da tela. [25,26].

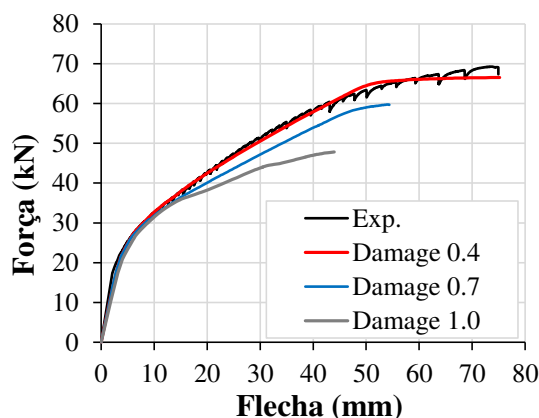
Figura 3.20 – Zonas de aderência concentrada nas telas soldadas.



Fonte: adaptado de [25].

Em função dessas evidências, para reproduzir o comportamento das lajes por meio de modelos numéricos, tendo em vista o que foi obtido nos ensaios experimentais, foi necessário limitar a abertura de fissuras no concreto, o que implicou na redução do dano à tração do material. Na Figura 3.21, apresentam-se as curvas *força/flecha* de modelos que atingiram diferentes valores de dano à tração. Pode-se observar que o modelo numérico que mais se aproximou do modelo experimental foi o que limita o dano à tração do concreto a 40%. Em outras palavras, o modelo que mais se aproxima do comportamento obtido nos ensaios experimentais é aquele em que o concreto tracionado não se danifica completamente e permanece contribuindo para a resistência da seção, com 60% do valor da resistência à tração do material.

Figura 3.21 – Influência do dano à tração do concreto no modelo em EF.



Fonte: o autor.

A partir das curvas da Figura 3.21 pode-se observar a influência da tela soldada na capacidade última da laje. Enquanto o modelo que atinge 100% de dano à tração alcança um carregamento máximo de 48 kN, o modelo com dano limitado a 40% atinge 67 kN.

Comparando-se a força máxima atingida no modelo denominado “*Damage 1.0*”, que apresenta as mesmas dimensões, a mesma taxa de armadura e não possui a limitação da abertura e

formação de fissuras proporcionada pela presença da tela soldada, aos valores de força máxima obtidos nos três modelos experimentais, conclui-se que a adoção da tela soldada acrescenta, em média, 49% na capacidade última da laje.

De acordo com estudos disponíveis na literatura sobre o comportamento elementos de concreto armado com tela soldada submetidos à tração [23,27], o retardamento do processo de formação e a redução da abertura de fissuras proporcionada pelo uso da tela soldada depende estritamente do tipo de arranjo da tela (espaçamento entre os fios ou barras de constituição) e do tipo de superfície aderente dos fios ou barras que as compõem. Sendo assim, caso essas características da tela utilizada nas lajes envelopadas sejam alteradas, novos estudos experimentais devem ser realizados para a recalibração de um novo modelo numérico, adotando-se valores de dano à tração e abertura de fissuras adequados à configuração estudada.

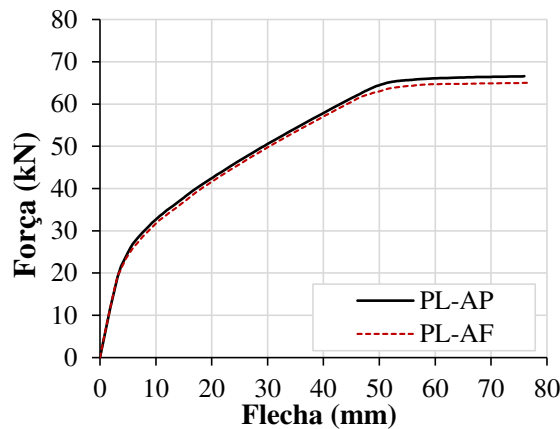
3.5.4 Instabilidade local

O fenômeno de instabilidade da mesa superior do perfil de aço observado nos ensaios experimentais é influenciado tanto pelas imperfeições iniciais geométricas, quanto pelas imperfeições iniciais de material, decorrentes da presença de tensões residuais. A fim de reproduzir numericamente o fenômeno observado nos experimentos, considerou-se na calibração do modelo as imperfeições iniciais geométricas a partir da realização prévia de uma análise de flambagem elástica, conforme descrito no item 3.3.5. As imperfeições iniciais de material foram introduzidas por meio de um modelo constitutivo adaptado para o aço do perfil formado a frio, considerando as tensões residuais, conforme indicado no item 3.3.2.

Com o intuito de realizar uma análise sobre a influência da instabilidade da mesa comprimida do perfil, realizou-se a análise das lajes de concreto pré-moldado envelopadas desconsiderando-se a flambagem elástica da simulação numérica.

A partir das simulações, observou-se que a ocorrência de instabilidade exerce uma influência muito pequena no comportamento global das lajes envelopadas, de forma que o comportamento estrutural do modelo permanece praticamente inalterado ao se comparar um modelo em que a instabilidade ocorre, no qual insere-se a imperfeição inicial geométrica a partir dos autovalores e autovetores obtidos a partir da análise de flambagem (PL-AF), a outro modelo com a análise padrão (PL-AP), sem a inserção das imperfeições iniciais geométricas, em que ela não ocorre, conforme mostrado na Figura 3.22.

Figura 3.22 – Curvas *força/flecha* com e sem imperfeição inicial.



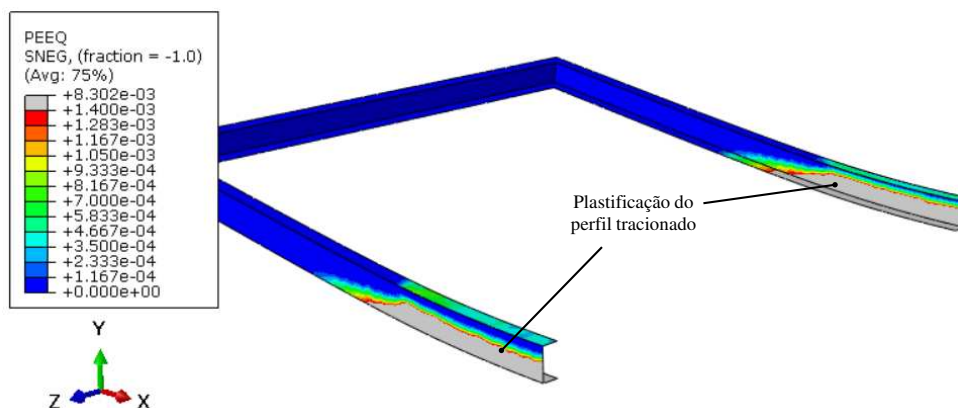
Fonte: o autor.

A partir das curvas da Figura 3.22 pode-se observar que a rigidez inicial permanece inalterada e a resistência última sofre uma redução de 66,6 kN para 65,1 kN, o que representa uma decréscimo de 2,3% na capacidade portante do modelo. Nos ensaios experimentais, observou-se que o modelo L_1 , em que a mesa do perfil de aço formado a frio não sofreu instabilidade, apresentou uma força máxima em média 7% superior à atingida nos modelos L_2 e L_3 .

3.5.5 Modo de falha

A partir dos resultados experimentais e numéricos, notou-se que a falha típica das lajes de concreto pré-moldado envelopadas ocorreu por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio e da armadura positiva, que atingiram a deformação correspondente à tensão de escoamento. Na Figura 3.23 apresentam-se as deformações plásticas equivalentes (PEEQ) nos passos de carga que antecedem a ocorrência do fenômeno de instabilidade. As regiões em cor cinza são aquelas em que a deformação plástica superou o limite de 1,4%. Verificou-se também que o concreto da borda superior comprimida do modelo não atinge a deformação limite de encurtamento (3,5 ‰).

Figura 3.23 – Plastificação do perfil de aço formado a frio.



Fonte: o autor.

3.6 Estudo de variação de parâmetros

O estudo de variação de parâmetros realizado neste trabalho teve como objetivo avaliar a influência da variação da taxa de armadura, da resistência à compressão do concreto e da espessura do perfil de aço sobre a resistência última das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. Foram desenvolvidos 24 modelos em elementos finitos, cujas características são descritas na Tabela 3.4.

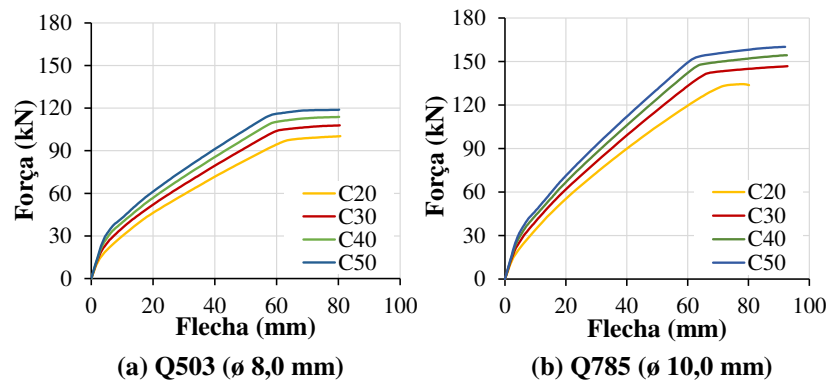
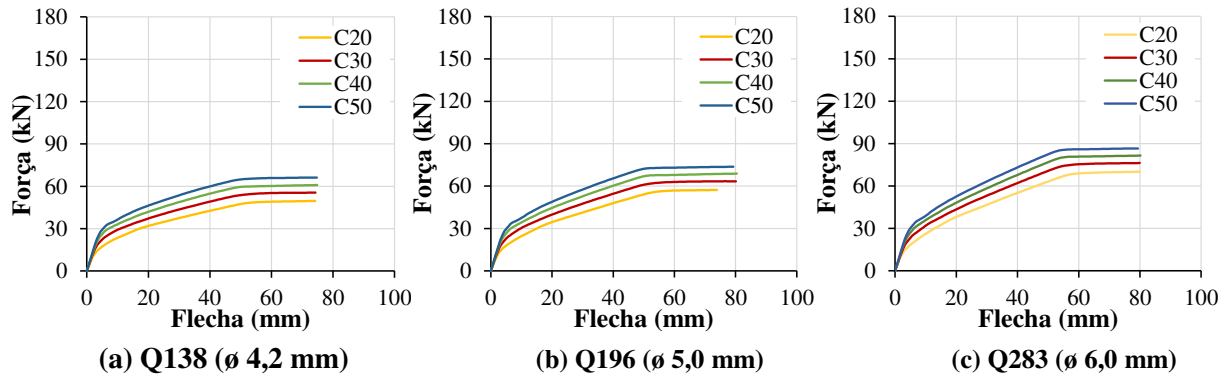
Tabela 3.4 – Características dos modelos em elementos finitos do estudo paramétrico das lajes pré-moldadas de concreto envelopado

ID	f_c (MPa)	Espessura do perfil	Tela soldada inferior
PL-C20-Q138	20	2.00	Q138
PL-C30-Q138	30	2.00	Q138
PL-C40-Q138	40	2.00	Q138
PL-C50-Q138	50	2.00	Q138
PL-C20-Q196	20	2.00	Q196
PL-C30-Q196	30	2.00	Q196
PL-C40-Q196	40	2.00	Q196
PL-C50-Q196	50	2.00	Q196
PL-C20-Q283	20	2.00	Q283
PL-C30-Q283	30	2.00	Q283
PL-C40-Q283	40	2.00	Q283
PL-C50-Q283	50	2.00	Q283
PL-C20-Q503	20	2.00	Q503
PL-C30-Q503	30	2.00	Q503
PL-C40-Q503	40	2.00	Q503
PL-C50-Q503	50	2.00	Q503
PL-C20-Q785	20	2.00	Q785
PL-C30-Q785	30	2.00	Q785
PL-C40-Q785	40	2.00	Q785
PL-C50-Q785	50	2.00	Q785
PL-U2.25	35	2.25	Q196
PL-U3.00	35	3.00	Q196
PL-U3.75	35	3.75	Q196
PL-U4.75	35	4.75	Q196

Fonte: o autor

Conforme descrito na Tabela 3.4, nos primeiros 20 modelos variou-se o diâmetro nominal das barras das telas soldadas que compõem a armadura positiva de 4,2 mm a 10,0 mm. Todas as malhas consideradas possuíam malha quadrada com espaçamento de 10 cm em ambas as direções. Buscou-se manter o mesmo espaçamento das telas soldadas que compõem as amostras ensaiadas em laboratório, para se manter a validade da calibração do modelo numérico. Para cada taxa de armadura, variou-se a resistência à compressão do concreto dentro da faixa de 20 MPa a 50 MPa. As curvas *força/flecha* obtidas no estudo de variação da área de armadura e da resistência à compressão do concreto são apresentadas na Figura 3.24.

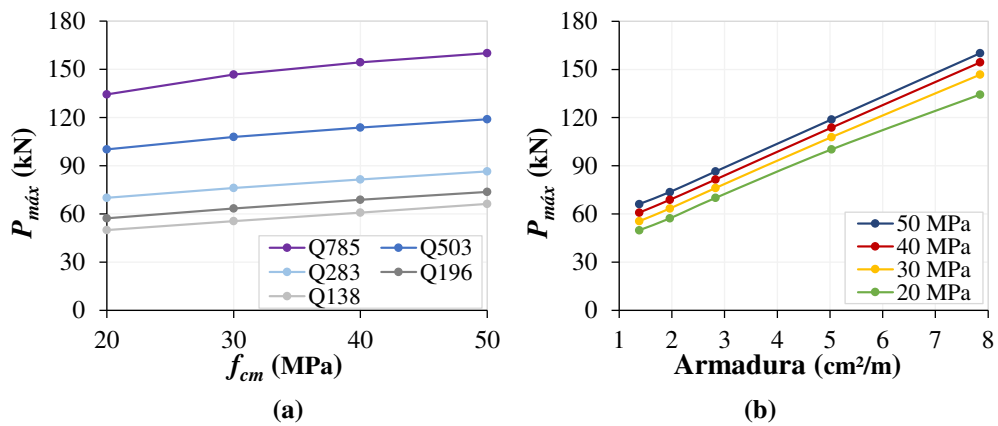
Figura 3.24 – Estudo de variação de parâmetros: variação da área de armadura e da resistência à compressão do concreto.



Fonte: o autor.

Na Figura 3.25 e na Tabela 3.5 são apresentadas, de forma sintética, as forças máximas obtidas nos modelos numéricos do estudo de variação da área de armadura e da resistência à compressão do concreto.

Figura 3.25 – Estudo de variação de parâmetros: Força máxima obtida nos numericamente.
 (a) em função da resistência à compressão do concreto f_{cm} ; (b) em função da área de armadura (cm^2/m).



Fonte: o autor.

Tabela 3.5 – Força máxima atingida nos modelos em EF do estudo de variação de parâmetros.

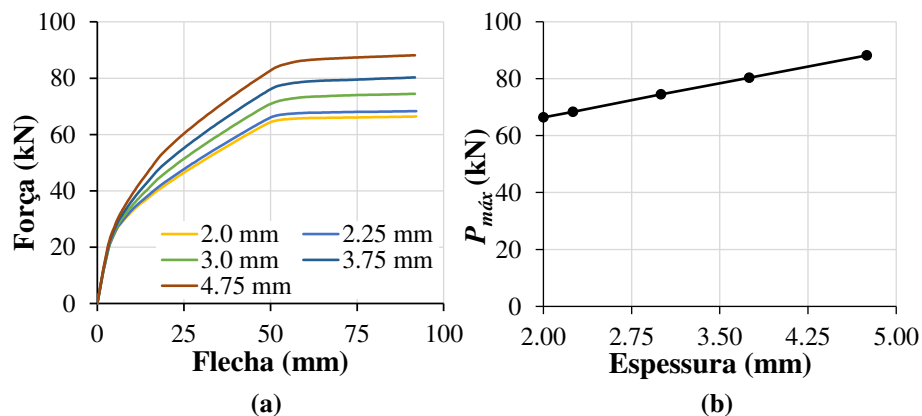
f_c (MPa)	$P_{máx}$ (kN)				
	Q138	Q196	Q283	Q503	Q785
20	49.91	57.28	70.05	100.23	134.38
30	55.53	63.42	76.23	107.88	146.77
40	60.88	68.82	81.51	113.80	154.38
50	66.22	73.67	86.50	118.88	160.11

Fonte: o autor.

Ao avaliar a influência da resistência à compressão do concreto dentro do intervalo dos modelos simulados, pode-se observar que ao se elevar o f_{cm} de 20 MPa para 50 MPa, é possível se obter um ganho de resistência que varia de 19% (nos elementos compostos por tela Q785) a 33% (elementos com tela Q138). No que diz respeito ao tipo de tela utilizado, observa-se que existe uma relação linear e diretamente proporcional entre a força última atingida pela amostra e a área de armadura por metro linear.

A fim de avaliar a influência da espessura do perfil de aço na laje envelopada foram elaborados cinco modelos, com características semelhantes àsquelas dos modelos ensaiados: resistência média à compressão do concreto de 35 MPa, armadura negativa composta por uma tela soldada Q138 de aço CA-60 e positiva por uma tela soldada Q196 de aço CA-60; variando-se apenas a espessura do perfil formado a frio, conforme descrito nos últimos cinco modelos da Tabela 3.4. Foram adotadas cinco espessuras distintas, sendo a espessura mínima igual a 2,00 mm e a máxima, 4,75 mm, mantendo-se as mesmas dimensões externas do perfil dos modelos experimentais: 5,0 cm x 10 cm. As curvas obtidas a partir das simulações e a relação entre força máxima e espessura do perfil são mostradas na Figura 3.26.

Figura 3.26 – Variação da espessura do perfil de aço.
 (a) Curvas *força/deslocamento* dos modelos com variação da espessura;
 (b) Relação entre força máxima e espessura do perfil de aço.



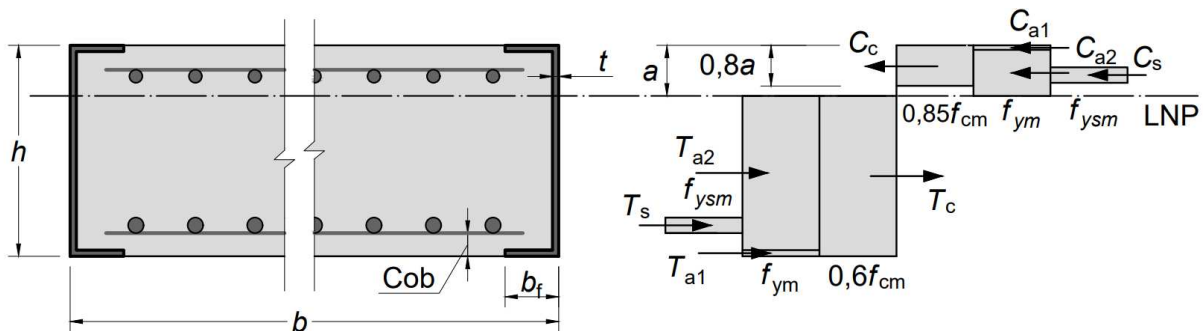
Fonte: o autor.

Com base nos resultados apresentados na Figura 3.26, é possível observar que a alteração da espessura do perfil não altera a rigidez inicial do elemento, mas eleva a capacidade resistente das lajes. Nota-se também que existe uma relação linear e diretamente proporcional entre a força máxima atingida pelo modelo e a espessura do perfil. Obteve-se um ganho de resistência de, aproximadamente, 33% ao se elevar a espessura do perfil de aço de 2,0 mm para 4,75 mm.

3.7 Proposição de um modelo analítico

A partir do comportamento estrutural observado no estudo numérico-experimental, desenvolveu-se um modelo analítico para o cálculo do momento resistente das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. A distribuição de tensões na seção transversal considerada nos cálculos está mostrada na Figura 3.27. Nesse modelo, considera-se a resistência média dos materiais, a contribuição das mesas comprimidas do perfil de aço formado a frio, a contribuição do concreto tracionado e a contribuição da tela soldada posicionada na face superior da laje, submetida à compressão.

Figura 3.27 – Distribuição de tensões na seção transversal para a validação do modelo analítico.



Fonte: o autor.

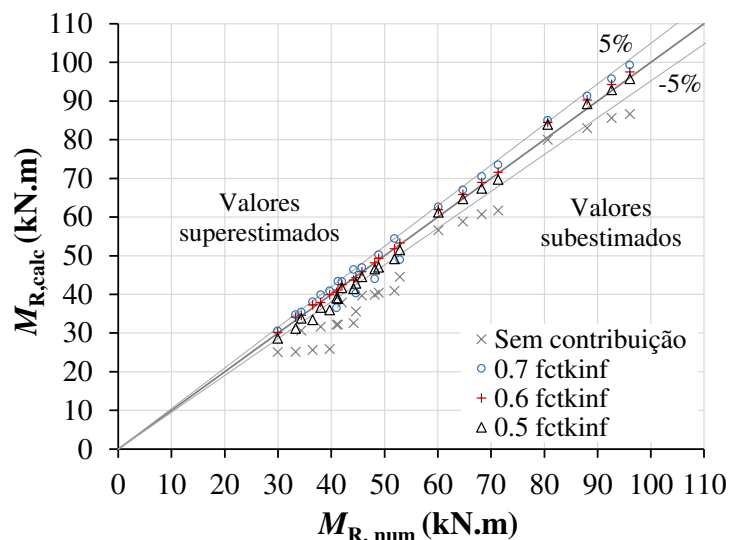
Para a validação do modelo analítico, os resultados obtidos nos modelos de elementos finitos do estudo de variação de parâmetros foram comparados aos resultados obtidos a partir da formulação analítica proposta, utilizando-se os valores de resistência média dos materiais. Na Tabela 3.6 e na Figura 3.28 apresenta-se uma comparação entre os valores de momento fletor resistente obtidos a partir das simulações e do modelo analítico. Foram testados três diferentes tipos de modelo analítico: o primeiro sem a contribuição do concreto tracionado, considerando-se que apenas a zona de concreto comprimido contribui para a resistência da seção e os demais com a contribuição do concreto tracionado, admitindo-se 50%, 60% e 70% do valor de $f_{ctk,inf}$ no cálculo do momento resistente (M_R).

Tabela 3.6 – Comparação do M_R obtido a partir das simulações e do modelo analítico.

ID	Num.	f_{cm}	$\frac{\text{Calc.}}{\text{Num.}}$	$0.7 f_{ctkinf}$	$\frac{\text{Calc.}}{\text{Num.}}$	$0.6 f_{ctkinf}$	$\frac{\text{Calc.}}{\text{Num.}}$	$0.5 f_{ctkinf}$	$\frac{\text{Calc.}}{\text{Num.}}$
PL-C20-Q138	2994.82	2505.18	0.84	3056.74	1.02	3022.04	1.01	2862.05	0.96
PL-C30-Q138	3331.89	2519.97	0.76	3475.09	1.04	3416.34	1.03	3122.83	0.94
PL-C40-Q138	3652.78	2561.26	0.70	3804.58	1.04	3725.86	1.02	3341.66	0.91
PL-C50-Q138	3973.17	2586.42	0.65	4091.73	1.03	3994.79	1.01	3597.12	0.91
PL-C20-Q196	3436.92	3063.40	0.89	3544.88	1.03	3460.47	1.01	3385.09	0.98
PL-C30-Q196	3805.05	3166.67	0.83	3995.89	1.05	3791.39	1.00	3663.13	0.96
PL-C40-Q196	4129.42	3221.48	0.78	4342.35	1.05	4113.23	1.00	3892.95	0.94
PL-C50-Q196	4420.41	3254.88	0.74	4638.23	1.05	4372.54	0.99	4146.25	0.94
PL-C20-Q283	4203.27	3788.15	0.90	4331.61	1.03	4251.78	1.01	4171.12	0.99
PL-C30-Q283	4573.64	3966.37	0.87	4692.73	1.03	4583.78	1.00	4458.66	0.97
PL-C40-Q283	4890.78	4044.97	0.83	5029.36	1.03	4938.76	1.01	4706.76	0.96
PL-C50-Q283	5190.27	4092.85	0.79	5441.40	1.05	5180.09	1.00	4920.73	0.95
PL-C20-Q503	6013.68	5659.55	0.94	6263.25	1.04	6194.52	1.03	6125.08	1.02
PL-C30-Q503	6472.99	5883.00	0.91	6705.00	1.04	6591.23	1.02	6476.27	1.00
PL-C40-Q503	6827.75	6072.59	0.89	7053.11	1.03	6899.29	1.01	6743.90	0.99
PL-C50-Q503	7132.81	6169.10	0.86	7352.14	1.03	7161.72	1.00	6974.39	0.98
PL-C20-Q785	8062.53	7999.44	0.99	8508.40	1.06	8452.81	1.05	8396.64	1.04
PL-C30-Q785	8805.94	8303.84	0.94	9130.34	1.04	9030.83	1.03	8930.26	1.01
PL-C40-Q785	9262.56	8567.73	0.92	9574.86	1.03	9435.36	1.02	9294.44	1.00
PL-C50-Q785	9606.69	8663.12	0.90	9934.54	1.03	9758.23	1.02	9580.19	1.00
PL-U2.25	4097.89	3220.02	0.79	3654.49	0.89	4050.93	0.99	3909.20	0.95
PL-U3.00	4466.74	3562.89	0.80	4029.85	0.90	4435.78	0.99	4284.27	0.96
PL-U3.75	4815.94	3988.84	0.83	4402.45	0.91	4818.61	1.00	4658.92	0.97
PL-U4.25	5288.86	4453.34	0.84	4894.91	0.93	5326.04	1.01	5153.72	0.97
Média		0.84		1.02		1.01		0.97	
Coef. Var.		9.7%		4.9%		1.4%		3.4%	

Fonte: o autor.

Figura 3.28 – Comparação entre o momento fletor resistente numérico e analítico.

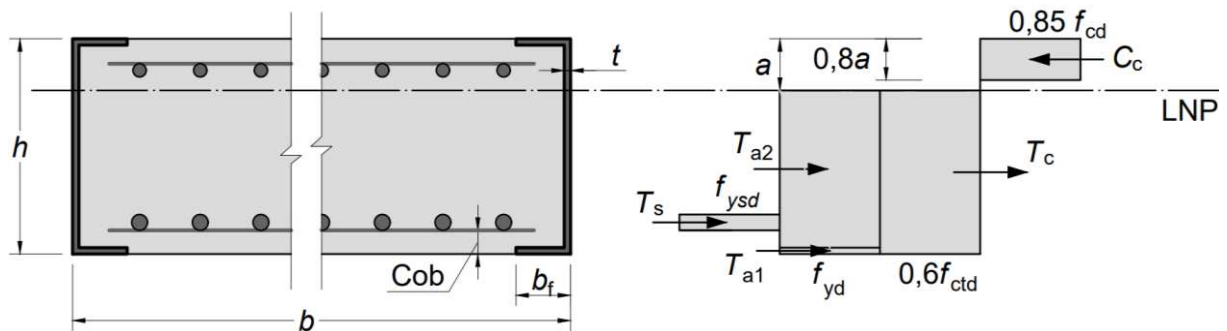


Fonte: o autor.

Conforme observado a partir dos resultados dos ensaios experimentais e das simulações numéricas, a utilização da tela soldada como armadura positiva, por limitar o processo de abertura e formação de fissuras, faz com que o concreto tracionado contribua para a resistência da seção transversal. Analiticamente, nota-se que o modelo que desconsidera a contribuição do concreto tracionado atinge, em média, 84% do valor obtido numericamente, chegando a subestimar a resistência do elemento em até 30% em alguns casos. Dentre os valores de contribuição do concreto tracionado propostos, o valor de 60% de $f_{ctk,inf}$ foi o que melhor representou os resultados obtidos numericamente, conforme pode ser observado na Tabela 3.6 e na Figura 3.28. Obteve-se em média 1,01 de correlação e 1,4% de coeficiente de variação.

A seguir apresenta-se a proposição de um modelo analítico para o cálculo do momento resistente de cálculo das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. O modelo desenvolvido considera a resistência de cálculo dos materiais, a contribuição do concreto da zona tracionada, considerando-se $0,6 f_{ctk,inf}$ e desconsidera a contribuição da tela soldada posicionada na face comprimida e da resistência do perfil de aço comprimido, devido à verificação da ocorrência do fenômeno de instabilidade da mesa em dois dos três modelos ensaiados. A distribuição de tensões na seção transversal do modelo de cálculo proposto é mostrada na Figura 3.29.

Figura 3.29 – Distribuição de tensões na seção transversal da laje envelopada.



Fonte: o autor.

A partir do equilíbrio de forças da seção é possível obter as equações para o cálculo do momento resistente de cálculo (M_{Rd}) da seção transversal, em função da posição (a) da Linha Neutra Plástica (LNP), conforme Eq. [3.1] e na Eq. [3.2].

$$M_{Rd} = \left[(2f_{yd} \cdot b_f \cdot t_f) \cdot \left(h - a - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[2f_{yd} \cdot \frac{t_f (h - a - t_f)^2}{2} \right] \quad [3.1]$$

$$+ \left[\left(f_{ysd} \cdot n \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right) \cdot \left(h - a - cob - \frac{\phi}{2} \right) \right] + 0,6f_{ctd} \frac{(h - a)^2}{2} + 0,408f_{cd} \cdot a^2$$

onde:

$$a = \frac{2f_{yd} \cdot b_f \cdot t_f + 2f_{yd} \cdot t_f (h - t_f) + f_{ysd} \cdot n \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} + 0,6f_{ctd} \cdot h}{2f_{yd} \cdot t_f + 0,6 \cdot f_{ctd} + 0,68 \cdot f_{cd}} \quad [3.2]$$

sendo:

- h é a altura total da seção transversal;
- a é a altura da linha neutra plástica (LNP);
- cob é o cobrimento da armadura positiva;
- b_f é o comprimento da mesa do perfil formado a frio;
- t_f é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio;
- n é o número de barras longitudinais da armadura positiva (tela soldada);
- ϕ é o diâmetro das barras/fios que compõem a tela soldada;
- f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do perfil formado a frio;
- f_{ysd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura positiva (tela soldada);
- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto comprimido;
- f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto tracionado.

3.8 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural de lajes de concreto pré-moldado envelopadas formadas por perfis de aço formados a frio e concreto armado. O comportamento estrutural dos modelos foi estudado a partir de um programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, composto por três modelos em escala real, com 3,60 metros de comprimento e 1,80 metros de largura. As lajes foram submetidas a ensaios de flexão a quatro pontos.

Realizou-se a validação de um modelo numérico de elementos finitos no programa computacional ABAQUS e um estudo de variação de parâmetros, para avaliar a influência da resistência à compressão do concreto, da taxa de armadura e da espessura do perfil sobre a

resistência última das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. Com base nesses estudos propôs-se uma formulação para a determinação do momento fletor resistente de cálculo das lajes envelopadas, considerando-se a contribuição do concreto tracionado.

O modelo numérico desenvolvido foi capaz de representar de maneira adequada o comportamento estrutural das lajes envelopadas. Após a calibração obteve-se um erro percentual médio de 6% e um coeficiente de variação igual a 3,35%. Nesses modelos obteve-se um padrão de fissuração bastante similar aos observados nos ensaios experimentais. Além disso, a instabilidade do perfil comprimido também foi observada no modelo numérico de elementos finitos de forma semelhante ao que ocorreu nos modelos experimentais.

A partir do estudo numérico-experimental concluiu-se que:

- os modelos de lajes de concreto pré-moldado envelopadas ensaiados apresentaram falha devido à deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio e da armadura positiva tracionada (tela soldada), que atingem a deformação de escoamento. O concreto da borda superior comprimida não atingiu a deformação limite de encurtamento;
- apesar da ocorrência do fenômeno de instabilidade no perfil de aço formado a frio, a mesma não é determinante no modo de falha e não impõe perda significativa de rigidez ou de capacidade resistente do elemento;
- o perfil U de aço formado a frio contribui com uma parcela significativa da resistência última do elemento, gerando um acréscimo na capacidade última das lajes de, em média, 30%, além de contribuir para a elevação da rigidez da peça;
- a adoção da tela soldada como armadura acrescentou, em média, 49% na capacidade resistente da laje envelopada, devido à elevada aderência ao concreto, proporcionada pelas juntas soldadas, que fazem com que os efeitos da fissuração sejam minimizados, a partir da limitação do processo de formação e abertura de fissuras;
- a conexão entre o perfil de aço formado a frio e a laje de concreto provocada pela soldagem da tela foi suficiente para ativar o comportamento misto entre aço e concreto.

Os resultados obtidos a partir do estudo de variação de parâmetros demonstraram que, dentro do intervalo analisado, o aumento da área de armadura da tela soldada e da resistência média à compressão do concreto elevam a resistência última das amostras, assim como o aumento da espessura do perfil de aço formado a frio. Em todos os modelos estudados a falha do elemento se deu por deformação plástica excessiva, em conformidade com o modo de falha observado nos ensaios experimentais. Acrescenta-se que para avaliar a influência de telas soldadas com

diferentes espaçamentos entre os fios/barras componentes da malha é recomendado a realização de novos estudos experimentais.

3.9 Referências

1. Fédération Internationale du Béton (2014). *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*, 2014. 313p. ISBN: 978-2-88394-114-4.
2. DUARTE, A. A. “Painel Laminar com resíduo de mineradoras e processo construtivo de Painel Laminar com resíduo de mineradoras”, BR 20 2014 017235 7 U2, Mar. 01, 2016.
3. SOARES, H. C. Determinação experimental da eficácia de vigas mistas em estruturas multilaminares de concreto. 2008. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade FUMEC, 2008.
4. CARRASCO, E. V. M. et al. Ultimate compressive strength of Enveloped Laminar Concrete panels. **Construction and Building Materials**, v. 27, n. 1, p. 375-381, 2012.
5. RODRIGUES, E. V. Determinação da resistência última à compressão de painéis de concreto laminar envelopado. 2009. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.
6. CARRASCO, E. V. M. et al. Avaliação do desempenho de vigas de concreto laminar envelopado. **Construindo**, v. 5, n. 2, 2013.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6892:2013, Materiais metálicos – Ensaio de tração, Parte 1: Método de ensaio a temperatura ambiente, 2013.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9p.
9. European Committee for Standardization - EN 1992-1-1:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2010.
10. BYFIELD M. P.; Dhanalakshmi, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. *Adv. Steel Struct.* 2002; 1(139-146). <http://dx.doi.org/10.1016/B978-008044017-0/50015-9>.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 8800:2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento, 2008.
12. DUTRA, C. M., Study on the structural behavior of the Crestbond shear connector variations considering geometric and mechanical variations. (Master Thesis). Federal University of Viçosa, 2014. <http://locus.ufv.br/handle/123456789/3838>.
13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023. 221p
14. SIMULIA. ABAQUS analysis user’s manual. Providence, USA, 2012.

15. PAVLOVIĆ, M.; Marković, Z.; Veljković, M.; Buđevac, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 2013; 88(134–149). <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.003>
16. HORDIJK, D. A. Local approach to fatigue of concrete. (PhD Thesis), Delft University of Technology, Delft, 1991.
17. Fédération Internationale du Béton. (2010). fib Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne. <http://dx.doi.org/10.1002/9783433604090>.
18. DINIS, P. B.; CAMOTIM, D.; SILVESTRE, N., 2007, “FEM-based analysis of the localplate/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel columns”. *Computers and Structures*, v. 85, n. 19–20, pp. 1461–1474.
19. FENA, R. P. T., 2011, Interacção Local / Distorcional Em Colunas De Aço Enformadas a Frio Com Secção Em “ Hat ”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
20. MARTINS, A. D.; CAMOTIM, D.; DINIS, P.B., 2017, "On the direct strength design of cold-formed steel columns failing in local-distortional interactive modes". *Thin-Walled Structures*, v. 120, n. March, pp. 432–445.
21. MATSUBARA, G. Y. Análise da interação entre modos de flambagem local e distorcional em perfis de aço formados a frio com seção u enrijecido sob compressão axial. 2018. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.
22. SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D.; DINIS, P. B., 2012, "Post-buckling behaviour and direct strength design of lipped channel columns experiencing local/distortional interaction". *Journal of Constructional Steel Research*, v. 73, pp. 12–30.
23. SOLTANI, M.; AN, X.; MAEKAWA, K.. Cracking response and local stress characteristics of RC membrane elements reinforced with welded wire mesh. **Cement and concrete Composites**, v. 26, n. 4, p. 389-404, 2004.
24. ALLAM, Said M. et al. Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. **Alexandria Engineering Journal**, v. 52, n. 2, p. 163-173, 2013.
25. MOLLICA, JR, S. O uso da Tela Soldada no Combate à Fissuração. **IBTS-Instituto Brasileiro De Telas Soldadas**, São Paulo, Brasil, 75p. 1979.
26. STUCCHI, F. R. et al. Estudo do Comportamento de Estruturas de Concreto Armadas com Telas Soldadas e Armaduras CA 50: Estudos de Caso. **IBTS-Instituto Brasileiro De Telas Soldadas**, São Paulo–SP, Brasil, 46p, 2009.
27. LEE, S. L. et al. Cracking behavior of concrete tension members reinforced with welded wire fabric. **Structural Journal**, v. 84, n. 6, p. 481-491, 1987.

CAPÍTULO 4: CONCLUSÕES GERAIS

Neste capítulo apresentam-se as considerações finais a respeito do trabalho desenvolvido e as sugestões para trabalhos futuros.

4.1 Considerações finais

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural de lajes e de vigas de concreto pré-moldado envelopadas, que consistem em estruturas em concreto armado, emolduradas por um perfil de aço, tipo U, formado a frio.

O comportamento estrutural dos elementos foi estudado a partir de um programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Foram ensaiados três elementos de viga envelopada, com 5 metros de comprimento livre, e três elementos de laje, com 3,60 metros de comprimento. Tanto os modelos de viga quanto os de laje foram submetidos a ensaios de flexão a quatro pontos.

Realizou-se a validação de dois modelos numéricos em elementos finitos utilizando-se o programa computacional ABAQUS. Foram desenvolvidos modelos para a simulação do comportamento das vigas envelopadas e para a simulação das lajes. Os modelos foram calibrados com base nos ensaios experimentais realizados e foram capazes de representar de maneira adequada o comportamento estrutural dos elementos. Após a calibração, obteve-se, em ambos os modelos, um erro percentual médio inferior a 6,0% e o coeficiente de variação inferior a 4,0%. O padrão de fissuração e a instabilidade do perfil de aço comprimido foi observada no modelo numérico de elementos finito de forma semelhante ao que ocorreu nos modelos experimentais.

Um estudo de variação de parâmetros foi realizado para avaliar a influência da resistência à compressão do concreto, da armadura longitudinal e da espessura do perfil sobre a resistência última dos elementos. Com base nesses estudos, propôs-se um modelo analítico para a determinação do momento resistente de cálculo dos elementos de concreto pré-moldado envelopados.

A partir do estudo numérico-experimental concluiu-se que:

- os modelos de vigas de concreto pré-moldado envelopadas ensaiados falham por deformação plástica excessiva do aço do perfil formado a frio tracionado e da armadura

positiva, que atingem a deformação de escoamento. O concreto da borda superior comprimida não atinge a deformação limite de encurtamento;

- os modelos de lajes de concreto pré-moldado envelopadas ensaiados falham por deformação plástica excessiva do perfil de aço tracionado. O concreto da face comprimida não atinge a deformação limite de encurtamento;
- apesar da ocorrência do fenômeno de instabilidade no perfil de aço formado a frio, a mesma não é determinante no modo de falha, nem nos elementos de laje, nem nos elementos de viga, e não implica em perda significativa de rigidez ou capacidade resistente do elemento;
- o perfil U de aço formado a frio contribui com uma parcela significativa da resistência do elemento, gerando um acréscimo de 60% em média na capacidade última das vigas e de 30% em média na das lajes, além de elevar a rigidez e a ductilidade das peças;
- a adoção da tela soldada como armadura acrescentou, em média, 49% na capacidade resistente da laje envelopada, devido à extremíssima aderência ao concreto, proporcionada pelas juntas soldadas, que fazem com que os efeitos da fissuração sejam minimizados, a partir da limitação do processo de formação e abertura de fissuras;
- a conexão entre o perfil de aço formado a frio e a viga de concreto provocada soldagem da tela soldada e da armadura positiva (no caso das vigas) foi suficiente para ativar o comportamento misto entre aço e concreto em ambos os modelos.

Os resultados obtidos a partir do estudo de variação de parâmetros dos modelos de viga demonstraram que, dentro da faixa de resistências à compressão e de taxas de armadura longitudinal analisadas, existem dois modos distintos de falha. No primeiro caso, a falha ocorre por deformação plástica excessiva do perfil de aço e da armadura longitudinal, semelhante ao observado nos modelos experimentais. No segundo caso, ocorre falha por cisalhamento do concreto, denominada ruptura do banzo comprimido por força cortante-flexão.

Nos elementos de viga em que a ruptura ocorre por deformação plástica excessiva, a influência exercida pela resistência do concreto à compressão é praticamente nula, não resultando em ganhos de resistência significativos. A resistência à compressão do concreto também não gerou alterações na rigidez ou na ductilidade do elemento. Já nos modelos de viga em que ocorre a falha por cisalhamento, a resistência à compressão do concreto é determinante na força máxima suportada pela viga, devido à influência significativa exercida pelo concreto das bielas inclinadas no mecanismo de falha por cisalhamento. Quanto à armadura longitudinal e à espessura do perfil, observou-se que, em geral, ao elevar-se a área de armadura e a espessura

do perfil, adquire-se um ganho de resistência e de rigidez no modelo. Contudo, ao elevar a área da armadura longitudinal do modelo, sem que a resistência à compressão do concreto ou a armadura transversal do modelo também sejam aumentadas, o excesso de armadura longitudinal pode induzir um modo de falha abrupto, por cisalhamento, fazendo com que a capacidade resistente da viga seja reduzida em alguns casos.

Os resultados obtidos a partir do estudo de variação de parâmetros das lajes envelopadas de concreto pré-moldado demonstraram que a resistência à compressão do concreto, a armadura longitudinal e a espessura do perfil exerceram influência na força máxima suportada pelo elemento, de forma que, ao elevar-se a força de resistência à compressão do concreto, a área de armadura por metro e a espessura do perfil, adquire-se um ganho de resistência no modelo. Em todos os modelos estudados a falha do elemento se deu por deformação plástica excessiva, em conformidade com o modo de falha observado nos ensaios experimentais.

4.2 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos resultados obtidos neste estudo, sugerem-se os seguintes temas para aprofundamento em estudos futuros:

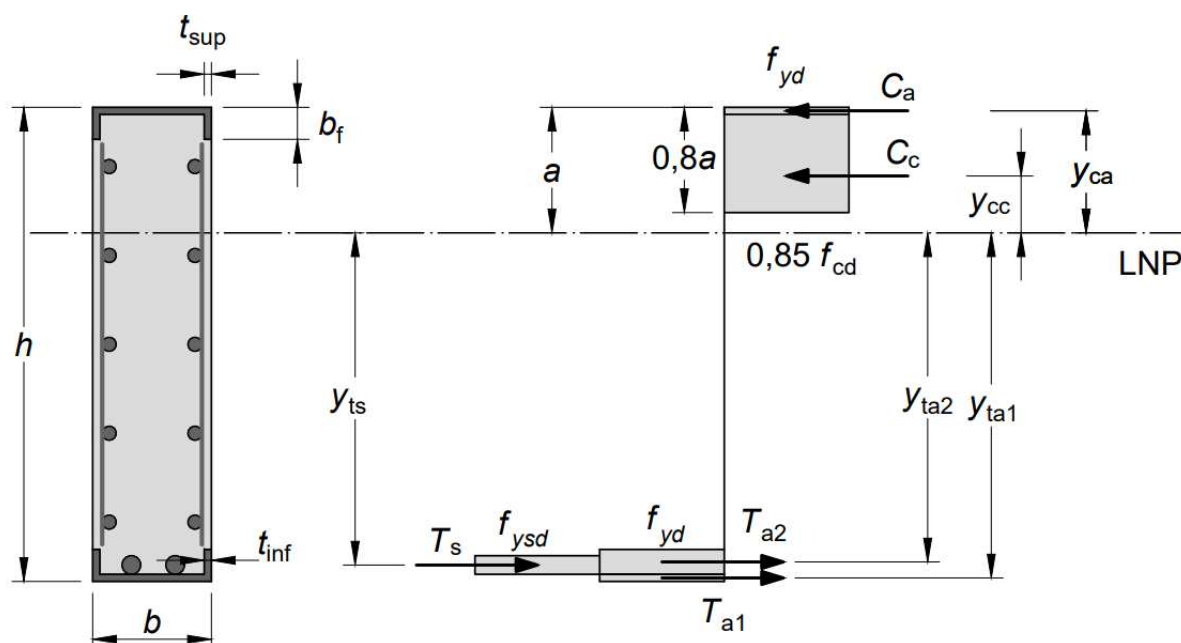
- realização de novos estudos experimentais dos modelos de lajes envelopadas de concreto pré-moldado submetidas à flexão, adotando-se telas soldadas com diferentes espaçamentos de malha, com o intuito de avaliar a influência do tipo de arranjo e do tipo de superfície aderente no processo de formação e abertura de fissuras;
- realização de ensaios experimentais em modelos em que a falha dos elementos envelopados não ocorra por plastificação excessiva do aço do perfil formado a frio, com o objetivo de caracterizar os possíveis modos de falha dos elementos;
- desenvolvimento de técnicas de modelagem numérica para elementos de concreto armado com tela soldada, que permitam considerar de forma mais realista contribuição do concreto entre fissuras e da contribuição dos pontos de alta aderência concentrada, proporcionada pelas juntas soldadas.

APÊNDICE A: DESENVOLVIMENTO DO MODELO ANALÍTICO

Neste Apêndice apresentam-se os cálculos detalhados para a obtenção das equações para cálculo do momento resistente de cálculo dos elementos de concreto pré-moldado envelopados.

A seguir apresentam-se os cálculos para a obtenção das equações para determinação do momento resistente de cálculo das vigas de concreto pré-moldado envelopadas. A distribuição de tensões na seção transversal das lajes está mostrada na Figura A.1.

Figura A.1 – Distribuição de tensões na seção transversal das vigas de concreto pré-moldado envelopadas.



Fonte: o autor

Em que:

- C_a é a força resultante de compressão no aço;
- C_c é a força resultante de compressão no concreto;
- T_a é a força resultante de tração no aço;
- T_s é a força resultante de tração na armadura;
- T_c é a força resultante de compressão no aço;

As forças resultantes de cálculo são dadas pelas Equações [A.01] – [A.05].

$$T_{a1} = f_{yd} \cdot (b \cdot t_{inf}) \quad [A.01]$$

$$T_{a2} = f_{yd} \cdot 2t_{inf} \cdot b_f \quad [A.02]$$

$$T_s = f_{ysd} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \quad [\text{A.03}]$$

$$C_a = f_{yd} \cdot (b \cdot t_{sup}) \quad [\text{A.04}]$$

$$C_c = 0,85f_{cd} \cdot 0,8a \cdot b \quad [\text{A.05}]$$

Os braços de alavanca (y) das resultantes das forças em relação à linha neutra são dados pelas Equações [A.06] – [A.10].

$$y_{Ta1} = h - a - t_{inf}/2 \quad [\text{A.06}]$$

$$y_{Ta2} = h - a - \frac{b_f}{2} \quad [\text{A.07}]$$

$$y_{Ts} = h - a - t_{inf} - \frac{\phi}{2} \quad [\text{A.08}]$$

$$y_{Ca} = a - t_{sup}/2 \quad [\text{A.09}]$$

$$y_{Cc} = a - \frac{0,8a}{2} = 0,6a \quad [\text{A.10}]$$

A partir do equilíbrio de forças na seção ($\Sigma F = 0$), tem-se:

$$T_{a1} + T_{a2} + T_s - C_a - C_c = 0 \quad [\text{A.11}]$$

Substituindo-se as Equações [A.01] a [A.05] na Equação [C.11]:

$$\begin{aligned} [f_{yd} \cdot (b \cdot t_{inf})] + [f_{yd} \cdot 2t_{inf} \cdot b_f] + \left[f_{ysd} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \right] - [f_{yd} \cdot (b \cdot t_{sup})] \\ - [0,85f_{cd} \cdot 0,8a \cdot b] = 0 \end{aligned} \quad [\text{A.12}]$$

Deixando a altura da Linha Neutra Plástica (a) em evidência, obtém-se:

$$a = \frac{-t_{sup} \cdot b \cdot f_{yd} + t_{inf} \cdot b \cdot f_{yd} + n \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{ysd} + 2t_{inf}(b_f - t_{inf}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot 0,85f_{cd}} \quad [\text{A.13}]$$

O Momento fletor resistente de cálculo pode ser determinado através do equilíbrio dos momentos flectores na seção transversal ($\Sigma M = 0$), a partir da Equação [A.14]

$$M_{Ra} = T_{a1} \cdot y_{Ta1} + T_{a2} \cdot y_{Ta2} + T_s \cdot y_{Ts} + T_c \cdot y_{Tc} + C_c \cdot y_{Cc} \quad [\text{A.14}]$$

Substituindo-se as Equações [A.01] a [A.10] na Equação [A.14], obtém-se:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} = & [0,48a \cdot b \cdot f_{cd}] + \left[(t_{sup} \cdot b \cdot f_{yd}) \cdot \left(a \cdot \frac{t_{sup}}{2} \right) \right] + \left[(t_{inf} \cdot b \cdot f_{yd}) \cdot \left(h - a - \frac{t_{inf}}{2} \right) \right] \\
 & + \left[\left(n \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{ysd} \right) \cdot \left(h - a - t_{inf} - \frac{\phi}{2} \right) \right] \\
 & + \left[(2t_{inf}(b_f - t_{inf}) \cdot f_{yd}) \left(h - a - t_{inf} - \frac{b_f}{2} \right) \right]
 \end{aligned}
 \tag{A.15}$$

sendo:

h é a altura total da seção transversal;

b é a largura da seção transversal;

a é a altura da linha neutra plástica (LNP);

cob é o cobrimento da armadura positiva;

b_f é o comprimento da mesa do perfil formado a frio;

t_{sup} é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio superior;

t_{inf} é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio inferior;

n é o número de barras longitudinais da armadura positiva;

ϕ é o diâmetro da armadura positiva;

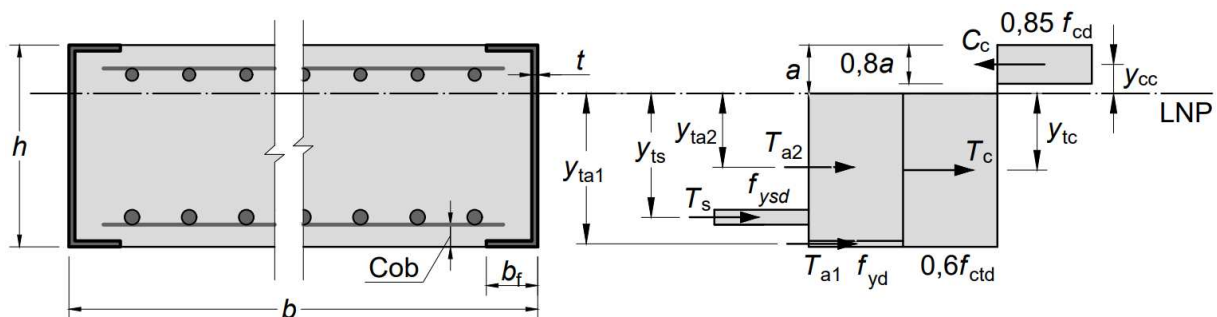
f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do perfil formado a frio;

f_{ysd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura positiva;

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto comprimido;

A seguir apresentam-se os cálculos para a obtenção das equações para determinação do momento resistente de cálculo das lajes de concreto pré-moldado envelopadas. A distribuição de tensões na seção transversal das lajes está mostrada na Figura A.2.

Figura A.2 – Distribuição de tensões na seção transversal das lajes de concreto pré-moldado envelopadas.



Fonte: o autor.

Em que:

C_a é a força resultante de compressão no aço;

C_c é a força resultante de compressão no concreto;

T_a é a força resultante de tração no aço;

T_s é a força resultante de tração na armadura;

T_c é a força resultante de compressão no aço;

As forças resultantes de cálculo são dadas pelas Equações [A.16] – [A.20].

$$T_{a1} = f_{yd} \cdot (2b_f \cdot t_f) \quad [\text{A.16}]$$

$$T_{a2} = f_{yd} \cdot 2t_f \cdot (h - a - t_f) \quad [\text{A.17}]$$

$$T_s = f_{ysd} \cdot n \cdot (\pi \phi^2 / 4) \quad [\text{A.18}]$$

$$T_c = 0,6f_{ctd} \cdot (h - a) \quad [\text{A.19}]$$

$$C_c = 0,85f_{cd} \cdot 0,8a \cdot b \quad [\text{A.20}]$$

Os braços de alavanca (y) das resultantes das forças em relação à linha neutra são dados pelas Equações [A.21] – [A.25].

$$y_{Ta1} = h - a - t_f / 2 \quad [\text{A.21}]$$

$$y_{Ta2} = (h - a - t_f) / 2 \quad [\text{A.22}]$$

$$y_{Ts} = h - a - cob - \frac{\phi}{2} \quad [\text{A.23}]$$

$$y_{Tc} = \frac{h - a}{2} \quad [\text{A.24}]$$

$$y_{Cc} = a - \frac{0,8a}{2} = 0,6a \quad [\text{A.25}]$$

A partir do equilíbrio de forças na seção ($\Sigma F = 0$), tem-se:

$$T_{a1} + T_{a2} + T_s + T_c - C_c = 0 \quad [\text{A.26}]$$

Substituindo-se as Equações [A.16] a [A.20] na Equação [A.26]:

$$\begin{aligned} & [f_{yd} \cdot (2b_f \cdot t_f)] + [f_{yd} \cdot 2t_f \cdot (h - a - t_f)] + \left[f_{ysd} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \right] \\ & + [0,6f_{ctd} \cdot (h - a)] - [0,85f_{cd} \cdot 0,8a] = 0 \end{aligned} \quad [\text{A.27}]$$

Deixando a altura da Linha Neutra Plástica (a) em evidência, obtém-se:

$$a = \frac{2f_{yd} \cdot b_f \cdot t_f + 2f_{yd} \cdot t_f (h - t_f) + f_{ysd} \cdot n \cdot \pi \cdot \frac{\emptyset^2}{4} + 0,6f_{ctd} \cdot h}{2f_{yd} \cdot t_f + 0,6 \cdot f_{ctd} + 0,68 \cdot f_{cd}} \quad [\text{A.28}]$$

O Momento fletor resistente de cálculo pode ser determinado através do equilíbrio dos momentos fletores na seção transversal ($\Sigma M = 0$), a partir da Equação [A.29]

$$M_{Rd} = T_{a1} \cdot y_{Ta1} + T_{a2} \cdot y_{Ta2} + T_s \cdot y_{Ts} + T_c \cdot y_{Tc} + C_c \cdot y_{Cc} \quad [\text{A.29}]$$

Substituindo-se as Equações [A.11] a [A.20] na Equação [A.29], obtém-se:

$$M_{Rd} = \left[(2f_{yd} \cdot b_f \cdot t_f) \cdot \left(h - a - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[2f_{yd} \cdot \frac{t_f (h - a - t_f)^2}{2} \right] + \left[\left(f_{ysd} \cdot n \cdot \pi \cdot \frac{\emptyset^2}{4} \right) \cdot \left(h - a - \frac{\emptyset}{2} \right) \right] + 0,6f_{ctd} \frac{(h - a)^2}{2} + 0,408f_{cd} \cdot a^2 \quad [\text{A.30}]$$

sendo:

- h é a altura total da seção transversal;
- a é a altura da linha neutra plástica (LNP);
- cob é o cobrimento da armadura positiva;
- b_f é o comprimento da mesa do perfil formado a frio;
- t_f é a espessura da chapa de aço do perfil formado a frio;
- n é o número de barras longitudinais da armadura positiva (tela soldada);
- \emptyset é o diâmetro das barras/fios que compõem a tela soldada;
- f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do perfil formado a frio;
- f_{ysd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura positiva (tela soldada);
- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto comprimido;
- f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto tracionado.

APÊNDICE B: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AÇO ESTRUTURAL E DO AÇO DAS ARMADURAS

Neste Apêndice são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do aço do perfil formado a frio, do aço das telas soldadas e do aço da armadura longitudinal. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

Os resultados dos ensaios de tração uniaxial do perfil U formado a frio que compõe o quadro que envolve o perímetro dos modelos ensaiados encontram-se descritos na Tabela B.1. Adicionalmente, apresentam-se as dimensões de confecção dos corpos de prova na Figura B.1.

Tabela B.1 – Resultados dos ensaios de tração das amostras de aço dos perfis U.

Amostra	a_o (mm)	b_o (mm)	S_o (mm ²)	L_o (mm)	P_y (N)	P_u (N)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	Along. (%)
CP1-U-2.0	1,91	12,68	24,21	50,0	643,31	8771,20	260,49	362,26	1,39	28%
CP2-U-2.0	1,88	12,67	23,81	50,0	680,08	9259,81	279,77	388,85	1,39	28%
CP3-U-2.0	2,06	12,70	26,17	50,0	784,11	11676,55	280,42	446,20	1,59	26%
CP4-U-2.0	2,04	12,60	25,71	50,0	733,27	10825,28	279,76	421,04	1,51	28%
CP5-U-2.0	2,00	12,46	24,96	50,0	741,14	10762,17	291,65	431,15	1,48	30%
CP6-U-2.0	1,98	12,68	25,10	50,0	763,47	10897,83	298,21	434,18	1,46	28%
CP7-U-2.0	1,86	12,69	23,65	50,0	705,40	9259,01	293,08	391,47	1,34	32%
CP8-U-2.0	1,99	12,67	25,18	50,0	638,59	8966,53	248,38	356,13	1,43	30%
CP9-U-2.0	1,97	12,56	24,74	50,0	710,46	9064,42	281,58	366,34	1,30	28%
CP10-U-2.0	1,84	12,68	23,37	50,0	699,00	9195,74	293,81	393,53	1,34	30%
Médias							280,72	399,12		29%

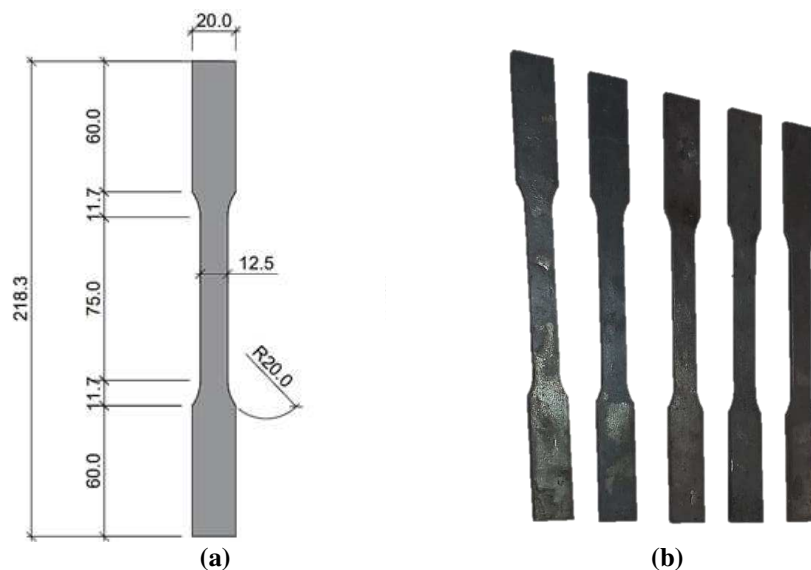
Nota: * Dimensões nominais: a = 2,0 mm; b = 12,5 mm;

* P_y : carga no início do escoamento;

* P_u : carga na ruptura.

Fonte: o autor.

Figura B.1 – Dimensões dos corpos de prova do aço do perfil formado a frio;
(a) detalhes das dimensões; (b) corpos de prova confeccionados.



Fonte: o autor

Os resultados dos ensaios de tração uniaxial das demais armaduras componentes das vigas envelopadas de concreto pré-moldado (barra nervurada, com diâmetro nominal de 12,5 mm e tela soldada Q138, com diâmetro nominal de 4,2 mm) e das lajes envelopadas de concreto pré-moldado (telas soldadas Q138, com diâmetro nominal de 4,2 mm e Q196, com diâmetro nominal de 5,0 mm) estão descritos na Tabela B.2, na Tabela B.3 e na Tabela B.4.

Tabela B.2 – Resultados dos ensaios de tração dos corpos de prova da barra nervurada de 12,5 mm.

Amostra	ϕ (mm)	S_o (mm ²)	P_y (N)	P_u (N)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y
CP1-BN-12.5	12,00	113,10	70658,69	83571,30	624,76	738,93	1,19
CP2-BN-12.5	11,84	110,10	67938,61	82711,76	617,05	751,23	1,22
CP3-BN-12.5	12,02	113,47	69361,92	82750,83	611,25	729,25	1,19
CP4-BN-12.5	11,89	111,03	67464,45	81168,48	607,61	731,03	1,20
CP5-BN-12.5	11,95	112,16	66687,00	80738,70	594,59	719,87	1,21
CP6-BN-12.5	11,81	109,54	67641,98	82731,29	617,49	755,23	1,22
Médias					612,12	737,59	

Nota: * Dimensão nominal: $\phi = 12,5$ mm

Fonte: o autor

Tabela B.3 – Resultados dos ensaios de tração dos corpos de prova da tela soldada Q138.

Amostra	ϕ (mm)	S_o (mm ²)	P_y (N)	P_u (N)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y
CP1-TS-4.2	4,16	13,59	8908,06	9337,83	655,40	687,02	1,05
CP2-TS-4.2	4,12	13,33	9240,04	9396,42	693,09	704,82	1,02
CP3-TS-4.2	4,18	13,72	9181,51	9318,32	669,07	679,04	1,01
CP4-TS-4.2	4,08	13,07	8908,01	9396,45	681,35	718,71	1,05
CP5-TS-4.2	4,17	13,66	8575,91	8634,50	627,94	632,23	1,01
CP6-TS-4.2	4,18	13,72	8790,82	9005,72	640,60	656,26	1,02
Médias					661,24	679,68	

Nota: * Dimensão nominal: $\phi = 4,2$ mm.

Fonte: o autor

Tabela B.4 – Resultados dos ensaios de tração dos corpos de prova da tela soldada Q196.

Amostra	ϕ (mm)	S_o (mm ²)	P_y (N)	P_u (N)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y
CP1-TS-5.0	4,99	19,56	12756,00	13577,10	652,26	694,25	1,06
CP2-TS-5.0	4,89	18,78	11760,00	12521,91	626,18	666,75	1,06
CP3-TS-5.0	5,08	20,27	13196,89	13830,88	651,11	682,39	1,05
CP4-TS-5.0	4,94	19,17	12092,00	12874,00	630,89	671,69	1,06
CP5-TS-5.0	4,94	19,17	12405,00	13714,00	647,22	715,52	1,11
CP6-TS-5.0	5,03	19,87	12209,00	13186,00	614,40	663,57	1,08
Médias					637,01	682,36	

Nota: * Dimensão nominal: $\phi = 5,0$ mm

Fonte: o autor

ANEXO A: CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste Apêndice são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais componentes dos elementos envelopados, realizados pelo Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Falcão Bauer. Na Tabela A.1 está apresentado o traço utilizado para a produção do concreto componente dos elementos envelopados.

Tabela A.1 – Traço do concreto.

Cimento CP V ARI (kg/m³)	Coproducto arenoso (kg/m³)	Areia média industrial (kg/m³)	Brita 0 (kg/m³)	Água (kg/m³)	Powerflow 1180 (L/m³)
342,0	453,5	453,5	981,0	188,0	0,684

* Abatimento tronco cone = 155 mm

* Massa específica no estado fresco = 2366 kg/m³

* Teor de ar incorporado = 2,2 %

Na Tabela A.2 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização realizados no Rejeito Arenoso de mineração de minério de ferro e os limites especificados pela ABNT NBR 7211:2009.

Tabela A.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do Rejeito Arenoso de mineração.

Ensaio	Resultado	Limites ABNT NBR 7211:2009		
Massa unitária do agregado estado solto	1,431	-		
Índice de Vazios (%)	49	-		
Teor de Argila em torrões e materiais friáveis (%)	Isento	≤ 3,0		
Impurezas orgânicas	Mais clara do que a solução padrão	Mais clara ou igual à solução padrão		
Teor de umidade superficial por meio do frasco de Chapman (%)	3,56%	-		
Teor de partículas leves (%)	0,005	-		
Absorção de água (%):	0,41	-		
Teor de material fino (passante na abertura de 0,075 mm) (%)	20,6	Tipo de concreto	Areia Natural	Areia Artificial
		Submetido a desgaste superficial (%)	< 3,0	< 10,0
		Protegidos do desgaste superficial (%)	< 5,0	< 12,0
Massa Específica do Agregado (g/cm ³)	Seco	2,81	-	
	S.S.S.	2,82		
	Real	2,84		

Fonte: Relatório de Ensaio Falcão Bauer.

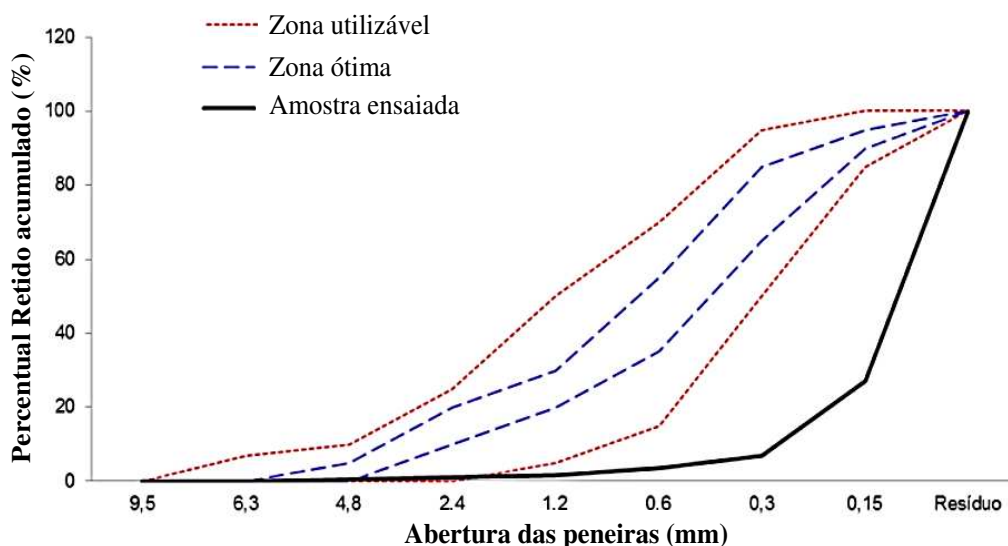
Na Tabela A.3 apresentam-se os resultados da análise granulométrica do Rejeito Arenoso de mineração e na Figura A.3 apresenta-se a curva granulométrica com as zonas utilizáveis e a zona ótima segundo a classificação apresentada pela ABNT NBR 7211:2009.

Tabela A.3 – Análise granulométrica do Rejeito Arenoso de Mineração.

Peneiras (mm)	Médias Retidas (%)	Média Retida Acumulada (%)
9,5	0,0	0
6,3	0,0	0
4,8	0,7	1
2,4	0,3	1
1,2	0,7	2
0,6	1,9	4
0,3	3,3	7
0,15	20,3	27
Resíduo	72,7	100
Total	100	100
Soma das porcentagens retidas nas peneiras da série normal		41
Módulo de finura		0,41
Diâmetro máximo		0,6

Fonte: Relatório de Ensaio Falcão Bauer.

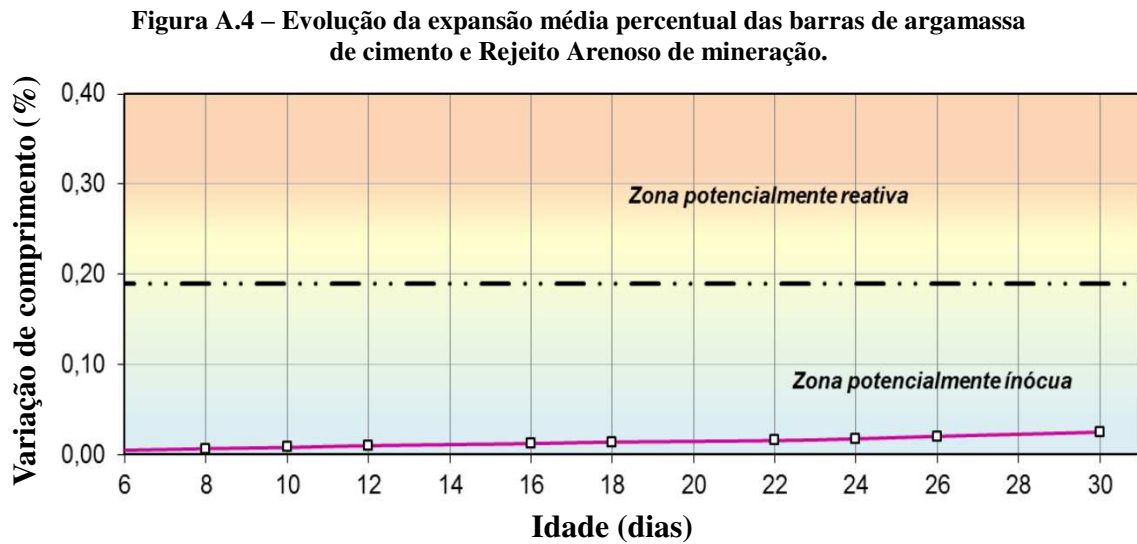
Figura A.3 – Curva obtida a partir da análise granulométrica do Rejeito Arenoso de Mineração.



Fonte: Relatório de Ensaio Falcão Bauer.

A mensuração da evolução da expansão média percentual das barras de argamassa composta por cimento padrão e rejeito arenoso de mineração foi realizada através de leituras subsequentes nas barras de argamassa em comparação com a barra padrão de acordo com as prescrições da

ABNT NBR 15577-4:2018. A evolução da expansão média percentual das barras de argamassa é mostrada na Figura A.4.



Fonte: Relatório de Ensaio Falcão Bauer.

Apresenta-se, na Tabela A.4, a resistência média à compressão obtida a partir dos ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto aos 3, 7, 14 e 28 dias.

Tabela A.4 – Resistência à compressão média do concreto.

Idade (dias)	Data do ensaio	f_{cm} (MPa)
3	15/04/2022	15,3
7	19/04/2022	23,5
14	24/04/2022	27,9
28	10/05/2022	33,1

Fonte: Relatório de Ensaio Falcão Bauer.