

Contribuições ao projeto de ligações entre lajes pré-moldadas de pontes submetidas ao momento fletor utilizando UHPC

Marcos Antonio do Rosario da Silva

Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

MARCOS ANTONIO DO ROSARIO DA SILVA

**Contribuições ao projeto de ligações entre lajes pré-moldadas de pontes
submetidas ao momento fletor utilizando UHPC**

São Carlos

2024

MARCOS ANTONIO DO ROSARIO DA SILVA

**Contribuições ao projeto de ligações entre de lajes pré-moldadas de pontes
submetidas ao momento fletor utilizando UHPC**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Titular Mounir Khalil El Debs

Co-orientador: Alex Micael Dantas de Sousa

São Carlos

2024

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

S586c Silva, Marcos Antonio do Rosario da
Contribuições ao projeto de ligações entre de
lajes pré-moldadas de pontes submetidas ao momento
fletor utilizando UHPC / Marcos Antonio do Rosario da
Silva; orientador Mounir Khalil El Debs; coorientador
Alex Micael Dantas de Sousa. São Carlos, 2024.

Dissertação (Mestrado) - Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de
Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2024.

1. Pontes de concreto pré-moldado. 2. Ligações.
3. UHPC. 4. Simulação numérica. I. Título.

Eduardo Graziosi Silva - CRB - 8/8907

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **MARCOS ANTONIO DO ROSARIO DA SILVA**.

Título da dissertação: "Contribuições ao projeto de ligações entre lajes pré-moldadas de pontes submetidas ao momento fletor utilizando UHPC".

Data da defesa: 10/09/2024.

Comissão Julgadora

Prof. Titular Mounir Khalil El Debs

(Orientador)

(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC-USP)

Prof. Dr. Pablo Augusto Krahil

(Universidade Presbiteriana Mackenzie/UPM - Campus
Campinas)

Prof. Dr. Rodrigo Barros

(Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN)

Resultado

Aprovado

Aprovado

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Prof Associado **Ricardo Carrazedo**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Carlos De Marqui Junior**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus avós Neuza e Francisco (*in memoriam*), que cuidaram de mim, me incentivaram e me ensinaram os valores que fazem de mim quem sou hoje. Assim como vocês me amaram, eu os amo eternamente.

Aos meus pais Maricelma e Antonio, por sempre me darem forças e fazerem de tudo para que eu realizasse meus sonhos.

À minha amada Angélica, por estar ao meu lado nesta caminhada da vida, nós sempre apoiamos um ao outro. Sou grato por todo o amor, carinho, paciência e incentivo que você me deu. Em muitas vezes, você foi o maior motivo para eu seguir em frente. Obrigado por tudo.

Ao meu orientador, Prof. Mounir El Debs, pela dedicação, atenção, paciência, confiança no meu trabalho e por todos os ensinamentos ao longo desses anos.

Ao meu co-orientador, Alex de Souza, por todo apoio inestimável desde o início, pela paciência e confiança que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos Humberto Moura, Caio Couto, Danilo Bonfim, Guilherme Amorim, Thiago Costa, Gabriel de Bessa, Gilmara Avanço e Daniel Teles, pela amizade e apoio ao longo do mestrado, que foram essenciais para continuar nessa caminhada. Agradeço a todos os amigos, professores e funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Daniel Araújo e Rodrigo Barros, que participaram da banca de qualificação, pelas contribuições e sugestões que foram de grande ajuda para este estudo.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo financiamento que possibilitou o uso do *software* DIANA FEA, amplamente utilizado neste trabalho.

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

“A persistência é o caminho do êxito.”

Charles Chaplin.

RESUMO

SILVA, M. A. R. **Contribuições ao projeto de ligações entre de lajes pré-moldadas de pontes submetidas ao momento fletor utilizando UHPC.** 2024. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2024.

O desempenho estrutural de pontes que utilizam lajes pré-moldadas depende em grande parte da capacidade das ligações de concreto moldado no local de transferir esforços entre esses elementos. Essa capacidade está diretamente relacionada às especificações de projeto tais como: geometria, detalhamento de armadura, material de preenchimento e o tratamento da superfície da interface da ligação. A utilização do concreto de altíssimo desempenho (UHPC) como material de preenchimento apresenta grande potencial no uso em ligações devido suas excelentes propriedades mecânicas. No entanto, o número de estudos nacionais sobre o tema é limitado. Este estudo busca apresentar as principais características do uso das ligações entre lajes pré-moldadas preenchidas com UHPC e propor recomendações de projeto para a implementação na prática profissional. Para este fim, foram analisadas especificações de projeto de ligação a partir de ensaios experimentais da literatura. Também foram estudado modelos analíticos de capacidade resistente ao momento fletor de lajes com ligação disponíveis na literatura, avaliando o nível de precisão ao comparar com resultados experimentais de uma base de dados com 127 ensaios. Em seguida, foram selecionados alguns modelos experimentais para avaliar o comportamento estrutural de ligação através de simulações numéricas. Por fim, foram realizadas modificações no modelo numérico para avaliar o comportamento das ligações variando parâmetros de projeto. Os resultados das comparações entre resultados experimentais e analíticos indicaram maior precisão no modelo de análise da seção simplificada quando o modo de falha governante é flexão, e quando a falha ocorre na ancoragem da armadura o modelo de bielas e tirantes se mostra melhor. Além disso, os modelos numéricos calibrados representaram bem o comportamento dos ensaios experimentais com a relação $P_{u,exp}/P_{u,num}$ com média 1,03 e coeficiente de variação de 1,71%. De maneira geral, as simulações numéricas mostraram que as propriedades do UHPC contribuem significativamente para o desempenho das ligações, especialmente na ancoragem entre a armadura na ligação. A falha por ancoragem é evitada quando considerado o comprimento mínimo de ligação de 200 mm e um comprimento de emenda de pelo menos 7,5 vezes o diâmetro das barras longitudinais (d_b). Além disso, a utilização de barras com cabeça ou em laço na ligação melhora a ancoragem da armadura.

Palavras-chave: Pontes de concreto pré-moldado. Ligação. UHPC. Simulação numérica.

ABSTRACT

SILVA, M. A. R. Contributions to the design of connections between precast bridge slabs subjected to flexural moments using UHPC. 2024. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2024.

The structural performance of bridges using precast slabs largely depends on the ability of cast-in-place concrete connections to transfer forces between these elements. This capacity is directly related to design specifications such as geometry, reinforcement detailing, filling material for the niches, and the surface treatment of the connection interface. The use of ultra-high-performance concrete (UHPC) as a filling material shows great potential for use in connections due to its excellent mechanical properties. However, the number of national studies on the subject is limited. This study aims to present the main characteristics of using connections between precast slabs filled with UHPC and propose design recommendations for implementation in professional practice. To this end, connection design specifications were analyzed based on experimental tests from the literature. Analytical models of the flexural strength capacity of slabs with connections available in the literature were also studied, evaluating the level of accuracy by comparing with experimental results from a database with 127 tests. Subsequently, some experimental models were selected to evaluate the structural behavior of the connection through numerical simulations. Modifications were then made to the numerical model to assess the behavior of the connections by varying design parameters. The comparison results between experimental and analytical findings indicated higher accuracy in the simplified section analysis model when the governing failure mode is flexure, while the strut-and-tie model proved better when failure occurs in reinforcement anchorage. Furthermore, the calibrated numerical models well represented the behavior of the experimental tests with the $P_{u,exp}/P_{u,num}$ ratio averaging 1.03 and a coefficient of variation of 1.71%. In general, numerical simulations showed that the properties of UHPC significantly contribute to the performance of the connections, especially in the anchorage of the reinforcement in the connection. Anchorage failure is avoided when considering a minimum connection length of 200 mm and a splice length of at least 7.5 times the diameter of the longitudinal bars (d_b). Additionally, using headed or looped bars in the connection improves reinforcement anchorage.

Keywords: Precast concrete bridges. Wet joint. UHPC. Numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - a) Tabuleiro de ponte composto por viga e pré-laje pré-moldadas e capa de concreto moldada no local; b) sistema composto por vigas pré-moldadas com tabuleiro integrado e ligação de concreto moldado no local com emenda de armaduras.....	19
Figura 1.2 - Exemplo de ligação entre lajes pré-moldadas de ponte.....	20
Figura 1.3 - Evolução temporal do número de publicações.....	22
Figura 2.1 - Sistemas de painéis de seção completa. a) Vigas com tabuleiro integrado (<i>deck bulb tee girders - DBT</i>). b) Lajes com ligação principal na direção do eixo longitudinal c) Lajes com ligação principal na direção do eixo transversal da ponte e nichos.....	28
Figura 2.2 - Exemplo de seção transversal de ponte e distribuição dos esforços.....	29
Figura 2.3 - Tipos de ruptura à flexão possíveis para a ligação: a) escoamento excessivo da armadura; b) esmagamento do concreto; c) falha da emenda.....	30
Figura 2.4 – Típico modelo de tração-separação de interface.....	32
Figura 2.5 - Exemplo de comportamento tensão × deformação para os concretos convencionais (normal), concreto de altíssimo desempenho sem fibras (UHPC – sem fibras) e concreto de altíssimo desempenho com fibras (UHPC – com fibras): a) à compressão; b) tração.....	34
Figura 2.6 - Tipos de forma da ligação.....	35
Figura 2.7 - Tipos de emenda das armaduras na ligação: a) barras retas; b) barras com “cabeça”; c) barras em lanço.....	36
Figura 2.8 - Transferência de forças dentro da ligação com barras com cabeça (no plano)....	37
Figura 2.9 - Transmissão de forças da armadura em laço para o concreto da ligação.....	37
Figura 2.10 - Exemplo de ensaio experimental de ligação entre lajes pré-moldadas: a) esquema do ensaio. b) foto do modelo.....	38
Figura 2.11 - Análise da seção para uma estrutura de tabuleiro com ligação.....	40
Figura 2.12 - a) Distribuição de tensões e forças internas resultantes para a seção fissurada; b) distribuição realista de tensões e força de tração resultante suportada pelas fibras ao atingir o estado limite último; c) blocos de tensão equivalentes a b).	41
Figura 2.13 - Modelo de bielas e tirantes na zona de tensão da ligação.....	42
Figura 3.1 – Distribuição de dados dos parâmetros estudados nos ensaios experimentais de lajes com ligação sob flexão.....	46

Figura 3.2 - Correlação entre modo de falha/local de falha dos ensaios experimentais e outros parâmetros de projeto.....	49
Figura 3.3 - Comparação entre os resultados de resistência ao momento fletor experimental e analíticos.....	51
Figura 4.1 - Geometria das lajes testadas (dimensões em mm).	54
Figura 4.2 - Detalhe do ensaio de flexão em quatro pontos.....	55
Figura 4.3 - Detalhes do modelo numérico, geometria e detalhamento das armaduras.	57
Figura 4.4 - Modelo do diagrama tensão-deformação à tração no concreto.	59
Figura 4.5 - Curva parabólica do comportamento do concreto à compressão proposta por Feenstra.	60
Figura 4.6 - Curva do comportamento do concreto à compressão proposta por Thorenfeldt.	62
Figura 4.7 - Modelo constitutivo do aço elástico-plástico com endurecimento.....	62
Figura 4.8 - Comportamento de ruptura frágil da interface.	63
Figura 4.9 - Relação tensão de aderência-deslizamento Model Code 2010.....	65
Figura 4.10 - Comparação de resultados experimentais e analíticos da tensão máxima de aderência.....	70
Figura 4.11 - Curva <i>bond-slip</i> para o UHPC.....	71
Figura 4.12 - Malha de elementos finitos e condições de contorno do modelo numérico.....	72
Figura 4.13 - Método de solução secante (Quasi-Newton).	73
Figura 4.14 - Comparação das curvas força-deslocamento das diferentes malhas de elementos finitos do modelo RS-120-1.13.	74
Figura 4.15 - Comparação das curvas força-deslocamento no meio do vão dos modelos experimentais e numéricos.	75
Figura 4.16 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo ICBD.....	78
Figura 4.17 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RA-354-1.13.	79
Figura 4.18 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RS-180-1.13.	79
Figura 4.19 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RS-240-1.35.....	80
Figura 4.20 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo DS-240-1.13.....	80
Figura 5.1 - Descrição dos parâmetros de projeto de ligações variados neste estudo.	86

Figura 5.2 - Curva Força x Deslocamento da variação do comprimento de emenda por traspasse da armadura.	87
Figura 5.3 - Variação do comprimento de emenda da armadura. a) Curva Tensão de aderência x Deslocamento do atuador. b) Curva Deslizamento x Deslocamento do atuador.	88
Figura 5.4 - Curvas Força x Deslocamento para cada comprimento de ligação e as variações do comprimento de emenda da armadura. a) 300 mm. b) 200 mm. c) 150 mm. d) 100 mm... Figura 5.5 - Tensão de aderência na extremidade da armadura na região da ligação. a)300 mm. b)200 mm. c)150 mm d)100 mm.	90
Figura 5.6 - Deslizamento relativo da armadura na região da ligação. a) 300mm. b)200mm. c) 150mm. d) 100mm.....	91
Figura 5.7 - Curva Força x Deslocamento do concreto usado na região da ligação.....	94
Figura 5.8 - Curvas tensão de aderência na extremidade da barra x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.....	94
Figura 5.9 - Curvas deslizamento da extremidade da barra x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.	95
Figura 5.10 - Curvas tensão de aderência na interface da ligação x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.....	96
Figura 5.11 - Diagramas de tensão de aderência da armadura para o concreto normal. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.	97
Figura 5.12 - Diagramas de tensão de aderência da armadura para o UHPC. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.	97
Figura 5.13 – Padrão de fissuração do concreto da ligação para o ponto de carregamento máximo.....	98
Figura 5.14 - Tensões principais de compressão do concreto da ligação no ponto de carregamento máximo.....	98
Figura 5.15 - Direções das tensões principais do concreto da ligação no ponto de carregamento máximo.....	99
Figura 5.16 - Curva Força x Deslocamento das lajes de acordo com a variação da resistência à compressão do UHPC usado na ligação, considerando comprimento da ligação de 412 mm e comprimento de emenda de 120 mm ($10d_b$).	100
Figura 5.17 - Curva Força x Deslocamento das lajes de acordo com a variação da resistência à compressão do UHPC usado na ligação, considerando comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de 30 mm ($2,5d_b$).	101

Figura 5.18 - Detalhamento das emendas de armadura consideradas na análise paramétrica.	102
Figura 5.19 - Modelos numéricos dos tipos de detalhes da armadura na região da ligação. a) Modelo de detalhe de armadura com cabeça; b) Modelo de detalhe de armadura laço em U.	103
Figura 5.20 - Curvas Força x Deslocamento da variação do detalhe da armadura na região na ligação de comprimento de L=412mm.	103
Figura 5.21 - Detalhe da armadura em laço para o comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de $2,5d_b$.	104
Figura 5.22 - Curvas Força x Deslocamento da variação do detalhe da armadura na região na ligação de comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de $2,5d_b$.	105
Figura 5.23 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras retas. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.	105
Figura 5.24 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras com cabeça. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.	106
Figura 5.25 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras com laço. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.	106
Figura 5.26 - Tratamento da superfície do concreto pré-moldado. (a) Agregado exposto. (b) Fibras expostas. (c) Jato de areia.	107
Figura 5.27 - Curva Força x Deslocamento da variação do tratamento da interface.	108
Figura 5.28 - Análise da variação do tratamento de interface nas barras longitudinais na região da interface. a) Tensão de aderência. b) Deslizamento entre a armadura e o concreto.	108
Figura 5.29 - Detalhamento dos tipos de forma de ligação consideradas para análise paramétrica.	109
Figura 5.30 - Curva Força x Deslocamento da variação da forma da ligação.	110
Figura C.1 - Programa experimental de ensaio de arrancamento.	127
Figura C.2 - Comparaçao entre as curvas Força de arrancamento x deslizamento da análise numérica e experimental do estudo de Soliman <i>et al.</i> (2023)	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Resumo da base de dados.	46
Tabela 3.2 - Avaliação do nível de precisão dos modelos de previsão da resistência ao momento fletor.....	50
Tabela 3.3 - Comparação dos modelos experimentais e analíticos organizados por modo de falha/ local de falha e por tipo de concreto na ligação.....	52
Tabela 4.1 - Parâmetros dos modelos experimentais.....	54
Tabela 4.2 - Propriedades dos materiais.	56
Tabela 4.3 - Propriedade do concreto normal utilizado nas lajes pré-moldadas	58
Tabela 4.4 - Propriedade do concreto utilizado nas ligações com UHPC	58
Tabela 4.5 - Parâmetros da interface do UHPC com as lajes pré-moldadas.	64
Tabela 4.6 - Parâmetros para definição da relação <i>bond-slip</i> do Model Code 2010.	65
Tabela 4.7 - Modelos de previsão tensão máxima de aderência.	66
Tabela 4.8 - Comparação dos resultados experimentais e analíticos das tensões máxima aderência.....	68
Tabela 4.9 - Malhas de elementos finitos analisadas para o modelo RS-120-1.13.	74
Tabela 4.10 - Comparação das cargas de primeira fissura (P_c), escoamento do aço (P_y) e resistência máxima (P_u) entre os resultados experimentais e numéricos.	77
Tabela 4.11 - Comparação dos modelos de previsão analíticos da capacidade resistente à flexão com os modelos numéricos.....	82
Tabela 5.1 - Variáveis estudadas na análise paramétrica.	85
Tabela 5.2 - Relação da tensão de aderência máxima obtida pelo modelo numérico e tensão de aderência limite da análise paramétrica de comprimento de emenda.....	88
Tabela 5.3 - Relação da tensão de aderência máxima obtida pelo modelo numérico e tensão de aderência limite da análise paramétrica do comprimento da ligação.	92
Tabela 5.4 - Características dos concretos analisados.	100
Tabela 5.5 - Valores de entrada na caracterização da interface da ligação no DIANA FEA. 107	
Tabela C.1 - Comparação da força de arrancamento dos modelos experimentais e numéricos.	129

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	Objetivos.....	21
1.2	Justificativa.....	21
1.3	Metodologia	23
1.4	Estrutura do texto	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1	Ligações em estruturas de ponte de concreto pré-moldado.....	27
2.2	Aplicação do UHPC em ligações	33
2.3	Forma da ligação ou geometria da ligação	34
2.4	Detalhe de emenda de armaduras.....	35
2.5	Modelos de análise.....	37
2.5.1	Ensaios experimentais	38
2.5.2	Simulações numéricas	38
2.5.3	Modelos analíticos de previsão de resistência ao momento fletor	39
2.5.3.1	Análise da seção.....	39
2.5.3.2	Análise da seção modificado para o UHPC	40
2.5.3.3	Método de bielas e tirantes.....	41
3	ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS	45
3.1	Organização da base de dados experimentais	45
3.2	Aplicação dos modelos analíticos de previsão de resistência ao momento fletor	50
4	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	53
4.1	Ensaios experimentais de Deng <i>et al.</i> (2023).....	53
4.2	Modelagem numérica.....	56
4.2.1	Modelos constitutivos dos materiais	57
4.2.1.1	Concreto simples e o UHPC	57
4.2.1.2	Aço	62
4.2.2	Interfaces	63
4.2.2.1	Modelagem da interface entre a ligação UHPC e as lajes pré-moldadas	63
4.2.2.2	Modelagem da interface entre o aço e o concreto	64
4.2.3	Condições de carregamento e contorno.....	72
4.2.4	Método de solução e critérios de convergência numérica	73

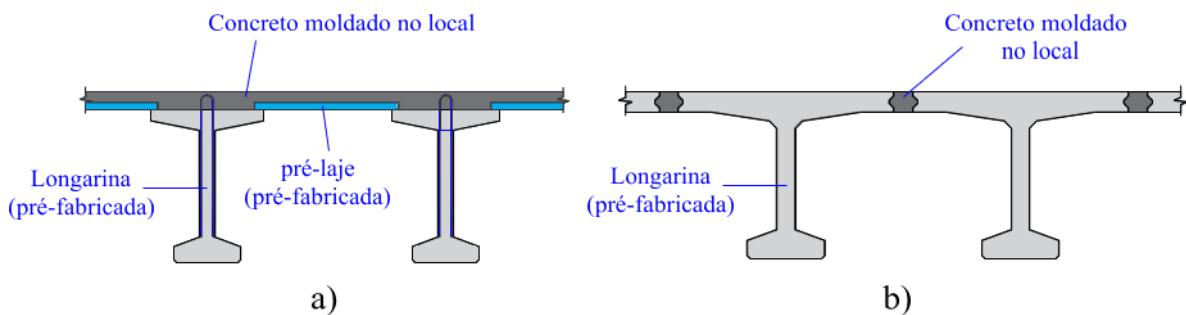
4.2.5	Malha de elementos finitos.....	73
4.3	Análise de Resultados.....	75
4.3.1	Curvas Força x Deslocamento no meio do vão.....	75
4.3.2	Panorama de fissuração e tensões principais	78
4.4	Análise dos modelos analíticos com modelos numéricos.....	81
5	ANÁLISE PARAMÉTRICA	85
5.1	Efeito do comprimento de emenda por traspasse da armadura.....	86
5.2	Efeito do comprimento da ligação com UHPC.....	89
5.3	Efeito da resistência à compressão do concreto usado na ligação	93
5.4	Efeito do detalhamento da emenda da armadura na região da ligação	101
5.5	Efeito do tratamento da interface da ligação com as lajes pré-moldadas	107
5.6	Efeito da geometria da ligação.....	109
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	111
6.1	Conclusões	111
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	115
	REFERÊNCIAS.....	116
	APÊNDICE A - Base de dados experimentais	121
	APÊNDICE B - Comparação dos resultados de resistência ao momento fletor dos ensaios experimentais e dos modelos numéricos	125
	APÊNDICE C - Análise do modelo <i>bond-slip</i> proposto por Pan <i>et al.</i> (2023)	127

1. INTRODUÇÃO

A utilização de elementos de concreto pré-moldado (CPM) em estruturas de pontes tem crescido nas últimas décadas em virtude de suas vantagens em relação às estruturas de concreto moldadas no local (CML), como: (i) maior velocidade de execução, (ii) maior controle de qualidade dos elementos estruturais, (iii) redução do impacto no tráfego, (iv) uso mais racional de recursos naturais (sustentabilidade) e (v) minimização das perturbações ao meio ambiente.

No caso de lajes compostas por vigas pré-moldadas e pré-laje (Figura 1.1a), sistema bastante utilizado no Brasil, o volume de CML ainda é relativamente elevado. Visando reduzir o consumo do CML e, principalmente, o tempo de construção, outros sistemas têm crescido ao redor do mundo baseados na combinação de elementos pré-moldados, como vigas com laje integrada (*bulb tee girders*, de uso comum nos EUA e na China – (Figura 1.1b) ou lajes justapostas, ligadas entre si com concreto moldado no local. Entretanto, o desempenho desse tipo de sistema depende sobretudo do projeto e detalhamento da região de ligação entre esses elementos.

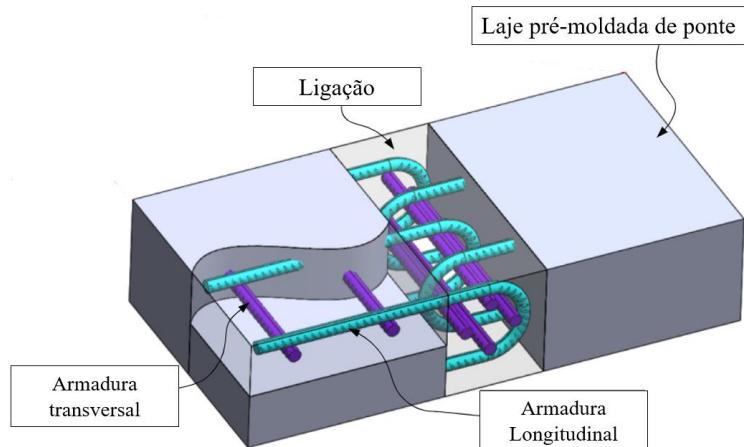
Figura 1.1 - a) Tabuleiro de ponte composto por viga e pré-laje pré-moldadas e capa de concreto moldada no local; b) sistema composto por vigas pré-moldadas com tabuleiro integrado e ligação de concreto moldado no local com emenda de armaduras.



Fonte: Adaptado de El Debs (2021).

Geralmente, são adotadas ligações que utilizam armaduras entrelaçadas e preenchidas com concreto moldado no local. Um exemplo de ligação entre lajes pré-moldadas de ponte é mostrado na Figura 1.2. Essas ligações têm como objetivo tentar reproduzir o comportamento das estruturas de concreto monolíticas através da transmissão adequada de momentos fletores e demais esforços internos entre os elementos.

Figura 1.2 - Exemplo de ligação entre lajes pré-moldadas de ponte.



Fonte: Adaptado de Jia *et al.* (2023).

De acordo com Wang *et al.* (2022), a capacidade resistente dessas ligações é influenciada por variáveis de projeto como dimensões mínimas da ligação, forma da ligação, tipo de tratamento da superfície na interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local, a configuração de emenda/ancoragem das armaduras (tipo de detalhe da armadura, quantidade de barras transversais e comprimento de emenda) e as propriedades do concreto usado na ligação.

O concreto de altíssimo desempenho (*Ultra-High Performance Concrete* – UHPC) tem se destacado como uma opção interessante ao preenchimento dessas ligações, uma vez que apresenta características como maior resistência à tração/fissuração, melhor aderência ao concreto pré-moldado e menor porosidade, o que melhora a durabilidade e vida útil da ligação. No entanto, existe uma lacuna na compreensão sobre a ocorrência de rupturas ocorrendo na ligação em função do detalhamento adotado e dos materiais utilizados. Em outras palavras, a maioria dos estudos (Deng *et al.*, 2023; Di; Han; Qin, 2020; Haber; Graybeal, 2018a) apresentaram resultados de ensaios nos quais a ruptura não ocorria na ligação, o que tende a limitar a compreensão sobre o efeito dos parâmetros de detalhamento no comportamento da ligação.

Por essa razão, é necessário realizar estudos comparativos entre as propriedades das ligações com UHPC e aquelas que utilizam concreto convencional, a fim de orientar projetos de engenharia. No que diz respeito à concepção estrutural, a literatura técnica ainda apresenta limitações nas especificações sobre o detalhamento de projetos de ligações, incluindo dimensões mínimas, geometria das ligações e detalhamento da armadura na região de ligação.

Desse modo, propõem-se o desenvolvimento de uma pesquisa que possibilite um estudo das configurações de projeto, agregando modelos de cálculo analíticos e numéricos e propondo contribuições ao projeto de ligação entre lajes pré-moldadas de concreto para aplicação em pontes, para este estudo foi analisado o comportamento das lajes pré-moldadas submetidas ao momento fletor.

1.1 Objetivos

O objetivo geral deste estudo é apresentar contribuições ao projeto de ligações entre elementos pré-moldados no contexto de lajes de pontes submetidas ao momento fletor utilizando UHPC.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar o comportamento mecânico da transferência de esforços na ligação entre elementos pré-moldados utilizando UHPC e traspasse de armaduras, com base em resultados experimentais da literatura e simulações numéricas em elementos finitos;
- Investigar os diferentes mecanismos de falha da ligação em função da geometria da ligação e do detalhamento das armaduras;
- Analisar os modelos analíticos de previsão da capacidade resistente de lajes pré-moldadas com ligação quando submetidos ao momento fletor;
- Apresentar uma estratégia de modelagem numérica que permitisse representar os diferentes mecanismos de ruptura destas ligações através de adequadas considerações do comportamento aderência-deslizamento para as armaduras;
- Avaliar a influência das propriedades mecânicas da interface como rigidez normal e tangencial, que são função do tipo de preparação da superfície, no comportamento estrutural das ligações;
- Propor recomendações de projetos de ligações utilizando UHPC de lajes pré-moldadas de tabuleiro de pontes, como dimensões mínimas, geometria da região de ligação, detalhes de emendas das barras de armadura e tratamento da interface da ligação.

1.2 Justificativa

A opção pelo uso de concreto pré-moldado em pontes, como alternativa ao concreto moldado no local, tem se mostrado viável em diversas situações. Nesse contexto, as ligações entre os elementos pré-moldados são áreas que exigem maior atenção no projeto de estruturas

pré-moldadas. No projeto dessas ligações, é fundamental considerar aspectos como resistência, rigidez, ductilidade, movimentação devido a variações volumétricas e durabilidade.

Nesse sentido, a utilização de concretos de alta resistência, como UHPC, em ligações entre lajes pré-moldadas apresenta um grande potencial na tecnologia de construção de pontes de concreto. O UHPC demonstra um melhor desempenho estrutural, além de ser uma opção viável devido à pequena quantidade de material necessário e à sua maior durabilidade.

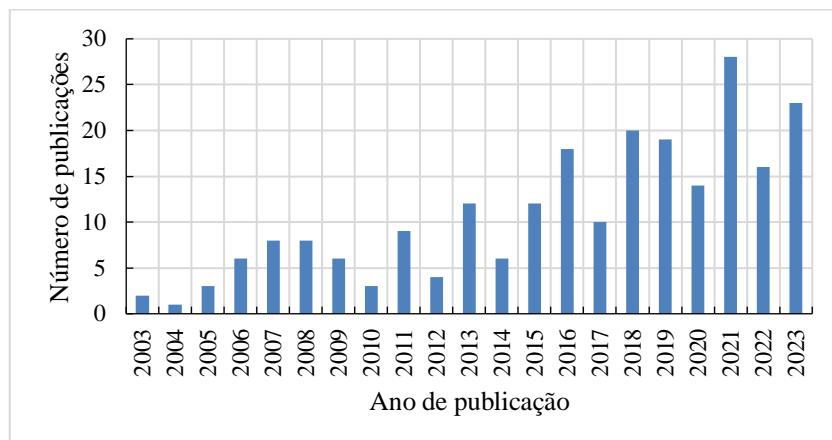
Apesar disso, especificações de projetos referentes às dimensões mínimas, geometria da região da ligação e detalhes de emendas das barras da armadura são pouco abordadas na literatura técnica.

A norma brasileira de projeto de concreto pré-moldado, a ABNT NBR 9062 (ABNT, 2017), não especifica critérios detalhados para o projeto de ligações entre elementos pré-moldados em pontes. A norma estabelece que a eficácia, qualidade e durabilidade dessas ligações devem ser comprovadas por meio de cálculos analíticos devidamente documentados ou por ensaios experimentais conclusivos de casos realmente análogos.

Nesse aspecto, estudos aprofundados, com embasamento analítico, experimental e numérico, são necessários de modo a contribuir na definição de recomendações de projeto para este tipo de ligação.

Para justificar a relevância do assunto para o contexto da dissertação, foi realizada uma revisão bibliográfica do tema utilizando o argumento de pesquisa ("*precast*" OR "*pre-cast*" OR "*prefabricated*") AND ("*bridge*" OR "*deck*") AND ("*Joint*" OR "*Wet joint*") nas bases de dados *Web of Science*, *Scopus* e *Science Direct* a partir do ano de 2003. Como resultados, foram encontrados 230 artigos científicos publicados, onde estão apresentados na Figura 1.3.

Figura 1.3 - Evolução temporal do número de publicações.



Fonte: Autor.

Diante do exposto, este estudo pretende investigar como as variáveis de projetos de ligações, empregando diferentes detalhes de dimensões, geometria, detalhamento das armaduras nas emendas e tratamento na interface, contribuem no desempenho estrutural das lajes pré-moldadas de tabuleiro de pontes, utilizando o UHPC.

Além disso, esta pesquisa dá prosseguimento aos estudos de ligação em estruturas de concreto pré-moldado no Departamento de Engenharia de Estrutura da EESC-USP, contribuindo para o meio acadêmico e técnico.

1.3 Metodologia

De modo a alcançar os objetivos propostos e visando um melhor desenvolvimento da pesquisa, a metodologia desta pesquisa é apresentada a seguir:

A primeira etapa deste estudo consiste em um levantamento bibliográfico para conhecer, aprofundar e entender o estado atual dos estudos sobre as ligações entre lajes de concreto pré-moldado em tabuleiros de pontes, servindo como base para a pesquisa realizada. O objetivo é apresentar as diferentes configurações de projeto das ligações que influenciam o comportamento estrutural das lajes pré-moldadas. Diversos estudos foram avaliados e organizados com base em suas principais contribuições para o projeto dessas ligações. A partir dos resultados de ensaios experimentais apresentados nas pesquisas científicas, foi composta uma base de dados atualizada sobre o tema.

Apesar dos estudos experimentais serem o principal método de avaliação do comportamento das ligações de lajes pré-moldadas, esforços significativos têm sido dedicados ao desenvolvimento de modelos analíticos para prever sua capacidade resistente ao momento fletor. Entretanto, há uma dificuldade em buscar modelos analíticos que considerem as inúmeras variáveis de projetos de ligação entre lajes pré-moldadas. Nesta vertente, um dos aspectos que limitam o desenvolvimento de tais formulações é a ausência ou número muito limitado de resultados experimentais na literatura sobre a ruptura destas ligações com UHPC por comprimento insuficiente da emenda (falha da ancoragem) ou esmagamento do concreto na região da ligação (ruptura da biela).

Por essa razão, na segunda etapa deste estudo, foram selecionados diferentes modelos analíticos, estudados na literatura, para prever a capacidade resistente de lajes pré-moldadas conectadas por ligações. Posteriormente, será avaliado o nível de precisão desses modelos em relação aos resultados experimentais com diversas configurações de projeto de ligação que foram levantados no banco de dados.

Na terceira etapa deste trabalho, ensaios experimentais de referência foram selecionados do banco de dados para validar os modelos numéricos, utilizando a análise de elementos finitos. O objetivo foi avaliar o comportamento das ligações sob os carregamentos aplicados, levando em consideração os parâmetros de projeto a serem estudados. Foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais que incorporam o comportamento não-linear dos materiais, incluindo as propriedades mecânicas da interface entre UHPC e concreto pré-moldado, assim como as características de aderência-deslizamento (*bond-slip*) entre as armaduras e o concreto.

As simulações numéricas foram conduzidas utilizando o software baseado no método de elementos finitos DIANA FEA (2023), o qual é amplamente reconhecido por sua capacidade de representar uma variedade de problemas de engenharia. O software oferece modelos predefinidos para comportamento à compressão e tração do concreto, além da capacidade de implementar modelos *bond-slip* entre armadura e concreto, o que o torna adequado para o estudo deste trabalho.

A validação das simulações numéricas foi realizada por meio da comparação entre os resultados obtidos numericamente e os dados de estudos experimentais de referência. Posteriormente, foi conduzida uma análise paramétrica para avaliar o efeito de diferentes configurações de ligação entre elementos pré-moldados no comportamento estrutural das ligações. Foram investigados parâmetros como comprimento de emenda por traspasse de armadura, comprimento da ligação, resistência do concreto utilizado na ligação, detalhamento da armadura na região da ligação, diâmetro das barras longitudinais, tratamento de superfície da interface da ligação e a forma geométrica da mesma.

Na última etapa do trabalho, a partir da revisão bibliográfica, do banco de dados com os ensaios experimentais da literatura, da avaliação dos modelos analíticos de previsão da capacidade resistente ao momento fletor e dos resultados obtidos dos modelos numéricos, será proposta especificações de projetos para ligações, referentes às dimensões mínimas, geometrias das ligações, detalhamento de emenda das barras armaduras na região da ligação e o tratamento para interface.

1.4 Estrutura do texto

O Capítulo 1 faz a introdução acerca do tema, apresentando o problema do trabalho, definindo os objetivos a serem alcançados, a justificativa da importância do estudo e a metodologia empregada no desenvolvimento da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre os conceitos gerais de ligações entre lajes pré-moldadas de tabuleiro de pontes. O tópico inclui os principais modos de falha de ligações, utilização do UHPC, tipos de ligação, tipos de emenda da armadura, estratégias de análise das ligações e os modelos analíticos de capacidade resistente.

No Capítulo 3 é apresentada a organização da base de resultados experimentais. Em seguida é avaliado o nível de precisão dos modelos de previsão da capacidade resistente ao momento fletor em relação aos ensaios experimentais levantados no banco de dados.

O Capítulo 4 descreve a modelagem numérica não-linear realizada no programa DIANA FEA do comportamento de ligações submetida a flexão realizada a partir de ensaios experimentais na literatura. Apresentando as propriedades geométricas e dos materiais, além dos modelos constitutivos considerados para a simulação. Posteriormente são apresentados os resultados das simulações numéricas e as comparações com os ensaios experimentais. Ao final do capítulo, são comparados os resultados das simulações numéricas com os modelos analíticos de previsão da capacidade resistente das ligações.

No Capítulo 5 é apresentada a análise paramétrica, o qual teve como objetivo investigar a influência de determinados parâmetros de projeto no desempenho da ligação submetida ao momento fletor através das simulações numéricas.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões da análise desenvolvida na pesquisa e a proposição de contribuições para o projeto de ligação entre lajes pré-moldadas de tabuleiro de pontes. No final do capítulo são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado uma abordagem geral de estudos experimentais, analíticos e numéricos desenvolvidos nos últimos anos no que se refere às ligações de elementos pré-moldados de pontes, buscando fazer um estado de conhecimento sobre o tema.

Inicialmente são discutidas as aplicações dos sistemas de pontes de concreto pré-moldados e seus variados tipos com ênfase nas ligações em concreto moldados no local para conexão entre os elementos pré-moldados, incluindo o uso de concreto de alta resistência, como o UHPC.

Posteriormente é realizada uma abordagem aos projetos de ligações no que diz respeito sobre os tipos de ligação, dimensões mínimas, forma geométrica, detalhe das armaduras, comprimento de emenda por traspasse, tratamento da interface, etc.

Por fim, são apresentados os modelos de análise mais utilizados na literatura para avaliação de capacidade resistente de ligações. Dentre as quais, serão abordados os métodos experimentais, simulações numéricas e modelos analíticos de previsão da capacidade resistente das ligações.

2.1 Ligações em estruturas de ponte de concreto pré-moldado

De acordo com El Debs (2021), a associação de elementos pré-moldados com concreto moldado no local é uma das aplicações mais comuns da pré-fabricação, sendo bastante utilizados na construção de pontes. Pode-se considerar que o concreto pré-moldado apresenta vantagens tais como a execução de parte da estrutura fora do local de utilização, como consequência da viabilidade da produção dos elementos e da eliminação ou da redução do cimbramento.

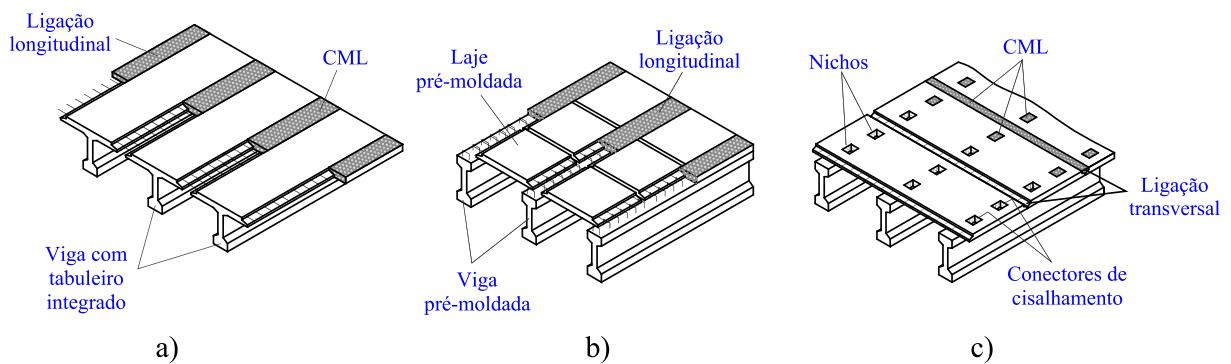
A rapidez na construção de pontes é uma característica importante para minimizar as perturbações ao meio ambiente. Nesse sentido, o sistema de construção de pontes acelerada (*Accelerated Bridge Construction - ABC*) está sendo amplamente adotado por engenheiros devido suas vantagens que incluem agilizar a construção no local e reduzir os impactos no trânsito (Haber; Graybeal, 2018a).

Este sistema utiliza, normalmente, tabuleiros de ponte sem capa de concreto moldada no local, o qual é denominado de painéis de seção completa, ou pelo termo em inglês *full depth panels*. Na Figura 2.1, são apresentados os principais tipos de painéis de seção completa. O

primeiro deles é o sistema de vigas de concreto com tabuleiro integrado, geralmente em forma de T (Figura 2.1a) e ligação longitudinal no eixo da ponte. O segundo tipo corresponde ao sistema de lajes apoiadas entre longarinas conectadas por ligações longitudinais (Figura 2.1b – já empregado em alguns casos no Brasil). Por fim, temos o terceiro tipo, representado pelo sistema de lajes conectadas por ligações transversais, normalmente adotando ligações com concreto moldado no local (Figura 2.1c).

Quando o tabuleiro não é integrado à viga, são utilizados conectores de cisalhamento na região da interface entre as vigas e as lajes pré-moldadas. Esses conectores têm como finalidade garantir a transferência adequada das tensões de cisalhamento entre a viga e a laje.

Figura 2.1 - Sistemas de painéis de seção completa. a) Vigas com tabuleiro integrado (*deck bulb tee girders - DBT*). b) Lajes com ligação principal na direção do eixo longitudinal c) Lajes com ligação principal na direção do eixo transversal da ponte e nichos.

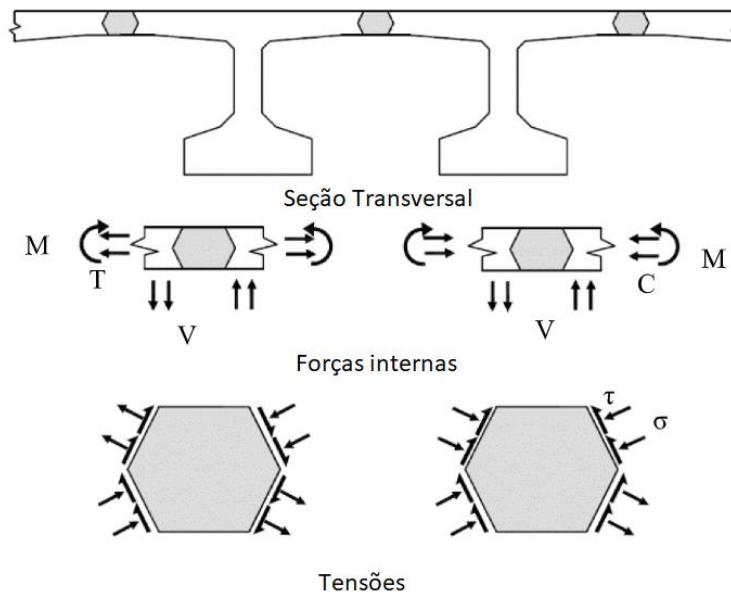


Fonte: Adaptado de El Debs (2021)

Garber e Shahrokhinasab (2019) descrevem duas situações de ligações de *full depth panels*. Na ligação longitudinal, a conexão entre as lajes pré-moldadas ocorre sobre a viga (Figura 2.1b), sendo geralmente aplicadas para pontes com tabuleiros de largura maior que 15 m. Quando a largura do tabuleiro da ponte é inferior a 15 m, utiliza-se apenas a ligação transversal entre os painéis de lajes pré-moldadas (Figura 2.1c). Neste caso, o comprimento do painel medido na direção do tráfego deve variar entre 2,5 m a 3,7 m. Essas dimensões devem ser determinadas levando em consideração as etapas de transporte e içamento.

Hussein *et al.* (2016) investigaram o comportamento da capacidade resistente de ligações entre elementos pré-moldados e concreto moldado no local. As estruturas de pontes, frequentemente sujeitas a ações de tráfego e cargas ambientais, sofrem esforços cortantes, tração, compressão e momento fletor que incidem sobre essas ligações. (Figura 2.2).

Figura 2.2 - Exemplo de seção transversal de ponte e distribuição dos esforços.



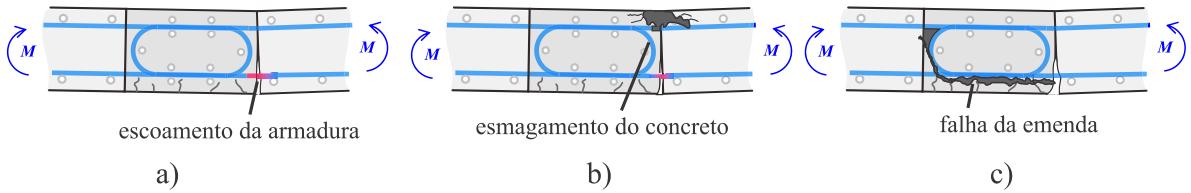
Fonte: Hussein *et al.* (2016).

De acordo com Hussein *et al.* (2016), a distribuição de tensões resultante nas ligações consiste em uma combinação de tensões de cisalhamento e tensões normais, cuja magnitude e direção variam conforme o tipo de ponte e o carregamento. As ligações sofrem altas tensões de tração devido às cargas ambientais, causadas principalmente pelas flutuações diárias e sazonais de temperatura.

Todas as lajes pré-moldadas tendem a encolher individualmente em baixas temperaturas, resultando em altas tensões de tração dentro e ao redor das ligações. Além disso, pequenas tensões de tração são induzidas nas juntas pelas cargas dos caminhões.

Quando a solicitação principal transferida entre as lajes é o momento fletor, três mecanismos de ruptura podem ocorrer neste tipo de ligação (Figura 2.3): (i) escoamento excessivo da armadura longitudinal na região de interface; (ii) esmagamento do concreto por compressão na região de interface; e (iii) falha da emenda das armaduras (aqui sendo representada a emenda por laço, mas existem também as emendas por traspasse de barras retas e ancoragem mecânica).

Figura 2.3 - Tipos de ruptura à flexão possíveis para a ligação: a) escoamento excessivo da armadura; b) esmagamento do concreto; c) falha da emenda.



Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2022).

Na prática, estes mecanismos de ruptura têm orientado o desenvolvimento de modelos analíticos para verificação da resistência neste tipo de ligação, os quais serão discutidos nos próximos tópicos.

A Figura 2.3a ilustra o escoamento da armadura longitudinal, que determina a resistência à flexão da ligação do tabuleiro. No contexto das ligações, o escoamento da armadura pode ser intensificado em caso de falha na interface da ligação, causada pela combinação de tensões normais e cisalhamento.

Embora a ruptura por esmagamento do concreto (Figura 2.3b) seja a mais crítica por sua característica frágil, geralmente pode ser evitada com facilidade com base no dimensionamento tradicional à flexão.

A falha em torno das emendas das armaduras longitudinais (Figura 2.3c) pode ocorrer devido ao escorregamento da armadura dentro do concreto da ligação ao alcançar a tensão limite de aderência. Segundo Fusco (2013), a aderência é a propriedade que impede que haja deslocamento relativo entre as barras da armadura e o concreto. O fenômeno da aderência é entendido nos seguintes tipos:

- Aderência por adesão: Ocorre devido às ligações físico-químicas entre as barras de aço e a pasta de cimento, sendo definida por uma resistência de adesão que se opõe à separação dos dois materiais.
- Aderência por atrito: Manifesta-se quando há uma tendência ao deslocamento relativo entre os materiais na direção paralela à superfície de ligação. Depende da rugosidade superficial da barra e da compressão uniformemente distribuída exercida pelo concreto sobre a barra.
- Aderência mecânica: Resulta da conformação superficial das barras que apresentam entalhes ou nervuras, funcionando como elementos de apoio ao concreto. Esses elementos mobilizam tensões de compressão no concreto.

A falha por ancoragem, muitas vezes, ocorre devido à insuficiência de comprimento de traspasse, frequentemente resultando no destacamento do cobrimento de concreto ao longo das armaduras longitudinais. Por essa razão, o aspecto que requer maior atenção nesse tipo de ligação é garantir a adequada emenda das armaduras.

Além disso, no contexto das ligações entre lajes pré-moldadas, é fundamental garantir uma boa interação entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local (Graybeal; De La Varga; Haber, 2017). Na prática, este tipo de ligação tem como objetivo reproduzir o comportamento das estruturas de concreto monolíticas moldadas no local, através da transmissão de momentos fletores e demais esforços internos entre os elementos.

Conforme o Model Code 2010 (FIB, 2012), a transferência dos esforços entre dois concretos, como por exemplo na utilização de concreto moldado na ligação de elementos pré-moldados, está vinculada aos seguintes mecanismos:

- Transferência adesiva: sua ocorrência está relacionada ao efeito químico dos componentes do concreto fresco com o concreto endurecido, no qual a pasta do cimento envolve os agregados na superfície do concreto endurecido formando uma ligação entre eles. Entretanto, qualquer contaminação superficial pode comprometer este efeito. Conforme afirma El Debs (2017), a contribuição desta parcela é limitada a solicitações baixas, pois quando ocorre um deslizamento muito pequeno na superfície, a ligação adesiva entre os concretos é destruída.
- Transferência mecânica: está relacionada ao intertravamento dos agregados e a rugosidade superficial do concreto. Quando a interface dos concretos é submetida a uma combinação de tensões normais de compressão e tangenciais, após a perda da ligação química o intertravamento dos agregados inicia. O mecanismo de falha ocorre devido às tensões de cisalhamento que tendem a separar os dois concretos.

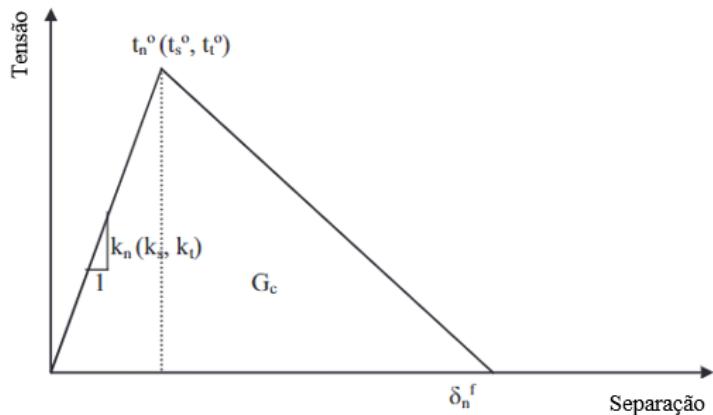
Os parâmetros que influenciam a transferência adesiva e mecânica são, de acordo com o Model Code 2010 (FIB, 2012):

- Rugosidade da superfície;
- Classe de resistência e rigidez do concreto novo e velho;
- Qualidade da camada superior do concreto velho;
- Porosidade e grau de umidade do concreto velho;
- Qualidade, composição e propriedades do concreto fresco;
- Idade do concreto;
- Transferência por atrito: a força de compressão perpendicular à interface permite o desenvolvimento de forças de atrito, que estão relacionadas à intensidade da força

normal e à rugosidade superficial. A parcela da força de atrito pode ser intensificada com a presença de armaduras costurando a interface, contribuindo para a resistência ao cisalhamento em relação ao efeito de pino e ao efeito do atrito-cisalhamento.

De modo geral, o comportamento da interface pode ser explicado por uma relação constitutiva tensão-separação (Hussein *et al.*, 2017), como mostra a Figura 2.4, que depende das propriedades da superfície do material. O modelo constitutivo de separação por tração oferece um método para modelar conexões adesivas/coesivas assumindo espessura zero da interface. A fase inicial de carregamento na interface é governada pelos parâmetros de rigidez na direção normal e tangencial (K_n , K_s , K_t) que define a relação (ou seja, a inclinação) em que a tensão de tração na interface cresce proporcionalmente à separação. Após atingir a resistência à tração máxima da interface ocorre a abertura de fissura na interface ou separação, podendo ser uma relação frágil, uma relação de atenuação linear e uma relação não linear.

Figura 2.4 – Típico modelo de tração-separação de interface.



Fonte: Hussein *et al.* (2017).

De acordo com Zhang, Zhang e Zhu (2022), muitas aplicações de engenharia mostram que os problemas associados a fissuração, infiltração de água e até mesmo danos graves nas ligações têm sido comumente encontrados em muitas pontes de concreto pré-moldado, resultando em detimento da capacidade estrutural, durabilidade e segurança. Esses problemas resultam principalmente da baixa resistência de aderência das interfaces de concreto novo-velho nas ligações moldadas no local.

A quebra prematura ou a separação da interface pode resultar na entrada de agentes deletérios. Nesse sentido, de acordo com Prado, Carrazedo e El Debs (2022), o tipo de

tratamento da superfície do concreto pré-moldado na interface da ligação, para o recebimento do concreto moldado no local, também influencia na resistência da interface.

2.2 Aplicação do UHPC em ligações

Visando solucionar esses problemas, nas últimas décadas, o concreto de altíssimo desempenho (UHPC) tem sido cada vez mais utilizado em construções de pontes (HABER *et al.*, 2018). Isso ocorre porque o UHPC apresenta um grande potencial de aplicação em ligações e viabilidade devido a pequena quantidade de material necessário nas ligações.

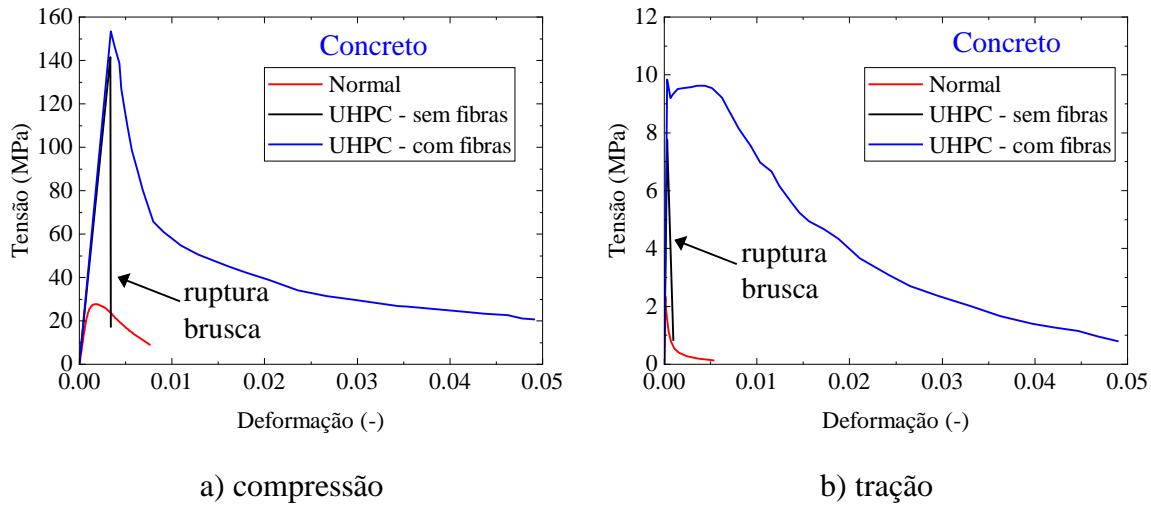
O UHPC é um tipo de compósito cimentício reforçado com fibra caracterizado por alta resistência à tração e compressão, maior resistência residual pós-fissuração, durabilidade, ausência de agregados graúdos e uma baixa relação água/cimento.

Nesse sentido, as propriedades do UHPC superam em muito as do concreto convencional, devido a sua maior resistência, melhor desempenho de aderência da armadura, estabilidade a longo prazo e durabilidade (AFGC, 2013).

De acordo com Hussein *et al.* (2016), o UHPC surge como um material interessante para ligação devido à excelente adesão ao concreto endurecido e a grande quantidade de partículas finas que preenche as regiões congestionadas, evitando a infiltração de agentes agressivos. A utilização do UHPC nas ligações permite a redução das larguras das ligações e a minimização de fissuração na interface (Jia *et al.*, 2023).

Neste sentido, o emprego de materiais de alto desempenho, UHPC, têm grande potencial devido às suas melhores propriedades mecânicas em relação ao concreto normal. Por exemplo, o UHPC oferece maior resistência à tração, maior resistência residual pós-fissuração (com fibras) e melhores propriedades de aderência entre concretos com diferentes idades (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Exemplo de comportamento tensão × deformação para os concretos convencionais (normal), concreto de altíssimo desempenho sem fibras (UHPC – sem fibras) e concreto de altíssimo desempenho com fibras (UHPC – com fibras): a) à compressão; b) tração.



Fonte: Adaptado de Fehling *et al.* (2014).

Haber e Graybeal (2018b) realizaram testes estáticos e de fadiga em modelos reduzidos de tabuleiros pré-moldados de pontes conectados por ligações com UHPC. Os resultados mostraram que, devido à maior resistência de aderência do UHPC com o concreto endurecido, as falhas ocorriam principalmente nas lajes pré-moldadas, enquanto as ligações com UHPC permaneceram intactas durante o processo de carregamento. Segundo os mesmos autores, a inclusão de fibras no UHPC aumenta a aderência da armadura ao concreto na ligação.

As fibras de aço, distribuídas uniformemente na matriz, melhoram as propriedades de tração (Alkaysi; El-Tawil, 2017). Conforme Mehta e Monteiro (2014), a inclusão de fibras nos compósitos cimentícios reduz a fissuração por retração e aumenta o módulo de ruptura, a tenacidade à fratura e a resistência ao impacto, resultando em uma maior capacidade de absorção de energia.

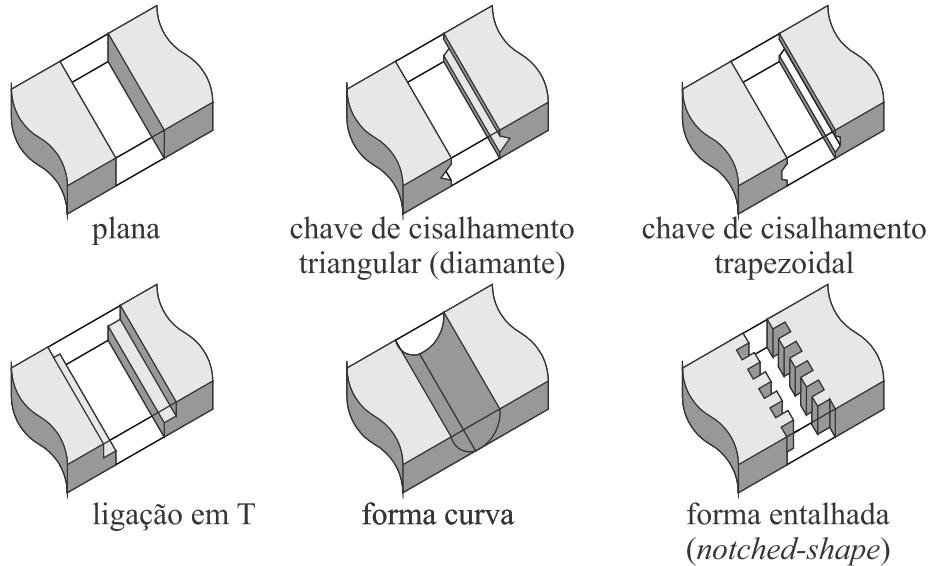
2.3 Forma da ligação ou geometria da ligação

Os tipos de formas utilizados nas ligações entre elementos de concreto pré-moldado devem ser projetados de modo a facilitar a colocação do material de preenchimento da ligação. Exemplos dessas formas são apresentados na Figura 2.6. Nesse sentido, a forma mais utilizada para a ligação é a plana. No entanto, essa configuração produz uma área de contato menor entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local, o que pode resultar em um desempenho

prejudicado caso a superfície do concreto pré-moldado não seja devidamente preparada para receber o novo concreto.

Para melhorar o desempenho das ligações, outras formas têm sido estudadas, como chaves de cisalhamento triangulares, chaves de cisalhamento trapezoidais, formas curvas, em forma de T e chaves de cisalhamento no plano da laje.

Figura 2.6 - Tipos de forma da ligação.

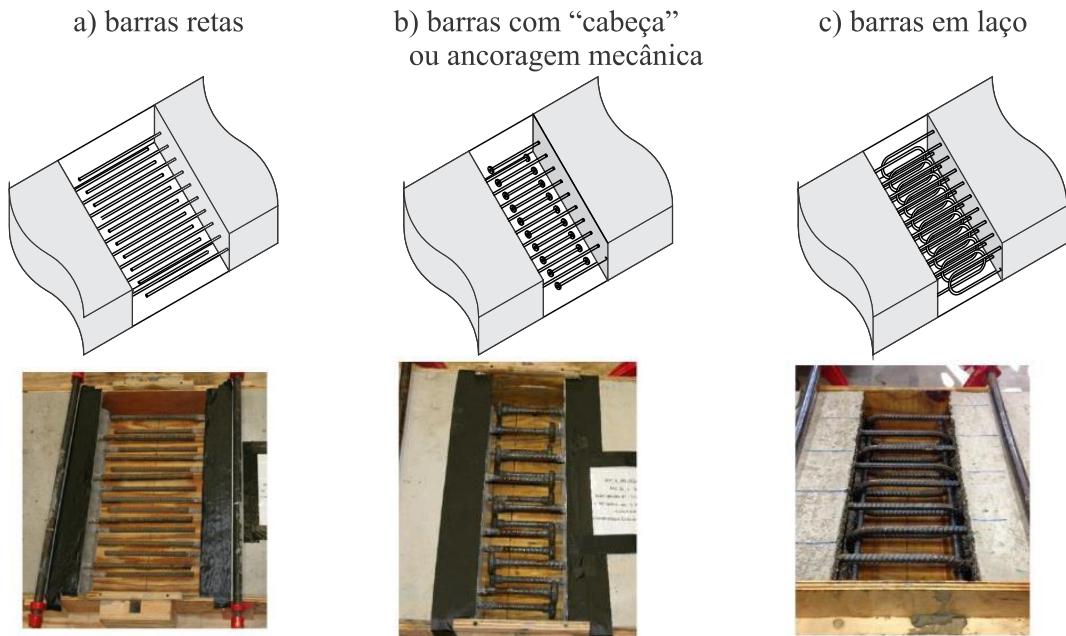


Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2022).

2.4 Detalhe de emenda de armaduras

Além da geometria da ligação, outro fator importante que afeta a capacidade resistente das ligações é o detalhamento da emenda das armaduras. O arranjo da armadura ideal deve ser de simples fabricação, fácil montagem na obra e garantir durabilidade e resistência da ligação. Normalmente, são utilizadas barras de armadura sem contato emendadas por sobreposição com diferentes detalhes (Figura 2.7): a) barras retas; b) barras com “cabeça” (ancoragem mecânica) e c) barras em laço.

Figura 2.7 - Tipos de emenda das armaduras na ligação: a) barras retas; b) barras com “cabeça”; c) barras em laço.

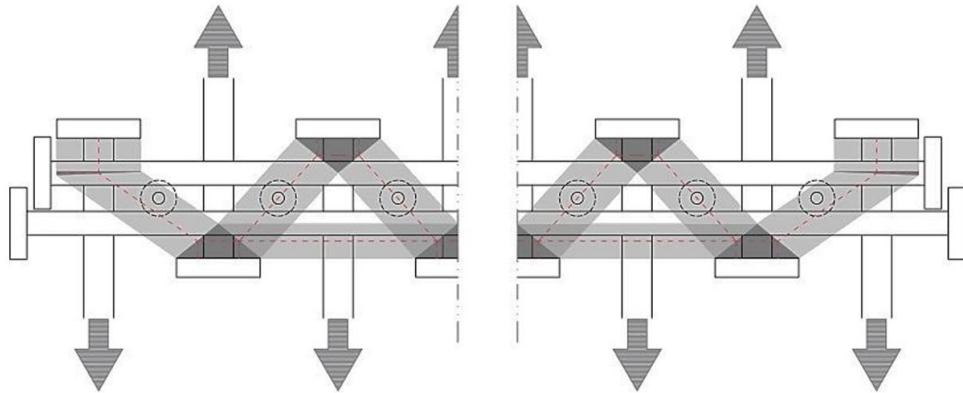


Fonte: Adaptado de Haber e Graybeal (2018b) e Wang *et al.* (2022).

Entre os tipos de emenda da armadura, o mais utilizado é o das barras retas, onde as barras são emendadas por traspasse Wang *et al.* (2022). Nessa configuração, a ancoragem das armaduras é produzida pela aderência das barras com o concreto da ligação. Entretanto, as barras retas exigem um comprimento de emenda longo para garantir a ancoragem, o que pode ser inconveniente no projeto de pontes.

Nesse sentido, outros pesquisadores realizaram estudos com diferentes detalhes de armadura de modo a tentar reduzir o comprimento de emenda de traspasse e, consequentemente, diminuir o comprimento da ligação. Uma alternativa às barras retas nas ligações é a utilização de barras com “cabeça” (que corresponde a uma ancoragem mecânica) (Vella; Vollum; Jackson, 2017). Nesse modelo as tensões são transferidas principalmente entre barras com cabeça sobreposta através de uma série de bielas diagonais de compressão, como mostrado na Figura 2.8.

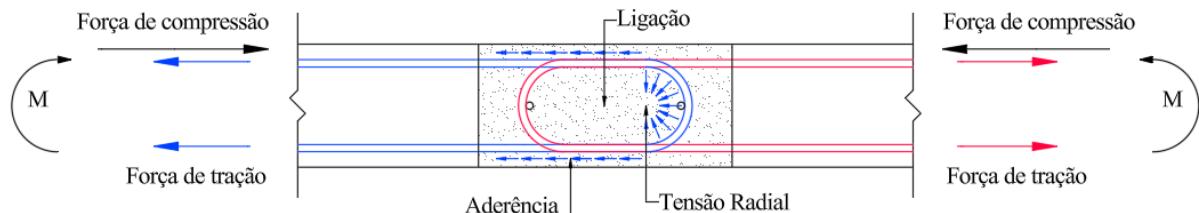
Figura 2.8 - Transferência de forças dentro da ligação com barras com cabeça (no plano).



Fonte: Vella, Vollum e Jackson (2017).

Outra alternativa é o uso de barras dobradas em formato de U (laço) (Ma *et al.*, 2012). Nesse caso, as barras dobradas a 180° resultam na transmissão de forças de tração da barra em U para o concreto da ligação aumentando a ancoragem mecânica, e, consequentemente, permite reduzir o comprimento da ligação. Na Figura 2.9 apresenta o modo de transmissão de forças da armadura de laço no concreto da ligação. No caso de barras em laço, para garantir o raio mínimo de dobra exigido nas normas, a espessura mínima das lajes deve ser de 180 mm (AASHTO, 2012).

Figura 2.9 - Transmissão de forças da armadura em laço para o concreto da ligação.



Fonte: Adaptado de Nguyen *et al.* (2023).

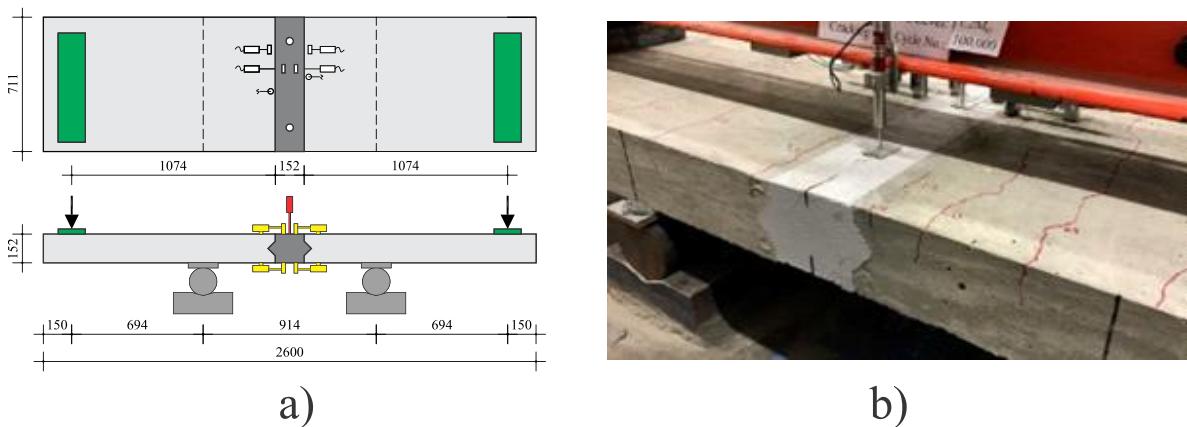
2.5 Modelos de análise

Diversos estudos voltados para a análise deste tipo de ligação têm sido realizados por diversos pesquisadores nos últimos anos. Neste tópico são abordados os métodos de ensaio experimental, simulação numérica e modelo analítico de cálculo.

2.5.1 Ensaios experimentais

O principal método empregado para avaliar a capacidade resistente das ligações é o ensaio experimental em laboratório, no qual diferentes configurações de projeto são testadas e investigadas. A Figura 2.10 mostra um exemplo de ensaio experimental realizado por Haber e Graybeal (2018b).

Figura 2.10 - Exemplo de ensaio experimental de ligação entre lajes pré-moldadas: a) esquema do ensaio. b) foto do modelo.



Fonte: Adaptado de Haber e Graybeal (2018b).

Os autores analisaram que as amostras com ligação preenchida com UHPC mostraram um desempenho final comparável ao dos modelos monolíticos (sem nichos). De modo geral, os modelos com nicho de UHPC apresentaram boa ductilidade comparável ao dos modelos monolíticos e a ruptura foi causada pelo esmagamento do concreto após elevado escoamento das armaduras.

Em outro estudo, Graybeal e Yuan (2016) indicam que o comprimento de $8d_b$ para barras com diâmetro de 12.5 mm seria suficiente para garantir a ancoragem das armaduras, considerando um cobrimento maior que $3d_b$. Neste exemplo, foi utilizado UHPC com volume de fibras de 2%, e a resistência à tração mínima foi 5,5 MPa. Entretanto, o uso de modelos experimentais demanda um alto custo de recursos e tempo.

2.5.2 Simulações numéricas

Por esta razão, tem havido um crescimento na quantidade de estudos numéricos dedicados a esse tema. Neste tipo de análise, os modelos numéricos são geralmente calibrados

com base em resultados experimentais da literatura e, posteriormente, modificados para avaliar a influência de outros parâmetros de projeto no comportamento da ligação, como a forma da ligação, detalhamento da armadura ou condições de contorno/carregamento.

Entretanto, um dos principais desafios deste tipo de modelagem é a adequada representação das propriedades da interface entre os concretos de diferentes idades, bem como as propriedades de deslizamento entre e o UHPC e as armaduras (*bond-slip*). A grande maioria dos estudos numéricos disponíveis na literatura consideram aderência perfeita entre as armaduras e o UHPC (Di; Han; Qin, 2020; Han *et al.*, 2021; Zhang; Zang; Zhu, 2022) o que pode resultar em conclusões errôneas nas análises uma vez que essas opções de modelagem não permitem representar possíveis rupturas da ancoragem por comprimento insuficiente do traspasse.

Ainda não existem especificações estabelecidas nas normas técnicas nacionais e internacionais que abordem especificamente este tipo de ligação. Por esse motivo, são adotadas especificações de trabalhos experimentais e de publicações técnicas que considerem as principais variáveis do problema (Deng *et al.*, 2023; Graybeal, 2019; Haber; Graybeal, 2018b).

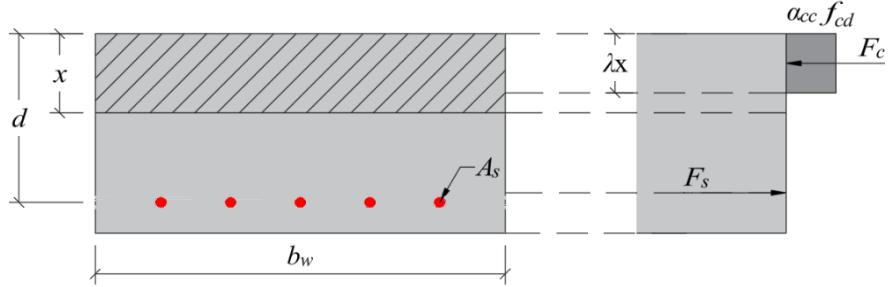
2.5.3 Modelos analíticos de previsão de resistência ao momento fletor

A fim de promover uma maior difusão do uso dessas ligações na prática profissional, é necessário que sejam desenvolvidos modelos analíticos capazes de estimar o comportamento e a resistência das ligações por meio de cálculos simplificados.

2.5.3.1 Análise da seção

Nesse cálculo de resistência ao momento fletor é feita a partir da análise da seção (*Section analysis*), o qual, de acordo com Wang *et al.* (2022), se as armaduras longitudinais estiverem bem ancoradas, então as armaduras entrelaçadas na ligação podem ser tratadas como contínuas. Nesse caso é considerado o diagrama simplificado retangular de tensões no concreto, conforme a Figura 2.11, onde seção crítica está localizada na interface onde a taxa de armadura é igual ao tabuleiro pré-moldado e a contribuição da resistência à compressão do concreto depende do menor valor entre a resistência do CPM e da ligação.

Figura 2.11 - Análise da seção para uma estrutura de tabuleiro com ligação.



Fonte: Adaptado da ABNT (2023).

A partir de então, a capacidade resistente ao momento fletor é obtida a partir da seguinte equação:

$$M_u = \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda \cdot x \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) \quad (2.1)$$

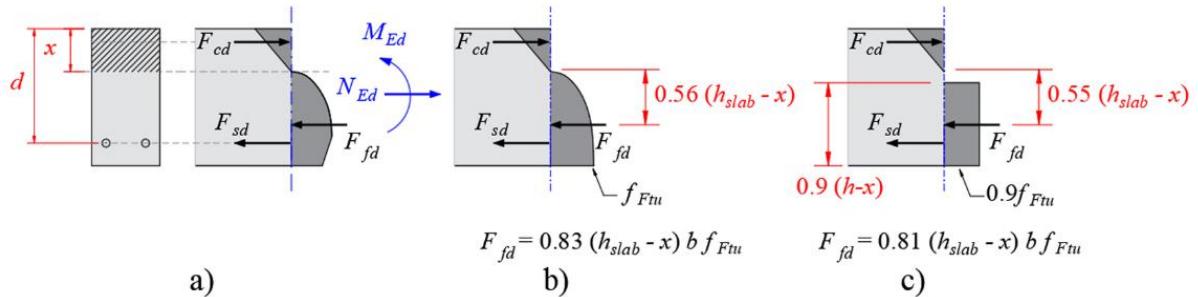
Onde $f_{cd} = \min(f_{cd,p}, f_{cd,j})$ é a menor resistência de cálculo à compressão entre o concreto da laje pré-moldada e o da ligação; b_w é a largura da laje; x é a altura da linha neutra; d é a altura útil. O fator α_{cc} e λ é, respectivamente, o parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão e a relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra, ambos definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

O cálculo da análise da seção, apesar de ser um artifício simples, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) é realizada para concreto de resistência à compressão de até 90 MPa. Nesse sentido, os efeitos proporcionados pelo UHPC podem acabar sendo subestimados, devido à menor resistência à tração pós-fissuração em comparação ao UHPC.

2.5.3.2 Análise da seção modificado para o UHPC

Nesse sentido, um conjunto de equações, baseado no trabalho de Fehling *et al.* (2014), foi idealizado para estimar a capacidade de momento fletor de seções de lajes com ligação com UHPC. A Figura 2.12a mostra a distribuição de tensões assumida e as forças internas nas seções transversais com UHPC distribuídas por toda a espessura. A Figura 2.12b mostra a localização da força de tração resultante proporcionada pelas fibras ao atingir o estado limite último (F_{fd}), assumindo uma distribuição de tensões mais realista na seção transversal. A Figura 2.12c mostra os blocos de tensão equivalentes para a Figura 2.12b que tornam os cálculos mais simples e fornecem resultados de capacidade de flexão semelhantes.

Figura 2.12 - a) Distribuição de tensões e forças internas resultantes para a seção fissurada; b) distribuição realista de tensões e força de tração resultante suportada pelas fibras ao atingir o estado limite último; c) blocos de tensão equivalentes a b).



Fonte: Adaptado de Fehling *et al.* (2014).

A partir dos diagramas de tensões da seção para o UHPC, o x da linha neutra e o momento resistente são calculados, respectivamente, pelas Equações 2.2 e 2.3.

$$x = \left(A_s \cdot f_y + 0.81 \cdot h \cdot b_w \cdot f_{Ftu} \right) / \left(0.5 \cdot b_w \cdot f_{cd} + 0.81 \cdot b_w \cdot f_{Ftu} \right) \quad (2.2)$$

$$M_u = 0.5 \cdot x \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) - 0.81 \cdot (h - x) \cdot b_w \cdot f_{Ftu} \cdot (d - 0.55 \cdot h - 0.45 \cdot x) \quad (2.3)$$

Onde f_{Ftu} é a resistência à tração do UHPC e f_{cd} é a resistência à compressão do UHPC.

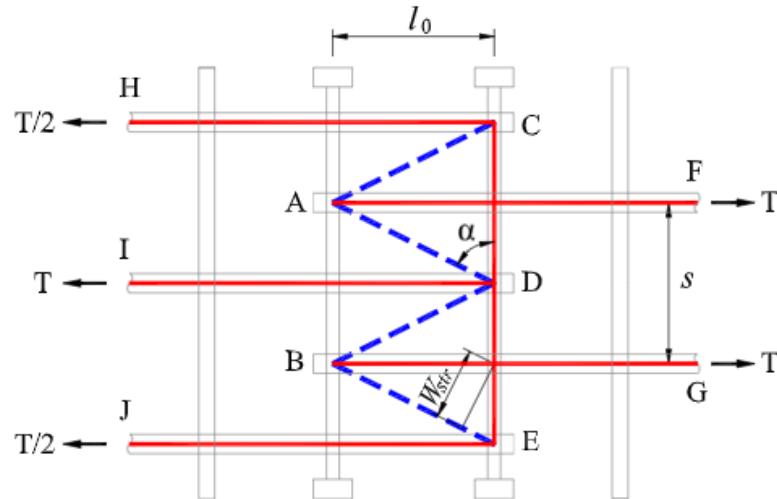
É importante destacar que esta formulação considera a ruína no UHPC. No caso de ligação entre lajes pré-moldadas, a falha ocorre na maioria das vezes nas lajes pré-moldadas com concreto normal. Nesse sentido, a aplicação deste modelo seria mais interessante para casos de falha na ligação preenchida com UHPC.

2.5.3.3 Método de bielas e tirantes

Embora a análise da seção forneça uma maneira conveniente de calcular a resistência ao momento fletor para referência de projeto, a racionalidade de sua hipótese, como a suposição de seção plana, ainda é controversa devido à não consideração da descontinuidade das barras na região da ligação. Como alternativa, He *et al.* (2013) desenvolveu um modelo de bielas e tirantes (*Strut and Tie Method* – STM) para determinação da capacidade resistente ao momento fletor de ligações entre elementos pré-moldados de pontes.

De uma forma geral, o modelo define que a capacidade da ligação no lado da tração é governada pelo escoamento das barras longitudinais, ou das barras transversais, ou do esmagamento da biela diagonal de concreto dentro das barras longitudinais sobrepostas, conforme mostrado na Figura 2.13 onde W_{str} é a largura da biela.

Figura 2.13 - Modelo de bielas e tirantes na zona de tensão da ligação.



Fonte: He *et al.* (2013).

A força de tração “T” das barras é obtida a partir das seguintes equações:

$$T_{u,l} = f_y A_s \quad (2.2)$$

$$T_{u,t} = \frac{4 \cdot f_{yt} \cdot A_{st} \cdot l_0}{s} \quad (2.3)$$

$$T_{u,s} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,j} \cdot D \cdot l_0^2 \cdot s}{l_0^2 + (s/2)^2} \quad (2.4)$$

$$T_u = n_2 \cdot \min(T_{u,l}, T_{u,t}, T_{u,s}) \quad (2.5)$$

Onde o n_2 é o número de pares de barras sobrepostas; e $T_{u,l}$, $T_{u,t}$ e $T_{u,s}$ são, respectivamente, a capacidade resistente de tração das barras longitudinais; barras transversais e das bielas de concreto em um único triângulo; f_{yt} e A_{st} são a resistência ao escoamento e a área da seção transversal de vergalhões transversais; l_0 e s são os comprimento de emenda e espaçamento entre as barras longitudinais. D é a distância entre as barras longitudinais superiores e inferiores.

Após obter a resistência à tração na zona tracionada, a força na zona de compressão da seção pode ser determinada usando a condição de equilíbrio, que leva a $C_u = T_u$. Se um limite de tensão de $\alpha_{cc} \cdot f_{cd}$ for imposto à zona comprimida, a profundidade do eixo neutro pode ser expressa como:

$$x = \frac{C_u}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,j} \cdot b_w} = \frac{T_u}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,j} \cdot b_w} \quad (2.6)$$

$$M_u = T_u \cdot \left(d - \frac{x}{2} \right) = T_u \cdot \left(d - \frac{T_u}{2 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd,j} \cdot b_w} \right) \quad (2.7)$$

Têm-se que, devido às interações complexas entre as armaduras e o concreto da ligação, é essencial o desenvolvimento de uma abordagem eficiente e confiável para verificar a resistência ao momento fletor das ligações entre lajes pré-moldadas de pontes.

3 ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Ensaios experimentais de ligações entre lajes pré-moldadas de pontes submetidas ao momento fletor buscam revelar os parâmetros mais influentes nas configurações de projeto desse sistema. Nesta seção, após uma revisão das pesquisas experimentais na literatura, foi realizado a composição de um banco de dados atualizado acerca do assunto. No final da seção, são avaliados os modelos analíticos de resistência ao momento fletor apresentados na seção anterior e avaliar o nível de previsão dos modelos ante os resultados experimentais do banco de dados.

3.1 Organização da base de dados experimentais

A base de dados utilizada foi construída a partir da atualização da base de dados apresentada por Wang *et al.* (2022). Ao todo foram coletados 127 resultados experimentais de ligações de lajes pré-moldadas. A base de dados foi tabelada e apresentada no Apêndice A, a organização foi definida por variáveis categóricas e numéricas.

As variáveis categóricas são: três tipos de detalhe de emenda da armadura na ligação (barras retas, laço e com cabeça), três tipos de concreto da ligação (NC – *Normal Concrete*, HSC - *High Strength Concrete* e o UHPC), seis formas de ligação (Retangular, Diamante, Trapezoidal, Entalhada, Forma T e Curva) e seis tipos de tratamento entre a ligação e a laje pré-moldada (Agregado exposto-AE, Malha de arame de aço-MS, Jato de areia-JA, Resina Epóxi-RE, Lavado à pressão-LP e Com furos-FU); e os modos de falha (flexão ou na ancoragem da barra)/local da falha (na laje CPM ou na ligação).

As variáveis numéricas são: largura da laje pré-moldada (b), altura da laje (h), comprimento da laje (L); resistência à compressão média do concreto pré-moldado ($f_{cm,p}$) e da ligação ($f_{cm,lig}$); resistência à tração média do concreto da ligação ($f_{tm,lig}$); tensão de escoamento das armaduras longitudinais (f_y) e transversais (f_{yt}); área de aço longitudinais (A_s) e transversais dentro da ligação (A_{st}); área da seção da laje (A_c); e as taxas de aços das armadura longitudinais (ρ) e transversais dentro da ligação (ρ_t); e comprimento de emenda por transpasse das armaduras longitudinais (l_e).

Em relação a resistência à tração média do concreto na ligação, nem todos os ensaios experimentais informaram esses dados. Nesse sentido, a resistência à tração foi estimada a partir da Equação 3.1, proposta pelo Model Code 2010 (FIB, 2012).

$$f_{tm} = 0.3\sqrt[3]{f_{cm}^2} \quad (3.1)$$

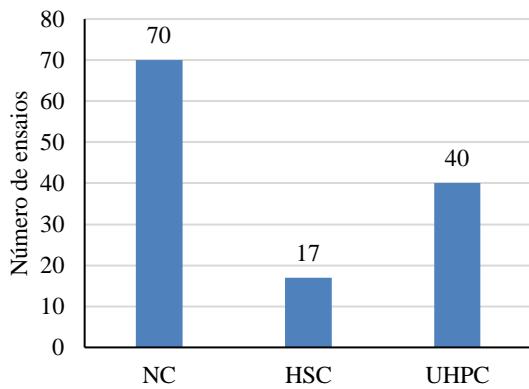
A Tabela 3.1 apresenta um resumo do banco de dados, onde capacidade resistente à flexão (M_u) é avaliada a partir de testes de flexão conforme apresentado na Seção 2.5.1. A distribuição dos ensaios é apresentada na Figura 3.1.

Tabela 3.1 - Resumo da base de dados.

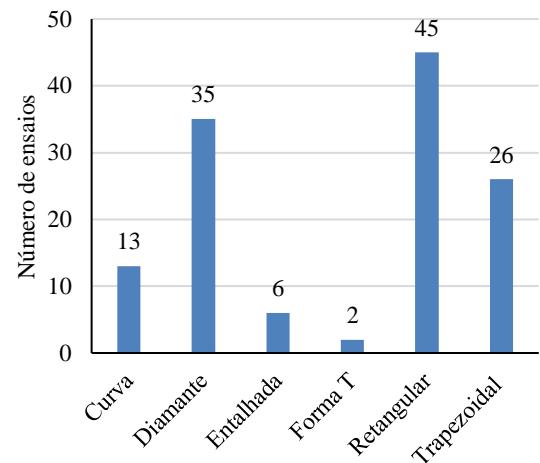
Parâmetros	Unidade	Mín.	Máx.	Média	COV%
b	mm	300	1829	824,4	39,13%
h	mm	150	300	188,1	24,60%
L	mm	1500	3456	2545,1	20,60%
$f_{cm,lig}$	MPa	24,1	189	92,4	45,26%
$f_{tm,lig}$	MPa	2,46	8,64	5,5	30,00%
$f_{cm,p}$	MPa	24,1	121,7	56,3	30,32%
f_y	MPa	400	530	450,9	7,12%
f_{yt}	MPa	0	526	442,6	14,58%
A_s	mm ²	265,5	3927,0	1408,5	68,24%
A_{st}	mm ²	0	3041,1	624,9	141,37%
A_c	mm ²	45000	292640	155229,8	43,49%
ρ	%	0,61%	5,53%	1,89%	54,13%
ρ_t	%	0,00%	2,76%	0,65%	130,46%
l_e	mm	64	443	223,9	44,83%
M_u	kNm	16,55	260,4	92,9	64,97%

Fonte: Autor.

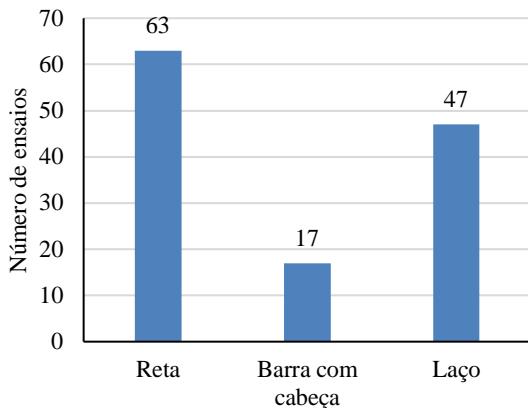
Figura 3.1 – Distribuição de dados dos parâmetros estudados nos ensaios experimentais de lajes com ligação sob flexão.



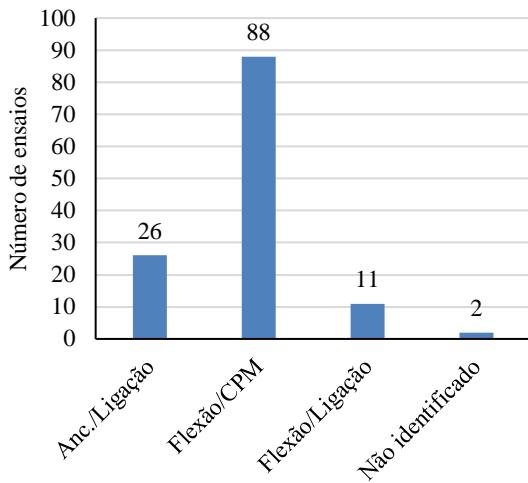
a) Tipo material de preenchimento da ligação.



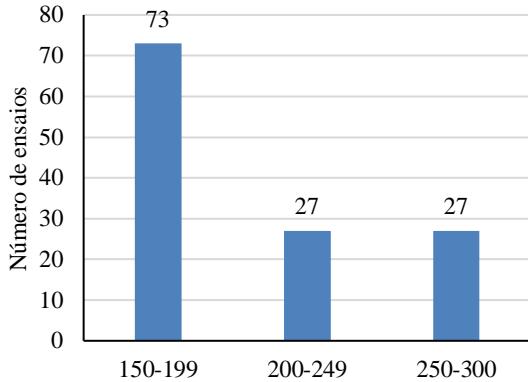
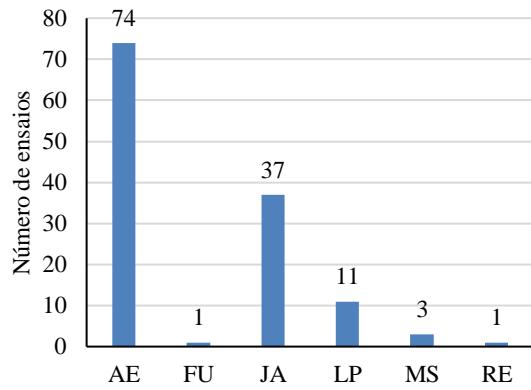
b) Forma da ligação.



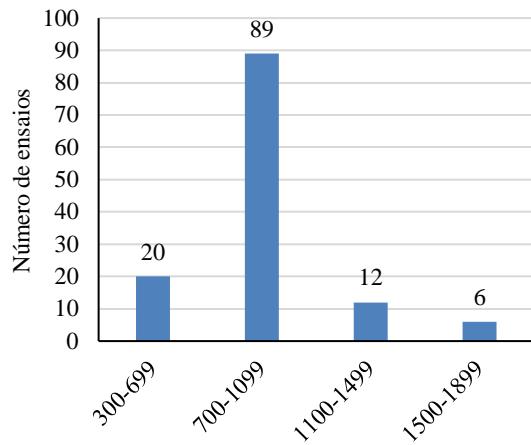
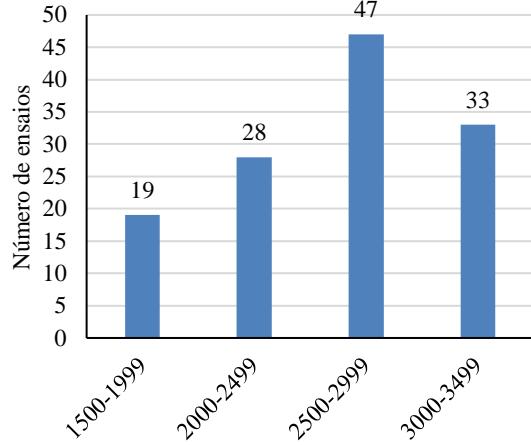
c) Tipo de emenda da armadura.

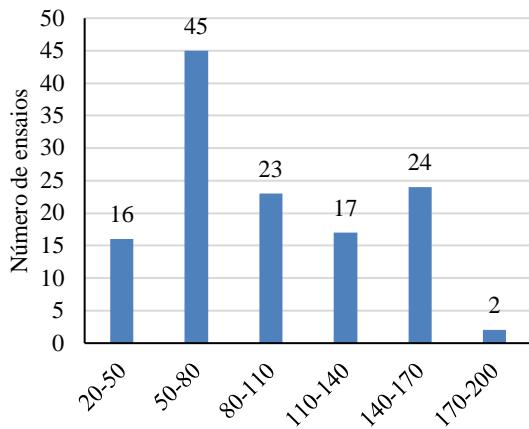
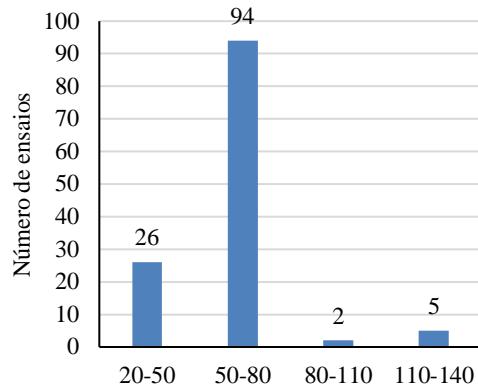
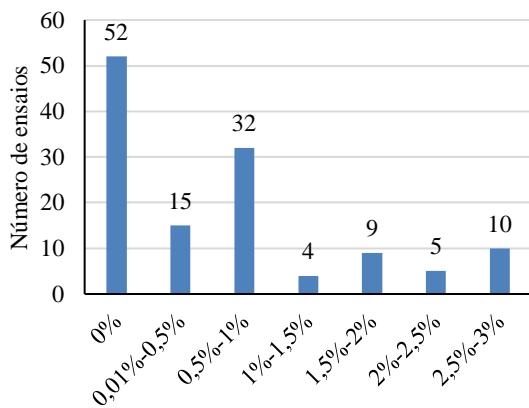
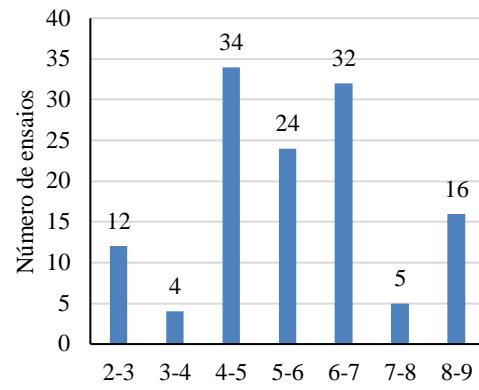
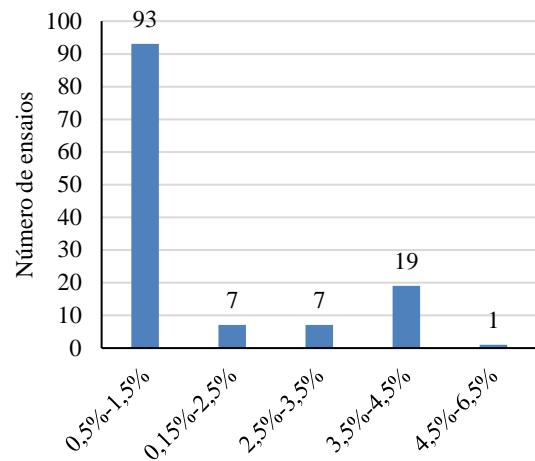
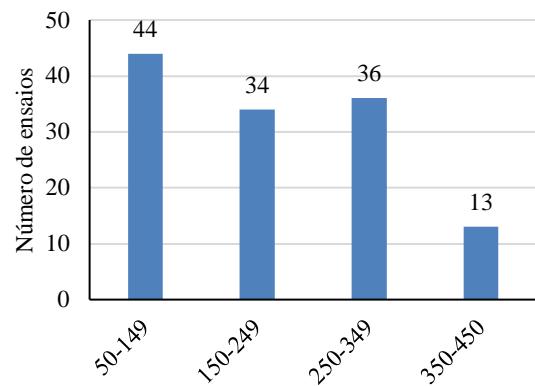


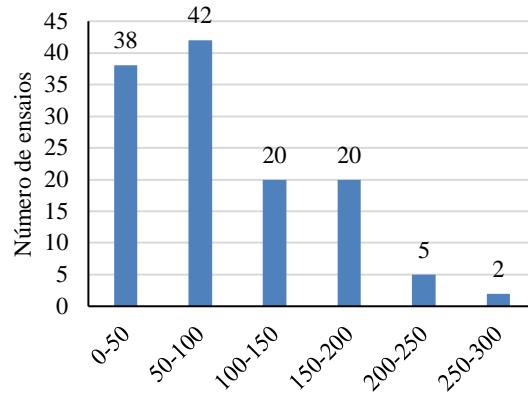
e) Modo de falha/Local da falha

g) Altura da Laje h (mm).

d) Tipo de tratamento de interface.

f) Largura da laje b_w (mm).h) Comprimento da laje L (mm).

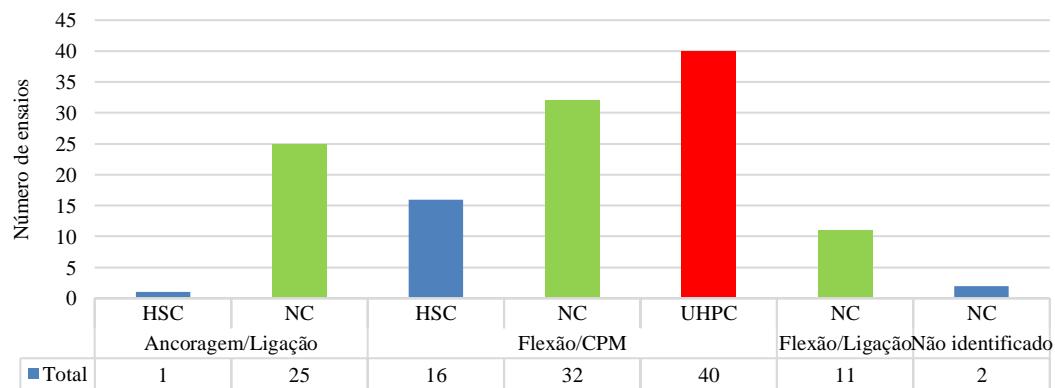
i) Resistência à compressão da ligação $f_{cm,j}$ (MPa).k) Resistência à compressão da laje CPM $f_{cm,p}$ (MPa).m) Taxa de armadura transversal ρ_t .j) Resistência à tração da ligação $f_{cm,j}$ (MPa).l) Taxa de armadura longitudinal ρ .n) Comprimento de emenda da armadura l_e (mm).

o) Momento fletor resistente M_u (kNm).

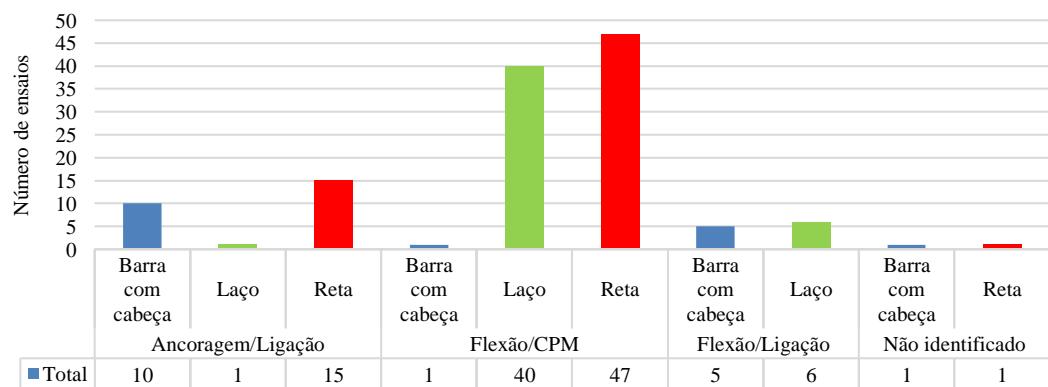
Fonte: Autor.

De modo a aprofundar as análises, foi estudado a correlação entre os modos de falha governantes/local da falha com outros parâmetros como o tipo de material de preenchimento da ligação e detalhe de emenda das armaduras. Os resultados são apresentados na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Correlação entre modo de falha/local de falha dos ensaios experimentais e outros parâmetros de projeto.



a) Correlação do modo de falha/Local da falha x material da ligação.



b) Correlação do modo de falha/Local da falha x detalhe das emendas das armaduras.

Fonte: Autor.

Os resultados indicam que a falha por ancoragem ocorre principalmente nos ensaios que utilizam concreto normal na ligação, não sendo verificada essa falha quando se utiliza UHPC. Além disso, em todos os modelos com UHPC, a falha ocorreu nas lajes de CPM, indicando que o UHPC como uma excelente alternativa ao uso em ligações para prevenir a falha por ancoragem. Quanto ao detalhamento da armadura, a falha por ancoragem foi observada nas emendas que utilizam barras retas e com cabeça, e em apenas um ensaio com barras em laço, indicando que a armadura em laço pode ser uma opção interessante para evitar falhas por ancoragem da armadura na ligação.

3.2 Aplicação dos modelos analíticos de previsão de resistência ao momento fletor

Neste tópico, os resultados da base de dados foram analisados de acordo com diferentes modelos analíticos de previsão de resistência ao momento fletor. Os modelos considerados nesta análise são: Análise da Seção (AS), Análise da Seção modificado para o UHPC (AS-UHPC) e o Método de bielas e tirantes (MBT), os quais foram abordados no Item 2.5.3.

Para analisar o nível de precisão dos modelos de resistência ao momento fletor das lajes os resultados foram avaliados em termos da razão entre a resistência ao momento fletor experimental e calculada ($M_{u,exp}/M_{u,calc}$), no caso o modelo de análise da seção modificado para o UHPC foi considerado apenas para os experimentos que utilizaram o UHPC na ligação. Os resultados desta análise são detalhados no Apêndice B.

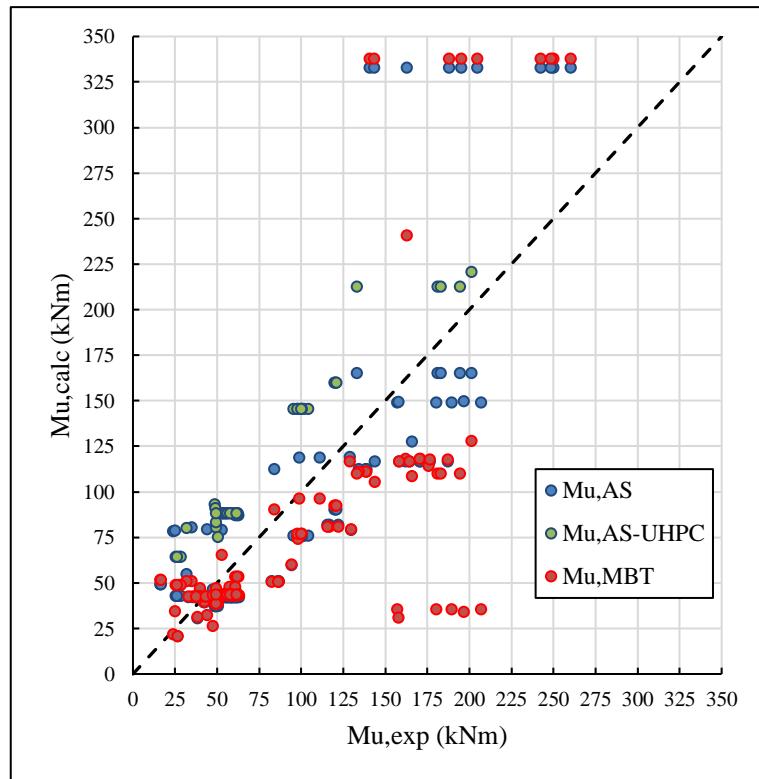
A Tabela 3.2 apresenta os resultados da análise comparativa entre resultados experimentais e analíticos da relação $M_{u,exp}/M_{u,calc}$ em termos de valores mínimos, máximos, média e coeficiente de variação (COV). Na Figura 3.3 é ilustrado a comparação dos momentos fletores resistente experimentais e analíticos.

Tabela 3.2 - Avaliação do nível de precisão dos modelos de previsão da resistência ao momento fletor.

Relação $M_{u,exp}/M_{u,calc}$	Mín.	Máx.	Média	COV.
$M_{u,exp}/M_{u,AS}$	0,30	1,69	1,12	30,2%
$M_{u,exp}/M_{u,MBT}$	0,32	5,80	1,36	68,6%
$M_{u,exp}/M_{u,AS-UHPC}$	0,39	0,91	0,62	20,9%

Fonte: Autor.

Figura 3.3 - Comparação entre os resultados de resistência ao momento fletor experimental e analíticos.



Fonte: Autor.

Os resultados mostram grandes dispersões nos modelos analíticos estudados, indicando que os modelos existentes fornecem previsões imprecisas do comportamento resistente das lajes com ligação sob momento fletor. Os modelos de análise da seção e de bielas e tirantes, na maioria das vezes, resultaram em resistências menores que as obtidas experimentalmente, enquanto o modelo de análise da seção modificado para o UHPC resultou em resistência maiores em todos os casos quando comparados aos ensaios experimentais.

Apesar de não considerar a continuidade das armaduras, o modelo de análise da seção foi o que mostrou melhor precisão dentre os modelos analíticos estudados, com uma média de precisão de 1,12 e um coeficiente de variação de 30,2%.

Para aprofundar a avaliação dos modelos analíticos abordados, foi realizada uma filtragem dos ensaios da base de dados organizados por modo de falha/local da falha e por material de preenchimento da ligação. Na Tabela 3.3 são apresentadas a comparação entre resultados experimentais e analíticos da relação $M_{u,exp}/M_{u,calc}$ em termos de valores médios e coeficiente de variação.

Tabela 3.3 - Comparação dos modelos experimentais e analíticos organizados por modo de falha/ local de falha e por tipo de concreto na ligação.

Modo de falha/ Local da falha	Concreto na ligação	Número de ensaios	MÉD $M_{u,exp}/M_{u,AS}$	COV $M_{u,exp}/M_{u,AS}$	MÉD $M_{u,exp}/M_{u,MBT}$	COV $M_{u,exp}/M_{u,MBT}$	MÉD $M_{u,exp}/M_{u,AS-UHPC}$	COV $M_{u,exp}/M_{u,AS-UHPC}$
Ancoragem/ Ligação	NC	1	1,50	-	1,54	-	-	-
	HSC	25	0,80	30,0%	0,94	28,9%	-	-
Flexão/ CPM	NC	16	1,29	24,1%	1,92	74,3%	-	-
	HSC	32	1,26	23,7%	1,77	76,9%	-	-
	UHPC	40	1,21	20,9%	1,24	23,2%	0,62	20,9%
Flexão/ Ligação	NC	11	0,89	41,6%	0,92	37,06%	-	-
Não identificado	NC	2	1,31	8,48%	1,28	8,65%	-	-

Fonte: Autor.

A partir dos resultados, observa-se que, para o modo de falha por ancoragem da armadura, o modelo de melhor previsão da resistência foi o baseado no método de bielas e tirantes com valor médio de 0,94 e coeficiente de variação de 28,9%. Nesse sentido, o modelo se mostrou mais apropriado para este tipo de falha.

Para o modelo de falha de flexão na região da laje pré-moldada, o modelo de análise da seção simplificada se mostrou melhor na comparação. O modelo de análise da seção modificado para o UHPC superestimou os resultados experimentais apresentando valor médio de 0,62 e coeficiente de variação de 20,9%. Uma justificativa para essa resposta é que nos modelos experimentais não foi registrada nenhuma falha na região da ligação com UHPC, ocorrendo principalmente na laje de CPM. Nesse sentido, o modelo se mostrou o menos apropriado para análise de previsão da resistência das lajes com ligação em comparação aos outros modelos estudados.

No modo de falha de flexão ocorrendo na região da ligação, os resultados indicaram maior dispersão para prever o comportamento dos ensaios, onde os modelos de análise da seção simplificado e por bielas e tirantes mostraram resultados semelhantes.

4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentadas aplicações de análises numéricas não linear em elementos finitos em estruturas de concreto pré-moldado conectados por ligações em UHPC. Para este fim, foram selecionados ensaios experimentais na literatura com o objetivo demonstrar que o modelo numérico pode prever com precisão o comportamento mecânico dos modelos. As modelagens foram realizadas no programa de elementos finitos DIANA FEA (*DI*splacement *AN*alyzer) 10.8 (2023).

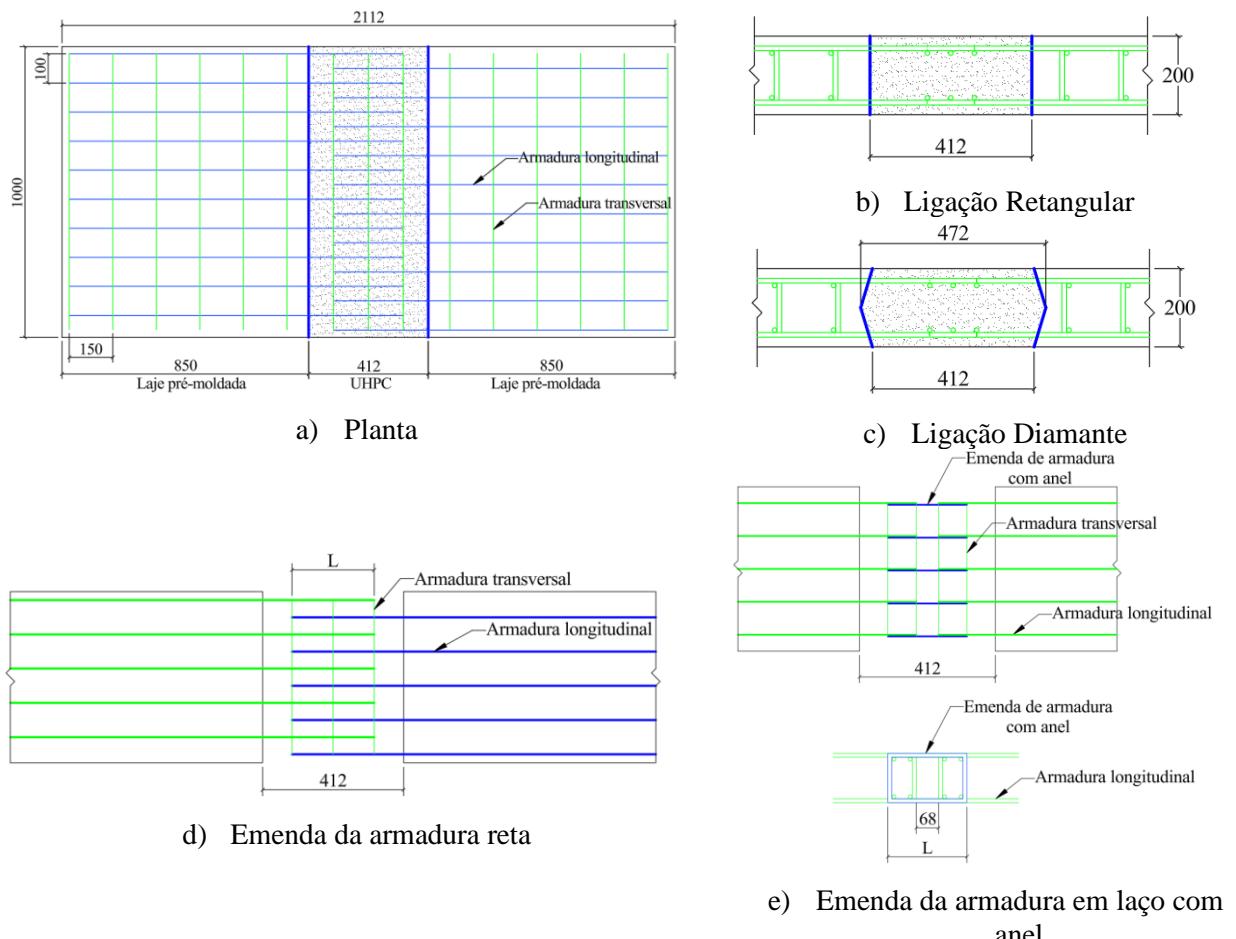
Os experimentos realizados por Deng *et al.* (2023) foram selecionados para validar os modelos numéricos em elementos finitos, os quais foram posteriormente utilizados para investigar o desempenho à flexão das ligações de UHPC. Estes ensaios foram escolhidos porque avaliam o comportamento de ligações de elementos pré-moldados de pontes com diferentes configurações de projeto como: variação no comprimento de emenda, taxa de armadura, forma da ligação e detalhamento das emendas da armadura na região da ligação. Portanto, estes resultados experimentais permitem validar os modelos numéricos considerando diferentes parâmetros influentes no problema.

As principais contribuições esperadas deste trabalho em relação a modelagem deste tipo de ensaio são (i) a verificação e discussão dos parâmetros numérico mais influentes nas modelagens e (ii) estudos paramétricos com o objetivo de avaliar o efeito de diferentes configurações de ligações no respectivo comportamento estrutural da ligação.

4.1 Ensaios experimentais de Deng *et al.* (2023)

No programa experimental desenvolvido por Deng *et al.* (2023), foram ensaiadas lajes de concreto pré-moldadas conectadas por ligação com UHPC submetida a flexão. Neste trabalho foram selecionadas oito lajes para o desenvolvimento dos modelos numéricos. Na Figura 4.1, é apresentado as diferentes configurações de projeto de ligações utilizados por Deng *et al.* (2023).

Figura 4.1 - Geometria das lajes testadas (dimensões em mm).



Fonte: Adaptado de Deng *et al.* (2023).

O programa experimental considerou lajes com diferentes opções de projeto da ligação tais como: (i) comprimento de emenda por traspasse, (ii) detalhamento do tipo de emenda da armadura na ligação, (iii) taxa de armadura e (iv) forma da ligação. Na Tabela 4.1 estão descritos os detalhes dos modelos testados por Deng *et al.* (2023).

Tabela 4.1 - Parâmetros dos modelos experimentais.

Modelos	Índices	Forma da interface da ligação	ρ (%)	Detalhe da emenda da armadura	L (m)
A	ICBD	-	-	-	-
B	RA-332-1.13	Retangular	1,13	Laço com anel	332
	RA-354-1.13	Retangular	1,13	Laço com anel	354
C	RS-120-1.13	Retangular	1,13	Reta	120
	RS-180-1.13	Retangular	1,13	Reta	180
D	RS-120-1.35	Retangular	1,35	Reta	120
	RS-240-1.35	Retangular	1,35	Reta	240
E	DS-240-1.13	Diamante	1,13	Reta	240

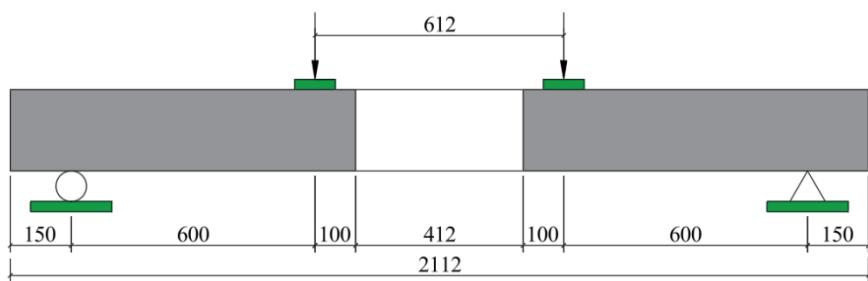
Fonte: Deng *et al.* (2023).

O modelo A é uma laje de concreto monolítica sem descontinuidade da armadura usada como referência no programa experimental. Os modelos B, C e D foram projetados para investigar a influência do detalhe das emendas e da taxa de armadura longitudinal no comportamento à flexão da ligação com UHPC, respectivamente. O modelo E foi projetado com uma ligação em forma de diamante para verificar a influência da forma da interface.

Os modelos foram designados da seguinte forma: “forma da ligação (R = retangular; D = Diamante); detalhamento da emenda da armadura (A = Anel; S = Reta); comprimento emenda da armadura – L (mm); taxa de armadura (1.13% ou 1.35%)”. Por exemplo, o espécime RA-332-1.13 é referente ao tabuleiro com ligação de formato retangular e as armaduras longitudinais foram emendadas por traspasse com reforço da armadura de sobreposição em anel, conforme mostrado na Figura 4.1e. Enquanto isso, a taxa de armadura de flexão e o comprimento de emenda da armadura são 1,13 % e 332 mm, respectivamente.

Todas as lajes são retangulares com as mesmas dimensões em planta de 2112 mm × 1000 mm e com 200 mm de espessura. Os espécimes com ligação em UHPC eram compostos por dois painéis em CPM com dimensões de 850 mm × 1000 mm × 200 mm, sendo a ligação com 412 mm de comprimento. No estudo de Deng *et al.* (2023) foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos para investigar o comportamento ao momento fletor dos modelos conforme detalhado na Figura 4.2, onde o trecho central está sob momento fletor constante.

Figura 4.2 - Detalhe do ensaio de flexão em quatro pontos.



Fonte: Adaptado de Deng *et al.* (2023).

As duas cargas verticais são aplicadas próximas a ligação utilizando um atuador hidráulico mecânico. Desta forma, tanto a ligação com UHPC quanto parte do painel de CPM estavam na região de flexão pura (sem força cortante) para investigar o comportamento da ligação sob flexão. As amostras foram submetidas a um carregamento monotônico até a ruína do elemento.

A Tabela 4.2 descreve as propriedades dos materiais utilizados nos ensaios experimentais. Para o painel em CPM, a resistência à compressão média do concreto foi de 52,2 MPa. A resistência à tração e o módulo de elasticidade do CPM não foram relatadas. Desse modo, foram utilizadas as expressões do Model Code 2010 (FIB, 2012) para estimar os valores de resistência à tração e o módulo de elasticidade do CPM.

A resistência média à compressão e o módulo de elasticidade do UHPC foi de 131,3 MPa e 41,4 GPa respectivamente. Foram utilizados cerca de 2,5% de volume de fibras de aço retas na mistura do UHPC. A resistência à tração do UHPC foi estimada a partir da Equação 3.1, Fehling *et al.* (2014) afirma que os resultados obtidos pela equação aplicada para UHPC são justificados.

A armadura das lajes foi constituída por barras de aço HRB400 com diâmetro (d_b) de 12 mm, que foram dispostas longitudinalmente e transversalmente. O cobrimento de concreto foi de 25 mm. Foi utilizado o espaçamento de 150 mm para as barras transversais ($\rho_t = 0,8\%$) e 100 mm para as barras longitudinais ($\rho_l = 1,13\%$), com exceção do modelo D que utilizou o espaçamento de 80 mm para as barras longitudinais para corrigir a taxa de armadura ($\rho_l = 1,35\%$). A tensão de escoamento da armadura foi de 409,6 MPa.

Tabela 4.2 - Propriedades dos materiais.

Material	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Aço	409,6	552,9	205,8
	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
CPM	52,2	4,2	37
UHPC	131,3	7,75	41,4

Fonte: Deng *et al.* (2023).

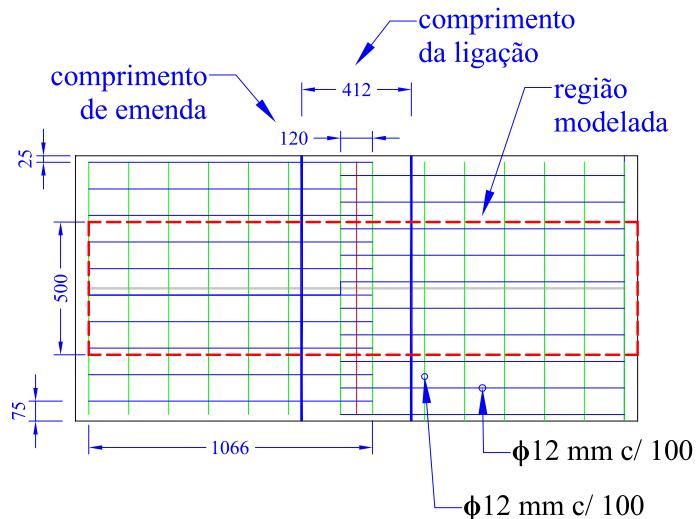
4.2 Modelagem numérica

Para a calibração foram realizadas simulações até que os modelos numéricos pudessem representar satisfatoriamente o comportamento experimental. As propriedades geométricas e dos materiais do estudo experimental foram adicionadas ao DIANA FEA.

A discretização das lajes foi realizada através de elementos finitos tridimensionais, esta opção foi considerada para a verificação da formação das bielas na ligação conforme abordado no Item 2.5.3.

Sabe-se que a adoção de modelos com não-linearidade física no software demanda um custo computacional considerável. Desse modo foi modelado o equivalente a 1/2 do ensaio experimental, conforme a Figura 4.3.

Figura 4.3 - Detalhes do modelo numérico, geometria e detalhamento das armaduras.



Fonte: Autor.

4.2.1 Modelos constitutivos dos materiais

Neste tópico são apresentados os modelos constitutivos considerados nos materiais utilizados na modelagem, como o concreto e aço das armaduras.

4.2.1.1 Concreto simples e o UHPC

Para os concretos foi adotado o modelo de Deformações Totais (*Total Strain Model*), o qual é baseado na Teoria do Campo de Compressão Modificada (*Modified Compression Field Theory*), proposta por Vecchio e Collins (1986) e modificada por Selby e Vecchio (1997). As propriedades do concreto simples foram empregadas na lajes pré-moldadas, já para as ligações foi considerado o UHPC. As Tabela 4.3 e Tabela 4.4 apresentam, respectivamente, os parâmetros de entrada do comportamento do CPM e UHPC sob tração e compressão.

Tabela 4.3 - Propriedade do concreto normal utilizado nas lajes pré-moldadas

Parâmetros	Valor adotado	Observações
Módulo de elasticidade (E_c)	37000 MPa	Calculado de acordo com o Model Code 2010
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2	
Modelo de fissuração	Modelo de Deformações Totais de fissuras fixas	
Comportamento à tração	Hordijk (1991)	
Resistência à tração (f_t)	4,2 MPa	Calculado de acordo com o Model Code 2010
Energia a fratura à tração (G_f)	0,1488 N/mm	Calculado de acordo com o Model Code 2010
Resistência à compressão (f_c)	52,2 MPa	Determinado experimentalmente
Comportamento à compressão	Modelo Parabólico Feenstra (1993)	
Energia de fratura à compressão (G_c)	37,2 N/mm	$G_c=250 G_f^a$

Fonte: Autor.

Tabela 4.4 - Propriedade do concreto utilizado nas ligações com UHPC

Parâmetros	Valor adotado	Observações
Módulo de elasticidade (E_c)	41400	Determinado experimentalmente
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2	
Modelo de fissuração	Modelo de Deformações Totais de fissuras fixas	
Comportamento à tração	Fehling <i>et al.</i> (2014)	
Resistência à tração (f_t)	7,75 MPa	Model Code 2010
Resistência à compressão (f_c)	131,4	Determinado experimentalmente
Comportamento à compressão	Thorenfeldt (1987)	

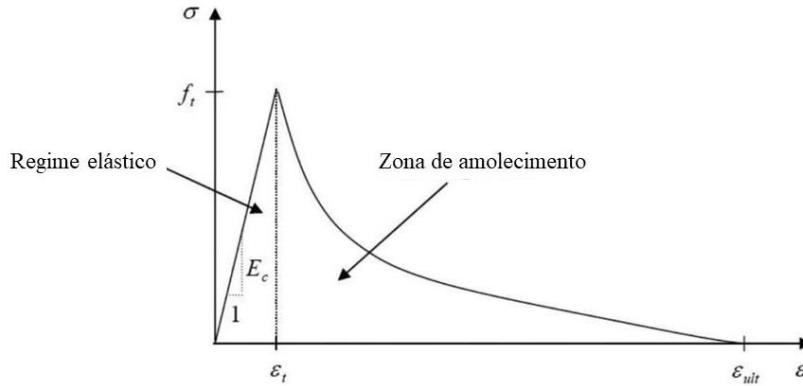
Fonte: Autor.

Os modelos constitutivos adotados para representar o comportamento à tração do concreto normal utilizado nas lajes pré-moldadas foram o modelo de Hordijk (1991) e para o UHPC foi adotado o modelo de Fehling *et al.* (2014).

A curva proposta por Hordijk (1991) estabelece uma relação linear-elástica até o ponto de resistência à tração máxima (Figura 4.4), e após a fissuração, uma lei constitutiva baseada na energia de fratura relaciona a tensão de tração normal (f_t) com a deformação normal à fissura (ϵ) que é utilizada para descrever o amolecimento do concreto. A energia de fratura (G_f) é definida como a quantidade de energia necessária para propagar uma fissura de superfície unitária. A curva de comportamento à tração proposta por Hordijk (1991) é descrita pela equação abaixo e está disponível no DIANA FEA.

^a NAKAMURA e HIGAI (2001) – Porque esta nota de rodapé?????

Figura 4.4 - Modelo do diagrama tensão-deformação à tração no concreto.



Fonte: DIANA FEA (2023) e Hordijk (1991)

$$\frac{\sigma(\varepsilon)}{f_t} = \left(1 + c_1 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}}\right) e^{-c_2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}}} - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (4.1)$$

Onde os valores das constantes são $c_1 = 3$ e $c_2 = 6,93$. O valor da deformação última (ε_{ult}) corresponde à abertura de fissura na qual a resistência à tração residual é nula é definida por:

$$\varepsilon_{ult} = 5,14 \frac{G_F}{h f_t} \quad (4.2)$$

Nos modelos de fissura distribuída, o valor da largura de banda (h) define o comprimento no qual a largura de fissura (*crack width*), w , é distribuída em cada ponto de integração do elemento. Desta forma, é garantido que o processo de fissuração seja independente do tamanho do elemento finito. O valor da largura de banda depende do tipo de elemento, do seu tamanho e dos pontos de integração e é calculado automaticamente no software utilizado.

O valor da energia de fratura G_f é calculado a partir da Equação 4.3 definida pelo Model Code 2010 (FIB, 2012):

$$G_f = 73 f_c^{0,18} \quad [N/mm] \quad (4.3)$$

O modelo de Fehling *et al.* (2014) foi adotado por Sousa *et al.* (2021) para representar o comportamento à tração do UHPC devido a consideração dos efeitos das fibras no concreto. A formulação é baseada na relação tensão-abertura de fissura conforme a Equação 4.4.

$$f_t(w) = f_{ct} \left(1 - 2 \frac{w}{l_f}\right)^2 \quad (4.4)$$

Onde l_f é o comprimento das fibras de aço, que para o modelo foi utilizado 13 mm.

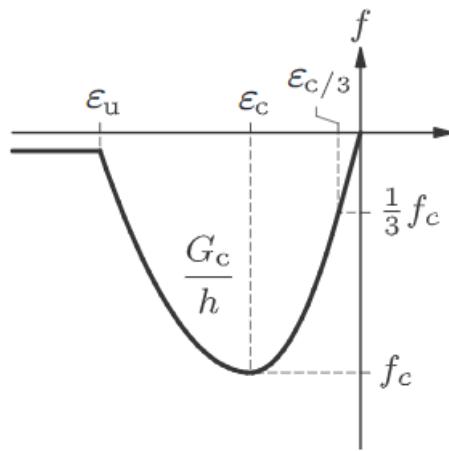
Como o modelo de Fehling *et al.* (2014) não está disponível no DIANA FEA, os dados de entrada foram inseridos utilizando a curva multilinear, o qual permite ajustar a curva manualmente em termos de tensão-deformação. Nesse sentido, A deformação de tração após a fissuração pode ser descrita em termos da abertura da fissura a partir da seguinte relação cinemática:

$$\varepsilon_t = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{w}{l_{eq}} = \varepsilon_{t,cr} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (4.5)$$

O comportamento do concreto à compressão foi considerado para o concreto normal a curva proposta por Feenstra (1993) e Thorenfeldt (1983) para o UHPC, ambos os modelos se encontram disponíveis no DIANA FEA. Os modelos de compressão foram adotados por melhor se ajustarem aos resultados do modelo experimental, dentre as alternativas disponíveis no *software*.

A curva proposta por Feenstra (1993), conforme a Figura 4.5, é baseada na energia da fratura e divide o comportamento do concreto em três valores de deformação: $\varepsilon_{c/3}$ é a deformação onde é atingida um terço da resistência à compressão, ε_c é a deformação na qual a tensão de compressão é igual a resistência de compressão e ε_u é a deformação última na qual o concreto amolece completamente.

Figura 4.5 - Curva parabólica do comportamento do concreto à compressão proposta por Feenstra.



Fonte: DIANA FEA (2023) e Feenstra (1993).

As deformações que dividem as curvas são obtidas a partir das seguintes expressões:

$$\varepsilon_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E_c} \quad (4.6a)$$

$$\varepsilon_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} \quad (4.6b)$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c} \quad (4.6c)$$

A curva parabólica é, portanto, descrita como:

$$\sigma(\varepsilon) = \begin{cases} -\frac{1}{3} \frac{f_c \varepsilon}{\varepsilon_{c/3}} & \text{se } \varepsilon_{c/3} < \varepsilon \leq 0 \\ -\frac{f_c}{3} \left[1 + 4 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c/3}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{c/3}} \right) \right] - 2 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c/3}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{c/3}} \right)^2 & \text{se } \varepsilon_c < \varepsilon \leq \varepsilon_{c/3} \\ -f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c/3}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{c/3}} \right)^2 \right]^2 & \text{se } \varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_c \\ 0 & \text{se } \varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.7)$$

O amolecimento do concreto é dependente da energia de esmagamento G_c e da largura da banda h . De acordo com Nakamura e Higai (2001), a energia de esmagamento G_c pode ser estimada em 250 vezes a energia de fratura à tração G_f .

O modelo de tensões de compressão proposto por Thorenfeldt *et al.* (1987) é descrito a partir da seguinte expressão:

$$\sigma(\varepsilon) = f_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left[\frac{n}{n - \left(1 - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^{nk} \right)} \right] \quad (4.8)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto;

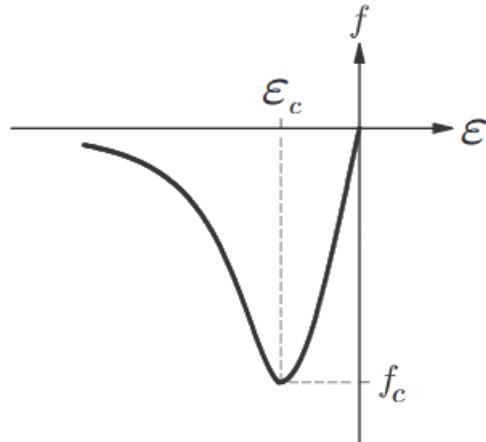
ε_c é a deformação na qual a tensão de compressão é igual a resistência à compressão;

as constantes são definidas como:

$$n = 0,80 \frac{f_c}{17} \quad ; \quad k = \begin{cases} 1 & \text{se } \varepsilon_c < \varepsilon \leq 0 \\ 0,067 + \frac{f_c}{62} & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_c \end{cases} \quad (4.9)$$

A representação gráfica da curva do comportamento à compressão de Thorenfeldt *et al.* (1987) é mostrada na Figura 4.6.

Figura 4.6 - Curva do comportamento do concreto à compressão proposta por Thorenfeldt.

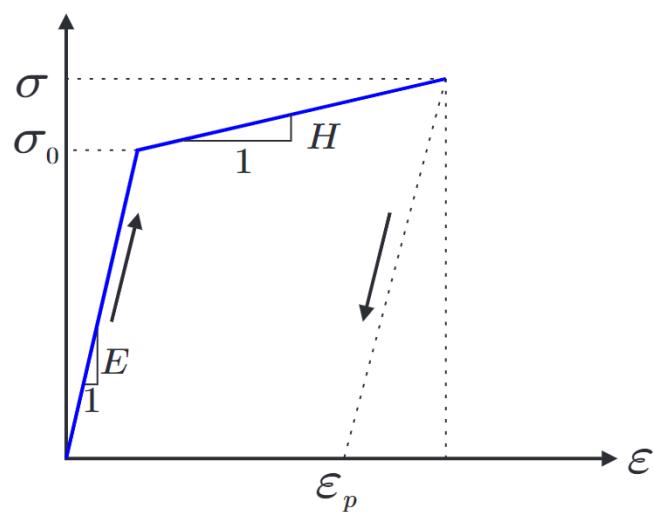


Fonte: DIANA FEA (2023) e Thorenfeldt *et al.* (1997).

4.2.1.2 Aço

O modelo constitutivo adotado para as armaduras foi o elastoplástico com endurecimento (Figura 4.7) e função de plastificação de von Mises (von Mises plasticity). Foi considerado para o modelo de endurecimento plástico o *Plastic Strain-yield stress*, e, a partir dos dados apresentados na Tabela 4.2, foi fornecida a curva tensão-deformação (*Strain-Stress diagram*) do aço.

Figura 4.7 - Modelo constitutivo do aço elástico-plástico com endurecimento.



Fonte: Díaz (2018).

4.2.2 Interfaces

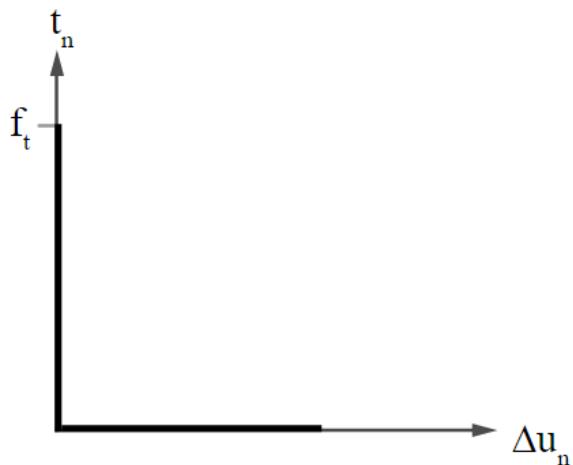
Neste tópico são estudados os modelos de interação entre concretos de idades diferentes e o concreto com armadura.

4.2.2.1 Modelagem da interface entre a ligação UHPC e as lajes pré-moldadas

Para a simulação do comportamento das lajes com concreto produzidos em idades diferentes, deve-se realizar a introdução de elementos de interface no modelo numérico para simular a aderência da interface entre o UHPC e o concreto normal.

O modelo não linear de interface escolhido foi de fissuração discreta (*Discrete Cracking*) disponível no DIANA FEA, com o critério de comportamento a tração como Ruptura Frágil (*Brittle Cracking*). Isso significa que após o critério de resistência ter sido atingido, uma redução total na resistência à tração da interface (f_t) é alcançada (DIANA FEA, 2023), conforme mostrado na Figura 4.8.

Figura 4.8 - Comportamento de ruptura frágil da interface.



Fonte: DIANA FEA (2023).

Esse comportamento pode ser escrito como:

$$\frac{f_n(\Delta u_n)}{f_t} = \begin{cases} 1 & \text{se } \Delta u_n \leq 0 \\ 0 & \text{se } 0 \leq \Delta u_n \leq \infty \end{cases} \quad (4.10)$$

Na Tabela 4.5 são mostrados os dados de entrada do modelo dos parâmetros de interface entre as lajes de concreto normal e a ligação com UHPC. Os parâmetros de caracterização da

interface utilizados foram obtidos a partir do estudo de Prado (2020) considerando o tratamento da interface com agregados expostos.

Tabela 4.5 - Parâmetros da interface do UHPC com as lajes pré-moldadas.

Parâmetros	Valor adotado	Observações
Modelo constitutivo	<i>Discrete Cracking</i>	Disponível no DIANA FEA
Rigidez normal (K_n)	241,4 MPa	Prado (2020)
Rigidez tangencial (K_t)	161,5 MPa	Prado (2020)
Resistência à tração ($f_{t,f}$)	4,2 MPa	Prado (2020)
Comportamento à tração	<i>Brittle Cracking</i>	Disponível no DIANA FEA
Comportamento ao cisalhamento	<i>Zero shear traction</i>	Disponível no DIANA FEA

Fonte: Autor.

Temos que $f_{t,f}$ é resistência à tração na flexão do concreto e os parâmetros de rigidez na direção normal e tangencial são dados, respectivamente, por K_n e K_t .

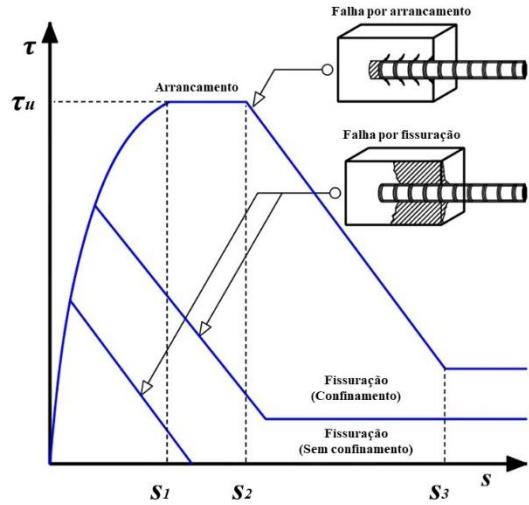
4.2.2.2 Modelagem da interface entre o aço e o concreto

De modo geral, a consideração da aderência perfeita da armadura e o concreto é adotada para a maioria das simulações numéricas, no entanto há variadas situações em que é necessária a consideração da perda de aderência entre as barras de aço e o concreto. Por exemplo, a verificação de possíveis rupturas da ancoragem por comprimento insuficiente do traspasse.

Nesse sentido, os modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) permitem simular o escorregamento relativo entre as barras de aço e o concreto. Os modelos de *bond-slip* são baseados em formulações que relacionam as tensões de cisalhamento e o valor do deslocamento relativo entre o concreto e o aço. Nas simulações numéricas, o comportamento mecânico do escorregamento pode ser simulado através de elementos de interface de espessura zero.

Neste estudo, foi considerado para as barras longitudinais localizadas na região do concreto normal utilizado nas lajes pré-moldadas o modelo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2012). A curva de *bond-slip* sugerida pelo Model Code 2010, Figura 4.9, está disponível no DIANA FEA.

Figura 4.9 - Relação tensão de aderência-deslizamento Model Code 2010.



Fonte: Adaptado de *fib* (2012).

Os parâmetros para definição da curva *bond-slip* são apresentados na Tabela 4.6. Nesta simulação foi considerado o modelo de ruptura por fissuração (*splitting*) devido ao cobrimento insuficiente do concreto (para consideração da curva “*Pull-out*” seria necessário um cobrimento maior que $5d_b$ das armaduras). Para o ensaio de flexão foi considerado boas condições de aderência (armadura na região inferior da laje) e confinamento (devido a existência de armadura transversal na região de emenda), a partir disso foi escolhido para determinar o comportamento de aderência o modelo 4 da Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Parâmetros para definição da relação *bond-slip* do Model Code 2010.

1	2	3	4	5	6
Arrancamento			Fissuração		
$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s > \varepsilon_{s,y}$			
Boas cond. aderência	Outras cond. aderência	Boas cond. aderência	Outras cond. aderência	Boas cond. aderência	Outras cond. aderência
τ_u	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$7.0\left(\frac{f_c}{20}\right)^{0.25}$	$8.0\left(\frac{f_c}{20}\right)^{0.25}$	$5.0\left(\frac{f_c}{20}\right)^{0.25}$
s_1	1.0mm	1.8mm	$s(\tau_u)$	$s(\tau_u)$	$s(\tau_u)$
s_2	2.0mm	3.6mm	s_1	s_1	s_1
s_3	c_{clear}	c_{clear}	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$	$1.2s_1$
A	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_f	$0.4\tau_u$	$0.4\tau_u$	0	$0.4\tau_u$	0

Fonte: FIB (2012).

Onde c_{clear} é a distância entre nervuras da barra.

A interação entre a armadura e o UHPC na região da ligação exige uma análise mais cuidadosa para a escolha do modelo de aderência. Embora os comportamentos de tração e

compressão do UHPC sejam relativamente bem compreendidos, falta uma análise aprofundada do comportamento do UHPC, especificamente a resistência de ligação entre o UHPC e o reforço de barras de aço, e os dados publicados mostram uma grande dispersão (Alkaysi; El-Tawil, 2017).

Segundo Roy, Hollmann e Wille (2017) o UHPC tem uma tensão de aderência muito maior do que o concreto normal, desde que o cobrimento necessário esteja suficiente para evitar fissuras. Nesse sentido a tensão máxima de aderência aumenta conforme aumenta a resistência à tração do concreto. Sturm e Visintin (2019) validaram que o modelo de previsão para a resistência última de aderência do concreto de resistência normal não pode ser aplicado ao UHPC.

Nesse contexto, foi realizada uma revisão da literatura para identificar modelos analíticos de previsão da tensão de aderência entre a armadura e o UHPC. Em seguida, foi feita uma comparação entre os resultados desses modelos de previsão e os resultados experimentais de ensaios de tensão de aderência entre a armadura e o UHPC disponíveis na literatura.

Na Tabela 4.7 são apresentados os modelos analíticos de previsão da tensão máxima de aderência (τ_u) selecionados da literatura. Com exceção do Model Code 2010, os modelos analíticos foram selecionados a partir de estudo que considera a interação da armadura com o UHPC.

Tabela 4.7 - Modelos de previsão tensão máxima de aderência.

Referências	Equações
Model Code 2010	$\tau_u = 8 \left(\frac{f_c}{20} \right)^{0,25} \quad (4.11)$
Pan <i>et al.</i> (2023)	$\tau_u = k_f \sqrt{f_c} \left(0,426d_b - 0,954 \right) \left(0,267 \frac{d_b}{l_e} + 0,0913 \frac{c}{d_b} + 0,162 \right) \quad (4.12)$ $k_f = 0,6462 + 0,1033V_f \leq 1$
Liang, Huang e Xu (2022)	$\tau_u = \sqrt{f_c} \left(0,13 \frac{c}{d_b} + 0,47V_f \frac{l_f}{d_f} + 3,91 \right) \quad (4.13)$
Roy, Hollmann e Wille (2017)	$\tau_u = \left(0,45 \frac{c}{d_e} + \frac{38,5}{l_e} + 0,23V_f \right) f_t \quad (4.14)$
Shao e Ostertag (2022)	$\tau_u = \left(3,13\sqrt{f_c} - 13 \right) \left(0,29 \frac{c}{d_b} + 0,52 \right) \quad (4.15)$

Fonte: Autor.

Onde: f_c é a resistência à compressão do concreto; f_t é a resistência à tração do concreto; d_b é o diâmetro da barra; c é o cobrimento do concreto; l_e é o comprimento de embutimento da barra no concreto; V_f é o volume de fibras; l_f é o comprimento das fibras; e d_f é o diâmetro das fibras.

As equações do modelo de previsão de tensão máxima de aderência da Tabela 4.8 são testadas e comparadas com os resultados de ensaios experimentais. As características dos ensaios experimentais e a comparação com os modelos de previsão são apresentados na tabela. Na Figura 4.10 também apresenta a comparação entre os resultados experimentais e analíticos. É importante destacar que todos os ensaios experimentais nesta análise utilizaram fibra de comprimento de 13 mm e diâmetro de 0,2 mm.

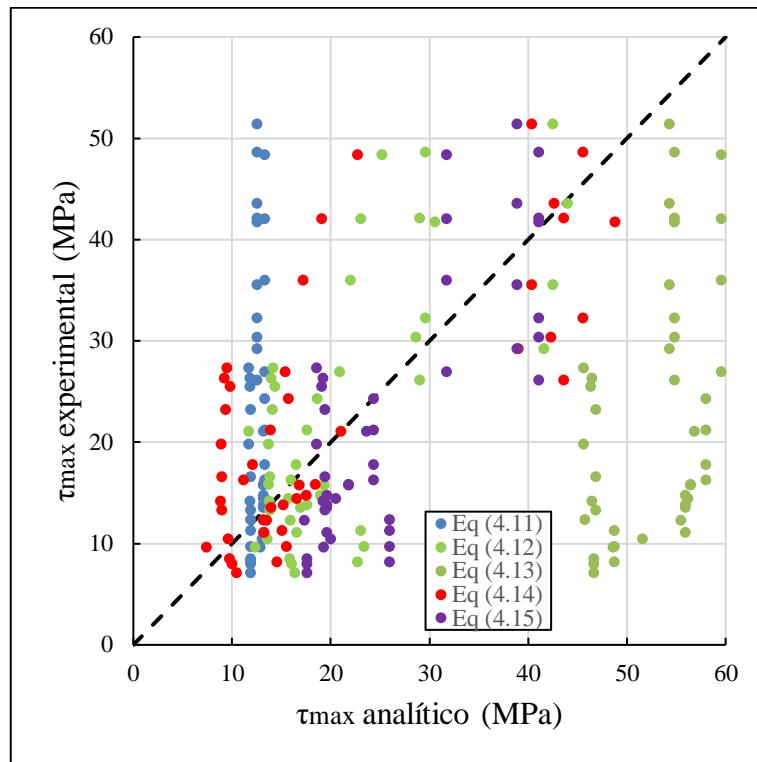
Tabela 4.8 - Comparação dos resultados experimentais e analíticos das tensões máxima aderência.

Referências	f_c	f_t	d_b	C	l_e	V_f	$\tau_{u,exp}$	$\tau_u, Eq(4.11)$	$\tau_{u,exp}/\tau_{u,Eq(4.11)}$	$\tau_u, Eq(4.12)$	$\tau_{u,exp}/\tau_{u,Eq(4.12)}$	$\tau_u, Eq(4.13)$	$\tau_{u,exp}/\tau_{u,Eq(4.13)}$	$\tau_u, Eq(4.14)$	$\tau_{u,exp}/\tau_{u,Eq(4.14)}$	$\tau_u, Eq(4.15)$	$\tau_{u,exp}/\tau_{u,Eq(4.15)}$
	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	%	(MPa)	(MPa)									
Soliman <i>et al.</i> (2023)	151	7,4	13	19,5	39	2	24,3	13,26	1,83	18,64	1,30	57,95	0,42	15,70	1,55	24,32	1,00
	151	7,4	13	19,5	52	2	21,2	13,26	1,60	17,57	1,21	57,95	0,37	13,88	1,53	24,32	0,87
	151	7,4	13	19,5	78	2	17,8	13,26	1,34	16,50	1,08	57,95	0,31	12,05	1,48	24,32	0,73
	151	7,4	13	19,5	104	2	16,3	13,26	1,23	15,96	1,02	57,95	0,28	11,14	1,46	24,32	0,67
	151	7,4	13	32,5	26	2	48,4	13,26	3,65	25,16	1,92	59,55	0,81	22,69	2,13	31,70	1,53
	151	7,4	13	32,5	39	2	42,1	13,26	3,17	23,02	1,83	59,55	0,71	19,03	2,21	31,70	1,33
	151	7,4	13	32,5	52	2	36	13,26	2,71	21,95	1,64	59,55	0,60	17,21	2,09	31,70	1,14
	151	7,4	13	32,5	78	2	27	13,26	2,04	20,88	1,29	59,55	0,45	15,38	1,76	31,70	0,85
Yu <i>et al.</i> (2022)	120,1	14,15	14	68,0	42	1,5	41,76	12,52	3,33	30,55	1,37	54,79	0,76	48,78	0,86	41,08	1,02
	120,1	14,15	14	68,0	56	1,5	32,27	12,52	2,58	29,57	1,09	54,79	0,59	45,54	0,71	41,08	0,79
	120,1	14,15	14	68,0	70	1,5	26,18	12,52	2,09	28,98	0,90	54,79	0,48	43,59	0,60	41,08	0,64
	120,1	14,15	20	90,0	60	1,5	43,57	12,52	3,48	43,97	0,99	54,28	0,80	42,62	1,02	38,88	1,12
	120,1	14,15	20	90,0	80	1,5	35,59	12,52	2,84	42,49	0,84	54,28	0,66	40,35	0,88	38,88	0,92
	120,1	14,15	20	90,0	100	1,5	29,23	12,52	2,33	41,60	0,70	54,28	0,54	38,98	0,75	38,88	0,75
	120,1	14,15	14	68,0	56	1,5	48,64	12,52	3,88	29,57	1,65	54,79	0,89	45,54	1,07	41,08	1,18
	120,1	14,15	14	68,0	70	1,5	42,13	12,52	3,36	28,98	1,45	54,79	0,77	43,59	0,97	41,08	1,03
	120,1	14,15	14	68,0	84	1,5	30,42	12,52	2,43	28,59	1,06	54,79	0,56	42,30	0,72	41,08	0,74
	120,1	14,15	20	90,0	80	1,5	51,43	12,52	4,11	42,49	1,21	54,28	0,95	40,35	1,27	38,88	1,32
Gao <i>et al.</i> (2024)	145,1	11,81	16	10,0	96	2	12,29	13,13	0,94	15,87	0,77	55,44	0,22	13,49	0,91	17,32	0,71
	145,1	11,81	16	15,0	96	2	13,81	13,13	1,05	17,59	0,79	55,93	0,25	15,15	0,91	19,56	0,71
	145,1	11,81	16	20,0	96	2	15,8	13,13	1,20	19,31	0,82	56,42	0,28	16,81	0,94	21,80	0,72
	145,1	11,81	16	15,0	64	2	14,81	13,13	1,13	18,93	0,78	55,93	0,26	17,52	0,85	19,56	0,76
	145,1	11,81	16	15,0	128	2	13,55	13,13	1,03	16,92	0,80	55,93	0,24	13,97	0,97	19,56	0,69
	145,1	11,81	16	15,0	160	2	11,13	13,13	0,85	16,52	0,67	55,93	0,20	13,26	0,84	19,56	0,57

	145,1	11,81	14	15,0	84	2	14,48	13,13	1,10	15,66	0,92	56,14	0,26	16,54	0,88	20,52	0,71
	145,1	11,81	12	15,0	72	2	15,88	13,13	1,21	13,70	1,16	56,42	0,28	18,39	0,86	21,80	0,73
	145,1	11,81	10	15,0	60	2	21,08	13,13	1,61	11,66	1,81	56,81	0,37	20,98	1,00	23,59	0,89
	140,3	8,17	14	15,0	84	1	10,49	13,02	0,81	13,54	0,78	51,58	0,20	9,56	1,10	20,00	0,52
	133,7	6,98	14	15,0	84	0,5	9,69	12,86	0,75	12,30	0,79	48,59	0,20	7,37	1,32	19,27	0,50
Graybeal (2014)	91,01	5,09	12,7	25,4	76,2	2	27,36	11,68	2,34	14,11	1,94	45,61	0,60	9,49	2,88	18,55	1,48
	93,77	5,25	12,7	25,4	76,2	2	25,54	11,77	2,17	14,32	1,78	46,30	0,55	9,79	2,61	19,04	1,34
	91,01	5,09	12,7	25,4	101,6	2	19,84	11,68	1,70	13,70	1,45	45,61	0,43	8,85	2,24	18,55	1,07
	95,84	5,36	12,7	25,4	101,6	2	23,26	11,84	1,97	14,06	1,65	46,80	0,50	9,32	2,50	19,41	1,20
	94,46	5,29	12,7	25,4	101,6	2	26,34	11,79	2,23	13,96	1,89	46,47	0,57	9,20	2,86	19,16	1,37
	95,84	5,36	12,7	25,4	127	2	16,6	11,84	1,40	13,81	1,20	46,80	0,35	8,91	1,86	19,41	0,86
	95,84	5,36	12,7	25,4	127	2	13,35	11,84	1,13	13,81	0,97	46,80	0,29	8,91	1,50	19,41	0,69
	94,46	5,29	12,7	25,4	127	2	14,23	11,79	1,21	13,71	1,04	46,47	0,31	8,80	1,62	19,16	0,74
Zhou, Qiao (2018)	97,3	7	15,6	25,0	124,8	2	7,1	11,88	0,60	16,35	0,43	46,65	0,15	10,42	0,68	17,59	0,40
	97,3	7	15,6	25,0	156	2	8	11,88	0,67	16,03	0,50	46,65	0,17	9,99	0,80	17,59	0,45
	97,3	7	15,6	25,0	187,2	2	8,5	11,88	0,72	15,82	0,54	46,65	0,18	9,70	0,88	17,59	0,48
	97,3	7	15,6	50,0	218,4	2	8,2	11,88	0,69	22,68	0,36	48,71	0,17	14,55	0,56	25,91	0,32
	97,3	7	15,6	50,0	124,8	2	9,7	11,88	0,82	23,36	0,42	48,71	0,20	15,48	0,63	25,91	0,37
	97,3	7	15,6	50,0	156	2	11,3	11,88	0,95	23,05	0,49	48,71	0,23	15,04	0,75	25,91	0,44
	97,3	7	15,6	50,0	187,2	1	12,4	11,88	1,04	20,07	0,62	45,69	0,27	13,15	0,94	25,91	0,48
	Média										1,80	1,09	0,42	1,29		0,84	
COV%											49,25%	31,41%	45,66%	24,77%		35,58%	

Fonte: Autor.

Figura 4.10 - Comparação de resultados experimentais e analíticos da tensão máxima de aderência.

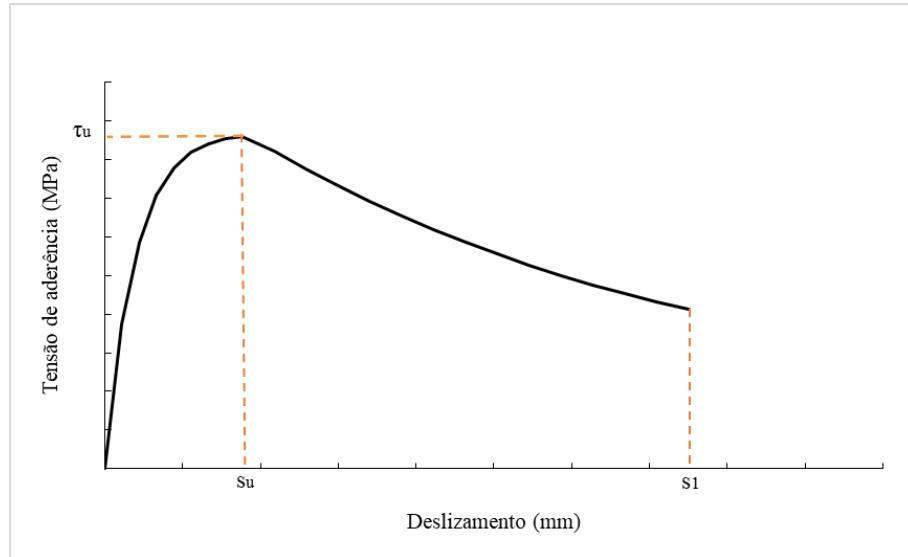


Fonte: Autor.

A partir dos resultados, observa-se que há uma dificuldade entre os modelos analíticos de preverem com precisão o comportamento de aderência dos resultados experimentais, principalmente os que consideram poucos parâmetros de entrada como o Model Code 2010.

O modelo escolhido para representar o comportamento de aderência entre a armadura e o UHPC é o proposto por Pan *et al.* (2023) devido apresentar melhor concordância com os resultados experimentais em relação aos outros, além disso, considera o parâmetro do comprimento de embutimento das barras no concreto (l_e), que é um dos objetivos de análise deste estudo. De modo a complementar a justificativa do modelo escolhido, foi realizado uma validação das curvas *bond-slip* comparando os resultados obtidos no programa experimental de Soliman *et al.* (2023) com o modelo analítico proposto por Pan *et al.* (2023), os resultados podem ser observados no Apêndice C.

A curva *bond-slip* do modelo de Pan *et al.* (2023) é composta por um trecho ascendente até a tensão de aderência máxima (τ_u) e um trecho descendente, conforme pode-se observar na Figura 4.11.

Figura 4.11 - Curva *bond-slip* para o UHPC.Fonte: Pan *et al.* (2023).

O trecho ascendente da curva ($0 < S < S_u$) inclui o estágio de microdeslizamento e o estágio de deslizamento por fricção de intertravamento o qual é descrita por:

$$\tau = \tau_u \left(1 - e^{-\frac{S}{\alpha S_u}} \right)^\beta \quad (4.16)$$

Onde $\alpha = 0,263$ e $\beta = 1,213$.

Para o trecho descendente ($S_u < S < S_l$), a curva é descrita pela Equação 4.17:

$$\tau = \tau_u \left(1 - 0.252 \left(\frac{S}{S_u} - 1 \right) + 0.034 \left(\frac{S}{S_u} - 1 \right)^2 - 0.002 \left(\frac{S}{S_u} - 1 \right)^3 \right) \quad (4.17)$$

A determinação do pico de deslizamento (S_u), que corresponde ao ponto da tensão de aderência máxima para que ocorra a falha da ancoragem, é definida por:

$$S_u = 0.4w_r \left(1 + 0.5V_f \right) \left(0.293 + 0.056 \frac{C}{d_b} \right) \quad (4.18)$$

Onde w_r é a largura das nervuras da barra de aço, o qual é adotado para a simulação 4,8 mm. O valor adotado para o deslizamento S_l é dado por:

$$S_l = 0.83S_r \quad (4.19)$$

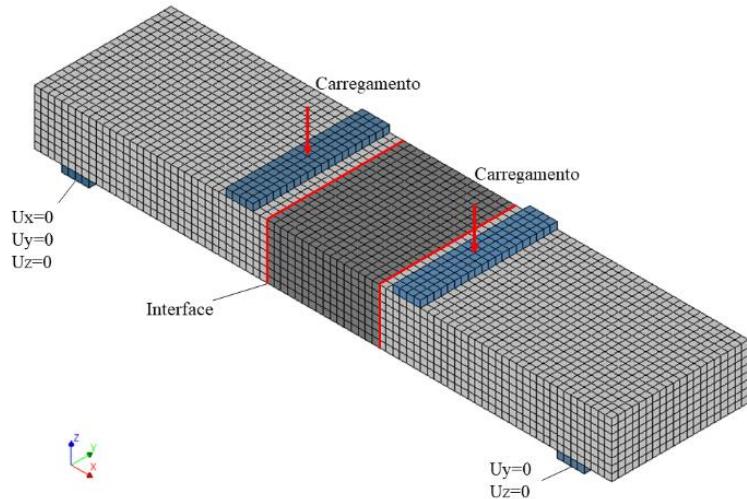
Onde S_r é o espaçamento entre nervuras o qual foi adotado o valor de 7,9 mm para a simulação.

4.2.3 Condições de carregamento e contorno

Nas condições de carregamento optou-se por considerar a imposição de deslocamento incremental representando o atuador hidráulico na região de aplicação de carga, devido a uma melhor análise do comportamento não-linear da estrutura depois do pós-pico de carregamento.

Conforme a Figura 4.12, a carga vertical é aplicada uniformemente em ambos os lados do modelo através de duas placas de aço rígidas com largura de 100 mm e espessura de 20 mm, impondo um deslocamento vertical de 50 mm. O deslocamento imposto foi de 0.2 mm aplicado em 250 incrementos de carregamento, totalizando um deslocamento final de 50mm.

Figura 4.12 - Malha de elementos finitos e condições de contorno do modelo numérico.



Fonte: Autor.

Foi considerado também placas rígidas de aço para os dois pontos apoios, com os três graus de liberdade de deslocamento x, y e z restringidos no lado esquerdo. Além disso, os graus de liberdade de deslocamento y e z da placa no lado direito foram restringidos para formar uma condição de contorno de suporte simples, os graus de liberdade de rotação foram permitidos de modo a evitar o aparecimento de concentrações de tensões devido ao apoio.

Com o objetivo de representar melhor o comportamento experimental, foram criados elementos de interfaces (CQ48I) entre a laje pré-moldada e as placas de apoio e de carregamento, além de serem utilizados na interface entre o CPM e o UHPC.

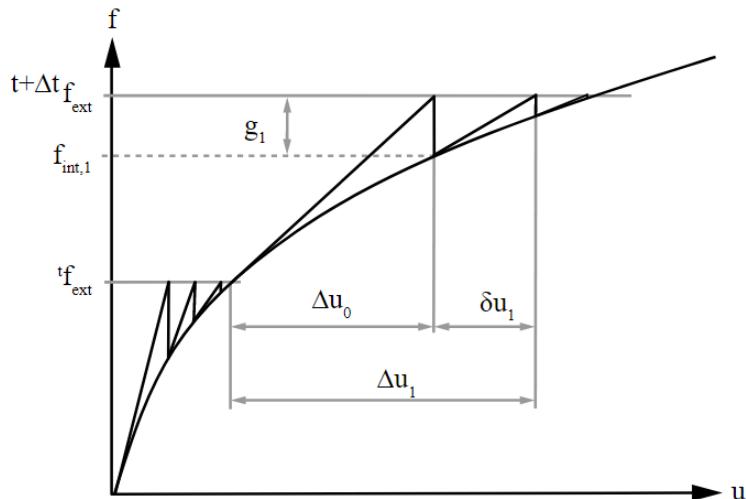
Para os dados de entrada da interface entre as placas de apoio e carregamento e a laje foi considerado a rigidez normal de 0,4 MPa e rigidez tangencial de 1,0 MPa com o comportamento não linear da interface. Os dados das rigidezes foram definidos a partir da calibração com o modelo experimental de modo a ajustar as curvas força deslocamento. Os

dados de entrada considerados na interface entre o CPM e o UHPC foram adotados conforme detalhado no Item 4.2.1.1.

4.2.4 Método de solução e critérios de convergência numérica

O método de solução adotado foi o secante, ou método Quasi-Newton com formulação BFGS, onde a matriz de rigidez tangente é calculada utilizando a direção secante entre duas soluções consecutivas prévias, permitindo assim uma atualização da matriz de rigidez em cada iteração, com menor custo computacional do que o método Newton-Raphson. Na Figura 4.13 é mostrado graficamente o processo de convergência do método secante.

Figura 4.13 - Método de solução secante (Quasi-Newton).



Fonte: DIANA FEA (2023).

Os critérios de convergência determinam quando o processo iterativo atinge o equilíbrio e, assim, conclui a iteração do passo de carga. Neste trabalho foi adotado os critérios de convergência de força e energia, sendo suas normas de convergência com tolerância de 10^{-2} e 10^{-4} , respectivamente, com um número máximo de 200 iterações.

4.2.5 Malha de elementos finitos

De modo a determinar o tipo de elemento e a discretização mais adequada na modelagem numérica foi realizado uma análise de sensibilidade relacionado a malha de elementos finitos. Os critérios considerados foram:

- Comparação dos elementos tridimensionais de 8 e 20 nós
- Número de elementos ao longo da altura da laje.

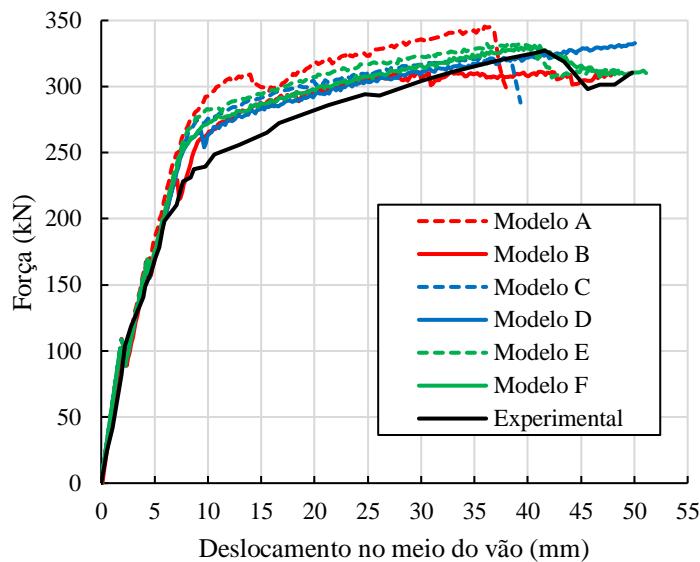
O modelo escolhido para a análise de sensibilidade foi o RS-120-1.13 e os resultados são apresentados na Tabela 4.9 e na Figura 4.14 em termos de curva Força x Deslocamento no meio do vão.

Tabela 4.9 - Malhas de elementos finitos analisadas para o modelo RS-120-1.13.

Modelo	Número de nós	Número de elementos	Número de elementos na espessura da laje	Dimensões dos elementos (a x b x c)	Tipo de elemento	Tempo de processamento	Carga máxima (kN)	P_{exp}/P_{num}
A	9580	6600	6	33,3x33,3x33,3	HX24L	00:55:52	345,43	0,95
B	32993	6600	6	33,3x33,3x33,3	CHX60	02:49:07	311,54	1,05
C	18765	14400	8	25x25x25	HX24L	01:19:09	322,06	1,02
D	67709	14400	8	25x25x25	CHX60	05:26:36	332,85	0,98
E	35380	31720	10	20x20x20	HX24L	03:42:13	333,05	0,98
F	131010	31720	10	20x20x20	CHX60	13:58:31	330,94	0,99

Fonte: Autor.

Figura 4.14 - Comparação das curvas força-deslocamento das diferentes malhas de elementos finitos do modelo RS-120-1.13.



Fonte: Autor.

A partir dos resultados observa-se que os modelos que melhor representaram o comportamento da laje foram os modelos D, E e F, o qual aproximaram-se mais do resultado

experimental que é de 237,2 kN de carregamento máximo. Nesse contexto, os modelos E e F capturaram melhor o pós-pico do carregamento da curva.

Ao comparar os elementos tridimensionais, observa-se que os modelos com 20 nós obtiveram resultados mais próximos do ensaio experimental. Em relação ao número de elementos ao longo da altura, o modelo F foi o mais representativo, como era esperado. Entretanto, o tempo de processamento foi demasiado em comparação aos outros modelos.

Portanto, o modelo adotado para validação do modelo numérico foi a malha D, que demonstrou boa convergência, com menor tempo de processamento sem prejudicar a precisão do resultado.

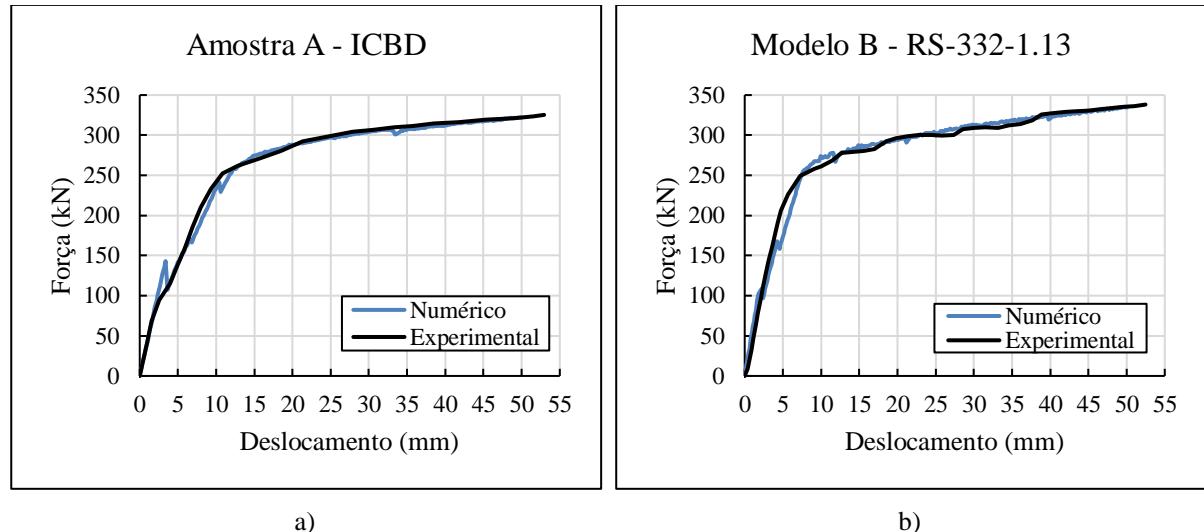
4.3 Análise de Resultados

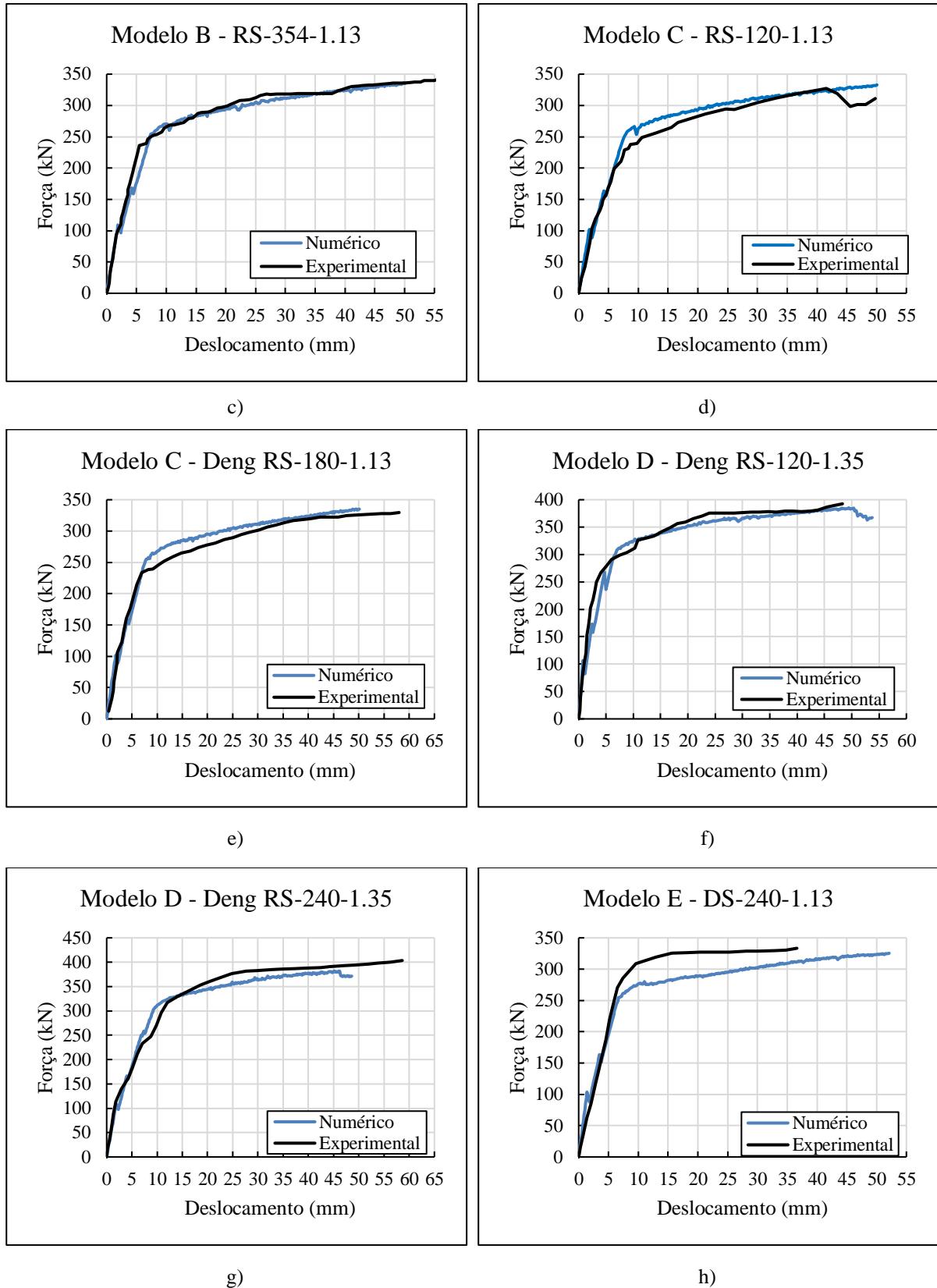
Neste tópico são comparados os resultados do modelo calibrado com os resultados experimentais. As comparações são avaliadas em termos das curvas força x deslocamento no meio do vão, panorama de fissuração e tensões principais de compressão.

4.3.1 Curvas Força x Deslocamento no meio do vão

O processo de calibração foi realizado através de uma comparação entre as curvas Força x Deslocamento medido no meio do vão dos estudos experimentais e as numéricas desenvolvidas no presente estudo, conforme a Figura 4.15.

Figura 4.15 - Comparação das curvas força-deslocamento no meio do vão dos modelos experimentais e numéricos.





Fonte: Autor.

Pode-se afirmar que, a partir da Figura 4.15, que os modelos numéricos reproduziram bem a capacidade resistente à flexão. Ao observar as curvas, pode-se afirmar que o desempenho

mecânico dos modelos é dividido em três estágios: estágio elástico, estágio de fissuração e estágio de escoamento. De forma geral, observa-se um bom ajuste das curvas experimentais e numéricas.

Para melhor análise do desempenho mecânico dos modelos foi realizado comparações entre os resultados numéricos e experimentais das cargas nos pontos de primeira fissura, escoamento do aço e de resistência máxima. A comparação dos pontos de carga obtidos experimentalmente e com os modelos numéricos em elementos finitos é apresentada nas Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Comparação das cargas de primeira fissura (P_c), escoamento do aço (P_y) e resistência máxima (P_u) entre os resultados experimentais e numéricos.

Modelos	Índice	$P_{c,exp}$ (kN)	$P_{c,num}$ (kN)	$P_{c,exp}/P_{c,num}$	$P_{y,exp}$ (kN)	$P_{y,num}$ (kN)	$P_{y,exp}/P_{y,num}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,num}$
A	ICBD	87.3	143.2	0,61	252.1	258.1	0,98	325.3	322.1	1,01
B	RA-332-1.13	103.8	109.2	0,95	226.0	256.1	0,88	338.2	335.2	1,01
	RA-354-1.13	98.1	109.2	0,90	222.8	254.7	0,87	348.2	336.3	1,04
C	RS-120-1.13	101.6	101.2	1,00	228.5	259.4	0,88	327.2	325.3	1,02
	RS-180-1.13	97.2	102.0	0,95	233.6	252.4	0,93	335.4	329.6	1,02
D	RS-120-1.35	116.4	107.0	1,09	267.2	298.2	0,89	399.8	385.4	1,04
	RS-240-1.35	115.5	109.2	1,06	316.9	302.2	1,05	403.4	382.0	1,06
E	DS-240-1.13	119.6	103.5	1,15	270.2	254.6	1,06	333.3	325.4	1,02
Média				0,96			0,94			1,03
COV.				17,13%			8,29%			1,71%

Fonte: Autor.

No ponto de carga onde ocorre a primeira fissura, a relação $P_{c,exp}/P_{c,num}$ apresentou valor médio de 0,96 e o coeficiente de variação de 17,13%. Observa-se que o ponto de primeira fissura obteve os resultados mais divergentes entre os pontos de carga analisados, de modo geral os modelos apresentaram uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos com maior divergência no modelo monolítico ICBD.

No ponto de escoamento, os resultados demonstraram uma melhor convergência entre os modelos experimentais e numéricos, a relação $P_{y,exp}/P_{y,num}$ obteve valor médio de 0,94 e coeficiente de variação de 8,29%. Vale destacar que para a maioria dos modelos numéricos a carga para atingir o escoamento é maior que o registrado nos ensaios experimentais.

Em relação ao ponto de carga máxima, os resultados numéricos mostraram uma excelente concordância com as cargas máximas dos ensaios experimentais. A relação entre as resistências experimentais e numéricas $P_{u,exp}/P_{u,num}$ apresenta um valor médio de 1,03 e coeficiente de variação de 1,71%.

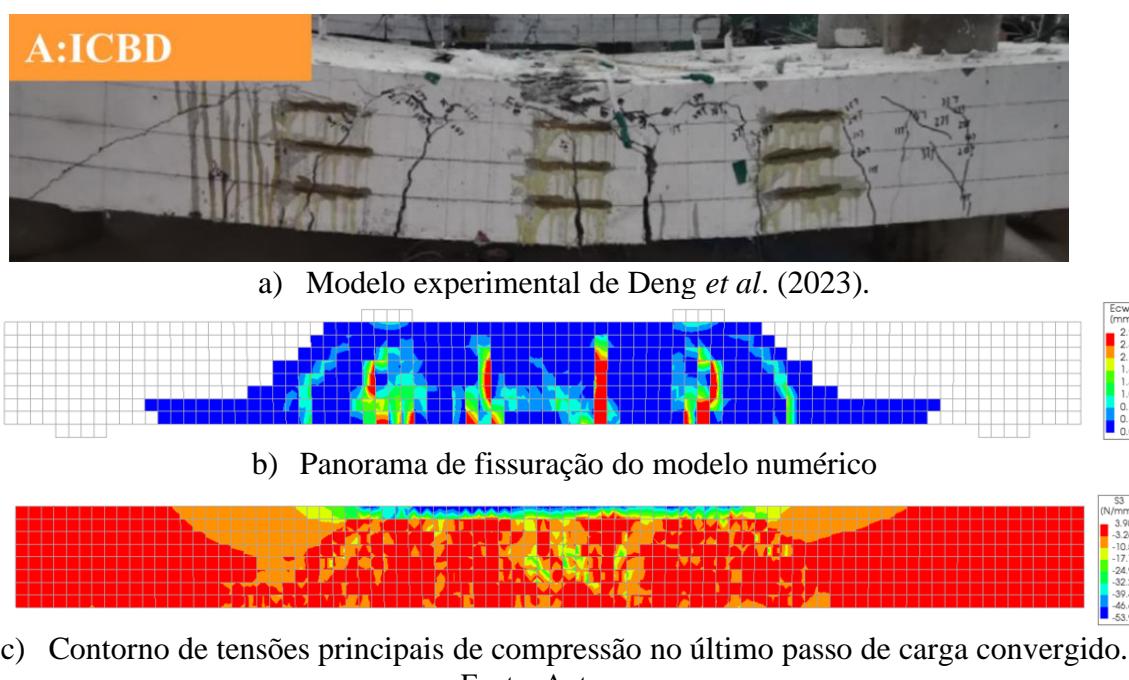
Os resultados indicam que os modelos numéricos em elementos finitos propostos previram com precisão a capacidade resistente à flexão das lajes estudadas por Deng *et al.* (2023). Portanto, conclui-se que os modelos numéricos representaram com uma boa aproximação os resultados experimentais da capacidade resistente à flexão, que é o resultado mais importante do ponto de vista estrutural.

Os resultados dos modelos numéricos mostram que a utilização de UHPC na ligação apresenta um ligeiro aumento capacidade resistente à flexão em todos os casos quando comparado ao modelo de concreto monolítico. Têm-se que a variação do tipo de detalhe de emenda e a forma geométrica da ligação apresentaram pouca influência no comportamento à flexão. Em contrapartida, a taxa de armadura influenciou significativamente o comportamento à flexão, o que era esperado de acordo com os modelos tradicionais de dimensionamento.

4.3.2 Panorama de fissuração e tensões principais

Nas Figura 4.16 a Figura 4.20 são apresentados o panorama de fissuração experimental e numéricos de alguns modelos ensaiados por Deng *et al.* (2023), além disso, é mostrado as tensões principais de compressão para identificar os máximos valores de tensão à compressão na viga no último passo de carga.

Figura 4.16 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo ICBD.

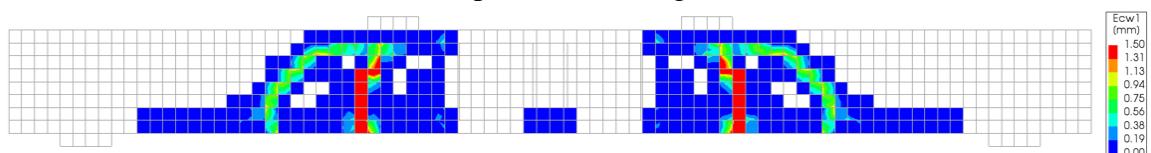


Fonte: Autor.

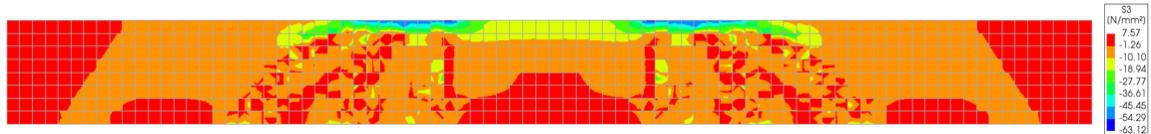
Figura 4.17 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RA-354-1.13.



a) Modelo experimental Deng *et al.* (2023).



b) Panorama de fissuração do modelo numérico



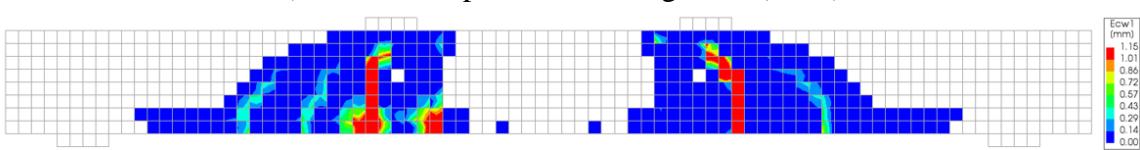
c) Contorno de tensões principais de compressão no último passo de carga convergido.

Fonte: Autor.

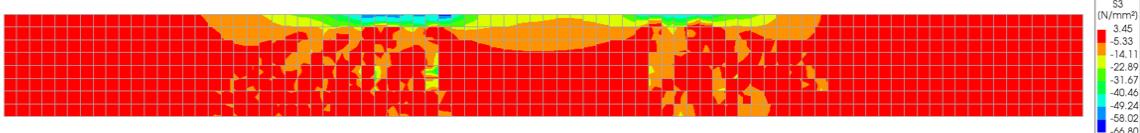
Figura 4.18 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RS-180-1.13.



a) Modelo experimental Deng *et al.* (2023).



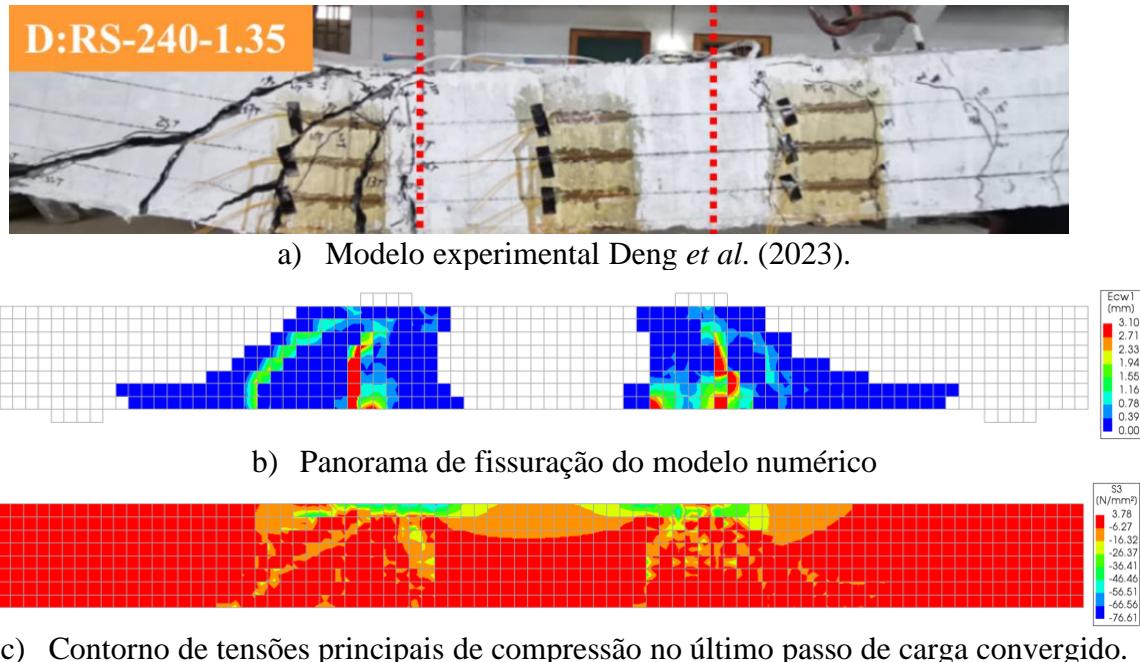
b) Panorama de fissuração do modelo numérico



c) Contorno de tensões principais de compressão no último passo de carga convergido.

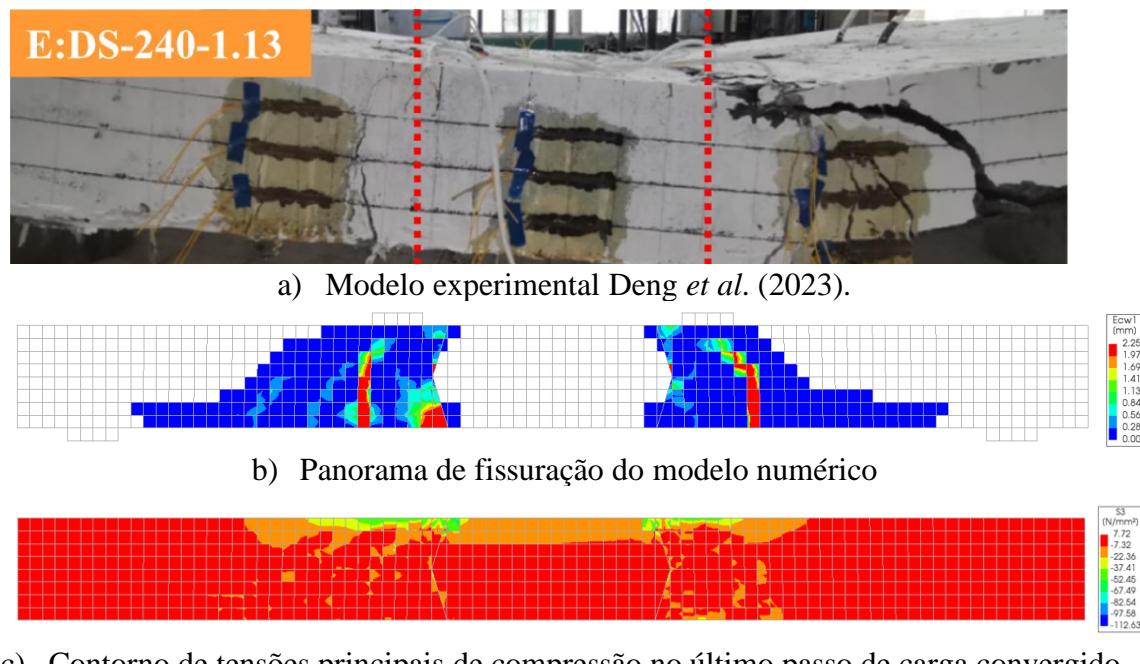
Fonte: Autor.

Figura 4.19 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo RS-240-1.35.



Fonte: Autor.

Figura 4.20 - Panorama de fissuração experimental e numérico e tensões no último passo de carga do modelo DS-240-1.13.



Fonte: Autor.

Observa-se que os modelos numéricos representaram com uma boa aproximação o modo de falha por flexão das lajes. Os locais de fissuração coincidem com os observados nos ensaios de flexão para todos os modelos tratados por Deng *et al.* (2023). É notável que há pouco ou nenhuma fissuração visível na região das vigas onde há UHPC (tanto nos modelos experimentais quanto nos modelos numéricos), demonstrando sua excelente resistência à tração.

No modelo ICBD é observado maior concentração de fissuras no meio do vão. Enquanto nos modelos com ligação em UHPC as fissuras iniciaram nas interfaces e posteriormente na parte inferior do ponto de carregamento e se desenvolvendo obliquamente à interface gradativamente com o aumento da carga.

A análise das tensões principais de compressão no último passo de carga convergido para o modelo monolítico ICBD (Figura 4.16c) demonstra as tensões atingindo o valor de 53.92 MPa no banho superior da viga, o que concorda com o esmagamento observado no ensaio experimental. Nos modelos com ligação com UHPC (Figura 4.17c, Figura 4.18c, Figura 4.19c e Figura 4.20c) é possível visualizar a formação das bielas de compressão inclinadas no ponto de aplicação de carga e externa à região da ligação. Além disso, há uma concentração de tensões nos elementos mais próximos à placa de carga.

A partir dessas comparações quantitativas e qualitativas pode-se considerar a validação dos modelos numéricos construídos para previsões de comportamento à flexão de lajes com ligações preenchidas por UHPC.

4.4 Análise dos modelos analíticos com modelos numéricos

Após a validação dos modelos numéricos, foi realizada uma comparação dos modelos analíticos de previsão de capacidade resistente apresentados no Item 2.5.3 com os resultados experimentais e o obtidos nas simulações numéricas. Na Tabela 4.11 são apresentados os resultados em termos de momentos fletores resistentes os resultados das equações analíticas e as simulações numéricas, na tabela são mostrados a comparação entre os momentos resistentes dos modelos analíticos e numéricos com os resultados experimentais.

Tabela 4.11 - Comparação dos modelos de previsão analíticos da capacidade resistente à flexão com os modelos numéricos.

Modelos	Índice	$M_{u,exp}$ (kNm)	$M_{u,AS}$ (kNm)	$M_{u,AS-UHPC}$ (kNm)	$M_{u,MBT}$ (kNm)	$M_{u,num}$ (kNm)	$M_{u,exp}/$ $M_{u,AS}$	$M_{u,exp}/$ $M_{u,AS-UHPC}$	$M_{u,exp}/$ $M_{u,MBT}$	$M_{u,exp}/$ $M_{u,num}$
A	ICBD	97,6	75,9			96,7	1,29			1,01
B	RA-332-1.13	101,5	75,9	193,7		100,6	1,34	0,52		1,01
	RA-354-1.13	104,5	75,9	193,7		100,7	1,38	0,54		1,04
C	RS-120-1.13	98,2	75,9	193,7	74,3	97,6	1,29	0,51	1,32	1,01
	RS-180-1.13	100,6	75,9	193,7	77,3	98,9	1,33	0,52	1,30	1,02
D	RS-120-1.35	119,8	90,5	207,7	92,6	115,6	1,32	0,58	1,29	1,04
	RS-240-1.35	121,0	90,5	207,7	92,6	114,6	1,34	0,58	1,31	1,06
E	DS-240-1.13	100,0	75,9	193,7	77,3	97,6	1,32	0,52	1,29	1,02
Média							1,33	0,54	1,30	1,02

Fonte: Autor.

Onde o $M_{u,AS}$ é calculado a partir da Equação 2.1; $M_{u,AS-UHPC}$ é calculado a partir da Equação 2.3; e $M_{u,MBT}$ é calculado a partir da Equação 2.7.

Os resultados mostram que os modelos numéricos foram mais precisos na previsão da capacidade resistente das lajes estudadas em comparação aos modelos analíticos.

Entre os modelos analíticos, o modelo de bielas e tirantes apresentou a média mais aproximada, entretanto, subestimou os resultados experimentais em todos os casos, com um valor médio de 1,30.

O modelo de análise da seção também subestimou todos os resultados ficando com um valor médio de 1,33. Por outro lado, o modelo de análise da seção modificado para UHPC superestimou a capacidade resistente das estruturas em todos os casos, com uma média de 0,54.

Em conclusão, os modelos analíticos analisados mostraram grandes dificuldades em prever com precisão a capacidade resistente à flexão das lajes estudadas experimentalmente. Entre eles, o modelo de bielas e tirantes foi o que se mostrou mais coerente, apresentando pouca variabilidade, embora tenha subestimado a capacidade resistente em todos os casos estudados.

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Neste capítulo é apresentado o estudo paramétrico a partir dos modelos numéricos de lajes com ligações de concreto de altíssimo desempenho (UHPC) utilizados para validação com os resultados experimentais discutidos no capítulo anterior. A análise paramétrica mostra como variações nas configurações de projeto de ligação entre lajes pré-moldadas, assim como as vantagens do uso do UHPC em comparação com o concreto normal, influenciam o comportamento das estruturas estudadas, permitindo obter um modelo mais representativo das mesmas.

Neste estudo, propõem-se investigar a influência de seis parâmetros que podem nortear o projeto de tais ligações para pontes: (i) comprimento de emenda da armadura por traspasse, (ii) comprimento da ligação, (iii) resistência à compressão do concreto, (iv) detalhes da armadura na região da ligação, (v) tratamento da superfície da interface entre o UHPC e o CPM e (vi) forma geométrica da ligação. Na prática, estes parâmetros são alguns dos mais importantes pois definem a quantidade de UHPC necessária ao preenchimento da ligação e a quantidade de armadura necessária para garantir adequado comportamento estrutural da ligação. A Tabela 5.1 apresenta o resumo das variáveis estudadas nesta análise paramétrica. Na Figura 5.1 é ilustrado a descrição dos parâmetros de projeto de ligações variados para esta análise.

Tabela 5.1 - Variáveis estudadas na análise paramétrica.

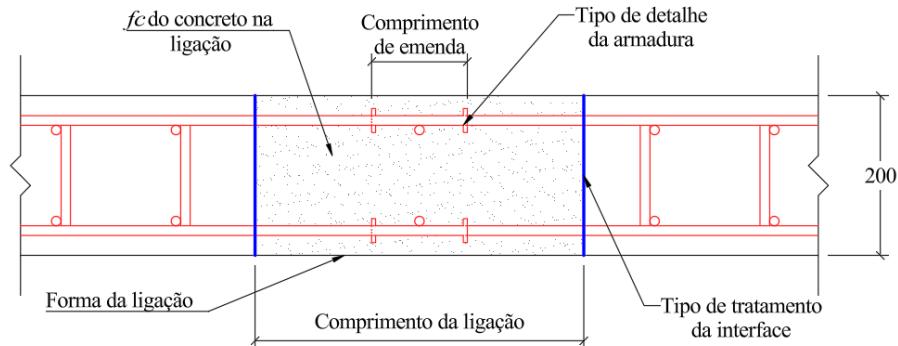
Análise Paramétrica	
Comprimento de emenda	<ul style="list-style-type: none"> • $10d_b$ • $7,5d_b$ • $5d_b$ • $2,5d_b$ • $0d_b$
Comprimento da ligação	<ul style="list-style-type: none"> • 300 mm • 200 mm • 150 mm • 100 mm
Resistência à compressão do concreto da ligação	<ul style="list-style-type: none"> • 52,2 MPa (Concreto Normal) • 110 MPa (UHPC) • 131,3 MPa (UHPC) • 150 MPa (UHPC)
Detalhe da armadura na região da ligação	<ul style="list-style-type: none"> • Reta • Barra com cabeça • Laço em U

Continua

Conclusão	Análise Paramétrica
Tratamento da interface da ligação	<ul style="list-style-type: none"> • Agregado exposto • Aderência perfeita • Fibras de aço exposta • Jato de areia
Forma geométrica da ligação	<ul style="list-style-type: none"> • Retangular • Diamante • T

Fonte: Autor.

Figura 5.1 - Descrição dos parâmetros de projeto de ligações variados neste estudo.



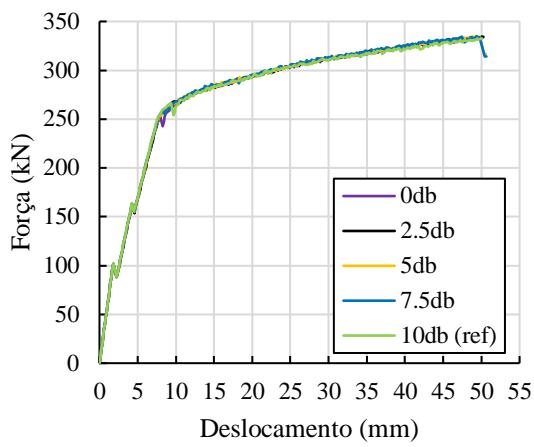
Fonte: Autor.

Para o estudo paramétrico foi escolhido o modelo numérico calibrado RS-120-113 como referência para as propriedades materiais e geométricas. Este modelo tem como características principais: (i) comprimento de emenda de 120 mm ($10d_b$), (ii) taxa de armadura de flexão de 1,13%, (iii) forma da ligação retangular e (iv) armadura reta nas extremidades.

5.1 Efeito do comprimento de emenda por traspasse da armadura

Nessa análise foram comparados os valores para as barras de armadura reta de $10d_b = 120$ mm, $7,5d_b = 90$ mm, $5d_b = 60$ mm, $2,5d_b = 30$ mm e $0d_b = 0$ mm. A Figura 5.2 apresenta em termos de curvas força x deslocamento no meio do vão o efeito da variação do comprimento de emenda por traspasse da armadura.

Figura 5.2 - Curva Força x Deslocamento da variação do comprimento de emenda por traspasse da armadura.

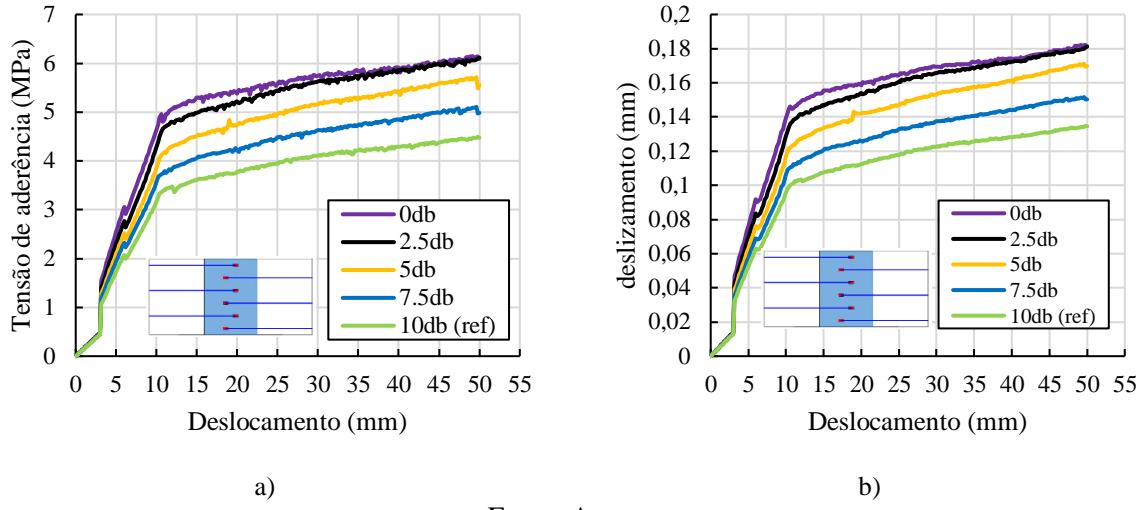


Fonte: Autor.

Os resultados demonstram que a variação do comprimento de emenda da armadura, até mesmo zerar, não influenciou no comportamento da estrutura. Desse modo, nenhum dos modelos apresentou indícios de falha por ancoragem.

Para aprofundar a investigação do comportamento de aderência entre as armaduras longitudinais dos modelos, verificou-se a relação tensão de aderência e o deslizamento da extremidade da armadura em função da imposição de deslocamento do atuador hidráulico, conforme a Figura 5.2. Os resultados da tensão de aderência máxima de cada modelo e suas respectivas tensões de aderência limite da armadura na região da ligação com UHPC são apresentados na Tabela 5.2. Estes valores são calculados com base no modelo de Pan *et al.* (2023), conforme discutido no Item 4.3.3, onde a tensão última varia conforme o comprimento da barra de aço na região da ligação como observado na Figura 5.3.

Figura 5.3 - Variação do comprimento de emenda da armadura. a) Curva Tensão de aderência x Deslocamento do atuador. b) Curva Deslizamento x Deslocamento do atuador.



Fonte: Autor.

Tabela 5.2 - Relação da tensão de aderência máxima obtida pelo modelo numérico e tensão de aderência limite da análise paramétrica de comprimento de emenda.

Modelo	Tensão máxima de aderência do modelo numérico (MPa)	Tensão de aderência limite (MPa)	τ/τ_u
10db (ref)	4,49	17,35	0,259
7.5db	5,10	17,38	0,294
5db	5,71	17,43	0,328
2.5db	6,11	17,47	0,350
0db	6,14	17,52	0,351

Fonte: Autor.

A falha de ancoragem da armadura ocorre quando a tensão de aderência alcançar a tensão de aderência limite. Observa-se na Figura 5.3a que a redução do comprimento de emenda resulta no aumento da tensão de aderência da armadura. Entretanto, a tensão de aderência máxima obtida foi significativamente inferior a aderência limite, tornando-se bastante improvável ocorrer falha da ancoragem da armadura, chegando no valor máximo de 35,1% do limite ao reduzir a emenda a zero. A Figura 5.3b mostra que o deslizamento relativo entre as barras de aço e o UHPC é praticamente nulo.

Esse resultado justifica-se devido a ligação com UHPC que, além das propriedades das fibras, o comprimento da ligação de 412 mm aumenta a área de contato da armadura com o UHPC, contribuindo para a alta aderência das barras de aço e o concreto. Desse modo, a ligação, segundo os modelos numéricos, torna-se suficientemente resistente para transmitir os esforços entre as lajes pré-moldadas, com pouco ou nenhum comprimento de emenda.

Nesse contexto, verifica-se que apenas a variação do comprimento de emenda tem pouca influência no comportamento à flexão da estrutura, devido às propriedades mecânicas e da geometria da ligação. Portanto, faz-se necessário investigar a variação do comprimento de emenda para diferentes comprimentos da ligação, tema que será abordado no próximo tópico.

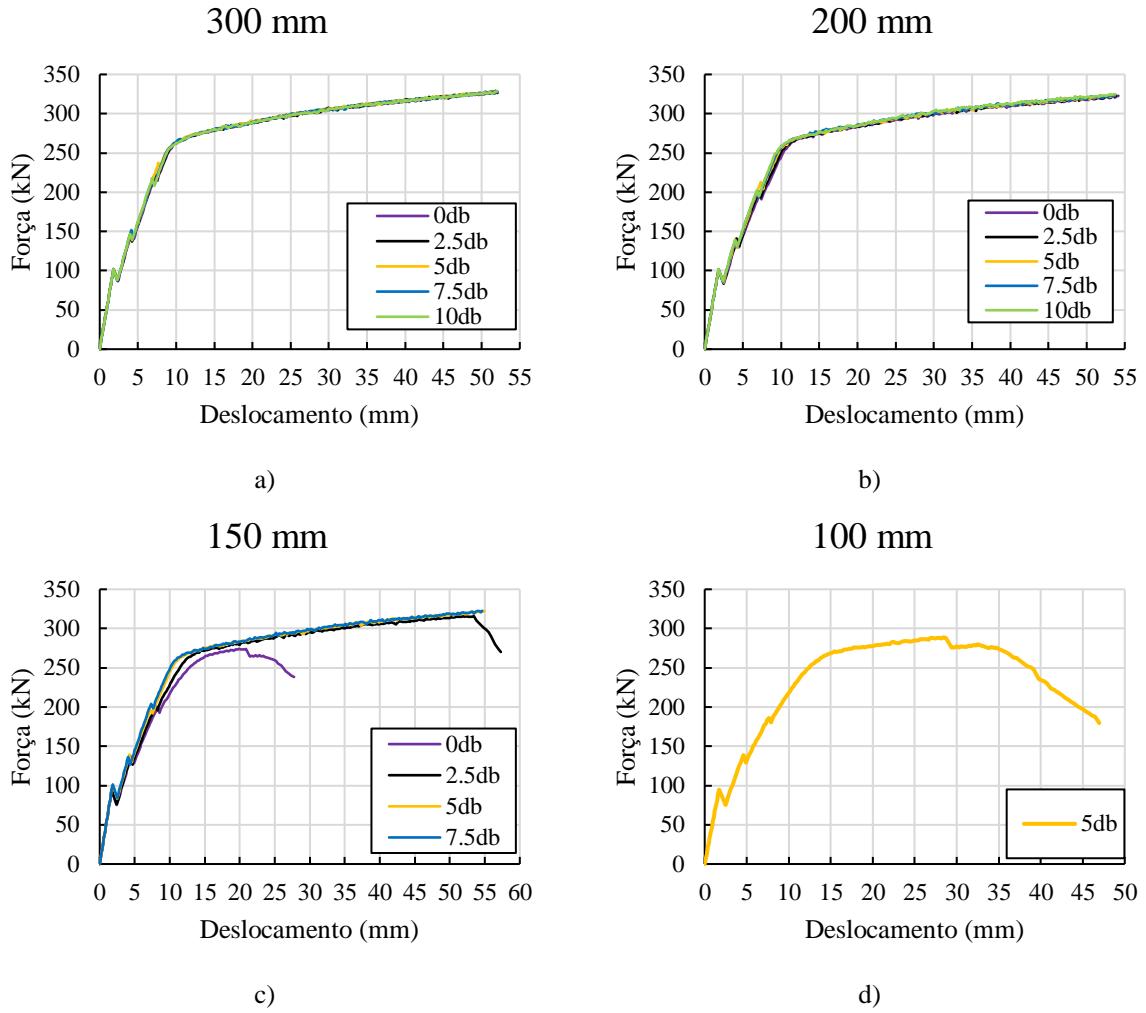
5.2 Efeito do comprimento da ligação com UHPC

Conforme visto anteriormente, o comprimento da ligação de 412 mm investigado nos estudos experimentais de Deng *et al.* (2023) torna-se demasiado grande, de modo que a variação do comprimento de emenda pouco influencia no comportamento da estrutura. Nesse sentido, este tópico buscou investigar o efeito do comprimento da ligação à medida que varia o comprimento de emenda da armadura.

Portanto, foram selecionados para esta análise os comprimentos de ligação com UHPC de 300 mm, 200 mm, 150 mm e 100 mm. Para cada comprimento da ligação buscou-se variar o comprimento de emenda das barras de modo a identificar possíveis falhas por ancoragem da armadura.

Vale destacar que nem todos os comprimentos de emenda testados no Item 5.1 foram considerados nos testes devido a limitação do comprimento da ligação e respeitando cobrimento mínimo. Por exemplo, o comprimento de emenda de $10d_b = 120$ mm não foi considerado para o modelo com comprimento da ligação de 150 mm, pois, respeitando o a distância mínima de 25 mm entre a extremidade da barra e a interface da ligação, o maior valor de emenda é de 100 mm. Os resultados da variação do comprimento de emenda em função do comprimento da ligação são apresentados na Figura 5.4.

Figura 5.4 - Curvas Força x Deslocamento para cada comprimento de ligação e as variações do comprimento de emenda da armadura. a) 300 mm. b) 200 mm. c) 150 mm. d) 100 mm.

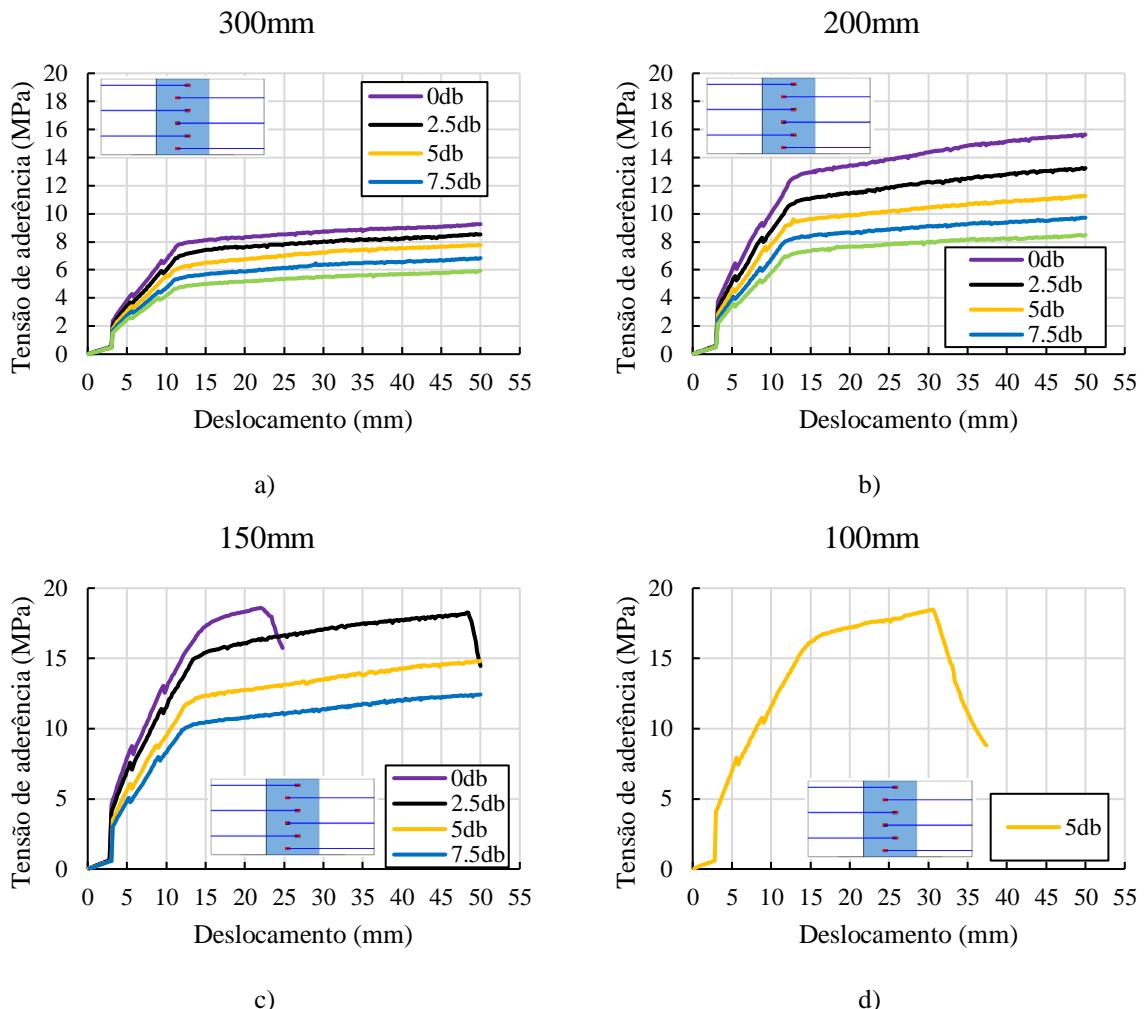


Fonte: Autor.

Diante dos resultados é constatado que começa haver falha nos modelos com ligação com comprimento da ligação na redução a partir de 150mm, onde ao reduzir o comprimento de emenda para $2,5db$ é possível observar uma queda acentuada da resistência com o deslocamento no meio do vão aproximadamente em 53 mm. Reduzindo o comprimento de emenda para zero a falha ocorre bem antes. Para o comprimento de ligação de 100 mm o maior comprimento de emenda de $5db$ já é possível perceber a ocorrência da falha.

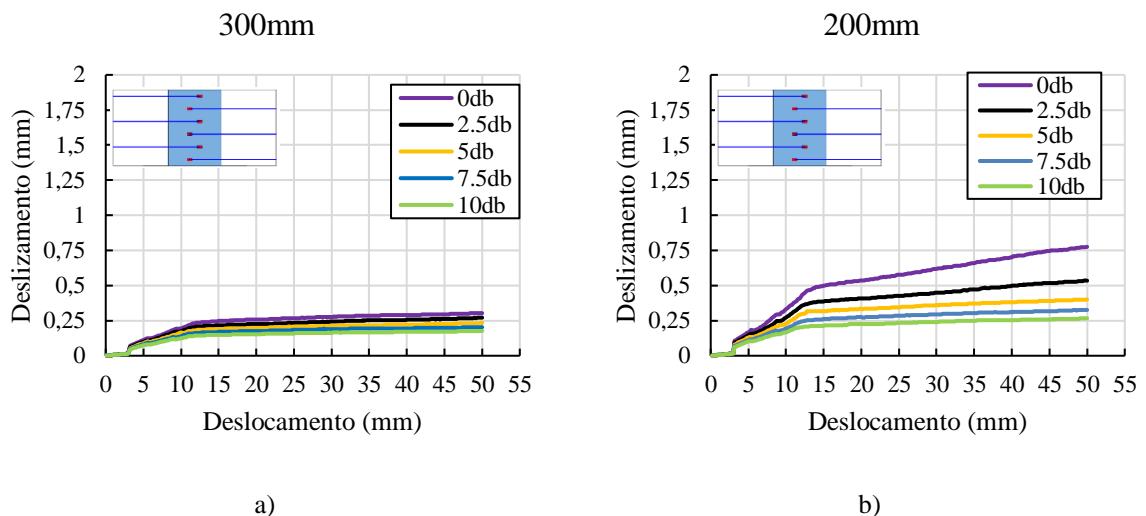
Para verificar se as falhas ocorreram por ancoragem, na Figura 5.5 é mostrado a tensão de aderência na extremidade das barras longitudinais em função do deslocamento do atuador hidráulico. O deslizamento relativo entre a armadura e o UHPC é observado na Figura 5.6. Na tabela é apresentado os resultados da tensão de aderência máxima de cada modelo e suas respectivas tensões de aderência limite da armadura na região da ligação com UHPC.

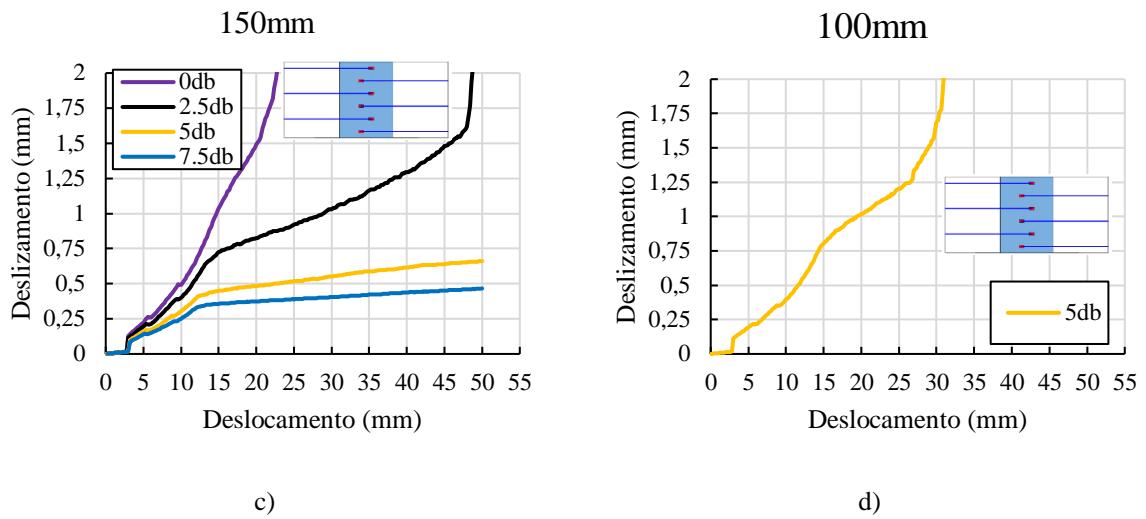
Figura 5.5 - Tensão de aderência na extremidade da armadura na região da ligação. a)300 mm. b)200 mm. c)150 mm d)100 mm.



Fonte: Autor.

Figura 5.6 - Deslizamento relativo da armadura na região da ligação. a) 300mm. b)200mm. c) 150mm. d) 100mm.





Fonte: Autor.

Tabela 5.3 - Relação da tensão de aderência máxima obtida pelo modelo numérico e tensão de aderência limite da análise paramétrica do comprimento da ligação.

Comprimento da ligação (mm)	Modelos	Tensão máxima do modelo numérico (MPa)	Tensão de aderência limite (MPa)	τ/τ_u	Houve falha por ancoragem?
300	$10d_b$	5,93	17,51	0,34	Não
	$7,5d_b$	6,85	17,56	0,39	Não
	$5d_b$	7,78	17,63	0,44	Não
	$2,5d_b$	8,57	17,71	0,48	Não
200	$0d_b$	9,25	17,80	0,52	Não
	$10d_b$	8,49	17,74	0,48	Não
	$7,5d_b$	9,71	17,83	0,54	Não
	$5d_b$	11,27	17,96	0,63	Não
150	$2,5d_b$	13,25	18,11	0,73	Não
	$0d_b$	15,63	18,31	0,85	Não
	$7,5d_b$	12,42	18,05	0,69	Não
	$5d_b$	14,81	18,23	0,81	Não
100	$2,5d_b$	18,27	18,27	1,00	Sim
	$0d_b$	18,60	18,60	1,00	Sim
100	$5d_b$	18,47	18,47	1,00	Sim

Fonte: Autor.

Conforme observado na Figura 5.6 e na Tabela 5.3, a tensão de aderência na extremidade da armadura atinge a tensão limite nos modelos de comprimento de ligação de 150 mm em $2,5d_b$ e $0d_b$, e para 100 mm em $5d_b$. Como consequência, ocorre a falha por ancoragem, que pode ser observada na figura pelo aumento exponencial do deslizamento ao atingir a tensão limite. Em termos de valores totais, a falha de ancoragem ocorre quando se reduz para 90 mm o comprimento da barra embutida na ligação.

Os modelos numéricos indicam que ao utilizar a ligação com UHPC, a falha por ancoragem é evitada ao utilizar comprimento de ligação de pelo menos 200 mm e comprimento de emenda de pelo menos $7,5d_b$. De acordo com Graybeal (2014), para UHPC com 2% de teor de fibra, é recomendado um comprimento de emenda mínimo de $8d_b$ para barras de aço com limite de escoamento (f_y) inferior a 517 MPa e um diâmetro mínimo de 8 mm quando a espessura do cobrimento (c) não for inferior a $3d_b$. Para uma espessura de cobrimento de $2d_b \leq c \leq 3d_b$, como é o caso dos modelos numéricos testados, é sugerido um comprimento de $10d_b$.

Portanto, os resultados da análise paramétrica estão em consonância com as recomendações de Graybeal (2014), indicando que as possibilidades de ocorrer o escorregamento das barras de aço com comprimento menor que $7,5d_b$ são altas. Entretanto, vale salientar, os resultados numéricos tendem a demonstrar que a resistência da ligação estaria mais relacionada com o comprimento de embutimento das barras sobre a região de UHPC, ao invés do comprimento de emenda propriamente dito. De acordo com o Model Code 2010 (FIB, 2012), por exemplo, a resistência à flexão M_u de uma seção de concreto reforçado com fibras pode ser estimada como:

$$M_u = \frac{f_{Ftu} \cdot b \cdot h^2}{2} \quad (5.1)$$

Onde f_{Ftu} é a resistência residual à tração do concreto reforçado com fibras para uma abertura de fissura em ensaio de flexão (CMOD₃) de 2,5 mm, enquanto b e h são as dimensões da seção transversal da laje, neste caso.

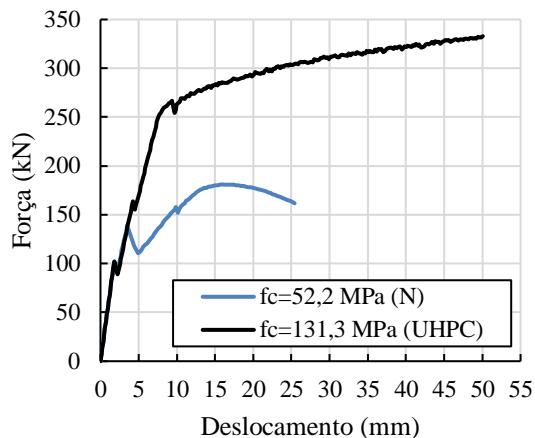
Uma vez que o UHPC possui uma resistência residual à tração maior que o concreto reforçado com fibras, e adotando $f_{Ftu}=f_{ct}=5$ MPa (valor adotado), observa-se que a resistência à flexão M_u da seção da laje considerando apenas a contribuição do UHPC seria de aproximadamente 100 kNm (aproximadamente igual a resistência experimental). Desta forma, de fato, é possível que a seção de UHPC sem nenhuma emenda de armaduras ainda apresente resistência à flexão considerável, desde que garantido um determinado comprimento de embutimento das armaduras na região de UHPC.

5.3 Efeito da resistência à compressão do concreto usado na ligação

A partir do modelo de referência RS-120-1.13 foi verificada a influência da resistência à compressão do UHPC na região da ligação. Primeiramente é realizada a comparação da ligação do UHPC com concreto normal ($f_c = 52,2$ MPa), o mesmo considerado para as lajes pré-

moldadas, adotando o mesmo comprimento de emenda de 120mm ($10d_b$). Os resultados da curva Força x deslocamento são apresentados na Figura 5.7.

Figura 5.7 - Curva Força x Deslocamento do concreto usado na região da ligação.

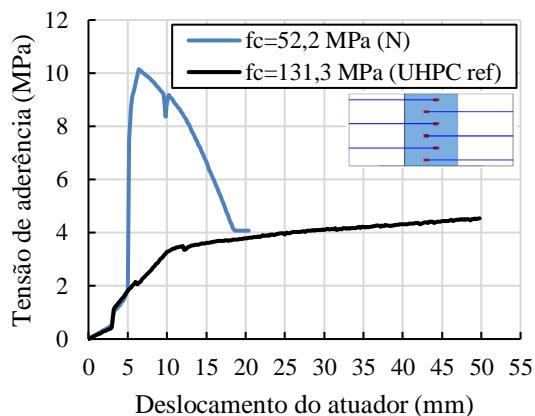


Fonte: Autor.

A partir dos resultados pode-se afirmar que ao utilizar o concreto normal na ligação ocorre a falha da estrutura precocemente, enquanto no modelo com o UHPC demonstra uma melhor capacidade resistente ao longo da imposição de deslocamento.

Para aprofundar a investigação do modo de falha atuante foi realizada uma análise da tensão de aderência da armadura na região da ligação. Na Figura 5.8 é mostrado a tensão de aderência na extremidade da barra longitudinal em função da imposição de deslocamento do atuador hidráulico.

Figura 5.8 - Curvas tensão de aderência na extremidade da barra x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.

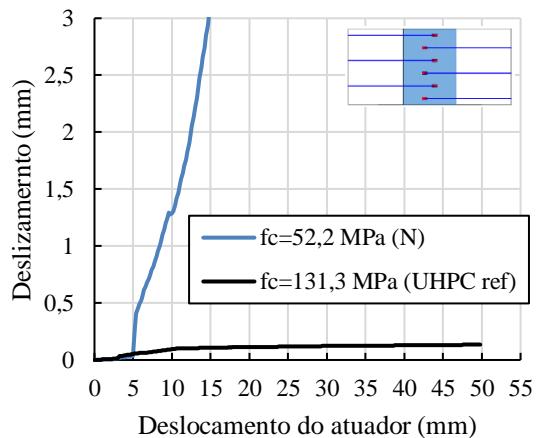


Fonte: Autor.

Observa-se que o modelo com a ligação com concreto normal rapidamente atinge a tensão de aderência limite, o qual a partir das equações apresentadas na Tabela 4.6, é de $\tau_u=10,10$ MPa, quando isto ocorre, há a falha da ancoragem da armadura. Enquanto no modelo com ligação com UHPC a tensão de aderência máxima atingida na extremidade da barra é de 4,47 MPa, bastante distante da tensão máxima para o UHPC obtida pela Equação 4.13 de $\tau_u=17,35$ MPa.

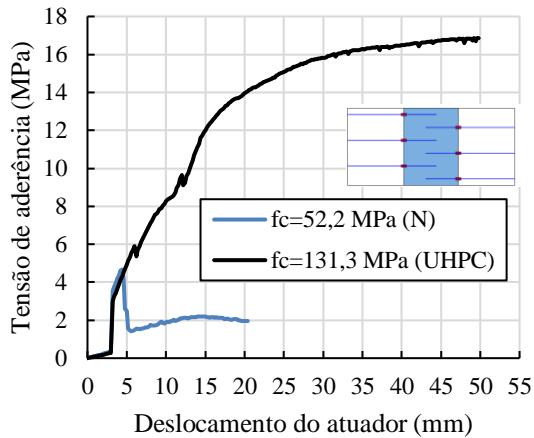
Diante disso, conforme a Figura 5.9, no modelo com concreto normal quando ocorre a falha da ancoragem, o deslizamento entre armadura e o concreto aumenta consideravelmente. Já para o modelo com o UHPC, o deslizamento da extremidade da armadura longitudinal é irrisório. Foram analisadas também as tensões de aderência da armadura na interface da ligação com as lajes pré-moldadas (Figura 5.10).

Figura 5.9 - Curvas deslizamento da extremidade da barra x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.



Fonte: Autor.

Figura 5.10 - Curvas tensão de aderência na interface da ligação x deslocamento do atuador para os modelos com ligação em concreto normal e com UHPC.



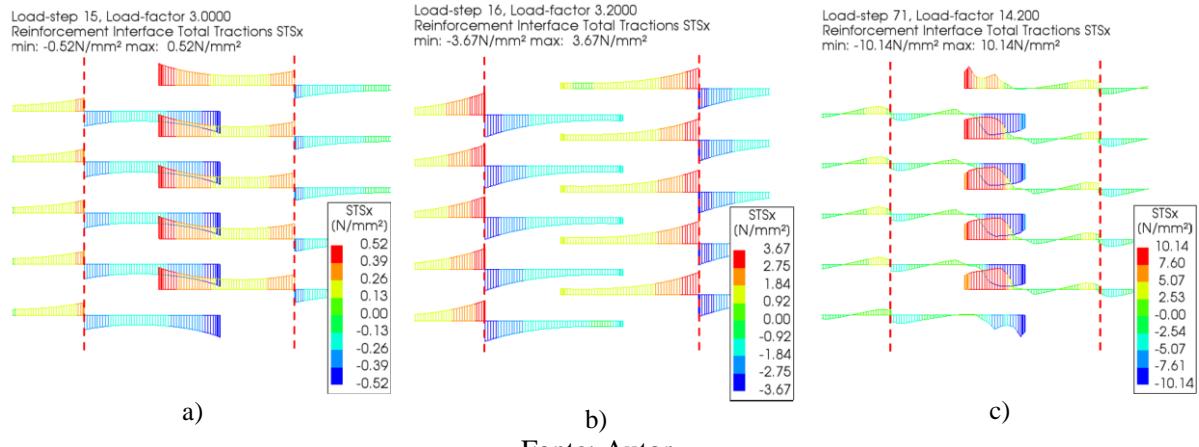
Fonte: Autor.

Observa-se que na ligação com concreto normal a tensão de aderência tem um crescimento inicial, entretanto, após a primeira fissura a tensão cai bruscamente. Isto ocorre a partir do momento que inicia a falha da ancoragem resultando na queda da tensão de aderência.

Para o modelo com ligação em UHPC, após a primeira fissura a tensão de aderência na interface aumenta consideravelmente e tende a crescer ao longo da simulação. Vale destacar que apesar do crescimento da tensão de aderência da armadura na região da interface, para os testes de flexão não foi constatado falha da armadura na região da interface.

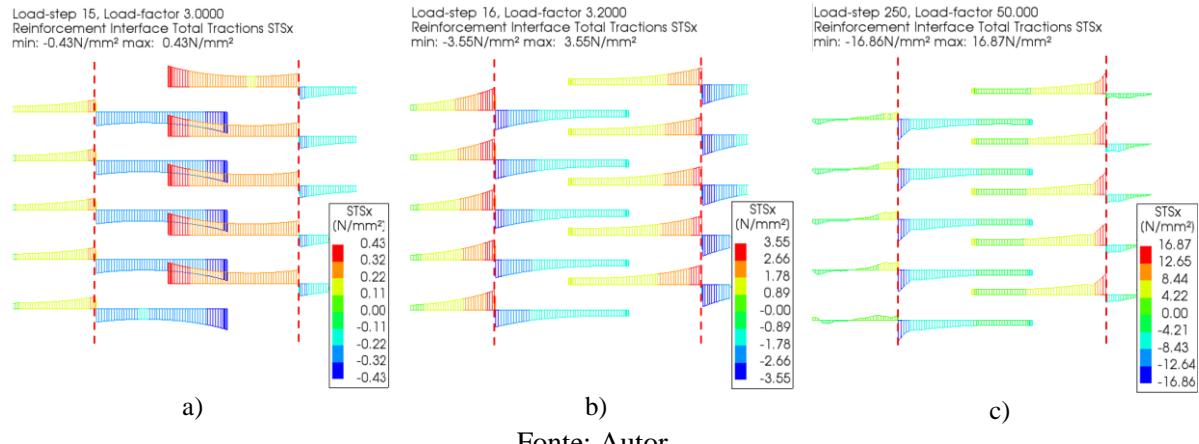
Na Figura 5.11 e Figura 5.12 são apresentados, respectivamente, os diagramas das tensões de aderência dos modelos com ligação normal e com UHPC nos passos de carga do estágio elástico, no ponto após a primeira fissura e na carga resistente máxima. É importante destacar que foi considerado para o modelo de ligação de concreto normal as mesmas propriedades de interface utilizado para a ligação com UHPC conforme explanado no Item 4.2.2.1, com o objetivo de analisar apenas as variações da resistência a compressão do concreto na ligação.

Figura 5.11 - Diagramas de tensão de aderência da armadura para o concreto normal. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.



Fonte: Autor.

Figura 5.12 - Diagramas de tensão de aderência da armadura para o UHPC. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.



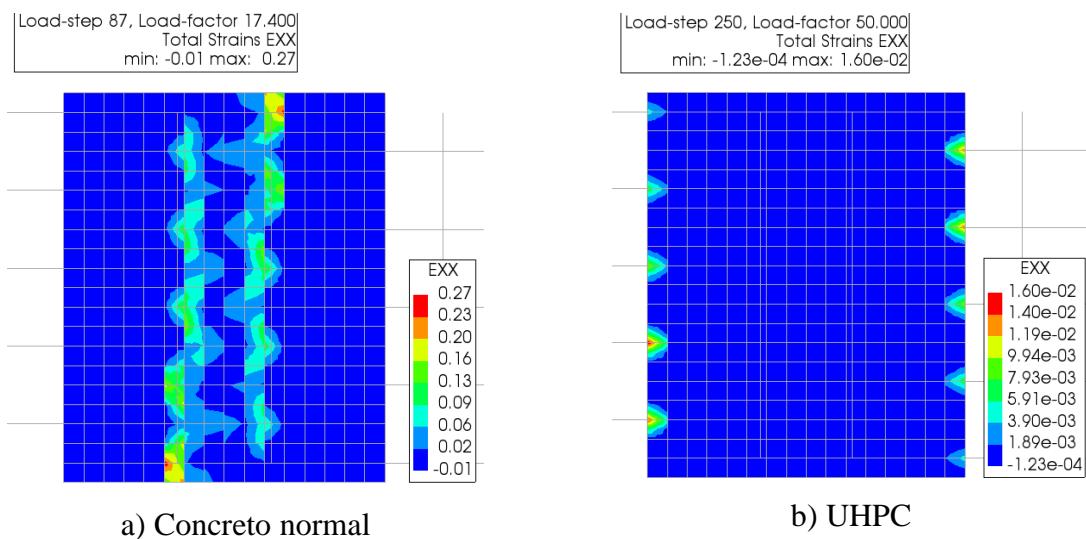
Fonte: Autor.

Os diagramas demonstram pouca diferença nas tensões de aderência entre as ligações com concreto normal e o UHPC até a primeira fissura. Pode-se destacar que até o estágio elástico os valores máximos de tensão de aderência são predominantes na extremidade das barras e após a primeira fissura as tensões máximas ocorrem na interface da ligação com as lajes pré-moldadas.

Nos pontos de carga máxima, para o modelo de ligação de concreto normal observa-se que as tensões de aderência da armadura atingem a tensão limite para o concreto normal e a concentração ocorre na região da emenda. Entretanto, para a ligação com UHPC, a forma do diagrama de tensões pouco altera após a primeira fissura. A justificativa deve-se às tensões de aderência serem bastantes baixas para atingir a tensão limite.

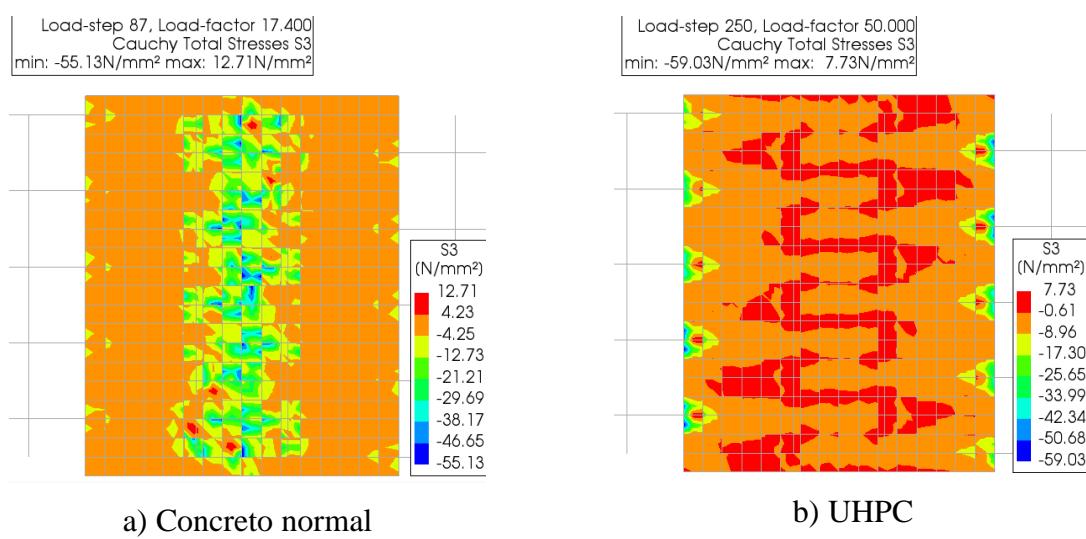
Conforme abordado no Item 2.5.3.3, foi realizada também para o modelo numérico a verificação da formação de bielas a partir da transmissão de esforço entre as barras entrelaçadas na região da ligação. Nesse sentido, foi comparado a tensões resultantes dos modelos com ligação em concreto normal e com UHPC. Nas Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15, são apresentados os padrões de fissuração, tensões principais e as direções principais das tensões no ponto de carregamento máximo na altura das armaduras inferiores.

Figura 5.13 – Padrão de fissuração do concreto da ligação para o ponto de carregamento máximo.



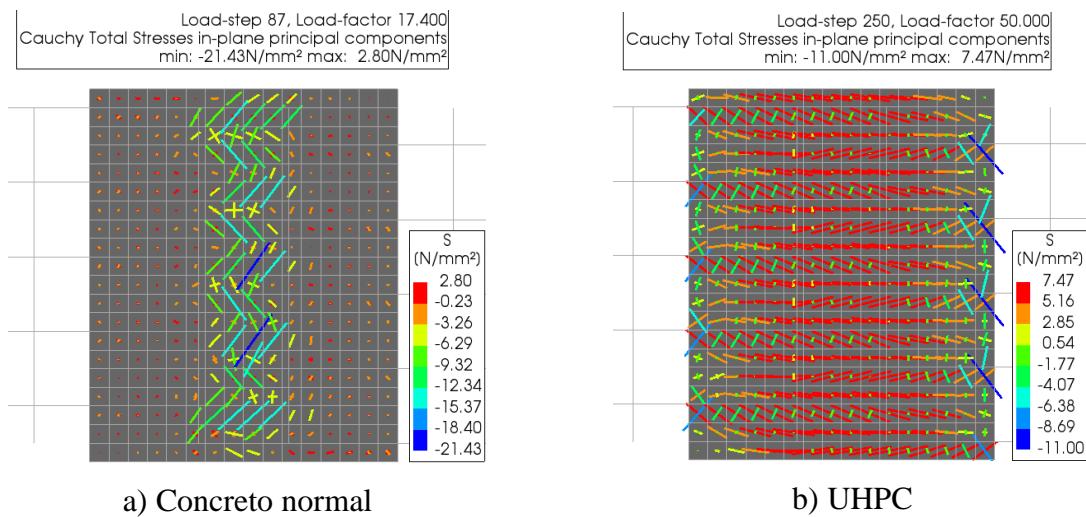
Fonte: Autor.

Figura 5.14 - Tensões principais de compressão do concreto da ligação no ponto de carregamento máximo.



Fonte: Autor.

Figura 5.15 - Direções das tensões principais do concreto da ligação no ponto de carregamento máximo.



Fonte: Autor.

A partir dos resultados, observa-se claras diferenças na variação do comportamento entre o concreto normal e o UHPC na ligação. A Figura 5.13a mostra que, para a ligação com concreto normal, a fissuração ocorre predominantemente na região das armaduras entrelaçadas. Em contraste, na ligação com UHPC, conforme apresentado na Figura 5.13b, a fissuração predominante ocorre na região da interface da ligação, com uma magnitude consideravelmente menor.

Na Figura 5.14a, é possível observar um comportamento de tensões que se assemelha à formação de bielas de compressão entre as barras. No entanto, na Figura 5.14b, esse mesmo comportamento não é observado na ligação com UHPC, indicando que dificilmente a ligação com UHPC resultará em uma falha na compressão da biela. As tensões máximas de compressão são observadas ocorrendo na região das barras próximas às interfaces.

As tensões principais no plano das barras inferiores da ligação com concreto normal, mostradas na Figura 5.15a, indicam a formação das bielas de compressão. No entanto, na ligação com UHPC, conforme ilustrado na Figura 5.15b, as tensões predominantes no plano da armadura inferior são de tração. Nesse sentido, pode-se afirmar que a formação de bielas para o modelo com ligação preenchida por UHPC não ocorre para o caso analisado.

Uma justificativa para este fato é a ausência de deslizamento das barras no concreto, devido à alta capacidade de resistência à tração do UHPC. Consequentemente, a transferência de forças, que normalmente resultaria do deslizamento da armadura, não ocorre, impedindo a formação das bielas de compressão.

Após a comparação da ligação com concreto normal e o UHPC, foi realizada uma análise variando a resistência a compressão do concreto (f_c) utilizado na ligação com os valores de 110 MPa, 131,3 MPa (referência) e 150 MPa. Os valores das resistências à tração foram calculados a partir da Equação 4.4 de Fehling *et al.* (2014) e o módulo de elasticidade do UHPC para os novos modelos foi estimado a partir da Equação de Guo *et al.* (2018).

$$E = 3837\sqrt{f_c} \text{ com } f_c \text{ em MPa} \quad (5.2)$$

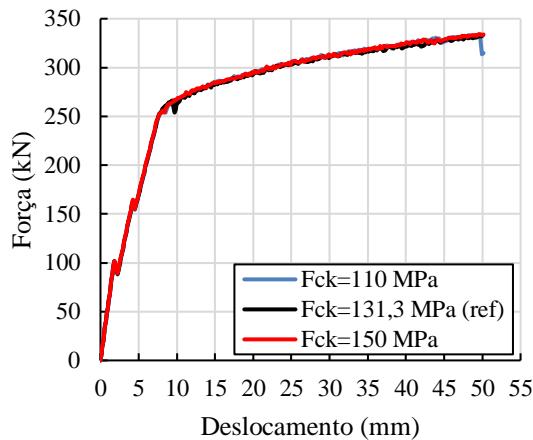
A tensão máxima de aderência entre a armadura e o UHPC é definida a partir do modelo de Pan *et al.* (2023). A Tabela 5.4 apresenta as características utilizadas nas análises numéricas realizadas para cada resistência do concreto. Os resultados da variação da resistência à compressão da ligação são apresentados em termos de curva Força x deslocamento no meio do vão, conforme a Figura 5.16.

Tabela 5.4 - Características dos concretos analisados.

Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_t (MPa)	Módulo de elasticidade E (MPa)	Tensão de aderência máxima na armadura τ_u (MPa)
110	6,89	40240	15,88
131,3 (referência)	7,75	41400 (experimental)	17,35
150	8,48	46990	18,34

Fonte: Autor.

Figura 5.16 - Curva Força x Deslocamento das lajes de acordo com a variação da resistência à compressão do UHPC usado na ligação, considerando comprimento da ligação de 412 mm e comprimento de emenda de 120 mm (10 d_b).

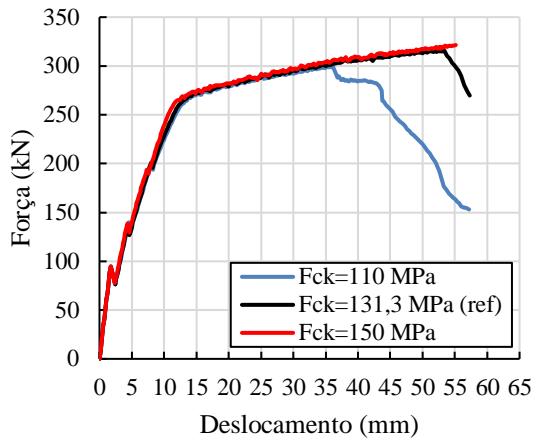


Fonte: Autor.

Os resultados demonstram que a variação da resistência do concreto pouco influenciou no comportamento a flexão dos modelos. Para verificar se a variação do f_c influencia nas

propriedades de ancoragem, foi realizado testes da variação deste parâmetro no modelo onde houve falha da ancoragem no tópico 5.2. Neste caso foi escolhido como referência o modelo com comprimento de ligação de 150 mm e comprimento de emenda de $2,5d_b$. Os resultados são apresentados na Figura 5.17.

Figura 5.17 - Curva Força x Deslocamento das lajes de acordo com a variação da resistência à compressão do UHPC usado na ligação, considerando comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de 30 mm ($2,5d_b$).



Fonte: Autor.

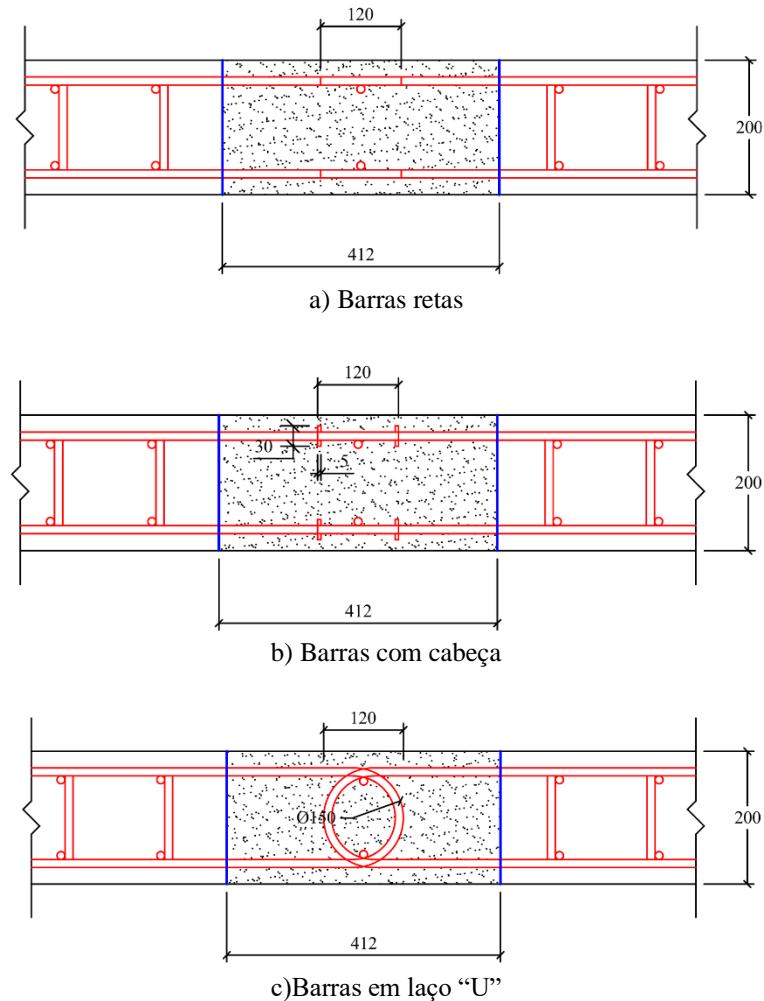
Observa-se, como esperado, que no modelo com UHPC de 110 MPa ocorreu a falha mais rapidamente que o modelo de referência de 131,3 MPa, sendo o modo de falha também por insuficiência de comprimento de ancoragem das barras.

Portanto, é constatado que o aumento do f_c do concreto, que consequentemente altera a resistência à tração, melhora as propriedades de ancoragem da armadura. Nesse sentido, pode-se afirmar que a principal vantagem do uso do UHPC reside na melhoria das propriedades de ancoragem da armadura, permitindo a utilização de comprimentos de emenda menores nas ligações.

5.4 Efeito do detalhamento da emenda da armadura na região da ligação

A investigação da influência do tipo de detalhamento da armadura na região da ligação é realizada adotando os seguintes tipos de detalhes: barras retas (referência), com cabeça e em laço em forma de U. Na Figura 5.18 são ilustrados os detalhes da emenda de armadura utilizados nessa análise paramétrica.

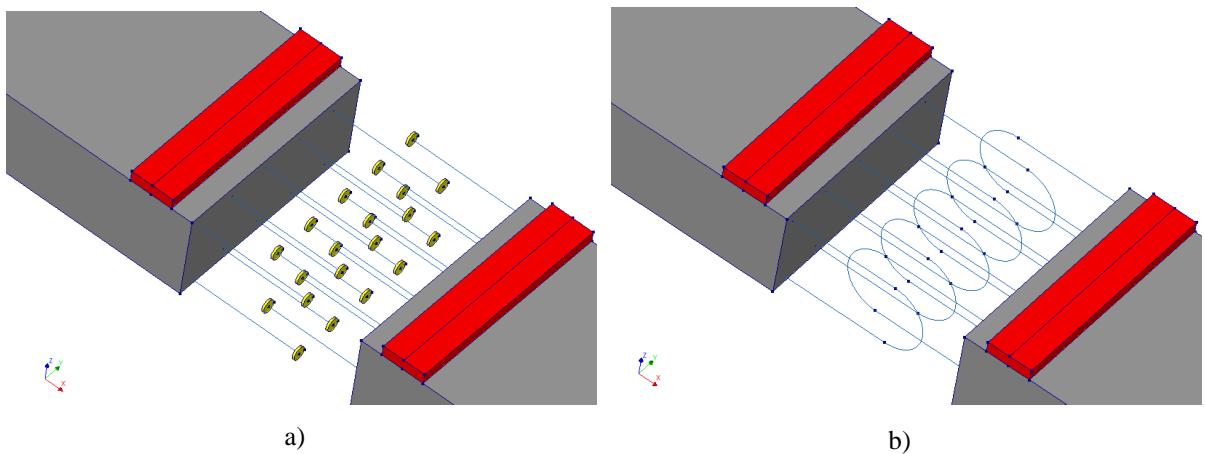
Figura 5.18 - Detalhamento das emendas de armadura consideradas na análise paramétrica.



Fonte: Autor.

Os modelos numéricos dos detalhes das armaduras na ligação analisados neste tópico são mostrados na Figura 5.19.

Figura 5.19 - Modelos numéricos dos tipos de detalhes da armadura na região da ligação. a) Modelo de detalhe de armadura com cabeça; b) Modelo de detalhe de armadura laço em U.

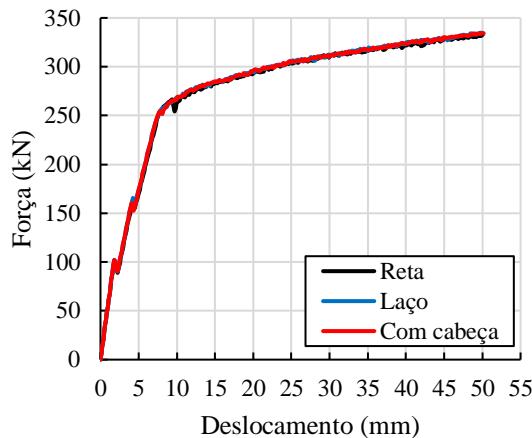


Fonte: Autor.

No modelo de armadura com cabeça (Figura 5.19a) foi modelado a ancoragem mecânica com elementos sólidos conectado às barras longitudinais. Foi considerado propriedades de interface com alta rigidez entre a cabeça da armadura e o concreto, além disso foi incluído a propriedade *Anchor* na extremidade da barra de modo a simular o não deslizamento entre a armadura e o concreto. Já no modelo com laço em U foi adotado um elemento de arco para conectar as barras longitudinais, conforme observa-se na Figura 5.19b.

A Figura 5.20 apresenta as curvas Força x Deslocamento no meio do vão com a variação do tipo de detalhe da armadura na região da ligação.

Figura 5.20 - Curvas Força x Deslocamento da variação do detalhe da armadura na região na ligação de comprimento de L=412mm.

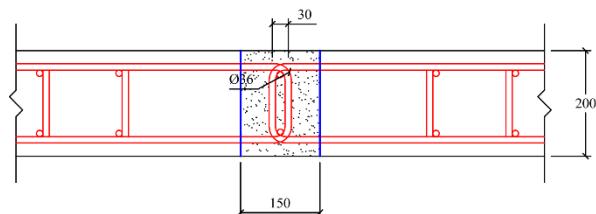


Fonte: Autor.

De acordo com as curvas, ao alterar o tipo de detalhe da armadura gera pouca influência no comportamento à flexão dos modelos. Isso deve-se ao comprimento da ligação que, como já demonstrado no Tópico 5.1, eleva a área de contato entre a armadura e o concreto tornando a baixas a possibilidade de ocorrer a falha por ancoragem. Em outras palavras, nos modelos sem ruptura da ancoragem com as barras retas praticamente não existe benefício em se utilizar barras em laço ou ancoragem mecânica.

Desse modo, buscou investigar se o tipo de detalhe da armadura pode influenciar para evitar falhas por ancoragem quando há menor comprimento de emenda da armadura. Nesse sentido, foi realizada a análise da variação do detalhe da armadura na ligação do modelo de comprimento de ligação de 150 mm e comprimento de emenda por traspasse de $2,5d_b$ estudado no tópico anterior (modelo no qual ocorre a falha de ancoragem da armadura). No caso da emenda da armadura em laço não foi possível representar a curva para que tenha uma emenda de $2,5d_b$. Nesse caso, foi considerado o diâmetro de dobra mínimo de $3d_b$ (36 mm) na curva da armadura, conforme pode-se observar na Figura 5.21.

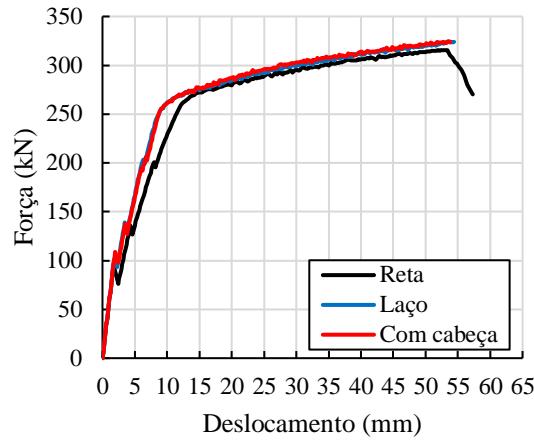
Figura 5.21 - Detalhe da armadura em laço para o comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de $2,5d_b$.



Fonte: Autor.

Os resultados em termos de curva Força x deslocamento são apresentados na Figura 5.22, no qual é observado que as armaduras com cabeça e com laço em U evitaram a falha por ancoragem da armadura.

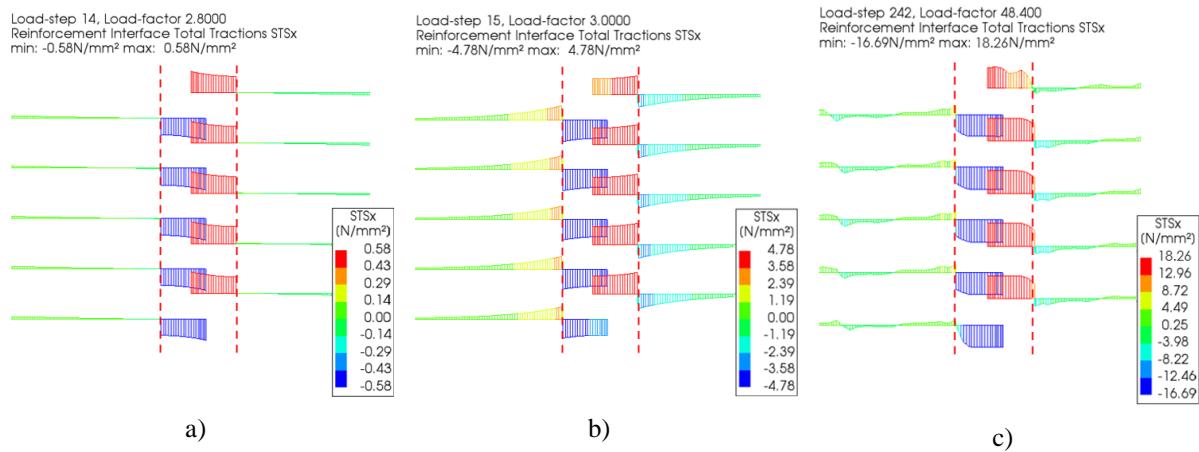
Figura 5.22 - Curvas Força x Deslocamento da variação do detalhe da armadura na região na ligação de comprimento da ligação de 150 mm e comprimento de emenda de $2,5d_b$.



Fonte: Autor.

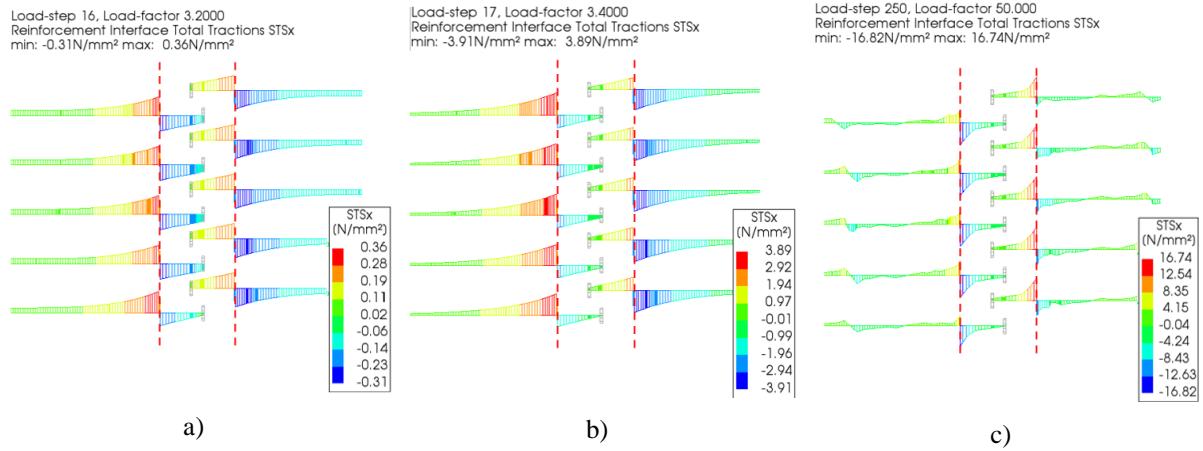
Diante desse resultado, foi analisada a tensão de aderência para os três tipos de detalhes de armadura estudados. Nas Figura 5.23, Figura 5.24 e Figura 5.25 são apresentados os diagramas da tensão de aderência da armadura nos passos de carga do estágio elástico, no ponto após a primeira fissura e na carga resistente máxima.

Figura 5.23 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras retas. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.



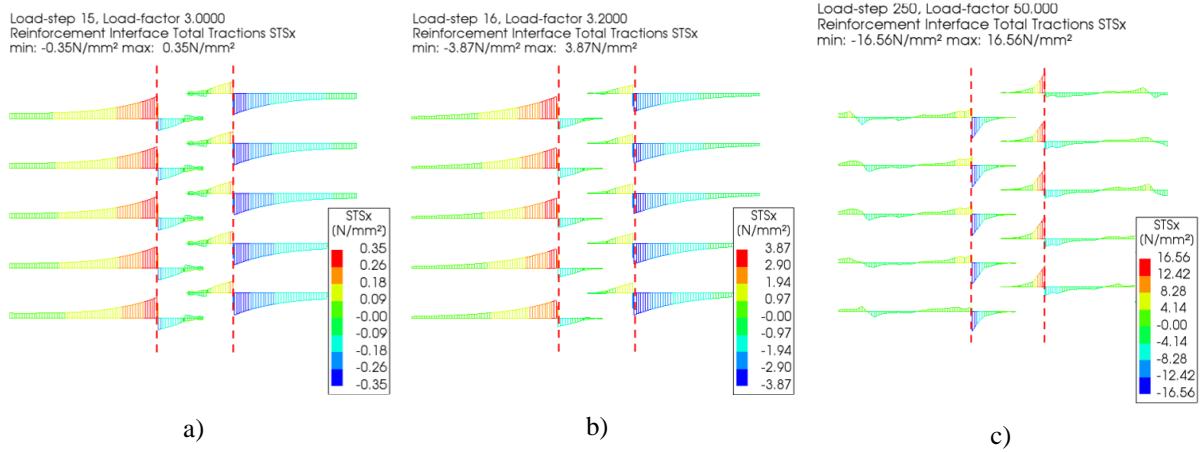
Fonte: Autor.

Figura 5.24 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras com cabeça. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.



Fonte: Autor.

Figura 5.25 - Diagrama de tensão de aderência da armadura do modelo de barras com laço. a) Antes da primeira fissura; b) Após a primeira fissura; c) Ponto da carga máxima.



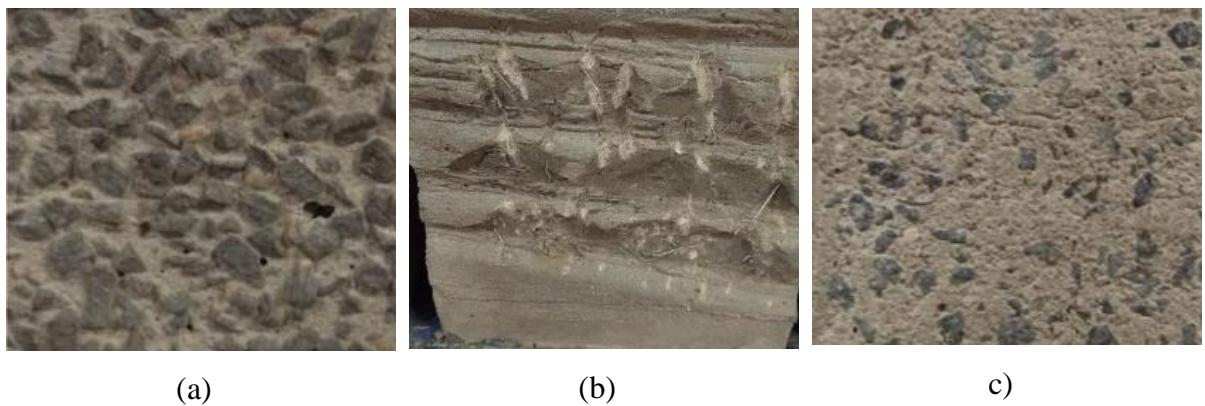
Fonte: Autor.

A partir dos diagramas fica evidente que a adoção de outros tipos de detalhes de armadura na região da ligação como as barras com cabeça ou com laço em U são eficazes para evitar possíveis falha por ancoragem. A tensão de aderência na extremidade das barras para o modelo com cabeça e na curvatura para o modelo com laço é quase nula, nesses casos a maior probabilidade de falha da ancoragem pode ocorre na região próximo a interface. Desse modo, os resultados mostram que o uso de outros detalhes de armação na ligação é uma possibilidade eficaz para reduzir o comprimento da ligação.

5.5 Efeito do tratamento da interface da ligação com as lajes pré-moldadas

Nesta etapa buscou-se investigar o comportamento da ligação com diferentes tipos de tratamento de interface. Os tipos de tratamento de interface abordados neste estudo são: Agregado exposto (referência), fibras expostas e jato de areia ao longo da interface, além da consideração da aderência perfeita da ligação com as lajes pré-moldadas. A ilustração dos tipos de tratamento de interface é observada na Figura 5.26.

Figura 5.26 - Tratamento da superfície do concreto pré-moldado. (a) Agregado exposto. (b) Fibras expostas. (c) Jato de areia.



Fonte: Prado (2020).

Os parâmetros de caracterização da interface definidos por Prado (2020) são apresentados na Tabela 5.5. Temos que $f_{t,f}$ é resistência à tração na flexão do concreto, τ_{ult} é a tensão de cisalhamento última e os parâmetros de rigidez na direção normal e tangencial são dados, respectivamente, por K_n e K_t .

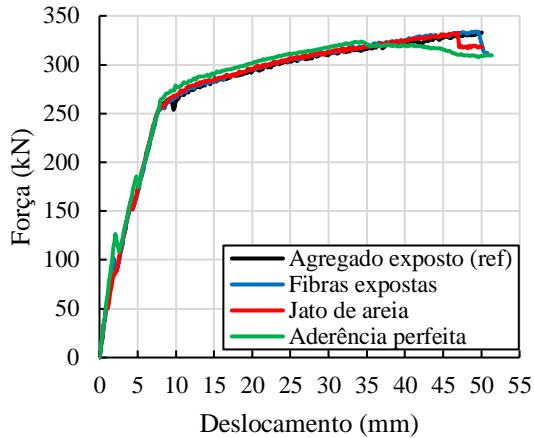
Tabela 5.5 - Valores de entrada na caracterização da interface da ligação no DIANA FEA.

Interface	K_n (N/mm ³)	K_t (N/mm ³)	$f_{t,f}$ (N/mm ²)	τ_{ult} (N/mm ²)
Agregado exposto (A)	241,4	161,5	4,2	6,6
Fibra exposta (F)	241,4	530	4,2	5,4
Jato de Areia (J)	323	419,1	2,4	7,7

Fonte: Prado (2020).

Os resultados da variação do tratamento de interface em termos da curva Força x Deslocamento são apresentados na Figura 5.27.

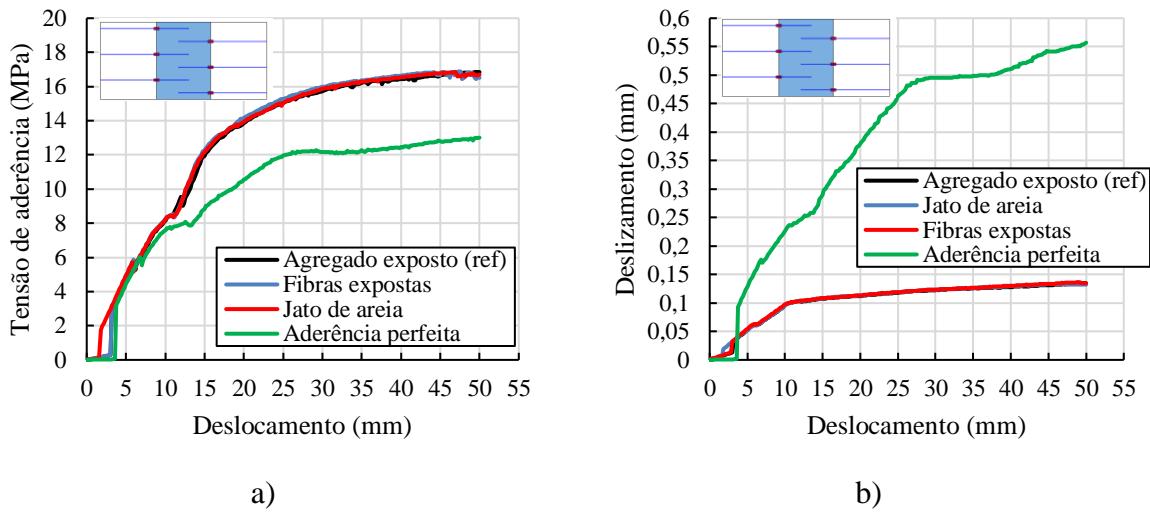
Figura 5.27 - Curva Força x Deslocamento da variação do tratamento da interface.



Fonte: Autor.

Os resultados das mudanças nas propriedades de interface do UHPC com a laje pré-moldada demonstraram que essas alterações provocaram pouca variação nos resultados. O modelo que considerou a aderência perfeita apresentou apenas uma leve alteração, sem grande significância. Na Figura 5.28 são apresentadas, respectivamente, as tensões de aderência e o deslizamento da armadura na região da interface.

Figura 5.28 - Análise da variação do tratamento de interface nas barras longitudinais na região da interface. a) Tensão de aderência. b) Deslizamento entre a armadura e o concreto.



Fonte: Autor.

Observa-se que a maior diferença ocorre na consideração da perfeita aderência, enquanto os outros tratamentos de interface estudados variaram pouco entre si. Em outras palavras, os parâmetros de entrada para os tipos de tratamento de interface apresentados na

Tabela 5.5 demonstraram pouca alteração significativa no comportamento ao momento fletor dos modelos simulados.

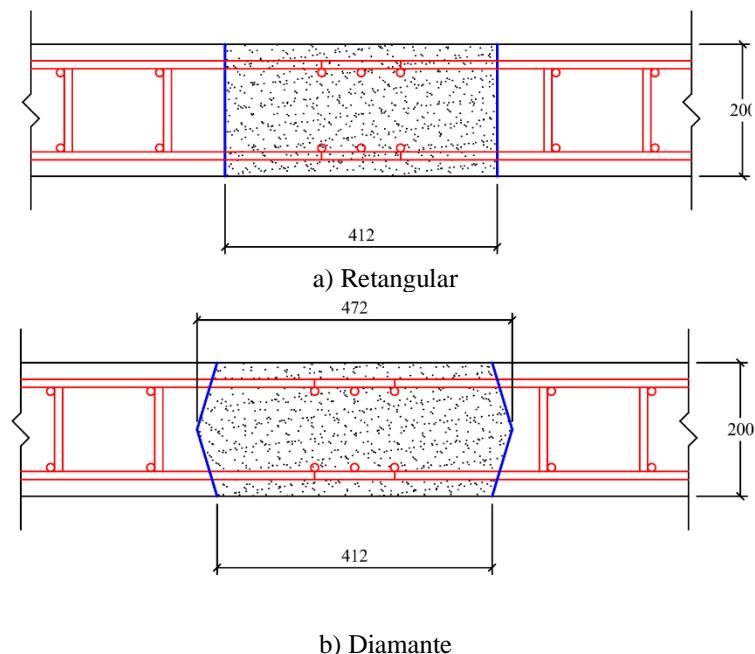
Na prática, isso indica que qualquer uma das interfaces estudadas poderia ser utilizada nesse tipo de ligação quando sujeita apenas ao momento fletor. Isso ocorre principalmente porque a armadura que atravessa a região de ligação melhora significativamente o desempenho da interface na flexão, como observado em diversos estudos que utilizam UHPC aderido ao concreto pré-moldado. No entanto, resultados diferentes podem surgir quando se considera o cisalhamento atuando na interface da ligação, o que merece maiores estudos.

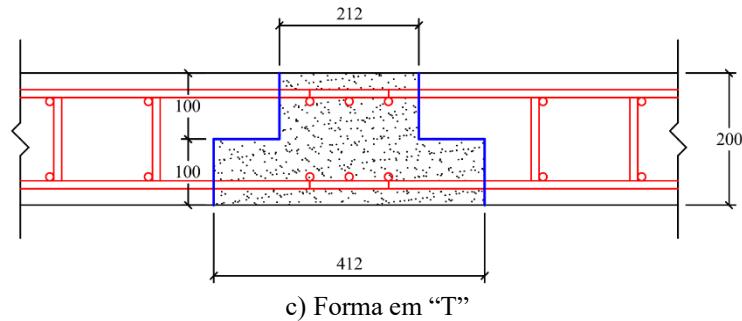
5.6 Efeito da geometria da ligação

De modo a abranger o entendimento da influência da geometria da ligação na capacidade resistente à flexão, além das amostras já modeladas de forma da ligação retangular e diamante, é proposto neste trabalho o modelo de laje com ligação em forma de T.

As dimensões das formas geométrica das ligações são detalhadas na Figura 5.29. Para o caso da forma em T, optou-se por manter a largura da base igual ao modelo retangular de 412 mm e reduziu a largura do topo para 212 mm, desse modo a ligação terá uma largura maior na região tracionada e reduzindo a quantidade de UHPC utilizado na ligação.

Figura 5.29 - Detalhamento dos tipos de forma de ligação consideradas para análise paramétrica.

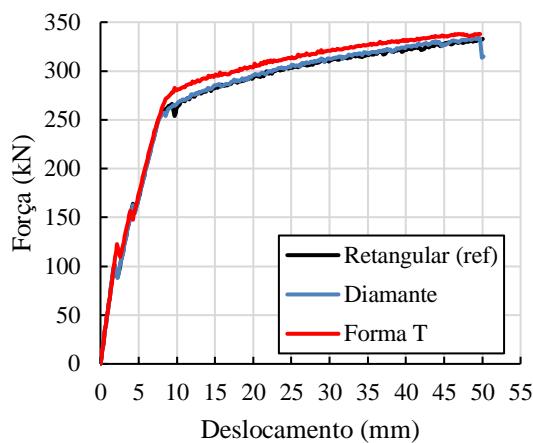




Fonte: Autor.

A Figura 5.30 mostra a comparação das curvas força deslocamento das variações de detalhes de projeto de ligação proposta para a análise paramétrica na variação do parâmetro.

Figura 5.30 - Curva Força x Deslocamento da variação da forma da ligação.



Fonte: Autor.

Os resultados mostram que a variação da forma da ligação não resultou em mudanças significativas no comportamento à flexão dos modelos. Nesse sentido, a ligação em forma de T apresenta uma alternativa interessante para o projeto de ligação pois alcança uma capacidade de carga semelhante aos outros tipos de forma, mas com um menor consumo de UHPC.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Conforme demonstrado neste estudo, as ligações são o aspecto mais crítico no projeto de lajes pré-moldadas utilizando UHPC. Por essa razão, diversas formas de detalhamento têm sido objeto de investigações experimentais, numéricas e analíticas. Este trabalho aborda estudos analíticos e numéricos sobre o desempenho ao momento fletor das ligações entre elementos pré-moldados de pontes utilizando UHPC em diferentes configurações de projeto. Nesse contexto, foram avaliados modelos analíticos e numéricos para prever a resistência ao momento fletor. Posteriormente, foi conduzido um estudo paramétrico em elementos finitos para investigar o efeito de determinadas opções de projeto no comportamento ao momento fletor das ligações.

6.1 Conclusões

Sobre a comparação entre resultados analíticos e experimentais de resistência à flexão das lajes estudadas, pode-se concluir:

- Para a base de dados com 127 resultados de ensaios, o método de cálculo de análise da seção simplificado apresentou melhor nível de acurácia na relação entre resultados experimentais e analíticos. Conforme a Tabela 3.2, a relação $M_{u,exp}/M_{u,AS}$ apresentou valor médio de 1,12 e um coeficiente de variação de 30,2%, onde $M_{u,exp}$ é a resistência à flexão experimental e $M_{u,AS}$ é a resistência à flexão prevista com o modelo de análise da seção. Enquanto isso, o modelo analítico baseado no Método de Bielas e Tirantes apresentou valor médio $M_{u,exp}/M_{u,MBT}$ de 1,36 e coeficiente de variação de 68,6%. Na prática, o menor nível de dispersão para o modelo de análise da seção está associado ao fato de que a maior parte dos ensaios (88/127) apresentou ruptura por flexão na região de concreto pré-moldado, conforme mecanismo considerado nos cálculo de análise da seção.
- Filtrando a base de dados e considerando um grupo de 40 ensaios com utilização do UHPC na região da ligação e ruptura por flexão na região de concreto pré-moldado, o modelo de análise da seção apresentou melhor precisão na previsão das resistências. Para este caso, a relação $M_{u,exp}/M_{u,AS}$ apresentou valor médio de 1,21 e coeficiente de variação de 20,9%. Por outro lado, o modelo de análise da seção modificado para o UHPC superestimou os resultados, apresentando para a relação $M_{u,exp}/M_{u,AS-UHPC}$ um

valor médio de 0,62 e o coeficiente de variação de 20,9%, esse resultado pode ser justificado pois o modo de falha dos ensaios com a ligação preenchida com UHPC ocorreu na laje pré-moldada. Portanto, observa-se que o nível de precisão dos modelos analíticos está diretamente relacionado ao mecanismo de falha dos modelos ensaiados.

- Em relação ao modelo de bielas e tirantes para previsão da resistência ao arrancamento das armaduras na ligação, observou-se um grande nível de dispersão entre os resultados experimentais e analíticos. Considerando apenas o grupo de 26 ensaios que apresentaram ruptura de ancoragem, conforme Tabela, a relação entre resistências experimentais e analíticas $M_{u,exp}/M_{u,MBT}$ apresentou valor médio de 0,96 e coeficiente de variação de 29,6%. Na prática, como o modelo de bielas e tirantes apresenta resistência prevista a partir de três mecanismos internos (esmagamento da biela, escoamento da armadura longitudinal e escoamento da armadura transversal), algumas previsões se distanciaram muito do resultado experimental por utilizar a menor resistência entre os mecanismos considerados. Portanto, alguns ajustes ainda são necessários para uma melhor performance dos modelos analíticos de verificação da ancoragem.

Sobre a estratégia de modelagem numérica para representar as ligações estudadas:

- O modelo de comportamento tensão-deslizamento considerado para as armaduras permitiu representar a possibilidade de ruptura da ancoragem nas ligações, conforme demonstrado para os ensaios de arrancamento de Soliman *et al.* (2023) (Apêndice C). Desta forma, destaca-se que a estratégia de modelagem numérica proposta foi devidamente validada para representar os diferentes mecanismos de ruptura possíveis neste tipo de ligação.
- Em geral, a estratégia proposta permitiu reproduzir bem o comportamento dos modelos experimentais de Deng *et al.* (2023), tanto em termos do mecanismo de ruptura quanto em termos da resistência. Neste contexto, a relação entre as resistências experimentais e numéricas ($P_{u,exp}/P_{u,num}$) apresentou um valor médio de 1,03 e coeficiente de variação de 1,71%. Além disso, conforme observado experimentalmente, todos os modelos numéricos representaram bem o mecanismo de ruptura experimental, que foi baseado no escoamento da armadura longitudinal na região de concreto pré-moldado.

Sobre o efeito de diferentes variáveis de projeto na resistência das ligações (análises paramétricas), pode-se concluir que:

- Efeito do aumento no comprimento de emenda de traspasse da armadura: houve pouca alteração no comportamento à flexão das lajes com comprimento de ligação de 412 mm com UHPC. Na prática, observou-se que a redução do comprimento de emenda, de fato, tende a aumentar a tensão de aderência na armadura (Figura 5.3). Entretanto, devido ao elevado comprimento da ligação (412 mm) considerado nos ensaios experimentais de Deng *et al.* (2023), as tensões de aderência atingidas não foram suficientes para ocorrer a falha por ancoragem, mesmo com a redução do comprimento de emenda para zero. Isto se deve às propriedades de resistência à tração do UHPC, que garante uma boa aderência entre a armadura e o concreto da ligação.
- Efeito do comprimento da ligação: Para obter a falha por ancoragem, foram testados modelos com diferentes valores de comprimento da ligação, considerando também diferentes comprimentos de emenda da armadura (Item 5.2). Os resultados mostraram que a falha da ancoragem pode ocorrer quando o comprimento da ligação é reduzido para valores menores que 200 mm e com comprimento de emenda menor que $7,5d_b$.
- Efeito da resistência a compressão do concreto na ligação (Item 5.3): Nestas análises foram utilizadas lajes com comprimento da ligação de 412 mm, comprimento de emenda de 120 mm e comparado o comportamento das lajes utilizando UHPC ($f_c = 131,3$ MPa) ou Concreto Convencional ($f_c = 52,2$ MPa) na região da ligação. Enquanto laje com Concreto Convencional apresentou ruptura da ancoragem (frágil) na região da ligação, a laje com UHPC apresentou ruptura por flexão (dúctil) na região do concreto pré-moldado (Figura 5.7). Além disso, ao analisar as tensões em ambos os modelos, não foi observado a formação de bielas no modelo com ligação com UHPC, diferente do modelo com concreto convencional, indicando que o UHPC dificilmente resultará em uma falha na compressão da biela. Posteriormente, comparando diferentes resistências à compressão para UHPC (110 MPa, 131,3 MPa e 150 MPa), observou-se que a variação da resistência não influenciaria na resistência à flexão da ligação (Figura 5.16) ao considerar comprimentos de ligação de 412 mm e comprimento de emenda de 120 mm. Entretanto, ao reduzir o comprimento da ligação para 150 mm e da emenda para 30 mm, as lajes passaram a apresentar diferentes mecanismos de ruptura conforme a resistência à compressão do UHPC: (i) lajes com UHPC de 150 MPa apresentaram ruptura por flexão e (ii) lajes com UHPC de 131,3 e 110 MPa apresentaram ruptura da ancoragem.
- Efeito do tipo de detalhe de emenda da armadura: Nos modelos com comprimento da ligação de 412 mm e comprimento de emenda de 120 mm, constatou-se que o uso de emenda de barras com cabeça e em laço (forma de U) apresentou o mesmo

comportamento dos modelos com barras retas (Figura 5.20). Entretanto, ao se considerar ligações com comprimento de 150 mm e comprimento de emenda de 30 mm, observou-se que as lajes com detalhe em barras retas apresentavam falha na ancoragem, enquanto os modelos com ancoragem mecânica ou armaduras em laço não apresentaram ruptura na ancoragem (Figura 5.22). Portanto, demonstrou-se que o uso de ancoragem mecânica (barras com cabeça) ou armaduras em laço melhora a resistência de ancoragem e poderia permitir uma redução do comprimento da ligação.

- Efeito do tipo de tratamento da superfície da interface da ligação: os resultados mostraram que o tipo de interface, quando submetida à flexão, não tem uma influência significativa no comportamento da ligação (Figura 5.27). Portanto, a princípio, qualquer um dos tratamentos da interface poderia ser utilizado neste tipo de ligação quando submetidas principalmente aos esforços de flexão. Na prática, isto ocorre principalmente porque a existência de armadura atravessando os dois concretos tende a reduzir a influência dos parâmetros de interface. Além disso, diversos estudos relacionados ao reforço de estruturas com UHPC já demonstraram que a região da interface tende a apresentar resistência à tração maior que o do concreto convencional. Em outras palavras, é mais razoável que os parâmetros da interface sejam mais influentes em situações nas quais a ruptura da interface seja o aspecto crítico (situações sem armadura).
- Efeito da variação da geometria da ligação: esse parâmetro demonstrou pouca influência no comportamento à flexão dos modelos (Figura 5.30). Entretanto, destaca-se que a forma em T para a ligação apresentou um desempenho equivalente à forma retangular com um consumo menor de UHPC. Portanto, do ponto de vista da sustentabilidade e econômico, a seção em T seria mais interessante para projeto.

Principais recomendações propostas para projeto de ligações de lajes pré-moldadas:

- A previsão da resistência à flexão da laje deve considerar a menor resistência calculada entre (i) mecanismos de ruptura por flexão na região do concreto pré-moldado, (ii) mecanismo de ruptura por flexão na região do UHPC e (iii) possibilidade de escorregamento das armaduras através de modelos de bielas e tirantes.
- No intuito de garantir resistências de aderência maiores entre o material de enchimento (UHPC) e as armaduras, deve-se priorizar a utilização de concretos com resistência à compressão maior que 130 MPa para o UHPC.

- Considerando um UHPC com resistência à compressão de 130 MPa, recomenda-se a utilização de ligações com comprimento mínimo de 200.
- Na prática, os resultados numéricos demonstraram que um comprimento de emenda de $7,5d_b$ seria suficiente para garantir adequada resistência da ancoragem (considerando um UHPC de 130 MPa). Entretanto, em virtude de o mecanismo de ruptura da ancoragem ser frágil e de incertezas na estimativa da resistência de aderência, um comprimento de emenda mínimo $10d_b$ é mais indicado como precaução.
- O uso de emendas de armaduras com ancoragem mecânica ou em laço é preferível sobre o detalhamento com barras retas, visto que garantem uma reserva adicional de resistência para as ancoragens.
- Considerando apenas os casos de momento fletor puro, qualquer uma das formas geométricas estudadas pode ser utilizada para o detalhamento da ligação (seção retangular, T e diamante), sendo a mais indicada aquela que resultar em menor consumo de UHPC.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para continuação desse estudo, podem-se citar os seguintes itens:

- Propõe-se a utilização dos modelos utilizados na análise paramétrica para desenvolver ensaios experimentais, principalmente para verificação de falha por ancoragem da ligação nos ensaios de flexão.
- Expandir os estudos da resistência a ligação para condições diferentes de carregamento solicitante como o momento fletor combinado com o esforço cortante.
- Ampliar a verificação da capacidade resistente da ligação para carregamentos cíclicos.
- Desenvolvimento de proposta de modelos de cálculo analíticos para previsão de capacidade resistente de ligação.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD bridge design specifications**. Washington, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL. **Bétons fibres á ultra-hautes performances**. Paris: AFGC-SETRA, 2013.

ALKAYSI, M.; EL-TAWIL, S. Factors affecting bond development between ultra high performance concrete (UHPC) and steel bar reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 144, p. 412–422, 2017.

CASANOVA, M.; CLAUSON, C.; EBRAHIMPOUR, A.; MASHAL, M. High-early strength concrete with polypropylene fibers as cost-effective alternative for field-cast connections of precast elements in accelerated bridge construction. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 31, n. 11, 2019. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002927](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002927).

CHOI, J.; PARK, S.; KIM, H.; HONG, S. Behavior of high-performance mortar and concrete connections in precast concrete elements: experimental investigation under static and cyclic loadings. **Engineering Structures**, v. 100, p. 633–644, 2015.

DENG, E. F.; ZHANG, Z.; ZHANG, C. X.; TANG, Y.; WANG, W.; DU, Z. J.; GAO, J. Experimental study on flexural behavior of UHPC wet joint in prefabricated multi-girder bridge. **Engineering Structures**, v. 275, 2023.
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115314>.

DI, J.; HAN, B.; QIN, F. Investigation of U-bar joints between precast bridge decks loaded in combined bending and shear. **Structures**, v. 27, p. 37–45, 2020.

DIANA FEA. **DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release 10.8**. Delft, The Netherlands, 2023.

DÍAZ, R. A. S. **Análise numérica da resistência à punção de lajes lisas protendidas com cabos não aderentes**. 2018. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

EL DEBS, M. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

EL DEBS, M. K. **Pontes de concreto com ênfase na aplicação de elementos pré-moldados**. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

- FEENSTRA, P. H. **Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete.** 1993. Thesis (PhD) — Delft University of Technology, Delft, 1993.
- FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; WALRAVEN, J.; LEUTBECHER, T.; FRÖHLICH, S. **Ultra-high performance concrete UHPC: fundamentals, design, examples.** Berlim: Wilhelm Ernst, 2014.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code for Concrete Structures 2010.** Lausanne: FIB, 2012. (Bulletin 65).
- FUSCO, P. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** 2.ed. São Paulo: Pini, 2013.
- GAO, X. L.; SHEN, S. Y.; WAN, Y.; QIN, S. W. Experimental study on bond behavior of steel bar embedded in thin UHPC. **Journal of Building Engineering**, v. 86, 2024. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.108865>.
- GARBER, D.; SHAHROKHINASAB, E. **Performance comparison of in-service, full-depth precast concrete deck panels to cast-in-place decks.** Miami: Florida International University, 2019. (Report Nº. ABC-UTC-2013-C3-FIU03-Final).
- GRAYBEAL, B. **Bond behavior of reinforcing steel in ultra-high performance concrete.** Washington, DC: Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2014. (FHWA-HRT-14-089).
- GRAYBEAL, B. **Design and construction of field-cast UHPC connections.** Washington, DC: Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2019. (FHWA-HRT-19-011).
- GRAYBEAL, B. A.; YUAN, J. Evaluation of bond of reinforcing steel in UHPC: design parameters and material property characterization. *In: INTERNATIONAL INTERACTIVE SYMPOSIUM ON ULTRA-HIGH PERFORMANCE CONCRETE*, Des Moines, 2016. **Proceedings [...]** Des Moines: Iowa State University Digital Press, 2016. DOI: <https://doi.org/10.21838/uhpc.16645>.
- GRAYBEAL, B.; DE LA VARGA, I.; HABER, Z. **Bond of field-cast grouts to precast concrete elements.** Washington, DC: Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2017. (FHWA-HRT-16-081).
- GUO, W.; FAN, W.; SHAO, X.; SHEN, D.; CHEN, B. Constitutive model of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete for low-velocity impact simulations. **Composite Structures**, v. 185, p. 307–326, 2018.
- HABER, Z. B.; GRAYBEAL, B. A. Lap-spliced rebar connections with UHPC closures. **Journal of Bridge Engineering**, v. 23, n. 6, 2018a. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001239](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001239).
- HABER, Z. B.; GRAYBEAL, B. A. **Performance of grouted connections for prefabricated bridge deck elements.** Washington, DC: Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2018b. (FHWA-HIF-19-003).

HABER, Z. B.; VARGA, I.; GRAYBEAL, B. A.; NAKASHOJI, B.; EL-HELOU, R.

Properties and behavior of UHPC-class materials. Washington, DC: Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2018. (FHWA-HRT-18-036).

HAN, B.; ZUO, Z.; DI, J.; QIN, F. Flexural behaviour of improved joint details connecting pre-cast bridge decks. **Engineering Structures**, v. 245, n.3, Oct. 2021.

DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112948>.

HE, Z. Q.; MA, Z. J.; CHAPMAN, C. E.; LIU, Z. Longitudinal joints with accelerated construction features in decked bulb-tee girder bridges: strut-and-tie model and design guidelines. **Journal of Bridge Engineering**, v. 18, n. 5, p. 372–379, 2013.

HORDIJK, D. A. **Local approach to fatigue of concrete.** 1991. Thesis (PhD) - Delft University of Technology, Delft, 1991.

HUSSEIN, H. H.; WALSH, K. K.; SARGAND, S. M.; STEINBERG, E. P. Interfacial properties of ultrahigh-performance concrete and high-strength concrete bridge connections. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 5, Jan. 2016.

DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001456](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001456).

HUSSEIN, H. H.; WALSH, K. K.; SARGAND, S. M.; AL RIKABI, F. T.; STEINBERG, E. Modeling the shear connection in adjacent box-beam bridges with ultrahigh-performance concrete joints. I: model calibration and validation. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 8, 2017. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001070](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001070).

JIA, J.; REN, Z.; BAI, Y.; LI, J.; LI, B.; SUN, Y.; ZHANG, Z.; ZHANG, J. Tensile behavior of UHPC wet joints for precast bridge deck panels. **Engineering Structures**, v. 282, n. 11 May 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115826>.

LI, L.; JIANG, Z. Flexural behavior and strut-and-tie model of joints with headed bar details connecting precast members. **Perspectives in Science**, v. 7, p. 253–260, 2016.

MA, Z. J.; LEWIS, S.; CAO, Q.; HE, Z.; BURDETTE, E. G.; FRENCH, C. E. Transverse joint details with tight bend diameter u-bars for accelerated bridge construction. **Journal of Structural Engineering**, v. 138, n. 6, p. 697–707, 2012.

MEHTA, P.; MONTEIRO, P. **Concreto microestrutura, propriedade e materiais.** 2.ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

NAKAMURA, H.; HIGAI, T. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. In: SHING, P.B.; TANABE, T.-A. (Ed.). **Modeling of inelastic behavior of RC structures under seismic loads.** Reston: ASCE, 2001. p. 471–487.

NGUYEN, Q. T.; MAKI, T.; MUTSUYOSHI, H.; ISHIHARA, Y. Flexural behavior of precast concrete slab connections using loop steel bars and mortar. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 21, n. 6, p. 436–449, 2023.

PAN, R.; ZOU, J.; LIAO, P.; DONG, S.; DENG, J. Effects of fiber content and concrete cover on the local bond behavior of helically ribbed GFRP bar and UHPC. **Journal of Building Engineering**, v. 80, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107939>.

PRADO, L. P. **Estudo da interface do concreto pré-moldado e concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras**. 2020. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

PRADO, L. P.; CARRAZEDO, R.; EL DEBS, M. K. Interface strength of high-strength concrete to ultra-high-performance concrete. **Engineering Structures**, v. 252, n.5, Nov. 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113591>.

QI, J.; BAO, Y.; WANG, J.; LI, L.; LI, W. Flexural behavior of an innovative dovetail UHPC joint in composite bridges under negative bending moment. **Engineering Structures**, v. 200, n. 4, Sept. 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109716>.

ROY, M.; HOLLMANN, C.; WILLE, K. Influence of volume fraction and orientation of fibers on the pullout behavior of reinforcement bar embedded in ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 146, p. 582-593, 2017.

RYU, H. K.; KIM, Y. J.; CHANG, S. P. Experimental study on static and fatigue strength of loop joints. **Engineering Structures**, v. 29, n. 2, p. 145–162, 2007.

SELBY, R. G.; VECCHIO, F. J. A Constitutive model for analysis of reinforced concrete solids. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 24, n. 3, p. 460-470, 1997.

SHAO, Y.; OSTERTAG, C. P. Bond-slip behavior of steel reinforced UHPC under flexure: experiment and prediction. **Cement and Concrete Composites**, v. 133, Oct. 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104724>.

SOLIMAN, A. A.; HEARD, W. F.; WILLIAMS, B. A.; RANADE, R. Effects of the tensile properties of UHPC on the bond behavior. **Construction and Building Materials**, v. 392, n. 7, Aug. 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131990>.

SOUSA, A. M.; LANTSOGHT, E. O.; GENIKOMSOU, A. S.; KRAHL, P.; EL DEBS, M. K. Behavior and punching capacity of flat slabs with the rational use of UHPFRC: NLFEA and analytical predictions. **Engineering Structures**, v. 244, n. 11, July 2021. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112774>.

STURM, A.; VISINTIN, P. Local bond slip behavior of steel reinforcing bars embedded in ultra high performance fibre reinforced concrete. **Structural Concrete**, v. 20, n. 1, p. 108-122, 2019.

THORENFELDT, E.; TOMASZEWCZ, A.; JENSEN, J. J. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. In: SYMPOSIUM PROCEEDINGS, UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, Stavanger, 1987. **Proceedings [...]**. Trondheim: Tapir, 1987.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The Modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.

- VELLA, J. P.; VOLLM, R. L.; JACKSON, A. Flexural behaviour of headed bar connections between precast concrete panels. **Construction and Building Materials**, v. 154, p. 236–250, 2017.
- WANG, X.; LIU, Y.; CHEN, A.; RUAN, X. Flexural capacity assessment of precast deck joints based on deep forest. **Structures**, v. 41, p. 270–286, July 2022.
- ZHANG, J.; GUAN, Z.; LIANG, L.; LING, X. Experimental study on longitudinal joints with accelerated construction features in precast multibox girder bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 23, n. 1, 2018. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943.5592.0001172](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943.5592.0001172).
- ZHANG, Z.; ZHANG, Y.; ZHU, P. Flexural behavior of precast RC deck panels with cast-in-place UHPFRC connection. **Coatings**, v. 12, n. 8, 2022. DOI: <https://doi.org/10.3390/coatings12081183>.
- ZHOU, Z.; QIAO, P. Bond behavior of epoxy-coated rebar in ultra-high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 182, p. 406–417, 2018.
- ZHU, P.; MA, Z.; FRENCH, C. Fatigue evaluation of longitudinal U-Bar joint details for accelerated bridge construction. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. 2, p. 201-210, 2012.

APÊNDICE A – Base de dados experimentais

A.1 – Parâmetros

A definição dos parâmetros da base de dados é apresentada a seguir:

Parâmetro	Referência dos experimentos reportados pelos autores;
Amostra	Nome do experimento como usado na referência original;
Concreto na ligação	Tipo de concreto utilizado na ligação: NC - Concreto normal (<i>Normal Concrete</i>); HSC-Concreto de alta resistência (<i>High Strength Concrete</i>); UHPC – Concreto de ultra-alto desempenho (<i>Ultra-High Performance Concrete</i>);
Forma da ligação	Forma geométrica utilizada na ligação;
Tipo de armadura	Detalhes de emendas das barras de armadura na região da ligação;
Tratamento de interface	Tipo de tratamento na interface do concreto pré-moldado e o concreto moldado no local;
Modo de falha/ Local de falha	Modo de falha governante nos ensaios experimentais; Local onde ocorreu a falha;
b_w	Largura do elemento;
h	Altura do elemento;
L	Comprimento do elemento;
$f_{cm,p}$	Resistência média à compressão do concreto pré-moldado;
$f_{cm,l}$	Resistência média à compressão do concreto da ligação;
f_y	Tensão de escoamento da armadura longitudinal;
f_{yt}	Tensão de escoamento da armadura transversal;
A_s	Área da seção da armadura longitudinal na zona tracionada;
A_{st}	Área da seção da armadura transversal;
ρ	Taxa de armadura longitudinal;
ρ_t	Taxa de armadura transversal;
l	Comprimento de emenda por traspasse da armadura na ligação;
P_{exp}	Carga de ruptura do elemento;
M_{exp}	Momento fletor resistente do elemento;

A.2 – Base de dados de ensaios de ligação submetidos à flexão

A seguir é apresentada a bases de ensaios experimentais de lajes pré-moldadas conectadas por ligação moldada no local.

Amostra	Concreto na ligação	Forma da ligação	Tipo de armadura	Tratamento Interf.	Modo de falha/ Local da falha	<i>bw</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	<i>fcm,j</i> (MPa)	<i>ftm,j</i> (MPa)	<i>fcm,p</i> (MPa)	<i>fy</i> (MPa)	<i>fy,t</i> (MPa)	<i>As.t</i> (mm ²)	<i>ρ</i>	<i>ρt</i>	<i>l</i> (mm)	<i>P exp</i> (kN)	<i>M exp</i> (kN.m)
Deng <i>et al.</i> (2023)																			
RA-332-1.13	UHPC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	56,3	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	332	338,2	101,5
RA-354-1.13	UHPC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	56,3	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	352	348,2	104,5
RA-372-1.13	UHPC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	56,3	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	372	319,07	95,7
RS-120-1.13	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	120	327,2	98,2
RS-180-1.13	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	180	335,4	100,6
RS-240-1.13	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	240	326	97,8
RS-120-1.35	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,36%	0,68%	120	399,8	119,9
RS-180-1.35	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,36%	0,68%	180	401,6	120,5
RS-240-1.35	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,36%	0,68%	240	403,4	121,0
DS-240-1.13	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	200	2112	131,3	4,2	52,2	409,6	409,6	678,58	1,13%	0,68%	240	333,3	100,0
Qi <i>et al.</i> (2019)																			
F-A-U-SWM	UHPC	Entalhada	Laço	Malha de arame de aço	Flexão/CPM	800	170	3000	121,7	6,4	121,7	460,1	526	1407,43	4,16%	2,07%	120	311	194,4
F-A-U	UHPC	Entalhada	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	170	3000	121,7	6,4	121,7	460,1	526	1407,43	4,16%	2,07%	120	290	181,3
F-A-U-ER	UHPC	Entalhada	Laço	Resina Epóxi	Flexão/CPM	800	170	3000	121,7	6,4	121,7	460,1	526	1407,43	4,16%	2,07%	120	293	183,1
F-B-U-SWM	UHPC	Entalhada	Laço	Malha de arame de aço	Flexão/CPM	800	170	3000	141,5	7	121,7	460,1	526	1407,43	4,16%	2,07%	120	322	201,3
F-A-S-SWM	UHPC	Entalhada	Reta	Malha de arame de aço	Flexão/CPM	800	170	3000	121,7	6,4	121,7	460,1	526	1407,43	4,16%	2,07%	120	213	133,1
Casanova <i>et al.</i> (2019)																			
4-point LB	NC	Diamante	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Flexão/Ligação	300	200	1980	57,6	5,8	34,3	415,2	0	0,00	2,68%	0,00%	120	54,3	16,55
3-point LB	NC	Diamante	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Flexão/Ligação	300	200	1980	57,6	5,8	34,3	415,2	0	0,00	2,68%	0,00%	120	44,4	16,6
Haber e Graybeal (2018a)																			
U-A	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2286	174	6,28	43,1	413	413	0,00	1,49%	0,00%	140	144	49,4
U-B	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2286	163	8,35	42,4	413	413	0,00	1,49%	0,00%	140	142	48,7
U-C	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2286	148	5,55	43,6	413	413	0,00	1,49%	0,00%	140	148	50,8
U-D	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2286	189	7,87	42,9	413	413	0,00	1,49%	0,00%	140	143	49,1
U-E	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2286	148	6,88	42,2	413	413	0,00	1,49%	0,00%	140	144	49,4
Haber e Graybeal (2018b)																			
G1-6-H-SB-Tp-54	NC	Trapezoidal	Barra com cabeça	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	516	466	0,00	1,49%	0,00%	152	117	40,1
G1-6-H-SB-Tp-T-55	NC	Trapezoidal	Barra com cabeça	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	516	466	122,72	1,49%	0,23%	152	139	47,7
G1-8,5-UB-EA-Tr-T-73	NC	Diamante	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	432	466	245,44	1,49%	0,45%	216	123	42,2
G1IIC-8,5-UB-EA-Tr-T-74	NC	Diamante	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	432	466	245,44	1,49%	0,45%	216	124	42,5
G1-12-B-PW-Tp-48	NC	Trapezoidal	Reta	Lavado a Pressão	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	103	35,3
G1-12-B-PW+E1-Tr-30	NC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	108	37,0
G1-12-B-PW+E2-Tr-32	NC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	114	39,1
G1-12-B-SB-Tp-5	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	113	38,8
G1-12-B-SB-Tp-34	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	109	37,4
G1-12-B-SB-Tp-35	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	97	33,3
G1-12-B-SB-Tp-49	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	126	43,2
G1-12-B-SB-Tp-57	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	119	40,8
G1-12-B-SB-Tp-T-52	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	122,72	1,49%	0,23%	305	116	39,8
G1-12-B-SB-Tp-T-56	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligação	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	245,44	1,49%	0,45%	305	114	39,1

G1-12-B-EA-Tp-23	NC	Trapezoidal	Reta	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	245,44	1,49%	0,45%	305	110	37,7
G1-12-B-EA-Tr-33	NC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	144	49,4
G1-12-H-SB-Tr-28	NC	Diamante	Barra com cabeça	Jato de Areia	Ancoragem/Ligaçāo	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	516	466	0,00	1,49%	0,00%	305	144	49,4
G1-15-B-SB-Tp-6	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligaçāo	711	152	2718	68,6	5,03	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	381	127	43,6
E1-5-5-B-SB-Tp-63	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Não identificado	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	172	59,0
E1-5-5-H-SB-Tp-44	NC	Trapezoidal	Barra com cabeça	Jato de Areia	Não identificado	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	516	466	0,00	1,49%	0,00%	140	168	57,6
E1-12-B-PW-Tp-46	NC	Trapezoidal	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	172	59,0
E1-12-B-PW-Tp-47	NC	Trapezoidal	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	170	58,3
E1-12-B-SB-Tp-42	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	177	58,3
E1-12-B-SB-Tp-43	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	170	58,3
E1-12-B-PW-Tr-37	NC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	170	60,7
E1-12-B-SB-Tr-36	NC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	164	56,3
E1-12-B-SB-Tr-38	NC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	177	60,7
E1-12-B-SB-Tr-39	NC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	176	60,4
E1-12-B-EA-Tr-41	NC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	180	61,7
E1-12-B-EA-Tr-45	NC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	184	63,1
E1-12-E-SB-Tp-62	NC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	305	164	56,3
E1-12-H-SB-Tp-40	NC	Trapezoidal	Barra com cabeça	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	98,1	6,38	54,2	516	466	0,00	1,49%	0,00%	305	178	61,1
U2-5-5-B-PW+E1-Tp-10	UHPC	Trapezoidal	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	172	55,2
U2-5-5-B-PW+E2-Tp-12	UHPC	Trapezoidal	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	173	53,9
U2-5-5-B-SB-Tp-7	UHPC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	166	53,2
U2-5-5-B-SB-Tp-60	UHPC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	161	53,5
U2-5-5-B-SB-Tp-17	UHPC	Trapezoidal	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	157	62,4
U2-5-5-B-EA-Tp-8	UHPC	Trapezoidal	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	155	55,6
U2-5-5-B-PW-Tr-9	UHPC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	182	59,0
U2-5-5-B-PW-Tr-15	UHPC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	156	59,3
U2-5-5-B-PW-Tr-20	UHPC	Diamante	Reta	Lavado a Pressão	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	181	56,9
U2-5-5-B-SB-Tr-11	UHPC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	160	62,1
U2-5-5-B-SB-Tr-18	UHPC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	169	54,9
U2-5-5-B-SB+E2-Tr-13	UHPC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	164	56,3
U2-5-5-B-SB+E1-Tr-14	UHPC	Diamante	Reta	Jato de Areia	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	162	58,0
U2-5-5-B-EA-Tr-16	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	180	61,7
U2-5-5-B-EA-Tr-75	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	711	152	2718	154,7	8,65	54,2	466	466	0,00	1,49%	0,00%	140	144	49,4
Vella, Volumn e Jackson (2017)																			
B2-26-2H20-S-0	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	600	300	3000	25,7	2,46	60,4	530	516	1256,64	1,09%	1,40%	100	253	111,0
B2-39-2H20-/0	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçāo	600	300	3000	39,3	3,4	65,2	530	516	1256,64	1,09%	1,40%	100	293	129,0
B2-24-2H20-/0	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	600	300	3000	24,1	2,58	24,1	530	516	1256,64	1,09%	1,40%	100	192	84,0
B2-26-2H20-S-10	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	600	300	3000	25,7	2,46	60,4	530	516	1256,64	1,09%	1,40%	100	225	99,0
Li e Jiang (2016)																			
B1	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçāo	610	152	3048	72,7	5,23	72,7	460	460	245,44	3,47%	0,53%	152	116,8	35,0
B2	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	610	152	3048	56,7	4,43	56,7	460	460	245,44	3,47%	0,53%	64	80	24,0
B3	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçāo	610	152	3048	61,1	4,65	61,1	460	460	245,44	3,47%	0,53%	152	176,6	53,0
B4	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	610	152	3048	61,7	4,68	61,7	460	460	245,44	3,47%	0,53%	64	146,8	44,0
B5	NC	Retangular	Barra com cabeça	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçāo	610	152	3048	58,5	4,52	58,5	460	460	245,44	3,47%	0,53%	102	83,4	25,0
Choi et al. (2015)																			
HSC-J-S1	HSC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	220	3400	124,94	7,50	50	400	400	314,16	1,28%	0,29%	200	122,3	61,1
HSC-J-S2	HSC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	220	3400	124,94	7,50	50	400	400	314,16	1,28%	0,29%	200	125,8	62,9
HSC-J-S3	HSC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1000	220	3400	124,94	7,50	50	400	400	314,16	1,28%	0,29%	200	124,4	62,2
Zhu, Ma e French (2012)																			
SS-O	NC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	52	4,18	79	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	86	157,3
FS-O	NC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	45	3,80	79	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	98,7	180,5
SS-7	HSC	Diamante	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	60	4,60	79	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	113,2	207,0
FS-7	HSC	Diamante	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	65	4,85	79	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	103,2	189,5

SF-O	NC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	41	3,57	86	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	107,7	197,0
FF-O	NC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1829	160	3456	37	3,33	80	435	435	245,44	1,92%	0,17%	152	86,3	157,8
Ryu, Kim, Chang (2007)																			
BL-13-250	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	0,61%	1,70%	200	189	82,6
BL-13-300	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	0,61%	1,70%	250	198	86,8
BL-13-350	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	0,61%	1,70%	300	198	86,5
BL-16-250	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,01%	1,70%	200	267	116,9
BL-16-300	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,01%	1,70%	250	265	115,9
BL-16-350	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,01%	1,70%	300	279	122,2
BL-19-250	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,42%	1,70%	200	318	139,0
BL-19-300	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,42%	1,70%	250	317	138,6
BL-19-350	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	800	250	2100	29	2,83	36	400	400	1701,17	1,42%	1,70%	300	307	134,4
FL13-350	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçao	350	250	2000	57	4,44	36	400	400	0,00	0,61%	0,00%	300	65	26,8
FL16-350	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçao	350	250	2000	57	4,44	36	400	400	0,00	0,92%	0,00%	300	93	38,4
FL19-250	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçao	350	250	2000	57	4,44	36	400	400	0,00	1,30%	0,00%	200	112	49,0
FL19-35	NC	Curva	Laço	Agregado Exposto	Flexão/Ligaçao	350	250	2000	57	4,44	36	400	400	0,00	1,30%	0,00%	300	115	47,4
Zhang, Zhang e Zhu (2022)																			
J-R1	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	300	150	1500	143,2	6,76	40,2	459	459	157,08	4,02%	0,70%	120	113,3	25,5
J-R2	UHPC	Retangular	Reta	Com Furos	Flexão/CPM	300	150	1500	143,2	6,76	40,2	459	459	157,08	4,02%	0,70%	120	123,5	27,8
J-R3	UHPC	Retangular	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	300	150	1500	143,2	6,76	40,2	459	459	157,08	5,53%	0,70%	120	142,8	32,1
J-Z	UHPC	Entalhada	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	300	150	1500	143,2	6,76	40,2	459	459	157,08	4,02%	0,70%	120	126,8	28,5
J-D	UHPC	Diamante	Reta	Agregado Exposto	Flexão/CPM	300	150	1500	143,2	6,76	40,2	459	459	157,08	4,02%	0,70%	120	116,4	26,2
Han et al. (2021)																			
LU	NC	Retangular	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	355	195,4
LUS	NC	Retangular	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	342	188,0
LUT	NC	Forma T	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	373	204,7
LH	NC	Retangular	Barra com cabeça	Jato de Areia	Ancoragem/Ligaçao	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	297	162,8
WL	NC	Retangular	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligaçao	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	259	141,0
LL	NC	Retangular	Reta	Jato de Areia	Ancoragem/Ligaçao	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	265	143,4
Di, Han e Qi (2020)																			
WU	NC	Retangular	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	440	371,4	260,4
LU	NC	Retangular	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	441	357,6	250,2
LUS	NC	Retangular	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	442	346,5	242,6
LUJ	NC	Forma T	Laço	Jato de Areia	Flexão/CPM	800	275	3100	62,1	4,70	55	460	460	3041,06	3,57%	2,76%	443	354,7	248,7
Zhang et al. (2018)																			
SA1-1	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Ancoragem/Ligaçao	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	240	704,0	176
SA2	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	0,97%	0,55%	240	520,0	130
SA3	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	0,72%	0,55%	240	37,0	94,25
SR	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	66,8	4,94	66,8	467	437	1256,64	1,57%	0,97%	300	699,0	166,01
SB1	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	100	575,0	143,75
SB2	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	150	684,0	171
SB3	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	200	682,0	170,5
SA1-2	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	91,2	6,08	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	240	649,0	162,25
SC1	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	66,8	4,94	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	200	658,0	164,5
SC2	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	83,2	5,72	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	200	749,0	187,25
SD1	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	66,8	4,94	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	240	633,0	158,25
SD2	HSC	Retangular	Laço	Agregado Exposto	Flexão/CPM	1300	200	1700	83,2	5,72	66,8	463	437	716,283	1,45%	0,55%	240	706,0	176,5

**APÊNDICE B – Comparaç \hat{a} o dos resultados de resist \mathfrak{c} ncia ao momento fletor
dos ensaios experimentais e dos modelos num \mathfrak{c} ricos**

Amostra	Concreto na ligação	Modo de falha/ Local da falha	$M_{u,exp}$ (kN/m)	$M_{u,AS}$ (kN/m)	$M_{u,MBT}$ (kN/m)	$M_{u,AS-UHPC}$ (kN/m)	$M_{u,exp}/M_{u,AS}$	$M_{u,exp}/M_{u,MBT}$	$M_{u,exp}/M_{u,AS-UHPC}$
Deng <i>et al.</i> (2023)									
RA-332-1.13	UHPC	Flexão/CPM	101,5	76,0	77,3	145,6	1,33	1,31	0,70
RA-354-1.13	UHPC	Flexão/CPM	104,5	76,0	77,3	145,6	1,37	1,35	0,72
RA-372-1.13	UHPC	Flexão/CPM	95,7	76,0	77,3	145,6	1,26	1,24	0,66
RS-120-1.13	UHPC	Flexão/CPM	98,2	75,9	74,3	145,6	1,29	1,32	0,67
RS-180-1.13	UHPC	Flexão/CPM	100,6	75,9	77,3	145,6	1,33	1,30	0,69
RS-240-1.13	UHPC	Flexão/CPM	97,8	75,9	77,3	145,6	1,29	1,26	0,67
RS-120-1.35	UHPC	Flexão/CPM	119,9	90,5	92,6	160,1	1,33	1,30	0,75
RS-180-1.35	UHPC	Flexão/CPM	120,5	90,5	92,6	160,1	1,33	1,30	0,75
RS-240-1.35	UHPC	Flexão/CPM	121,0	90,5	92,6	160,1	1,34	1,31	0,76
DS-240-1.13	UHPC	Flexão/CPM	100,0	75,9	77,3	145,6	1,32	1,29	0,69
Qi <i>et al.</i> (2019)									
F-A-U-SWM	UHPC	Flexão/CPM	194,4	165,4	110,3	212,8	1,18	1,76	0,91
F-A-U	UHPC	Flexão/CPM	181,3	165,4	110,3	212,8	1,10	1,64	0,85
F-A-U-ER	UHPC	Flexão/CPM	183,1	165,4	110,3	212,8	1,11	1,66	0,86
F-B-U-SWM	UHPC	Flexão/CPM	201,3	165,4	128,3	221,1	1,22	1,57	0,91
F-A-S-SWM	UHPC	Flexão/CPM	133,1	165,4	110,3	212,8	0,80	1,21	0,63
Casanova <i>et al.</i> (2019)									
4-point LB	NC	Flexão/Ligaç \mathfrak{c} o	16,6	49,4	52,0	-	0,34	0,32	-
3-point LB	NC	Flexão/Ligaç \mathfrak{c} o	16,6	49,4	52,0	-	0,34	0,32	-
Haber e Graybeal (2018a)									
U-A	UHPC	Flexão/CPM	49,4	37,4	39,0	80,7	1,32	1,27	0,61
U-B	UHPC	Flexão/CPM	48,7	37,4	39,0	93,2	1,30	1,25	0,52
U-C	UHPC	Flexão/CPM	50,8	37,4	38,9	75,4	1,36	1,31	0,67
U-D	UHPC	Flexão/CPM	49,1	37,4	39,0	91,2	1,31	1,26	0,54
U-E	UHPC	Flexão/CPM	49,4	37,4	38,9	83,6	1,32	1,27	0,59
Haber e Graybeal (2018b)									
G1-6-H-SB-Tp-54	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	40,1	46,8	47,3	-	0,86	0,85	-
G1-6-H-SB-Tp-T-55	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	47,7	46,8	26,6	-	1,02	1,79	-
G1-8.5-UB-EA-Tr-T-73	NC	Flexão/Ligaç \mathfrak{c} o	42,2	39,5	39,9	-	1,07	1,06	-
G1IC-8.5-UB-EA-Tr-T-74	NC	Flexão/Ligaç \mathfrak{c} o	42,5	39,5	39,9	-	1,08	1,07	-
G1-12-B-PW-Tp-48	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	35,3	42,5	42,9	-	0,83	0,82	-
G1-12-B-PW+E1-Tr-30	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	37,0	42,5	42,9	-	0,87	0,86	-
G1-12-B-PW+E2-Tr-32	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	39,1	42,5	42,9	-	0,92	0,91	-
G1-12-B-SB-Tp-5	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	38,8	42,5	42,9	-	0,91	0,90	-
G1-12-B-SB-Tp-34	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	37,4	42,5	42,9	-	0,88	0,87	-
G1-12-B-SB-Tp-35	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	33,3	42,5	42,9	-	0,78	0,78	-
G1-12-B-SB-Tp-49	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	43,2	42,5	42,9	-	1,02	1,01	-
G1-12-B-SB-Tp-57	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	40,8	42,5	42,9	-	0,96	0,95	-
G1-12-B-SB-Tp-T-52	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	39,8	42,5	42,9	-	0,94	0,93	-
G1-12-B-SB-Tp-T-56	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	39,1	42,5	42,9	-	0,92	0,91	-
G1-12-B-EA-Tp-23	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	37,7	42,5	42,9	-	0,89	0,88	-
G1-12-B-EA-Tr-33	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	49,4	42,5	42,9	-	1,16	1,15	-
G1-12-H-SB-Tr-28	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	49,4	46,8	47,3	-	1,06	1,04	-
G1-15-B-SB-Tp-6	NC	Ancoragem/Ligaç \mathfrak{c} o	43,6	42,5	42,9	-	1,03	1,02	-
E1-5.5-B-SB-Tp-63	NC	Não identificado	59,0	42,5	43,4	-	1,39	1,36	-
E1-5.5-H-SB-Tp-44	NC	Não identificado	57,6	46,8	47,9	-	1,23	1,20	-
E1-12-B-PW-Tp-46	NC	Flexão/CPM	59,0	42,5	43,4	-	1,39	1,36	-
E1-12-B-PW-Tp-47	NC	Flexão/CPM	58,3	42,5	43,4	-	1,37	1,34	-
E1-12-B-SB-Tp-42	NC	Flexão/CPM	58,3	42,5	43,4	-	1,37	1,34	-
E1-12-B-SB-Tp-43	NC	Flexão/CPM	58,3	42,5	43,4	-	1,37	1,34	-
E1-12-B-PW-Tr-37	NC	Flexão/CPM	60,7	42,5	43,4	-	1,43	1,40	-
E1-12-B-SB-Tr-36	NC	Flexão/CPM	56,3	42,5	43,4	-	1,32	1,30	-
E1-12-B-SB-Tr-38	NC	Flexão/CPM	60,7	42,5	43,4	-	1,43	1,40	-
E1-12-B-SB-Tr-39	NC	Flexão/CPM	60,4	42,5	43,4	-	1,42	1,39	-
E1-12-B-EA-Tr-41	NC	Flexão/CPM	61,7	42,5	43,4	-	1,45	1,42	-
E1-12-B-EA-Tr-45	NC	Flexão/CPM	63,1	42,5	43,4	-	1,49	1,45	-
E1-12-E-SB-Tp-62	NC	Flexão/CPM	56,3	42,5	43,4	-	1,32	1,30	-
E1-12-H-SB-Tp-40	NC	Flexão/CPM	61,1	46,8	47,9	-	1,31	1,27	-
U2-5.5-B-PW+E1-Tp-10	UHPC	Flexão/CPM	55,2	42,5	43,8	99,1	1,30	1,26	0,56
U2-5.5-B-PW+E2-Tp-12	UHPC	Flexão/CPM	53,9	42,5	43,8	99,1	1,27	1,23	0,54
U2-5.5-B-SB-Tp-7	UHPC	Flexão/CPM	53,2	42,5	43,8	99,1	1,25	1,21	0,54
U2-5.5-B-SB-Tp-60	UHPC	Flexão/CPM	53,5	42,5	43,8	99,1	1,26	1,22	0,54
U2-5.5-B-SB-Tp-17	UHPC	Flexão/CPM	62,4	42,5	43,8	99,1	1,47	1,42	0,63
U2-5.5-B-EA-Tp-8	UHPC	Flexão/CPM	55,6	42,5	43,8	99,1	1,31	1,27	0,56
U2-5.5-B-PW-Tr-9	UHPC	Flexão/CPM	59,0	42,5	43,8	99,1	1,39	1,35	0,60
U2-5.5-B-PW-Tr-15	UHPC	Flexão/CPM	59,3	42,5	43,8	99,1	1,40	1,35	0,60
U2-5.5-B-PW-Tr-20	UHPC	Flexão/CPM	56,9	42,5	43,8	99,1	1,34	1,30	0,57
U2-5.5-B-SB-Tr-11	UHPC	Flexão/CPM	62,1	42,5	43,8	99,1	1,46	1,42	0,63
U2-5.5-B-SB-Tr-18	UHPC	Flexão/CPM	54,9	42,5	43,8	99,1	1,29	1,25	0,55
U2-5.5-B-SB+E2-Tr-13	UHPC	Flexão/CPM	56,3	42,5	43,8	99,1	1,32	1,28	0,57

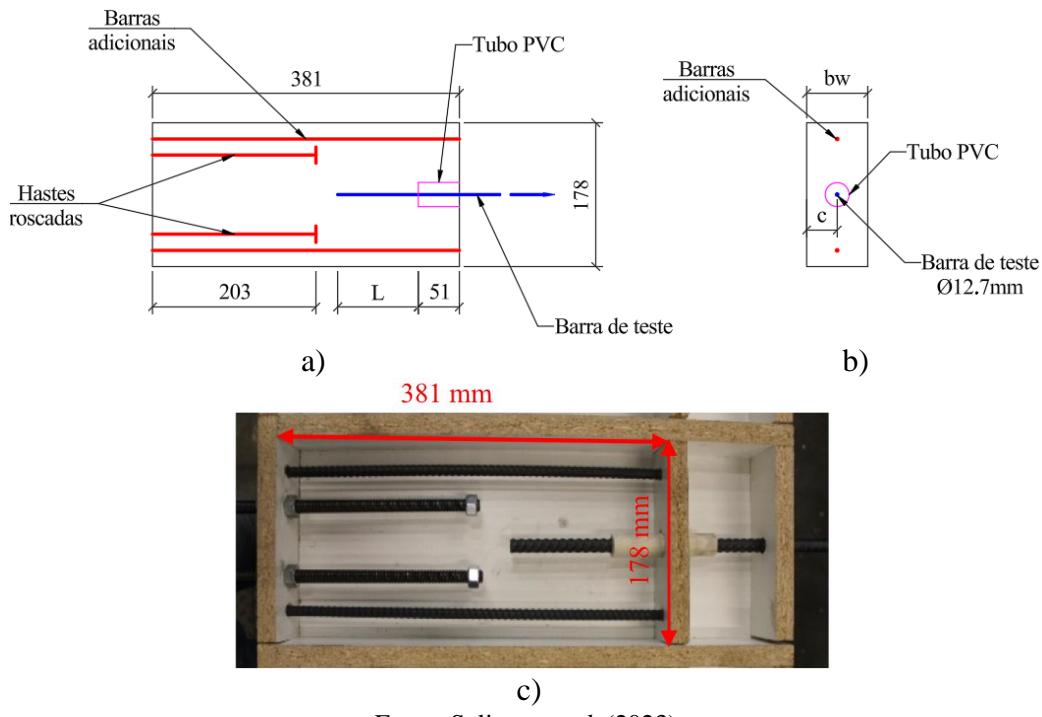
U2-5.5-B-SB+E1-Tr-14	UHPC	Flexão/CPM	58,0	42,5	43,8	99,1	1,37	1,32	0,58
U2-5.5-B-EA-Tr-16	UHPC	Flexão/CPM	61,7	42,5	43,8	99,1	1,45	1,41	0,62
U2-5.5-B-EA-Tr-75	UHPC	Flexão/CPM	49,4	42,5	43,8	99,1	1,16	1,13	0,50
Vella, Volumn e Jackson (2017)									
B2-26-2H20-S-0	NC	Ancoragem/Ligação	111,0	119,2	96,5	-	0,93	1,15	-
B2-39-2H20-/0	NC	Flexão/Ligação	129,0	119,5	116,8	-	1,08	1,10	-
B2-24-2H20-/0	NC	Ancoragem/Ligação	84,0	112,6	90,5	-	0,75	0,93	-
B2-26-2H20-S-10	NC	Ancoragem/Ligação	99,0	119,2	96,5	-	0,83	1,03	-
Li e Jiang (2016)									
B1	NC	Flexão/Ligação	35,0	80,8	51,0	-	0,43	0,69	-
B2	NC	Ancoragem/Ligação	24,0	78,7	22,0	-	0,30	1,09	-
B3	NC	Flexão/Ligação	53,0	79,4	65,7	-	0,67	0,81	-
B4	NC	Ancoragem/Ligação	44,0	79,5	32,5	-	0,55	1,36	-
B5	NC	Ancoragem/Ligação	25,0	79,0	34,5	-	0,32	0,72	-
Choi et al. (2015)									
HSC-J-S1	HSC	Flexão/CPM	61,1	87,5	53,8	-	0,70	1,14	-
HSC-J-S2	HSC	Flexão/CPM	62,9	87,5	53,8	-	0,72	1,17	-
HSC-J-S3	HSC	Flexão/CPM	62,2	87,5	53,8	-	0,71	1,16	-
Zhu, Ma e French (2012)									
SS-O	NC	Flexão/CPM	157,3	149,4	35,7	-	1,05	4,41	-
FS-O	NC	Flexão/CPM	180,5	149,4	35,6	-	1,21	5,07	-
SS-7	HSC	Flexão/CPM	207,0	149,4	35,7	-	1,39	5,80	-
FS-7	HSC	Flexão/CPM	189,5	149,4	35,8	-	1,27	5,30	-
SF-O	NC	Flexão/CPM	197,0	149,9	34,4	-	1,31	5,73	-
FF-O	NC	Flexão/CPM	157,8	149,5	31,0	-	1,06	5,09	-
Ryu, Kim, Chang (2007)									
BL-13-250	NC	Flexão/CPM	82,6	51,2	50,9	-	1,61	1,62	-
BL-13-300	NC	Flexão/CPM	86,8	51,2	50,9	-	1,69	1,70	-
BL-13-350	NC	Flexão/CPM	86,5	51,2	50,9	-	1,69	1,70	-
BL-16-250	NC	Flexão/CPM	116,9	81,9	81,2	-	1,43	1,44	-
BL-16-300	NC	Flexão/CPM	115,9	81,9	81,2	-	1,41	1,43	-
BL-16-350	NC	Flexão/CPM	122,2	81,9	81,2	-	1,49	1,51	-
BL-19-250	NC	Flexão/CPM	139,0	112,8	111,2	-	1,23	1,25	-
BL-19-300	NC	Flexão/CPM	138,6	112,8	111,2	-	1,23	1,25	-
BL-19-350	NC	Flexão/CPM	134,4	112,8	111,2	-	1,19	1,21	-
FL13-350	NC	Flexão/Ligação	26,8	20,9	21,1	-	1,28	1,27	-
FL16-350	NC	Flexão/Ligação	38,4	31,0	31,4	-	1,24	1,22	-
FL19-250	NC	Flexão/Ligação	49,0	42,6	43,5	-	1,15	1,13	-
FL19-35	NC	Flexão/Ligação	47,4	42,6	43,5	-	1,11	1,09	-
Zhang, Zhang e Zhu (2022)									
J-R1	UHPC	Flexão/CPM	25,5	43,1	49,1	64,7	0,59	0,52	0,39
J-R2	UHPC	Flexão/CPM	27,8	43,1	49,1	64,7	0,65	0,57	0,43
J-R3	UHPC	Flexão/CPM	32,1	54,9	51,1	80,4	0,58	0,63	0,40
J-Z	UHPC	Flexão/CPM	28,5	43,1	49,1	64,7	0,66	0,58	0,44
J-D	UHPC	Flexão/CPM	26,2	43,1	49,1	64,7	0,61	0,53	0,41
Han et al. (2021)									
LU	NC	Flexão/CPM	195,4	333,0	338,0	-	0,59	0,58	-
LUS	NC	Flexão/CPM	188,0	333,0	338,0	-	0,56	0,56	-
LUT	NC	Flexão/CPM	204,7	333,0	338,0	-	0,61	0,61	-
LH	NC	Ancoragem/Ligação	162,8	333,0	241,1	-	0,49	0,68	-
WL	NC	Ancoragem/Ligação	141,0	333,0	338,0	-	0,42	0,42	-
LL	NC	Ancoragem/Ligação	143,4	333,0	338,0	-	0,43	0,42	-
Di, Han e Qi (2020)									
WU	NC	Flexão/CPM	260,4	333,0	338,0	-	0,78	0,77	-
LU	NC	Flexão/CPM	250,2	333,0	338,0	-	0,75	0,74	-
LUS	NC	Flexão/CPM	242,6	333,0	338,0	-	0,73	0,72	-
LUJ	NC	Flexão/CPM	248,7	333,0	338,0	-	0,75	0,74	-
Zhang et al. (2018)									
SA1-1	HSC	Ancoragem/Ligação	176	117,0	114,6	-	1,50	1,54	-
SA2	HSC	Flexão/CPM	130	79,2	79,8	-	1,64	1,63	-
SA3	HSC	Flexão/CPM	94,3	59,8	60,1	-	1,58	1,57	-
SR	HSC	Flexão/CPM	166,0	127,9	108,7	-	1,30	1,53	-
SB1	HSC	Flexão/CPM	143,8	117,0	105,5	-	1,23	1,36	-
SB2	HSC	Flexão/CPM	171	117,0	118,4	-	1,46	1,44	-
SB3	HSC	Flexão/CPM	170,5	117,0	118,4	-	1,46	1,44	-
SA1-2	HSC	Flexão/CPM	162,3	117,0	118,4	-	1,39	1,37	-
SC1	HSC	Flexão/CPM	164,5	117,0	117,0	-	1,41	1,41	-
SC2	HSC	Flexão/CPM	187,3	117,0	118,0	-	1,60	1,59	-
SD1	HSC	Flexão/CPM	158,3	117,0	117,0	-	1,35	1,35	-
SD2	HSC	Flexão/CPM	176,5	117,0	118,0	-	1,51	1,50	-

APÊNDICE C – Análise do modelo *bond-slip* proposto por Pan *et al.* (2023)

O estabelecimento de um modelo de análise numérica de aderência de armaduras ao concreto da ligação usando software de elementos finitos exigem um modelo constitutivo de *bond-slip* preciso entre vergalhões e o UHPC. Desse modo, foi realizado a aplicação do modelo de Pan *et al.* (2023) abordado no Item 4.2.2.2 em simulações numéricas para verificar o nível de precisão.

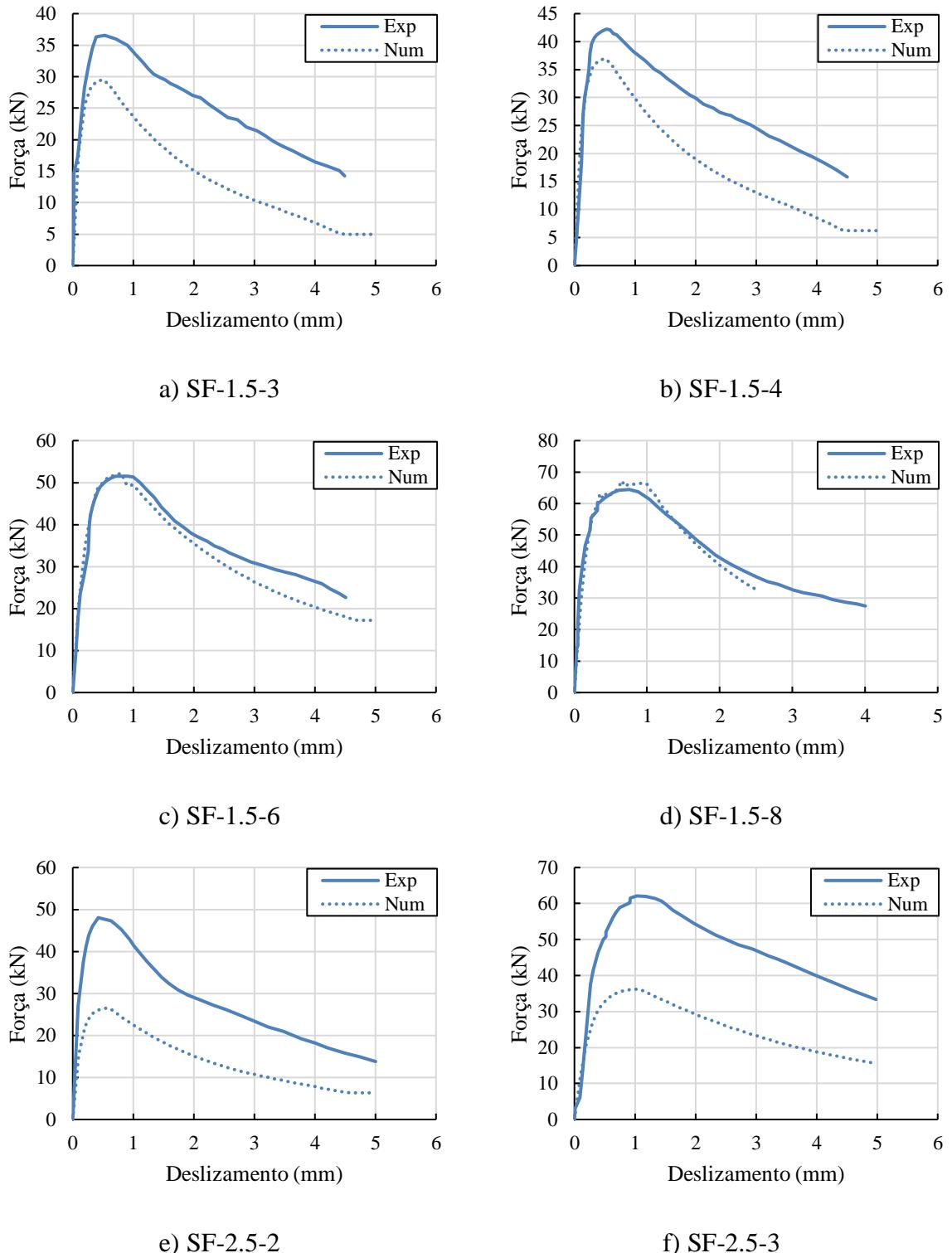
Nesse sentido, foi selecionado os ensaios de arrancamento de barras no UHPC de Soliman *et al.* (2023) para a validação do modelo numérico no DIANA FEA. Os dados dos ensaios foram apresentados na Tabela 4.7. Os detalhes do ensaio são apresentados na Figura C.1 e na Figura C.2 mostra os resultados das curvas Força de arrancamento x deslizamento das simulações numéricas e dos ensaios experimentais. Na Tabela C.1 apresenta a relação força de arrancamento dos modelos experimentais e numéricos.

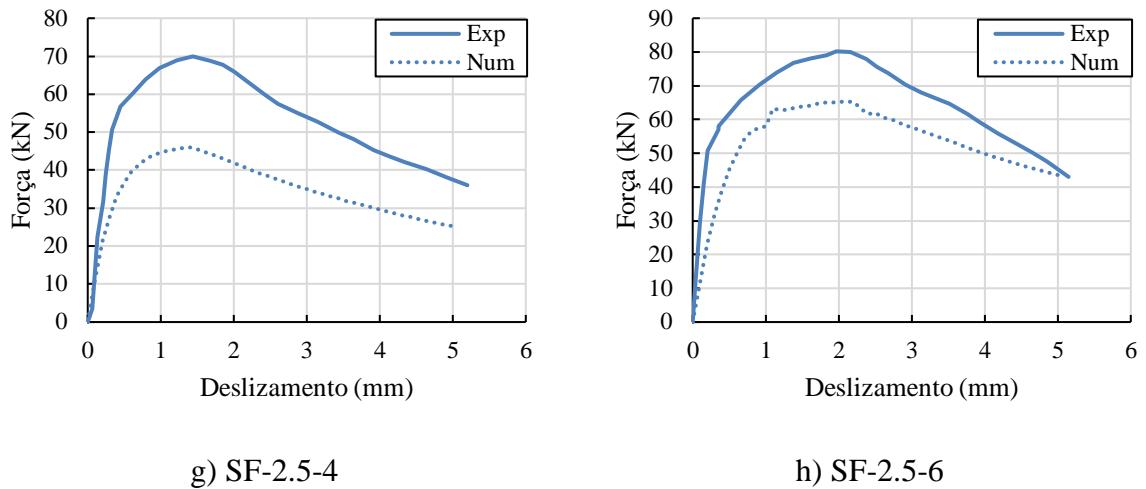
Figura C.1 - Programa experimental de ensaio de arrancamento.



Fonte: Soliman *et al.* (2023).

Figura C.2 - Comparação entre as curvas Força de arrancamento x deslizamento da análise numérica e experimental do estudo de Soliman *et al.* (2023)





Fonte: Autor.

Tabela C.1 - Comparaçāo da força de arrancamento dos modelos experimentais e numéricos.

Modelo	F_{exp}	F_{num}	F_{exp}/ F_{num}
SF-1.5-3	36,56	29,53	1,24
SF-1.5-4	42,25	36,97	1,14
SF-1.5-6	51,53	52,28	0,99
SF-1.5-8	64,48	67,27	0,96
SF-2.5-2	48,06	26,54	1,81
SF-2.5-3	62,11	36,23	1,71
SF-2.5-4	69,95	46,02	1,52
SF-2.5-6	80,19	65,31	1,23
Média			1,32
COV.			24,30%

Fonte: Autor.

Observa-se, de modo geral, uma concordância entre os comportamentos das curvas de *bond-slip* da armadura com o UHPC dos modelos numéricos e experimental. No entanto, é possível observar algumas discordâncias em alguns resultados, que enfatiza a complexidade do problema em representar o comportamento *bond-slip* em variados casos.



EESC • USP