

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

LUIZ ÁLVARO DE OLIVEIRA JÚNIOR

**LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO
SOLIDARIZADOS POR CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO:
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

São Carlos, 2012

LUIZ ÁLVARO DE OLIVEIRA JÚNIOR

**LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO
SOLIDARIZADOS POR CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO:
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Linha de pesquisa: Estruturas de concreto e alvenaria

Orientador: Prof. Titular Mounir Khalil El Debs

Co-orientador: Prof. Daniel de Lima Araújo

Versão Corrigida

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos, 2012

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

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

0481 Oliveira Júnior, Luiz Álvaro
Ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-
moldado solidarizada por concreto reforçado com fibras de
aço : análises estática e dinâmica / Luiz Álvaro de
Oliveira Júnior ; orientador Mounir Khalil El Debs e co-
orientador Daniel de Lima Araújo. -- São Carlos, 2012.

Tese (Doutorado - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Concreto. 2. Ligação viga-pilar. 3. Pré-moldados.
4. Concreto com fibras de aço. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **LUIZ ÁLVARO DE OLIVEIRA JÚNIOR**.

Título da tese: "Ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado solidarizada por concreto reforçado com fibras de aço: análises estática e dinâmica".

Data da defesa: 13/06/2012

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo**
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

Aprovado

Prof. Titular **José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

Prof. Dr. **Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO

Prof. Associado **Antonio Domingues de Figueiredo**
(Escola Politécnica/USP)

Aprovado

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

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Suplente do Presidente da Comissão de Pós-Graduação em Exercício:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

2012 06 13
LUIZ ÁLVARO DE OLIVEIRA JÚNIOR

A Vanessa, pela amizade e apoio.

Sem sua ajuda, eu não teria
chegado ao final dessa jornada!

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado a força de vontade que precisei para chegar até o final da minha jornada.

Também agradeço ao meu orientador, Prof. Mounir Khalil El Debs, pela orientação, pelo apoio durante a pesquisa e pela capacidade de me manter motivado. Agradeço a ele também pela amizade e pela confiança que depositou em mim ao aceitar me orientar.

Ao Prof. Daniel de Lima Araújo, meu co-orientador e amigo, agradeço mais uma vez pela orientação sempre segura e por sua capacidade de transformar desânimo (às vezes desespero) em motivação e esperança. A ele também sou grato por boa parte da minha formação como pesquisador.

À ATCP Engenharia, pelo apoio com os ensaios dinâmicos realizados com o Sonelastic. Ao CNPq pela bolsa de doutorado e à FAPESP pelo apoio financeiro através do projeto temático.

Aos professores Libânio Miranda Pinheiro e José Luiz Antunes de Oliveira e Souza, pelas contribuições dadas no exame de qualificação.

Aos professores João Bento de Hanai, José Samuel Giongo, Sergio Percival Baroncini Proença, Márcio Antônio Ramalho, Márcio Roberto Corrêa e Mounir Khalil El Debs pela minha formação durante o doutorado.

À minha mãe, Ivani, e meus irmãos, Fernanda e Rodrigo, pelo apoio de sempre. À minha prima Karla pelo constante incentivo, aos pequenos Maria Tereza e Márcio Neto pelos momentos de diversão.

Aos amigos Vanessa, Alice e Marina, Breno e Jorge, pelos bons e divertidos momentos em Furnas. À Vanessa ainda preciso agradecer o apoio nos ensaios de cisalhamento e nas concretagens.

Aos amigos, Aref Kzan, Bruno Higaki, Danielle Bezerra, Denise Sasaki, Dorival Piedade, Erica Kimura, Ellen Beluccio, Hidelbrando Diógenes, Ieda Marques, Jefferson Lins, Jesús Villalba, Jesús Garcia, Leonardo Bezerra, Manuel Dênis, Marcela Filizola, Marcela Kataoka, Rodrigo da Mata, Rodrigo Barros, Sandra Almeida, Socorro Sampaio, Thatiana Fonseca, Thiago, Wagner Queiroz, pela família que fomos enquanto estive em São Carlos.

Aos amigos que fiz no laboratório de Mecânica Computacional da UFG, Divino Gabriel, Lara, Nelito, Matilde e Murilo, pelos momentos divertidos, mesmo quando tudo estava dando errado.

Às amigas Adriana Assis, Cyntia Ninomia, Edilene Muniz, Dora Barros e Fernanda Sampaio por terem feito parte da minha vida nesse último ano. Risos e mais risos!

Aos técnicos do laboratório da Escola de Engenharia de São Carlos, Amaury, Fabiano, Luiz Vareda, Mauri Guillen, Mário, Romeu e Valdir, pela amizade e apoio nos ensaios. Também não posso deixar de agradecê-los pelos momentos de descontração no laboratório, que me faziam esquecer, ao menos temporariamente, os problemas da etapa experimental do trabalho.

Aos técnicos do laboratório de Furnas, Joaquim, Luiz Antônio, Florismar, Josean, Luciano, Raíssa e Wanderson, pela amizade e apoio.

Aos funcionários do SET, em especial à Nadir, Rosi Jordão, Sílvia e Toninho pelo apoio.

À Furnas Centrais Elétricas pela disponibilização dos laboratórios e técnicos para a realização dos ensaios de mecanismos. Agradecimentos também aos engenheiros Moacir Alexandre Souza Andrade, Newton Goulart Graça e Paulo Fernando Rodrigues, por viabilizarem a pesquisa em Furnas.

À Universidade Federal de Goiás, pelo apoio com as modelagens realizadas no Laboratório de Mecânica Computacional.

A todos que direta ou indiretamente tenham contribuído com este trabalho, meu muito obrigado!

RESUMO

OLIVEIRA JR. L. A., *Ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado solidarizada por concreto com fibras de aço – análises estática e dinâmica*, 2012, 255 f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

No presente trabalho, utiliza-se concreto com fibras de aço, traspasse de armaduras e chaves de cisalhamento para desenvolver uma ligação viga-pilar capaz de resistir a ações cíclicas e dinâmicas e que possa ser empregada na pré-moldagem de estruturas de casas de força de usinas hidrelétricas. Para atingir este objetivo, inicialmente foram realizados ensaios de caracterização dos materiais, cujos resultados mostraram aumentos de 34% na resistência à tração na flexão, 16% na resistência à compressão e 33% na tenacidade, comprovando os efeitos benéficos das fibras de aço nas propriedades mecânicas do concreto. Em seguida, foram realizados ensaios de tração em tirantes, cujos resultados sugeriram que um comprimento de 15Ø é suficiente para que a emenda desenvolva as tensões de aderência de modo adequado; e ensaios de cisalhamento, cujos resultados mostraram que a ligação viga-pilar resiste a tensões de cisalhamento direto de até 0,77 MPa. Na sequência, foram realizados ensaios cíclicos em dois modelos cruciformes para caracterização da ligação (um monolítico e outro de concreto pré-moldado, o qual empregava concreto com 1% de fibras na região da ligação), sendo o carregamento aplicado em cinco níveis de força, cada um com dez ciclos de carregamento e descarregamento. Os resultados desses ensaios mostraram que a ligação do modelo em concreto pré-moldado apresentou 85% da resistência do modelo monolítico e ruptura governada por flexão. Por fim, os ensaios dinâmicos foram realizados nos modelos cruciformes em três diferentes situações (íntegros, fraturados e após ruptura da ligação) para estimar o coeficiente de amortecimento, o qual sofreu uma redução de 31% após o ensaio cíclico. Simulações computacionais foram realizadas para complementar a investigação realizada neste trabalho. Elas mostraram representação aceitável da rigidez, mas não da resistência do modelo.

Palavras chave: *Concreto, Ligação viga-pilar, Pré-moldados, Concreto com fibras de aço.*

ABSTRACT

OLIVEIRA JR. L. A., *Beam-column connection in precast concrete structures using steel fiber reinforced concrete*, 2012, 255 f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

In the present work, steel fiber reinforced concrete, splicing bars and shear keys are used in order to develop a beam-column connection able to support cyclic and dynamic loadings and which can be used in precasting power houses structures of power plants. To achieve this goal, tests were carried out to characterize the materials, which showed increases of 34% in flexural tensile strength, 16% in compressive strength and 33% in toughness factor, confirming the beneficial effects of steel fibers in mechanical properties of the concrete. Then, tensile tests were carried out on rods, whose results suggested that a length of 15 \emptyset can assure appropriate development of bond stresses through the splice; and shear tests, whose results showed that the beam-column connection resists to shear stresses of up to 0,77 MPa on shear key. After, cyclic tests were performed in two cruciform models in order to characterize the beam-column connection (one monolithic and the other precast concrete, which employed 1% steel fiber reinforced concrete in connection region, being the loading applied in five loading levels, each one in 10 cycles of loading and unloading. Results of these tests showed that precast beam-column connection presented 85% of the strength presented by the monolithic model and bending failure. Finally, dynamic tests were performed in cruciform models in three different situations (uncracked, cracked and after failure) for estimating the damping ratio, which was reduced by 31% after cycles. Computer simulations were performed to complement the research developed in this work. They showed acceptable representation of stiffness, but the strength of the model.

Keywords: Concrete, Beam-column connection, Precast concrete structures, Steel fiber reinforced concrete

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esboço da ligação proposta.....	39
Figura 2.1 – Método da norma japonesa para quantificar a tenacidade do concreto.	56
Figura 2.2 – Comportamento à flexão do concreto com fibras (BARROS, 1995).....	57
Figura 2.3 – Possíveis direções de ensaios em relação à direção de concretagem.....	59
Figura 2.4 – Ensaio de flexão em três pontos para determinar a energia de fraturamento.....	60
Figura 2.5 – Cálculo da energia de fraturamento segundo o RILEM 50-FMC.....	62
Figura 2.6 – Quantificação da energia de fraturamento segundo o RILEM (1985).....	63
Figura 2.7 – Determinação do CMOD em ensaio de flexão em três pontos.	63
Figura 2.8 – Modelo adotado nos ensaios realizados por Ezeldin e Balaguru (1989).	74
Figura 3.1 - Curva momento fletor <i>versus</i> rotação [adaptado de Ferreira (1999)].....	82
Figura 3.2 – Diagrama de classificação da ligação segundo Bjorhovde <i>et al.</i> (1992).....	83
Figura 3.3 – Sistemas de classificação do Eurocode 3 (ECS, 2003).	84
Figura 3.4 – Sistema de classificação de ligações proposto por Ferreira <i>et al.</i> (2002).	86
Figura 4.1 – Fibras de aço DRAMIX RC 65/35 BN.	89
Figura 4.2 – Betoneiras usadas na dosagem dos concretos.	90
Figura 4.3 – Ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade.....	92
Figura 4.4 – Ensaios de flexão em três pontos com controle da abertura do entalhe.....	95
Figura 4.5 – Ensaio de flexão em quatro pontos.	97
Figura 4.6 – Execução do ensaio de compressão com deformação controlada.....	98
Figura 4.7 – Geometria dos corpos-de-prova para ensaio de tração em tirantes.....	100
Figura 4.8 – Detalhamento da armadura dos tirantes (apenas um lado).....	100
Figura 4.9 – Localização dos extensômetros na armadura.	101
Figura 4.10 – Instrumentação dos tirantes.....	102
Figura 4.11 – Concretagem dos modelos usados no ensaio de cisalhamento direto.....	104
Figura 4.12 – Geometria do modelo usado nos ensaios de cisalhamento direto.	105
Figura 4.13 – Instrumentação usada nos ensaios de cisalhamento direto.	106
Figura 4.14 – Aparato do ensaio de cisalhamento.....	106
Figura 4.15 – Esquema de carregamento usado no ensaio de cisalhamento direto.....	107
Figura 4.16 – Dimensões do modelo cruciforme monolítico.	110
Figura 4.17 – Dimensões do modelo cruciforme com ligação viga-pilar.	110

Figura 4.18 – Posição das armaduras em uma seção da viga.	111
Figura 4.19 – Posição das armaduras em uma seção da ligação.	111
Figura 4.20 – Armaduras do modelo monolítico.	112
Figura 4.21 – Armaduras do modelo de concreto pré-moldado.	113
Figura 4.22 – Detalhes das armaduras do modelo cruciforme.	114
Figura 4.23 – Detalhes das armaduras do modelo cruciforme.	115
Figura 4.24 – Instrumentação das armaduras dos modelos.	116
Figura 4.25 – Dispositivos de aplicação de carregamento.	117
Figura 4.26 – Plano de carregamento para os modelos monolítico e com ligação.	118
Figura 4.27 – Esquema de ensaios cíclicos em modelos cruciformes.	119
Figura 4.28 – Condições de contorno do ensaio dinâmico.	120
Figura 4.29 – Equipamentos usados no ensaio: a) “ <i>shaker</i> ” e b) célula de carga.	121
Figura 4.30 – Método de determinação do coeficiente de amortecimento	122
Figura 3.1 – Análise de variância da resistência à compressão.	127
Figura 3.2 – Comparação da resistência à compressão com modelos da literatura.	127
Figura 3.3 – Curvas tensão <i>versus</i> deformação do concreto na compressão.	128
Figura 3.4 – Comparação entre a tensão de pico e a resistência à compressão.	129
Figura 3.5 – Modelo de previsão do módulo de elasticidade.	131
Figura 3.6 – Comparação do modelo proposto com modelos de normas.	132
Figura 3.7 – Modelo de previsão da resistência à tração por compressão diametral.	134
Figura 3.8 – Comparação entre o modelo proposto e outros modelos da literatura.	135
Figura 3.9 – Análise de variância da resistência à tração por compressão diametral.	135
Figura 3.10 – Análise de variância da resistência à tração na flexão.	137
Figura 3.11 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento do ensaio de flexão em quatro pontos.	139
Figura 3.12 – Curvas força <i>versus</i> CMOD obtidas do ensaio de flexão em três pontos.	140
Figura 4.1 – Seções instrumentadas dos tirantes.	141
Figura 4.2 – Curvas tensão <i>versus</i> deformação dos tirantes.	142
Figura 4.3 – Distribuição das deformações na região central dos tirantes.	147
Figura 4.4 – Avaliação da influência das fibras na resposta dos tirantes.	148
Figura 4.5 – Modos de ruptura dos tirantes.	149
Figura 4.6 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de 30Ø.	150
Figura 4.7 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de 15Ø.	151
Figura 4.8 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de 5Ø.	152
Figura 4.9 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para concreto sem fibras.	154

Figura 4.10 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para concreto com 1% de fibras.	155
Figura 4.11 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para concreto com 2% de fibras.	156
Figura 4.12 – Comparação de médias para a tensão resistente ao cisalhamento.	158
Figura 4.13 – Diagrama de caixa para a força máxima por chave.	160
Figura 5.1 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura positiva do modelo monolítico.	164
Figura 5.2 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura positiva do modelo de concreto pré-moldado.	165
Figura 5.3 – Ruptura do cobrimento no modelo de concreto pré-moldado.	166
Figura 5.4 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura negativa do modelo monolítico.	167
Figura 5.5 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura negativa do modelo de concreto pré-moldado.	168
Figura 5.6 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura de pele do modelo monolítico.	170
Figura 5.7 – Curvas força <i>versus</i> deformação da armadura de pele do modelo de concreto pré-moldado.	171
Figura 5.8 – Curvas força <i>versus</i> deformação dos estribos do modelo monolítico.	172
Figura 5.9 – Curvas força <i>versus</i> deformação dos estribos do modelo de concreto pré-moldado.	172
Figura 5.10 – Deformações na armadura positiva: modelo monolítico.	173
Figura 5.11 – Deformações na armadura negativa: modelo monolítico.	173
Figura 5.12 – Deformações na armadura de pele: modelo monolítico.	173
Figura 5.13 – Deformações na armadura positiva: modelo de concreto pré-moldado.	174
Figura 5.14 – Deformações na armadura negativa: modelo de concreto pré-moldado.	175
Figura 5.15 – Deformações na armadura de pele do modelo de concreto pré-moldado.	175
Figura 5.16 – Esquema de cálculo da rotação da ligação.	176
Figura 5.17 – Evolução das curvas momento <i>versus</i> rotação para o modelo monolítico.	177
Figura 5.18 – Curvas momento fletor <i>versus</i> rotação para o modelo monolítico.	178
Figura 5.19 – Evolução das curvas momento fletor <i>versus</i> rotação para o modelo de concreto pré-moldado.	180
Figura 5.20 – Curvas momento fletor <i>versus</i> rotação corrigidas para o modelo de concreto pré-moldado.	182
Figura 5.21 – Comparação entre as curvas momento fletor <i>versus</i> rotação para os modelos monolítico e de concreto pré-moldado.	183
Figura 5.22 – Modelos mecânicos para cálculo dos momentos teóricos na ligação.	184
Figura 5.23 – Esquema de cálculo da rigidez da ligação.	185

Figura 5.24 – Curvas de degradação da rigidez para o modelo de concreto pré-moldado. ...	188
Figura 5.25 – Equações para estimativa da rigidez tangente.	189
Figura 5.26 – Panoramas de fissuração para o modelo monolítico.	190
Figura 5.27 – Panoramas de fissuração para o modelo de concreto pré-moldado.	191
Figura 5.28 – Evolução do panorama de fissuração: modelo monolítico.	193
Figura 5.29 – Evolução do panorama de fissuração: modelo de concreto pré-moldado.	194
Figura 5.30 – Abertura da ligação viga-pilar no modelo monolítico.	195
Figura 5.31 – Abertura da ligação viga-pilar no modelo de concreto pré-moldado.	195
Figura 5.32 – Evolução da abertura da ligação viga-pilar.	196
Figura 5.33 – Aspecto da fissura na ligação do modelo de concreto pré-moldado.	199
Figura 5.34 – Geometria dos modelos computacionais.	200
Figura 5.35 – Topologia dos elementos finitos empregados.	201
Figura 5.36 – Malha de elementos finitos dos modelos monolítico e pré-moldado.	201
Figura 5.37 – Armadura dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado.	202
Figura 5.38 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento.	207
Figura 5.39 – Curvas momento fletor <i>versus</i> rotação numéricas.	209
Figura 5.40 – Tensões principais no modelo monolítico (N/m ²).	210
Figura 5.41 – Tensões principais no modelo de concreto pré-moldado (N/m ²).	211
Figura 5.42 – Tensões na armadura para o modelo monolítico (N/m ²).	212
Figura 5.43 – Tensões principais para o modelo de concreto pré-moldado (N/m ²).	213
Figura 5.44 – Coeficiente de amortecimento equivalente de um elemento de concreto armado em diferentes estádios [adaptado de Bachman (1995)].	217

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características dos concretos estudados por Toutanji e Bayasi (1998).....	58
Tabela 2.2 – Dimensões dos corpos-de-prova recomendadas pelo RILEM 50-FMC (1985). .	62
Tabela 2.3 – Valores de G_f^0 segundo a CEB-FIP (1990).....	64
Tabela 3.1 – Valores limites das classes de rigidez.....	85
Tabela 3.2 – Sistema de classificação de Ferreira <i>et al.</i> (2002).	86
Tabela 4.1 – Tipos de matrizes estudadas neste programa experimental.	88
Tabela 4.2 – Composição das matrizes de concreto (kg/m^3).....	89
Tabela 4.3 – Dimensões dos corpos-de-prova usados nos ensaios de flexão em três pontos. .	95
Tabela 4.4 – Ensaios de mecanismos de transferência de esforços de tração: variáveis.....	99
Tabela 4.5 – Variáveis dos ensaios de cisalhamento direto.	104
Tabela 4.6 – Ensaios estáticos, cíclicos e dinâmicos com modelos cruciformes: variáveis...	109
Tabela 3.1 – Características geométricas do aço empregado na confecção das armaduras dos corpos-de-prova usados nos ensaios de cisalhamento e tração direta.	123
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do aço empregado na confecção das armaduras dos corpos-de-prova usados nos ensaios de cisalhamento e tração dreta.	124
Tabela 3.3 – Características geométricas dos aços empregados na confecção das armaduras dos modelos cruciformes.	124
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas relativas ao escoamento dos aços empregados na confecção das armaduras dos modelos cruciformes.....	125
Tabela 3.5 – Resistência à compressão.	125
Tabela 3.6 – Módulo de elasticidade.	131
Tabela 3.7 – Resistência à tração por compressão diametral.	133
Tabela 3.8 – Resistência à tração na flexão.....	136
Tabela 3.9 – Fator de tenacidade.	137
Tabela 4.1 – Identificação de escoamento na armadura.	144
Tabela 4.2 – Comparação dos comprimentos de traspasse teóricos e normativos.....	145
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	157
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do concreto	161
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do concreto com fibras empregado na ligação.....	162
Tabela 5.3 – Rigidez da ligação para alguns ciclos de carregamento ($\text{MN.m}/\text{rad}$).	186

Tabela 5.4 – Abertura da ligação para diferentes níveis de carregamento (em mm).....	198
Tabela 5.5 – Frequências obtidas do ensaio com “ <i>shaker</i> ”	215
Tabela 5.6 – Coeficientes de amortecimento segundo Bachman (1995).....	218
Tabela 5.7 – Coeficientes de amortecimento obtidos do ensaio com “ <i>shaker</i> ”	219

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ACI	American Concrete Institute.
AIJ	Architectural Institute of Japan.
CEB	Comité Euro-International du Béton.
CEN	Comité Européen de Normalisation.
CF	Concreto reforçado com fibras.
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.
COST C1	Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections.
DP	Desvio Padrão.
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos.
LE	Laboratório de Estruturas.
PCA	Portland Cement Association.
PCI	Precast/Presstressed Concrete Institute.
PCI-SFRAD	Specially Funded Research and Development Programs.
PCMAC	Precast Concrete Manufacturers Association of California.
PRESSS	Precast Seismic Structural Systems.
USP	Universidade de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos romanos maiúsculo

A_{cr}	Área da fissura potencial
A_{lig}	Área do ligamento
A_s	Área de aço
$A_{s,sup}$	Área de aço da armadura soldada na parte superior do inserto metálico
$A_{s,inf}$	Área de aço da armadura soldada na cinta
$A_{s,sus}$	Área de aço da armadura de suspensão (cinta metálica)
A_{sw}	Área de aço da armadura transversal
C_s	Área relativa de conformação superficial da barra
D_k	Dimensão da chave de cisalhamento na direção y
D_T	Deformabilidade à tração
E	Energia
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_f	Módulo de elasticidade da fibra
$(EI)_{sec}$	Rigidez à flexão secante
E_m	Módulo de elasticidade da matriz
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força resistente na chave de cisalhamento
F_{eq}	Força equivalente
F_h	Força horizontal
F_t	Força de tração
FT	Fator de tenacidade
G_f	Energia de fraturamento

H_d	Força horizontal de cálculo
I_{eq}	Inércia equivalente
I_R	Índice de reforço
K_b	Parâmetro de acoplamento
$K_{b,f}$	Parâmetros de acoplamento medidos nos ensaios de arrancamento por tração
$K_{b,t}$	Parâmetros de acoplamento medidos nos ensaios de arrancamento por tração
K_{IC}	Fator crítico de intensidade de tensões
K_{sec}	Rigidez secante da ligação
K_{tr}	Parâmetro que indica a quantidade de armadura transversal cruzando um plano potencial de fendilhamento
L	Comprimento do elemento estrutural Comprimento da fissura
L_k	Dimensão da chave de cisalhamento na direção x
L_{fic}	Comprimento fictício da barra para levar em conta deformações na extremidade do concreto
L_0	Comprimento do trecho livre da barra
M	Momento fletor
M_E	Momento fletor de engastamento perfeito
M_R	Momento fletor resistente na ligação
M_u	Momento fletor último
N	Esforço normal
P_p	Força equivalente ao efeito do peso do corpo-de-prova entre os apoios e de massas que eventualmente acompanhem o corpo-de-prova e que não estejam acopladas ao atuador
R	Força cortante que a interface é capaz de resistir Coeficiente de correlação
R_c	Força de compressão correspondente à reação da armadura
$R_{c,int}$	Resultante do bloco de compressão interno
$R_{c,ext}$	Resultante do bloco de compressão externo

T_b	Energia até o deslocamento δ_{tb}
T_R	Tenacidade relativa
V	Esforço cortante
V_d	Esforço cortante de cálculo
V_f	Volume de fibras
V_m	Volume da matriz
V_{cu}	Esforço cortante resistido pelo concreto
V_{su}	Esforço cortante resistido pela armadura
$V_{Rd,1}$	Esforço cortante resistente
$V_{Rd,2}$	Esforço cortante resistente na flexão
$V_{Rd,3}$	Esforço cortante resistente no cisalhamento
Z_s	Módulo resistente plástico da seção

Símbolos romanos minúsculos

a	Quantidade de areia Profundidade do entalhe Distância entre o ponto de aplicação da força vertical e a face do pilar
a_{ap}	Distância entre o centro do aparelho de apoio à fase do consolo metálico
a_{cin}	Largura da cinta metálica
a_j	Distância da cinta à face do consolo metálico
b	Largura do corpo-de-prova
b_{bar}	Largura do inserto metálico
b_{ef}	Largura efetiva
b_e	Base de medida longitudinal do medidor de deformação (400 mm).
b_t	Base de medida transversal do medidor de deformações (150 mm)
b_w	Largura do elemento estrutural
c	Quantidade de cimento

	Cobrimento de concreto
cv	Quantidade de cinza volante
d	Diâmetro das fibras
	Altura útil
$d_{máx}$	Dimensão máxima do agregado
e	Excentricidade
	Coefficiente de correção da excentricidade do ensaio calculado para o aparato utilizado por Furnas e que vale 0,327.
f	Quantidade de fibras
g	Aceleração da gravidade
$f_{b,fl}$	Resistência de aderência medida nos ensaios de arrancamento por flexão
$f_{b,t}$	Resistência de aderência medida nos ensaios de arrancamento por tração
f_c	Tensão de compressão
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{cmc}	Resistência média à compressão do concreto obtida de corpos-de-prova cúbicos
f_{ctm}	Resistência média à tração (tração direta)
$f_{ctm,f}$	Resistência média à tração na flexão do concreto
$f_{ctm,sp}$	Resistência média à tração diametral do concreto
f_{tu}	Resistência ao arrancamento das fibras da matriz
f_{yd}	Resistência do aço ao escoamento (valor de cálculo)
f_{yw}	Tensão de escoamento da armadura transversal
h	Altura do corpo-de-prova
	Altura da mesa da seção transversal do elemento metálico
l	Comprimento das fibras
	Vão (distância entre apoios)
l_b	Comprimento de ancoragem
l_{bar}	Comprimento do inserto metálico
l_{emb}	Comprimento de embutimento

ℓ_{eng}	Comprimento de engastamento
ℓ_{inf}	Leitura de deslocamento longitudinal, em mm, correspondente ao limite inferior de tensão
ℓ_{sup}	Leitura de deslocamento longitudinal correspondente ao limite superior de tensão
m_1	Massa do corpo-de-prova entre os apoios, calculada como a massa de um corpo-de-prova multiplicada pela relação entre o vão entre apoios e o comprimento total do corpo-de-prova
m_2	Massa do equipamento que acompanha a deformação do corpo-de-prova durante o ensaio e que não está acoplado ao atuador
n	Número de barras sendo emendadas ao longo do plano de um fendilhamento
p	Quantidade de pedregulho
t	Idade do corpo-de-prova no momento do ensaio Espessura da mesa do elemento metálico
s	Espaçamento de centro a centro da armadura transversal dentro do comprimento da emenda Quantidade de sílica
t_{inf}	Leitura do deslocamento transversal correspondente a tensão limite inferior
t_{sup}	Leitura do deslocamento transversal correspondente a tensão limite superior
w	Deslizamento relativo Quantidade de água
x	Variável independente da regressão
x_{int}	Comprimento do bloco de compressão interno
x_{ext}	Comprimento do bloco de compressão externo
y	Comprimento onde se desenvolve a transferência de esforços do inserto metálico para a armadura a ele soldada
y_f	Propriedade do concreto reforçado com fibras
y_{int}	Comprimento efetivo do bloco de compressão interno
y_{ext}	Comprimento efetivo do bloco de compressão externo
y_0	Propriedade do concreto simples

Símbolos gregos minúsculos

α	Coeficiente de redução da resistência do método do PCI para ligações com elementos metálicos Coeficiente angular da reta obtida pela regressão linear
δ	Deslocamento Deslocamento na direção da sollicitação tangencial.
δ_{tb}	Deslocamento limite
δ_u	Deslocamento último
ε_c	Deformação principal de compressão
ε_{int}	Deformação no bloco de compressão interno
ε_{ext}	Deformação no bloco de compressão externo
ε_t	Deformação principal de tração
ε_x	Deformação na direção x
ε_y	Deformação na direção y
η_0	Fator de orientação das fibras
η_ℓ	Fator de eficiência relativo ao comprimento da fibra
μ	Coeficiente de atrito
μ_{ef}	Coeficiente de atrito efetivo
λ	Coeficiente que considera a densidade do concreto
ϕ	Diâmetro das barras Ângulo Coeficiente
γ	Fator de restrição
γ_{xy}	Distorção
θ	Rotação Ângulo de inclinação da fissura
θ_u	Rotação última (valor medido no final do ensaio)
ρ	Taxa de armadura

$\sigma_{c,int}$	Tensão no bloco de compressão interno
σ_c	Tensão principal de compressão
σ_{inf}	Tensão limite inferior (correspondente a 0,5 MPa)
σ_n	Tensão normal à interface
σ_p	Tensão normal à chave de cisalhamento
σ_{sup}	Tensão limite superior (equivalente a 40% da tensão de ruptura obtida no ensaio de resistência à compressão)
σ_t	Tensão principal de tração
σ_u	Tensão de contato
σ_x	Tensão na direção x
σ_y	Tensão na direção y
ν	Coefficiente de Poisson
ν_a	Coefficiente de Poisson aparente
τ	Tensão tangencial
τ_{bu}	Tensão de aderência entre o aço e o concreto
τ_{uf}	Resistência última de aderência das fibras
τ_{xy}	Tensão de cisalhamento

SUMÁRIO

RESUMO.....	xi
ABSTRACT	xiii
LISTA DE FIGURAS.....	xv
LISTA DE TABELAS.....	xix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xxi
LISTA DE SÍMBOLOS	xxiii
1 INTRODUÇÃO	35
1.1 Objetivos	40
1.2 Justificativa.....	40
1.3 Metodologia empregada	41
1.4 Organização da tese.....	42
2 PROPRIEDADES DO CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO.....	45
2.1 Resistência à compressão uniaxial	46
2.2 Resistência à tração uniaxial	51
2.3 Tenacidade à flexão.....	55
2.4 Energia de Fraturamento do concreto	60
2.5 Módulo de Elasticidade	65
2.6 Coeficiente de Poisson	67
2.7 Resistência ao cisalhamento	68
2.8 Aderência e Comprimento de ancoragem	71

3	LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	81
3.1	Propriedades das ligações	81
3.2	Classificação das ligações.....	82
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	87
4.1	Composição das matrizes.....	88
4.2	Dosagem e moldagem dos corpos-de-prova	90
4.3	Ensaio de caracterização do concreto.....	91
4.3.1	Ensaio de resistência à compressão	91
4.3.2	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral	91
4.3.3	Ensaio de determinação do módulo de elasticidade	92
4.3.4	Ensaio de flexão em três pontos com entalhe no meio do vão	94
4.3.5	Ensaio de flexão em quatro pontos	96
4.3.6	Ensaio de compressão com controle de deslocamento	97
4.4	Ensaio de mecanismos de transferência de forças	98
4.4.1	Ensaio de tração direta	99
4.4.1.1	Geometria dos corpos-de-prova.....	99
4.4.1.2	Instrumentação.....	101
4.4.1.3	Procedimento de execução do ensaio	102
4.4.2	Ensaio de cisalhamento direto	103
4.4.2.1	Geometria dos modelos	104
4.4.2.2	Instrumentação.....	105
4.4.2.3	Procedimento de execução do ensaio	106
4.5	Ensaio cíclicos em modelos cruciformes	108
4.5.1	Geometria.....	109
4.5.2	Sequência de montagem da ligação	114
4.5.3	Instrumentação	115
4.5.4	Ensaio cíclicos.....	117
4.6	Ensaio com carregamento dinâmico	119
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	123
5.1	Ensaio de caracterização do aço	123
5.2	Ensaio de caracterização do concreto.....	125

5.2.1	Resistência à compressão e curva tensão <i>versus</i> deformação	125
5.2.2	Módulo de elasticidade.....	130
5.2.3	Resistência à tração por compressão diametral.....	133
5.2.4	Resistência à tração na flexão	136
5.2.5	Tenacidade	137
5.2.6	Energia de fraturamento	139
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MECANISMOS.....	141
6.1	Ensaio de tração direta	141
6.1.1	Curvas tensão <i>versus</i> deformação	141
6.1.2	Distribuição das deformações ao longo do comprimento do tirante.....	146
6.1.3	Modo de ruptura e panoramas de fissuração	149
6.2	Ensaio de cisalhamento direto	152
6.2.1	Tensão resistente ao cisalhamento	153
6.2.2	Força máxima por chave de cisalhamento	159
7	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO.....	161
7.1	Modelos analisados	161
7.2	Resumo das propriedades mecânicas dos concretos	161
7.3	Curvas força <i>versus</i> deformação	162
7.3.1	Armadura positiva	162
7.3.2	Armadura negativa	166
7.3.3	Armadura de pele	169
7.3.4	Estribos.....	171
7.4	Perfis de deformação	172
7.5	Curvas momento fletor <i>versus</i> rotação	175
7.6	Classificação da ligação	183
7.7	Rigidez da ligação	185
7.8	Curva de degradação da rigidez	187
7.9	Panoramas de fissuração	190
7.10	Abertura da ligação	195
7.11	Análise numérica da ligação.....	199
7.11.1	Descrição dos modelos.....	199
7.11.2	Curvas força <i>versus</i> deslocamento	207

7.11.3 Tensões	210
7.12 Considerações finais sobre o comportamento estático	214
7.13 Análise da resposta dinâmica.....	214
7.13.1 Frequência de vibração	215
7.13.2 Coeficiente de amortecimento	216
7.13.3 Análise de dano.....	220
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	221
8.1 Conclusões	221
8.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	224
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	225
APÊNDICE 1.....	213
APÊNDICE 2.....	221

1 Introdução

Nas estruturas de concreto pré-moldado, a necessidade de realizar ligações entre os diversos elementos componentes da estrutura é vista como um dos desafios enfrentados quando se utiliza esse sistema construtivo, em parte porque os custos relacionados com esta etapa da construção podem ser elevados. Contudo, as ligações, sejam elas rígidas, semi-rígidas ou articuladas, são de fundamental importância para o desempenho da estrutura, pois são elas que garantem a transferência dos esforços solicitantes entre os diversos elementos estruturais. De particular interesse a este trabalho são as ligações viga-pilar, sobre as quais se discorre a seguir.

Pelo que se tem conhecimento, os primeiros estudos realizados sobre as ligações em estruturas de concreto pré-moldado datam da década de 1960 e foram realizados pela Portland Cement Association (PCA). Esses estudos abordavam diversos aspectos das estruturas pré-moldadas, dentre eles as ligações viga-pilar. Posteriormente, em 1986, foi criado nos Estados Unidos o programa “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*”, do projeto PCI-SFRAD (“*Specially Funded Research and Development Programs 1 and 4*”), com o objetivo de estudar vários tipos de ligações viga-pilar. Os resultados obtidos dessa pesquisa se encontram em Dolan *et al.* (1987).

Dois programas recentes que também visam o estudo das estruturas pré-moldadas são o PRESSS (“*Precast Seismic Structural Systems*”), que é um programa de pesquisa desenvolvido por Estados Unidos e Japão, para estudar o comportamento dos sistemas estruturais em pré-moldados em regiões sismicamente ativas, e o COST C1 (“*Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*”), que é um programa da Comunidade Européia desenvolvido entre 1991 e 1998 com o objetivo de promover a formação de grupos de pesquisa na área de ligações semi-rígidas, sejam em estruturas de

concreto armado e protendido, estruturas metálicas e de madeiras e estruturas compostas aço-concreto, entre outros assuntos.

De acordo com Nakaki *et al.* (1999), o PRESSS é financiado pela National Science Foundation e conta também com o apoio do Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) e do Precast Concrete Manufacturers Association of California (PCMAC). Nigel Priestley (1996) relata que desde o início do programa todas as equipes de pesquisa envolvidas tinham dois objetivos básicos: elaborar diretrizes e recomendações para projeto e desenvolver novos materiais, conceitos e tecnologias visando melhorar a aplicação dos pré-moldados em zonas sismicamente ativas. As fases I e II foram descritas por Nigel Priestley (1996). A fase III compreende estudos experimentais e analíticos de dois sistemas estruturais: pórtico e painel. Nesses estudos foram realizados ensaios em escala natural e estabelecidas recomendações finais para projeto.

A grande maioria dos estudos realizados sobre as ligações em concreto armado e protendido dentro do COST C1 foi relativa às ligações em estruturas de concreto pré-moldado. Esses estudos estão publicados em anais de congressos.

De particular interesse a esta pesquisa são os estudos direcionados à melhoria no desempenho das ligações, especialmente os que empregaram fibras para melhorar o concreto junto à ligação, como por exemplo, os trabalhos de Soubra *et al.* (1993) e Vasconez *et al.* (1998).

Visando potencializar a aplicação dos pré-moldados em regiões sismicamente ativas, muitas outras pesquisas relacionadas ao comportamento das ligações em estruturas pré-moldadas foram realizadas. Dentre esses trabalhos, citam-se Englekirk (1996), Stanton *et al.* (1997) e Khoo *et al.* (2006). Especificamente a respeito das ligações viga-pilar sob carregamento cíclico, citam-se Stone *et al.* (1995), Khaloo e Parastesh (2003a), Khaloo e Parastesh (2003b), Pampanin (2003), Pampanin (2005), Ertas *et al.* (2006) e Pampanin *et al.* (2006).

Especificamente sobre as ligações viga-pilar, existem alguns trabalhos relevantes que buscam exatamente quantificar a rigidez da ligação e analisar a influência da semi-rigidez da ligação na estabilidade global da estrutura. Dentre esses trabalhos, citam-se Ferreira (1999), Ferreira *et al.* (2005a), Ferreira *et al.* (2005b) e Araújo *et al.* (2006). A rigidez da ligação foi avaliada, também, por meio de ensaios dinâmicos por Nóbrega (2004).

Uma forma de se melhorar a ductilidade da ligação é a utilização de concretos de alta resistência com fibras de aço, uma vez que a elevada resistência da matriz pode maximizar o desempenho das fibras. As fibras têm sido utilizadas desde a década de 1960 para melhorar as propriedades mecânicas do concreto, principalmente na tração.

O emprego das fibras como armadura descontínua pode reduzir a fissuração e melhorar a resistência à tração, à fadiga, ao impacto, à retração e a efeitos térmicos. Segundo Balaguru e Shah (1992) as fibras também melhoram a capacidade de dissipação de energia do material após a resistência do compósito ter sido atingida, o que se deve ao arrancamento das fibras da matriz e esse fato também se relaciona ao maior controle da fissuração. Desses efeitos positivos, um dos mais atraentes é a redução da fissuração, que pode comprometer, além da segurança estrutural, também a durabilidade da estrutura. Oliveira Júnior (2007) verificou ser possível reduzir a abertura de fissuras em até 77% a partir de ensaios em tirantes de concreto armado reforçados com fibras de aço longas.

Na literatura há trabalhos que investigaram a influência das fibras e de suas propriedades nas mais diversas características do concreto. Na rigidez à tração, citam-se: Abrishami e Mitchell (1997), Noghabai (2000), Fischer e Li (2002) e Fields e Bischoff (2004). No fator de orientação das fibras, cita-se o trabalho de Soroushian e Lee (1990). Nas propriedades mecânicas¹, citam-se: Marzouk e Chen (1995), Nataraja *et al.* (1999), Sorelli *et al.* (2005) e Yazici *et al.* (2006), Barros *et al.* (2005). Na resistência ao cisalhamento, citam-se Mirsayah e Banthia (2002), entre outros. Além desses estudos, há outros, mais específicos, que visam à aplicação do concreto com fibras de aço em ligações entre vigas e lajes pré-moldadas para uso em pontes de concreto armado (ARAÚJO, 2002) e outros que visam melhorar o desempenho de ligações viga-pilar para uso em regiões sismicamente ativas (FILIA TRAUTL *et al.*, 1995 e KHALOO e PARASTESH, 2003b).

Como se observa, os estudos realizados a respeito do concreto reforçado com fibras são bastante diversificados, o que indica que o comportamento desse material ainda não é suficientemente conhecido. Diante disto, torna-se clara a necessidade de aprofundar os conhecimentos sobre o comportamento das ligações em estruturas pré-moldadas, bem como os conhecimentos a respeito do concreto reforçado com fibras, para compreender adequadamente o comportamento da ligação quando nesta for aplicado esse material. Isto

¹ Entenda-se por propriedades mecânicas: resistência à compressão, à tração (direta, na flexão, por compressão diametral), módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, energia de fraturamento, tenacidade, etc. Ressalta-se que os trabalhos citados não necessariamente tratam de todas essas propriedades.

representa um avanço que permitirá potencializar a aplicação dos pré-moldados na Construção Civil.

Na pesquisa proposta, pretende-se contribuir com o estudo do comportamento das ligações viga-pilar solicitadas por ações estáticas (monotônica e cíclica reversível) e dinâmicas. A aplicação de carregamentos cíclicos e dinâmicos impõe a necessidade de ligações mais dúcteis e capazes de dissipar maiores quantidades de energia para resistir às solicitações sem ruir. Levando em conta esses aspectos, propõe-se a utilização de fibras de aço para melhorar o desempenho da ligação por meio de uma melhoria geral das propriedades mecânicas do concreto empregado na ligação.

Outros aspectos importantes que se propõe estudar são os mecanismos de transferência de esforços solicitantes na ligação, particularmente cisalhamento e tração (transferência por aderência), relevantes para o conhecimento dos fenômenos que se desenvolvem na interface do concreto simples com o concreto reforçado com fibras (cisalhamento) e nas regiões de emendas de barras (tração).

A Figura 1.1 apresenta um esboço da ligação proposta, mostrando o esquema geral e os componentes da ligação.

A ligação proposta nesta tese foi originalmente concebida para ser aplicada na pré-moldagem de vigas e pilares de casas de força de usinas hidrelétricas, que se caracterizam por apresentar grandes dimensões e estarem submetidos a solicitações cíclicas e dinâmicas de alta intensidade. Nesse sentido, na concepção dos modelos cruciformes ensaiados no programa experimental, as dimensões desses elementos foram definidas a partir do projeto estrutural da casa de força da Usina Hidrelétrica de Manso e, em seguida, adaptadas às condições do laboratório utilizando uma escala 1:3 de modo a possibilitar a realização dos ensaios. Além disso, tendo em mente a necessidade do estabelecimento da continuidade de armaduras longitudinais mediante traspasse, foi empregado concreto com fibras na região da ligação para reduzir o comprimento necessário à emenda das barras, o qual também permite melhorar de maneira geral o comportamento mecânico da ligação. Outro aspecto que merece destaque é a presença de chaves de cisalhamento para melhorar a interface concreto-concreto com fibras no que diz respeito à transferência de cisalhamento que, devido à concretagem em momentos distintos, ficaria prejudicada caso a interface fosse reta e contasse somente com a aderência

entre os dois concretos e com o efeito de pino proporcionado pelas armaduras para transferir esses esforços.

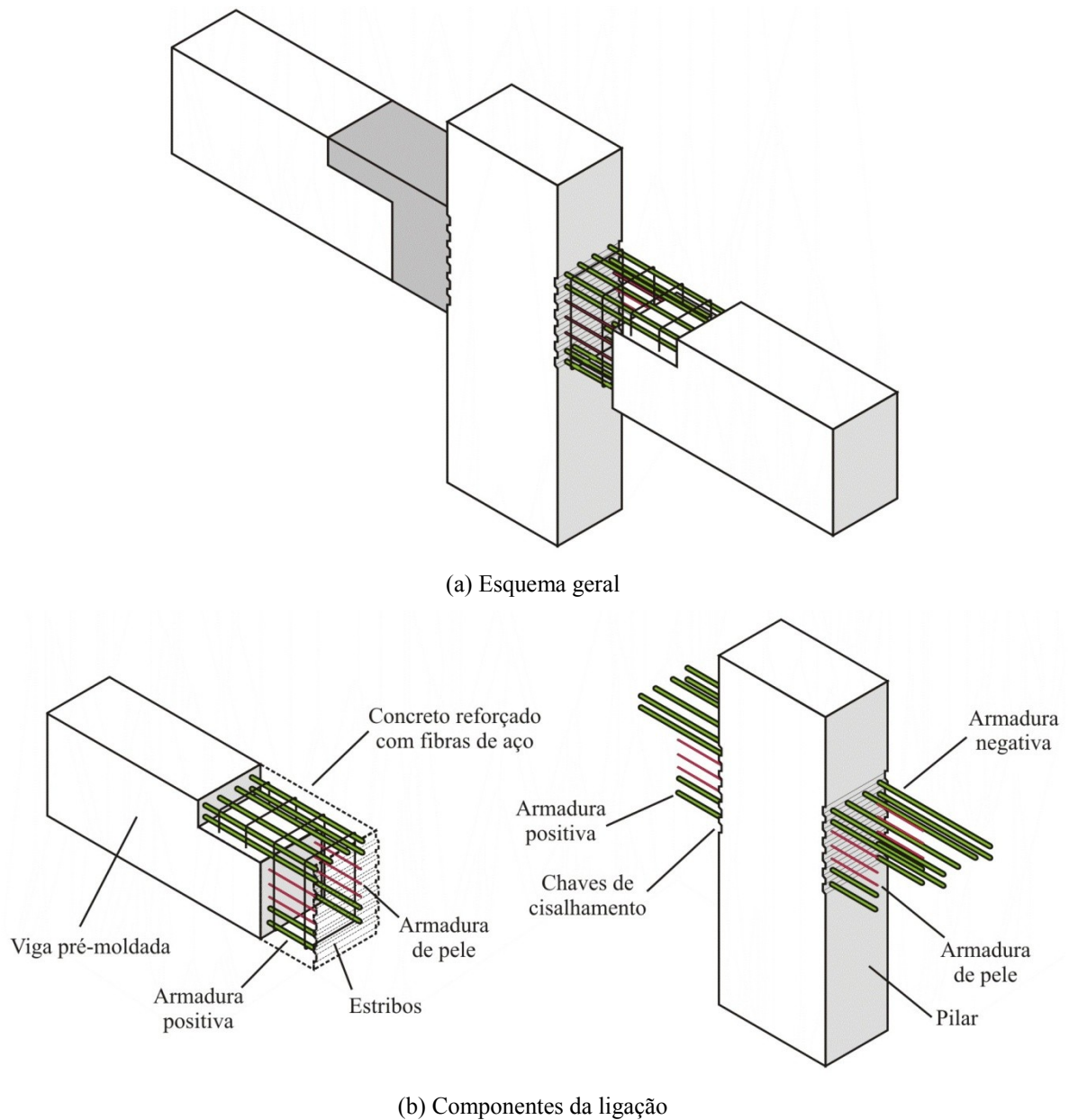


Figura 1.1 – Esboço da ligação proposta.

Assim, a ligação proposta neste trabalho é uma ligação rígida obtida por traspasse de armaduras e que é resistente a momentos fletores positivos e negativos. Nessa ligação, a continuidade das armaduras longitudinais (positiva, negativa e armadura de pele) é estabelecida mediante a instalação de luvas de aço no pilar antes da concretagem, nas quais posteriormente são instaladas as barras de traspasse.

De maneira geral, as principais vantagens dessa tipologia de ligação são a possibilidade de reduzir o comprimento de traspasse da emenda pela utilização de concreto com fibras e a elevada resistência que a ligação é capaz de oferecer. Por outro lado, a ligação não dispensa escoramento em sua execução e exige grande precisão no posicionamento das armaduras, visto que as barras que servem de emenda das armaduras longitudinais das vigas são rosqueadas, após a desmoldagem do pilar, em luvas metálicas previamente instaladas nesse elemento. Outro aspecto que dificulta a execução é a interface com chaves de cisalhamento, que é uma dificuldade facilmente superada se forem utilizadas fôrmas metálicas para a produção das vigas e do pilar.

1.1 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho é desenvolver uma ligação viga-pilar em elementos de concreto pré-moldado empregando concreto com fibras de aço na região da ligação de forma que a mesma seja capaz de resistir a ações cíclicas reversíveis e dinâmicas.

Como objetivos específicos, têm-se:

- a) Contribuir com o avanço do conhecimento a respeito das ligações viga-pilar e de suas características mecânicas, principalmente a resistência e a degradação da rigidez;
- b) Avaliar os mecanismos de transferência de esforços de cisalhamento na interface de concretos com fibras, na região da ligação, e de esforços de tração em região de emenda de barras;
- c) Determinar o coeficiente de amortecimento da ligação e compará-lo com o determinado para a ligação monolítica;
- d) Definir e avaliar, pelo método dos elementos finitos, um modelo numérico que represente de forma satisfatória o comportamento da ligação.

1.2 Justificativa

Sendo parte integrante do projeto temático “*Nucleação e incremento de pesquisa, inovação e difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a modernização da construção civil*”, este trabalho dá prosseguimento aos estudos já realizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São

Paulo sobre ligações em elementos pré-moldados de concreto. Ainda, o trabalho é parte integrante do projeto “*Pré-moldados e Ligações em Concreto Empregados em Estruturas de Usinas Hidrelétricas*”, desenvolvido pela empresa Furnas Centrais Elétricas S.A, que visa incentivar o uso de elementos de concreto pré-moldado na execução de estruturas de usinas hidrelétricas.

Além disso, o trabalho contribui com o desenvolvimento da indústria de pré-moldados em geral, pois os estudos realizados sobre o comportamento da ligação sob carregamentos estático e dinâmico possibilitam conhecer mais a fundo o comportamento das ligações.

Por outro lado, o aumento da ductilidade da ligação por meio da adição de fibras de aço também é interessante à indústria de pré-moldados. Trata-se de uma região que não consome grandes volumes de concreto e que, a princípio, não acarretaria grandes acréscimos de custo pela utilização das fibras, uma vez que, mesmo para baixas frações volumétricas de fibras, se observam aumentos bastante significativos na tenacidade do concreto, tanto na flexão quanto na compressão. Entretanto, pelo fato de os mecanismos de transferência de esforços entre os concretos simples e com fibras ainda não serem adequadamente conhecidos, é importante estudá-los para melhor compreender o comportamento global da ligação.

O desenvolvimento deste trabalho, no âmbito dos objetivos do projeto temático, também se justifica pela possibilidade de obtenção de modelos mecânicos simplificados que permitam uma representação satisfatória do comportamento da ligação e que possam ser aplicados para projeto.

1.3 Metodologia empregada

A metodologia proposta neste trabalho consiste de três etapas: revisão bibliográfica, ensaios em laboratório e modelagem computacional.

Na etapa de revisão bibliográfica foram levantados trabalhos relevantes (artigos, livros e teses) sobre dois temas: comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço e ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. Sempre que possível, serão apresentados trabalhos nos quais os dois assuntos mencionados sejam tratados.

A etapa experimental foi realizada em três fases. A primeira fase do programa experimental consistiu de estudos de dosagem para definição dos traços de concreto empregados na

produção dos modelos e corpos-de-prova ensaiados no programa experimental. Na segunda fase foram realizados ensaios de cisalhamento direto para análise dos mecanismos de transferência de esforços de cisalhamento na interface de concretos reforçados com fibras de aço. Por fim, a terceira fase consistiu de ensaios de tração direta em tirantes com barras emendadas por traspasse e ensaios de flexão em modelos cruciformes formados por vigas e pilares pré-moldados unidos de acordo com a tipologia de ligação proposta. Os modelos cruciformes foram submetidos a carregamento cíclico para avaliação da rigidez e da capacidade de transferência de esforços da ligação, e a carregamento dinâmico, para avaliação do amortecimento proporcionado por ela. Essa etapa foi realizada parte nos laboratórios da empresa Furnas Centrais Elétricas, em Aparecida de Goiânia (fase 1) e parte no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (fase 2).

Após a etapa experimental da pesquisa, foi realizada a terceira etapa da metodologia proposta: o estudo numérico, pelo Método dos Elementos Finitos, do comportamento dos modelos cruciformes utilizando o programa DIANA[®] 9.4.3. Este estudo foi realizado parte na Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, e parte no Laboratório de Mecânica Computacional da Universidade Federal de Goiás.

1.4 Organização da tese

No Capítulo 1 é apresentada uma breve introdução, seguindo-se os objetivos, justificativa para a realização do trabalho e da metodologia adotada no trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica a respeito do comportamento mecânico dos concretos reforçados com fibras de aço. Já no capítulo 3 são apresentados alguns aspectos importantes das ligações em estruturas de concreto pré-moldado, em especial das ligações viga-pilar e dos mecanismos de transferência de esforços de tração e cisalhamento.

No Capítulo 4 é descrito todo o programa experimental desenvolvido neste trabalho. Nesse capítulo são descritos os procedimentos dos ensaios realizados, a geometria dos modelos, a instrumentação e o esquema de carregamento.

O Capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização dos concretos simples e reforçado com fibras de aço, enquanto os resultados dos ensaios de mecanismos são apresentados no Capítulo 6. No Capítulo 7, os resultados dos ensaios cíclicos e dinâmicos em modelos cruciformes são apresentados.

O Capítulo 8 apresenta as conclusões, com ênfase no estudo do comportamento da ligação. Ainda neste capítulo, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

Em seguida, são apresentadas as referências bibliográficas consultadas e, por fim, no Apêndice 1 é apresentado um modelo analítico da curva tensão *versus* deformação do concreto na compressão, enquanto no Apêndice 2 é apresentado um estudo numérico do comportamento de uma ligação viga-pilar semelhante na fase de montagem.

2 Propriedades do concreto com fibras de aço

A fissuração é um fenômeno não-linear que se manifesta no concreto devido à alta fragilidade desse material a esforços de tração e que pode comprometer a durabilidade das estruturas constituídas por ele, já que as fissuras facilitam a entrada de agentes agressivos. Assim, para melhorar esse comportamento, uma alternativa é a adição de fibras ao concreto ainda fresco, as quais em quantidade, comprimento, resistência mecânica, módulo de elasticidade e formato adequados, podem incorporar deformações plásticas significativas à matriz alterando seu modo de ruptura. Isso é particularmente importante para permitir a utilização de concretos de resistência muito elevada na Construção Civil, já que estes são menos dúcteis. Sob este ponto de vista, Taerwe (1992) comenta que bastam 60 kg/m^3 de fibras (aproximadamente 0,75% de fibras) para tornar o ramo descendente da curva tensão *versus* deformação na compressão de um concreto de alta resistência reforçado com fibras semelhante ao de um concreto de resistência normal sem fibras. Essa quantidade de fibras representa um aumento no custo de produção do concreto de apenas R\$ 409,50 por metro cúbico².

Por serem uma armadura descontínua, as fibras são menos eficientes que a armadura convencional composta por fios e barras para resistir aos esforços de tração e de cisalhamento. No entanto, o pequeno espaçamento entre elas permite que seu desempenho como obstáculo à propagação das fissuras seja superior ao da armadura convencional. As fibras atuam mesmo durante o endurecimento do concreto, inibindo o desenvolvimento, a coalescência e o aparecimento prematuro das microfissuras. E no concreto endurecido, ao surgir uma fissura, a fibra que a cruza passará a resistir aos esforços solicitantes naquele ponto, reduzindo assim a abertura da fissura. Como consequência dessa redução, mais fissuras se formarão e, com isso, o espaçamento entre elas também será reduzido. É a chamada múltipla fissuração, característica típica do concreto reforçado com fibras, que pode não se manifestar em

² Cotação realizada em 16/07/2012 considerando 5% de IPI e 18% de ICMS.

estruturas de concreto isostáticas com baixos teores de fibra. Outro efeito da redução da abertura de fissuras é a menor suscetibilidade ao ataque de agentes agressivos capazes de promover a corrosão das armaduras. Assim, estruturas de concreto reforçado com fibras podem ser mais duráveis.

O mecanismo de reforço das fibras é explicado pela diferença na capacidade de deformação da fibra e da matriz. Inicialmente, sob baixas tensões, ambas se deformam conjuntamente até que ocorra a ruptura da matriz, quando a força resistida por ela é transferida para as fibras. Esse mecanismo é semelhante ao mecanismo de funcionamento da armadura convencional, mas em uma escala menor. A transferência dos esforços se dá por meio da aderência entre a fibra e a matriz, que pode ser medida em ensaios de arrancamento. Nesses ensaios, fibras retas e lisas perdem aderência mais rapidamente devido ao escorregamento que fibras com ganchos nas extremidades e fibras nervuradas. As fibras com ganchos nas extremidades tendem a ter seus ganchos retificados durante o escorregamento o que possibilita um acréscimo na sua resistência, a qual pode ser de três a quatro vezes maior que a resistência da fibra reta (ARAÚJO, 2002). Além disso, as fibras com ganchos nas extremidades e também as fibras nervuradas proporcionam um grande aumento na energia dissipada durante o ensaio, tornando sua aplicação particularmente interessante em estruturas sujeitas a atividade sísmica, carregamento cíclico ou que apresentem vibração.

A associação de fibras e armadura contínua pode aumentar consideravelmente a capacidade resistente do elemento estrutural. Um efeito secundário nesse tipo de associação é o aumento da aderência entre a armadura e o concreto. Uma melhoria considerável no controle da fissuração complementa as vantagens dessa associação.

A seguir, apresenta-se uma breve revisão bibliográfica a respeito das principais propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras de aço.

2.1 Resistência à compressão uniaxial

A resistência à compressão é a propriedade mecânica mais importante do concreto e é, basicamente, definida pelas resistências da pasta, do agregado e da interface. Estes apresentam comportamentos distintos na compressão, isto é, a pasta se comporta de forma notadamente não linear enquanto as tensões no agregado aumentam de forma aproximadamente linear com o aumento das deformações. A combinação das fases pasta e

agregado resulta em um material cujo comportamento não corresponde à superposição, ou à soma, dos comportamentos das fases isoladas, fato que se justifica pelas interações existentes na interface delas.

De forma geral, o fator que mais interfere na resistência à compressão do concreto é a sua porosidade, a qual está relacionada com sua densidade e resistência de uma forma bastante intuitiva, isto é, concretos pouco porosos são também mais densos e mais resistentes. Como o concreto é um material heterogêneo, suas fases são ligadas por uma camada de espessura bastante fina denominada interface pasta-agregado, que é a região mais fraca da matriz. Tal comportamento está relacionado tanto à espessura da interface quanto à sua porosidade. Interfaces consideravelmente delgadas podem ser indicações de processos de hidratação e/ou de cura mal sucedidos com microestrutura conseqüentemente mais porosa e menos resistente. Além disso, agregados com dimensão excessivamente grande podem causar acúmulo de água sob eles, criando interfaces muito porosas.

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que o ponto fraco do concreto é a interface pasta-agregado. Assim, a obtenção de concretos de resistências elevadas requer aumentar a resistência da interface, o que pode ser feito de várias formas. Uma delas, e que provavelmente é a mais utilizada, é o emprego de adições minerais com atividade pozolânica, sendo a sílica ativa o principal exemplo. Ao se adicionar sílica ativa ao concreto ocorrem dois efeitos: a densificação da interface da pasta com o agregado e o preenchimento dos poros da microestrutura da matriz, a qual se torna mais densa e compacta. Ao preencher os poros, a sílica reage com a água contida neles formando cristais de etringita, que é um composto bastante resistente. Desses dois efeitos decorrem concretos de resistência à compressão mais elevada.

Se por um lado a elevada resistência à compressão de um concreto permite que sua ruptura só ocorra sob altas tensões, por outro lado, ele se torna frágil e rompe de forma brusca, isto é, sem grandes deformações, o que passa a ser um inconveniente quando se prioriza a segurança estrutural. Uma das formas de superar esse inconveniente é o uso de materiais que aumentem a ductilidade do concreto, como as fibras. Concretos reforçados com fibras são mais dúcteis, pois são capazes de absorver mais energia durante o processo de deformação.

Obviamente, a ductilidade do compósito dependerá da resistência da matriz, isto é, a quantidade de fibras necessária para garantir determinada ductilidade será tanto maior quanto

maior a resistência da matriz. Isso se justifica pelo aumento da fragilidade da matriz em decorrência do aumento de sua resistência.

A adição das fibras, entretanto, pode modificar a resistência à compressão do concreto. Em comparação a um concreto simples de mesma resistência, a adição de fibras pode resultar tanto em aumento quanto em diminuição da resistência à compressão. Segundo Balaguru e Shah (1992) para concretos com até 120 kg/m^3 de fibras, o que equivale a aproximadamente 1,50% de fibras, a resistência à compressão pode apresentar uma variação média de $\pm 25\%$. Credita-se a diminuição da resistência à compressão ao aumento do teor de ar incorporado ao concreto, o que, aparentemente, provocaria uma redução na resistência à compressão superior ao aumento de resistência produzido pelas fibras.

De forma geral, a literatura técnica relata um ligeiro aumento da resistência à compressão do concreto com o aumento da porcentagem e do fator de forma das fibras, representado pela relação entre o comprimento (L) e o diâmetro equivalente da fibra (D). Entretanto, esse aumento é mais sensível à porcentagem de fibras que ao fator de forma. Tal aumento também pode ocorrer em decorrência do uso de fibras com características tais que proporcionem uma melhor aderência da fibra à matriz, como é o caso das fibras com extremidades em gancho e as fibras onduladas (NARAYANAN e PALANGIAN³, 1986 *apud* BARROS, 1996).

A deformação de pico também tende a aumentar ligeiramente com a porcentagem e com o fator de forma da fibra. Entretanto, os efeitos positivos da adição de fibras ao concreto são mais evidentes após a resistência à compressão da matriz ter sido atingida, isto é, quando o material se encontra no regime de amolecimento (“*strain softening*”). Neste regime, a resposta é tanto mais dúctil quanto maior a porcentagem de fibras adicionadas à matriz. Na fase de amolecimento, o fator de forma da fibra e sua geometria têm menor efeito que sua porcentagem (NARAYANAN e PALANGIAN, 1986 *apud* BARROS, 1996). Song e Hwang (2004) verificaram aumentos na resistência à compressão para concretos reforçados com fibras de aço com até 2% de fibras de aço com ganchos nas extremidades. Segundo esses autores, o maior aumento observado foi de 15,3% para 1,5% de fibras. Para o concreto contendo 2% de fibras, houve uma ligeira redução na resistência à compressão, mas mesmo

³ NARAYANAN, R., PALANGIAN, A. S. K., Factors influencing the strength of steel fibre reinforced concrete, RILEM Symposium FRC 86, Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, v. 1, 1986.

assim este concreto apresentou resistência à compressão 12,9% superior à apresentada pelo concreto sem fibras.

Mohammadi *et al.* (2008) investigaram o comportamento mecânico de concretos reforçados com diferentes combinações de fibras de aço corrugadas de 25 mm e 50 mm de comprimento (fibra curta e fibra longa, respectivamente). Esses autores observaram um aumento máximo na resistência à compressão do concreto reforçado com 2% de fibras de 25 mm da ordem de 25% quando comparado ao concreto simples. Uma análise cuidadosa dos resultados indicou que uma combinação de 65% de fibras longas e 35% de fibras curtas pode ser a combinação mais apropriada para obter os maiores valores de resistência à compressão, à tração por compressão diametral e à tração na flexão do concreto reforçado com fibras. Entretanto, os autores observaram que a trabalhabilidade do concreto no estado fresco melhorou com o aumento da porcentagem de fibras curtas em relação à porcentagem de fibras longas.

Além desses efeitos, Poon *et al.* (2004) verificaram que as fibras também são efetivas na redução da degradação da resistência à compressão que ocorre em concretos após a exposição a elevadas temperaturas. Eles também verificaram, em concretos reforçados com fibras de aço e polipropileno, ambos submetidos a elevadas temperaturas, que a tenacidade à compressão é maior se a fibra for de aço.

Várias pesquisas foram realizadas com o objetivo de estabelecer correlações entre as propriedades do concreto simples e do concreto reforçado com fibras, sendo as resistências à compressão (cilíndrica e cúbica) e à tração (por compressão diametral, flexão e direta) e o módulo de elasticidade as propriedades mais estudadas. O estabelecimento de modelos de previsão permite estimar com boa precisão o valor de determinada propriedade antes mesmo de o concreto ter sido produzido. Isto é particularmente útil na fase de projeto e também pode permitir a modificação das normas e recomendações de projeto, possibilitando tornar mais comum o projeto de estruturas de concreto com fibras. Tais modelos ainda não são plenamente satisfatórios, pois é bastante comum um concreto reforçado com fibras apresentar um modelo de previsão com coeficiente de correlação satisfatório para uma propriedade e não satisfatório para outra. Este problema está associado aos diferentes tipos, materiais e geometrias de fibras disponíveis, pois cada um destes fatores interfere de uma forma diferente nas propriedades do concreto reforçado com fibras. Além disso, a orientação das fibras no concreto é outro fator que influencia significativamente as suas propriedades.

No caso particular da resistência à compressão, são exemplos de trabalhos que visam o estabelecimento de modelos de previsão os trabalhos de Padmarajaiah (1999), Song e Hwang (2004), Thomas e Ramaswamy (2007) e Yazici *et al.* (2007).

Há, ainda, trabalhos que visam desenvolver modelos analíticos para a estimativa da curva tensão *versus* deformação do concreto com fibras, pois essas curvas são importantes para a elaboração de normas de projeto de estruturas. Esses modelos podem ser obtidos a partir da análise de resultados de ensaios de compressão com deformação controlada, pois estes permitem a medição de tensões e deformações após o pico de resistência à compressão ter sido atingido, possibilitando, desta forma o traçado do ramo de amolecimento do material. Em Araújo (2002) são mostrados alguns modelos de curva tensão *versus* deformação para concretos reforçados com fibras disponíveis na literatura.

De acordo com Ezeldin e Balaguru (1992), é possível avaliar a tenacidade à compressão do concreto reforçado com fibras por meio da tenacidade relativa (T_R) determinada a partir do ensaio de compressão com deformação controlada. A tenacidade relativa representa a relação entre a energia dissipada pelo material durante sua deformação e a energia que o material dissiparia até uma deformação pré-definida de 1,50% se esse material fosse plástico perfeito. Desta consideração resulta a Equação (2.2). Assim, quanto mais próximo da unidade for o valor de T_R , mais dúctil será o material.

$$T_R = \frac{E}{0,015 \cdot f_{cm}} \quad (2.1)$$

Na Equação (2.1), E é a energia, ou seja, a área sob a curva tensão *versus* deformação, em N.mm/mm² e f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão, em MPa. Nessa equação, a deformação axial última é limitada em 1,50%. Nos concretos sem fibras a deformação última é inferior a esse valor, enquanto nos concretos com fibra a deformação última é sempre maior. Por ser determinada em um valor de deformação constante, a tenacidade relativa é uma boa base de comparação para analisar a influência das fibras na energia dissipada em compressão, embora ela não represente a totalidade da energia dissipada pelo corpo-de-prova durante o ensaio, a qual é função da resistência do concreto e da deformação última alcançada no final do ensaio.

2.2 Resistência à tração uniaxial

A resistência à tração é uma propriedade relativamente difícil de ser obtida em laboratório, pois requer equipamentos e dispositivos que nem sempre estão disponíveis na maioria dos laboratórios. Por este motivo, é padrão determinar a resistência à tração de maneira indireta por meio de ensaios de tração por compressão diametral. Outra forma é por meio de ensaios de tração na flexão. A resistência à tração pode, então, ser obtida de maneira indireta por meio de correlações nesses ensaios. É admitido que a resistência à tração corresponde a 90% da resistência obtida de ensaios de compressão diametral e a 70% da obtida em ensaios à flexão. Assim, é possível obtê-la de forma indireta em laboratório.

O concreto sem fibras apresenta uma baixa resistência à tração, o que se deve à baixa resistência da interface pasta-agregado e à quantidade de vazios na matriz, embora outros fatores também interfiram, mas com menor intensidade. A adição de fibras ao concreto proporciona aumento de sua resistência à tração, pois as fibras inibem a formação e a propagação das fissuras na matriz.

A resistência à tração aumenta com a porcentagem, o fator de forma, a capacidade de fixação da fibra à matriz (aderência fibra-matriz) e a resistência da fibra, desde que se evite a formação de grumos de fibras. Entretanto, para uma fração volumétrica de fibras de aço inferior a 2% a resistência à tração não aumenta significativamente, exceto quando se utiliza sílica ativa, pois nestes casos a resistência da interface fibra-matriz aumenta, melhorando os mecanismos de reforço das fibras (DIPSIA⁴, 1987 *apud* BARROS, 1996).

Como a resistência à tração aumenta com a porcentagem e o fator de forma da fibra, ela aumenta também com o índice de reforço, já que este é o produto do volume de fibras pelo fator de forma da fibra. Segundo Barros (1996) um aumento no índice de reforço de 40 para 120 pode resultar em um aumento de 25% na resistência à tração na flexão. Fibras com extremidades dobradas proporcionam maior aumento da resistência à tração na flexão quando comparado com fibras lisas (BALAGURU e SHAH, 1992). Ainda segundo Barros (1996), como a resistência à tração depende do método de produção do compósito, quanto mais eficiente for o método em termos de dispor a maior porcentagem de fibras segundo a direção das tensões de tração, maior será o aumento da resistência à tração.

⁴ DIPSIA, M., *Mechanical properties of superplasticized steel fiber high strength semi-lightweight concrete*, M. S. Thesis, 1987, 128 p. Rutgers University, New Brunswick, New Jersey, 1987.

Köksal *et al* (2007) ensaiaram concretos reforçados com fibras de aço de fator de forma de 65 e 80 (40 mm e 60 mm de comprimento, respectivamente) com e sem sílica ativa, e observaram um considerável aumento da resistência à tração por compressão diametral e da resistência à tração na flexão quando da utilização conjunta de fibras de aço e sílica ativa. Entretanto, o desempenho de concretos contendo somente sílica ativa ou somente fibras de aço foi inferior ao apresentado por concretos contendo ambos.

Outra possibilidade é a associação de fibras com diferentes características para compor um reforço denominado híbrido, quando duas ou mais fibras são racionalmente combinadas para a produção de um compósito que explora os benefícios de cada fibra (BANTHIA e NANDAKUMAR, 2003). Reforços híbridos com fração volumétrica igual a 0,5% foram estudados por Yao *et al.* (2003) no que diz respeito às resistências à compressão e à tração por compressão diametral e às propriedades de flexão. Três tipos de compósitos híbridos foram produzidos usando as seguintes combinações de fibras: (a) polipropileno (0,3%) e carbono (0,2%), (b) carbono (0,2%) e aço (0,3%) e (c) aço (0,2%) e polipropileno (0,3%). Os resultados dos ensaios mostraram que os reforços híbridos proporcionaram uma ação de compósito superior à comparada aos concretos reforçados com um único tipo de fibra. Entre os três tipos de reforços híbridos, a combinação de fibras de carbono e aço proporcionou as maiores resistência e tenacidade à flexão, o que ocorreu devido aos módulos de elasticidade com ordens de grandeza similares (240 GPa e 200 GPa, respectivamente para carbono e aço) das duas fibras e à interação delas.

Mohammadi *et al.* (2008) também estudaram a resistência à tração por compressão diametral de concretos reforçados com fibras de aço de 25 mm (fibra curta – FC) e 50 mm (fibra longa – FL) de comprimento, empregadas nas seguintes frações volumétricas: 1,0%, 1,5% e 2,0%. Foram testadas cinco combinações diferentes dessas fibras: (a) 100% FL, (b) 65% FL + 35% FC, (c) 50% FL + 50% FC, (d) 35% FL + 65% FC e (e) 100% FC. Esses autores observaram um aumento de 59% na resistência à tração por compressão diametral do concreto reforçado com 2% de fibras (65% de fibras longas e 35% de fibras curtas) em relação ao concreto simples.

O notório aumento na resistência à tração proporcionado pelas fibras tem levado muitos pesquisadores a tentar estabelecer modelos de previsão dessa resistência. Há modelos mais simples, que utilizam um parâmetro, em geral o volume de fibras ou a resistência à compressão do concreto simples, modelos de dois parâmetros, que além do volume de fibras,

utilizam também o fator de forma, por exemplo, o modelo de Song e Hwang (2004), modelos de três parâmetros como o de Thomas e Ramaswamy (2007), Padmarajaiah (1999), Yazici *et al.* (2007) e Lin *et al.* (2008) e modelos mais sofisticados como o modelo proposto por Karahan *et al.* (2008), que utiliza um número maior de parâmetros.

Song e Hwang (2004) estudaram a influência do volume de fibras na resistência à tração por compressão diametral de concretos reforçados com fibras de aço. Foram utilizadas fibras de aço com ganchos nas extremidades, as quais foram adicionadas ao concreto nas seguintes frações volumétricas: 0,5%, 1,0%, 1,5% e 2,0%. Os autores verificaram que a resistência à tração por compressão diametral aumentou com o volume de fibras, sendo o maior aumento (98,3%) obtido com 2,0% de fibras. Song e Hwang (2004) apresentam também a Equação (2.2), a qual correlaciona a resistência à tração por compressão diametral e o volume de fibras. Uma expressão para a resistência à tração na flexão também é apresentada. Esta é definida pela Equação (2.3), em que $f_{ctm,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, V_f é o volume de fibras e $f_{ctm,f}$ a resistência à tração na flexão.

$$f_{ctm,sp} = 5,8 + 3,01V_f - 0,02V_f^2 \quad (2.2)$$

$$f_{ctm,f} = 6,4 + 3,43V_f + 0,32V_f^2 \quad (2.3)$$

Thomas e Ramaswamy (2007) também apresentaram um modelo de previsão da resistência à tração por compressão diametral para concreto reforçado com fibras de aço, dado pela Equação (2.4). O modelo apresentado por eles é válido para concretos reforçados com até 1,5% de fibras de aço com ganchos nas extremidades e concretos de resistência entre 35 MPa e 85 MPa. Em Thomas e Ramaswamy (2007) é apresentada também a Equação (2.5), proposta por Padmarajaiah⁵ (1999). Nessa equação, f_{cmc} é a resistência à compressão obtida de corpos-de-prova cúbicos, ℓ é o comprimento da fibra e d é o diâmetro da fibra.

$$f_{ctm,sp} = 0,63\sqrt{f_{cmc}} + 0,288\sqrt{f_{cmc}}\left(V_f \frac{\ell}{D}\right) + 0,052\left(V_f \frac{\ell}{D}\right)^2 \quad (2.4)$$

⁵ PADMARAJAIAH, S. K., Influence of fibers on the behavior of high strength concrete in fully/partially prestressed beams: an experimental and analytical study, Ph.D. thesis, Indian Institute of Science, Bangalore, Índia, 1999.

$$f_{ctm,sp} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{cmc}} + 1,918 \left(V_f \frac{\ell}{D} \right) \quad (2.5)$$

Lin *et al.* (2008) analisaram a resistência à tração de concretos reforçados com fibras de aço com ganchos nas extremidades. As fibras, utilizadas nas frações volumétricas de 0,5%, 1,0% e 2,0%, apresentavam 30 mm de comprimento e fator de forma igual a 40. Na produção desses concretos o cimento foi parcialmente substituído por sílica ativa nas proporções de 5% e 10% e a relação água-cimento foi fixada em 0,35 e 0,55. Após analisarem os resultados dos ensaios, Lin *et al.* (2008) apresentaram modelos de previsão da resistência à tração direta, dado pela Equação (2.6), e por compressão diametral, dado pela Equação (2.7), nas quais w , c e s são as quantidades de água, cimento e sílica ativa. Esses modelos foram obtidos por meio de regressão linear múltipla, a qual levou em conta três parâmetros: teor de sílica ativa, quantidade de fibras e relação água-cimento. Apesar de apenas três parâmetros terem sido considerados, a equação de regressão usada nos modelos de previsão de Lin *et al.* (2008) possui oito termos para considerar as interações desses parâmetros.

$$f_{ctm} = 3,91 - 1,01 \frac{w}{c} + 0,02s + 0,55V_f - 0,01 \frac{w}{c}s - 0,60 \frac{w}{c}V_f + 0,06sV_f - 0,11 \frac{sw}{c}V_f \quad (2.6)$$

$$f_{ctm,sp} = 5,43 - 3,96 \frac{w}{c} + 0,09s + 1,68V_f + 0,27 \frac{ws}{c} - 2,15 \frac{wV_f}{c} + 0,04sV_f + 0,01sw \frac{V_f}{c} \quad (2.7)$$

Karahan *et al.* (2008) estudaram algumas propriedades mecânicas de concretos reforçados com fibras de aço contendo cinza volante. Esta foi adicionada ao concreto nas proporções de 15% e 30%. As fibras foram utilizadas em frações volumétricas de 0,5%, 1,0% e 1,5%. Os concretos produzidos foram ensaiados à flexão aos 7, 28, 90 e 365 dias e, a partir dos resultados, foi proposto um modelo de previsão da resistência à tração na flexão. O modelo de previsão foi determinado por regressão múltipla linear e não linear (modelos logarítmico e exponencial). Os coeficientes das regressões foram calculados por redes neurais artificiais utilizando três algoritmos de treinamento diferentes: Levenberg-Marquardt (LM), Gradientes Conjugados Escalonados (GCE) e Gradientes Conjugados de Fletcher-Powell (GCFP). As variáveis de entrada foram as quantidades de cimento (c), cinza volante (cv), areia (a), pedregulho (p) e fibras de aço (f) e a idade dos corpos-de-prova no dia do ensaio (t) e a variável de saída foi a resistência à tração na flexão. A Equação (2.8) define o modelo linear

de previsão e as Equações (2.9) e (2.10) definem os modelos logarítmico e exponencial de previsão, respectivamente.

$$f_{ctm,f} = -4,37 - 0,06c - 0,18a + 0,53p + 0,11f + 0,004t \quad (2.8)$$

$$f_{ctm,f} = -1,89 + 1,36 \ln c - 0,01cv + 0,0008a + 0,000002p + 0,02f + 0,04t \quad (2.9)$$

$$f_{ctm,f} = \exp(-0,26 + 0,006c + 0,004cv - 0,0002a + 0,0000003p + 0,003f + 0,005t) \quad (2.10)$$

2.3 Tenacidade à flexão

A definição de tenacidade em compósitos mais aceita atualmente diz que a tenacidade é a área sob a curva força-deslocamento que representa a energia ou o trabalho dissipado no material em função do carregamento aplicado. Tal valor é o utilizado na avaliação dos compósitos e tem a desvantagem de depender das dimensões do corpo-de-prova bem como do sistema de aplicação de carga (FIGUEIREDO, 2000). Esta é uma propriedade útil na avaliação do comportamento pós-pico do material.

Um dos métodos mais utilizados para avaliar a tenacidade em compósitos é o método proposto pela norma japonesa JSCE SF-4 (JSCE, 1984), o qual é mostrado na Figura 2.1. Esse método apresenta boa precisão, pois não depende da determinação do deslocamento no início da fissuração. A norma japonesa recomenda a determinação da capacidade de absorção de energia até um deslocamento limite, medido no meio do vão, e igual a $\lambda/150$, onde λ é o vão do corpo-de-prova. Isto equivale a um deslocamento de 2 mm quando o vão é de 300 mm e 3 mm, quando o vão é de 450 mm. Dessa forma, o fator de tenacidade na flexão (FT) é definido pela Equação (2.11):

$$FT = \frac{T_b \cdot \lambda}{\delta_{tb} \cdot b \cdot h^2} \quad (2.11)$$

sendo T_b a área sob a curva força-deslocamento, em $N.mm$, δ_{tb} o deslocamento limite, em mm , b e h a largura e a altura do corpo-de-prova, em mm , e λ o vão entre os apoios do corpo-de-prova, em mm .

A Figura 2.2 mostra comportamentos típicos de concretos simples e com diferentes frações volumétricas de fibras em ensaios de flexão. A área retangular limitada por F_{eq} e δ_{tb}

representa a energia absorvida pelo material, supondo que este seja rígido-plástico perfeito. O fator de tenacidade é obtido igualando as duas energias. Da Figura 2.1 verifica-se que quanto maior a ductilidade do material maior será a resistência equivalente de flexão. Se a flecha última for menor que δ_{tb} , T_b é a área sob a curva força-deslocamento, como mostra a Figura 2.1 (caso do concreto simples) (BARROS, 1995).

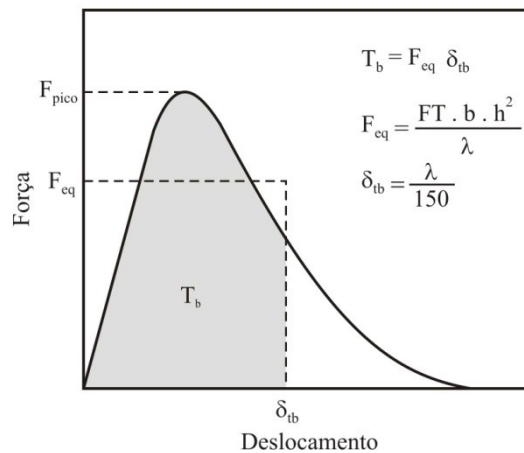


Figura 2.1 – Método da norma japonesa para quantificar a tenacidade do concreto.

A tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibras tem sido bastante estudada, pois a capacidade de absorção de energia desses compósitos é uma de suas propriedades mais importantes. Em sua maioria, esses trabalhos representam tentativas de melhorar e aprofundar o entendimento sobre o comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras.

A tenacidade à flexão é afetada, dentre outros fatores, pelas condições de cura e pelo posicionamento do corpo-de-prova durante o ensaio, isto é, se a face em que o carregamento é aplicado é perpendicular ou paralela à direção da concretagem.

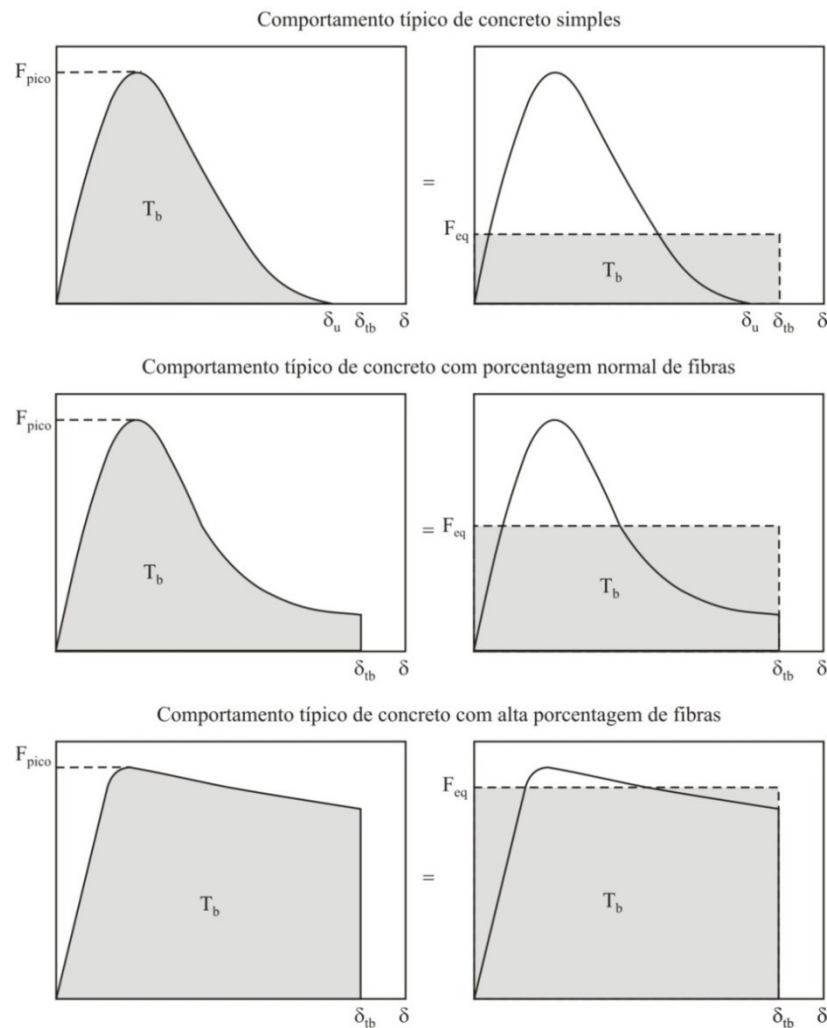


Figura 2.2 – Comportamento à flexão do concreto com fibras (BARROS, 1995).

Toutanji e Bayasi (1998) apresentaram os resultados de uma investigação experimental sobre os efeitos da cura no comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras de aço. Nesta investigação, foram utilizadas fibras de aço retas e onduladas, ambas com 51 mm de comprimento e fator de forma igual a 57, adicionadas em frações volumétricas de 1% ou 2%. Foram analisados três processos diferentes de cura: cura a vapor (a 80°C com aproximadamente 100% de umidade durante 4 dias), cura úmida (a 22°C com aproximadamente 100% de umidade durante 7 dias) e cura ao ar (no ambiente do laboratório). Também foi analisada a fluidez do concreto, a qual foi medida por ensaios de abatimento com tronco de cone invertido, tendo sido estabelecidas três classes de fluidez: alta, moderada e baixa. A Tabela 2.1 apresenta as características dos concretos estudados por esses autores e a fluidez medida para cada traço.

Tabela 2.1 – Características dos concretos estudados por Toutanji e Bayasi (1998).

Classe de fluidez	Fluidez (segundos)	V_f (%)	Tipo de fibra
Alta	11	1%	Fibra reta
	14	2%	Fibra reta
Moderada	21	2%	Fibra reta
	17	2%	Fibra ondulada
Baixa	50	2%	Fibra reta

Toutanji e Bayasi (1998) também apresentam resultados que demonstram que os concretos reforçados com fibras de aço com alta fluidez no estado fresco, ensaiados na direção perpendicular à direção da concretagem, apresentaram redução de 14% na força de primeira fissura e de 22% na força de pico do corpo-de-prova, além de uma redução de 30% na tenacidade à flexão. Já os concretos reforçados com fibras com fluidez moderada e baixa no estado fresco, ensaiados na direção perpendicular à direção da concretagem, apresentaram reduções insignificantes na resistência à tração na flexão se comparados àqueles ensaiados na direção paralela à direção da concretagem, seja na força de primeira fissura ou na força de pico. Na maioria dos casos, essa redução foi inferior a 10%. Entretanto, reduções significativas de 20% e 14% na tenacidade à flexão foram notadas para as misturas frescas com moderada e baixa fluidez, respectivamente.

Dessa forma, esse trabalho demonstra que o comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras de aço é fortemente afetado pela direção de ensaio, isto é, pela face em que a força é aplicada ao corpo-de-prova (ver Figura 2.3). Quando a direção de ensaio é perpendicular à direção da concretagem, os corpos-de-prova apresentam redução tanto na resistência a flexão quanto na tenacidade à flexão se comparado ao caso quando as direções de ensaio e concretagem são paralelas. O efeito da direção de ensaio em relação à direção da concretagem na resistência à flexão e na tenacidade à flexão aumenta com o aumento da fluidez (trabalhabilidade) da mistura fresca a qual favorece o assentamento da fibra na face inferior do corpo-de-prova durante a concretagem.

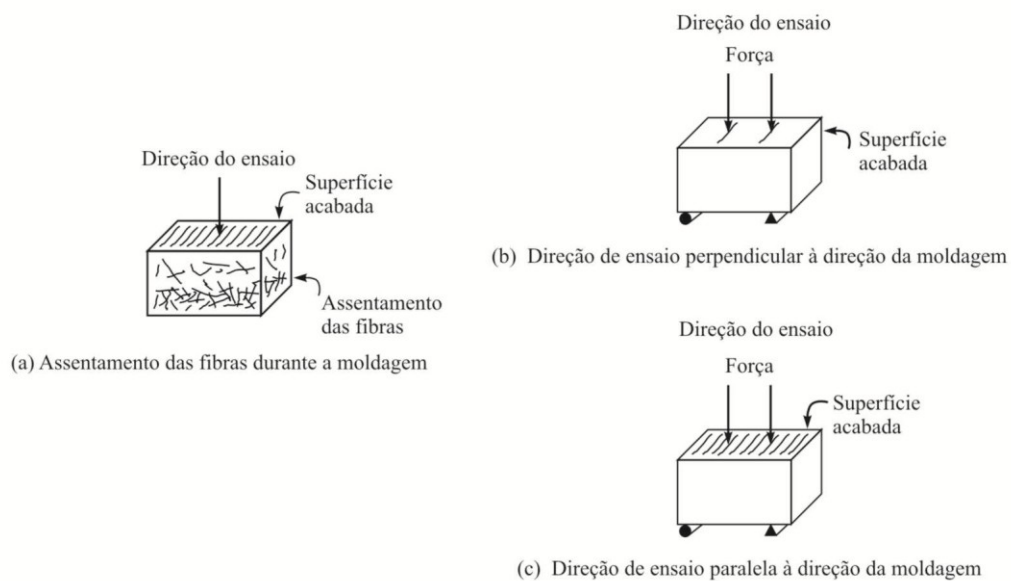


Figura 2.3 – Possíveis direções de ensaios em relação à direção de concretagem.

O comportamento pós-fissuração do concreto é o mais beneficiado pelo reforço das fibras, justificando o uso dos índices de tenacidade para evidenciar o efeito dos mecanismos de reforço das fibras. As fibras mais longas proporcionam um maior aumento de resistência à flexão e de tenacidade, uma vez que elas tendem a se alinhar segundo o eixo das peças (BARROS, 1996). Por outro lado, fibras de maior comprimento são, também, mais difíceis de adicionar ao concreto.

Mohammadi *et al.* (2008) também estudaram o comportamento à flexão de corpos-de-prova de concretos reforçados com fibras de aço de 25 mm (fibra curta – FC) e 50 mm (fibra longa – FL) de comprimento, empregadas nas seguintes frações volumétricas: 1,0%, 1,5% e 2,0%. Foram testadas cinco combinações diferentes dessas fibras: (a) 100% FL, (b) 65% FL + 35% FC, (c) 50% FL + 50% FC, (d) 35% FL + 65% FC e (e) 100% FC. Dos ensaios, esses autores observaram aumentos máximos na resistência à flexão de 42%, 76% e 100%, respectivamente para as frações volumétricas de 1,0%, 1,5% e 2,0%, sendo estes aumentos correspondentes às combinações de 100% de fibras longas. Também foram notados aumentos máximos de 61%, 95% e 167% na deflexão correspondente ao pico de carga e medida no meio do vão, respectivamente para as frações volumétricas de 1,0%, 1,5% e 2,0%, ambos correspondentes às combinações de 100% de fibras longas. Os autores também observaram aumentos nos índices de tenacidade para os concretos reforçados com 100% de fibras longas na fração volumétrica de 2,0%. Nesta mesma fração volumétrica, Mohammadi *et al.* (2008) também observaram um aumento de 49% na força de primeira fissura.

2.4 Energia de Fraturamento do concreto

A capacidade de absorção de energia de um material é, geralmente, avaliada por meio do conceito de energia de fraturamento G_f , definida como a energia necessária à formação de uma fissura de área unitária.

A energia de fraturamento pode ser quantificada por meio de ensaios de tração uniaxial ou de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão, ambos sob controle de deslocamentos. Entretanto, segundo Barros (1995), o ensaio ideal para quantificação da energia de fraturamento é o ensaio de tração direta com controle de deslocamentos. Contudo, este ensaio necessita de equipamentos bastante rígidos, que nem sempre estão disponíveis, para garantir a estabilidade dos corpos-de-prova. Por esse motivo, o ensaio de flexão em três pontos é o mais prático e mais usado para esse tipo de determinação (ver Figura 2.4).

Para garantir a formação de uma única fissura e evitar a dissipação de energia fora da região onde ocorre o fraturamento, os corpos-de-prova são entalhados, geralmente na metade do vão, sendo a profundidade do entalhe igual à metade da altura do corpo-de-prova, segundo recomendação do RILEM 50 FMC (RILEM, 1985). Em materiais frágeis ou quase-frágeis, como é o caso do concreto simples, o entalhe é suficiente para garantir a formação de uma única fissura. No entanto, nos materiais compósitos, como o concreto reforçado com fibras, o entalhe não impede a formação de fissuras secundárias ou a ramificação da fissura primária, uma vez que a múltipla fissuração é uma característica marcante desses materiais.

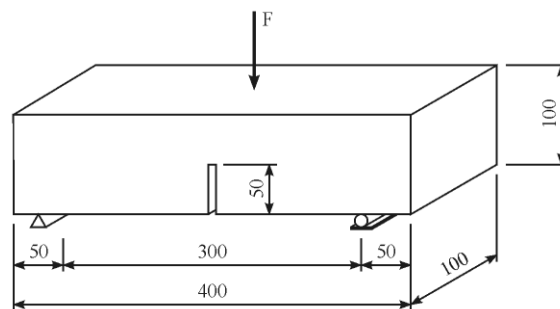


Figura 2.4 – Ensaio de flexão em três pontos para determinar a energia de fraturamento.

Outro aspecto importante é que a energia dissipada fora da região do entalhe (que está em regime elástico, isto é, antes da formação da zona de processo de fraturamento), não deve ser considerada na quantificação da energia de fraturamento, pois se trata de energia associada à

matriz e não ao compósito, já que em regime elástico as tensões são suportadas apenas pela matriz (as fibras estão inativas).

Atualmente, grande parte do meio técnico acredita que a energia de fraturamento é uma propriedade do material. Entretanto, segundo Barros (1995), para que isso seja verdade, as seguintes condições devem ser satisfeitas:

- (a) A energia consumida fora da zona de fraturamento pode ser desprezada se essa for muito menor que a energia dissipada na zona de fraturamento, o que significa que a relação entre as alturas do entalhe e da seção transversal do corpo-de-prova não deve ser muito pequena;
- (b) A densidade de energia de fraturamento (energia por unidade de área) deve ser independente das dimensões do corpo-de-prova e do entalhe;
- (c) Os equipamentos de ensaio devem ser suficientemente rígidos para garantir que o processo de fraturamento seja estável;
- (d) Por outro lado, para evitar a influência do peso próprio e a alta dispersão da energia de fraturamento, deve-se garantir que a dimensão da superfície de fraturamento não seja muito pequena em relação à dimensão máxima do agregado.

Para satisfazer as condições (a), (c) e (d) o RILEM 50 FMC (1985) recomenda que a relação entre a profundidade do entalhe e a altura do corpo-de-prova seja igual a 0,5.

Segundo Barros (1995), as propriedades mecânicas e as dimensões do corpo-de-prova exercem influência sobre a rigidez que o equipamento de ensaio deve apresentar para ser considerado adequado. Entretanto, nem sempre se tem disponíveis equipamentos com rigidez suficiente para executar o ensaio de modo que nem as propriedades mecânicas nem as dimensões do corpo-de-prova sejam problemas. Para superar essa dificuldade, pode-se adotar o ensaio de flexão sob três pontos de carga, que não necessita de equipamentos muito rígidos, e utilizar corpos-de-prova pequenos, mas que mantenham a relação ℓ/h não muito baixa. Em função disto, o RILEM 50 FMC (1985) propõe as dimensões dos corpos-de-prova mostradas na Tabela 2.2 como função da dimensão máxima do agregado graúdo ($d_{máx}$). Para misturas com $d_{máx} > 64$ mm, os valores de h e b devem aumentar de modo proporcional com $d_{máx}$, enquanto os valores de L e ℓ devem aumentar em proporção com a raiz quadrada de $d_{máx}$.

Tabela 2.2 – Dimensões dos corpos-de-prova recomendadas pelo RILEM 50-FMC (1985).

$d_{\text{máx}}$	h (mm)	b (mm)	L (mm)	ℓ (mm)
1 – 16	100 ± 5	100 ± 5	840 ± 10	800 ± 5
16,1 – 32	200 ± 5	100 ± 5	1190 ± 10	1130 ± 5
32,1 – 48	300 ± 5	150 ± 5	1450 ± 10	1385 ± 5
48,1 – 64	400 ± 5	200 ± 5	1640 ± 10	1600 ± 5

Com relação ao entalhe, o RILEM 50 FMC (1985) recomenda que sua abertura seja menor que 10 mm. O método de quantificação da energia de fraturamento proposto pelo RILEM 50 FMC (1985) é mostrado na Figura 2.5, onde P_p é a força equivalente ao efeito do peso do corpo-de-prova entre os apoios e de massas que eventualmente acompanhem o corpo-de-prova e que não estejam acopladas ao atuador.

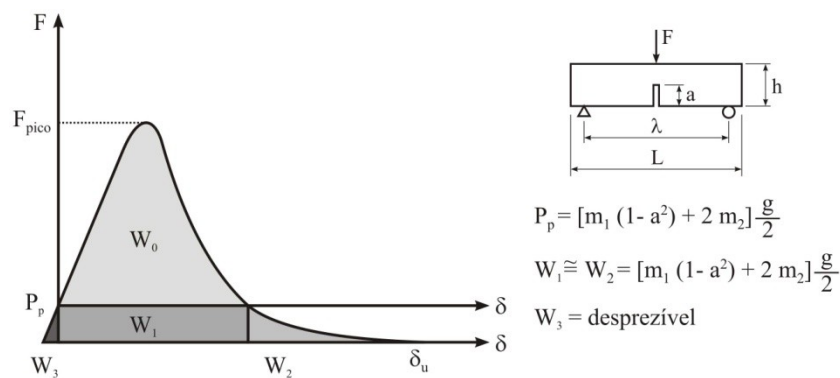


Figura 2.5 – Cálculo da energia de fraturamento segundo o RILEM 50-FMC.

A curva força *versus* deslocamento no meio do vão do corpo-de-prova deve ser obtida até o instante em que a força resistida pelo corpo-de-prova se torna nula, isto é, no instante em que o corpo-de-prova se parte em duas metades. A energia de fraturamento do material pode ser calculada a partir da curva força *versus* deslocamento usando a expressão recomendada pelo RILEM 50-FMC (1985), dada pela Equação (2.12), que fornece valores em N.m/m^2 :

$$G_f = \frac{W_0 + (m_1 + 2 \cdot m_2) \cdot g \cdot \delta_u}{A_{lig}} \quad (2.12)$$

sendo W_0 é o trabalho produzido pela força exercida pelo atuador durante a deformação do corpo-de-prova (área sob a curva força-deslocamento mostrada na Figura 2.6), m_1 é a massa

do corpo-de-prova entre os apoios, calculada como a massa de um corpo-de-prova multiplicada pela relação entre o vão entre apoios e o comprimento total do corpo-de-prova, m_2 é a massa do equipamento que acompanha a deformação do corpo-de-prova durante o ensaio e que não está acoplado ao atuador, g é a aceleração da gravidade, admitida como sendo igual a $9,81 \text{ m/s}^2$, δ_u é a flecha última, ou seja, o deslocamento registrado no final do ensaio e $A_{lig} = b \cdot (h - a)$ é a área da superfície de fraturamento acima do entalhe projetada no plano ortogonal ao eixo longitudinal do corpo-de-prova.

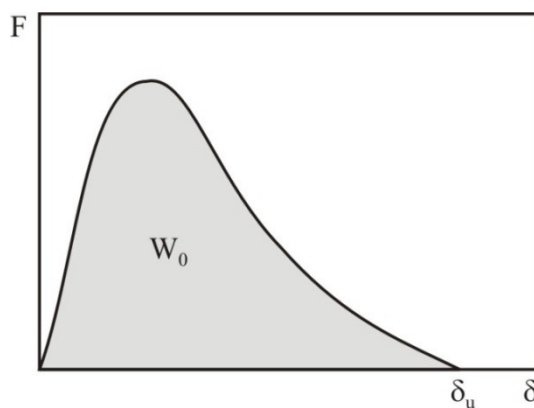


Figura 2.6 – Quantificação da energia de fraturamento segundo o RILEM (1985).

É mais comum que o ensaio de flexão em três pontos de carga seja realizado com controle do deslocamento vertical e, assim, a energia de fraturamento pode ser obtida da curva força versus deslocamento. Contudo, outra forma de determinar essa propriedade consiste em realizar o ensaio controlando a abertura do entalhe (CMOD). Por este tipo de controle, obtém-se uma curva força *versus* CMOD, que posteriormente é convertida em curva tensão *versus* CMOD. A área sob essa curva no trecho pós-pico corresponde à energia de fraturamento do material.

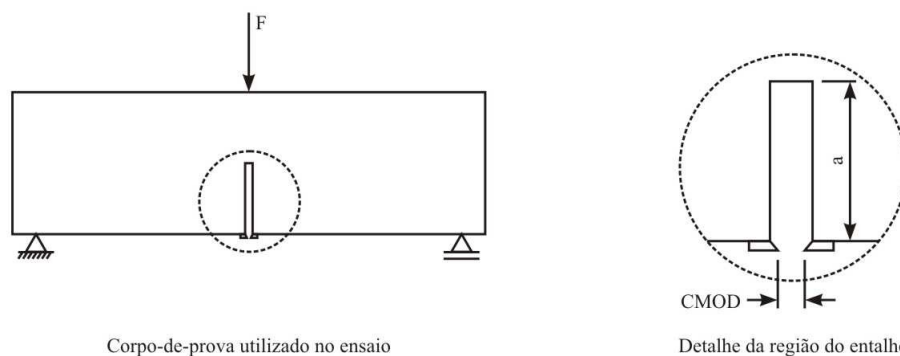


Figura 2.7 – Determinação do CMOD em ensaio de flexão em três pontos.

Aumentando-se a dimensão máxima do agregado até um limite máximo que não prejudique demasiadamente a trabalhabilidade da mistura, a energia de fraturamento aumenta, uma vez que aumenta a rugosidade da superfície de fraturamento. Aumentando-se a resistência dos agregados graúdos, da matriz e da interface matriz-agregado, aumenta-se a resistência do material, resultando em aumento da energia de fraturamento. Concretos de alta resistência apresentam matriz e agregados com resistências semelhantes e, portanto, ambos são atravessados pelas superfícies de fraturamento, resultando em perda de engrenamento dos agregados e em superfícies de fraturamento menos rugosas. Assim, mesmo sendo maior nos concretos de alta resistência, a energia de fraturamento não é proporcional ao aumento da resistência à compressão, pois o aumento da resistência da matriz é atenuado pela perda de engrenamento dos agregados. Por esse motivo a adição de fibras à matriz permite obter compósitos de elevada resistência à flexão e com grande capacidade de dissipação de energia.

A energia de fraturamento do concreto sem fibras pode ser estimada pela expressão do CEB-FIP (1990), definida pelas Equações (2.13), para concretos com resistência à compressão menor ou igual a 80 MPa e (2.14), para concretos com resistência à compressão superior a 80 MPa.

$$G_f = G_f^0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm}^0} \right)^{0,7} \quad (2.13)$$

$$G_f = 4,30 \cdot G_f^0 \quad (2.14)$$

sendo G_f^0 estimado em função da dimensão máxima do agregado pela Tabela 2.3 e f_{cm}^0 igual a 10 MPa.

Tabela 2.3 – Valores de G_f^0 segundo a CEB-FIP (1990)

$d_{máx}$ (mm)	G_f^0 (N/mm)
8	0,025
6	0,030
32	0,058

Wu *et al.* (2001) também analisaram a influência do tipo de agregado graúdo na energia de fraturamento de concretos de resistência à compressão de 30, 60 e 90 MPa. Os resultados obtidos por eles indicam que a energia de fraturamento do concreto para uma determinada

relação água-cimento depende diretamente do tipo de agregado graúdo utilizado, principalmente em concretos de alta resistência.

Wu *et al.* (2001) comentam que além das propriedades mecânicas dos agregados, outras propriedades como a forma da partícula, a mineralogia e a rugosidade da superfície do agregado podem afetar a energia de fraturamento do concreto. Em manuais e códigos de projeto, a energia de fraturamento é normalmente expressa como uma função da resistência à compressão do concreto e é sabido que a primeira é diretamente proporcional à segunda, independentemente do tipo de agregado graúdo. Em concretos de resistência normal, o agregado graúdo atua como barreira contra a propagação das fissuras durante o processo de fraturamento e as fissuras passam através da pasta de cimento endurecida ou se propagam ao redor do agregado. Nos concretos de alta resistência, a resistência da pasta de cimento é maior devido à baixa relação água/cimento e a porosidade da pasta de cimento endurecida é muito baixa. Esta situação resulta em uma melhor aderência entre pasta e agregado e um comportamento mais próximo do monolítico na microestrutura do concreto. As fraturas subseqüentes se desenvolvem através das partículas de agregado graúdo. Desta forma, a influência da energia de fraturamento do agregado na energia de fraturamento do concreto é maior nos concretos de alta resistência que nos de resistência normal.

2.5 Módulo de Elasticidade

Köksal *et al* (2008) observaram que o módulo de elasticidade tende a diminuir com a adição de fibras e tende a aumentar com o teor de sílica ativa. Sabe-se que as propriedades elásticas do concreto são influenciadas pelas propriedades elásticas dos seus materiais constituintes e pelas características da interface pasta-agregado. Devido à rigidez e à grande quantidade de agregado graúdo no concreto, é o agregado quem exerce a maior influência no módulo de elasticidade do concreto. Não somente a rigidez do agregado, mas também o tipo de agregado, afeta o módulo de elasticidade. Para a mesma relação água/cimento, o módulo de elasticidade do concreto com quartzito é maior que os demais. A razão pode ser que o módulo de elasticidade do quartzito é maior que o módulo de elasticidade dos outros agregados (de 30% a 50%). À medida que a resistência do concreto é reduzida, a influência do agregado no módulo de elasticidade do concreto se torna menor. Ao mesmo tempo, o módulo de elasticidade aumenta com o aumento da resistência do concreto.

Geralmente, o módulo de elasticidade de um compósito bifásico é determinado a partir das propriedades mecânicas e proporções dos dois componentes do compósito. Entretanto, Alwan e Naaman (1994) apresentaram uma nova formulação para o módulo de elasticidade de matrizes quase-frágeis reforçadas com fibras, na qual a interface entre a fibra e a matriz é vista como uma terceira fase de volume zero. Nessa formulação, a interface foi modelada sem aderência perfeita podendo apresentar propriedades mecânicas semelhantes ou diferentes das propriedades da matriz.

Alwan e Naaman (1994) determinaram soluções para as situações de tensão uniforme, quando as fases são dispostas em série (modelo de Voigt, Equação (2.15)) e na situação de deformação uniforme, quando as fases são dispostas em paralelo (modelo de Reuss, Equação (2.16)). As duas soluções foram combinadas para obter uma solução média para o módulo de elasticidade de um compósito reforçado com fibras curtas alinhadas. Uma solução para o caso de fibra disposta em direção normal ao eixo do carregamento, que também segue o modelo de Reuss, foi apresentada.

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m \quad (2.15)$$

$$\frac{1}{E_c} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m} \quad (2.16)$$

sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto, E_f o módulo de elasticidade da fibra, E_m o módulo de elasticidade da matriz, V_f o volume de fibras e V_m o volume da matriz.

Alwan e Naaman (1994) também modificaram a formulação para incluir a influência da porosidade (p) da matriz, a qual também é afetada pela presença das fibras (ver Equação (2.17)). A formulação também foi ajustada para permitir sua aplicação ao caso de fibras curtas aleatoriamente dispersas na matriz. Nesta última modificação, Alwan e Naaman (1994) sugeriram que o módulo de elasticidade do compósito pode ser considerado como uma média dos valores obtidos para o módulo de elasticidade nas situações de fibra alinhada e fibra normal ao eixo de carregamento.

$$E_{m,cor} = E_m \cdot (1 - p)^3 \quad (2.17)$$

em que $E_{m,cor}$ é o módulo de elasticidade corrigido pela consideração da porosidade p da matriz.

Alwan e Naaman (1994) observaram boa concordância entre os resultados analíticos e resultados experimentais disponíveis na literatura. Segundo eles, os efeitos de diferentes parâmetros associados à aderência, como a resistência ao cisalhamento, tensões de fricção e rigidez de aderência, podem ser avaliados juntamente com as propriedades mecânicas e proporções dos componentes do compósito por meio dessa formulação. O modelo pode ser usado como ferramenta de projeto para otimizar as propriedades elásticas do compósitos reforçados com fibras, sejam eles de base cimentícia ou cerâmica.

2.6 Coeficiente de Poisson

Thomas e Ramaswamy (2007) investigaram a influência do volume de fibras e da resistência à compressão do concreto no coeficiente de Poisson do concreto reforçado com fibras. Foram utilizadas fibras de aço com ganhos nas extremidades com fator de forma igual a 55 e 30 mm de comprimento. Estas fibras foram adicionadas a concretos com 35 MPa, 65 MPa e 85 MPa de resistência à compressão em frações volumétricas de 0,5%, 1,0% e 1,5%. Thomas e Ramaswamy (2007) verificaram que o coeficiente de Poisson do concreto, devido à adição de fibras, variou de 0,18 a 0,22 para as resistências estudadas. Segundo eles, essa pequena variação é explicada pelo procedimento de determinação do coeficiente de Poisson, que é calculado a partir de observações feitas nos estágios iniciais de carregamento, quando as fibras praticamente não contribuem com a capacidade resistente do compósito.

Zia *et al.* (1997) relata a existência de pouca informação a respeito do coeficiente de Poisson de concretos reforçados com fibras. Relata ainda que as fibras, quando o concreto se encontra na fase não linear, confinam o concreto afetando significativamente sua deformação lateral e, conseqüentemente, o coeficiente de Poisson. Entretanto, segundo os autores, não foram realizados estudos nesse sentido até o momento.

Equipe de Furnas *et al.* (1997) observaram que o coeficiente de Poisson varia, normalmente, de 0,16 a 0,20 e que os valores extremos se situam entre 0,11 e 0,27. Resultados de uma ampla pesquisa realizada por eles utilizando vários materiais com diferentes origens mostram que o coeficiente de Poisson é mais alto para baixas tensões, tende a diminuir com o aumento

da dimensão máxima do agregado e a aumentar com o tempo de cura e varia com a proporção relativa entre as quantidades de agregado e de pasta.

2.7 Resistência ao cisalhamento

Sabe-se que a ruptura por cisalhamento do concreto é frágil. Nas práticas usuais de projeto os esforços de cisalhamento são combatidos por meio de armadura de cisalhamento, tal como os estribos em vigas. Em alguns casos, entretanto, a armadura de cisalhamento pode ser menor que a necessária se a configuração do carregamento for diferente daquela prevista durante o projeto, como ocorre, por exemplo, no caso de terremotos, ou se houver algum tipo de restrição que dificulte o posicionamento da armadura necessária nas seções críticas (MIRSAYAH e BANTHIA, 2002).

Vários estudos realizados demonstraram a eficiência do reforço fibroso na melhoria do desempenho do concreto estrutural quando submetido a esforços de cisalhamento.

Batson *et al.* (1972) substituíram os estribos verticais de vigas convencionalmente armadas e carregadas em flexão por fibras de aço de várias formas e tamanhos e em quantidades diversas e concluíram que todas as fibras de aço utilizadas permitiram evitar a ruptura por cisalhamento. As razões que explicam esse comportamento estão associadas à distribuição aleatória das fibras, ao pequeno espaçamento entre elas que não pode ser obtido com o uso dos estribos e à maior resistência à tração do material.

Kwak *et al.* (2002) realizaram doze ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de seção retangular com armadura longitudinal, mas sem armadura transversal. Esses autores observaram que um aumento na quantidade de fibras representa aumento na resistência ao cisalhamento e alteração do modo de ruptura de cisalhamento para flexão, o que confirma as observações de Batson *et al.* (1972).

Swamy e Bahia (1985) ensaiaram vigas de seção retangular e seção em T com até 1,2% de fibras de aço corrugadas de 50 mm de comprimento e verificaram que a presença das fibras reduziu as deformações na armadura de cisalhamento em todas as fases de carregamento, fenômeno que se tornou mais evidente à medida que a quantidade de fibras foi aumentada. As fibras controlaram tanto a fissuração quanto o deslocamento no vão de cisalhamento e permitiram que o efeito de pino fosse totalmente desenvolvido na armadura de flexão (MIRSAYAH e BANTHIA, 2002). Esses autores também observaram que as fibras de aço

mostraram ser uma armadura de cisalhamento eficiente, pois aumentaram a resistência ao cisalhamento em aproximadamente 80% e permitiram que vigas com deficiência de armadura de cisalhamento desenvolvessem toda a sua capacidade resistente à flexão e rompessem por flexão e de maneira dúctil.

Li *et al.* (1992) ensaiaram vigas sem armadura de cisalhamento e com até 2% de reforço fibroso de diferentes materiais (aramida, polietileno, acrílico e aço). Eles verificaram que enquanto as vigas sem reforço fibroso apresentavam ruptura típica de cisalhamento (fissuração diagonal), aquelas com fibras apresentaram aumento de até 183% na resistência última ao cisalhamento, evitando a ruptura por cisalhamento e permitindo ruptura por flexão.

Narayanan e Darwish (1987) ensaiaram vigas de concreto reforçadas com até 3% em volume de fibras de aço corrugadas e verificaram que os padrões de fissuração desenvolvidos foram, de modo geral, similares aos obtidos nas vigas de concreto correspondentes armadas com estribos. As fibras reduziram o espaçamento entre as fissuras a aproximadamente 1/5 do espaçamento medido em vigas armadas com estribos, indicando assim uma redistribuição mais uniforme das tensões nas vigas produzidas com concreto reforçado com fibras. Eles também concluíram que pelo menos 1% de fibras em volume é necessário para evitar ruptura por cisalhamento e modificar o modo de ruptura de cisalhamento para flexão. Além de 1% de fibras em volume, um pequeno acréscimo na resistência ao cisalhamento foi notado. Também foram verificados os aumentos medidos na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras aumentaram com a resistência da matriz.

Conforme comentam Mirsayah e Banthia (2002), não há ainda um método padronizado para medir as propriedades materiais dos concretos reforçados com fibras no cisalhamento tal como a resistência ao cisalhamento e a tenacidade ao cisalhamento. Mesmo nos mais avançados e recentes métodos de projeto, a contribuição das fibras na capacidade resistente ao cisalhamento é ignorada. Desta forma, nenhum código de projeto permite a redução ou remoção da armadura de cisalhamento de vigas e lajes, embora estes sejam usados apenas para fornecer propriedades que são facilmente obtidas pelo uso das fibras.

Mirsayah e Banthia (2002) relatam ainda que no contexto das propriedades materiais, houve alguns esforços para usar o ensaio *push-out* para medir a resistência ao cisalhamento e a tenacidade ao cisalhamento de concretos convencionalmente armados e com fibras. Usando tais corpos-de-prova, Valle e Buyukozturk (1993) investigaram o reforço com fibras de

polipropileno e de aço e relataram aumentos significativos na força última e na ductilidade. Assim como Narayanan e Darwish (1987) eles também verificaram que as fibras são mais eficientes no concreto de alta resistência que no concreto de resistência normal. Ensaio semelhantes foram realizados por Khaloo e Kim (1997) que ensaiaram fibras com ganchos nas extremidades com vários comprimentos e concordaram tanto com Narayanan e Darwish (1987) quanto com Valle e Buyukozturk (1993) que o concreto de resistência mais alta apresentava maiores benefícios no cisalhamento quando o reforço era do tipo fibroso. Em seus estudos, o concreto simples rompia de forma muito brusca enquanto no concreto fibroso as fibras proporcionaram um amolecimento gradual no cisalhamento aumentando a ductilidade. Embora o corpo-de-prova do ensaio de cisalhamento *push-out* permita medir as propriedades do concreto reforçado com fibras no cisalhamento direto, o campo de tensões no corpo-de-prova além da fissuração é altamente complexo e as tensões desviam-se de forma significativa a partir do início do cisalhamento puro. Mais recentemente, a Japan Society of Civil Engineering (JSCE) propôs um método padrão, regulamentado pela norma SF-6 que é um melhoramento do ensaio de *push-out* no qual, durante o ensaio, o campo de tensões permanece consideravelmente semelhante ao apresentado durante o cisalhamento puro e, conseqüentemente, uma resposta mais reprodutível é obtida (MIRSAYAH e BANTHIA, 2002). Nenhum esforço significativo foi feito ainda para medir as propriedades associadas ao cisalhamento do concreto reforçado com fibras de aço usando a JSCE-SF6 (JSCE, 1990) (MIRSAYAH e BANTHIA, 2002).

Mirsayah e Banthia (2002) observaram que a JSCE SF-6 (JSCE, 1990) pode ser usada de maneira eficiente com algumas modificações para obter as características do concreto reforçado com fibras no cisalhamento. Tanto as fibras corrugadas quanto as fibras com extremidades planas proporcionaram aumentos significativos na resistência ao cisalhamento assim como na tenacidade ao cisalhamento e estes aumentos foram maiores nas maiores porcentagens de fibras. Entre os dois tipos de fibras, as fibras com extremidades planas foram mais eficientes que as fibras corrugadas. Para as fibras com extremidades planas, a resistência ao cisalhamento aumentou de forma quase linear com o aumento do volume de fibras. Para a fibra corrugada, por outro lado, pareceu haver um patamar além do qual um acréscimo na resistência ao cisalhamento não ocorreu com o aumento do volume de fibras. Quando os índices de tenacidade ao cisalhamento foram comparados àqueles obtidos na flexão, pareceu haver uma correlação direta. Entretanto, dada a subjetividade deste tipo de comparação e ao

limitado conjunto de dados disponível, mais pesquisa é necessária para estabelecer esta correlação.

2.8 Aderência e Comprimento de ancoragem

Aderência pode ser definida como a capacidade de transferir tensões tangenciais na interface entre dois materiais adjacentes sem que haja separação entre eles. A aderência é uma das grandes responsáveis pela capacidade resistente à tração do concreto armado e depende basicamente das características das barras da armadura (conformação superficial, diâmetro das barras e comprimento de ancoragem) e da resistência do concreto. No que diz respeito à conformação superficial, barras lisas apresentam menor aderência ao concreto que barras nervuradas, isto porque as nervuras funcionam como ancoragens mecânicas da barra diminuindo o seu deslizamento. Além disso, barras com maior diâmetro apresentam maior tendência ao fendilhamento e, por este motivo, tendem a perder aderência mais facilmente que as barras de menor diâmetro. Por este motivo, barras de maior diâmetro precisam de um comprimento de ancoragem maior que o das barras de diâmetro menor para permitir o desenvolvimento das tensões de aderência. Caso este comprimento seja inferior ao mínimo necessário, a barra, independentemente do diâmetro, sofrerá escorregamento até a perda total de sua aderência com o concreto, quando a barra é arrancada deste.

Há dois mecanismos básicos de ruptura por aderência entre barras de aço e concreto: arrancamento e fendilhamento. Se o volume de concreto ao redor da armadura é relativamente grande e/ou o concreto está bem confinado, então a ruptura ocorrerá com o arrancamento da armadura devido ao esmagamento do concreto entre as nervuras. Por outro lado, se o espaçamento entre barras e/ou o cobrimento de concreto forem relativamente pequenos, então fissuras provocadas por fendilhamento tenderão a se desenvolver paralelamente ao eixo das barras devido à componente radial das forças que surgem nas nervuras, causando ruptura prematura por fendilhamento. Na maioria das aplicações estruturais, as rupturas por aderência são governadas por fendilhamento do concreto ao invés de arrancamento.

Os principais parâmetros que influenciam a resistência média de aderência de barras emendadas quando a ruptura por aderência ocorre por fendilhamento incluem a relação entre o cobrimento do concreto e o diâmetro das barras, o comprimento da emenda, a resistência do concreto, a geometria das nervuras e o confinamento do concreto (HARAJLI, 2007). Como comentam Orangun *et al.* (1975), a presença de uma quantidade moderada de armadura

transversal, como os estribos nas vigas, é capaz de restringir o crescimento dessas fissuras levando ao aumento da aderência entre os dois materiais, pois permite confinar o concreto na região da ancoragem bem como costurar as fissuras que porventura surjam nesta região.

O confinamento do concreto na região da emenda é um dos meios mais interessantes de melhorar a resistência de aderência de barras de aço. O confinamento do concreto se torna essencial com o uso mais frequente do concreto de alta resistência para melhorar a ductilidade da ruptura por aderência (AZIZINAMINI *et al.*, 1993). Também, o confinamento do concreto na região da emenda de barras de aço é de importância fundamental na melhoria das capacidades de absorção e dissipação de energia de elementos estruturais em regiões de atividade sísmica. A forma mais comum de promover o confinamento do concreto é pelo uso de estribos, embora a utilização de concreto reforçado com fibras na região da emenda seja um método mais interessante e que tem ganhado atenção recentemente (HARAJLI e GHARZEDDINE, 2007).

Harajli (1994) realizou um estudo analítico da resistência de ancoragem e das características de ancoragem de barras de aço em concretos simples e reforçado com fibras. A análise era baseada em um procedimento numérico para solução do problema da aderência que incorporava uma relação local de tensão de aderência *versus* deslocamento relativo que era aplicável tanto aos casos de ruptura por fendilhamento quanto aos casos de ruptura por arrancamento. Harajli (1994) concluiu que a presença de fibras não aumenta significativamente a resistência da ancoragem de barras tracionadas, mas leva à ruptura dúctil por fendilhamento, diferentemente do modo de ruptura observado para concreto simples não confinado, que foi de natureza frágil. Harajli (1994) também verificou que para um dado índice de reforço, o aumento do espaçamento entre as barras ou do cobrimento de concreto implicou em aumento na quantidade de fibras cruzando uma superfície fraturada, o que equivale a aumentar a área de armadura transversal convencional (estribos). Entretanto, por serem descontínuas, as fibras não são tão eficientes na melhoria da resistência da ancoragem quanto a armadura transversal convencional.

Harajli *et al.* (1995) realizaram um estudo experimental sobre a influência das fibras na relação local de tensões de aderência *versus* deslocamento relativo usando ensaios de arrancamento. Os resultados mostraram que quando a ruptura por aderência ocorre com arrancamento, as fibras não têm efeito na relação local de tensões de aderência *versus* deslocamento relativo (HARAJLI *et al.*, 1995). No entanto, se a ruptura da aderência ocorre

com manifestação de fendilhamento, os resultados experimentais não mostraram evidências claras do aumento da resistência de aderência na presença de reforço fibroso, embora tenham demonstrado que a relação local de tensões de aderência *versus* deslocamento relativo no estágio pós-fendilhamento foi consideravelmente mais dúctil se comparada à obtida para o concreto sem fibras. Já que a relação local obtida usando corpos-de-prova submetidos a ensaio de arrancamento não detectou melhorias na capacidade aderente devido à presença das fibras, os estudos analíticos desenvolvidos por esses autores sobre a aderência incorporando modelos locais de previsão da relação tensão de aderência *versus* deslocamento relativo subestimaram a influência das fibras na resistência da emenda de barras na tração.

Hamad *et al.* (2001) avaliaram o efeito das fibras de aço na resistência de aderência, na ductilidade e no modo de ruptura por aderência em vigas de concreto armado de alta resistência biapoiadas e submetidas à flexão com esquema de carregamento em quatro pontos. A armadura era constituída por quatro barras de aço emendadas por traspasse na região de momento fletor constante. O objetivo do trabalho foi auxiliar na proposição de recomendações para a armadura transversal mínima para vigas de concreto armado de alta resistência ($f_{cm} < 70$ MPa) para proporcionar ductilidade ao modo de ruptura. Para tanto, doze vigas em escala natural foram ensaiadas. Cada viga foi projetada com barras emendadas na região de momento fletor constante. As variáveis foram o diâmetro das barras (20, 25 ou 32 mm) e o volume de fibras adicionadas na região da emenda (0,5%, 1,0% ou 2,0%). Os resultados indicaram que o uso de fibras de aço na região de emenda aumentou a resistência de aderência e a ductilidade do modo de ruptura das vigas. O aumento na resistência de aderência com alta quantidade de fibras foi superior a $3\sqrt{f_{cm}}$, o máximo aumento na resistência de ancoragem de uma viga de concreto armado que poderia ser obtido pelo uso de armadura transversal na região da emenda segundo estudo realizado por Orangun *et al.* (1975).

Ezeldin e Balaguru (1989) realizaram 30 ensaios de arrancamento em corpos-de-prova modificados para estudar o comportamento de aderência de concretos de resistência normal e alta resistência com e sem fibras (ver Figura 2.8). O corpo-de-prova consistia de um prisma de concreto no qual duas barras de aço de diferentes comprimentos estavam inseridas. As variáveis foram a quantidade de sílica ativa, o comprimento da fibra, o volume de fibras e o diâmetro das barras de aço. As fibras apresentavam ganchos nas extremidades e foram utilizadas em quantidades de 30 kg/m^3 , 45 kg/m^3 e 60 kg/m^3 . As fibras apresentavam

comprimentos de 30 mm, 50 mm e 60 mm e as barras de aço utilizadas apresentavam diâmetros de 10 mm, 16 mm, 20 mm e 25 mm. Os autores concluíram que o reforço fibroso melhorou substancialmente o comportamento pós-pico e a ductilidade da ruptura por aderência. Ainda, o deslocamento relativo das barras na força máxima de aderência aumentou com o aumento do volume de fibras e a contribuição destas na resistência de aderência foi mais efetiva para corpos-de-prova armados com barras de maiores diâmetros do que para corpos-de-prova armados com barras de diâmetros menores.

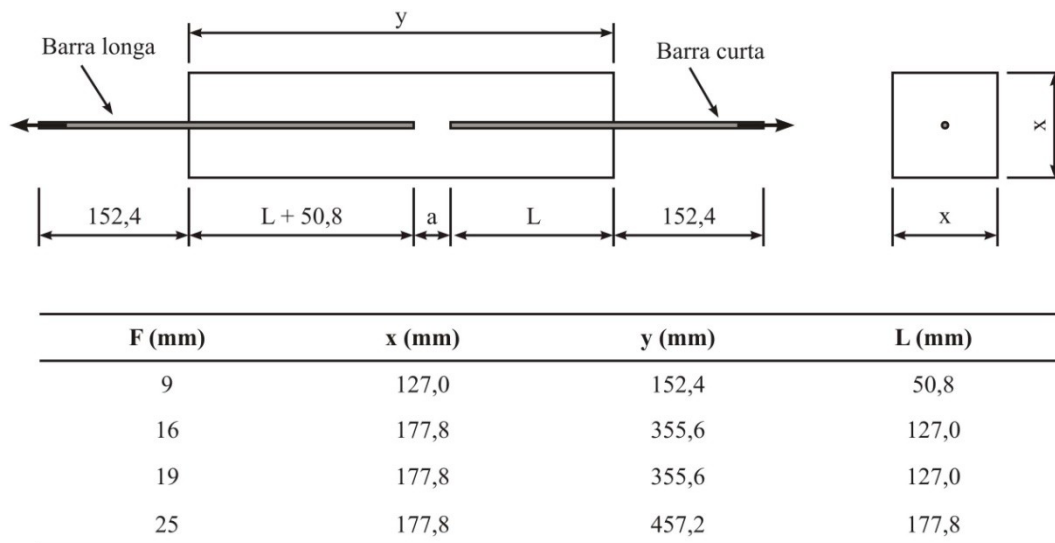


Figura 2.8 – Modelo adotado nos ensaios realizados por Ezeldin e Balaguru (1989).

Harajli e Salloukh (1997) relataram um programa experimental cujo objetivo era avaliar a influência das fibras na resistência da ancoragem de barras em concreto simples. No total, 15 vigas em escala natural com armadura emendada no meio do vão e sem confinamento por armadura transversal foram submetidas a momento fletor positivo. As variáveis da pesquisa incluíram o diâmetro das barras da armadura (16 mm, 20 mm ou 25 mm), o tipo de fibra (aço ou polipropileno), a fração volumétrica de fibras (0,45%, 0,60%, 1,2% e 2,0%), o índice de reforço e o número de emendas. O índice de reforço foi variado por meio da utilização de fibras de aço com comprimentos de 30 mm e 50 mm (caso das fibras de aço) e fibras de polipropileno com 12,7 mm de comprimento. O comprimento da emenda e o cobrimento de concreto foram determinados para garantir ruptura por aderência da viga e fendilhamento do cobrimento de concreto na face e na lateral do concreto na região da emenda. O concreto utilizado apresentava resistência à compressão de 35 MPa. Com base nos resultados, Harajli e Salloukh (1997) concluíram que a presença de fibras de aço com ganchos nas extremidades aumentou consideravelmente a resistência da ancoragem da armadura tracionada. A adição de

fibras em até 2,0% em volume aumentou a resistência média de aderência das barras da armadura em até 55% em comparação com concreto simples não confinado. Também, o uso de fibras de aço com ganchos nas extremidades proporcionou uma melhoria substancial na ductilidade da ruptura por aderência, pois permitiu o crescimento de um número maior de fissuras ao redor das barras emendadas e evitou a formação de fissuras de fendilhamento. A redução da capacidade resistente no estágio pós-fendilhamento observada na curva força *versus* deslocamento foi bastante gradual para as vigas de concreto reforçado com fibras em comparação com a brusca e completa perda de capacidade resistente das vigas de concreto simples imediatamente após o fendilhamento. Embora as fibras de polipropileno, adicionadas em 0,6% em volume, tenham aumentado a ductilidade da ruptura por aderência, elas não foram tão eficientes quanto as fibras de aço no aumento da resistência da ancoragem das barras da armadura. Apesar de o número de emendas ter sido uma variável da pesquisa, nada foi concluído a este respeito.

Segundo Hamad *et al.* (2001) a pesquisa relatada na literatura sobre o desempenho na aderência de barras de aço como armaduras em concreto com resistência superior a 60 MPa indica que corpos-de-prova projetados sem armadura transversal na região da emenda apresentam ruptura por fendilhamento que ocorre de maneira muito frágil na região da emenda sem exibir qualquer nível de ductilidade. O ACI 318 (2011) assume que, no estado limite último, a distribuição de tensões de aderência é uniforme, o que implica que todas as nervuras ou deformações nas barras se comprimem contra o concreto e ajudam a resistir à força axial aplicada. No caso do concreto de resistência normal, isso é razoável e foi validado por experimentos. Azizinamini *et al.* (1993) declararam que a inspeção das condições da superfície das barras da armadura na região da emenda em corpos-de-prova de concreto de resistência normal após a ruptura indicava sinais de esmagamento do concreto adjacente às nervuras. Ao contrário, no caso dos corpos-de-prova de concreto de alta resistência, as superfícies das barras não apresentavam esses sinais, o que levou Azizinamini *et al.* (1993) a concluir que no concreto de alta resistência, a distribuição das tensões de aderência no estado limite último pode não ser uniforme, pois nem todas as nervuras ao longo das barras da armadura na região da emenda participam na resistência à força aplicada. As primeiras poucas nervuras no lado do carregamento são mais ativas e resistiriam a uma parte maior da força aplicada criando forças de reação. As forças de reação mais elevadas resultam em maiores forças de tração radiais. Considerando o fato de que a capacidade resistente à tração do concreto de alta resistência não aumenta da mesma forma que sua capacidade de suporte (à

compressão), o fendilhamento do concreto ao redor das barras da armadura na vizinhança das primeiras nervuras ocorrerá. A ruptura ocorrerá antes que todas as nervuras participem na resistência às forças axiais aplicadas produzindo uma distribuição não uniforme de tensões de aderência.

O modelo apresentado por Azizinamini *et al.* (1993) indica que a consideração do ACI 318 (ACI, 2011) de distribuição uniforme de tensões de aderência não é válida para concreto de alta resistência. Este comportamento sugere que para obter maiores resistências de aderência a partir de barras de aço inseridas no concreto de alta resistência com pequeno cobrimento de concreto, um mecanismo deve ser promovido para que todas as nervuras na região da emenda possam ser utilizadas. Isto poderia ser feito fornecendo uma quantidade mínima de armadura transversal posicionada na região da emenda. Esta armadura poderia servir como uma forma de prevenir a ruptura por fendilhamento na região das nervuras submetidas às maiores tensões até que a maior parte das nervuras na região da emenda esteja ativa, resultando em uma distribuição aproximadamente uniforme das tensões de aderência no estado limite último.

Hamad e Itani (1998), Hamad e Machaka (1999) e Hamad e Seferian (2000) relataram um programa de pesquisa criado para investigar o efeito de várias variáveis na resistência de aderência de emendas de barras tracionadas em concreto de alta resistência. Quarenta vigas em escala natural, moldadas em concreto de alta resistência foram ensaiadas nesse programa. Cada viga incluía barras emendadas no meio do vão, na região de momento fletor constante, no lado tracionado da viga. O concreto de alta resistência foi obtido pela substituição de parte do cimento portland por uma parte de mesmo peso de sílica ativa. As variáveis incluíram a quantidade de sílica ativa, dosagem de aditivo redutor de água, quantidade de armadura transversal confinando a região da emenda e a posição da moldagem. Com base nos resultados do estudo, foi recomendada uma quantidade mínima de armadura transversal de confinamento da ancoragem na região da emenda equivalente ao valor de K_{tr} , cujo menor valor é 25,4 mm. Isto promoveria ductilidade ao modo de ruptura da emenda e aumentaria a resistência de aderência ao permitir que mais nervuras contribuam com o mecanismo de transferência de tensões entre a armadura e o concreto de alta resistência. O parâmetro K_{tr} é usado no ACI 318 (ACI, 2011) como um índice que indica a quantidade de armadura transversal cruzando um potencial plano de fendilhamento na região da emenda e pode ser denotado pela Equação (2.18), adaptada do ACI 318 (ACI, 2011) para as unidades do Sistema Internacional de Unidades (SI).

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{sw}}{s \cdot n} \quad (2.18)$$

sendo A_{sw} a área total da armadura transversal que está dentro do espaçamento s e que cruza o plano potencial de fendilhamento em (mm^2), n é o número de barras sendo emendadas ao longo do plano de fendilhamento e s é o espaçamento de centro a centro da armadura transversal dentro do comprimento da emenda em mm.

Harajli e Gharzeddine (2007) relataram os resultados de uma pesquisa sobre o efeito do reforço fibroso na aderência de barras de aço submetidas a carregamentos reversíveis. Vigas armadas no topo e na base (em função da reversão do carregamento) e com as barras da armadura emendadas simetricamente foram projetadas para apresentar fendilhamento na ruptura por aderência. As variáveis dessa pesquisa incluíram o diâmetro ϕ das barras emendadas ou a razão c/ϕ , a resistência à compressão do concreto e o volume de fibras de aço. Os resultados dos ensaios de Harajli e Gharzeddine (2007) mostraram que a viga de referência (sem reforço fibroso) apresentou uma deterioração muito brusca e rápida da aderência levando a uma perda total da capacidade resistente no primeiro ciclo, após o qual ocorreu fendilhamento. Também foi verificado que a presença de fibras de aço aumentou a resistência máxima de aderência, reduziu a degradação da aderência e os danos provocados pelos ciclos de carregamento e resultou em substancial aumento das capacidades de absorção e dissipação de energia. Ainda, o nível de melhoramento no desempenho das vigas sob carregamento cíclico aumentou com o acréscimo da relação c/ϕ . Além disso, os aumentos na resistência média de aderência devido às fibras foram maiores para o concreto de alta resistência que para o concreto de resistência normal. Harajli e Gharzeddine (2007) também verificaram que as equações de projeto cuja resistência de aderência é função de $f_{cm}^{1/4}$ foram mais concordantes com os resultados dos ensaios para concreto simples não confinado que aquelas expressas como função de $f_{cm}^{1/2}$. Expressões disponíveis para previsão da resistência de aderência das barras emendadas em concreto reforçado com fibras mostraram boa concordância com os resultados dos ensaios.

Harajli e Mabsout (2002) realizaram um estudo analítico para avaliar a resistência de aderência de barras de aço inseridas em concreto simples e reforçado com fibras. A análise foi realizada usando um procedimento de solução numérica do problema da aderência no qual

uma relação local de tensões de aderência *versus* deslocamento relativo obtida experimentalmente e que era aplicável aos casos de ruptura por aderência com arrancamento e fendilhamento foi incorporada. O modelo analítico reproduziu de maneira precisa os resultados experimentais de resistência de aderência para barras inseridas em concreto simples não confinado com diferentes relações c/ϕ e tendo comprimentos de ancoragem de até 60ϕ . Também, as previsões analíticas mostraram excelente concordância com os dados experimentais para o concreto reforçado com fibras de aço. Para concreto simples não confinado, a normalização da resistência de aderência relativa à $f_{cm}^{1/4}$, cobrindo tanto concreto de resistência normal quanto concreto de alta resistência, leva a uma previsão mais precisa dos dados experimentais e a uma tendência mais consistente em ambos os resultados em comparação a normalização da resistência de aderência relativa a $f_{cm}^{1/2}$. O uso de reforço fibroso aumenta significativamente a resistência da emenda e melhora consideravelmente a ductilidade da ruptura por aderência. O aumento na resistência de aderência obtido usando fibras de aço pode alcançar níveis substancialmente maiores que o limite máximo estipulado no ACI 318 para armadura transversal convencional. Com base nos resultados das análises e com a confirmação dos resultados experimentais, uma equação de projeto é proposta para avaliar a resistência da emenda de barras de aço inseridas no concreto reforçado com fibras de aço.

Harajli (2007) realizou uma investigação teórico-experimental para avaliação das características de aderência de barras emendadas ou ancoradas submetidas à tração sob diferentes variáveis de projeto e resistência. Ênfase particular foi dada à avaliação numérica da resistência média de aderência que se desenvolve na armadura na ruptura por aderência pela integração baseada em leis locais de aderência *versus* deslocamento relativo. Uma lei de aderência *versus* deslocamento relativo experimental correspondente ao modo de ruptura por aderência com fendilhamento é apresentada. Com uma simples modificação dos parâmetros característicos, a relação se torna aplicável para concreto simples de resistência normal, concreto de alta resistência, concreto confinado com armadura transversal, concreto com fibras e concreto confinado externamente com laminados de polímeros reforçados com fibras. A precisão dos resultados da análise numérica e da lei local de aderência *versus* deslocamento relativo foi verificada por comparação ao um extenso conjunto de dados. O mecanismo pelo qual a resistência à compressão do concreto e o confinamento do concreto influencia na

resistência de aderência é discutido e expressões genéricas da resistência de aderência de barras inseridas no concreto reforçado com fibras são apresentadas.

Dancygier e Katz (2008) realizaram ensaios de arrancamento por tração e por flexão (de acordo com especificações da RILEM) em corpos-de-prova de concreto normal e de alta resistência, com e sem fibras, para avaliar a influência das fibras, da resistência do concreto, da geometria das barras (diâmetro e conformação superficial) e das condições de confinamento proporcionadas pelo cobrimento de concreto. Foram utilizados no estudo, concretos de resistência normal (com resistência à compressão cúbica variando de 35 MPa a 45 MPa) e concretos de alta resistência (com resistência à compressão cúbica variando de 106 MPa a 120 MPa). Foram utilizadas fibras de aço com ganchos nas extremidades em uma fração volumétrica constante de 0,75%. As fibras apresentavam 35 mm de comprimento, fator de forma igual a 64 e resistência à tração igual a 1000 MPa. Foram utilizadas barras de aço nervuradas com diâmetros de 8 mm, 12 mm e 20 mm, ambas com resistência ao escoamento de 400 MPa. Para essas barras foi determinada a área relativa de conformação superficial tendo sido encontrados valores variando de 0,055 a 0,084. Para a ancoragem das barras, foi utilizado um comprimento de três vezes o diâmetro da barra.

Os resultados do estudo de Dancygier e Katz (2008) mostraram que os efeitos da resistência do concreto, da incorporação das fibras e da geometria das barras na aderência estão acoplados e dependem do método de ensaio. Esses autores apresentaram um parâmetro empírico para representar o efeito do acoplamento observado nos ensaios, definido pela Equação (2.19). Nesta, K_b é o parâmetro de acoplamento, f_{cmu} é a resistência à compressão do concreto em MPa, obtida de corpos de prova cúbicos, ϕ é o diâmetro das barras, C_s é a área relativa de conformação superficial da barra e c é o cobrimento de concreto. Os coeficientes α_1 e α_2 dependem do método de ensaio e das condições de confinamento e assumem valores de 0,70 e 0,37 na tração e 0,52 e -0,11 na flexão, respectivamente.

$$K_b = \frac{(50C_s)^2}{f_{cmu}^{0,4}} \left(\frac{\phi}{c}\right)^{-0,4} + f_{cmu}^{\alpha_1} \left(\frac{\phi}{c}\right)^{\alpha_2} \quad (2.19)$$

A resistência de aderência medida nos ensaios de arrancamento por tração e por flexão, denominadas $f_{b,f}$ e $f_{b,t}$ e expressas em MPa, foram correlacionadas com o parâmetro de

acoplamento. Estas correlações são expressas pelas Equações (2.20) e (2.21). Os valores de $K_{b,f}$ e $K_{b,t}$ representam, respectivamente, os parâmetros de acoplamento medidos nos ensaios de arrancamento por tração e por flexão.

$$f_{b,f} = 4,44 K_{b,f} - 34,22 \quad (2.20)$$

$$f_{b,t} = 3,22 K_{b,t} - 25,62 \quad (2.21)$$

A partir das observações experimentais e das análises realizadas, Dancygier e Katz (2008) concluíram que a aderência foi maior nos concretos de alta resistência, sobretudo naqueles contendo fibras, como era esperado. No entanto, os autores observaram que a incorporação de fibras reduziu a aderência entre aço e concreto em até 30%.

Danin (2010) realizou investigação experimental da aderência de barras de aço inseridas no concreto utilizando ensaios de arrancamento em modelos prismáticos de concretos com e sem fibras. Danin (2010) verificou que a adição de 1% de fibras ao concreto permitiu que a ruptura de barras de aço com 10 mm de diâmetro ocorresse antes da ruptura da aderência. Danin (2010) também relata que o processo de cálculo do comprimento básico de ancoragem descrito na norma brasileira e expresso pelas equações (2.22) e (2.23), mostrou-se adequado para prever esse comprimento, mesmo para concretos com resistência à compressão de 60 MPa, desde que seja utilizada no cálculo a resistência à tração do concreto com fibras. Ainda, no cálculo dos comprimentos de traspasse deve ser utilizada a resistência à tração correspondente a 70% dos valor da resistência à tração por compressão diametral.

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (2.22)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2.23)$$

3 Ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado

Em estruturas de concreto armado monolíticas, as ligações entre vigas e pilares são rígidas e permitem, portanto, a transferência integral dos esforços solicitantes. No entanto, essa característica nem sempre é verificada nas estruturas pré-moldadas, por algumas razões. Uma delas é que as ligações rígidas em pré-moldados são difíceis de executar e, por isto, são mais caras que as ligações articuladas e semi-rígidas. Em outros casos, ligações semi-rígidas são mais convenientes que ligações rígidas por questões construtivas.

É bastante comum a preferência por ligações articuladas e semi-rígidas a ligações rígidas durante a fase de projeto de uma estrutura pré-moldada. Além disso, as ligações são idealizadas na fase de projeto, isto é, quando forem executadas, apresentarão comportamento diferente daquele previsto nessa etapa. Isto significa que as ligações apresentarão alguma restrição às deslocabilidades, mesmo que tenham sido previstas como articulações, fato que se deve às imperfeições de natureza material, geométrica e construtiva. Da mesma forma, ligações rígidas não possuem a rigidez infinita que se assume na etapa de projeto.

3.1 Propriedades das ligações

Para caracterizar uma ligação, três propriedades são suficientes: a resistência, a rigidez e a ductilidade. A resistência da ligação está diretamente associada com a resistência dos materiais que compõem a ligação, isto é, uma ligação que tenha sido executada com materiais resistentes, tende a apresentar elevada resistência, pressupondo a inexistência de defeitos de origem construtiva. Já a rigidez da ligação é a propriedade diretamente associada à taxa de transferência dos esforços de um elemento estrutural a outro, isto é, a transferência dos esforços tende a ser integral se a rigidez tende a se aproximar da rigidez de uma ligação monolítica análoga. No caso da ductilidade, a relação direta é com os deslocamentos. Quanto

maior a ductilidade da ligação, maiores serão os deslocamentos que a ligação será capaz de suportar sem que haja ruptura, favorecendo, assim, a segurança da estrutura.

Quando se fala em rigidez de uma ligação, é comum fazer referência à rigidez à flexão da ligação, embora esse termo não se restrinja ao caso dos esforços de flexão, sendo óbvia a existência de rigidez a esforços de outras naturezas. Assim, nada mais natural que avaliar a rigidez à flexão de uma ligação a partir da curva de momento fletor em função da rotação medida na ligação (curvas $M - \theta$, ver Figura 3.1). A maneira usual de determinar a rigidez a partir dessas curvas é determinar a tangente à curva para uma determinada rotação desejada. É comum serem determinados dois valores distintos de rigidez: um tangente inicial e um secante. A rigidez tangente inicial corresponde à inclinação da reta tangente na origem à curva momento fletor versus rotação. Já a rigidez secante é aquela calculada para uma rotação pré-determinada na ligação e que é diferente de zero.

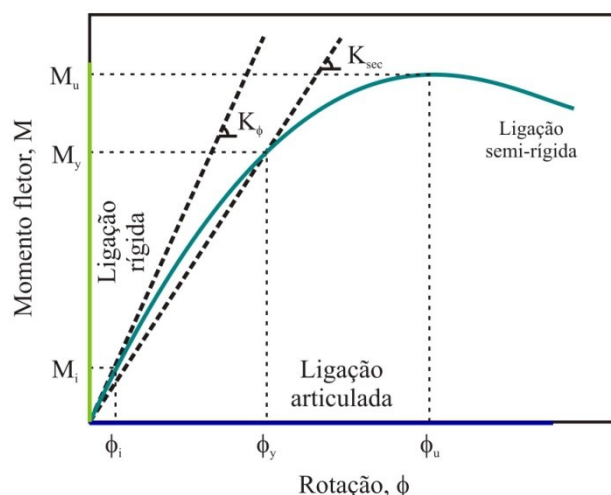


Figura 3.1 - Curva momento fletor *versus* rotação [adaptado de Ferreira (1999)].

3.2 Classificação das ligações

Uma ligação em estruturas pré-moldadas pode ser classificada levando em conta diferentes critérios: emprego de concreto e argamassa no local, esforço principal transmitido, presença de material de amortecimento, tipo de vinculação e rigidez da ligação entre outros, sendo este último o critério utilizado pelo sistema de classificação comentado nesta tese.

Tradicionalmente, certas tipologias de ligações são tratadas como articulações e outras são tratadas como ligações rígidas. No entanto, com o número cada vez maior de novas ligações em uso, é importante ter diretrizes que indiquem o intervalo de rigidez para o qual as

idealizações podem ser usadas sem grandes discrepâncias entre os resultados da análise estrutural e os resultados da observação experimental. Isto é feito pelos sistemas de classificação.

Uma ligação pré-moldada pode ser classificada, segundo sua rigidez, como: a) ligação articulada, quando não há impedimento à rotação e não há transferência dos momentos fletores; b) ligação semi-rígida, quando há alguma restrição à rotação e a transferência de momentos fletores é parcial, a qual é tanto maior quanto maior a rigidez da ligação e c) ligação rígida, quando há impedimento total da rotação relativa e a transferência dos momentos fletores é idêntica a de uma ligação monolítica.

Há dois sistemas de classificação de ligações bastante conhecidos: o sistema proposto por Bjorhovde *et al.* (1990) e o sistema apresentado no Eurocode 3 (ECS, 2003) (GOTO e MIYASHITA, 1995; FERREIRA, 1999).

O sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) baseia-se em curvas de momento fletor versus rotação bilineares normalizadas, sendo indicado quando não se conhece previamente a ligação (GOTO e MIYASHITA, 1995), o que significa que esse sistema de classificação precisa de algumas simplificações e considerações para ser aplicado. O sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) apresenta, ainda, requisitos de ductilidade, uma vez que quanto maior a flexibilidade de determinada ligação, maior a necessidade de ductilidade para evitar a ruptura. O diagrama completo de classificação pelo sistema proposto por esses autores é apresentado na Figura 3.2.

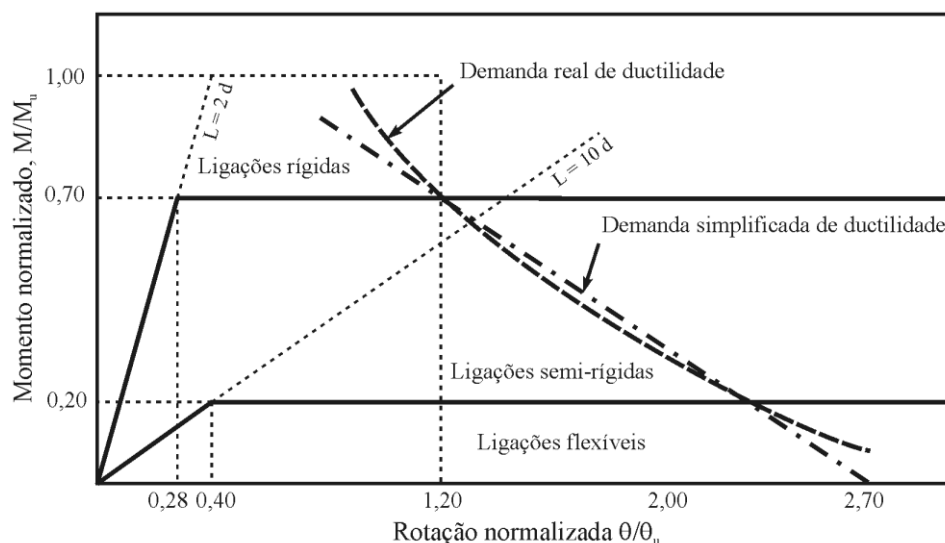


Figura 3.2 – Diagrama de classificação da ligação segundo Bjorhovde *et al.* (1992).

Por outro lado, o sistema apresentado no Eurocode 3 baseia-se em curva de momento fletor versus rotação trilineares normalizadas e faz distinção quanto à presença ou não de estruturas de contraventamento na estrutura principal. Segundo Goto e Miyashita (1995), o sistema de classificação do Eurocode 3 é baseado na capacidade resistente da estrutura, sendo considerado por esses autores como um sistema de classificação mais racional que o proposto por Bjorhovde *et al.* (1990). No entanto, o sistema de classificação do Eurocode 3, ao contrário do sistema proposto por Bjorhovde *et al.* (1990), não estabelece requisitos de ductilidade para a ligação. Além disso, o Eurocode 3 também faz algumas simplificações, por exemplo, no cálculo da resistência última da estrutura. Apesar de ser mais racional, a precisão do sistema de classificação apresentado no Eurocode 3 não é garantida. A Figura 3.3 apresenta os diagramas de classificação do Eurocode 3.

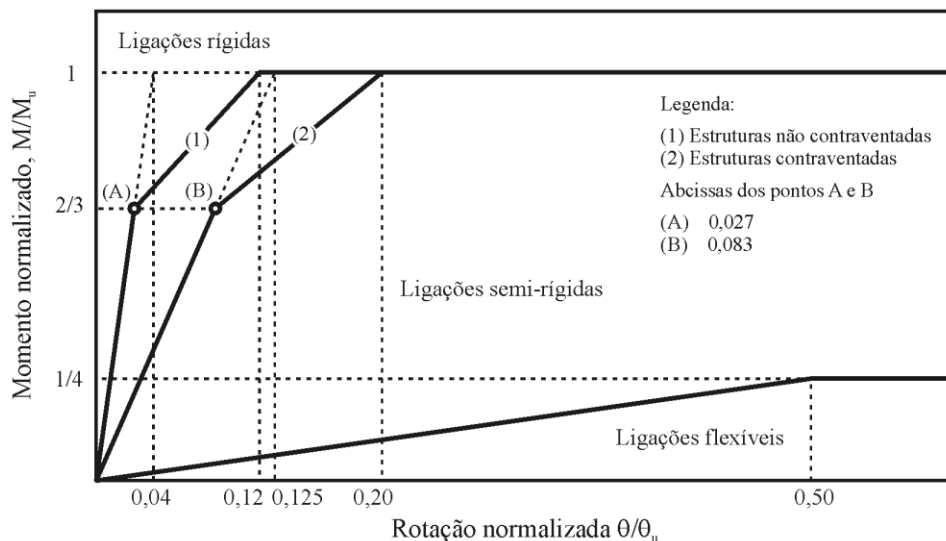


Figura 3.3 – Sistemas de classificação do Eurocode 3 (ECS, 2003).

Os limites que definem as classes de rigidez pelos sistemas de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) e do Eurocode 3 são resumidos por Ferreira (1999) e apresentados na Tabela 3.1. Nos dois sistemas de classificação apresentados, d apresenta a altura da viga que concorre na ligação. No caso do sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) o comprimento dessa viga é escolhido em função da sua altura d , de forma que a rigidez inicial da viga seja igual à rigidez da ligação.

Goto e Miyashita (1995) realizaram modelagens numéricas pelo método dos elementos finitos usando pórticos planos com geometrias e carregamentos diferentes para analisar os sistemas de classificação do Eurocode 3 e de Bjorhovde *et al.* (1990). Esses autores observaram que os

limites estabelecidos pelo Eurocode 3 entre ligações rígidas e semi-rígidas são consideravelmente restritivos em termos de rigidez e de momento fletor na ligação. No entanto, segundo esses autores, os limites definidos por Bjorhovde *et al.* (1990) são menos restritivos que os apresentados no Eurocode 3, especialmente em termos de momento fletor na ligação. Pela aplicação do sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990), presume-se que na ligação seja transferido um momento fletor equivalente a 70% do momento plástico total na viga concorrente na ligação, enquanto o sistema de classificação do Eurocode exige que essa transferência seja de 100%. Entretanto, devido à redução da capacidade de transmissão de momentos fletores, os limites especificados por Bjorhovde *et al.* (1990) podem não ser suficientes para garantir que as ligações vão se comportar como rígidas em alguns casos.

Tabela 3.1 – Valores limites das classes de rigidez.

Rigidez inicial da ligação	Eurocode 3 (CEN, 1992)		Bjorhovde <i>et al.</i> (1992)
	Estruturas não contraventadas	Estruturas contraventadas	
$K_{\phi, \min}$ (ligações rígidas)	$25 EI$	$8 EI$	EI
$K_{\phi, \max}$ (ligações semi-rígidas)	L	L	$2d$
$K_{\phi, \max}$ (ligações flexíveis)	EI	EI	EI
$K_{\phi, \min}$ (ligações semi-rígidas)	$2L$	$2L$	$10d$

Bjorhovde *et al.* (1990) também verificaram que a capacidade rotacional requerida da ligação está relacionada à sua ductilidade, a qual deve ser considerada juntamente com os requisitos de rigidez e capacidade de transmissão de momentos fletores. A ductilidade é considerada apenas no sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) e deve aumentar à medida que a rigidez da ligação diminuir. Entretanto, para alguns pórticos contraventados com ligações de baixa rigidez, a ductilidade requerida da ligação pode não ser suficiente.

Ferreira *et al.* (2002) também apresentaram um sistema de classificações para ligações semi-rígidas no qual as ligações pertencem a uma das cinco zonas mostradas na Figura 3.4. Esse sistema se baseia no fator de restrição, um número adimensional que relaciona a rigidez da ligação à rigidez da viga que nela concorre e que varia de 0 (articulação perfeita) a 1 (engaste perfeito), e no coeficiente de engastamento parcial (M_E/M_R), o qual representa a razão entre o momento fletor de engastamento perfeito e o momento fletor na ligação. Nesse sistema de classificação, a zona 1 corresponde às ligações articuladas, as zonas 2 a 4 correspondem às

ligações semi-rígidas de baixa, média e alta resistência, respectivamente e a zona 5 corresponde às ligações rígidas.

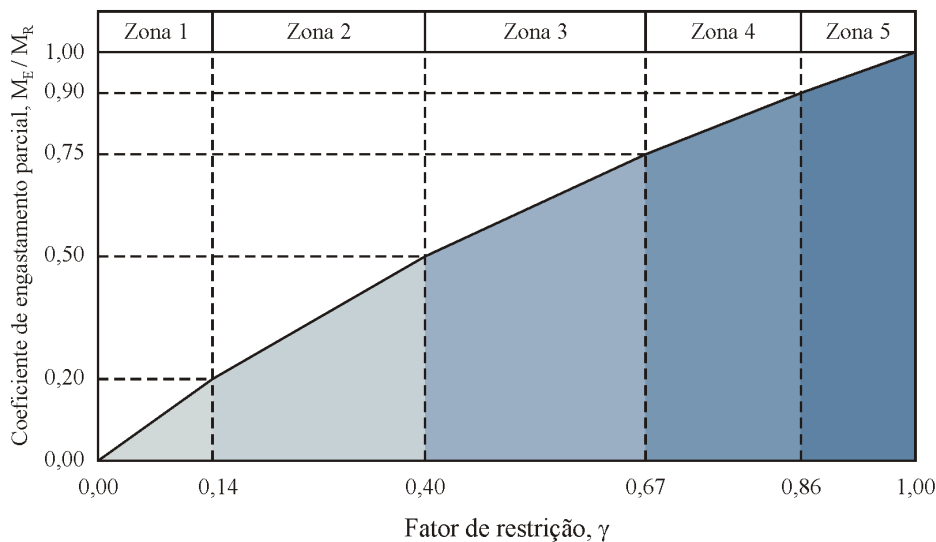


Figura 3.4 – Sistema de classificação de ligações proposto por Ferreira *et al.* (2002).

Tabela 3.2 – Sistema de classificação de Ferreira *et al.* (2002).

Zona	Fator de restrição (γ)	Coeficiente de engastamento parcial (M_E/M_R)	Classificação
1	0,00 – 0,14	0,00 – 0,20	Articulada
2	0,14 – 0,40	0,20 – 0,50	Semi-rígida de baixa resistência
3	0,40 – 0,67	0,50 – 0,75	Semi-rígida de média resistência
4	0,67 – 0,86	0,75 – 0,90	Semi-rígida de alta resistência
5	0,86 – 1,00	0,90 – 1,00	Rígida

Para os esforços no Estado Limite Último, Ferreira *et al.* (2002) comentam que o fator de restrição deverá ser obtido considerando a rigidez secante determinada a partir da curva momento fletor *versus* rotação na região do apoio. Assim, o fator de restrição pode ser obtido pela equação (3.1), na qual γ é o fator de restrição, $(EI)_{sec}$ é a rigidez secante do elemento pré-moldado, K_{sec} é a rigidez secante da curva momento *versus* rotação e L é o vão da viga.

$$\gamma = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{K_{sec} L} \right]^{-1} \quad (3.1)$$

4 Programa experimental

O programa experimental desenvolvido nesta tese foi realizado em dois laboratórios. A primeira parte, composta de ensaios de cisalhamento direto e ensaios de caracterização mecânica dos concretos produzidos para estes ensaios, foi realizada no Laboratório de concreto do Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico (DCT.G) da empresa Furnas Centrais Elétricas S. A., localizado no município de Aparecida de Goiânia, Goiás. A outra parte, composta de ensaios de tração direta e ensaios de flexão estáticos cíclicos e dinâmicos em modelos cruciformes, foi realizada no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, na Universidade de São Paulo, localizada no município de São Carlos, no interior do Estado de São Paulo.

Os ensaios da primeira parte do programa experimental foram realizados em corpos-de-prova monolíticos e com interfaces de concreto com fibras. Nestes modelos, havia inicialmente três chaves de cisalhamento, que foram posteriormente reduzidas para duas chaves em virtude da limitação dos equipamentos de aplicação do carregamento, os quais não foram suficientes para romper os modelos ensaiados quando estes apresentavam 3 chaves de cisalhamento na interface. Já os ensaios da segunda parte do programa experimental foram realizados em tirantes de concreto com e sem fibras e em modelos cruciformes.

Nas duas etapas, foram realizados ensaios de caracterização para determinar as seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, curva tensão *versus* deformação na compressão, módulo de elasticidade, fator de tenacidade (ensaio de flexão em quatro pontos, apenas para concreto com fibras) e energia de fraturamento (ensaio de flexão em três pontos, apenas para concreto).

A seguir são apresentadas as propriedades dos materiais empregados na produção dos concretos e do aço utilizado como armadura, uma breve descrição dos ensaios de

caracterização realizados e também os procedimentos dos ensaios de tração direta, cisalhamento direto, ensaios dinâmicos e ensaios cíclicos.

4.1 Composição das matrizes

Para a produção dos concretos empregados na produção dos modelos submetidos a ensaio de cisalhamento direto e tração direta, foram utilizados os seguintes materiais: Cimento Portland, areia natural de dimensão máxima igual a 4,75 mm, agregado graúdo de origem granítica com dimensão máxima de 12,5 mm, fibras de aço com 35 mm de comprimento, aditivo superplastificante e sílica ativa.

Em virtude do grande volume de concreto necessário para moldar os modelos cruciformes, foi empregado concreto usinado com resistência à compressão de 40 MPa aos 28 dias. Esse concreto foi produzido com agregado de origem basáltica, areia média e cimento portland pozolânico (CP III).

Foram produzidas duas matrizes básicas: matriz M40 – matriz de cimento portland com resistência à compressão prevista de 40 MPa aos 28 dias, a qual foi produzida para ser empregada na produção dos componentes pré-moldados (vigas e pilar), e matriz M60 – matriz de cimento portland com resistência à compressão de 60 MPa aos 28 dias, a qual foi produzida para ser empregada na moldagem dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de mecanismos. Apenas nas matrizes M60 foram adicionadas as porcentagens de fibra indicadas na Tabela 4.1. Ainda, para a concretagem da ligação viga-pilar, foi escolhido o traço com 1% de fibras por ser este o traço que apresentou melhor desempenho.

Tabela 4.1 – Tipos de matrizes estudadas neste programa experimental.

Nomenclatura	f_{ck} (MPa)	Volume de fibras (%)	Aplicação
M40	40	0,00	Modelos cruciformes
M60		0,00	Mecanismos (tração e cisalhamento)
CF1	60	1,00	Mecanismos (tração e cisalhamento)/Ligação
CF2		2,00	Mecanismos (cisalhamento)

As matrizes de referência foram dosadas com o aditivo superplastificante Powerflow 1130, tendo sido utilizadas as seguintes dosagens: 0,80% para o concreto de 40 MPa e 2,00% para o concreto de 60 MPa. Em função da adição de sílica ativa, foi calculado o cimento equivalente,

ou seja, uma mistura de materiais cimentícios que apresenta a mesma massa específica que o cimento. A Tabela 4.2 apresenta as composições obtidas para os concretos (exceto para a matriz M40, cuja composição não foi fornecida pelo fabricante). Todos os concretos analisados foram dosados com relação água/cimento fixa em 0,37.

Tabela 4.2 – Composição das matrizes de concreto (kg/m^3).

Composição	$f_{cm} = 60 \text{ MPa}$
Cimento CP II F 32	482,75
Sílica ativa	18,75
Areia	729,00
Brita	836,25
Água	182,00
Aditivo	9,66

Foram utilizadas fibras de aço da marca BELGO do tipo DRAMIX RC 65/35 BN, classificadas como fibras AI pela norma NBR 15530 (ABNT, 2007), coladas em pente para permitir uma mistura rápida e homogênea além de evitar a formação de grumos. As fibras utilizadas apresentavam 35 mm de comprimento, 0,54 mm de diâmetro, relação de aspecto igual a 64, resistência à tração igual a 1100 MPa e módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Tais fibras foram utilizadas nas seguintes frações volumétricas: 1,00% ($78,50 \text{ kg/m}^3$) e 2,00% ($157,0 \text{ kg/m}^3$) conforme indicações da Tabela 4.1 e podem ser visualizadas na Figura 4.1.

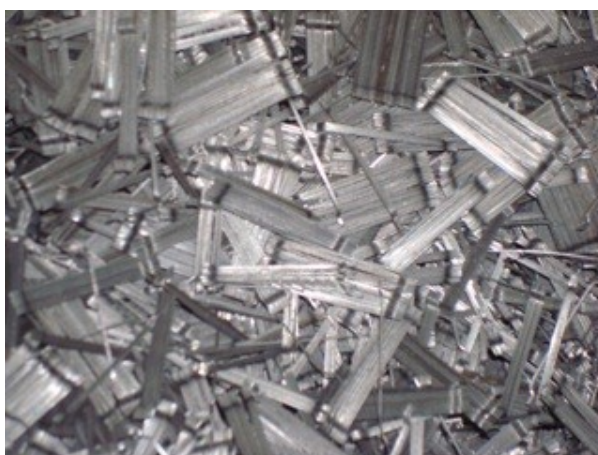


Figura 4.1 – Fibras de aço DRAMIX RC 65/35 BN.

4.2 Dosagem e moldagem dos corpos-de-prova

Os concretos de referência (sem fibras) foram misturados em betoneira de eixo inclinado com capacidade de 200 L (ver Figura 4.2a). Já os concretos com fibra foram misturados em betoneira de eixo vertical com capacidade de 500 L (ver Figura 4.2b). A dosagem foi feita em ambiente com umidade e temperatura controladas. Excepcionalmente, os concretos simples e reforçados com fibras produzidos no Laboratório de Estruturas da EESC-USP foram misturados em betoneira de eixo vertical com capacidade para 320 L.

O procedimento de mistura adotado foi o seguinte:

- Colocação dos agregados na betoneira;
- Adição de um terço da água e mistura durante um minuto;
- Após a primeira mistura, foram adicionados os materiais cimentícios e metade da água restante, seguindo-se outra mistura durante um minuto;
- Colocação do aditivo e do restante da água, seguida de nova mistura por um período de três minutos;
- Nos concretos reforçados com fibras, estas foram adicionadas à matriz e misturadas por mais três minutos até a completa homogeneização;
- Repouso do concreto por mais três minutos.



(a) Sem fibras



(b) Com fibras

Figura 4.2 – Betoneiras usadas na dosagem dos concretos.

Os corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura foram moldados segundo as recomendações da norma NBR 5738 (ABNT, 1994). No caso dos corpos-de-prova

cilíndricos e prismáticos, o concreto foi colocado em duas camadas e compactado em mesa vibratória.

4.3 Ensaios de caracterização do concreto

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram retirados de suas formas e levados à câmara úmida, onde eles permaneceram até o momento do ensaio, que ocorreu após 28 dias contados a partir da data da concretagem ou conforme a programação do laboratório.

Para caracterização do concreto no estado endurecido foram realizados os seguintes ensaios: compressão simples, ensaio de determinação do módulo de elasticidade, tração por compressão diametral, compressão com controle de deslocamentos, flexão em quatro pontos para determinação da tenacidade (apenas para concreto com fibras) e flexão em três pontos com entalhe no meio do vão para determinação da energia de fraturamento (apenas para concreto).

4.3.1 Ensaio de resistência à compressão

Para cada traço foram moldados três corpos-de-prova com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Em decorrência da alta resistência dos concretos, antes do ensaio, todos os corpos-de-prova tiveram suas faces planas retificadas para melhorar as condições de ajuste do corpo-de-prova ao equipamento de ensaio.

Os ensaios realizados no Laboratório de Concreto de Furnas Centrais Elétricas empregaram uma máquina universal hidráulica microprocessada com capacidade de 2000 kN na tração ou na compressão. O carregamento foi aplicado a uma velocidade de 0,55 MPa/s de acordo com a norma brasileira NBR 5739 (ABNT, 1994). No Laboratório de Estruturas da EESC-USP, os ensaios foram realizados em uma máquina de ensaio com capacidade de 2500 kN.

4.3.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Foram moldados três corpos-de-prova com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura para cada concreto produzido, os quais foram ensaiados aos 28 dias. No Laboratório de Concreto de Furnas Centrais Elétricas, o ensaio foi realizado de acordo com a norma brasileira NBR 7222

(ABNT, 1994) e foi executado em uma máquina universal hidráulica microprocessada com capacidade de 2000 kN. Os corpos-de-prova utilizados neste ensaio foram previamente submetidos ao ensaio de determinação módulo de elasticidade. No Laboratório de Estruturas da EESC-USP, os ensaios foram realizados em uma máquina de ensaio com capacidade de 2500 kN. Todos os corpos-de-prova ensaiados nos dois laboratórios tiveram suas faces planas retificadas.

4.3.3 Ensaio de determinação do módulo de elasticidade

Para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade, foram moldados três corpos-de-prova com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os corpos-de-prova tiveram suas faces retificadas e foram ensaiados aos 28 dias de idade. A Figura 4.3a mostra uma foto do ensaio de determinação do módulo de elasticidade realizado no Laboratório de Furnas, enquanto a Figura 4.3b mostra uma foto do ensaio de determinação do módulo de elasticidade sendo realizado no Laboratório da EESC.



(a) Laboratório de Furnas



(b) Laboratório da EESC-USP

Figura 4.3 – Ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade.

Na determinação do módulo de elasticidade foi seguido o procedimento 01.008.001 (FURNAS, 2003) adotado por Furnas Centrais Elétricas S. A. O procedimento é credenciado pelo INMETRO e utiliza como referência as normas brasileira NBR 8522 (ABNT, 2003) e americana ASTM C 469 (ASTM, 1994). O ensaio foi executado em máquina universal hidráulica microprocessada com capacidade de 2000 kN e a velocidade de carregamento

adotada foi de 0,25 MPa/s. Este procedimento especifica uma tensão limite superior de 50% da resistência à compressão do concreto, enquanto a NBR 8522 (ABNT, 2008) recomenda que este nível de tensão deve ser de 30% da resistência à compressão.

Para a execução do ensaio foram fixados no corpo-de-prova, por meio de anéis de alumínio, dois relógios comparadores para medir as deformações longitudinal e transversal do concreto. Após a fixação dos relógios, eles foram zerados. Durante o ensaio foram aplicados três ciclos sucessivos de carregamento e descarregamento seguindo-se os limites de força correspondentes às tensões de 0,5 MPa e 40% da tensão de ruptura.

Os carregamentos e descarregamentos foram efetuados com velocidade de $0,25 \pm 0,05$ MPa/s. Após o terceiro descarregamento, o corpo-de-prova foi carregado até a força correspondente ao limite inferior e o deslocamento medido foi registrado. Prosseguiu-se com o carregamento até a força correspondente ao limite superior e registrou-se o deslocamento medido. O módulo de elasticidade foi obtido pela Equação (4.1).

$$E_c = \frac{\sigma_{sup} - \sigma_{inf}}{\frac{\ell_{sup} - \ell_{inf}}{b_\ell}} \quad (4.1)$$

sendo E_c é o módulo de elasticidade em GPa, σ_{sup} é a tensão limite superior em MPa, equivalente a 40% da tensão de ruptura obtida no ensaio de resistência à compressão, σ_{inf} é a tensão limite inferior em MPa, correspondente a 0,5 MPa, ℓ_{sup} é a leitura de deslocamento longitudinal, em mm, correspondente ao limite superior de tensão, ℓ_{inf} é a leitura de deslocamento longitudinal, em mm, correspondente ao limite inferior de tensão e b_ℓ é a base de medida longitudinal do medidor de deformação, correspondente a 200 mm.

O coeficiente de Poisson foi calculado pela Equação (4.2).

$$\nu = \left(\frac{t_{sup} - t_{inf}}{b_t} \right) \cdot \left(\frac{b_\ell}{\ell_{sup} - \ell_{inf}} \right) \cdot e \quad (4.2)$$

em que ν é o coeficiente de Poisson, t_{sup} é a leitura do deslocamento transversal, em mm, correspondente a tensão limite superior, t_{inf} é a leitura do deslocamento transversal, em mm,

correspondente a tensão limite inferior, b_t é a base de medida transversal do medidor de deformações (150 mm) e e é um coeficiente que corrige a excentricidade do ensaio, calculado e que, para o aparato utilizado por Furnas, vale 0,327.

Nos ensaios realizados no Laboratório da EESC-USP, o módulo de elasticidade foi obtido a partir de ensaios de compressão com controle de deslocamentos realizados com tensão limitada a 40% da resistência à compressão obtida dos ensaios de compressão simples. Das curvas tensão *versus* deformação obtidas desses ensaios, foi determinada a inclinação da reta tangente à curva, que representa o módulo de elasticidade.

4.3.4 Ensaio de flexão em três pontos com entalhe no meio do vão

Este ensaio foi realizado apenas para concreto, uma vez que, em virtude da múltipla fissuração apresentada pelo concreto com fibras, a energia de fraturamento obtida experimentalmente é superestimada, o que pode ser comprovado por meio de modelagens computacionais.

Os ensaios de flexão em três pontos foram realizados com controle de deslocamentos, mas em função dos equipamentos disponíveis nos laboratórios de Furnas e da EESC-USP, dois esquemas de ensaio foram utilizados. No Laboratório de Furnas foram confeccionados três corpos-de-prova utilizando moldes prismáticos com 400 mm de comprimento, 100 mm de largura e 100 mm de altura, o que resultou em uma distância entre apoios igual a 300 mm. Essas dimensões contrariam as recomendações do RILEM 50 FMC (RILEM, 1985), mas foram escolhidas devido à limitação no vão do equipamento utilizado para o ensaio e ao comprimento das fibras visando evitar o alinhamento das mesmas no concreto. No Laboratório da EESC-USP, os prismas foram produzidos com 500 mm de comprimento, 150 mm de largura e 150 mm de altura, uma vez que formas com as dimensões anteriormente mencionadas não estavam disponíveis. Assim, o vão entre os apoios foi de 450 mm. As dimensões desses corpos-de-prova também contrariam o RILEM 50 FMC (RILEM, 1985) e foram escolhidas pelos mesmos motivos já mencionados.

No Laboratório de Furnas, o ensaio foi realizado com velocidade aproximadamente constante e igual a 0,01 mm/s. O deslocamento no centro da viga e a força correspondente foram registrados até a ruptura completa do corpo-de-prova (separação do prisma em duas partes). Diferentemente dos ensaios realizados no Laboratório de Furnas, que foram controlados pelo

deslocamento vertical medido no meio do vão, no Laboratório da EESC-USP, o ensaio foi controlado pela abertura do entalhe (CMOD) medida por um “*clip-gage*”. Nesses ensaios, o carregamento foi aplicado com uma velocidade constante e igual a 0,0001 mm/s.

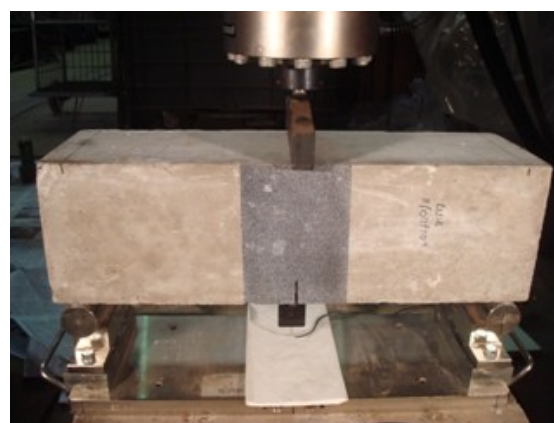
Tabela 4.3 – Dimensões dos corpos-de-prova usados nos ensaios de flexão em três pontos.

Parâmetro	Laboratório de Furnas	Laboratório da EESC-USP
Comprimento (mm)	400	500
Largura (mm)	100	150
Altura (mm)	100	150
Tipo de controle	Deslocamento vertical	Abertura do entalhe
Velocidade (mm/s)	0,01	0,0001

No Laboratório de Furnas, os ensaios foram realizados em máquina universal microprocessada com capacidade máxima de 300 kN e sensibilidade de 0,01 kN utilizando um transdutor de deslocamentos de 12 mm de curso e sensibilidade de 0,01 mm instalado na face lateral do corpo-de-prova. Já no Laboratório da EESC-USP, o ensaio foi realizado em pórtico de reação com o carregamento aplicado por um atuador com capacidade máxima de 500 kN e sensibilidade de 0,01 kN utilizando um *clip gage* instalado na seção entalhada para medir a abertura do entalhe (ver Figura 4.4a). A Figura 4.4 mostra o corpo-de-prova usado no ensaio de flexão em três pontos com entalhe no meio do vão para determinação da energia de fraturamento conforme procedimento usado nos laboratório de Furnas e da EESC-USP, respectivamente.



(a) *Clip gage*



(b) Ensaio de flexão em três pontos

Figura 4.4 – Ensaios de flexão em três pontos com controle da abertura do entalhe.

Nos ensaios com controle da abertura do entalhe, a energia de fraturamento pode ser obtida calculando-se a área abaixo da curva força *versus* abertura da fissura apenas no trecho pós-

pico. A área sob essa curva no trecho pré-pico corresponde à energia dissipada elasticamente, que não deve ser considerada no cálculo da energia no modo I de fraturamento.

É importante ressaltar que, em função da múltipla fissuração típica dos concretos reforçados com fibras, a energia de fraturamento desses materiais acaba sendo superestimada no ensaio de flexão em três pontos de carga com entalhe no meio do vão, já que a área da fissura é considerada igual à área do ligamento, o que não é uma consideração válida para o concreto com fibras, que apresenta várias fissuras e, portanto, uma área fissurada maior que a área do ligamento. Assim, esse ensaio foi realizado apenas para os corpos-de-prova moldados com concreto, sendo a energia de fraturamento do concreto com fibras determinada por meio de retroanálises do ensaio de flexão sob quatro pontos de carga.

4.3.5 Ensaio de flexão em quatro pontos

Para este ensaio, foram moldados três corpos-de-prova com 400 mm de comprimento 100 mm de largura e 100 mm de altura, os quais foram ensaiados aos 28 dias. No Laboratório de Furnas, foi utilizada uma máquina de ensaio microprocessada com capacidade de 300 kN e os deslocamentos meio do vão foram medidos por um transdutor com 12 mm de curso instalado sobre uma cantoneira apoiada sobre duas braçadeiras presas nos eixos dos apoios da viga (ver Figura 4.5). A extremidade do curso do transdutor foi apoiada em uma terceira braçadeira, posicionada na metade da distância entre as duas braçadeiras dos apoios. A velocidade adotada foi de 0,10 mm/min e o carregamento foi aplicado até o deslocamento limite de 10 mm. No Laboratório da EESC-USP, o ensaio foi realizado em máquina microprocessada com capacidade de 1500 kN e com deslocamentos medidos por um par de transdutores de 25 mm de curso acoplados ao dispositivo Yoke. A Figura 4.5 apresenta uma foto do ensaio.

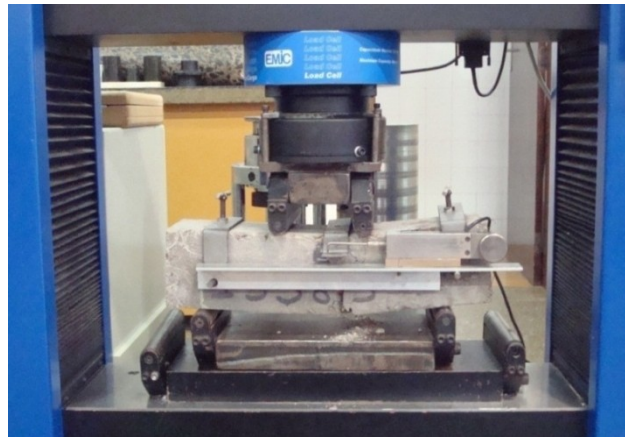


Figura 4.5 – Ensaio de flexão em quatro pontos.

4.3.6 Ensaio de compressão com controle de deslocamento

Para determinar a curva tensão *versus* deformação do concreto na compressão, foram moldados três corpos-de-prova cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Esse ensaio foi realizado com controle de deslocamentos em máquina de ensaio servo-controlada com capacidade de 2000 kN na tração ou na compressão (1500 kN no laboratório da EESC). Os deslocamentos foram medidos por dois transdutores de 100 mm de curso e sensibilidade de 0,01 mm presos a dois anéis de alumínio, que envolviam o corpo-de-prova. Os anéis tinham 289,50 mm de diâmetro externo, 203,95 mm de diâmetro interno, 25,10 mm de espessura e eram fixados aos corpos-de-prova por meio de pinos, cujos eixos distavam 175 mm um do outro. Na EESC, foi utilizado um transdutor de deslocamentos de 200 mm posicionado aproximadamente em duas geratrizes opostas do corpo-de-prova. O carregamento foi aplicado a uma velocidade de 1 mm/min até que fosse atingido o deslocamento de 10 mm. O ensaio foi realizado aos 28 dias.

Antes da realização do ensaio, os corpos-de-prova foram revestidos com filme plástico para evitar acidentes decorrentes do lascamento do concreto. A Figura 4.6 mostra a instrumentação do corpo-de-prova e a realização do ensaio de compressão com deformação controlada.

O aumento aparente de ductilidade do concreto proporcionado pelas fibras pode ser analisado por meio dos resultados do ensaio de compressão com deformação controlada. Para tanto, pode-se utilizar o conceito de tenacidade relativa (T_R), definida como a relação entre a energia dissipada pelo corpo-de-prova durante o ensaio e a energia admitindo o material plástico-

perfeito (EZELDIN e BALAGURU, 1992). A tenacidade relativa pode ser calculada pela Equação (2.1).



(a) Laboratório de Furnas



(b) Laboratório da EESC-USP

Figura 4.6 – Execução do ensaio de compressão com deformação controlada.

Nos concretos sem fibra a deformação última é inferior a esse valor, enquanto nos concretos com fibra a deformação última é sempre maior. Dessa forma, essa medida não representa a totalidade da energia absorvida pelo corpo-de-prova durante o ensaio, que é função da resistência do concreto e da deformação última alcançada no final do ensaio. Entretanto, a tenacidade relativa fornece uma boa base de comparação para analisar a influência das fibras na energia dissipada, uma vez que a deformação é sempre limitada a um valor constante.

4.4 Ensaios de mecanismos de transferência de forças

A primeira etapa do programa experimental foi desenvolvida no Laboratório de Furnas, e consistiu na realização de ensaios para avaliação dos mecanismos de transferência de esforços de cisalhamento na interface entre concreto com e sem fibras. Na segunda etapa do programa experimental, que foi desenvolvida no Laboratório da EESC-USP, foram realizados ensaios de tração em tirantes de concreto com fibras cujas armaduras eram formadas por barras emendadas por traspasse.

4.4.1 Ensaio de tração direta

Para avaliação do mecanismo de transferência de forças de tração em região de emenda de barras, foram realizados ensaios de tração direta em tirantes, cujas variáveis foram: a presença de emenda, a presença de fibras e o comprimento de traspasse da armadura (ver Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Ensaios de mecanismos de transferência de esforços de tração: variáveis.

Corpo-de-prova	Quantidade	Comprimento de traspasse		V_r (%)	Armadura
		(cm)	(em diâmetros)		
T1	2	37,50	30 \emptyset	0,00	4 \emptyset 12,5 mm
T2	2	6,25	5 \emptyset	1,00	4 \emptyset 12,5 mm
T3	2	18,75	15 \emptyset	1,00	4 \emptyset 12,5 mm

T – tirante.

4.4.1.1 Geometria dos corpos-de-prova

Para esse ensaio, o modelo consiste de um prisma de concreto atravessado por quatro barras de aço dispostas simetricamente, como mostra a Figura 4.7, e emendadas por traspasse na região central. O comprimento de traspasse máximo, que é de $30\emptyset$, foi calculado para o concreto. No entanto, esse valor foi reduzido para $15\emptyset$ a fim de avaliar os efeitos positivos das fibras na aderência entre aço e concreto, já considerando o comprimento das emendas por traspasse na região da ligação. Adicionalmente, foi testado um comprimento de traspasse de $5\emptyset$ para identificar um valor limite abaixo do qual não há transferência de forças por aderência. Ainda na região da emenda, foram dispostos estribos para promover o confinamento da região da emenda. O ensaio foi realizado sob controle de deslocamento e dele foram obtidas as deformações na armadura e a curva força *versus* deslocamento.

Para garantir que o confinamento promovido pelos estribos fosse o mesmo em todos os corpos-de-prova, independentemente do comprimento da emenda, foi escolhido um espaçamento igual a 106,6 mm (medido entre as faces das barras) de modo que houvesse sempre quatro estribos confinando a região da emenda. Na Figura 4.8 são apresentados os detalhes das armaduras dos tirantes. Como essas armaduras apresentam emendas, apenas metade da armadura foi representada na Figura 4.8 (a outra parte é idêntica).

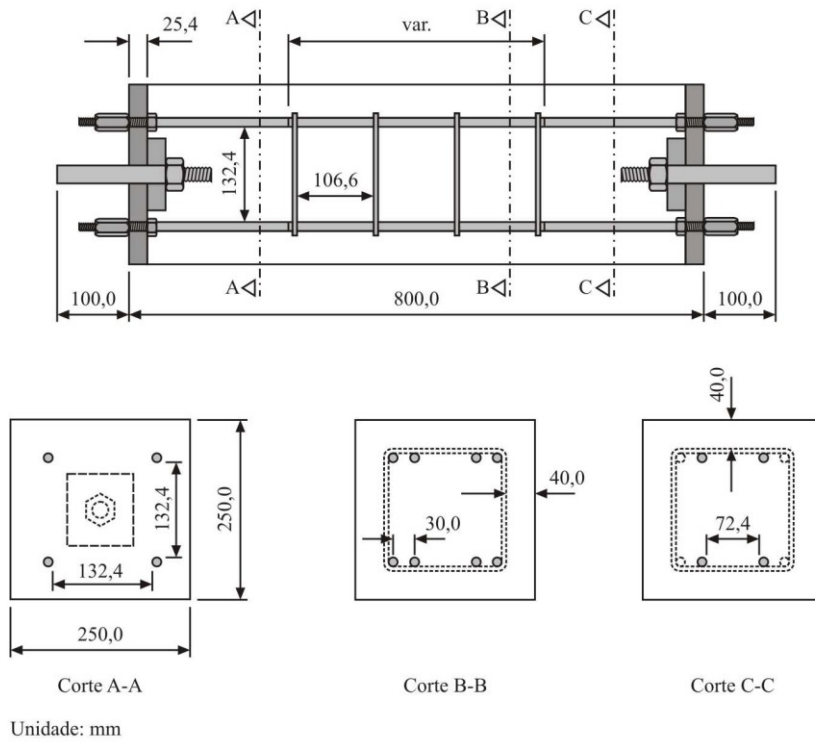


Figura 4.7 – Geometria dos corpos-de-prova para ensaio de tração em tirantes.

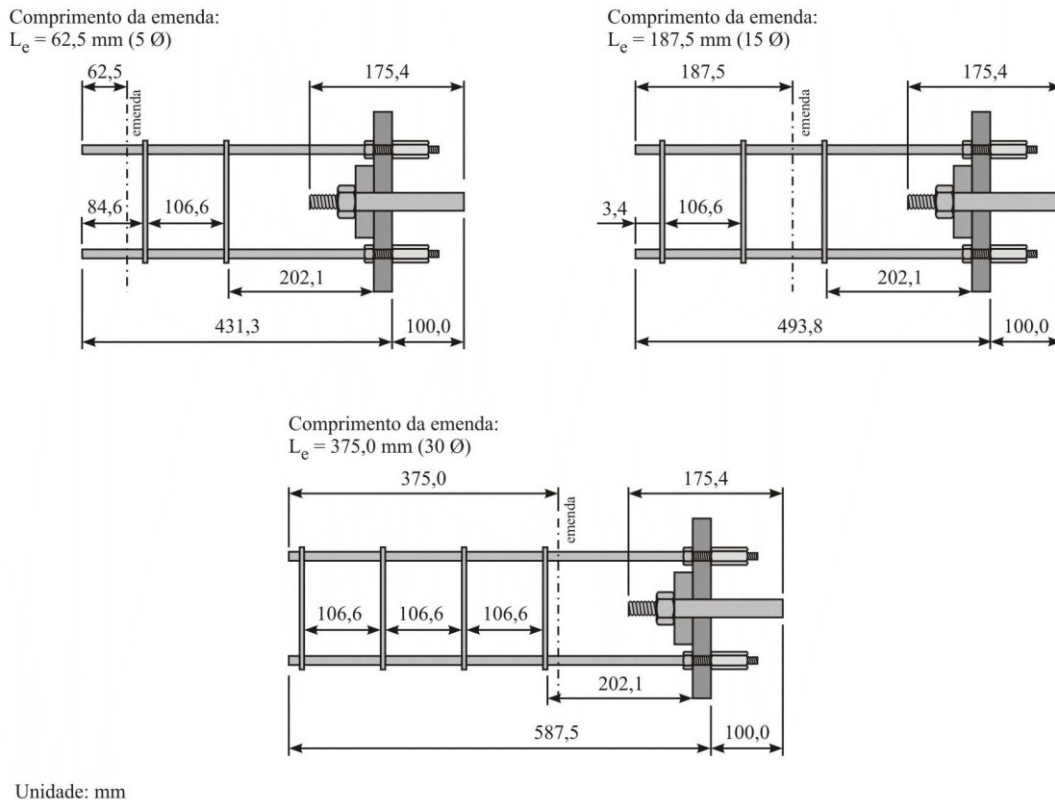
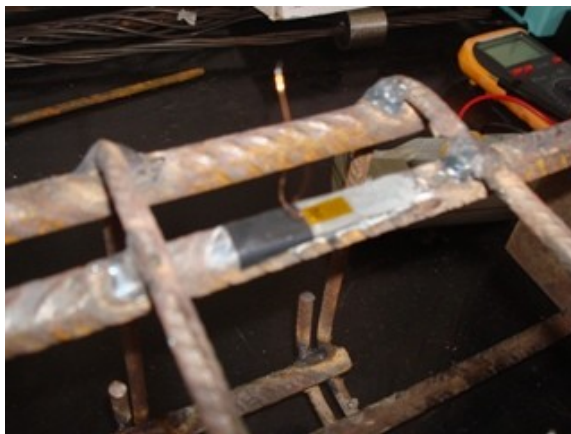


Figura 4.8 – Detalhamento da armadura dos tirantes (apenas um lado).

4.4.1.2 Instrumentação

Os ensaios de tração foram realizados com instrumentação interna e externa. A instrumentação interna consistia de extensômetros colados na armadura para medição das deformações enquanto a instrumentação externa consistia de transdutores para medição dos deslocamentos.

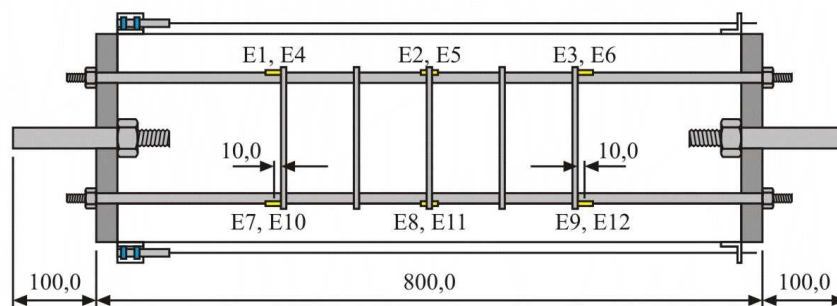
Em cada barra foram fixados três extensômetros, um em cada extremidade da emenda e outro na metade da distância entre eles, mas em faces alternadas para evitar a formação de um plano preferencial de fraturamento. O primeiro extensômetro se encontrava afastado de 10 mm do estribo adjacente e os demais espaçados de uma distância variável que depende do comprimento da emenda, como mostra a Figura 4.9. Os pontos de fixação dos extensômetros foram previamente lixados para retirar a camada de ferrugem e as nervuras da barra e depois devidamente limpos.



(a) Extensômetro colado na armadura



(b) Armadura instrumentada



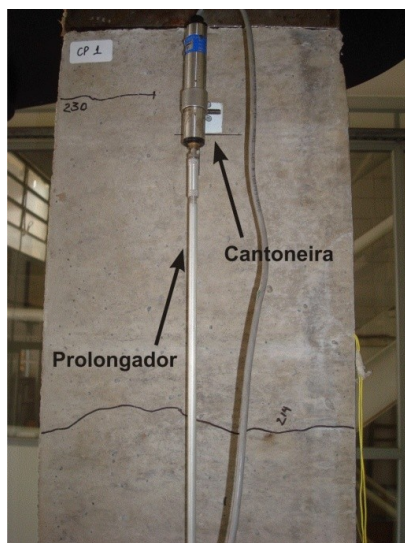
Unidade: mm  Extensômetro  Potenciômetro

(c) Instrumentação do tirante

Figura 4.9 – Localização dos extensômetros na armadura.

Após a colagem, os extensômetros e seus terminais foram isolados da barra de aço com aplicação de fita isolante apenas sob os terminais e sobre a grelha do extensômetro. Em seguida, os extensômetros e seus terminais foram impermeabilizados com resina de silicone, a qual reage com o ar e se polimeriza formando uma película protetora impermeável que, após a secagem, foi recoberta com fita isolante para proteção mecânica.

No prisma de concreto foram instalados, na metade da largura da seção transversal e em duas faces opostas, dois transdutores com 25 mm de curso e sensibilidade de 0,01 mm. Devido ao tamanho do prisma e à limitação de curso do par de transdutores, foi acoplada a cada um deles um prolongador para permitir a leitura dos deslocamentos ao longo de todo o comprimento do prisma de concreto (ver Figura 4.10). Em seguida, os transdutores foram conectados ao sistema de aquisição de dados para registro dos deslocamentos. As cantoneiras às quais os transdutores foram fixados e as cantoneiras que serviam de apoio aos prolongadores de curso foram coladas nos tirantes com o auxílio de cola quente.



(a) Sistema de fixação dos transdutores



(b) Aspecto final da instrumentação

Figura 4.10 – Instrumentação dos tirantes.

4.4.1.3 Procedimento de execução do ensaio

Às vésperas do ensaio, os prismas foram retirados da câmara úmida para secagem e preparação para o ensaio, a qual consistia da remoção de ferrugem das roscas das armaduras dos tirantes e da instalação das placas de extremidade e dos dispositivos de transferência de carregamento.

Uma vez preparados, os prismas foram fixados cuidadosamente ao equipamento de ensaio com auxílio de uma empilhadeira. Devido à dificuldade de colocação dos tirantes na máquina de ensaio, em função do vão útil da máquina, primeiramente a barra do dispositivo de transferência superior foi acoplada nos mordentes instalados na garra da travessa superior da máquina de ensaio. Em seguida, a travessa inferior foi deslocada para baixo para permitir que a barra superior do dispositivo de transferência fosse travada pelo par de mordentes da garra da travessa superior pelo peso próprio do tirante. Com a extremidade superior travada, a travessa inferior da máquina foi movida para cima para que a barra inferior do dispositivo de transferência fosse acoplada à garra inferior da máquina. Com isso, a travessa inferior da máquina foi novamente movida para baixo para carregar o tirante e travar a barra inferior do dispositivo de transferência.

Com o tirante devidamente posicionado na máquina de ensaio, os fios dos extensômetros e dos transdutores foram conectados ao sistema de aquisição de dados. Antes do início dos ensaios, foi aplicada uma força de 5,0 kN para acomodação das esperas nos mordentes da máquina de ensaio. Em seguida, as leituras de força e deslocamento foram zeradas. As leituras de deformação foram feitas simultaneamente às leituras dos demais sensores. A leitura de força foi feita por uma célula de carga com capacidade de 1500 kN. O carregamento prosseguiu até que fosse atingida uma força de aproximadamente 300 ± 5 kN para definir com clareza o patamar de escoamento do aço, que teve início em 295 kN para este caso (segundo ensaios de caracterização da armadura), ou até a ruptura do tirante, o que ocorresse primeiro. Neste processo, a taxa de aplicação de deslocamentos foi mantida em 0,03 mm/s até que fosse atingida uma força igual a 150 kN e em seguida, essa taxa foi reduzida para 0,01 mm/s e mantida constante até o final do ensaio. A Figura 4.10 mostra a execução do ensaio em um tirante de concreto armado. Após o final do ensaio, o tirante foi retirado da máquina de ensaio, identificado e fotografado para fornecer informações adicionais para a análise.

4.4.2 Ensaio de cisalhamento direto

Para avaliação do mecanismo de transferência de forças de cisalhamento na interface dos concretos reforçados com fibras, foram realizados ensaios de cisalhamento direto no Laboratório de Furnas, cujas variáveis foram: presença de chaves de cisalhamento, tensão normal à interface (para simular o efeito de confinamento) e volume de fibras (ver Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Variáveis dos ensaios de cisalhamento direto.

Modelo	Quantidade	V_f (%)	Força normal (kN)	Tensão normal (MPa)
C1	2	0,00	27	0,5
C2	2		54	1,0
C3	2	1,00	27	0,5
C4	2		54	1,0
C5	2	2,00	27	0,5
C6	2		54	1,0

C – cisalhamento.

4.4.2.1 Geometria dos modelos

O modelo adotado no ensaio de cisalhamento direto é formado por duas peças de concreto com fibras moldadas em dias consecutivos (ver Figura 4.11), com duas chaves de cisalhamento⁶ na interface, para formar um plano preferencial de cisalhamento e apresenta as dimensões indicadas na Figura 4.12. A ligação dos dois concretos foi promovida unicamente pela aderência entre ambos, que existe apenas na região limitada a 40 mm acima e abaixo das chaves de cisalhamento, como mostra a Figura 4.12 (c), uma vez que, devido à impossibilidade de utilizar a célula de carga disponível no laboratório, foi necessário reduzir a aderência pela aplicação de graxa entre as peças de concreto.



(a) Preparação da primeira parte

(b) Segunda parte concretada

Figura 4.11 – Concretagem dos modelos usados no ensaio de cisalhamento direto.

⁶ A princípio havia três chaves de cisalhamento na interface. Contudo, nos primeiros ensaios a máquina disponível atingiu sua capacidade máxima sem que o modelo tivesse rompido, de modo que não havia garantias de que ela seria capaz de romper os modelos de concreto com fibras. Vários modelos já haviam sido produzidos com três chaves de cisalhamento antes do primeiro ensaio e eles foram usados após a troca da máquina de ensaio. Contudo, essa troca implicou na perda das informações do trecho pós-pico da curva força *versus* deslizamento, já que a nova máquina de ensaio não permitia o controle de deslocamentos.

As chaves de cisalhamento possuem 160 mm de largura e apresentam forma trapezoidal, com base maior igual a 43 mm, base menor igual a 30 mm, altura igual a 13 mm e ângulo interno de $63,43^\circ$.

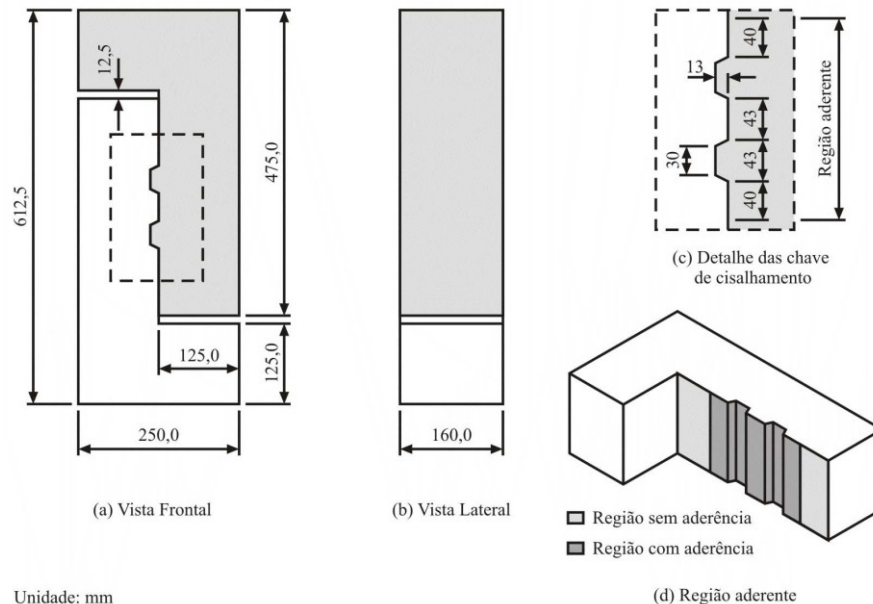


Figura 4.12 – Geometria do modelo usado nos ensaios de cisalhamento direto.

4.4.2.2 Instrumentação

Nos ensaios de cisalhamento direto foram utilizados dois transdutores com curso máximo de 25 mm para medição do deslizamento na interface, uma célula de carga com capacidade para 300 kN para aplicação da força vertical que promoverá o deslizamento na interface, uma célula de carga com capacidade para 100 kN para controlar a força de compressão lateral, responsável pelo confinamento do concreto na região da interface, e um atuador com capacidade para 200 kN para aplicar a força de compressão lateral mencionada. A Figura 4.13 apresenta o esquema da instrumentação adotada no ensaio de cisalhamento.

O curso dos transdutores não era suficiente para medir os deslocamentos de toda a interface, a qual apresentava 337,5 mm de altura. Por este motivo, uma barra de aço rosçada de 450 mm de comprimento foi acoplada ao curso de cada transdutor com o auxílio de porcas e luvas de borracha. Na peça de concreto oposta foi instalada uma cantoneira metálica, sobre a qual uma placa de alumínio foi aparafusada. Esta placa de alumínio possuía um furo pelo qual passava a barra rosqueada acoplada ao transdutor, que era travada por duas porcas, uma acima e outra abaixo da placa de alumínio.



Figura 4.13 – Instrumentação usada nos ensaios de cisalhamento direto.

4.4.2.3 Procedimento de execução do ensaio

Os ensaios de cisalhamento foram realizados em uma máquina de ensaio microprocessada com célula de carga de 300 kN de capacidade em compressão ou em tração. Para realizar o ensaio, foi necessário utilizar o aparato mostrado na Figura 4.14, o qual era constituído por duas placas de aço ASTM A36 de 25,4 mm de espessura (placas de reação do macaco e do corpo-de-prova), uma placa de aço ASTM A36 de 38,1 mm de espessura (placa de apoio do atuador), quatro barras de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro (tirantes), lisas e com rosca nas extremidades, 16 porcas de 20 mm de diâmetro e 32 arruelas.

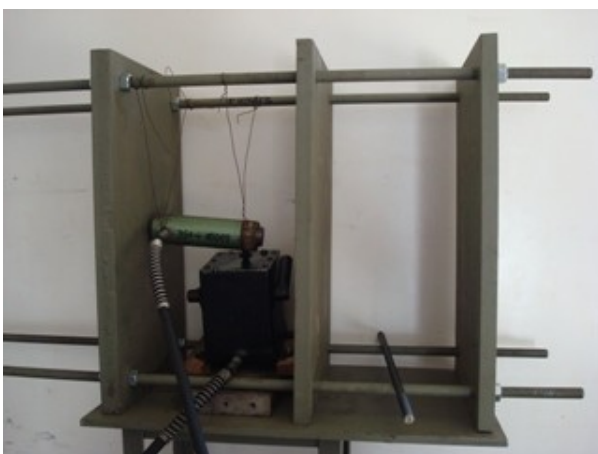


Figura 4.14 – Aparato do ensaio de cisalhamento.

Inicialmente, foram executados furos nos corpos-de-prova para prepará-los para a instrumentação, a qual foi realizada após a colocação do corpo-de-prova na máquina de ensaio e montagem do aparato, garantindo, desse modo, a integridade dos sensores.

Em seguida, foi instalada na prensa uma placa de aço quadrada de 250 mm de lado e 25,4 mm de espessura para nivelar o modelo e o aparato. Sobre esta placa, foi posicionado o corpo-de-prova com o auxílio de uma ponte rolante com capacidade de 10 toneladas e então o aparato foi montado ao redor do corpo-de-prova. A Figura 4.15 mostra o diagrama de corpo livre representativo do esquema de carregamento adotado no ensaio de cisalhamento direto.

Na montagem do aparato, primeiramente foram posicionadas as placas, as quais foram atravessadas pelos tirantes. Estes foram travados pelas porcas de ambos os lados das placas de reação, as quais eram fixas. A placa intermediária, que é móvel, foi apoiada na lateral do corpo-de-prova para permitir a aplicação da força de compressão lateral. Esta força foi aplicada por um atuador de 100 kN de capacidade e monitorada por uma célula de carga conectada ao sistema de aquisição de dados para garantir que não ocorressem variações significativas no valor dessa força. No topo do corpo-de-prova foi colocada uma placa de aço de 250 mm de comprimento, 160 mm de largura e 25,4 mm de espessura para distribuir de maneira uniforme a força aplicada pelo atuador da prensa.

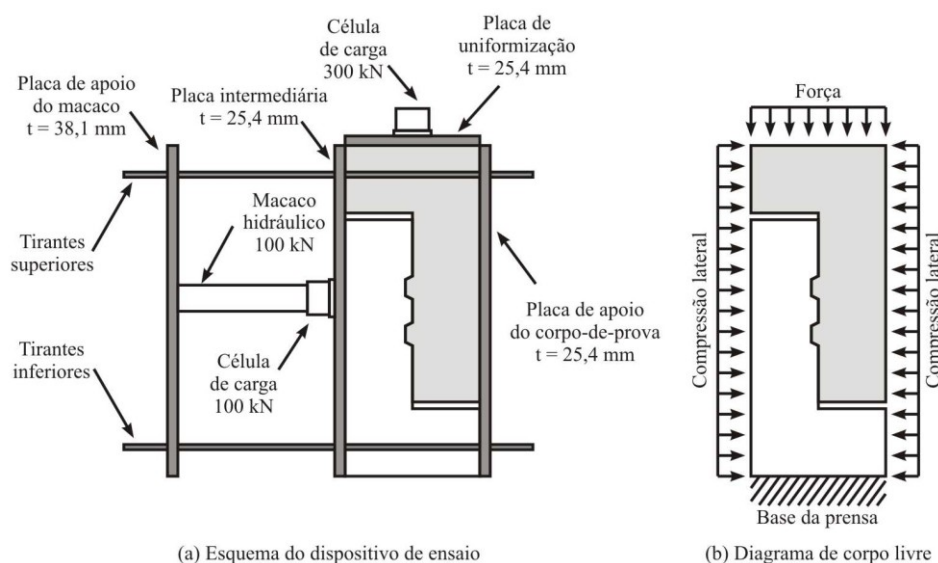


Figura 4.15 – Esquema de carregamento usado no ensaio de cisalhamento direto.

Uma vez montado o aparato de ensaio, os sensores foram instalados conforme indicações do item 4.4.2.2 e conectados ao sistema de aquisição de dados para a programação do ensaio. Em seguida, foi aplicada uma força de 5 kN para acomodar o corpo-de-prova e então teve início o ensaio, o qual foi realizado com controle de deslocamentos, sendo a taxa de aplicação do carregamento igual a 0,3 mm/min. Então, uma força de compressão lateral foi aplicada de forma crescente na placa intermediária até atingir o nível de compressão desejado; então a

força equivalente a essa compressão foi mantida aproximadamente constante no decorrer do ensaio.

Simultaneamente, uma força de compressão vertical foi aplicada no corpo-de-prova promovendo o deslizamento na interface e a formação de um plano preferencial de fratura na interface de ambos os concretos. O carregamento foi aplicado até a ruptura do corpo-de-prova. Dos ensaios de cisalhamento foram obtidas as curvas tensão de cisalhamento *versus* deslizamento na interface e tensão de compressão lateral *versus* deslocamento na interface. Esta última para verificar se as variações nos níveis de força foram ou não significativas. Durante o ensaio, foram feitos, ainda, esboços do panorama de fissuração, tendo sido marcados a trajetória da fissura e o valor da força que a causou.

4.5 Ensaios cíclicos em modelos cruciformes

Os modelos cruciformes utilizados nos ensaios dessa parte do programa experimental são modelos representativos de ligação, isto é, modelos que possuem a mesma tipologia e mecanismos resistentes que a ligação em estudo, não devendo esses modelos serem confundidos ou tratados como modelos reduzidos.

Foram produzidos dois modelos cruciformes, um monolítico (o modelo de referência) e outro de concreto pré-moldado, ambos em concreto de 40 MPa de resistência característica à compressão aos 28 dias.

A ligação se baseia no traspasse das armaduras positiva, negativa e armadura de pele para promover a continuidade das armaduras da viga. Para conseguir isto, foram colocadas luvas de aço nas armaduras de continuidade deixadas nos pilares. Essas luvas foram instaladas de modo que ficassem com as extremidades na face do pilar para permitir que as barras de traspasse dessas armaduras fossem rosqueadas. Depois disso, as barras de traspasse rosqueadas no pilar foram envolvidas pelos estribos da ligação, os quais foram posteriormente amarrados com arame recozido. Para executar a ligação, primeiramente as vigas foram movidas com auxílio de uma ponte rolante com 6 toneladas de capacidade para que suas armaduras salientes ficassem traspasadas pelas barras rosqueadas no pilar ao longo de um comprimento aproximado de 300 mm (15Ø). Então, as vigas foram apoiadas sobre cavaletes e alinhadas com as faces do pilar. Os estribos foram amarrados às barras longitudinais para finalizar a ligação.

Uma vez completada a ligação, foram instaladas placas de madeira que atuaram como fôrmas para a ligação durante a concretagem da mesma.

A ligação definitiva foi realizada por meio de concretagem para completar a seção transversal da viga. Para este fim, um concreto de 60 MPa de resistência média à compressão reforçado com 1,00% de fibras de aço (com relação de aspecto igual a 64 e 35 mm de comprimento) foi utilizado. Para garantir a transferência dos esforços de cisalhamento na interface do pilar com a viga na ligação definitiva, foram utilizadas chaves de cisalhamento de 43 mm de altura e 350 mm de largura. A Tabela 4.6 apresenta as variáveis analisadas nos ensaios com modelos cruciformes.

Tabela 4.6 – Ensaios estáticos, cíclicos e dinâmicos com modelos cruciformes: variáveis.

Modelo	Ligação	Fibras	Chave
Monolítico	Não	Não	Não
Concreto pré-moldado	Sim	Sim	Sim

4.5.1 Geometria

Os modelos produzidos apresentavam formato cruciforme cuja geometria foi definida a partir do projeto estrutural da casa de força da Usina Hidrelétrica de Manso, controlada por Furnas Centrais Elétricas, tendo sido escolhidas, para os elementos pré-moldados, as dimensões de uma viga contínua monolítica de ponte rolante e de um pilar central. As dimensões da viga e do pilar no projeto original foram reduzidas em uma escala de aproximadamente 1:3, sendo as dimensões reduzidas e adaptadas para as condições do laboratório mostradas na Figura 4.16, para o modelo monolítico, e Figura 4.17, para o modelo de concreto pré-moldado.

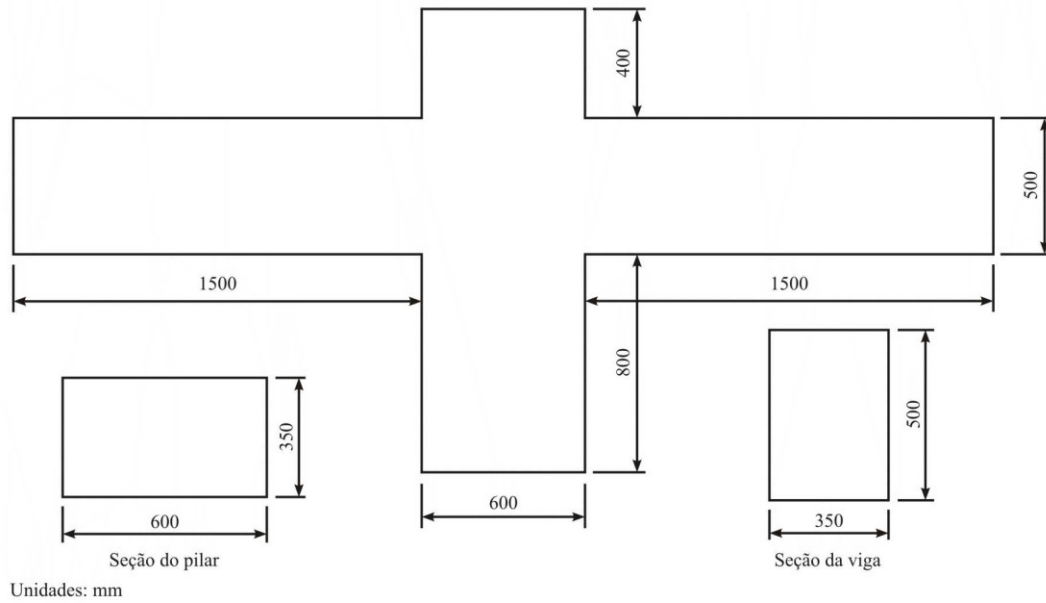


Figura 4.16 – Dimensões do modelo cruciforme monolítico.

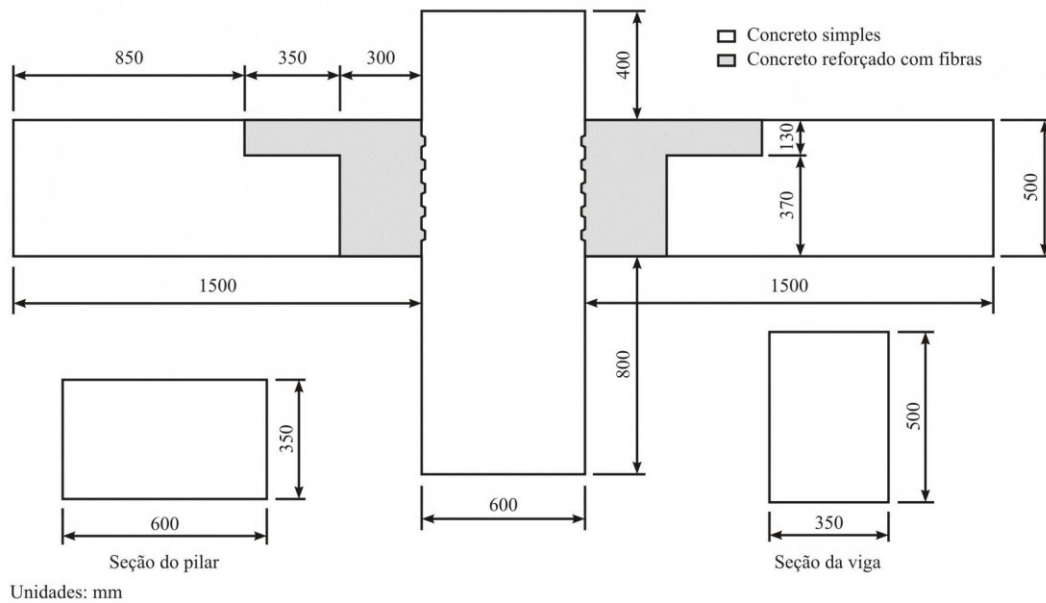


Figura 4.17 – Dimensões do modelo cruciforme com ligação viga-pilar.

O posicionamento das armaduras em uma seção de viga é apresentado na Figura 4.18, enquanto as armaduras que passam pela ligação têm suas posições indicadas na Figura 4.19. O detalhamento das armaduras do modelo monolítico é apresentado na Figura 4.20, enquanto o detalhamento das armaduras do modelo de concreto pré-moldado é apresentado na Figura 4.21.

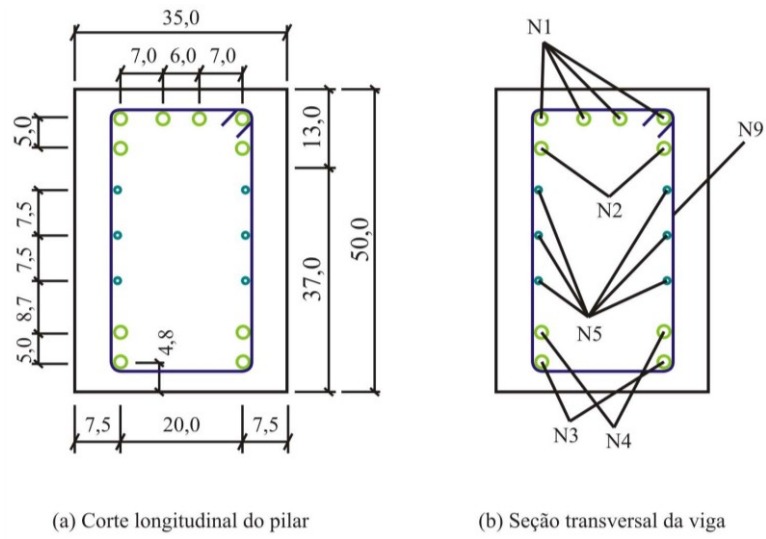


Figura 4.18 – Posição das armaduras em uma seção da viga.

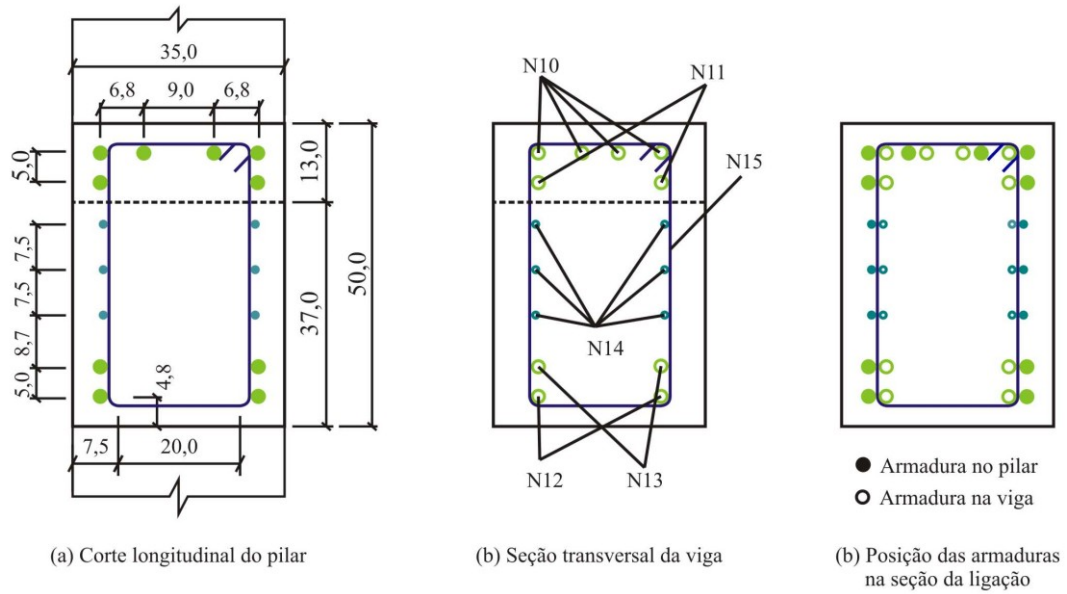


Figura 4.19 – Posição das armaduras em uma seção da ligação.

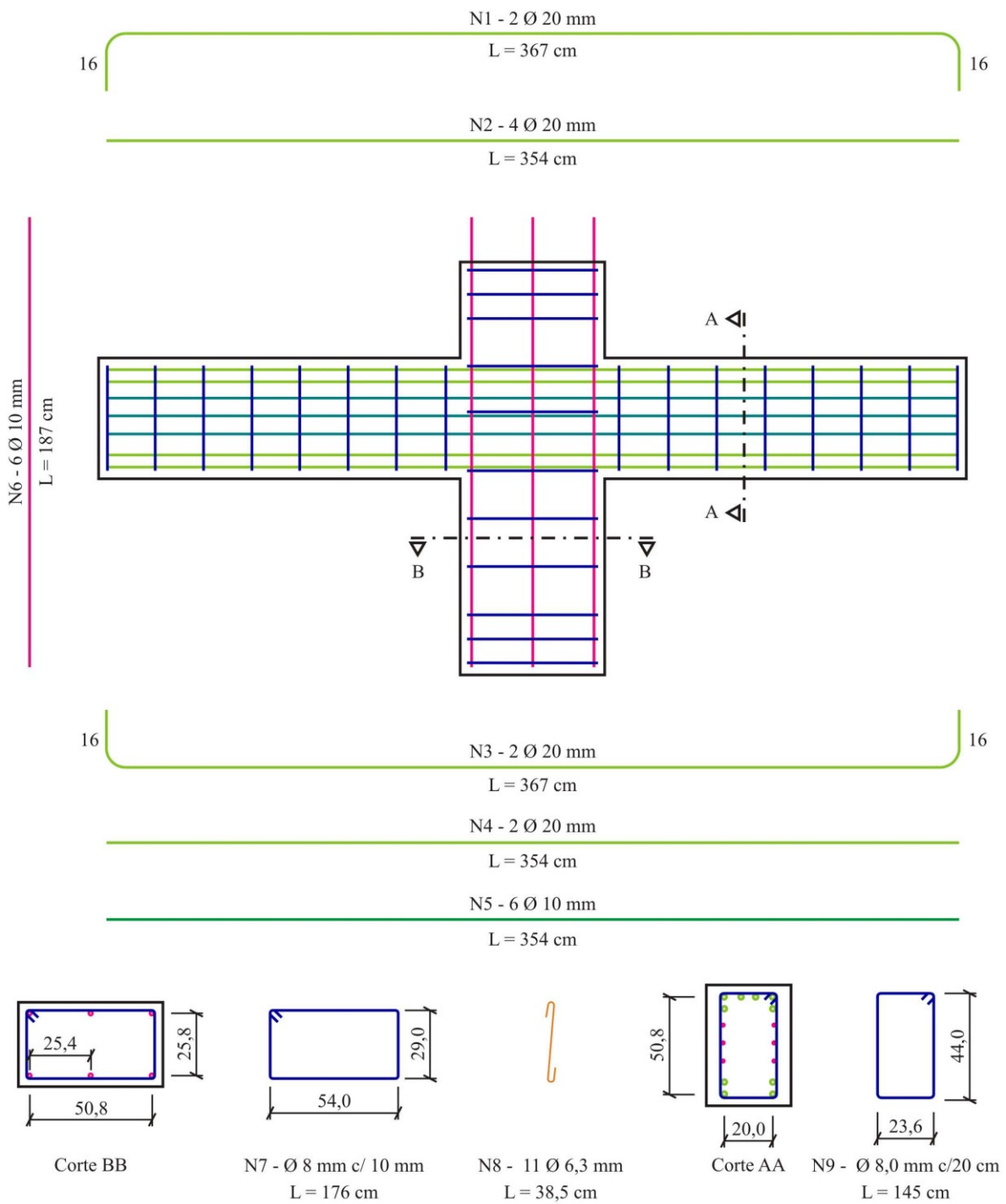


Figura 4.20 – Armaduras do modelo monolítico.

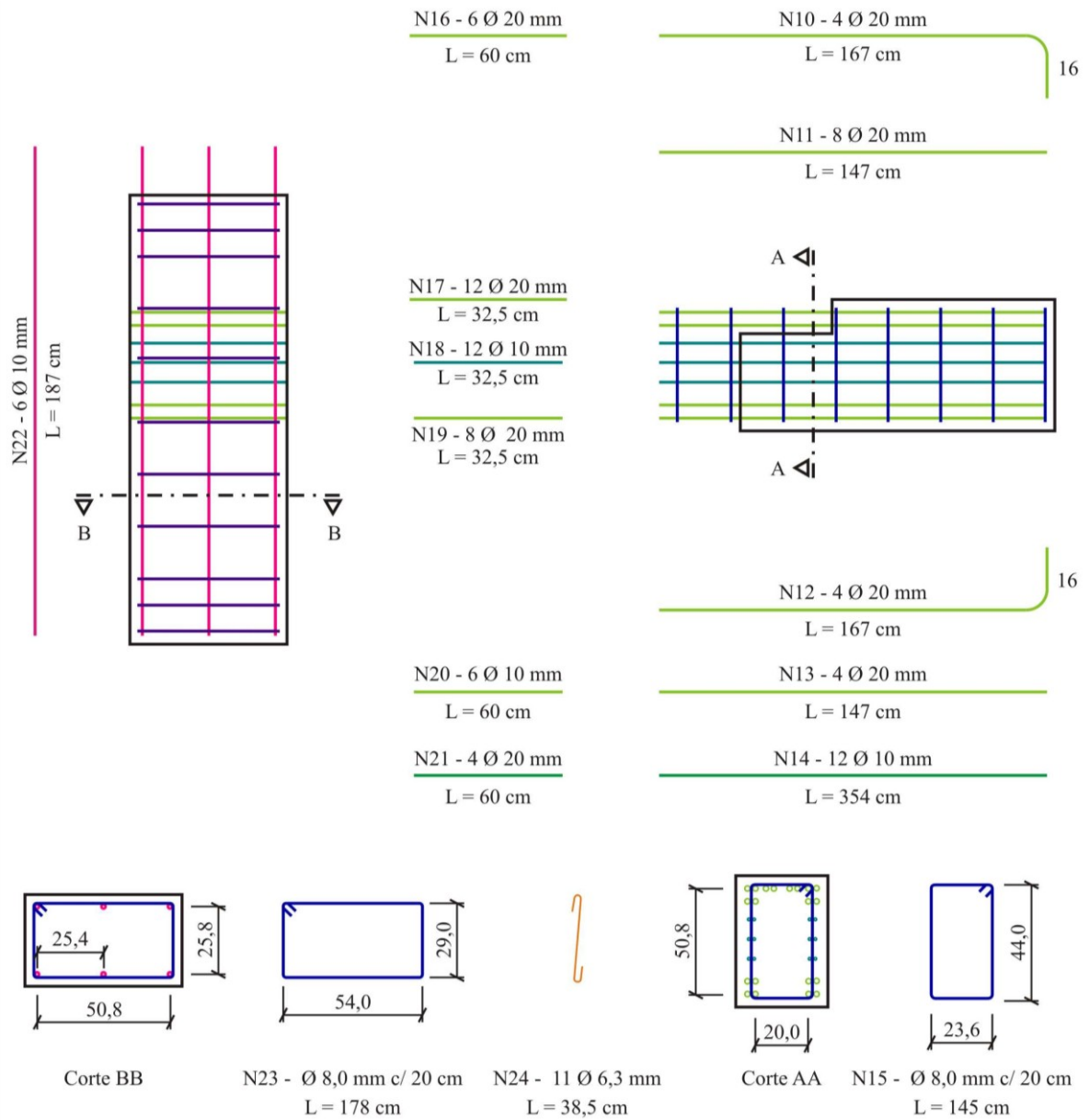


Figura 4.21 – Armaduras do modelo de concreto pré-moldado.



(a) Armaduras dentro das fôrmas dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado



(b) Aspecto da parte da armadura longitudinal saliente.



(c) Armadura do modelo de concreto pré-moldado na região chaveada.



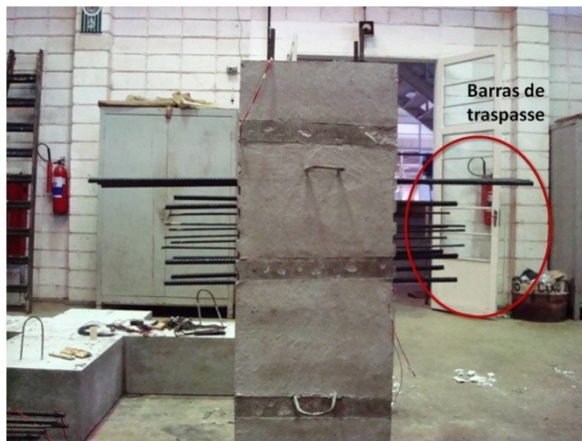
(d) Detalhe da vedação da armadura de continuidade e das luvas de aço.

Figura 4.22 – Detalhes das armaduras do modelo cruciforme.

4.5.2 Sequência de montagem da ligação

Para a execução da ligação, foi definida a seguinte sequência de montagem:

- 1) Instalação das barras das emendas das armaduras positiva, negativa e da armadura de pele por meio de rosqueamento dessas barras nas luvas previamente deixadas nas barras das armaduras de continuidade que atravessam o pilar (Figura 4.23a);
- 2) Instalação da viga no pilar e colocação dos estribos da ligação (Figura 4.23b e Figura 4.23c);
- 3) Instalação e vedação da fôrma na região da ligação (Figura 4.23d);
- 4) Concretagem da ligação com concreto com fibras e adensamento (Figura 4.23e);
- 5) Regularização da superfície (Figura 4.23f).



(a) Instalação das barras de traspasse



(b) Posicionamento dos elementos pré-moldados



(c) Instalação dos estribos na região da ligação



(d) Instalação das fôrmas



(e) Concretagem e adensamento



(f) Regularização da superfície

Figura 4.23 – Detalhes das armaduras do modelo cruciforme.

4.5.3 Instrumentação

A instrumentação dos modelos (monolítico e com ligação), mostrada na Figura 4.24, é composta de extensômetros para medição das deformações nas armaduras, transdutores e

relógios comparadores para medição de deslocamentos verticais e horizontais do modelo cruciforme.

Ainda, um atuador servo-hidráulico com capacidade para 500 kN foi utilizado para aplicar o carregamento cíclico no topo do pilar (Figura 4.25a). Em virtude da alta resistência da ligação em relação à capacidade máxima do atuador, foram utilizadas duas células de carga e dois macacos hidráulicos de 500 kN de capacidade para romper o modelo e determinar essa resistência (Figura 4.25b). Além desses sensores, uma bomba com dois cabos de alimentação foi usada para bombear a mesma quantidade de óleo para os macacos hidráulicos simultaneamente (Figura 4.25c).

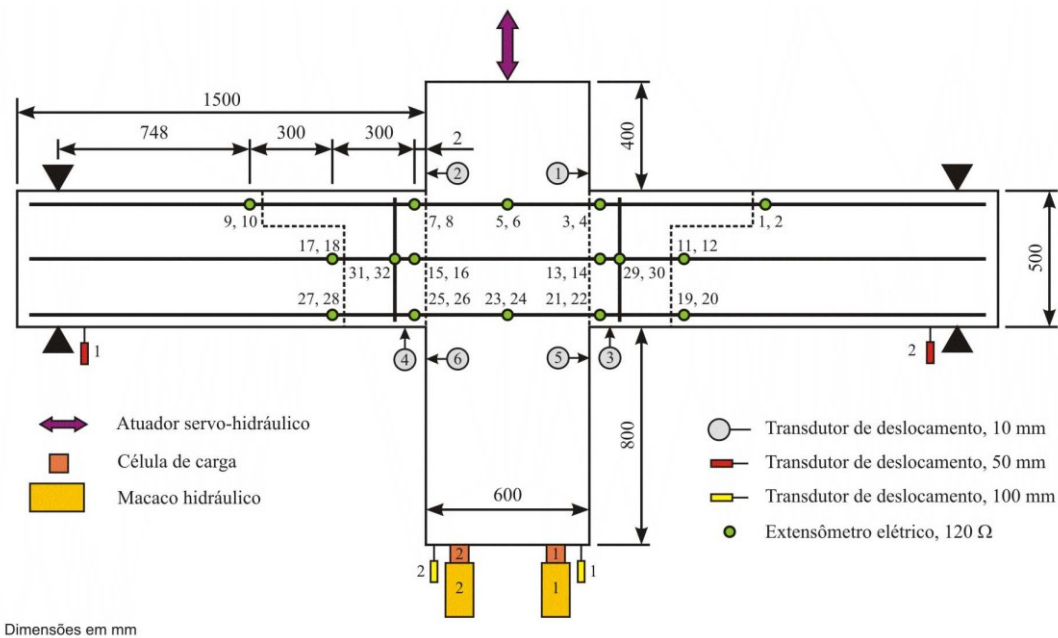


Figura 4.24 – Instrumentação das armaduras dos modelos.



(a) Atuador servo-hidráulico



(b) Macacos hidráulicos e células de carga



(c) Compressor

Figura 4.25 – Dispositivos de aplicação de carregamento.

4.5.4 Ensaios cíclicos

Nesses ensaios, o carregamento foi aplicado no topo do pilar com reversão do sinal para solicitar a ligação aos momentos fletores positivo e negativo. Antes do início da aplicação do carregamento, uma força de ± 43 kN foi aplicada para escorvamento. A aplicação do carregamento cíclico foi feita em cinco níveis de força divididos em 10 ciclos cada um. É importante ressaltar que a avaliação do modelo sob carregamentos cíclicos foi feita para níveis de força típicos da estrutura em serviço, uma vez que o atuador disponível no laboratório da EESC-USP não possui capacidade para romper os modelos. Assim, a resistência da ligação foi obtida com o auxílio dos macacos hidráulicos mostrados na Figura 4.25b.

A princípio, o plano de carregamento adotado seria o mesmo para os dois modelos. Entretanto, no ensaio do modelo de concreto pré-moldado, no primeiro ciclo do quarto nível de força (± 344 kN) ocorreu a ruptura da ligação quando esta foi solicitada por momento fletor

positivo. Dessa forma, o plano de carregamento adotado no ensaio do modelo monolítico foi adaptado para que o ensaio do modelo de concreto pré-moldado pudesse continuar até que a ligação rompesse por momento fletor negativo. O plano de carregamento utilizado nos ensaios dos modelos monolítico e com ligação são apresentados na Figura 4.26. Já o esquema geral de ensaio cíclico em modelos cruciformes é apresentado na Figura 4.27.

No primeiro ciclo de cada nível de força a velocidade de aplicação do carregamento foi igual a 0,05 mm/s e nos nove ciclos restantes, essa velocidade foi elevada para 0,10 mm/s. A menor velocidade no primeiro ciclo de cada nível de carregamento visa melhorar a precisão da medida de força obtida no ensaio, uma vez que a fissuração correspondente a cada nível de carregamento surge preferencialmente no primeiro ciclo. Durante o ensaio, foram marcadas as fissuras e a estas foi associado o valor do nível de força no qual elas se tornaram visíveis.

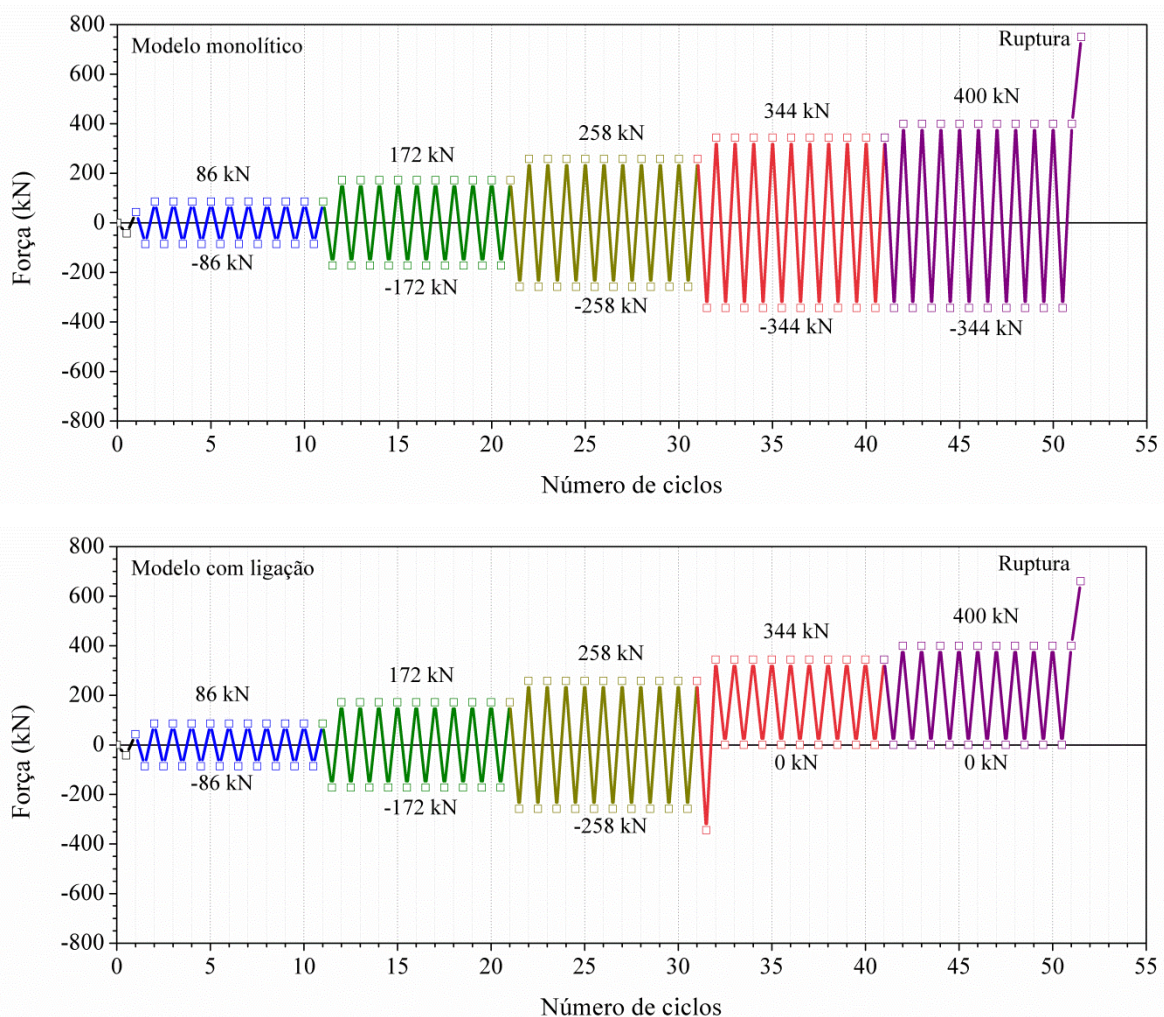


Figura 4.26 – Plano de carregamento para os modelos monolítico e com ligação.



Figura 4.27 – Esquema de ensaios cíclicos em modelos cruciformes.

4.6 Ensaios com carregamento dinâmico

A resposta dinâmica dos modelos cruciformes foi medida em três situações: a) modelo íntegro (antes do ensaio cíclico); b) modelo fraturado (logo após o ensaio cíclico) e c) modelo rompido (logo após a ruptura da ligação). A realização desses ensaios nas três condições mencionadas tinha o objetivo de verificar como o coeficiente de amortecimento e a frequência do primeiro modo de vibração eram influenciados pela fissuração.

Esse tipo de ensaio apresenta como principais vantagens a facilidade de execução e a repetibilidade, pois se trata de ensaio não destrutivo. Entretanto, apresenta algumas dificuldades como, por exemplo, a necessidade de equipamentos muito específicos e ainda não disponíveis na maioria dos laboratórios (acelerômetros, *shakers*, martelos de impacto, atuadores dinâmicos, etc), e o estabelecimento das condições de contorno mais adequadas, que muitas vezes inviabiliza o ensaio devido à impossibilidade de compatibilizar as dimensões dos modelos com a capacidade dos equipamentos disponíveis no laboratório.

Naturalmente, a ausência total de vinculação e o engastamento do pilar são as condições de contorno mais eficientes. Entretanto, a viabilidade da primeira depende da massa e das dimensões do modelo, bem como da disponibilidade de um sistema de apoio apropriado (molas suficientemente rígidas para suportar todo o peso do modelo e ainda permitir o movimento vibratório), enquanto o segundo é pouco viável em função das dificuldades de se estabelecer um engaste eficiente. Assim, a condição de contorno escolhida para a realização do ensaio foi aquela na qual o modelo se encontrava apoiado apenas pelas vigas em pontos distantes 150 mm das extremidades destas, estando posicionado fora do pórtico de reação de

modo a eliminar o efeito da inércia do pórtico na resposta dinâmica dos modelos ensaiados (ver Figura 4.28). Essas condições de contorno foram empregadas tanto para o modelo monolítico quanto para o modelo de concreto pré-moldado, nas três situações de ensaio (modelo íntegro, modelo fraturado, modelo rompido). Nessa condição de contorno, o modelo cruciforme pode ser tratado como uma viga simplesmente apoiada com uma massa concentrada no meio do vão. Desse modo, a frequência de vibração do modelo (em Hz) pode ser estimada pela equação (4.3), na qual EI corresponde à rigidez à flexão da seção transversal da viga, m à massa do modelo e L ao comprimento da viga.



(a) Modelo montado fora do pórtico de reação



(b) Apoio do modelo no ensaio dinâmico

Figura 4.28 – Condições de contorno do ensaio dinâmico.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{48EI}{mL^3}} \quad (4.3)$$

Cabe ressaltar que nos ensaios dinâmicos com o modelo fraturado havia uma massa acoplada no topo do pilar, assim como também havia transdutores, relógios comparadores e cabos conectados ao modelo, uma vez que a ruptura da ligação ainda não havia sido realizada e a instrumentação externa não poderia ser removida antes do término do ensaio. Naturalmente, essas massas adicionais modificam a frequência e o coeficiente de amortecimento do sistema. No entanto, a razão entre a soma dessas massas e a massa total do modelo é muito pequena, o que permite desprezar quaisquer efeitos provocados por elas.

Nesse ensaio, a vibração foi induzida por um “*shaker*” B&K com capacidade de excitação de 3000 Hz (ver Figura 4.29) e medida por uma célula de carga piezoelétrica Endevco de 178 N (40 lbf) de capacidade acoplada por meio de uma base magnética a uma placa de aço fixada

no topo do pilar. A excitação foi aplicada na direção vertical e no topo do pilar para induzir o modelo a vibrar somente em modos flexionais. A resposta do modelo foi medida por um acelerômetro piezoelétrico de base magnética com sensibilidade de 104 mV/g também fixado sobre placas de aço. A aquisição dos sinais foi realizada com o auxílio do sistema ACE da Dataphysics e de uma placa PCMCIA, e os sinais foram processados pelo programa SignalCalc. O ensaio foi realizado para os modelos monolítico e pré-moldado íntegros, fraturados e após ruptura.



(a) “Shaker”



(b) Célula de carga

Figura 4.29 – Equipamentos usados no ensaio: a) “shaker” e b) célula de carga.

O modelo foi excitado por um sinal pseudo-aleatório com aquisição de frequências abaixo de 250 Hz e uma janela tipo Hanning para separar o sinal de interesse das fontes externas de interferência.

Durante a aquisição, o SignalCalc capta o sinal do acelerômetro e do martelo de impacto e determina uma função de resposta em frequência (FRF), que nada mais é que a divisão da excitação (sinal de entrada) pela resposta da estrutura (sinal de saída). Uma vez conhecida a FRF, basta utilizar algum método de determinação do coeficiente de amortecimento para obtê-lo. Neste trabalho foi utilizado o método da meia potência (Figura 4.30), segundo o qual o coeficiente de amortecimento é dado pela Equação (4.4), na qual ξ é o coeficiente de amortecimento, $\Delta\omega$ é a diferença entre frequências com amplitudes divididas por $\sqrt{2}$ medidas antes e depois dos picos ressonantes e ω_R é a frequência de ressonância.

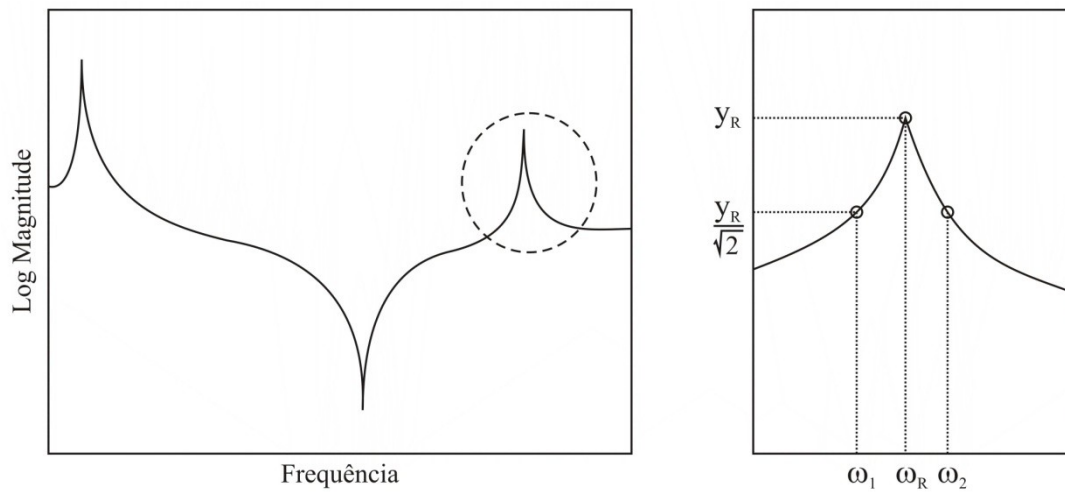


Figura 4.30 – Método de determinação do coeficiente de amortecimento

$$\xi = \frac{\Delta\omega}{2\omega_R} \quad (4.4)$$

Nesse ensaio, em virtude da pequena massa do martelo de impacto, é necessário evitar o repique, isto é, um golpe de martelo posterior ao primeiro golpe, embora de menor intensidade, mas que interfere na qualidade do sinal coletado e reduz a precisão da avaliação, pois é tratado como um sinal comum pelo sistema de aquisição de dados e por isso considerado no cálculo do sinal médio.

5 Análise dos resultados dos ensaios de caracterização

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização do aço e dos concretos com e sem fibras.

5.1 Ensaio de caracterização do aço

Para a caracterização do aço foram realizados ensaios de ruptura à tração em máquina universal com capacidade de 100 toneladas (na tração e na compressão) seguindo a NBR ISO 6892 (ABNT, 2002). Desse ensaio, foram obtidas as características geométricas (ver Tabela 5.1) e mecânicas (Tabela 5.2) dos aços utilizados na montagem das armaduras dos corpos-de-prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto e tração direta. O módulo de elasticidade do aço não foi determinado no ensaio e, por esse motivo, será admitido igual a 210 GPa.

Tabela 5.1 – Características geométricas do aço empregado na confecção das armaduras dos corpos-de-prova usados nos ensaios de cisalhamento e tração direta.

CP	Massa (g)	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)		Massa linear (kg/m)	Seção (mm ²)
			Nominal	Medido		
1	123,8	504		6,31	0,246	31,29
2	123,5	505	6,30	6,30	0,245	31,15
3	123,7	505		6,30	0,245	31,20
1	486,3	503		12,52	0,967	123,16
2	486,1	505	12,50	12,50	0,963	122,62
3	487,5	504		12,53	0,967	123,22

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do aço empregado na confecção das armaduras dos corpos-de-prova usados nos ensaios de cisalhamento e tração direta.

CP	Ø (mm)	Escoamento (f_{ym})		Ruptura (f_{yu})		f_{yu}/f_{ym}	Alongamento pós-ruptura (mm)		
		Força (kN)	Tensão (MPa)	Força (kN)	Tensão (MPa)		Inicial	Final	%
1	6,3	18,31	585	21,84	698	1,19	63,0	74,4	18,1%
2		18,87	606	20,73	665	1,10	63,0	74,8	18,7%
3		18,57	595	20,53	658	1,11	63,0	78,0	23,8%
1	12,5	73,46	596	86,69	704	1,18	125,0	147,3	17,8%
2		74,36	606	87,19	711	1,17	125,0	147,0	17,6%
3		74,46	604	87,49	710	1,17	125,0	147,4	17,9%

Para os aços empregados na confecção das armaduras dos modelos cruciformes, as características geométricas e propriedades mecânicas são apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente.

A deformação correspondente ao início do escoamento das barras de aço não foi medida no ensaio. Desta forma, será considerado, para fins de análise, que o escoamento ocorre quando a deformação atinge o valor definido pela relação entre a tensão média de escoamento e o módulo de elasticidade admitido igual a 210 GPa.

Tabela 5.3 – Características geométricas dos aços empregados na confecção das armaduras dos modelos cruciformes.

CP	Massa (g)	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)		Massa linear (kg/m)	Seção (mm ²)
			Nominal	Medido		
1	343	900	8,0	7,86	0,381	48,55
2	343	900		7,86	0,381	48,55
3	343	900		7,86	0,381	48,55
1	538	896	10,0	9,87	0,600	76,49
2	538	897		9,86	0,600	76,40
3	538	896		9,87	0,600	76,49
1	838	900	12,5	12,29	0,931	118,61
2	838	900		12,29	0,931	118,61
3	837	900		12,28	0,930	118,47
1	1409	915	16,0	15,80	1,540	196,16
2	1421	920		15,83	1,545	196,76
3	1419	920		15,82	1,542	196,48
1	2192	900	20,0	19,88	2,436	310,26
2	2188	900		19,86	2,431	309,70
3	2198	902		19,88	2,437	310,42

Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas relativas ao escoamento dos aços empregados na confecção das armaduras dos modelos cruciformes.

Propriedade	Diâmetros (mm)				
	8,0	10,0	12,5	16,0	20,0
Força (kN)	27,47	48,83	76,23	117,27	176,48
	27,47	48,30	71,11	114,37	178,47
	28,77	48,38	71,42	113,99	176,87
Média (kN)	27,90	48,50	72,92	115,21	177,27
Tensão (MPa)	546,48	621,77	621,15	583,25	561,75
	546,48	614,96	579,49	568,83	568,09
	572,28	615,94	581,97	566,94	562,99
Média (MPa)	555,08	617,56	594,20	573,01	564,28
Deformação (‰) (início do escoamento)	2,78	3,31	3,07	2,98	2,87
	3,06	3,35	2,87	2,74	2,77
	2,99	3,10	2,94	2,96	2,99
Média (‰)	2,95	3,25	2,96	2,89	2,88

5.2 Ensaios de caracterização do concreto

Para caracterizar os concretos produzidos, foram determinadas as seguintes propriedades: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão, tenacidade e energia de fraturamento.

5.2.1 Resistência à compressão e curva tensão *versus* deformação

Na Tabela 5.5 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão simples realizados aos 28 dias em corpos-de-prova de concretos com e sem fibras.

Tabela 5.5 – Resistência à compressão.

Traço	Nº de CP's	V _f (%)	f _c * (MPa)	f _{cm} (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	Varição** (%)
M40	9	0,0	40	40,45	1,87	4,61	-
M60	21	0,0	60	59,83	7,09	11,85	-
CF1	29	1,0	60	69,97	4,85	6,93	16
CF2	27	2,0	60	68,13	7,02	10,31	13

*Valor alvo da resistência do concreto.

**Calculada em relação à média da matriz de referência.

Os resultados apresentados na Tabela 5.5 revelam que a adição de 1,0% de fibras proporcionou aumento de 16% na resistência à compressão do concreto. Para o concreto contendo 2,0% de fibras, o aumento na resistência foi de apenas 13%. Esses valores estão de

acordo com a variação dessa resistência relatada por Balaguru e Shah (1992), que é de $\pm 25\%$ para concretos contendo até 120 kg/m^3 de fibras, o que corresponde a uma fração volumétrica ligeiramente superior a 1,5%. Também, os resultados de Song e Hwang (2004), Mohammadi *et al.* (2008) confirmam os resultados apresentados neste trabalho. Observa-se, ainda, uma redução de aproximadamente 3% no valor da resistência média à compressão dos concretos contendo 2% de fibras, que parece estar relacionada à variabilidade inerente ao próprio material, visto que os coeficientes de variação observados para os concretos contendo 1% e 2% de fibras foram elevados.

Observa-se ainda que a diferença entre as resistências médias à compressão dos concretos contendo 1,0% e 2,0% de fibras foi de apenas 1,84 MPa, o que sugere a similaridade entre as resistências obtidas para esses dois concretos, uma vez que essa diferença é inferior ao desvio padrão encontrado para os concretos contendo essas quantidades de fibras. Ainda, a similaridade dos valores do coeficiente de variação sugere não ter havido qualquer influência significativa além daquela inerente ao próprio material.

Para verificar se de fato as resistências à compressão dos concretos contendo 1% e 2% de fibras foram semelhantes, duas análises de variância com nível de significância de 5% foram realizadas com os seguintes objetivos: a) verificar se a resistência à compressão do concreto foi influenciada pela adição de fibras e, b) verificar se ocorreu variação significativa da resistência com o volume de fibras. Na primeira dessas análises de variância, foram incluídos os resultados obtidos para o concreto enquanto na segunda análise, apenas os resultados obtidos para os concretos com fibras foram considerados. As análises de variância revelaram que a adição das fibras ao concreto influenciou significativamente a resistência à compressão e que o volume de fibras não influenciou significativamente os resultados, o que confirma a afirmação feita anteriormente a respeito da similaridade das resistências médias à compressão dos concretos com fibras. A Figura 5.1 ilustra essa afirmação. As análises de variância consideraram somente os resultados obtidos para o concreto com resistência à compressão de 60 MPa.

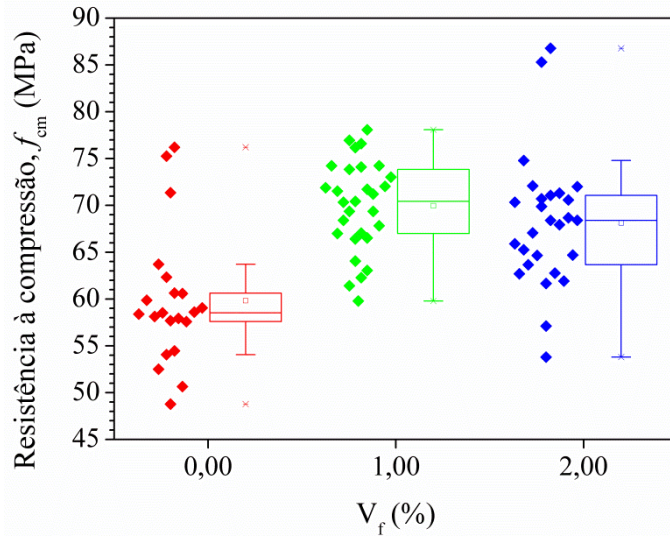


Figura 5.1 – Análise de variância da resistência à compressão.

Uma comparação dos resultados obtidos com modelos relatados na literatura é apresentada na Figura 5.2. Observa-se que o modelo de Padmarajaiah (1999) é aquele que melhor representa a variação da resistência à compressão em função do volume de fibras, uma vez que a equação parabólica obtida por regressão não linear (e indicada nessa figura) fornece valores semelhantes aos obtidos pelo modelo de Padmarajaiah (1999). Em contrapartida, o modelo de Thomas e Ramaswamy (2007) subestima a resistência à compressão.

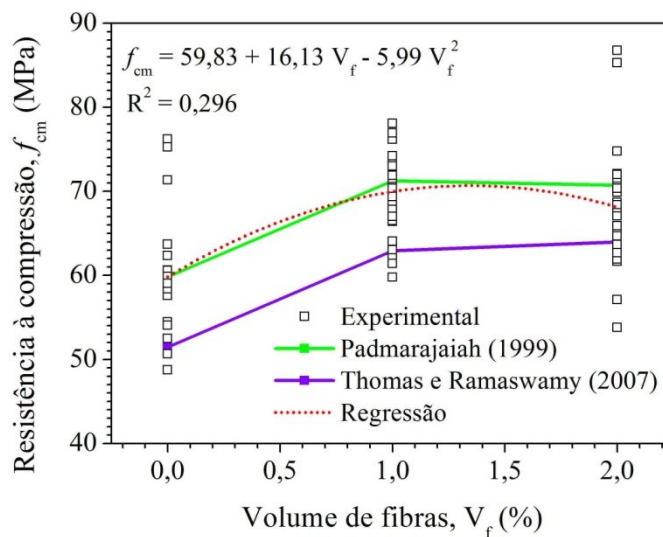


Figura 5.2 – Comparação da resistência à compressão com modelos da literatura.

O modelo aqui proposto, assim como os demais, serve apenas para estimar a resistência à compressão a partir de uma característica do concreto que não necessita de ensaios para ser

determinada. Vale lembrar ainda que a existência desse modelo não exclui a necessidade de realização de ensaios para verificação da resistência à compressão do material.

Ensaio de compressão com deslocamento controlado também foram realizados para determinar as curvas tensão *versus* deformação do concreto na compressão, as quais são apresentadas na Figura 5.3. Dessas curvas foram avaliadas a tensão de pico, a deformação de pico e a tenacidade relativa, visando determinar um modelo de previsão da curva tensão *versus* deformação a partir de propriedades do concreto que não necessitem de determinação experimental. Os resultados são apresentados e discutidos a seguir.

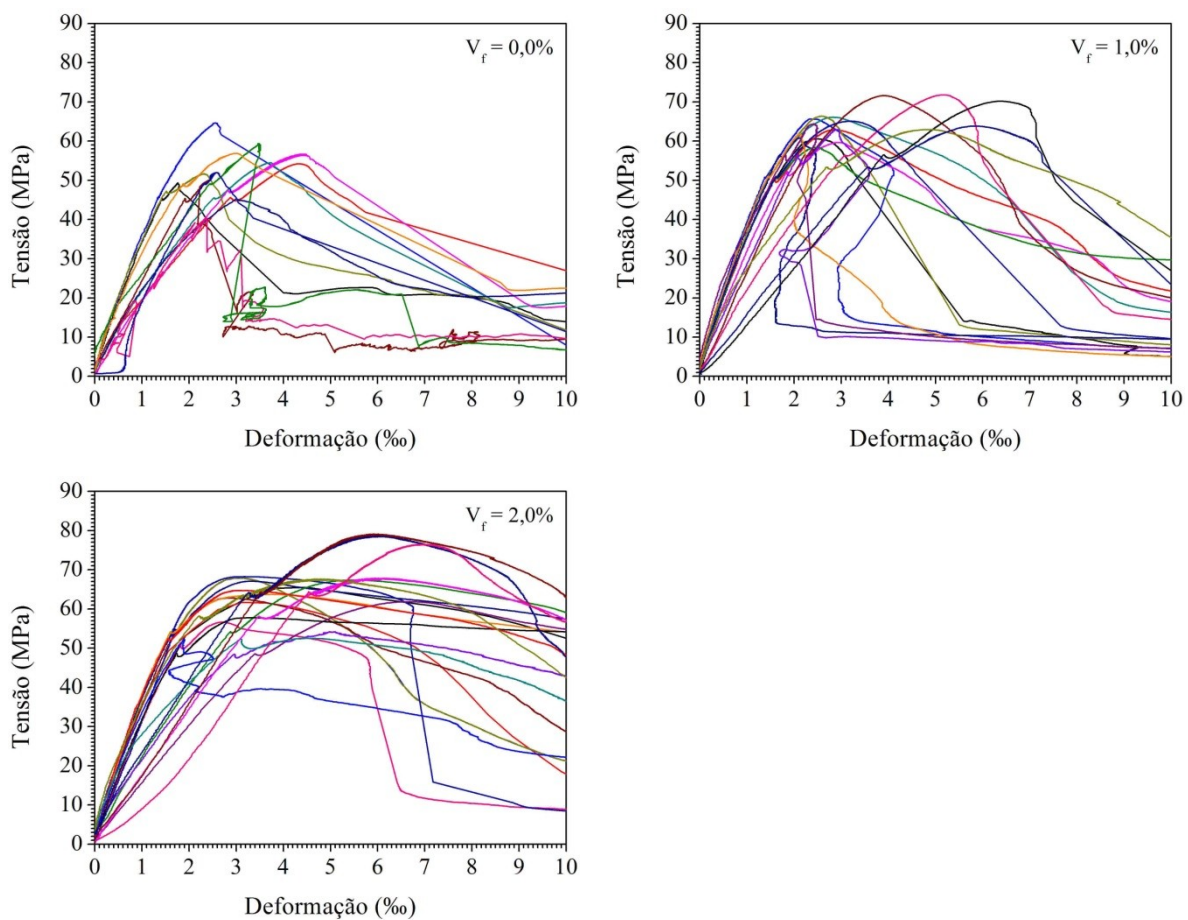


Figura 5.3 – Curvas tensão *versus* deformação do concreto na compressão.

O modelo analítico da curva tensão *versus* deformação fica definido se forem conhecidas as equações para calcular as coordenadas do ponto de máxima tensão e a inclinação do trecho elástico linear da curva e, de maneira complementar, uma avaliação da tenacidade relativa permite verificar se o modelo analítico é capaz de representar a energia liberada no processo de deformação do concreto.

Analisando a tensão de pico, observa-se que esta aumentou com o aumento da quantidade de fibras presentes na matriz. Enquanto para o concreto a tensão de pico variou de 45 MPa a 65 MPa, para o concreto contendo 1,0% de fibras esse intervalo foi ampliado para 60 MPa a 70 MPa e para o concreto contendo 2,0% de fibras o intervalo de variação dessa tensão foi ainda maior, de 50 MPa a 80 MPa. A maior variação nos valores da tensão de pico para os concretos contendo 2,0% de fibras pode estar relacionada à maior dificuldade na incorporação dessas quantidades de fibra ao concreto, em comparação com os concretos contendo 1,0% ou nenhuma fibra.

Contudo, não se utilizam no desenvolvimento de modelos analíticos da curva tensão *versus* deformação os valores da tensão de pico obtidos de ensaios de compressão com controle de deslocamentos, pois isso implicaria na necessidade de realizar esses ensaios, o que iria de encontro à principal vantagem desses modelos, que é a dispensa desses ensaios. Dessa forma, será informada no modelo o valor da resistência média à compressão.

Já é de conhecimento do meio técnico que o valor da tensão máxima medida no ensaio de compressão é fortemente dependente da taxa de aplicação do carregamento. Dessa forma, torna-se necessária a confirmação de que a resistência à compressão obtida dos ensaios de compressão simples são representativas da tensão de pico, medida nos ensaios de compressão com controle de deslocamentos. De fato, uma comparação realizada entre essas duas propriedades revelou que a tensão de pico foi 4% menor que a resistência à compressão, o que sugere que a resistência à compressão é representativa da tensão de pico no modelo analítico da curva tensão *versus* deformação que será oportunamente apresentado nesta tese.

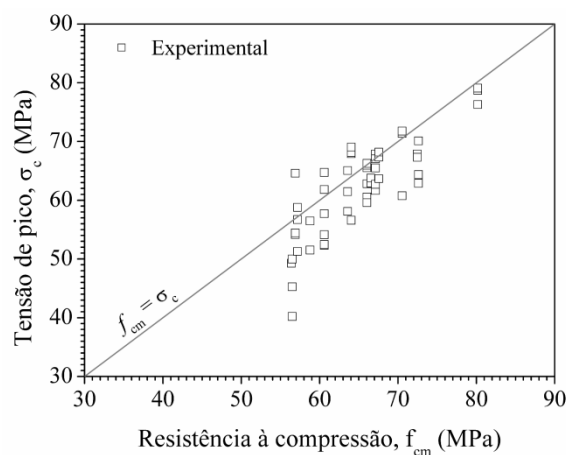


Figura 5.4 – Comparação entre a tensão de pico e a resistência à compressão.

Outra propriedade necessária no desenvolvimento de modelos analíticos da curva tensão *versus* deformação é a deformação de pico. De maneira geral, foi observado que enquanto para o concreto essa deformação foi inferior a 5,0‰, para os concretos contendo 1,0% e 2,0% de fibras, a deformação de pico foi menor que 7,5‰. Para os concretos produzidos durante o programa experimental desta tese, foi obtido por meio de regressão linear o modelo de previsão da deformação de pico a partir do volume de fibras indicado pela Equação (5.1).

$$\varepsilon_p = (0,00048 + 0,01886 V_f) \ln f_{cm} \quad (5.1)$$

O modelo desenvolvido nesta tese, descrito no Anexo 1, baseia-se no modelo de Carreira e Chu (1985), o qual é definido pela Equação (5.2).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p} \right)^\beta} \quad (5.2)$$

5.2.2 Módulo de elasticidade

Na Tabela 5.6 são apresentados os resultados dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade realizados aos 28 dias com corpos-de-prova de concreto com e sem fibras.

Uma comparação entre os módulos de elasticidade obtidos para os concretos dos traços M40 e M60 revela que os concretos do traço M60, cuja resistência à compressão era de 60 MPa, apresentaram módulo de elasticidade menor que o apresentado pelo concreto do traço M40. O concreto deste traço era usinado e foi empregado somente na moldagem dos modelos monolítico e pré-moldado. Como o módulo de elasticidade do concreto é fortemente dependente do módulo de elasticidade do agregado, é possível que na produção do concreto do traço M40 tenha sido empregado um agregado de módulo de elasticidade maior que o do agregado empregado na produção dos concretos do traço M60.

Os dados apresentados nessa tabela ainda indicam que a adição de 1% de fibras de aço ao concreto não aumentou o módulo de elasticidade do material. De fato, mesmo uma fração volumétrica de fibras igual a 2% não proporcionou variação considerável do módulo de elasticidade.

Tabela 5.6 – Módulo de elasticidade.

Traço	Nº de CP's	V _f (%)	f _{ck} * (MPa)	E _{cm} (GPa)	DP (MPa)	CV (%)	Varição** (%)
M40	3	0,0	40	37,66	5,03	13	-
M60	18	0,0	60	30,79	2,09	7	-
CF1	32	1,0	60	30,87	2,81	9	0
CF2	27	2,0	60	31,90	1,62	5	4

*Valor alvo da resistência do concreto.

**Calculada em relação à média da matriz de referência.

A Figura 5.5 mostra a relação entre o módulo de elasticidade e a raiz quadrada da resistência à compressão dos concretos estudados. A partir dos dados apresentados nessa figura, foi obtido por regressão linear um modelo de previsão dessa propriedade a partir da resistência à compressão do concreto dado pela Equação (5.3). O modelo obtido é semelhante ao modelo da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003), embora o coeficiente que multiplica a raiz quadrada da resistência à compressão, que é igual a 3874, seja menor que o do modelo da referida norma, que é 5600. A figura também apresenta os intervalos de confiança com nível de significância igual a 5%. Esses intervalos demonstram, apesar da forte correlação obtida, que podem ocorrer discrepâncias significativas entre os resultados obtidos em laboratório e os resultados previstos pelo modelo.

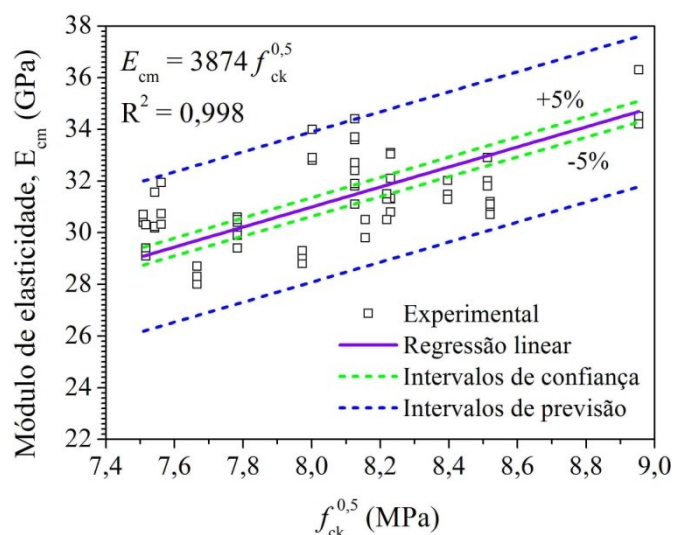


Figura 5.5 – Modelo de previsão do módulo de elasticidade.

$$E_{cm} = 3874 \sqrt{f_{cm}} \quad R^2 = 0,998 \quad (5.3)$$

O modelo da norma brasileira não é válido para os concretos produzidos e ensaiados no programa experimental deste trabalho, uma vez que o modelo da referida norma contempla apenas concretos com resistência à compressão inferior a 50 MPa sem reforço fibroso.

Uma comparação entre o modelo proposto nesta tese e outros modelos encontrados nas normas brasileira, americana e europeia é apresentada na Figura 5.6. Observa-se que o modelo proposto fornece valores bem inferiores àqueles obtidos pelos demais modelos, o que evidencia o caráter conservador deste modelo em comparação aos demais. Vale lembrar que a resistência máxima do concreto está limitada a 50 MPa na NBR 6118 (50 MPa) (ABNT, 2003), a 90 MPa no Eurocode 2 (CEN, 2002) e a 80 MPa no CEB MC 90 (CEB, 1993), não apresentando limitação segundo o ACI 318 (ACI, 2011). Dessa forma, a comparação apresentada aqui visa apenas avaliar o quão próximos (ou distantes) estão os valores de módulo de elasticidade fornecidos por cada modelo normativo em relação ao valor obtido pelo modelo proposto nesta tese.

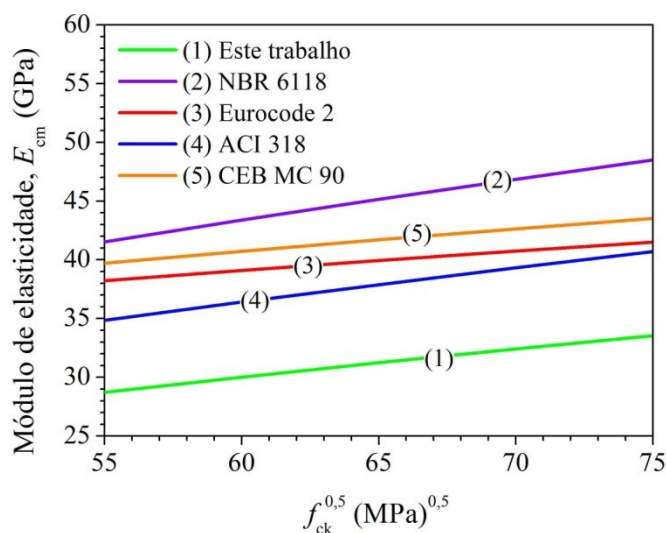


Figura 5.6 – Comparação do modelo proposto com modelos de normas.

As diferenças, no entanto, podem ser explicadas pelas próprias normas de projeto. Enquanto o ACI 318 relata que os valores médios experimentais podem variar de 120% a 80% do valor obtido pelo seu modelo, o Eurocode 2 sugere que o módulo de elasticidade seja reduzido em 10% ou 30%, quando o concreto for produzido com agregados de origem calcária ou arenítica, respectivamente, e aumentado em 20% quando for de origem basáltica. Nesse sentido, a NBR 6118 (ABNT, 2003) e o CEB MC 90 (CEN, 1990) não mencionam alterações no valor do módulo de elasticidade em função da natureza mineralógica dos agregados.

5.2.3 Resistência à tração por compressão diametral

Na Tabela 5.7 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados aos 28 dias com corpos-de-prova de concretos com e sem fibras.

Tabela 5.7 – Resistência à tração por compressão diametral.

Traço	Nº de CP's	V _f (%)	f _{ck} * (MPa)	f _{ctm,sp} (GPa)	DP (MPa)	CV (%)	Varição** (%)
M40	6	0,0	40	3,29	0,42	13	-
M60	18	0,0	60	5,68	0,57	10	-
CF1	32	1,0	60	8,04	1,04	13	+42%
CF2	27	2,0	60	10,83	0,99	9	+91%

*Calculada em relação à média da matriz de referência.

Analisando os resultados obtidos, observa-se que houve aumento da resistência à tração por compressão diametral de 47,98% para concreto com 1,00% de fibras e 88,17% para concreto com 2,00% de fibras. Balaguru e Shah (1992) comentam que para concretos com até 2,00% de fibras é possível aumentar a resistência à tração em até 100%, o que foi confirmado pelos resultados obtidos. Ainda, pode-se observar que a resistência à tração por compressão diametral do concreto com 2% de fibras aumentou em 35% se comparada à resistência à tração por compressão diametral do concreto com 1% de fibras.

Por outro lado, convém destacar que a metodologia do ensaio de compressão diametral para determinar a resistência à tração de maneira indireta favorece um aumento aparente dessa resistência que não corresponde à realidade. Nesse ensaio, o carregamento não é aplicado em uma linha, mas em uma faixa e, por esse motivo, os modos de ruptura de corpos-de-prova de concretos com e sem fibras são diferentes. Para o concreto simples, o modo de ruptura por compressão diametral é caracterizado por uma fissura única e aproximadamente reta que une as geratrizes por onde o carregamento é aplicado. Contudo, para o concreto com fibras, a fissura que tende a separar o corpo-de-prova em duas metades sofre desvios em sua trajetória e se ramifica. Desta forma, a área da fissura é maior que a utilizada no cálculo e, por esta razão, a resistência à tração obtida é maior.

A Figura 5.7 mostra a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e o volume de fibras. Dos dados apresentados nessa figura, foi obtido o modelo de previsão dessa resistência a partir do volume de fibras dado pela Equação (5.4). A análise da equação obtida

mostra que quando o volume de fibras é zero, o modelo conduz ao mesmo valor médio observado da resistência à tração por compressão diametral do concreto. Ainda, os intervalos de confiança com nível de significância igual a 5% estão bem aderidos à curva de regressão, o que reforça a representatividade do modelo em relação aos resultados obtidos em laboratório.

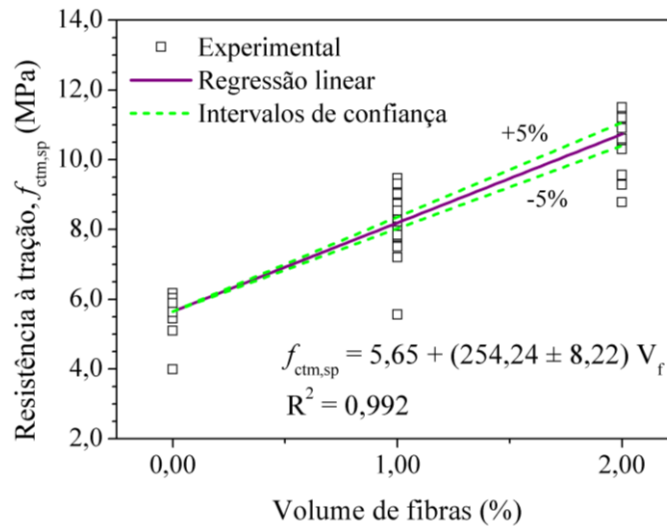


Figura 5.7 – Modelo de previsão da resistência à tração por compressão diametral.

$$f_{ctm,sp} = 5,65 + (254,24 \pm 8,22)V_f \quad R^2 = 0,992 \quad (5.4)$$

A Figura 5.8 compara o modelo proposto neste trabalho a outros modelos relatados na literatura técnica. Para estabelecer essa comparação, a resistência à tração foi relacionada ao índice de reforço, isto é, o produto do volume de fibras pelo fator de forma da fibra, pois isso permite comparar os resultados obtidos por modelos desenvolvidos para concretos com fibras de diferentes características. Observa-se dessa figura que o modelo proposto neste trabalho apresenta resultados semelhantes aos modelos propostos por Song e Hwang (2004) e Oliveira Jr. (2007) (ver equação (5.5)). Já o modelo proposto por Thomas e Ramaswamy (2007) subestima a resistência à tração em comparação com o modelo proposto neste trabalho.

$$f_{ctm,sp} = (4,35 \pm 0,27) + (3,63 \pm 0,41) \cdot I_R \quad (5.5)$$

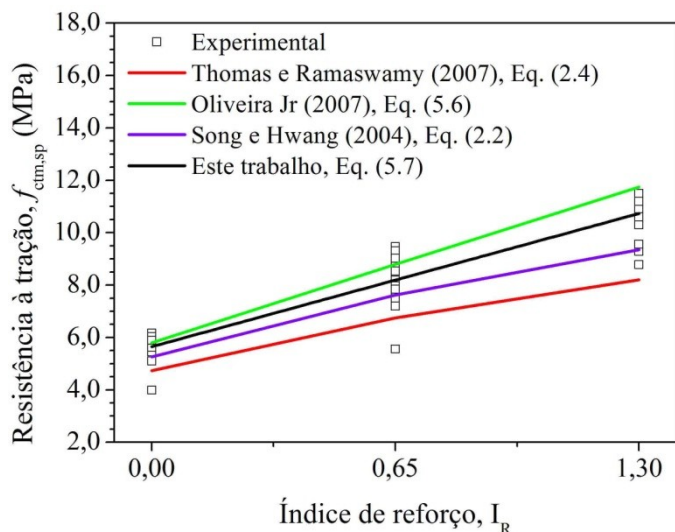


Figura 5.8 – Comparação entre o modelo proposto e outros modelos da literatura.

Análises de variância com nível de significância de 5% foram realizadas para verificar se a resistência à tração por compressão diametral do concreto foi influenciada pela adição de fibras e também se ocorreu variação significativa dessa resistência com o volume de fibras. Na primeira das análises de variância, foram incluídos os resultados obtidos para o concreto enquanto na segunda análise, apenas os resultados obtidos para os concretos com fibras foram considerados. As análises de variância revelaram que a adição das fibras ao concreto influenciou significativamente a resistência à tração por compressão diametral e que essa propriedade também foi significativamente influenciada pelo volume de fibras. A Figura 5.8 ilustra essa afirmação. As análises de variância levaram em consideração somente os resultados obtidos para o concreto com resistência à compressão de 60 MPa.

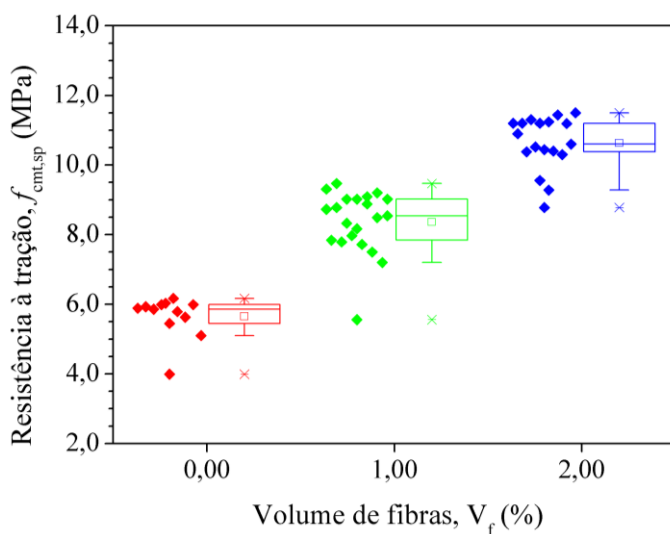


Figura 5.9 – Análise de variância da resistência à tração por compressão diametral.

5.2.4 Resistência à tração na flexão

Na Tabela 5.8 são apresentados os resultados dos ensaios de flexão realizados aos 28 dias com corpos-de-prova prismáticos de concreto com e sem fibras. É importante destacar que para os concretos sem reforço fibroso, a resistência à tração na flexão foi obtida de ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova com entalhe no meio do vão. Por outro lado, para os concretos com fibras essa propriedade foi determinada em ensaio de flexão em quatro pontos.

Tabela 5.8 – Resistência à tração na flexão.

Traço	Nº de CP's	V _f (%)	f _{ck} (MPa)	f _{ctm,f} (GPa)	DP (MPa)	CV (%)	Varição* (%)
M40	6	0,0	40	2,68	0,20	8	-
M60	3	0,0	60	2,25	0,20	9	-
CF1	26	1,0	60	9,95	1,37	14	-
CF2	22	2,0	60	12,57	2,07	16	+27%

* Calculada em relação à média do traço CF1.

Observa-se que os concretos contendo 2% de fibras apresentaram desvio padrão e coeficiente de variação superiores aos obtidos para o concreto contendo 1% de fibras. Isso pode ser explicado pela maior quantidade de fibras presente na matriz, o que implica em maior dificuldade de incorporação das fibras ao concreto.

Os resultados indicaram aumento de aproximadamente 20% na resistência à tração na flexão quando comparadas as resistências obtidas para os concretos com 1% e 2% de fibras. Essa variação sugere que a resistência à tração na flexão foi significativamente influenciada pelo volume de fibras, o que foi confirmado pela análise de variância (ver Figura 5.10).

A comparação entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à tração na flexão mostra aumentos ligeiramente diferentes nos valores dessas resistências, isto é, enquanto a resistência à tração por compressão diametral aumentou em 35%, a resistência à tração na flexão aumentou em 27%.

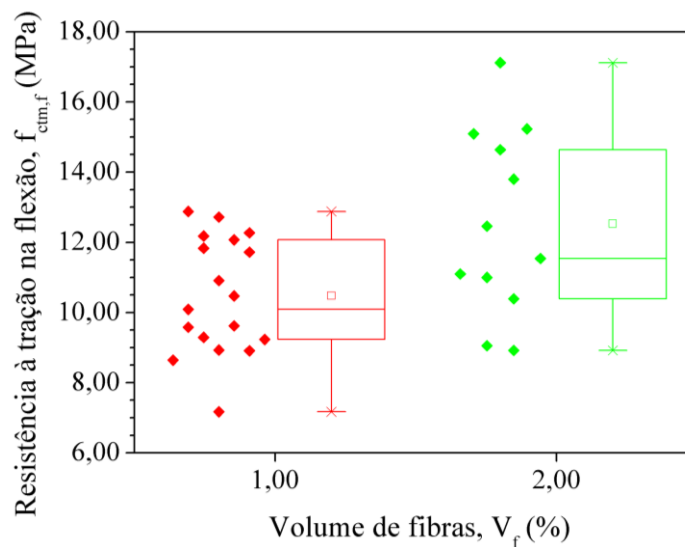


Figura 5.10 – Análise de variância da resistência à tração na flexão.

5.2.5 Tenacidade

Na Tabela 5.9 são apresentados os resultados dos ensaios de flexão em quatro pontos realizados aos 28 dias com corpos-de-prova de concretos com fibras para determinação do fator de tenacidade segundo a norma japonesa JSCE SF4 (JSCE, 1984)

Tabela 5.9 – Fator de tenacidade.

Traço	Nº de CP's	V_f (%)	f_{ck} (MPa)	FT (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	Varição** (%)
CF1	17	1,0	60	8,37	1,41	17	-25
CF1A*	9	1,0	60	5,89	1,08	18	-50
CF2	22	2,0	60	11,14	2,13	19	-

*Corpos-de-prova produzidos em moldes com maiores dimensões.

**Calculada em relação à média obtida para o traço CF2.

Os resultados mostram que o fator de tenacidade dos concretos dos traços CF1 e CF1A foram 25% e 50% menores que o fator de tenacidade dos concretos do traço CF2. Aqui cabe uma ressalva: os concretos dos traços CF1 e CF1A apresentam a mesma composição, mas os corpos-de-prova produzidos para os ensaios de flexão em quatro pontos usando o concreto do traço CF1A possuíam maiores dimensões (500 mm de comprimento, 150 mm de largura e 150 mm de altura) em comparação com os corpos-de-prova de concreto do traço CF1, cujas dimensões eram 400 mm de comprimento, 100 mm de largura e 100 mm de altura. A razão pela qual corpos-de-prova de maiores dimensões apresentam menores fatores de tenacidade pode ser o fato de o deslocamento até o qual se calcula a energia de deformação ser limitado a

um valor fixo, que depende do vão do corpo-de-prova, sendo maior para os corpos-de-prova de maior vão.

Os resultados obtidos dos ensaios de flexão em quatro pontos usando os corpos-de-prova produzidos com esses concretos evidenciam a ocorrência do efeito da escala. Além desse efeito, nos compósitos pode ocorrer orientação das fibras na matriz segundo uma direção preferencial. Se por um lado nos corpos-de-prova de menores dimensões as fibras tendem a se alinhar na matriz, naqueles de maiores dimensões as fibras tendem a assumir posições mais dispersas, o que diminui a eficiência do reforço fibroso. Entretanto, a tendência do alinhamento das fibras pode ser evitada se o comprimento das fibras for de duas a três vezes menor que a menor dimensão do corpo-de-prova. Desse modo, as fibras empregadas na produção dos concretos não apresentaram essa tendência, visto que a menor dimensão dos corpos-de-prova era 100 mm e as fibras possuem 35 mm de comprimento. Assim, o menor fator de tenacidade observado para os concretos do traço CF1A está associado apenas ao efeito da escala.

A Figura 5.11 mostra as curvas força *versus* deslocamento obtidas para os corpos-de-prova submetidos ao ensaio de flexão em quatro pontos. Nessa figura, o eixo das abscissas é limitado a 4 mm com o intuito de ampliar a escala das curvas e permitir uma avaliação mais adequada do comportamento pós-pico observado nos ensaios de flexão em quatro pontos. É importante ressaltar que o deslocamento máximo medido nesses ensaios foi superior a 4 mm. Contudo, os deslocamentos foram limitados a 10 mm em função do curso máximo dos transdutores utilizados, o que significa que nos ensaios o material não teve sua capacidade resistente esgotada.

Segundo a norma japonesa, o deslocamento limite para avaliação da tenacidade em compósitos é dado por $L/150$, em que L é a distância entre os apoios. Desse modo, para os corpos-de-prova dos traços CF1 e CF1A, os deslocamentos limites são 2 mm e 3 mm respectivamente. Nessas curvas, os trechos definidos entre o deslocamento de pico e o deslocamento limite mostram redução da capacidade resistente à medida que aumentam os deslocamentos. Essa redução foi bastante lenta para os corpos-de-prova de concreto com 1% de fibras, mas com comprimento de 400 mm. Já para os corpos-de-prova com comprimento de 500 mm e mesmo volume de fibras, essa redução foi mais rápida. Os concretos contendo 2% de fibras também apresentaram redução lenta da capacidade resistente com o aumento dos

deslocamentos, contudo, para estes concretos, o deslocamento de pico foi maior que o observado para os concretos contendo 1% de fibras.

A tensão máxima registrada nos ensaios para os concretos contendo 2% de fibras foi, em média, maior que a observada para os concretos contendo 1% de fibras, exceto para os corpos-de-prova com comprimento de 500 mm, para os quais a força de pico foi bastante superior. Isso ocorreu em função das dimensões do corpo-de-prova.

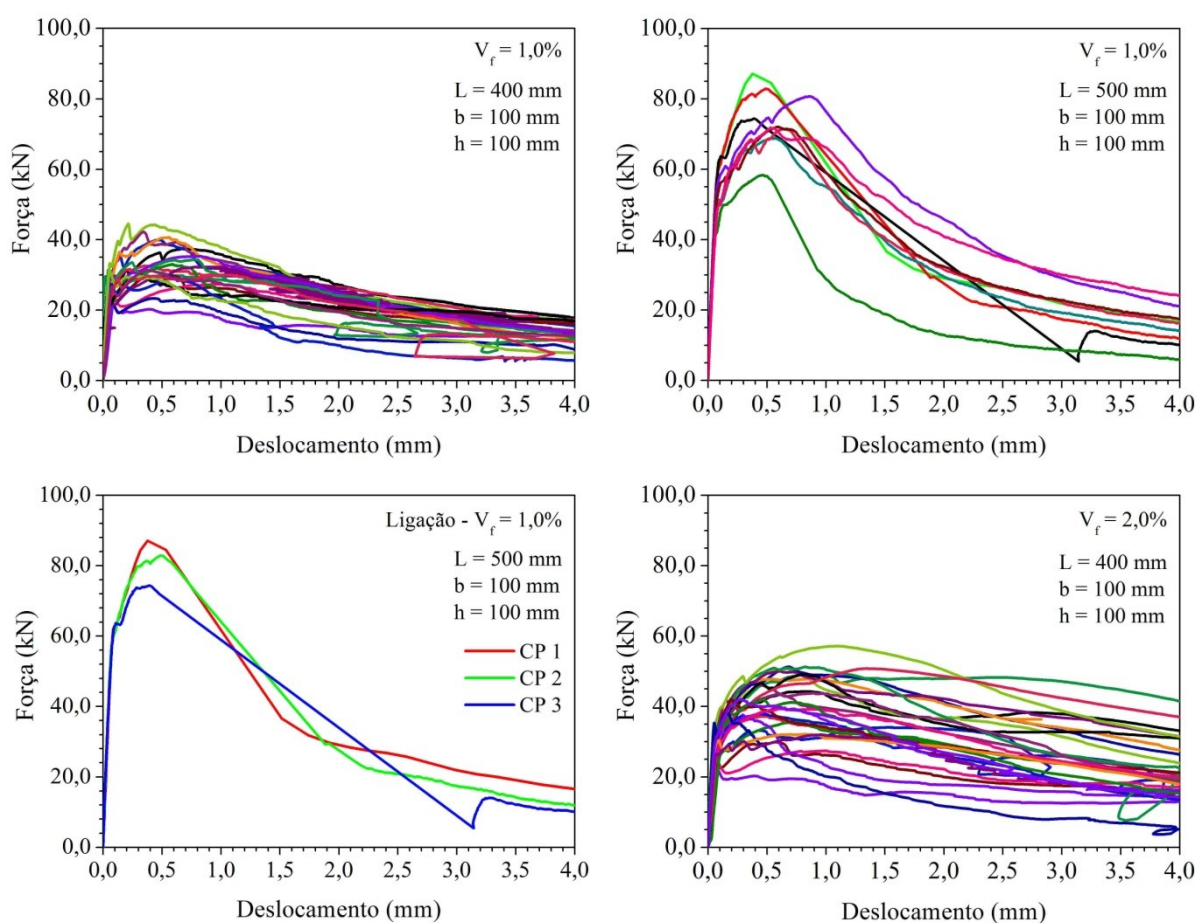


Figura 5.11 – Curvas força *versus* deslocamento do ensaio de flexão em quatro pontos.

5.2.6 Energia de fraturamento

A determinação experimental da energia de fraturamento foi feita apenas para o concreto, uma vez que nos corpos-de-prova moldados com esse tipo de concreto ocorre a formação de um único plano de fraturamento cuja área pode ser facilmente calculada. Já para os concretos com fibras, isso não ocorre, pois as fibras promovem a múltipla fissuração do material, causando a formação de mais de um plano de fraturamento, de modo que a área desses planos

é muito difícil de ser determinada. Para esse material, a energia de fraturamento foi obtida do modelo empírico proposto por Barros (1995).

A Figura 5.12 apresenta as curvas força *versus* CMOD (“*crack mouth opening displacement*”) para o concreto empregado na moldagem dos modelos monolítico e pré-moldado, as quais foram obtidas de ensaios de flexão em corpos-de-prova entalhados a meio vão. Para obter o CMOD, os ensaios foram realizados com controle da abertura do entalhe, conforme comentado no programa experimental desta tese. A área sob o trecho pós-pico da curva força *versus* CMOD corresponde à energia de fraturamento do material.

Desse modo, foi encontrada para o concreto uma energia de fraturamento média igual a $0,503 \text{ N.mm/mm}^2$ com desvio padrão de $0,055 \text{ N.mm/mm}^2$ e coeficiente de variação de 11%. Para o agregado graúdo utilizado neste trabalho, cuja dimensão máxima era de 19 mm, as dimensões do corpo-de-prova, segundo recomendação do RILEM TC 50 FMC (RILEM, 1985) seriam 1190 mm de comprimento, 100 mm de largura e 200 mm de altura. O elevado valor da energia de fraturamento pode ser explicado pela menor dimensão do entalhe em relação à recomendada pelo RILEM TC 50 FMC (RILEM, 1985), fato já constatado por outros pesquisadores (SHAH *et al.*, 1995).

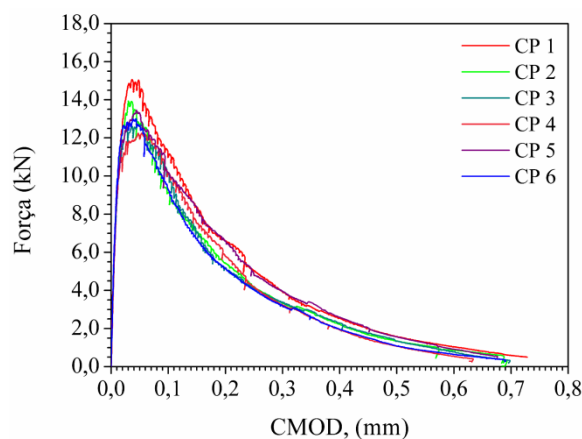


Figura 5.12 – Curvas força *versus* CMOD obtidas do ensaio de flexão em três pontos.

Segundo a recomendação do CEB MC 1990 (CEN, 1990), a energia de fraturamento é igual a $0,085 \text{ N.mm/mm}^2$ considerando que a dimensão máxima do agregado graúdo era 19 mm. Esse valor corresponde a apenas 17% do valor obtido experimentalmente e é provável que isso tenha ocorrido em função das menores dimensões do corpo-de-prova em relação às dimensões recomendadas pelo CEB MC 1990 (CEN, 1990), que originalmente foram propostas pelo RILEM TC 50-FMC (RILEM, 1985).

6 Análise dos resultados dos ensaios de mecanismos

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de mecanismos de transferência de esforços de tração em região de emenda de barras e de cisalhamento em interfaces de concretos com fibras de aço.

6.1 Ensaios de tração direta

Neste tópico são apresentados os resultados de seis ensaios de tração direta realizados em tirantes de concreto armado com quatro barras de aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro emendadas por traspasse na região central dos tirantes. As variáveis dos ensaios foram o comprimento de traspasse ($5\emptyset$, $15\emptyset$ e $30\emptyset$) e o volume de fibras (0,0% ou 1,0%).

6.1.1 Curvas tensão *versus* deformação

A Figura 6.2 apresenta as curvas tensão *versus* deformação obtidas dos ensaios de tração em tirantes de concreto armado, com e sem fibras de aço. Nessas curvas são apresentadas as deformações médias nas seções central (seção 1), à esquerda (seção 2) e à direita (seção 3) da emenda (ver Figura 6.1). Cada curva corresponde à média de dois extensômetros colados na mesma seção, mas em barras opostas.

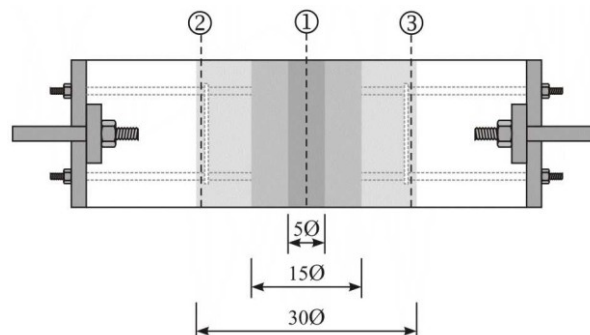


Figura 6.1 – Seções instrumentadas dos tirantes.

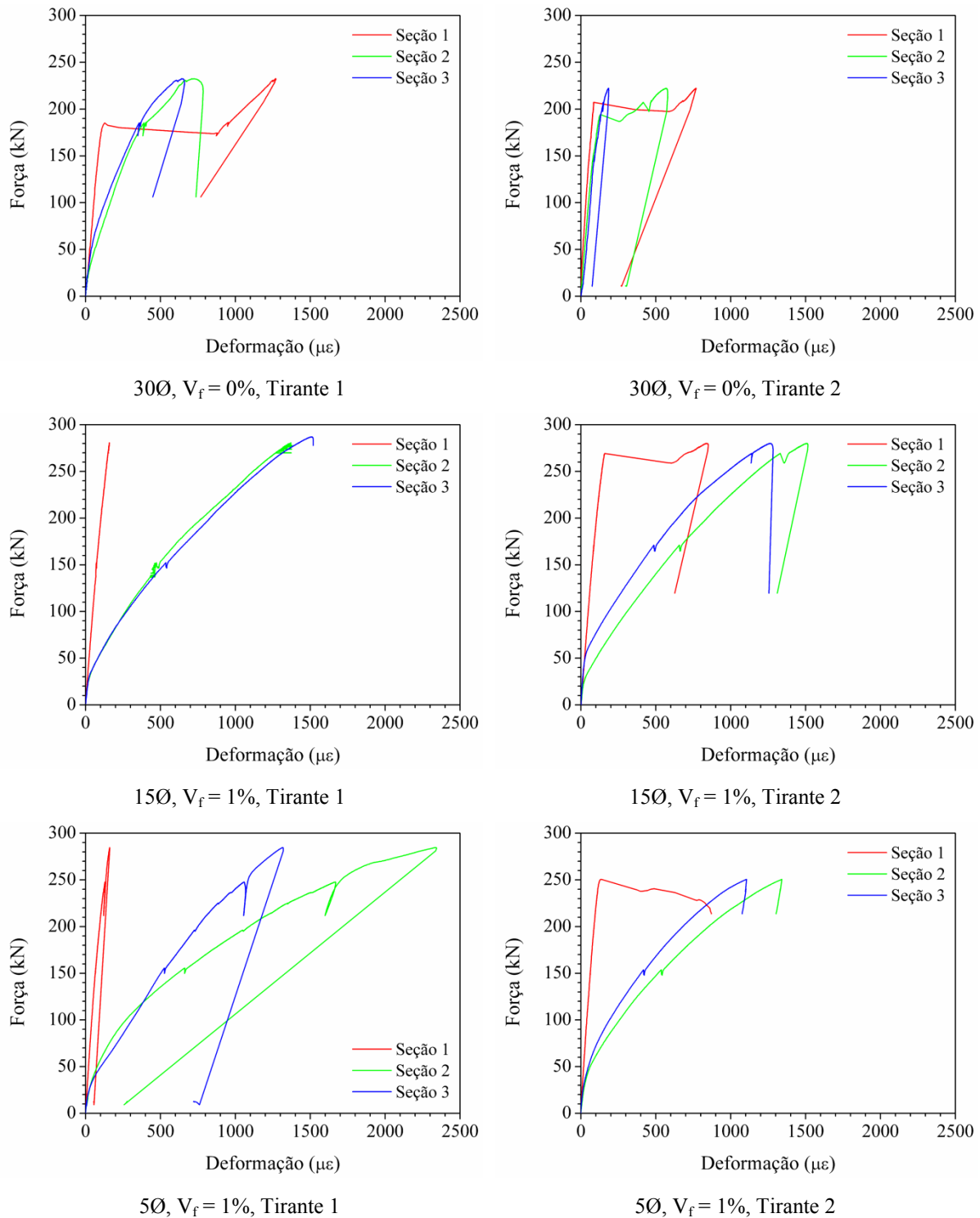


Figura 6.2 – Curvas tensão versus deformação dos tirantes.

Observa-se que para o tirante 1 de concreto sem fibras, com comprimento de traspasse de 30ϕ , as deformações nas seções fora da emenda foram semelhantes, mas bem diferentes das deformações na seção da emenda, o que já era esperado. Até uma força de aproximadamente 180 kN nesse tirante, as deformações na seção da emenda mantiveram-se consideravelmente menores que nas demais seções, em virtude da maior distância dessa seção às extremidades do

tirante. Contudo, a partir dessa força, as deformações na seção central da emenda aumentaram bruscamente devido à formação de uma fissura nas proximidades da seção central da emenda. Apesar do aparecimento de uma fissura, a armadura não atingiu o escoamento nas seções analisadas, visto que as deformações observadas foram menores que 2‰.

Em comparação com o tirante 2 com o mesmo comprimento de traspasse, foi observado um comportamento bastante diferente daquele obtido para o tirante 1, cujas deformações foram significativamente maiores que as encontradas para o tirante 2. Além disso, no tirante 2 é evidente a semelhança entre os valores de deformação medidos nas seções fora da emenda e ao centro dela. Além disso, assim como no tirante 1, ocorreu um aumento brusco da deformação medida na seção central da emenda do tirante 2, a qual está associada à formação de uma fissura próxima ao centro da emenda. Ainda, as pequenas deformações (menores que 2‰) obtidas no tirante 2, indicam, assim como no tirante 1, que não ocorreu escoamento das armaduras nas seções analisadas.

Os tirantes com comprimento de traspasse de 15Ø apresentaram deformações superiores às observadas nos tirantes com comprimento de traspasse de 30Ø. Isso ocorreu devido à presença das fibras no concreto. Além disso, as seções 2 e 3 estavam fora da região da emenda e por esse motivo, as deformações nessas seções são bem maiores que as deformações observadas na seção 1. A maior resistência à tração do concreto com fibras permitiu que maiores tensões fossem atingidas durante o ensaio em comparação com os tirantes de concreto sem fibras. Enquanto estes tirantes atingiram forças máximas da ordem de 230 kN (tirante 1) e 220 kN (tirante 2), os tirantes de concreto com fibras suportaram forças de 287 kN e 280 kN, respectivamente para os tirantes 1 e 2. Apesar das maiores forças, ainda assim as deformações não apontam a ocorrência de escoamento das armaduras nas seções analisadas, visto que tais deformações se mantiveram abaixo do limite acima do qual se considera que esse fenômeno ocorre. Ainda, no tirante 1 não foi notada nenhuma fissura visível, o que pode ser confirmado pelas curvas da Figura 6.2 referente a este tirante (a ausência de aumento brusco das deformações na seção da emenda reforça essa ideia). Contudo, no tirante 2, nas proximidades da seção central da emenda, surgiram fissuras na superfície do concreto.

Já para os tirantes com comprimento de traspasse de 5Ø, as deformações observadas no tirante 1 atingiram 2‰ somente na seção à esquerda da emenda. Não há indícios na curva força *versus* deformação desse tirante de que alguma fissura tenha se formado (e se tornado

visível), visto que não há nenhum aumento brusco das deformações na seção da emenda ou nas seções fora dela. Ao contrário, no tirante 2 com o mesmo comprimento de traspasse, a curva obtida com as deformações medidas na seção central da emenda evidencia a ocorrência de fissuras nesse tirante, embora não haja sinais na curva de que tenha ocorrido escoamento da armadura.

Uma comparação entre a força média aplicada em cada barra (obtida dividindo a força máxima pelo número de barras) e a força capaz de provocar o escoamento de uma barra isolada foi feita a fim de identificar a ocorrência de escoamento em seções diferentes daquelas cujas deformações foram medidas pelos extensômetros. Essa comparação revelou não ter havido escoamento em qualquer dos tirantes, visto que as forças médias por barra foram inferiores à força que provoca o escoamento de uma barra (ver Tabela 6.1). Nessa tabela, pode-se verificar que a relação entre a força média e a força capaz de provocar o escoamento da armadura atingiu valores de 0,75 e 0,78 para os tirantes T1 e T2 com emenda de 30Ø, 0,95 e 0,97 para os tirantes T1 e T2 com emenda de 15Ø e 0,84 e 0,96 para os tirantes T1 e T2 com emenda de comprimento 5Ø.

Tabela 6.1 – Identificação de escoamento na armadura.

Tirante	Traço	L_b (Ø)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	F_m (kN)	F (kN)	F_m/F
T1	CF1	5	284,67	71,17	74,09	0,96
T2			250,66	62,66		0,84
T1	15	287,14	71,79	0,97		
T2		280,14	70,04	0,95		
T1	M60	30	232,57	58,14		0,78
T2			222,27	55,57		0,75

A ausência de escoamento nas armaduras dos tirantes ensaiados impossibilita afirmar que os comprimentos de emenda analisados foram (ou não) suficientes para uma adequada transferência das forças de tração pela emenda, visto que a ruptura dos tirantes ocorreu nas barras devido à redução excessiva da seção durante o processo de usinagem no qual foram confeccionadas as roscas. Ainda, a elevada resistência à tração do concreto do traço CF1 (8,04 MPa) contribuiu para que a ruptura não ocorresse no concreto. De fato, com essa resistência, o concreto é capaz de resistir à força aplicada sem necessidade de armadura, visto que para a força de 287,14 kN, por exemplo, a tensão de tração média no tirante resulta 4,59 MPa.

A Tabela 6.2 compara os valores teóricos do comprimento de traspasse das emendas verificados nesta tese com os valores prescritos pela NBR 6118, ACI 318 e Eurocode 2. Esses valores foram obtidos das expressões apresentadas nas referidas normas utilizando as propriedades dos concretos empregados na produção dos tirantes com emendas de 5Ø, 15Ø e 30Ø, respectivamente. Os valores previstos pelas expressões das normas mencionadas representam os valores mínimos necessários e foram obtidos para barras de 12,5 mm de diâmetro com tensão de escoamento de 594,20 MPa. De acordo com a Tabela 6.2, o comprimento mínimo necessário para realizar a emenda das barras da armadura no tirante de concreto com 1% fibras é aproximadamente 10Ø, o que significa que o comprimento de 5Ø é insuficiente segundo os três códigos de projeto. Por outro lado, o comprimento de 30Ø é superior ao mínimo previsto pelas mesmas normas, tanto para concreto com fibras quanto para concreto sem fibras. Ainda, o comprimento de 15Ø é superior ao obtido pela NBR 6118 e pelo Eurocode 2. Contudo, este mesmo valor é inferior ao previsto pelo ACI 318, que superestima esse comprimento. Desse modo, embora os ensaios de tração direta não tenham fornecido evidências concretas de que o comprimento de 15Ø é adequado, os valores previstos na Tabela 6.2 reforçam a ideia de que é possível transferir as tensões do concreto para a armadura com segurança por meio de um comprimento de 15Ø. Os resultados obtidos por Danin (2010) reforçam essa afirmação, pois mostram que o comprimento adotado para a emenda de barras na ligação proposta nesta tese poderia ser reduzido para 10Ø. Para que essa redução seja realmente possível, é preciso garantir que o cobrimento de concreto da armadura é suficiente para evitar o fendilhamento.

Tabela 6.2 – Comparação dos comprimentos de traspasse teóricos e normativos.

Tirante	Vf (%)	f _{cm} (MPa)	f _{ctm,sp} (MPa)	L _b (Ø)			
				Adotado	NBR 6118	ACI 318	Eurocode 2
T1 T2	1,0	75,70	7,11	5,0	10,3	19,9	10,3
T1 T2	1,0	70,92	6,96	15,0	10,5	20,5	10,5
T1 T2	0,0	74,28	5,51	30,0	13,3	20,1	13,3

Também vale ressaltar que a NBR 6118 não permite a execução de emendas de barras em tirantes e, como já foi comentado no capítulo anterior, é válida apenas para concretos de resistência inferior a 50 MPa sem fibras. Contudo, no cálculo do comprimento adotado para a emenda foram empregadas as equações (2.23) e (2.24) e os valores de resistência à tração

correspondentes a 70% dos valores informados na Tabela 5.9, conforme recomendação de Danin (2010).

6.1.2 Distribuição das deformações ao longo do comprimento do tirante

A Figura 6.3 apresenta as distribuições de deformação na região central dos tirantes. Nessas figuras, as deformações são apresentadas para diferentes níveis de carregamento (20%, 40%, 60%, 80% e 100%). Ainda, a posição 377,3 mm define a seção central da emenda, enquanto as posições 202,1 mm e 552,5 mm definem as seções à esquerda e à direita da emenda (seções 2 e 3, respectivamente). Nos tirantes de concreto sem fibras, cujas emendas possuíam comprimento de $30\emptyset$, as deformações foram muito pequenas até 60% do carregamento, sempre maiores nas seções à esquerda e à direita do que na seção central. Quando 80% do carregamento foi aplicado, as deformações em uma seção qualquer aumentaram consideravelmente, embora a distribuição das deformações ao longo do comprimento do tirante tenha mudado, já que elas passaram a aumentar à medida que a seção em que ocorreram se aproximava da seção central. Isso não aconteceu para o tirante 2 desse concreto, cujas deformações ao final do ensaio diminuíram à medida que a seção em que ocorreram se aproximava da seção à direita da emenda.

Os tirantes de concreto com fibras com emenda de comprimento $15\emptyset$ apresentaram pequenas deformações na região central da emenda e deformações comparativamente maiores nas seções fora dela. Isso ocorreu porque as posições 202,1 mm e 552,5 mm estão fora da região da emenda para os tirantes com comprimento de $15\emptyset$. Ainda, na seção central, os valores das deformações foram semelhantes, independentemente do nível de carregamento. Contudo, no tirante 2 com comprimento de $15\emptyset$, que apresentou fissuras visíveis, a deformação na seção central ao final do ensaio aumentou 5,2 vezes, o que provavelmente decorreu da múltipla fissuração. Nas seções fora da emenda, o tirante 1 apresentou uma distribuição de deformações aproximadamente simétrica para todos os níveis de carregamento enquanto no tirante 2 a simetria na distribuição de deformações diminuiu.

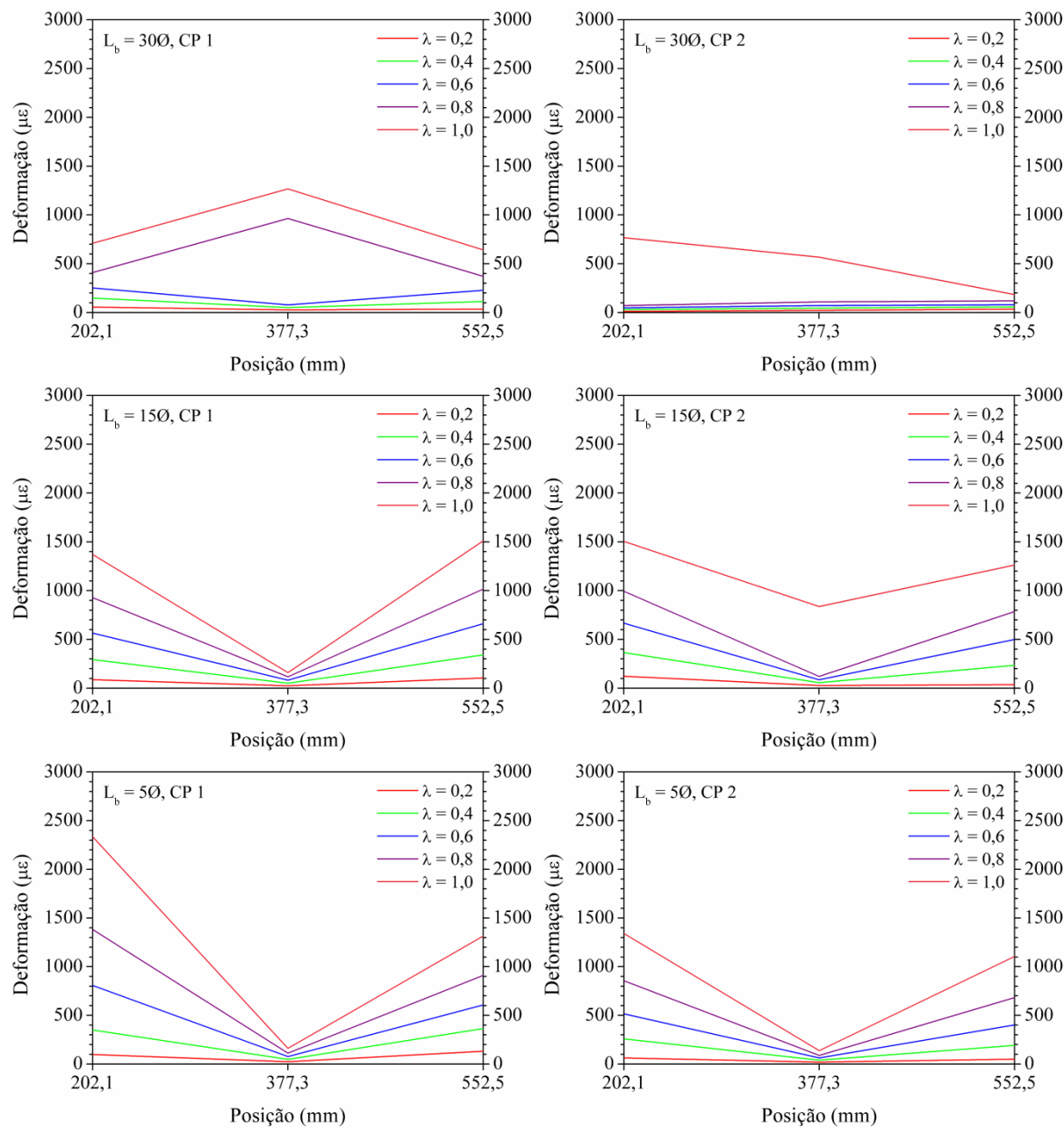


Figura 6.3 – Distribuição das deformações na região central dos tirantes

Já nos tirantes de concreto com fibras e emenda de comprimento 5Ø, as deformações foram pequenas durante todo o ensaio na seção central e maiores nas seções à esquerda e à direita, pelas mesmas razões já expostas para os tirantes com emenda de comprimento 15Ø. Pode-se observar uma tendência à simetria na distribuição das deformações ao longo do comprimento da emenda até 40% do carregamento aplicado. Contudo, após esse nível de força, as deformações se concentraram preferencialmente na seção à esquerda da emenda para os dois tirantes desse concreto. Nas seções fora da emenda, observa-se considerável assimetria na distribuição das deformações do tirante 1. A mesma assimetria foi observada no tirante 2, embora com menor intensidade.

A Figura 6.4 compara as curvas força *versus* deformação dos tirantes de concreto com e sem fibras. Nessas curvas, pode-se notar a influência positiva das fibras na resposta dos tirantes.

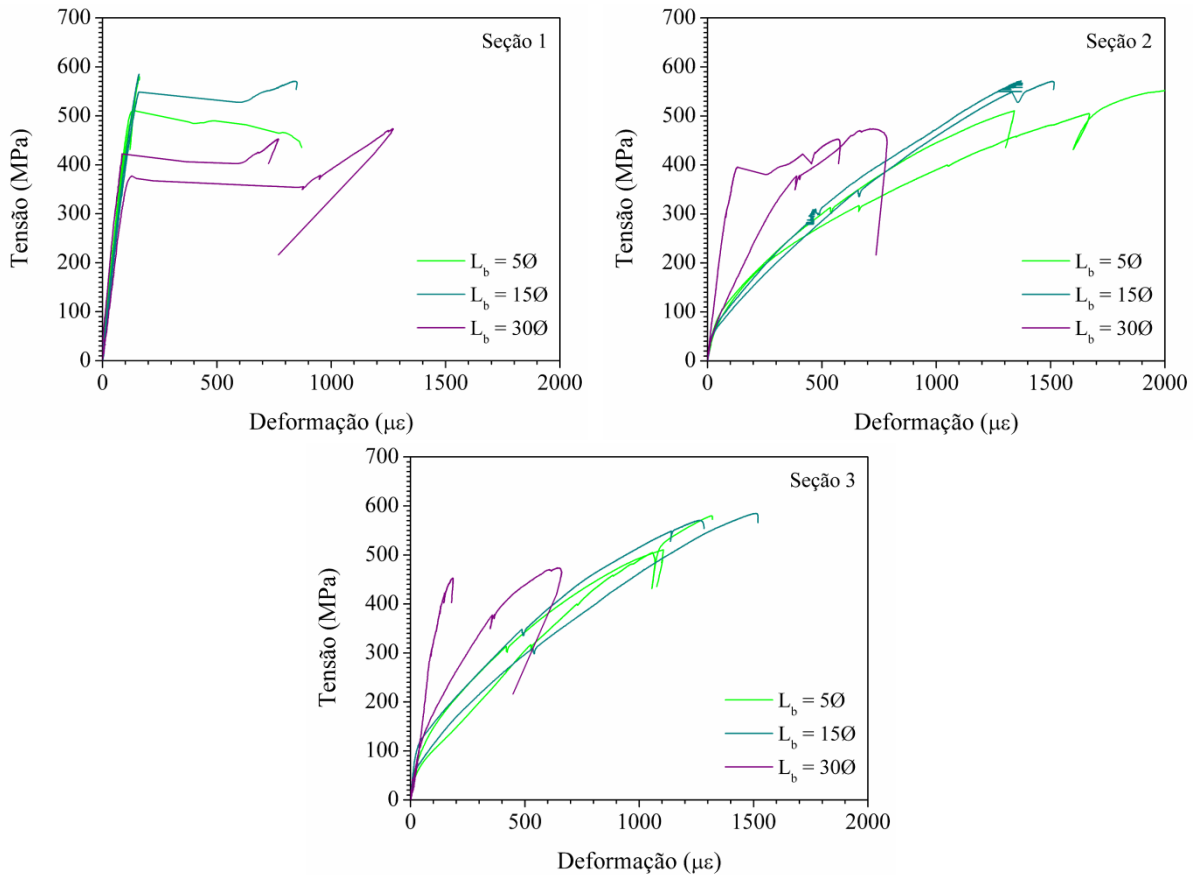


Figura 6.4 – Avaliação da influência das fibras na resposta dos tirantes.

A influência positiva das fibras no comportamento dos tirantes pode ser verificada, primeiramente, pelo aumento da força de primeira fissura proporcionado pelas fibras. Essas forças atingiram valores da ordem de 237 kN para o tirante com emenda de 5Ø , 270 kN para o tirante com emenda de 15Ø e 214 kN para os tirantes de 30Ø . Em comparação com os tirantes com emenda de 15Ø , a força de primeira fissura no tirante com emenda de 5Ø foi menor, o que pode ser explicado pelo menor comprimento disponível para a transferência dos esforços de tração entre a armadura e o concreto. Por outro lado, todos os tirantes de concreto com fibras apresentaram forças de primeira fissura superiores às observadas nos tirantes de concreto sem fibras, apesar do maior comprimento das emendas destes tirantes. Além disso, as deformações na armadura durante o ensaio foram, de maneira geral, maiores nos tirantes de concreto com fibras que nos tirantes de concreto sem fibras, fato que pode ser explicado pelas melhorias promovidas pelas fibras nas propriedades mecânicas do concreto, sobretudo na resistência à tração e na tenacidade.

6.1.3 Modo de ruptura e panoramas de fissuração

O modo de ruptura também contribui para aumentar a dificuldade em se obter dados conclusivos dos ensaios de tração no que diz respeito à eficiência da transmissão dos esforços pela emenda. Nos dois tirantes de concreto sem fibras, a ruptura ocorreu por falha do sistema de ancoragem das armaduras (estricção de uma ou mais barras entre a porca de travamento e a placa de extremidade) (ver Figura 6.5), antes que a armadura entrasse em escoamento. Em virtude das pequenas deformações encontradas, o modo de ruptura observado indica que houve redução excessiva da seção transversal das barras durante o processo de rosqueamento. Apenas o tirante 2 de concreto com fibras e emenda de comprimento 5ϕ apresentou ruptura no concreto, a qual foi caracterizada por uma fissura de grande abertura situada na região da emenda, como mostra a Figura 6.5, a qual se formou no momento em que ocorreu a falha do sistema de ancoragem.

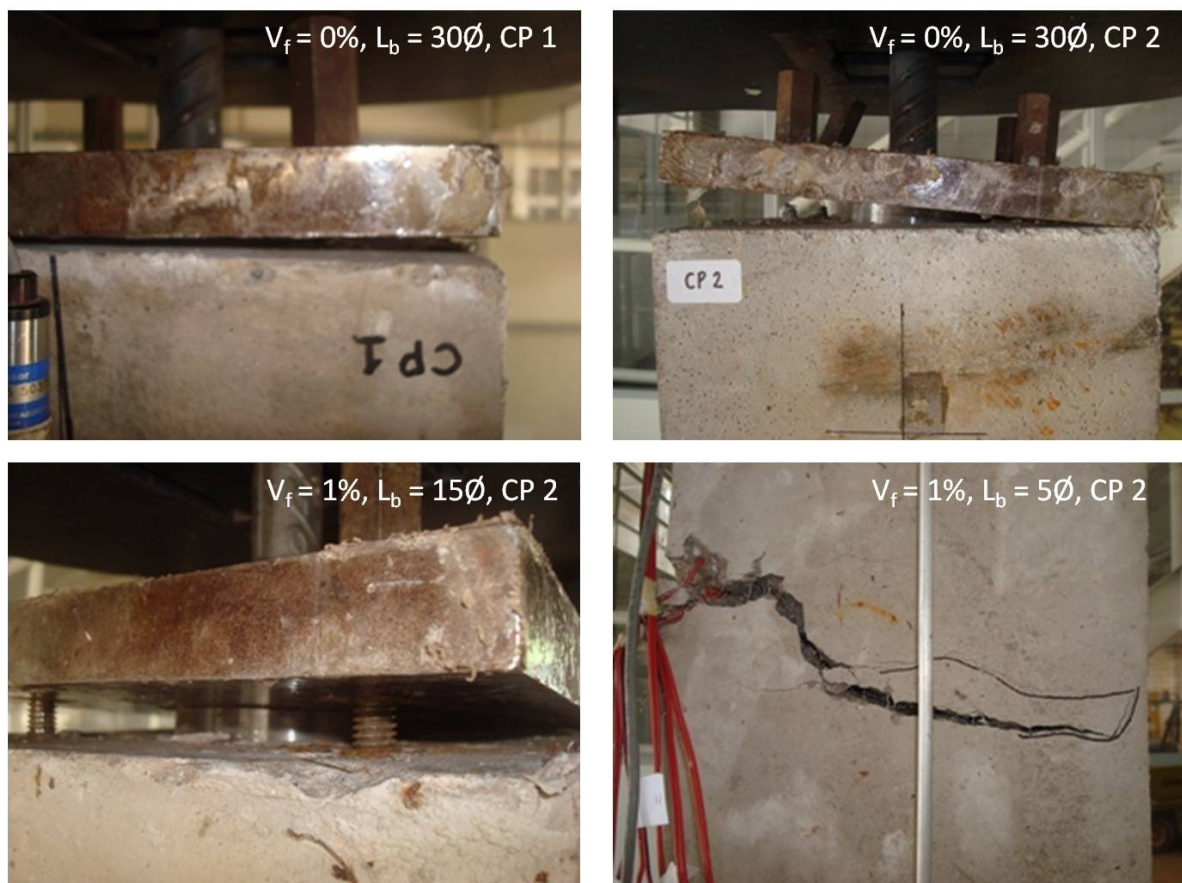


Figura 6.5 – Modos de ruptura dos tirantes.

A Figura 6.6 apresenta o panorama final de fissuração obtido para os tirantes de concreto, cujas emendas possuíam comprimento de traspasse igual a 30ϕ (37,5 cm). As fissuras

observadas surgiram quando a força atingiu 214 kN e 220 kN, respectivamente para os tirantes 1 e 2, entre os dois estribos à esquerda da seção central. Nessa figura, os lados 1, 2, 3 e 4 correspondem, respectivamente, às faces anterior, lateral direita, face posterior e lateral esquerda do tirante.

O panorama de fissuração dos tirantes de concreto (emenda de $30\varnothing$) foi típico desse tipo de concreto, tendo ocorrido uma fissura próxima à região central que se propagou para todas as faces dos tirantes. No tirante 2, a propagação dessa fissura manifestou alguns desvios na trajetória da fissura que estão associados à concentração das deformações do lado esquerdo do tirante, como se pode observar pela presença de uma segunda fissura, que se tornou visível quando a força atingiu 230 kN, nos lados 2 e 3 do tirante 1 e 4 do tirante 2. Ainda, como é possível observar na Figura 6.6, a fissura próxima à seção central do tirante 2 se propagou apenas parcialmente nas faces 2 e 3 sugerindo menor nível de danificação, o que endossa a observação feita a respeito da semelhança entre as deformações nas seções da emenda e fora dela, comentada no item 6.1.1.

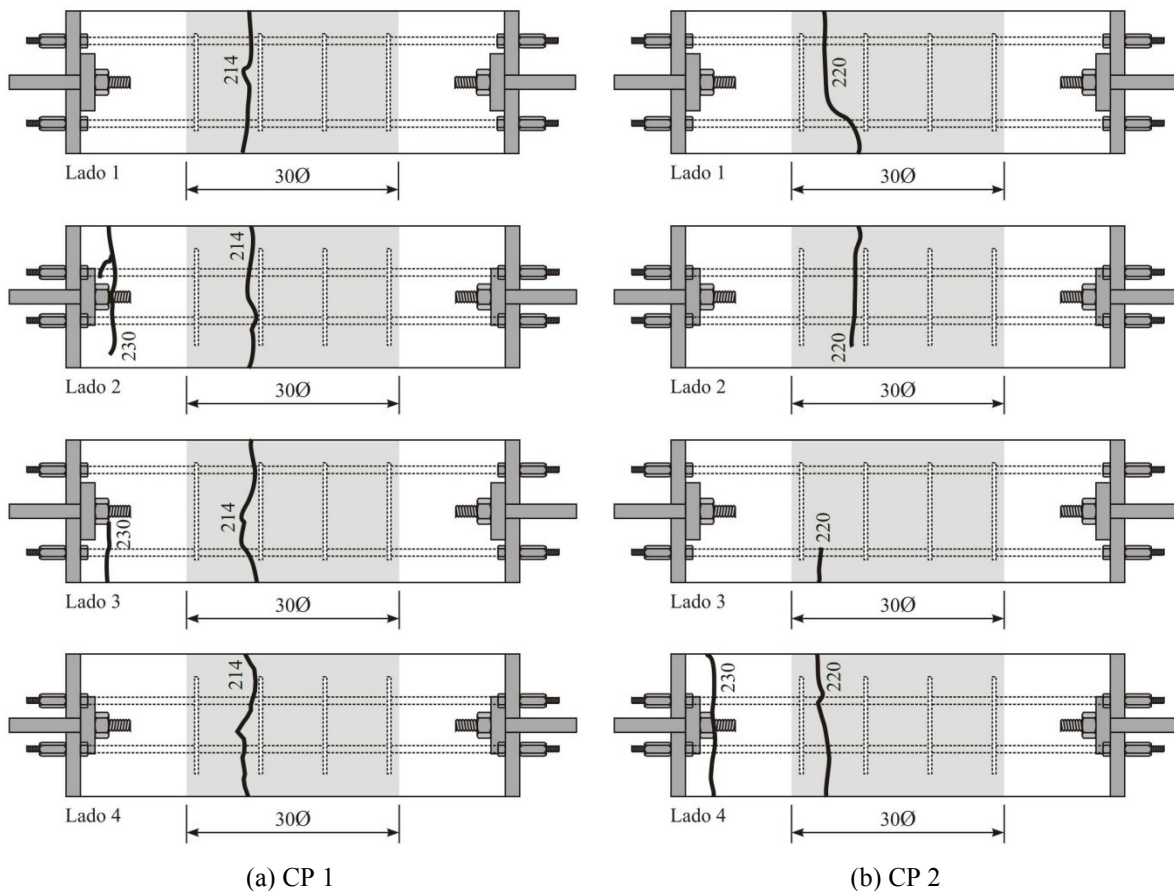


Figura 6.6 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de $30\varnothing$.

Os tirantes de concreto com fibras com emenda de comprimento $15\varnothing$ apresentaram panoramas bem distintos. Enquanto o tirante 1 não manifestou nenhuma fissura visível, o tirante 2 apresentou múltipla fissuração, com fissuras visíveis para forças de 270 kN e 277 kN. Em algumas faces, essas fissuras apareceram dentro da região da emenda (área sombreada) e em outras faces, fora dela. A fissuração, ao contrário do que foi observado nos tirantes de concreto, não se manifestou em todas as faces e, para o caso do tirante 1, isso ajuda a explicar a maior simetria na distribuição das deformações comentada no item 0.

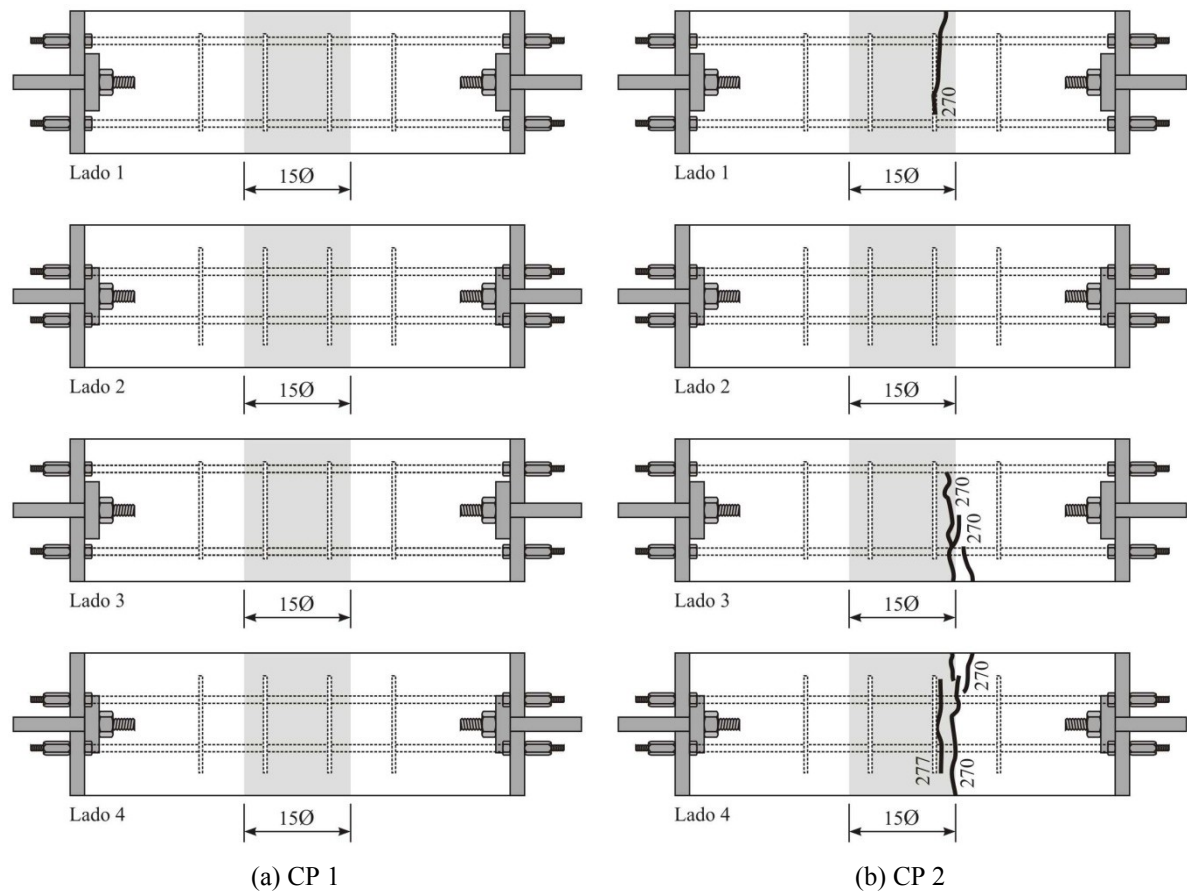


Figura 6.7 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de $15\varnothing$.

Os tirantes de concreto com fibras com emenda de comprimento $5\varnothing$ apresentaram panoramas bem distintos. Enquanto o tirante 1 não manifestou nenhuma fissura visível, o tirante 2 apresentou múltipla fissuração, com fissuras visíveis para forças de 237 kN, 240 kN e 250 kN. No tirante 2, a fissuração esteve presente somente na região da emenda, não tendo se manifestado na face 2 do tirante. Já no tirante 1, a distribuição de deformações foi consideravelmente assimétrica e não ficou clara a causa dessa manifestação atípica, a qual poderia estar relacionada à heterogeneidade do material com eventual deficiência de

adensamento na extremidade da esquerda, ao modo de ruptura (falha do sistema de ancoragem com ruptura de uma ou mais barras na seção entre a placa de extremidade e a porca de travamento) ou ainda a uma eventual descentralização da emenda em relação ao centro do tirante. Nenhuma dessas razões foi mensurada e, portanto, não há garantias de que elas tenham sido fundamentais para a ocorrência da assimetria na distribuição das deformações no tirante 1 de concreto com fibras e emenda de comprimento 5ϕ .

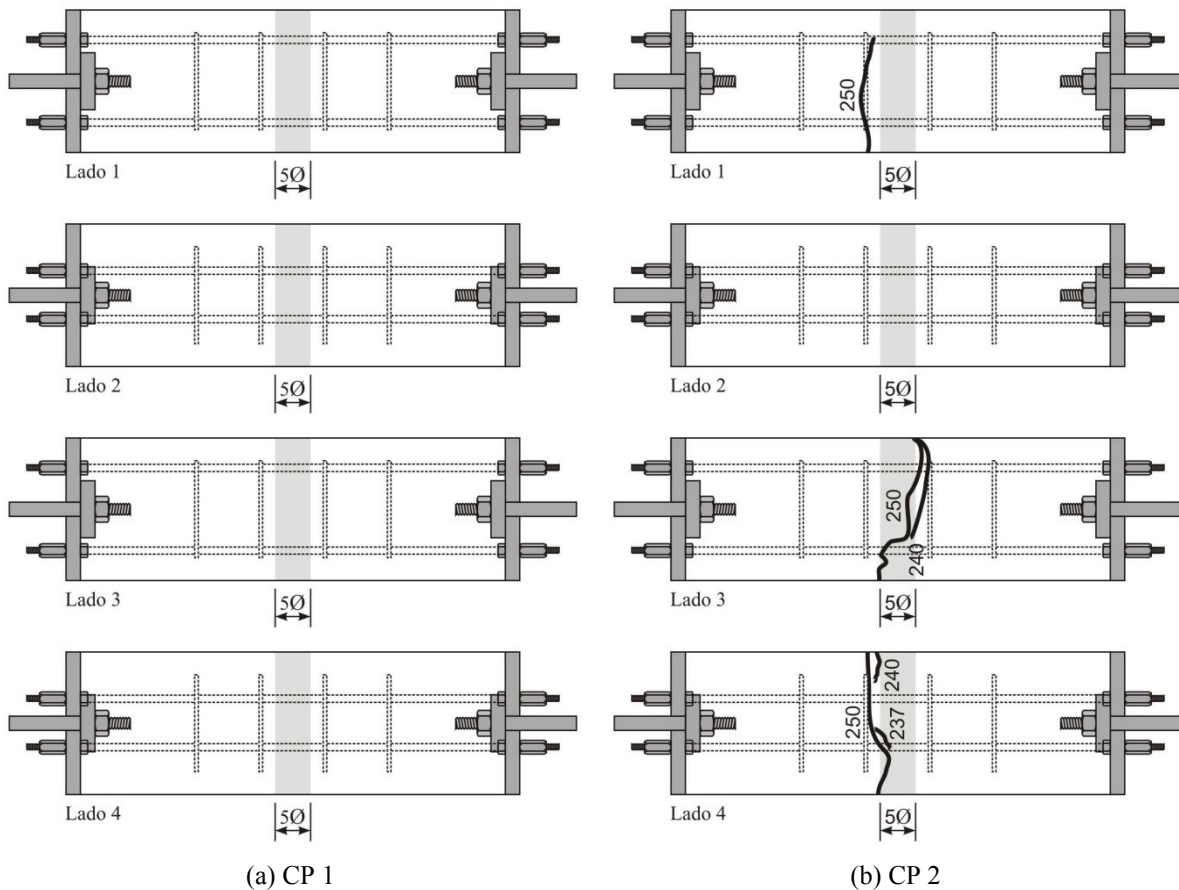


Figura 6.8 – Panoramas de fissuração dos tirantes com emenda de 5ϕ .

6.2 Ensaios de cisalhamento direto

Neste tópico são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em modelos compostos por duas partes moldadas em dias consecutivos sem armadura cruzando a interface. As variáveis dos ensaios foram o volume de fibras (0,0%, 1,0% e 2,0%), a tensão normal à interface (0,0 MPa, 0,5 MPa e 1,0 MPa).

As curvas tensão de cisalhamento *versus* deslizamento apresentadas neste item foram obtidas das leituras de dois transdutores de deslocamento fixados em faces opostas dos modelos

utilizados nos ensaios de cisalhamento direto. Cabe aqui uma ressalva: os ensaios de cisalhamento direto, a princípio, foram realizados com controle de deslocamentos, mas passaram a ser realizados com controle de força. Nos primeiros ensaios a máquina de ensaio não foi capaz de romper os modelos que, já apresentando algumas pequenas fissuras, ficaram inutilizados. Para evitar que esse problema ocorresse novamente, sobretudo nos ensaios dos modelos de concreto com fibras, era necessário utilizar uma máquina de ensaio que possuísse maior capacidade de carregamento. Como não havia outra máquina de ensaios disponível no Laboratório de Concreto de Furnas que oferecesse as condições necessárias para a realização dos ensaios (vão livre, altura útil, capacidade de carregamento e facilidade de montagem do ensaio), estes passaram a ser realizados com controle de força em uma máquina de ensaio de maior capacidade de carga. Dessa forma, as informações pertinentes ao trecho pós-pico das curvas foram preteridas em favor da tensão resistente ao cisalhamento do concreto, importante para se determinar a força necessária para romper a interface da ligação viga-pilar, analisada no próximo capítulo. Por esse motivo, análises a respeito da tenacidade do concreto e do deslizamento na interface não são possíveis apenas com os dados aqui mostrados. Ainda que alguns ensaios tenham sido realizados com controle de deslocamentos, o número desses ensaios não é suficiente para que informações conclusivas sejam extraídas das análises das respostas obtidas desses ensaios. Assim, apenas a tensão resistente ao cisalhamento e a força máxima por chave serão discutidas e analisadas neste capítulo.

6.2.1 Tensão resistente ao cisalhamento

As curvas tensão *versus* deslizamento obtidas dos ensaios de cisalhamento direto são apresentadas na Figura 6.9 para os modelos produzidos com concreto; Figura 6.10 para os modelos produzidos com concreto com 1% de fibras e Figura 6.11 para os modelos produzidos com concreto com 2% de fibras.

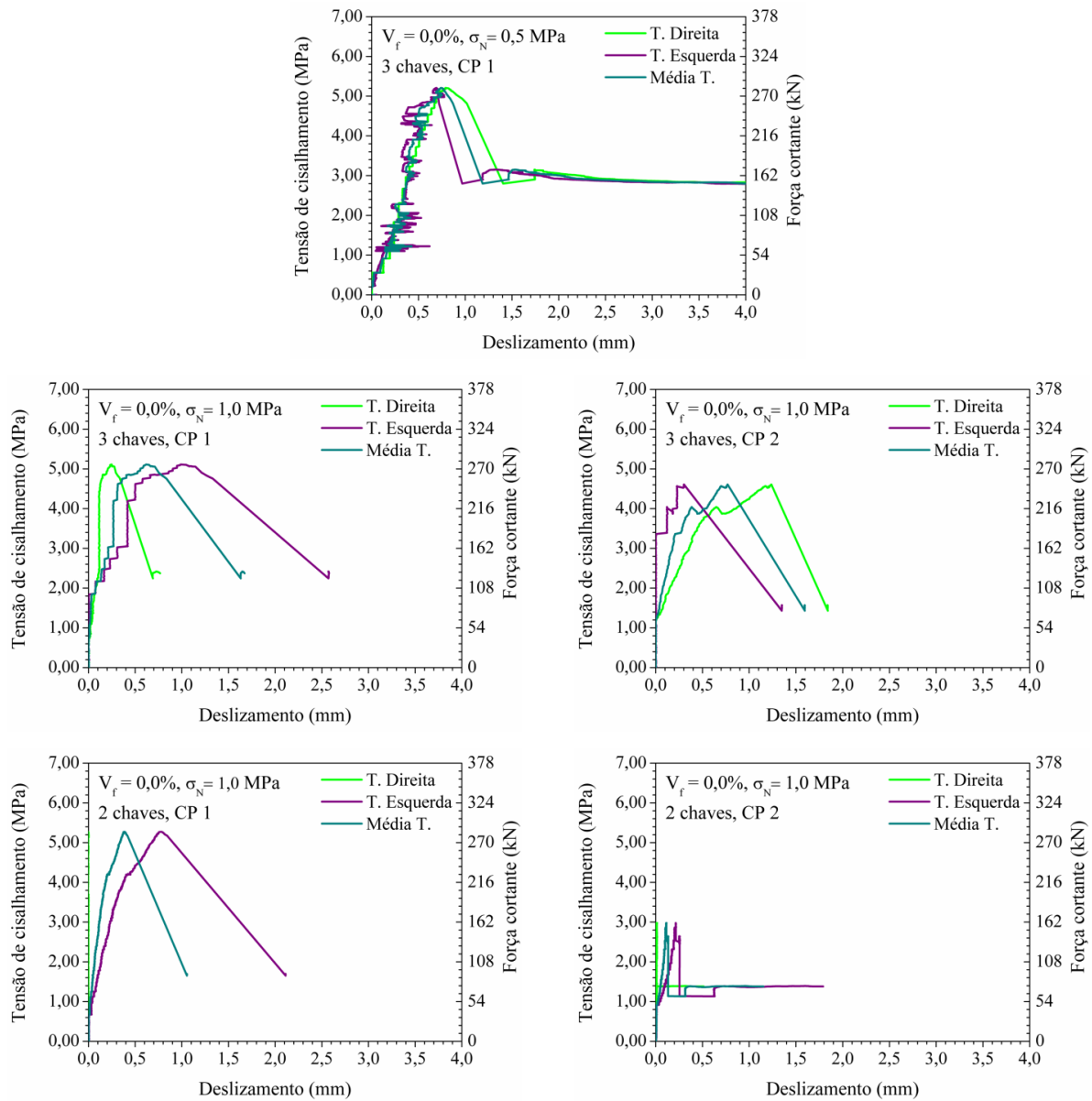


Figura 6.9 – Curvas força *versus* deslocamento para concreto sem fibras.

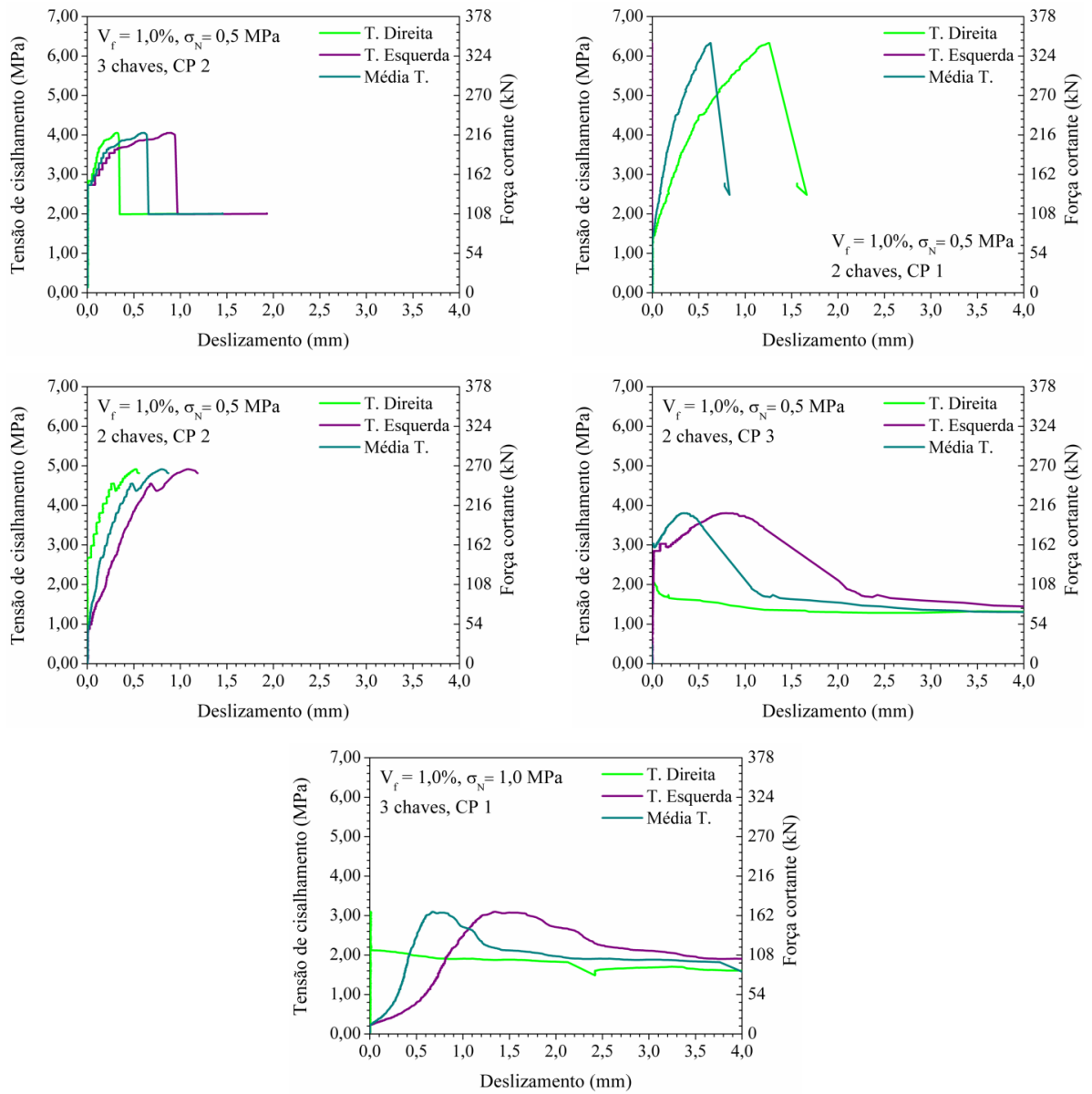


Figura 6.10 – Curvas força *versus* deslocamento para concreto com 1% de fibras.

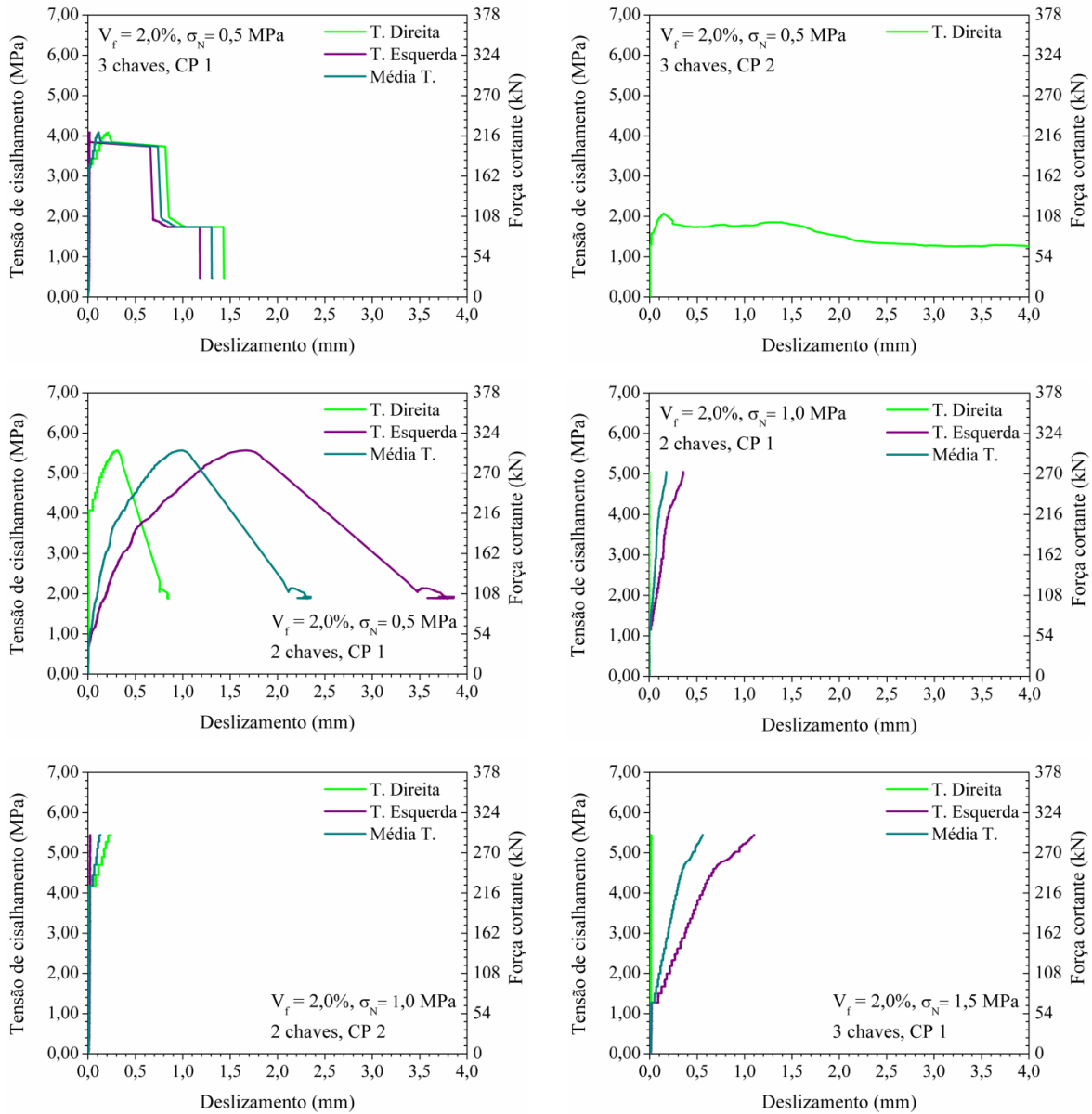


Figura 6.11 – Curvas força *versus* deslocamento para concreto com 2% de fibras.

Dessas curvas, foram obtidos os valores da força cortante máxima, da tensão resistente ao cisalhamento e da força cortante por chave de cisalhamento, discutidos a seguir.

A Tabela 6.3 apresenta a tensão resistente ao cisalhamento (τ_c) obtida dos ensaios. Essa resistência foi calculada dividindo o valor da força máxima atingida no ensaio pela área da interface, cujo valor foi 54000 mm^2 (337,5 mm de altura e 160 mm de espessura) para as interfaces com três chaves de cisalhamento e 33440 mm^2 (209 mm de altura e 160 mm de espessura) para as interfaces com duas chaves de cisalhamento. Na mesma tabela, também são apresentados os valores da força máxima por chave e da tensão normal à interface aplicada durante o ensaio, assim como o número de chaves presentes na interface.

Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

V_f (%)	CP	N_{chaves}	A_i (mm ²)	f_{cm} (MPa)	F_{max} (kN)	τ_c (MPa)	F_{chave} (kN)	σ_N (MPa)
0,0	1	3	54000	53,68	281,16	5,21	93,72	0,50
	2	3	54000	53,68	-	-	-	0,50
	3	3	54000	57,32	275,94	5,11	91,98	1,00
	4	3	54000	57,32	248,80	4,61	82,93	1,00
	5	2	33440	58,77	284,63	6,13	142,32	1,00
	6	2	33440	58,77	160,57	3,46	80,29	1,00
1,0	1	3	54000	64,77	218,42	4,04	72,81	0,50
	2	3	54000	69,28	166,89	3,09	55,63	1,00
	3	2	33440	72,62	341,75	10,22	170,87	0,50
	4	2	33440	72,62	265,44	7,94	132,72	0,50
	5	2	33440	72,62	205,15	6,13	102,58	0,50
2,0	1	3	54000	67,11	219,59	4,07	73,20	0,50
	2	3	54000	67,11	111,63	2,07	37,21	0,50
	3	3	54000	64,11	293,77	5,44	97,92	1,50
	4	2	33440	66,43	270,72	8,10	135,36	1,00
	5	2	33440	66,43	293,48	8,78	146,74	1,00
	6	2	33440	60,59	300,46	8,99	150,23	0,50

Analisando os resultados obtidos e indicados na Tabela 6.3, observa-se que a tensão resistente ao cisalhamento variou de 3,46 MPa a 6,13 MPa para os modelos de concreto, de 3,09 MPa a 10,22 MPa para os modelos produzidos com concreto contendo 1% de fibras e de 2,07 MPa a 8,99 MPa para os modelos de concreto que continham 2% de fibras. No caso dos modelos de concreto sem fibras e com 2% de fibras, a grande diferença entre os limites máximo e mínimo dos intervalos de variação da tensão resistente ao cisalhamento sugere a ocorrência de algum problema que não foi identificado durante o ensaio, uma vez que os valores mínimos são muito discrepantes dos demais valores encontrados para essa resistência. De maneira oposta, para os modelos de concreto com 1% de fibras, o terceiro modelo foi muito mais resistente e esse foi um fato isolado, já que o quarto e quinto modelos, que foram produzidos com o mesmo material, apresentaram resistências ao cisalhamento semelhantes, mas bem diferentes da obtida do terceiro modelo.

Se for desprezada a influência da tensão normal à interface e calculados os valores médios da tensão resistente ao cisalhamento para cada volume de fibras, são obtidos os seguintes valores: 4,90 MPa para o concreto sem fibras, 6,29 MPa para o concreto com 1% de fibras e 6,24 MPa para o concreto com 2% de fibras. Uma comparação entre esses valores revela que o valor médio da tensão resistente ao cisalhamento obtido para os modelos de concreto foi 22% menor que o valor médio obtido nos modelos de concreto com 1% de fibras e 21%

menor que o valor médio obtido nos modelos de concreto com 2% de fibras. Embora estas sejam diferenças percentuais significativas, foi confirmado por análise de variância que a tensão resistente ao cisalhamento não foi influenciada pelo volume de fibras. Análises de variância também indicaram não ter havido influência da tensão normal à interface no valor da tensão resistente ao cisalhamento, o que pode ter ocorrido em função dos baixos valores dessa tensão.

Para confirmar as afirmações feitas acima, análises de variância foram realizadas para averiguar se a tensão resistente ao cisalhamento foi influenciada ou não pela adição de fibras e se houve influência significativa do volume de fibras nessa resistência. Na primeira análise, todos os valores obtidos (e apresentados na Tabela 6.3) das resistências foram organizados em três grupos definidos pelos volumes de fibras em então comparados simultaneamente, enquanto na segunda análise os grupos foram comparados aos pares. As análises de variância apontaram que a tensão resistente ao cisalhamento não foi influenciada pela adição de fibras, assim como pelo volume de fibras. O diagrama de caixa apresentado na Figura 6.12 ilustra esse fato.

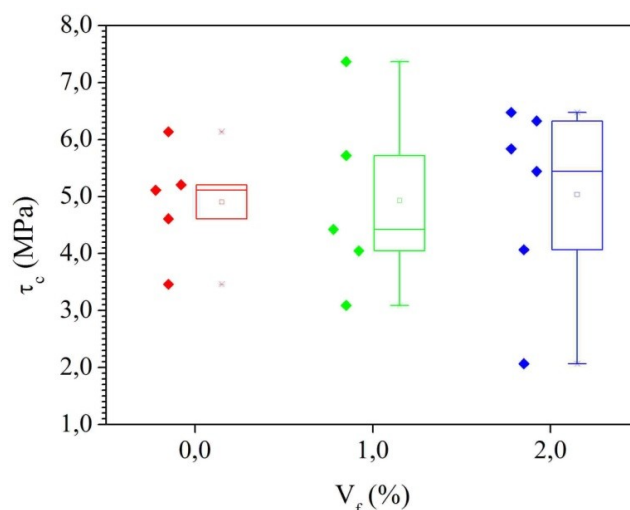


Figura 6.12 – Comparação de médias para a tensão resistente ao cisalhamento.

Para os modelos de concreto com 1% de fibras há apenas um único resultado para tensão normal igual a 1,0 MPa. Desse modo, não é possível realizar análises de variância para verificar de maneira isolada a influência da tensão normal dentro dos grupos definidos por cada volume de fibras. Por outro lado, a análise de variância realizada anteriormente considerando todas as possíveis influências, isto é, agrupando os resultados apenas pelo volume de fibras, apontou que os valores da tensão resistente ao cisalhamento não foram

estatisticamente diferentes e isso confirma, também, a ausência da influência da tensão normal à interface.

6.2.2 Força máxima por chave de cisalhamento

Além da tensão resistente ao cisalhamento, também foi calculada a força máxima por chave de cisalhamento. Essa força, que foi obtida dividindo a força máxima observada no ensaio pelo número de chaves presentes na interface, representa a força capaz de provocar a ruptura de uma única chave. A princípio, os modelos produzidos apresentavam três chaves de cisalhamento em suas interfaces, mas como a força necessária para romper o modelo se torna maior quanto maior o número de chaves de cisalhamento, alguns modelos foram perdidos porque a força necessária para rompê-los excedia a capacidade da máquina de ensaio. Nesse sentido, três providências foram tomadas:

- a) O número de chaves de cisalhamento foi reduzido de 3 para 2;
- b) A aderência na interface ficou limitada à região chaveada, tendo sido eliminada nas superfícies adjacentes à região chaveada pela aplicação de graxa;
- c) O ensaio passou a ser realizado em uma máquina de maior capacidade. Apesar de garantir a realização dos ensaios, a nova máquina de ensaio não permitia o controle de deslocamentos, de modo que os ensaios tiveram que ser realizados com controle de força, implicando na perda das informações do trecho pós-pico da curva força *versus* deslizamento.

No que diz respeito à força máxima por chave, uma vez que ficou confirmado que a tensão normal à interface não influenciou os resultados, foram calculados os valores médios para cada volume de fibra, cujos valores foram: 111,31 kN para os modelos de concreto, 135,39 kN para os modelos de concreto com 1% de fibras e 144,11 kN para os modelos de concreto com 2% de fibras com duas chaves de cisalhamento na interface. Esses resultados mostram que as fibras proporcionaram um aumento de 8% na força máxima por chave, aumento este que não dependeu do volume de fibras. De toda forma, esse aumento foi pequeno e, como já foi confirmado pela análise de variância que não houve influência das fibras ou de sua quantidade na tensão resistente ao cisalhamento, provavelmente ocorre o mesmo com a força máxima por chave. Ainda, esses resultados mostraram que a ligação é capaz de suportar até 641,53 kN sem romper por cisalhamento, uma vez que há seis chaves de cisalhamento na interface.

Para confirmar se a força máxima por chave realmente não foi influenciada pela presença de fibras no concreto e por sua quantidade, foram realizadas análises de variância. O diagrama de caixa apresentado na Figura 6.13 resulta da análise de variância realizada, a qual confirmou não ter havido influência significativa das fibras e/ou de sua quantidade no valor da força máxima por chave. Era esperado que esse aumento ocorresse em função da presença e da quantidade de fibras no concreto, contudo, esse comportamento parece estar associado à incompatibilidade geométrica entre as fibras e as chaves de cisalhamento, cujas dimensões parecem ter sido insuficientes para proporcionar uma adequada distribuição das fibras no concreto que preencheu e deu forma às chaves de cisalhamento.

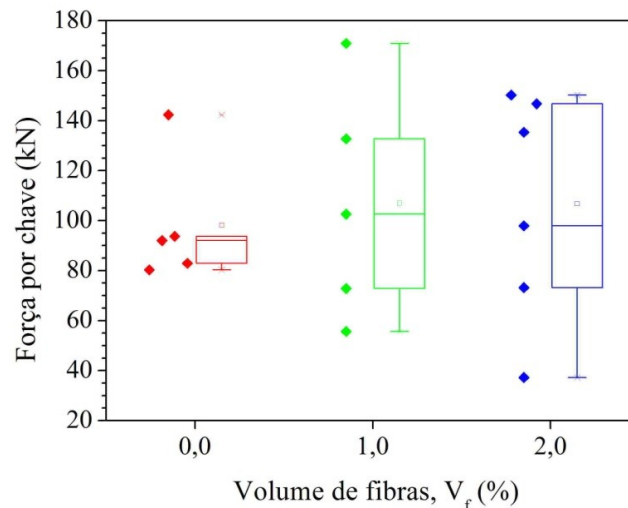


Figura 6.13 – Diagrama de caixa para a força máxima por chave.

Os resultados obtidos para a tensão resistente ao cisalhamento e para a força máxima por chave contradizem o que está relatado na literatura técnica sobre o assunto. Uma das justificativas para esse comportamento pode estar na tensão normal à interface, a qual tende a aumentar a tensão resistente mobilizada. Nos ensaios de cisalhamento realizados no programa experimental deste trabalho, foi aplicada uma tensão normal à interface cujo valor foi escolhido no sentido de simular o efeito do confinamento proporcionado pelos estribos presentes na ligação. Desse modo, a aplicação de tensões normais mais elevadas poderia impedir a ruptura dos modelos com os equipamentos disponíveis no laboratório, sem a qual seria impossível quantificar a tensão resistente. Por outro lado, as tensões normais efetivamente aplicadas aparentemente não mobilizaram toda a resistência que o material é capaz de oferecer.

7 Avaliação do comportamento da ligação

Neste capítulo são descritos e analisados os resultados obtidos dos ensaios cíclicos e dinâmicos em modelos cruciformes. Também são apresentados os resultados obtidos da análise numérica dos modelos monolítico e pré-moldado, que posteriormente são comparados aos resultados obtidos experimentalmente. As análises aqui apresentadas visam avaliar a resistência e a degradação da rigidez da ligação pela aplicação dos ciclos de carregamento. Ainda, as análises visam verificar se a tipologia de ligação é eficiente na transferência dos esforços para os quais ela foi projetada, isto é, momento fletor, força normal de tração e força cortante. Não foram realizadas análises numéricas desses modelos sob ações dinâmicas.

7.1 Modelos analisados

Conforme descrito no programa experimental, dois modelos foram utilizados nos ensaios de flexão em modelos cruciformes. São eles: modelo monolítico e modelo de concreto pré-moldado.

7.2 Resumo das propriedades mecânicas dos concretos

A Tabela 7.1 apresenta um resumo das propriedades mecânicas do concreto empregado na produção do modelo monolítico e das vigas e pilar pré-moldados.

Tabela 7.1 – Propriedades mecânicas do concreto

Propriedade	Média	DP	CV(%)
Resistência à compressão (MPa)	40,45	1,87	4,61
Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	3,29	0,42	12,83
Módulo de elasticidade (GPa)	37,66	5,03	13,36
Energia no modo I de fraturamento (N.m/m ²), segundo (CEB, 1990)	98	-	-

* Calculada segundo o CEB MC 90 (CEB, 1999)

As mesmas propriedades foram determinadas para o concreto com fibras e os valores encontrados são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Propriedades mecânicas do concreto com fibras empregado na ligação

Propriedade	Média	DP	CV(%)
Resistência à compressão (MPa)	73,05	1,18	1,61
Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	6,92	0,18	2,67
Módulo de elasticidade (GPa)	24,62	0,97	3,95
Energia no modo I de fraturamento (N.m/m ²) ⁷	2771	-	-

Dos modelos cruciformes foram obtidas curvas força *versus* deformação das armaduras longitudinais e das armaduras transversais na região da ligação, curvas momento fletor *versus* rotação da ligação e curvas força *versus* deslocamento horizontal no topo da viga, na região da ligação. Esses resultados são apresentados a seguir.

7.3 Curvas força *versus* deformação

7.3.1 Armadura positiva

A Figura 7.1 apresenta as curvas força *versus* deformação obtidas para as armaduras positivas do modelo monolítico. Foi observado que as respostas para carregamento ascendente (armadura positiva comprimida) e descendente (armadura positiva tracionada) foram assimétricas para todos os níveis de carregamento aplicado. Isso ocorreu porque as diferentes taxas de armadura nas regiões inferior e superior da ligação produzem diferentes resistências quando ao modelo se aplicam momentos fletores positivos ou negativos.

As curvas apresentadas na Figura 7.1 evidenciam, ainda, a similaridade das deformações medidas em seções fora da região da ligação para todos os níveis de carregamento, isto é, nos trechos de viga propriamente ditos. A região de ligação no modelo monolítico concentra tensões nos cantos reentrantes e isso permite que as deformações sejam mais elevadas nessa região.

⁷ A energia de fraturamento foi calculada pela expressão proposta por Barros e Figueiras (1999), a qual é dada por $G_f^F = [19,935 + 10,506 \cdot V_f] \cdot G_f^0$, com $G_f^0 = 0,026 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,7}$. Nesta equação, a resistência à compressão deve ser informada em MPa.

Ainda na Figura 7.1, foi observada a ocorrência de escoamento das armaduras positivas na seção da ligação, nos lados direito e esquerdo do modelo monolítico, quando a deformação atingiu 3‰ no primeiro ciclo de carregamento correspondente a força descendente de 400 kN. Entretanto, isso não ocorreu nos ciclos seguintes, pois o nível de força foi reduzido para 344 kN a fim de manter o atuador operando, já que a pressão do óleo no atuador chegou a níveis preocupantes quando uma força descendente superior a 400 kN foi aplicada no primeiro ciclo. As deformações medidas para esse nível de força no eixo do pilar também indicam que houve escoamento das armaduras positivas, o que sugere que todo o trecho da armadura positiva que atravessa o pilar estava em escoamento, o que também se pode dizer dos trechos de armadura positiva que atravessam as vigas.

A ruptura desse modelo ocorreu com a armadura positiva comprimida, já que se pretendia determinar a resistência da ligação ao momento fletor negativo. Nessa situação, ocorreu escoamento da armadura positiva nos lados esquerdo e direito da ligação e no trecho da armadura positiva que atravessava o pilar. Contudo, o escoamento ficou restrito ao trecho da armadura positiva que atravessava o pilar, não tendo se propagado para os trechos de viga. Na ruptura do modelo foi notada uma maior deformação residual na armadura positiva na seção da ligação, no lado esquerdo, em comparação com a deformação residual observada no lado direito da ligação.

A Figura 7.2 apresenta as curvas força *versus* deformação obtidas para as armaduras positivas do modelo de concreto pré-moldado. Observa-se nessa figura a ocorrência de deformações bruscas na armadura positiva aproximadamente na metade do terceiro nível de força (258 kN), as quais podem estar associadas à fissuração do modelo na região da ligação. Novas deformações bruscas ocorreram na transição do nono ciclo para o décimo ciclo desse nível de força e no primeiro ciclo do quinto nível de força (400 kN), quando ocorreu uma redução das deformações e os laços de histerese se deslocaram para a direita. Observa-se pela inclinação desses laços que caso as deformações bruscas não tivessem ocorrido, as deformações teriam se mantido menores que 2,0‰, o que significa que não ocorreria escoamento dessa armadura nas seções instrumentadas. De fato, o escoamento não ocorreu e isso já era esperado, uma vez que o nível de força a partir do qual essa armadura deixou de ser tracionada não era suficiente para provocar o escoamento das barras dessa armadura.

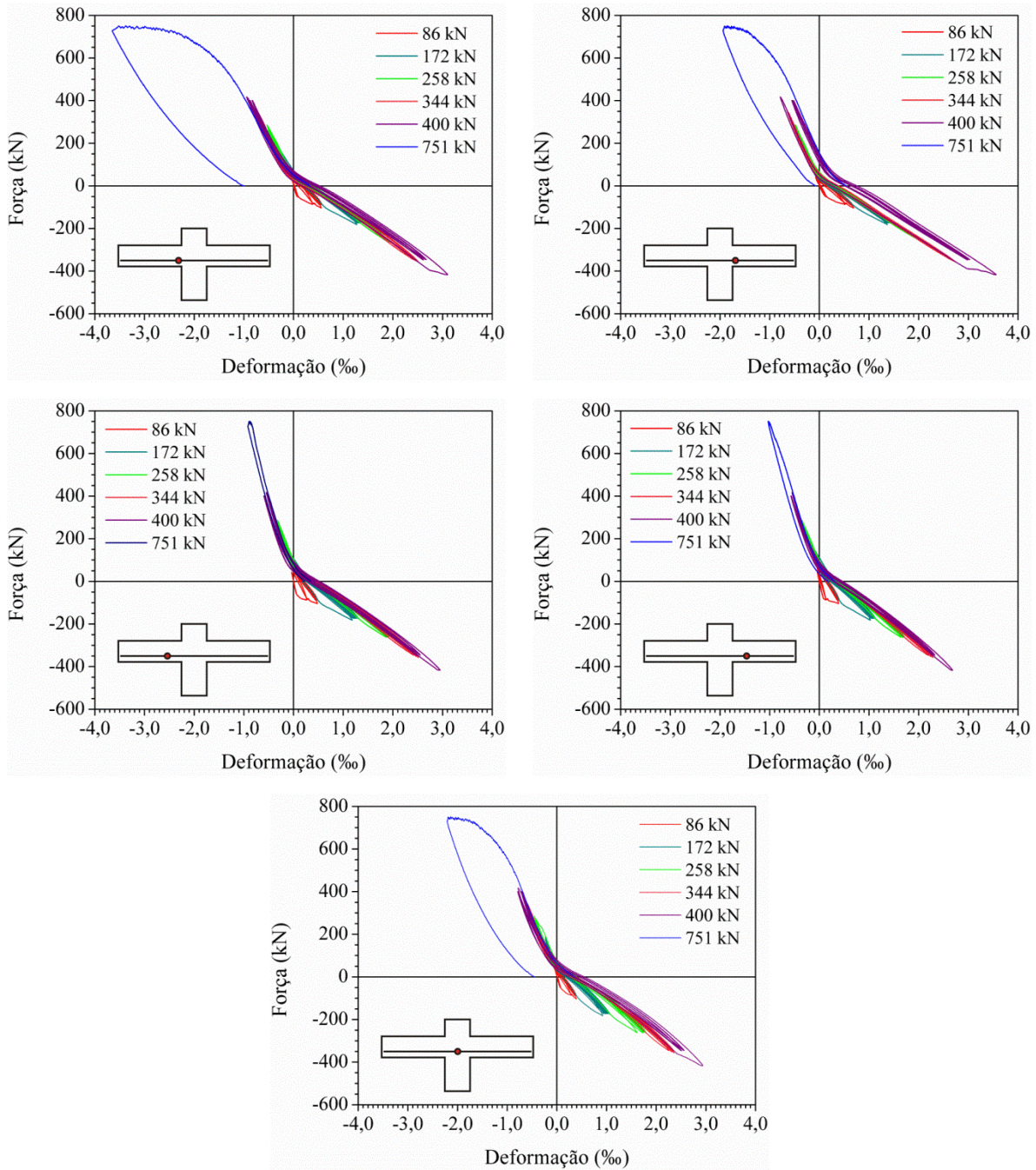


Figura 7.1 – Curvas força *versus* deformação da armadura positiva do modelo monolítico.

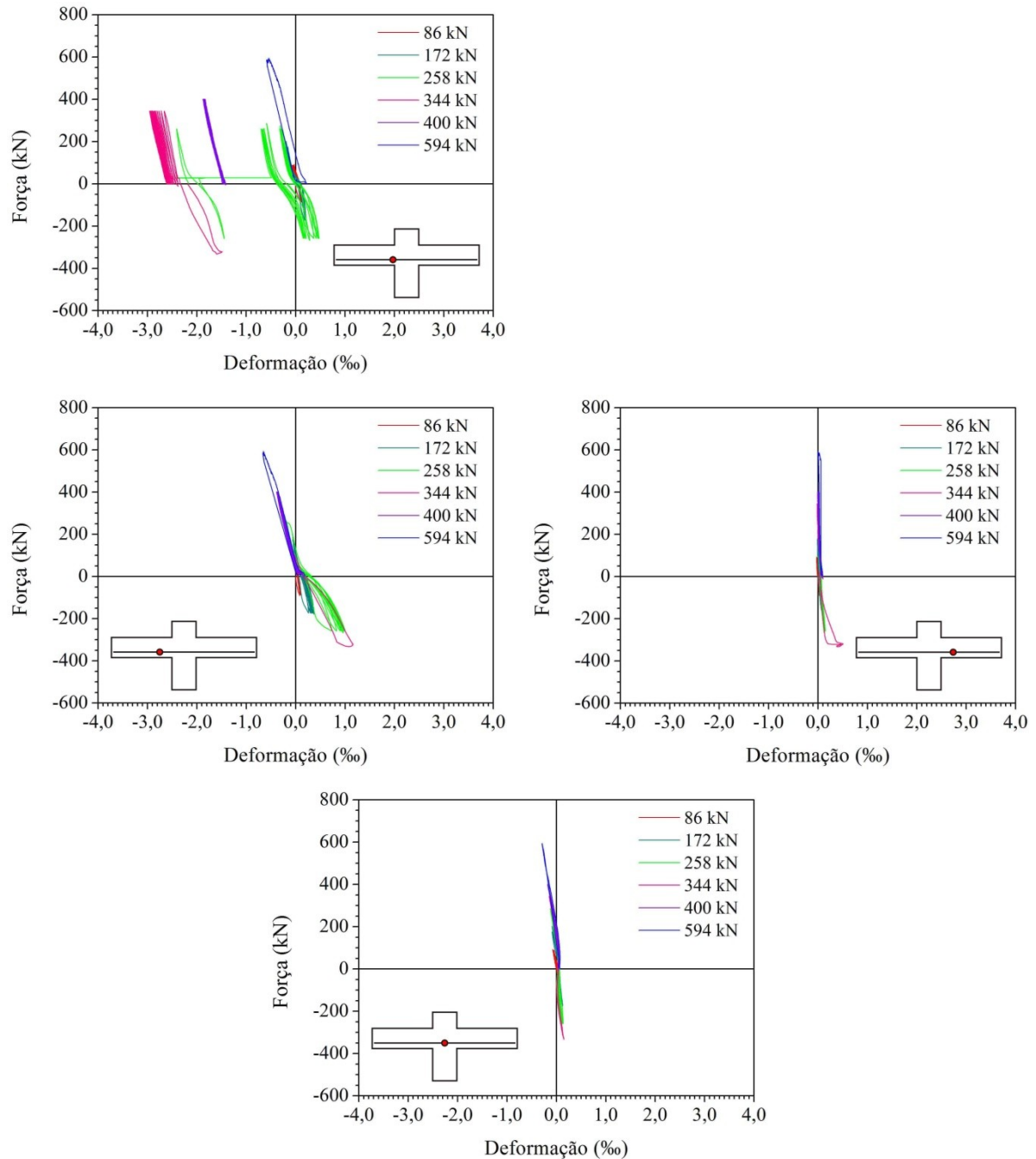


Figura 7.2 – Curvas força *versus* deformação da armadura positiva do modelo de concreto pré-moldado.

Nos trechos de armadura positiva que atravessam as vigas do modelo de concreto pré-moldado foram observados comportamentos distintos. Enquanto do lado esquerdo ocorreram deformações de tração significativas nessa armadura, do lado direito essas deformações foram muito pequenas e se mantiveram aproximadamente iguais às deformações de compressão. Exceto pela mudança no esquema de aplicação de carregamento a partir do quarto nível de força (344 kN), não se observam deformações maiores que a encontrada no primeiro ciclo

desse nível de força, quando ocorreu o destacamento do cobrimento de concreto (ver Figura 7.3). No trecho de armadura que atravessa o pilar, também não foram observadas deformações significativas na armadura positiva, o que se deve à concentração de deformação na seção da ligação, próximo às luvas.

A comparação das respostas obtidas para os dois modelos revela a influência da presença da ligação no modelo de concreto pré-moldado. Enquanto as deformações observadas na armadura positiva do modelo monolítico indicam a ocorrência de escoamento dessas armaduras, no modelo de concreto pré-moldado a concentração de deformações que ocorreu na seção da ligação, próximo às luvas, impediu que essas armaduras escoassem. Se por um lado a menor rigidez da ligação do modelo de concreto pré-moldado interfere na plena utilização da capacidade das armaduras positivas, por outro, o emprego das fibras de aço, cujo efeito foi potencializado pela aplicação de um concreto de maior resistência na região ligação, contribuiu para reduzir consideravelmente as deformações da emenda por traspasse na região inferior da ligação. As pequenas deformações da armadura positiva do modelo de concreto pré-moldado sugerem que o comprimento de traspasse foi maior que o necessário para garantir o comportamento de emenda e estabelecer a adequada continuidade dessas armaduras.



Figura 7.3 – Ruptura do cobrimento no modelo de concreto pré-moldado.

7.3.2 Armadura negativa

A Figura 7.4 apresenta as curvas força *versus* deformação obtidas para as armaduras negativas do modelo monolítico. Essas curvas evidenciam a similaridade entre as respostas obtidas para os lados esquerdo e direito da ligação. O mesmo comentário é válido para os trechos de viga

da esquerda e da direita, embora as deformações nesses trechos tenham sido menores que as apresentadas pelos lados esquerdo e direito da ligação. As deformações medidas no plano médio do pilar sugerem que essa armadura tenha escoado nessa seção. Ao contrário da armadura positiva, a armadura negativa apresentou patamar de escoamento bem definido na ruptura, mas isso só ocorreu nas seções da ligação (lado esquerdo e direito).

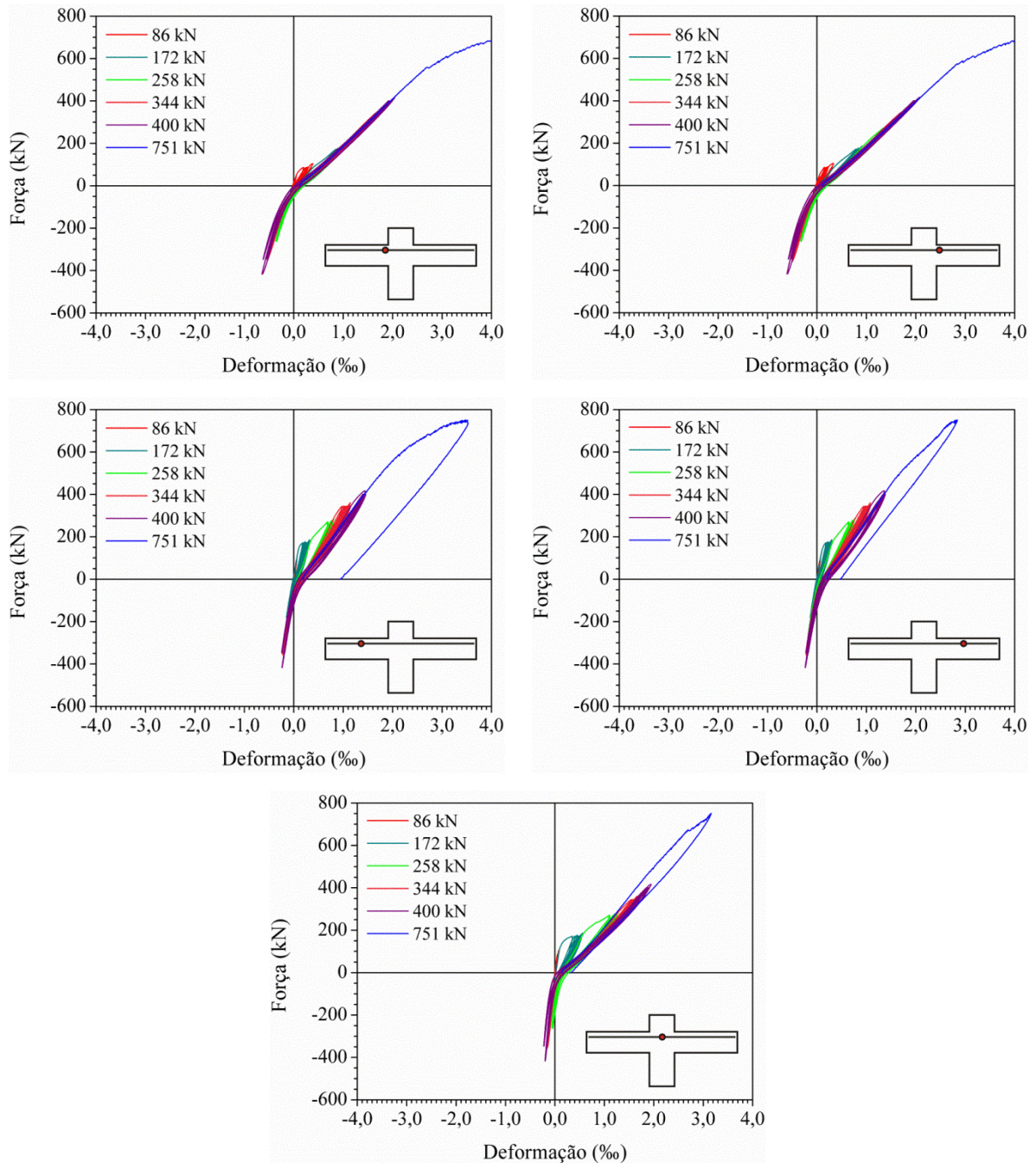


Figura 7.4 – Curvas força *versus* deformação da armadura negativa do modelo monolítico.

A Figura 7.5 apresenta as curvas força *versus* deformação obtidas para a armadura negativa do modelo de concreto pré-moldado.

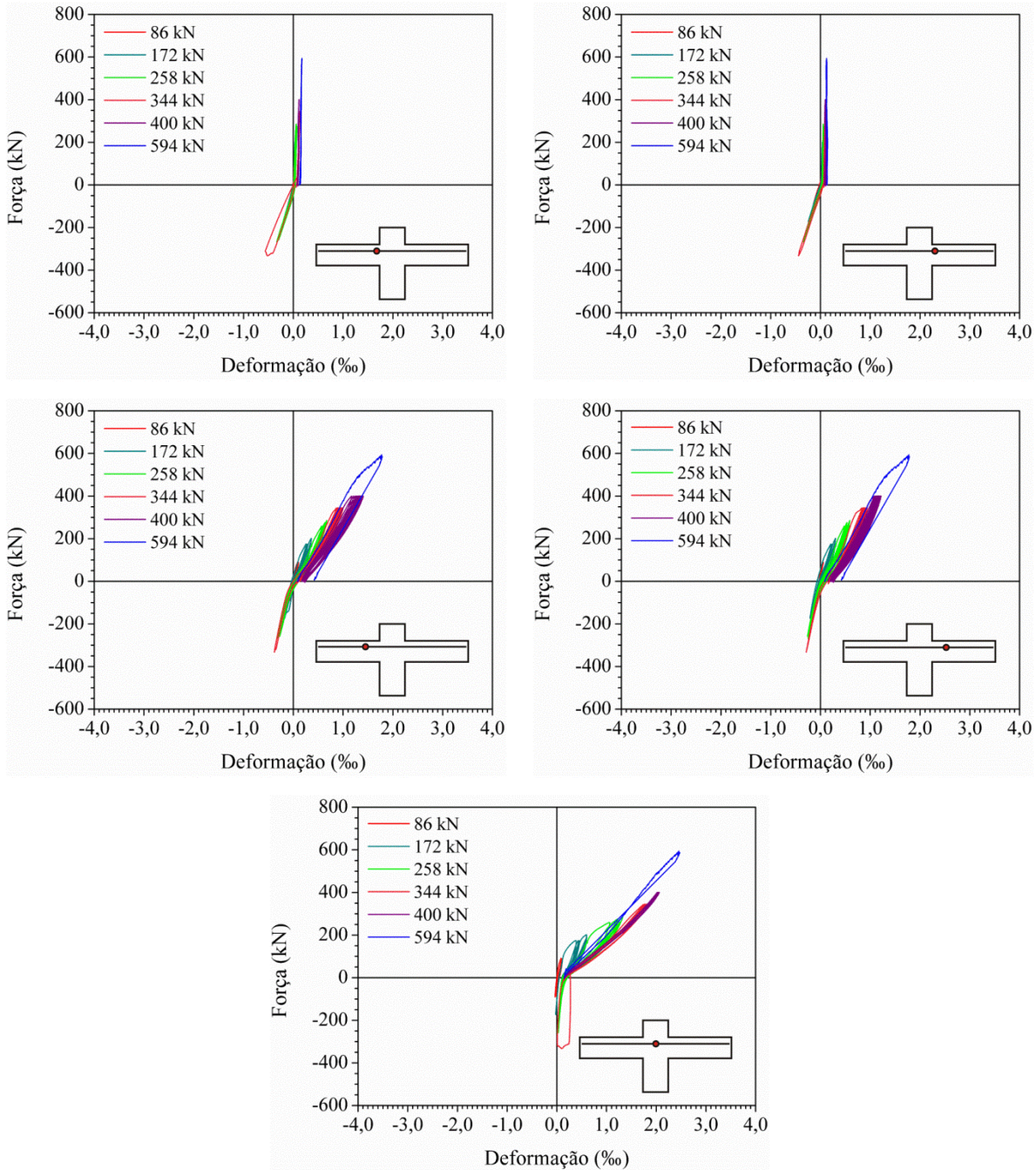


Figura 7.5 – Curvas força *versus* deformação da armadura negativa do modelo de concreto pré-moldado.

Níveis compatíveis de deformação de tração foram observados nas ligações da esquerda e da direita. Essas deformações foram muito pequenas se comparadas às deformações nos trechos de viga, o que parece ter ocorrido em função da maior taxa de armadura proporcionada pela

presença das barras de traspasse. Ainda, no lado esquerdo do modelo a energia de deformação na compressão dessa armadura foi significativamente superior à observada no lado direito do modelo, o que se justifica pelo laço de histerese mais largo do lado esquerdo. Nos trechos de armadura negativa que atravessam as vigas, não se pode constatar o escoamento dessa armadura, que parece ter ocorrido no trecho que atravessa o pilar, como indicam os valores das deformações da armadura negativa na seção instrumentada dentro do pilar. A ocorrência do escoamento dessa armadura nessa região sugere que a continuidade da armadura negativa foi bem estabelecida pelas barras utilizadas como emendas. Além disso, a utilização do concreto com fibras contribuiu para reduzir as deformações nessa armadura na região da ligação, fato que pode ser comprovado por simples comparação das deformações medidas nas duas ligações (esquerda e direita) com as deformações medidas nos dois trechos de viga.

Da mesma forma que para a armadura positiva, as deformações observadas na armadura negativa dos modelos monolítico e pré-moldado indicaram a ocorrência de escoamento destas armaduras na ligação, nos trechos de viga e no trecho desta armadura que atravessa o pilar do modelo monolítico. No modelo de concreto pré-moldado, entretanto, o escoamento só ocorreu no trecho de armadura negativa que atravessa o pilar, o que provavelmente fez com que as deformações na região da ligação e nos trechos de viga fossem pequenas. Além disso, as fibras de aço e o concreto de maior resistência empregado na região da ligação também contribuíram para reduzir as deformações da armadura negativa na região da emenda. As pequenas deformações observadas na armadura negativa na região da ligação e nos trechos de viga sugerem que o comprimento de traspasse foi maior que o mínimo necessário para transmitir os esforços de tração pelas barras da emenda, garantindo assim a efetiva continuidade dessas armaduras.

7.3.3 Armadura de pele

A respeito da armadura de pele do modelo monolítico, a Figura 7.6 mostra que esta armadura esteve tracionada, independentemente do sentido do carregamento. Isso ocorreu porque apenas as barras da camada intermediária dessa armadura foram instrumentadas e essa camada estava situada, aproximadamente, na metade da altura da seção da ligação. Ainda, a armadura de pele apresentou patamar de escoamento bem definido na ruptura, mas isso só ocorreu nas seções da ligação (lado esquerdo e direito).

No modelo de concreto pré-moldado, a armadura de pele também apresentou apenas deformações de tração (ver Figura 7.7) e isso se deve ao fato de que as barras instrumentadas dessa armadura estavam posicionadas aproximadamente na metade da altura da seção transversal das vigas, de modo que as barras estiveram sempre abaixo da linha neutra. A emenda da armadura de pele parece não ter sido solicitada de maneira significativa, posto que suas deformações foram muito pequenas.

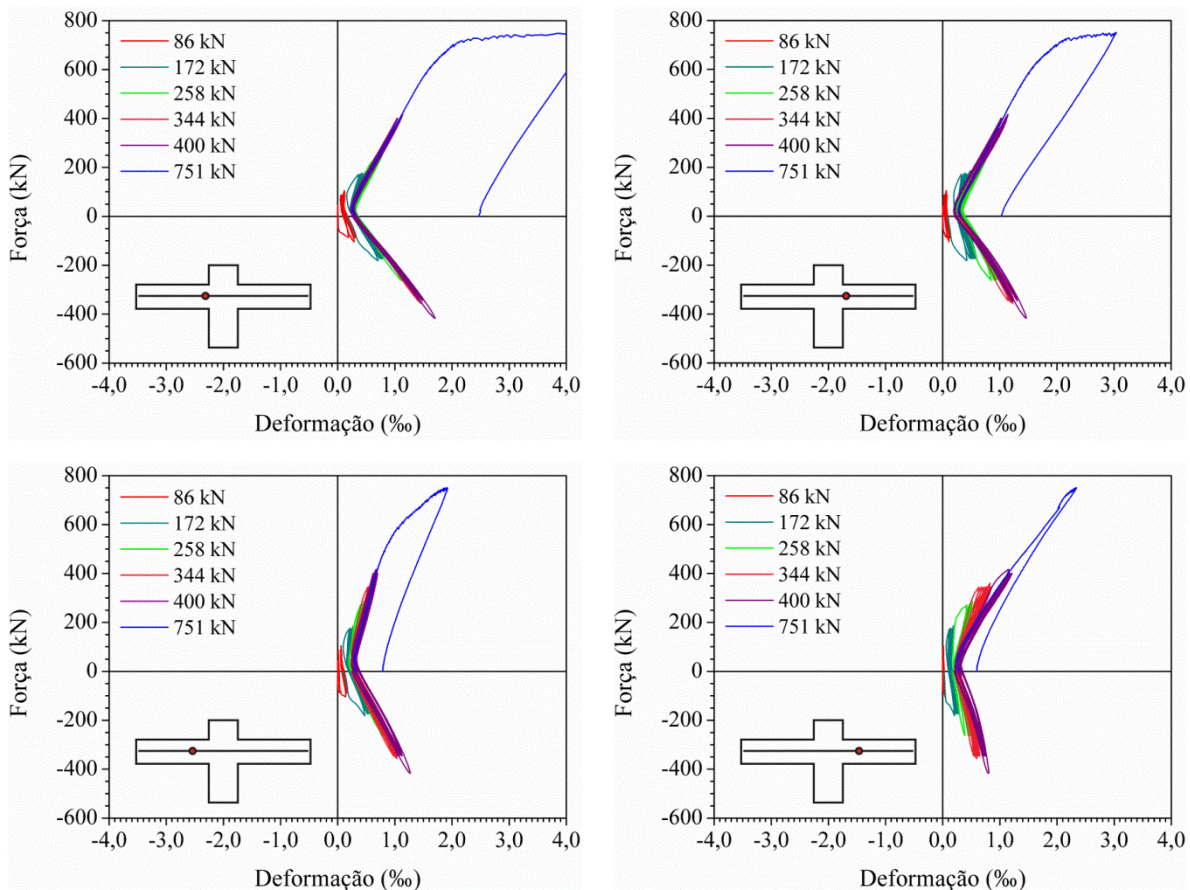


Figura 7.6 – Curvas força *versus* deformação da armadura de pele do modelo monolítico.

Para a armadura de pele, também se observa maiores deformações porque é mais efetiva a transferência dos esforços pela ligação monolítica (transferência completa). Observa-se que na região da ligação, chegou a ocorrer escoamento dessas armaduras, o que não aconteceu com o modelo de concreto pré-moldado.

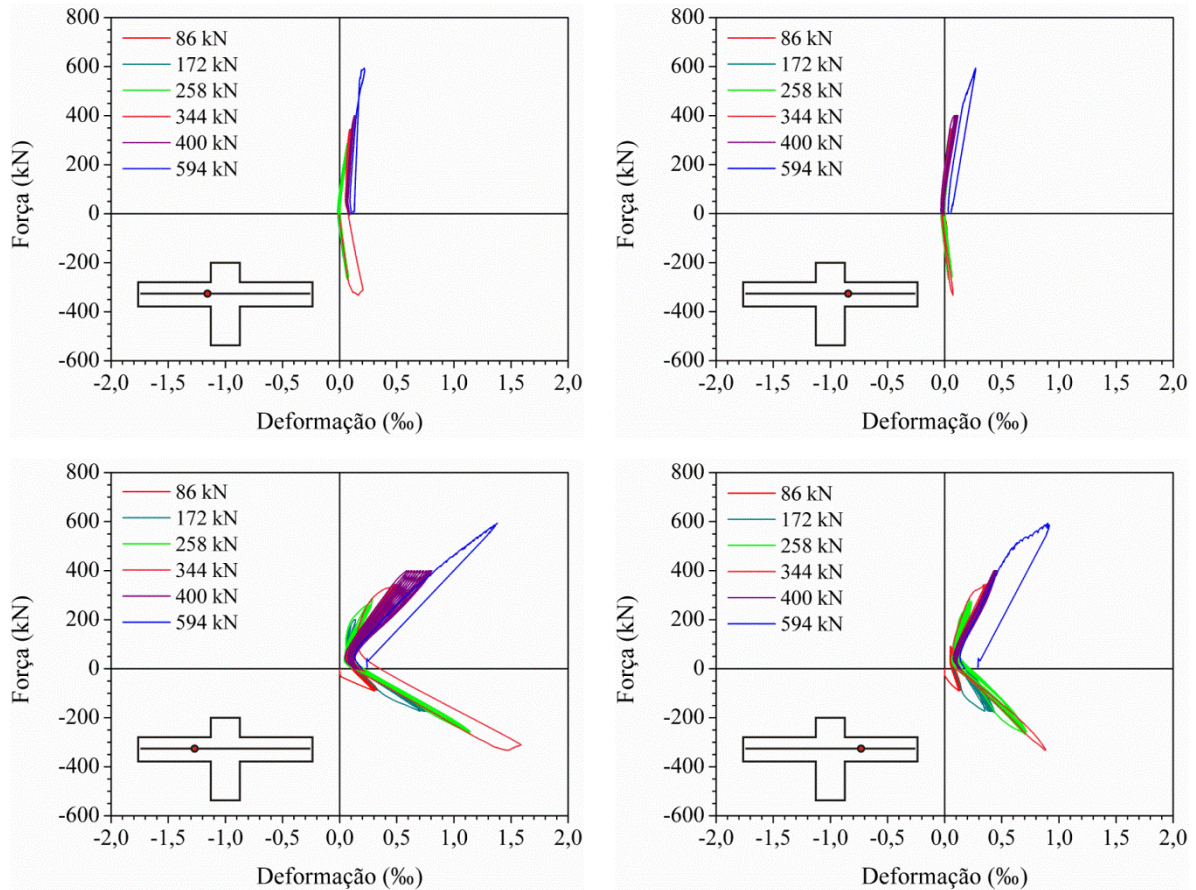


Figura 7.7 – Curvas força *versus* deformação da armadura de pele do modelo de concreto pré-moldado.

7.3.4 Estribos

Os estribos também apresentaram deformações de tração para a maior parte dos ciclos de carregamento e níveis de força, exceto pelo estribo do lado direito, que esteve comprimido nos dois primeiros ciclos para carregamento ascendente (ver Figura 7.8).

As curvas força *versus* deformação dos estribos (ver Figura 7.9) mostram a ocorrência de aumento brusco nas deformações na ligação da esquerda. Esse aumento brusco nas deformações indica que foi transferida para a ligação da esquerda a parcela de esforço cortante que a ligação da direita não foi capaz de suportar após a ruptura do cobrimento de concreto do lado esquerdo, que ocorreu no primeiro ciclo do quarto nível de força (344 kN).

A comparação dos comportamentos dos estribos dos modelos monolítico e pré-moldado, não fornece informações adicionais que permitam compreender o comportamento observado nos estribos.

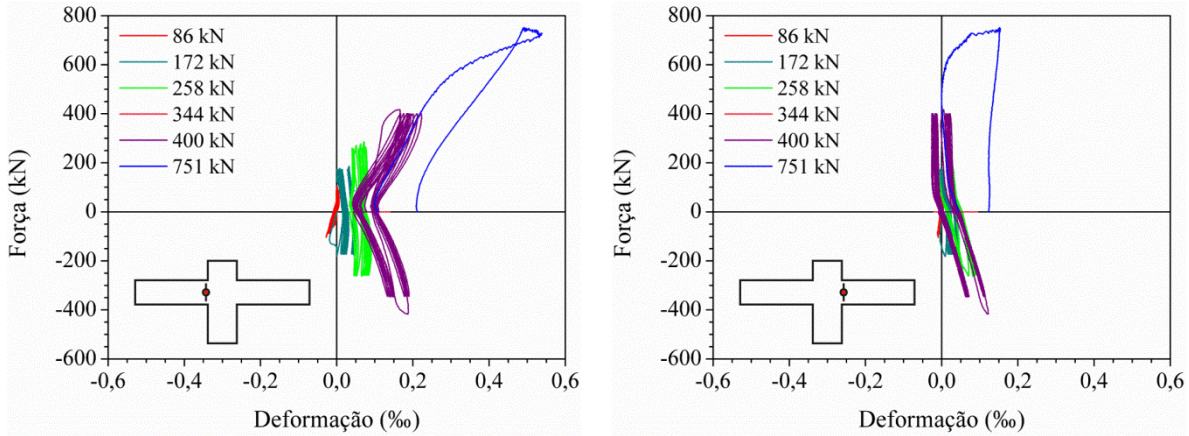


Figura 7.8 – Curvas força *versus* deformação dos estribos do modelo monolítico.

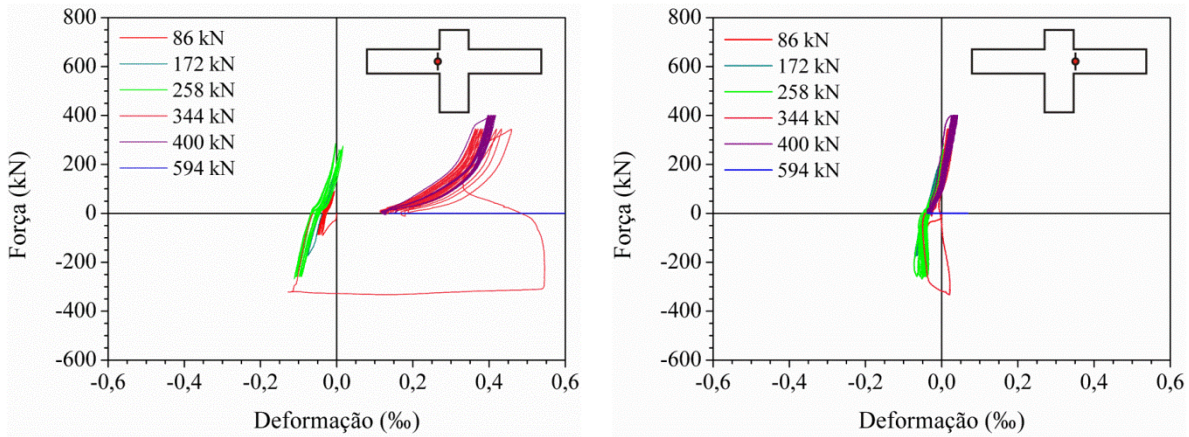


Figura 7.9 – Curvas força *versus* deformação dos estribos do modelo de concreto pré-moldado.

7.4 Perfis de deformação

A Figura 7.10 apresenta os perfis de deformação da armadura positiva do modelo monolítico para todos os níveis de força. É possível notar que essas deformações são aproximadamente simétricas até o quinto nível de força (400 kN), o que era esperado em virtude da simetria do modelo e do carregamento aplicado. Contudo, na ruptura (751 kN), essa simetria foi perdida, provavelmente pela localização de maiores danos junto à armadura positiva no lado esquerdo da ligação em comparação com os danos localizados no lado direito.

Comentário semelhante pode ser feito para a armadura negativa do mesmo modelo ao se observar a Figura 7.11. Entretanto, para essa armadura, os danos parecem ter se localizado do lado direito do modelo. No que diz respeito à armadura de pele do modelo monolítico, da

mesma forma que a armadura positiva, os danos parecem ter se localizado do lado esquerdo (ver Figura 7.12).

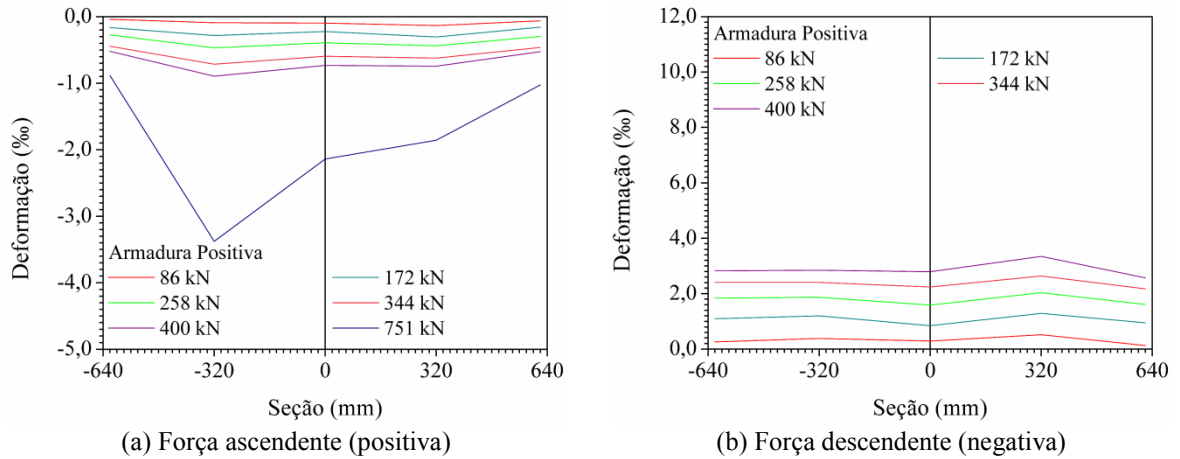


Figura 7.10 – Deformações na armadura positiva: modelo monolítico.

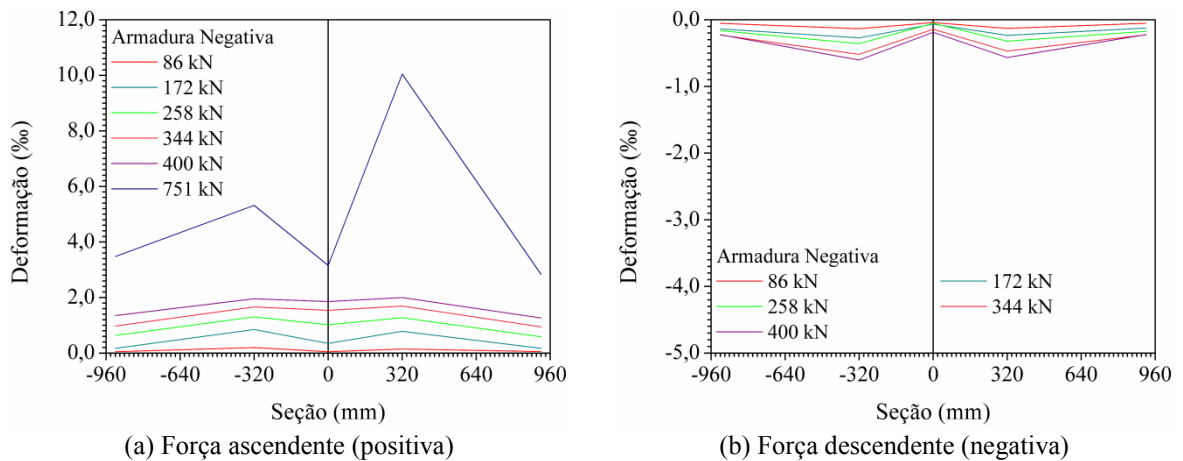


Figura 7.11 – Deformações na armadura negativa: modelo monolítico.

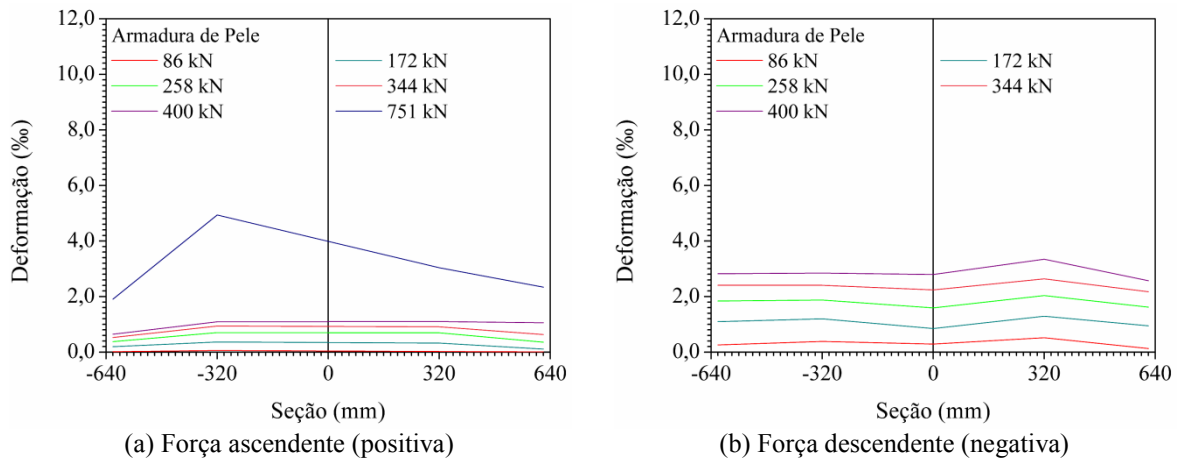


Figura 7.12 – Deformações na armadura de pele: modelo monolítico.

A Figura 7.13 apresenta os perfis de deformação da armadura positiva do modelo de concreto pré-moldado para todos os níveis de força. É possível notar que essas deformações são aproximadamente simétricas até o terceiro nível de força (258 kN) e passam a apresentar leve assimetria para o lado esquerdo após o quarto nível de força (344 kN). No quarto nível de força, com o carregamento aplicado no sentido descendente (força negativa), as deformações do lado direito aumentaram para que o modelo continuasse suportando o carregamento que a ele era aplicado após a ruptura do cobrimento do concreto no primeiro ciclo desse nível de força.

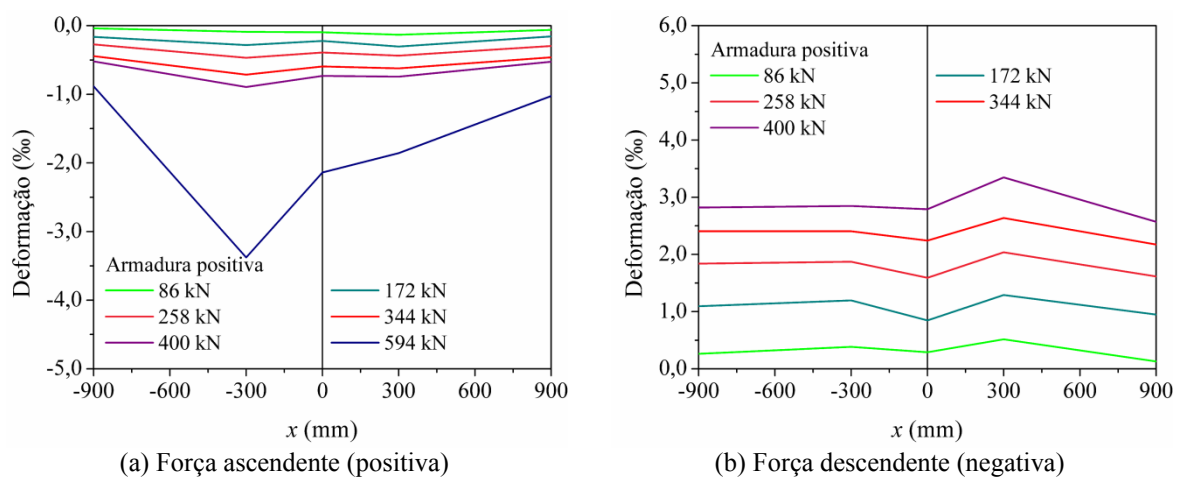


Figura 7.13 – Deformações na armadura positiva: modelo de concreto pré-moldado.

A Figura 7.14 apresenta os perfis de deformação da armadura negativa no modelo de concreto pré-moldado. Observam-se maiores deformações no lado direito dessa armadura como consequência da redistribuição das tensões no modelo após a ruptura do cobrimento de concreto da região inferior da ligação. Antes da ruptura, porém, as deformações eram aproximadamente simétricas até o quinto ciclo de carregamento. Para carregamentos descendentes, as deformações na armadura negativa mantiveram-se simétricas para todos os níveis de força, tendo sido maiores na ligação em comparação com a seção do pilar.

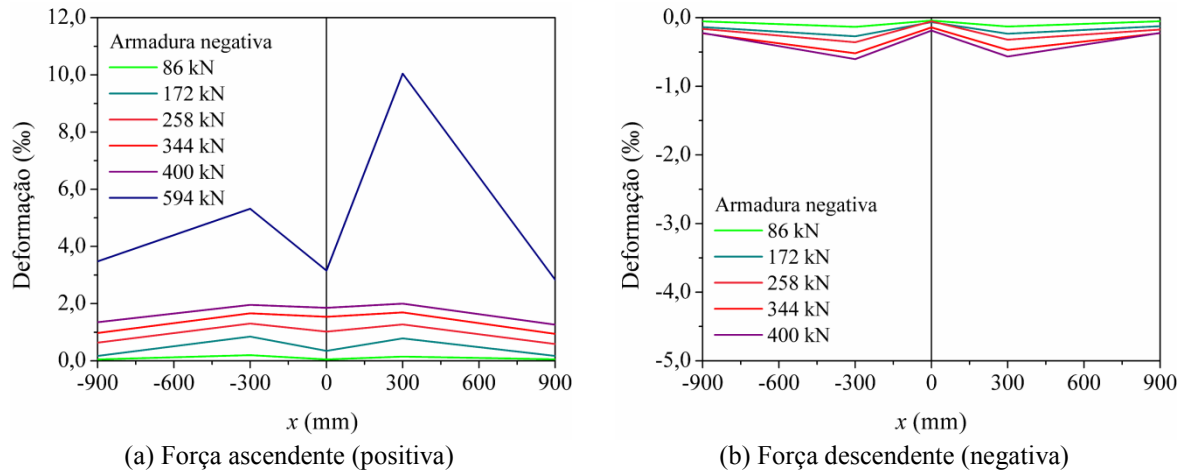


Figura 7.14 – Deformações na armadura negativa: modelo de concreto pré-moldado.

Para a armadura de pele, os perfis de deformação apresentados na Figura 7.15 mostram a ocorrência de deformações significativas para forças negativas e baixo nível de sollicitação para as forças positivas. Os perfis de deformação reforçam a idéia de que a armadura de pele foi pouco solicitada ao momento fletor positivo. Respostas assimétricas foram observadas nas duas situações, indicando concentração de deformação no lado esquerdo do modelo de concreto pré-moldado.

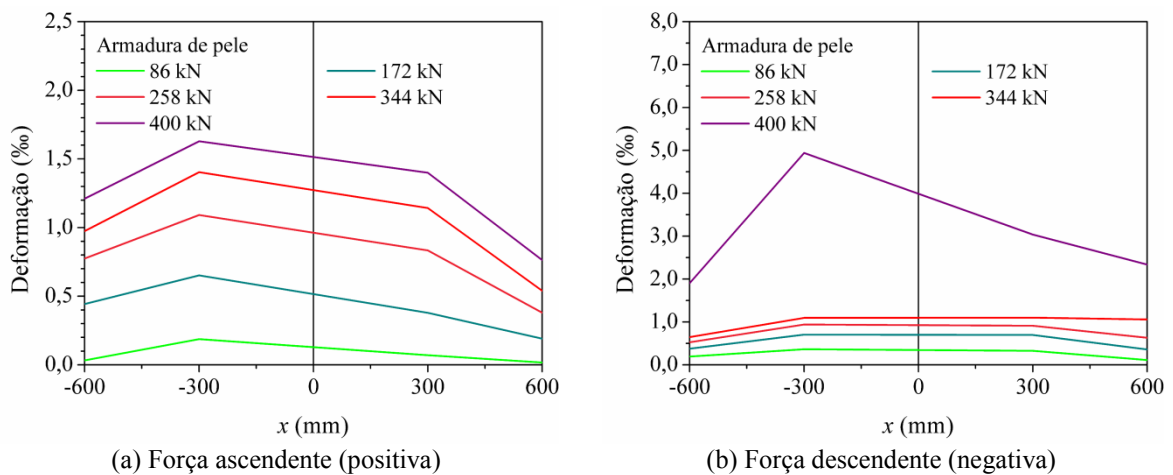


Figura 7.15 – Deformações na armadura de pele do modelo de concreto pré-moldado.

7.5 Curvas momento fletor versus rotação

Aqui é importante fazer uma ressalva: nos ensaios, a região superior da ligação foi tracionada quando uma força ascendente (aqui admitida com sinal positivo) foi aplicada ao modelo e, de maneira análoga, a região inferior da ligação foi tracionada quando uma força descendente (aqui admitida com sinal negativo) foi aplicada ao modelo. Desse modo, nas curvas momento

fletor *versus* rotação que se seguem, o momento fletor negativo será representado nos quadrantes de ordenadas positivas, enquanto o momento fletor positivo será representado nos quadrantes de ordenadas negativas. A rotação, por sua vez, foi calculada como ilustra a Figura 7.16. Já o momento fletor foi calculado multiplicando a metade da força aplicada pelo atuador (que corresponde à reação que surge em um dos apoios) pela distância entre o apoio e a face do pilar, cujo valor foi 1350 mm.

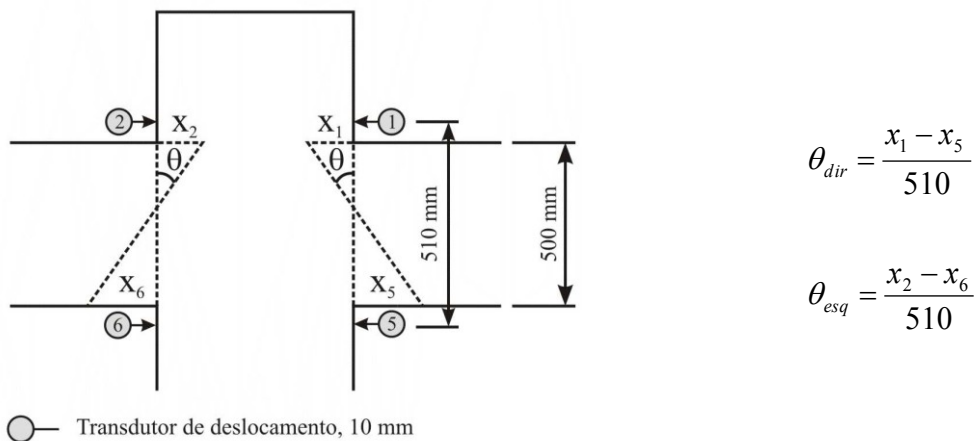


Figura 7.16 – Esquema de cálculo da rotação da ligação.

A Figura 7.17 apresenta a evolução das curvas momento *versus* rotação em cada nível de força para o modelo monolítico. Dessas curvas, observam-se inclinações aproximadamente iguais nos dois lados do modelo, as quais tendem a diminuir evidenciando a degradação da rigidez com a aplicação sucessiva dos ciclos de carregamento. Se reunidas em uma única curva (uma para cada lado do modelo), as curvas apresentadas na Figura 7.17 resultam nas curvas da Figura 7.18.

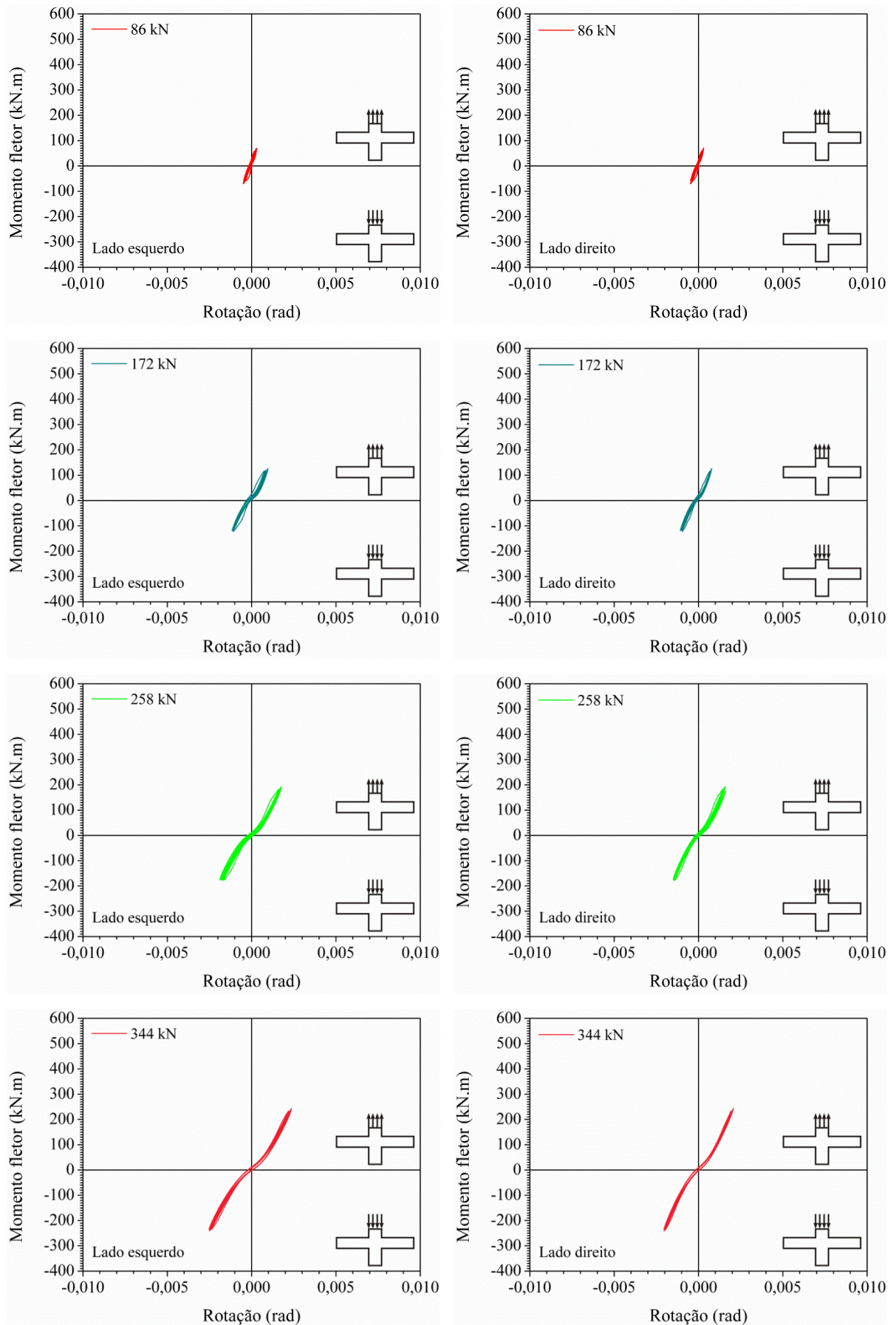


Figura 7.17 – Evolução das curvas momento *versus* rotação para o modelo monolítico.

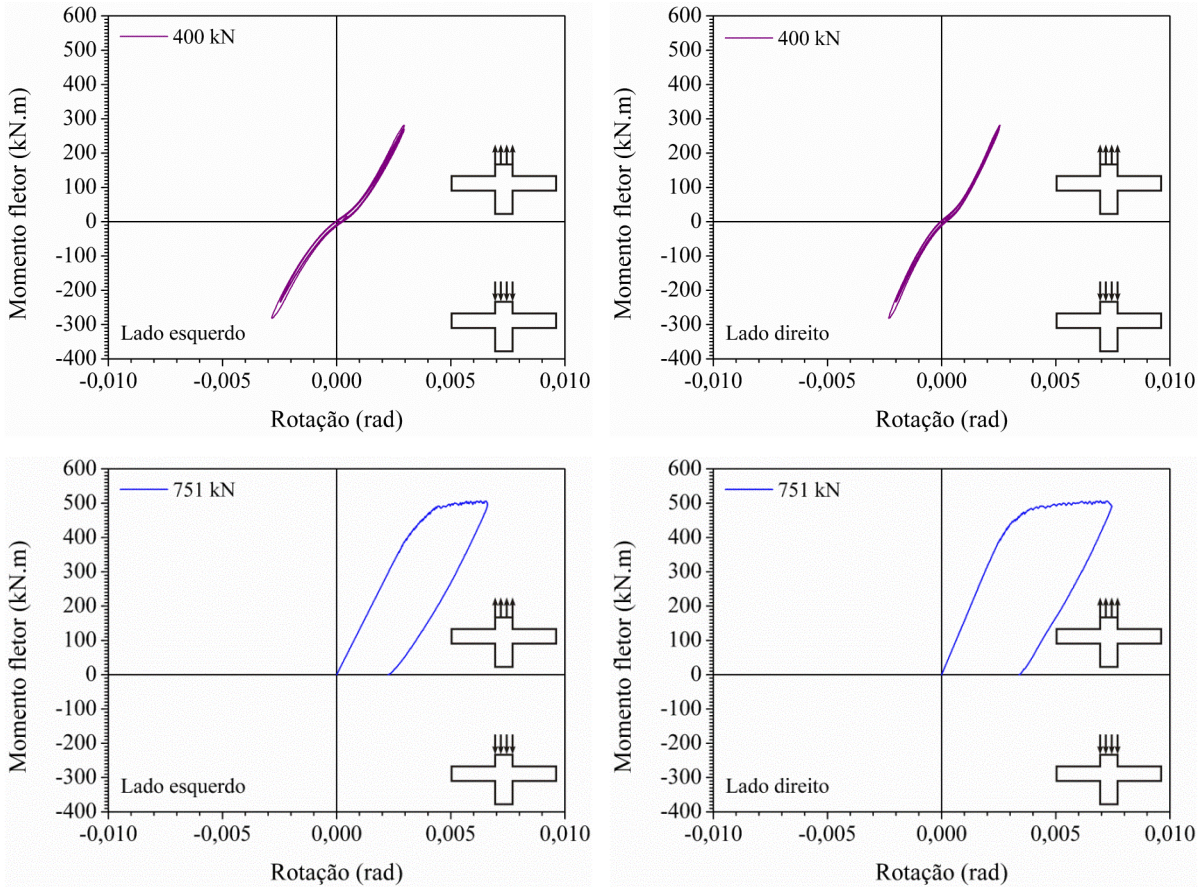


Figura 7.17 – Continuação.

A semelhança entre os comportamentos obtidos para os lados esquerdo e direito do modelo, que também é evidenciada na Figura 7.18, era esperada e decorre da natureza monolítica da ligação.

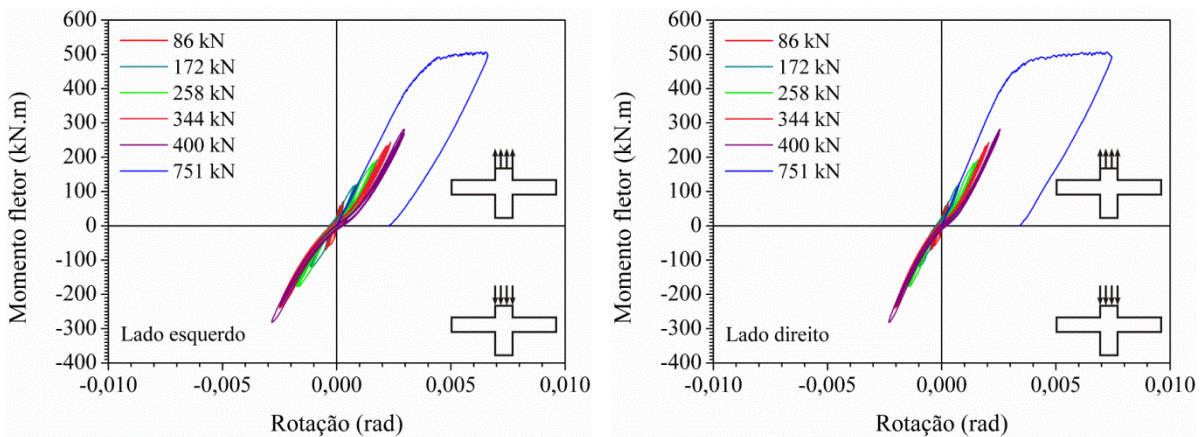


Figura 7.18 – Curvas momento fletor *versus* rotação para o modelo monolítico.

Nesse modelo, a ruptura por momento fletor negativo ocorreu quando a força aplicada pelo atuador atingiu 751 kN no sentido ascendente. Embora a rotação calculada no lado direito da ligação tenha sido maior na ruptura, esse lado apresentou rigidez secante semelhantes à observada no lado esquerdo da ligação. Ainda, observa-se que os ciclos de carregamento e descarregamento não incorporaram rotações residuais significativas no modelo monolítico, já que as histereses apresentaram laços estreitos que sempre passam pela origem a cada inversão do sentido do momento fletor.

Para o modelo de concreto pré-moldado, a Figura 7.19 apresenta as curvas momento *versus* rotação em cada nível de força. Nessas curvas nota-se que a acomodação do modelo durante todo o ensaio para força ascendente afetou a forma de histerese, que apresentou trechos acentuadamente curvilíneos para momentos negativos de até 100 kN, principalmente nos ciclos de maior intensidade de carregamento. Apesar disso, os laços de histerese mantiveram-se estreitos e passantes pela origem, sem impor ao modelo rotações residuais significativas. A análise conjunta dessas histereses indica que a avaliação da ligação submetida a carregamento cíclico foi feita com carregamentos típicos do Estado Limite de Serviço.

Diante da já comentada ruptura do cobrimento de concreto e da impossibilidade de aplicar carregamentos descendentes no quinto nível de força (400 kN), não foram obtidas respostas para esse sentido de força nesse nível de carregamento.

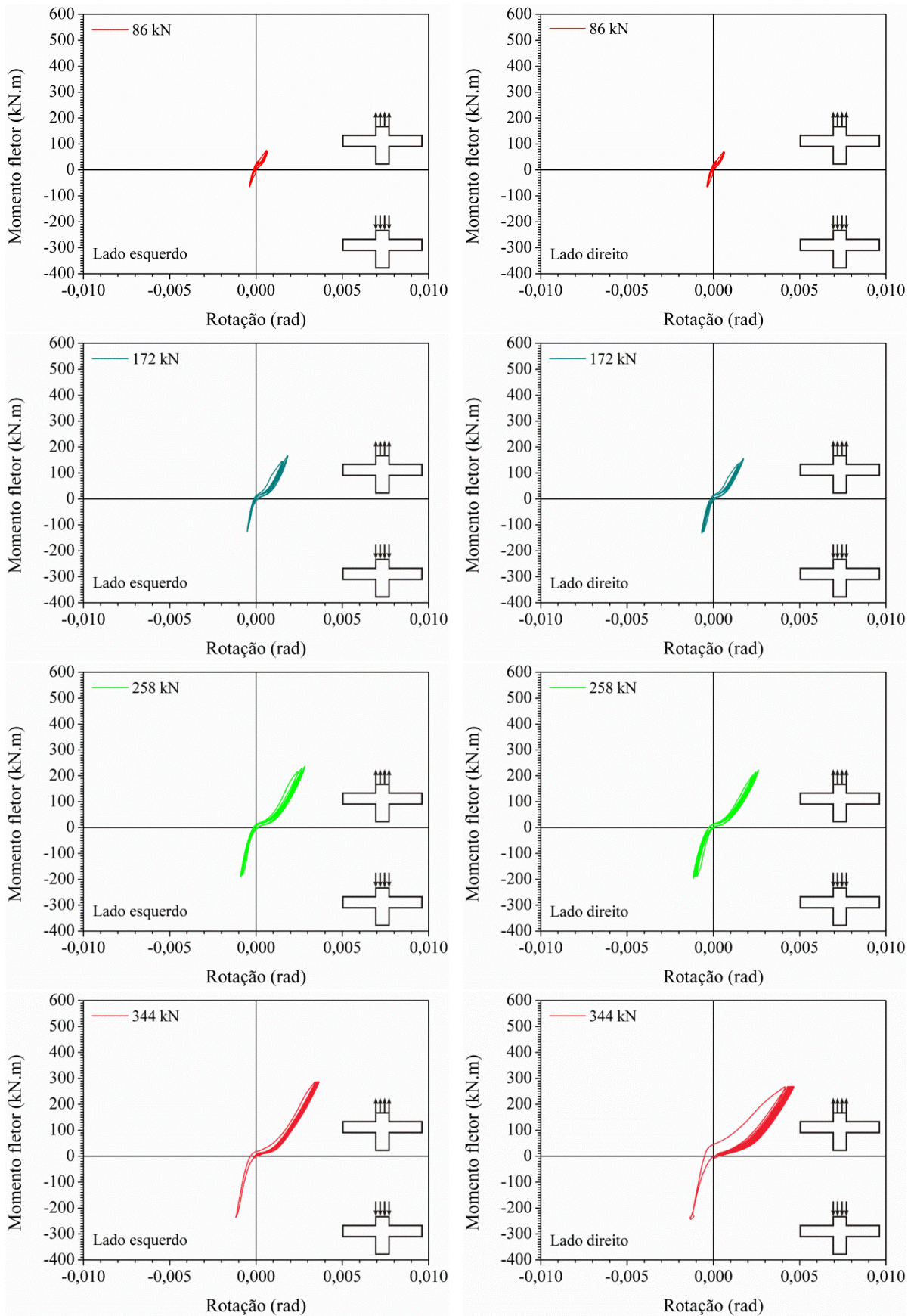


Figura 7.19 – Evolução das curvas momento fletor *versus* rotação para o modelo de concreto pré-moldado.

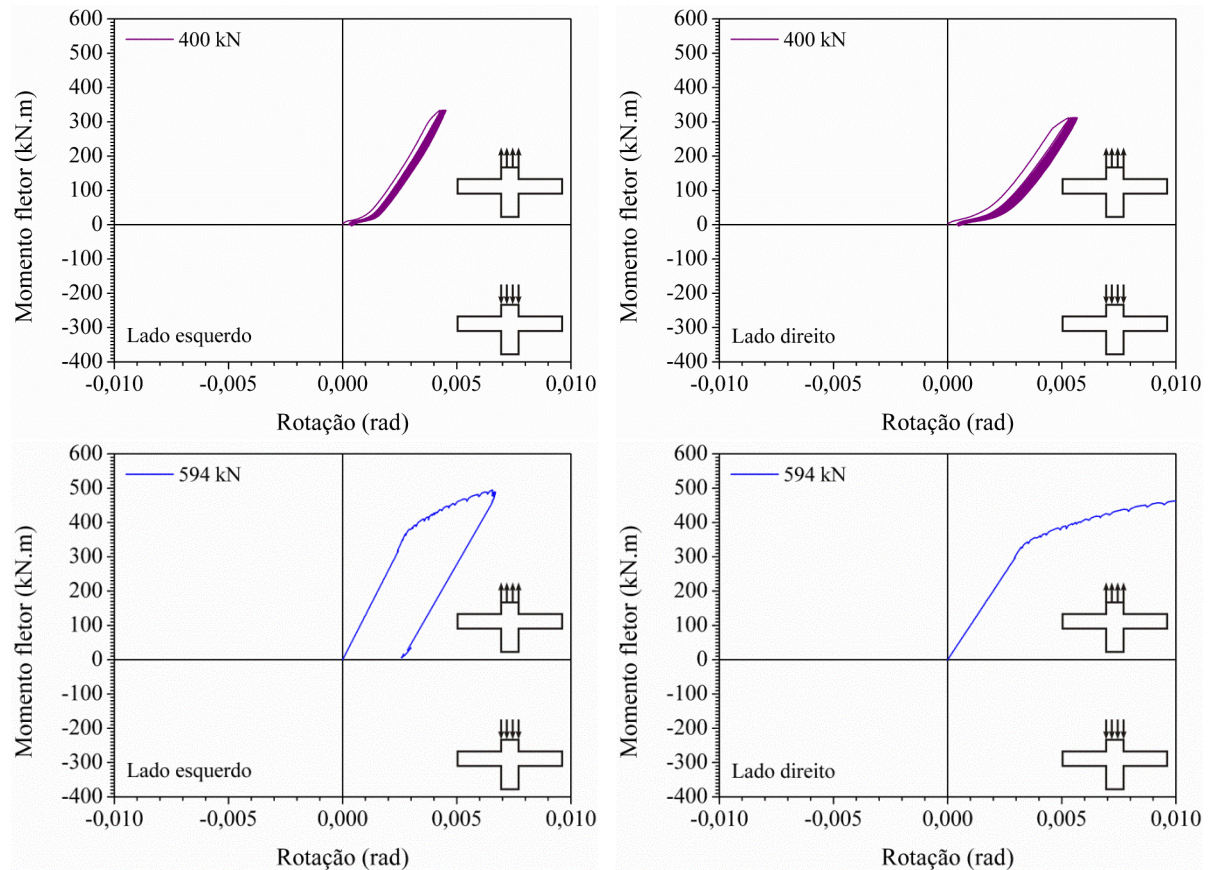


Figura 7.19 – Continuação.

As curvas apresentadas na Figura 7.19 foram reunidas na Figura 7.20. Estas curvas mostram comportamentos distintos para os dois lados da ligação do modelo de concreto pré-moldado. Enquanto o lado esquerdo apresentou rotações semelhantes às observadas no modelo monolítico, o lado direito exibiu rotações bastante elevadas se comparadas com as obtidas do lado esquerdo. Este comportamento também está associado à ruptura do cobrimento de concreto, que fez com que a altura útil da seção transversal associada ao momento fletor negativo fosse reduzida, diminuindo também a capacidade resistente da ligação e, por consequência, do modelo, que foi esgotada quando a força aplicada pelo atuador atingiu 594 kN, valor 21% menor que o observado para o modelo monolítico.

Ainda, é importante comentar que as curvas momento fletor *versus* rotação referentes ao modelo de concreto pré-moldado foram corrigidas em virtude de terem sido observados valores de altura útil diferentes daqueles verificados no modelo monolítico, o que impede a comparação direta das curvas de momento fletor *versus* rotação desses modelos. Dessa forma, os momentos fletores do modelo de concreto pré-moldado foram corrigidos para permitir sua comparação com a curva obtida para o modelo monolítico. O procedimento de correção

consistiu em multiplicar esses momentos fletores pela razão entre as alturas úteis dos modelos monolítico e pré-moldado, respectivamente.

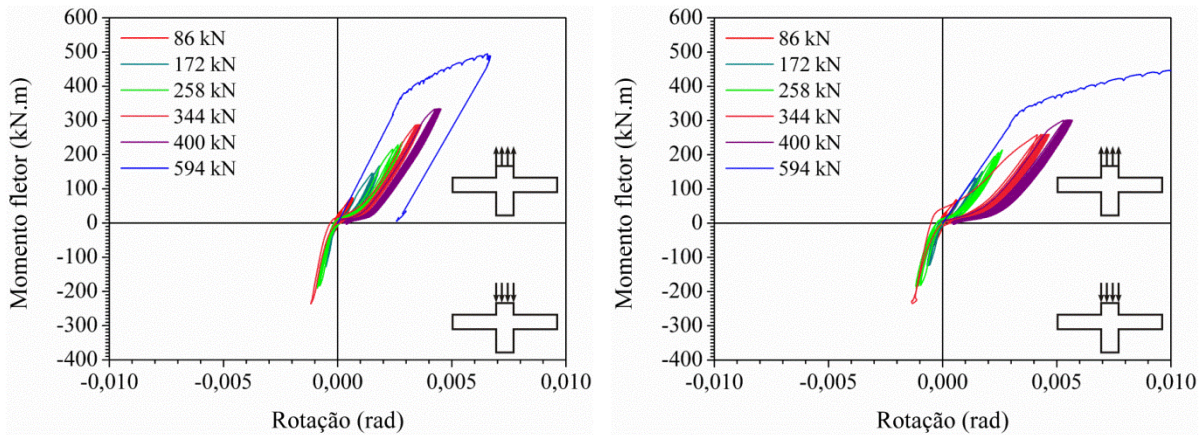


Figura 7.20 – Curvas momento fletor *versus* rotação corrigidas para o modelo de concreto pré-moldado.

As análises aqui realizadas se referem única e exclusivamente ao momento fletor negativo, de modo que as alturas úteis mencionadas correspondem à distância entre o centróide da armadura negativa e a face inferior da viga, cujos valores foram 366 mm para a ligação do lado esquerdo e 392 mm para a ligação do lado direito. A altura útil da ligação monolítica foi de 408 mm.

A Figura 7.21 compara as curvas momento fletor *versus* rotação obtidas para os modelos monolítico e de concreto pré-moldado. Observa-se, pela comparação, que o lado esquerdo do modelo de concreto pré-moldado apresenta rigidez semelhante à observada no modelo monolítico, o que não ocorreu do lado direito desse modelo, provavelmente em função do destacamento do cobrimento de concreto e da grande abertura da ligação, na região superior, no lado direito do modelo de concreto pré-moldado. Além da maior rigidez, o modelo monolítico também apresenta maior momento fletor máximo que o modelo de concreto pré-moldado. Esses aspectos serão mais bem comentados nos itens que se seguem.

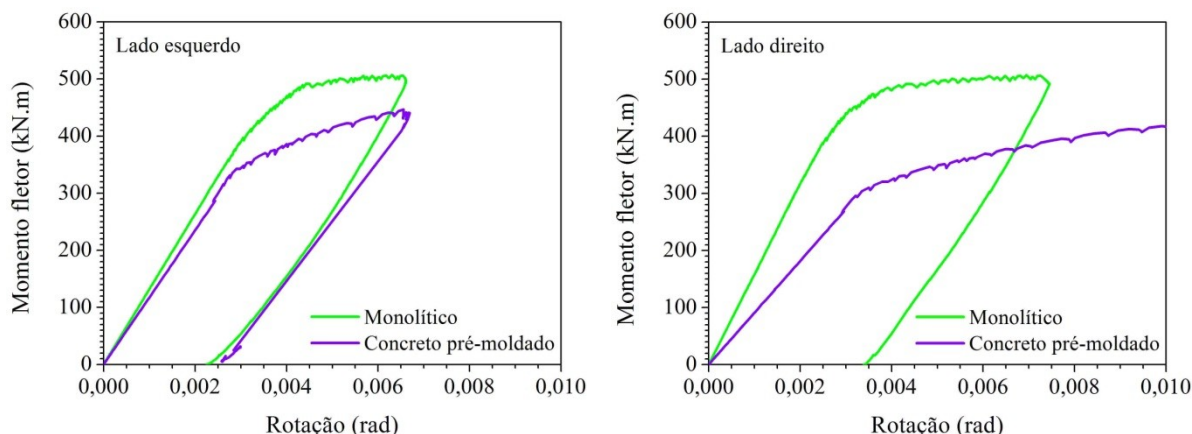


Figura 7.21 – Comparação entre as curvas momento fletor *versus* rotação para os modelos monolítico e de concreto pré-moldado.

7.6 Classificação da ligação

Para classificar a ligação quanto a sua rigidez é necessário determinar a reta “*beam-line*”, a qual une os pontos equivalentes às situações de engastamento e articulação perfeitos. O ponto em que a curva momento fletor *versus* rotação intercepta a reta “*beam-line*” identifica o valor do momento fletor transmitido pela ligação. No entanto, traçar a reta “*beam-line*” só seria possível se tivéssemos uma estrutura apertada cujas ligações tivessem sido realizadas com a mesma tipologia de ligação estudada.

Como o modelo empregado nesta tese não representa uma estrutura propriamente dita, a classificação da ligação quanto à sua rigidez não se justifica com os dados disponíveis, uma vez que não é possível determinar o ponto da “*beam-line*” correspondente à situação de articulação perfeita. Por outro lado, a classificação da resistência da ligação pode ser feita mesmo que o modelo não represente uma estrutura, mas apenas uma ligação. Assim, as afirmações feitas neste tópico dizem respeito apenas à resistência da ligação.

A maneira mais comum de avaliar a resistência da ligação consiste em determinar o coeficiente de engastamento parcial, que representa a relação entre o momento fletor máximo suportado pelo modelo de concreto pré-moldado e o momento fletor máximo suportado pelo modelo monolítico. Desse modo, conforme sugestão de Ferreira (1999), coeficientes de engastamento parcial superiores a 0,90 sugerem que a ligação é rígida e de alta resistência, enquanto valores desse coeficiente variando de 0,75 a 0,90 indicam ligações semi-rígidas, mas de alta resistência.

Nos modelos ensaiados no programa experimental desta tese, foram obtidos momentos fletores máximos de 446,53 kN.m e 417,68 kN.m para os lados esquerdo e direito do modelo de concreto pré-moldado e 507,13 kN.m para o modelo monolítico. Esses valores são 12% e 18% menores que o encontrado para o modelo monolítico e sugerem que a ruptura do cobrimento de concreto reduziu significativamente a capacidade resistente da ligação do modelo de concreto pré-moldado. Ainda, essa redução só não foi maior devido à presença das fibras de aço no concreto da ligação do modelo de concreto pré-moldado, as quais aumentaram a resistência à tração do material que, além disso, também apresentava maior resistência à compressão (60 MPa).

Os valores experimentais da resistência dos modelos monolítico e pré-moldado também foram comparados aos valores teóricos, calculados segundo os modelos mecânicos apresentados na Figura 7.22. Para o modelo monolítico, foi obtida uma resistência teórica igual a 505,62 kN.m, valor muito próximo do obtido experimentalmente. Já para o modelo de concreto pré-moldado foram obtidas resistências teóricas iguais a 463,12 kN.m e 431,68 kN.m, respectivamente para os lados esquerdo e direito. Os braços de alavanca das resultantes em relação à resultante do bloco de compressão são diferentes devido à diferente posição da armadura de flexão em ambos os lados ocasionada durante a confecção do modelo.

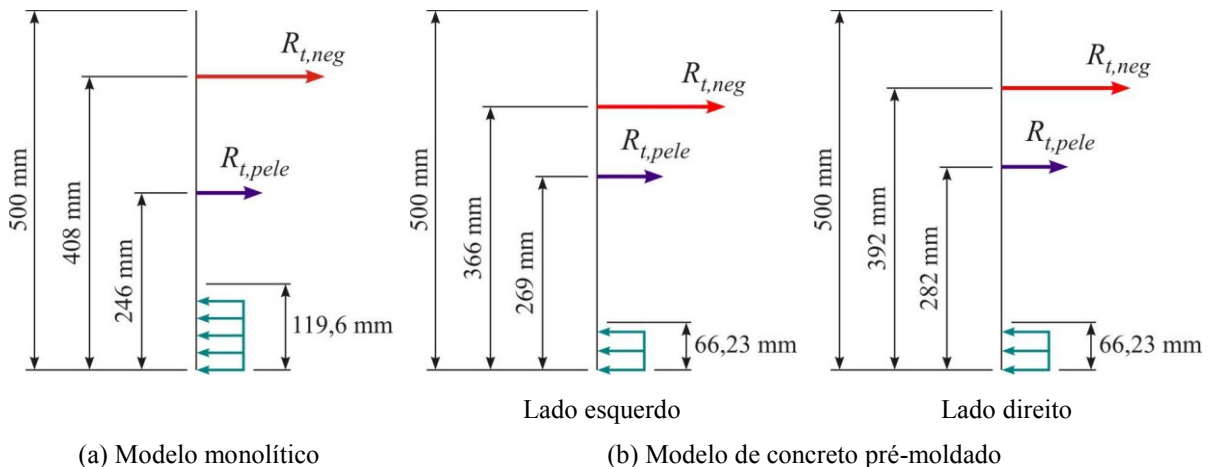


Figura 7.22 – Modelos mecânicos para cálculo dos momentos teóricos na ligação.

Supondo que a ligação monolítica realmente tenha sido rígida, o cálculo do coeficiente de engastamento parcial resulta nos valores 0,88 e 0,82 respectivamente para os lados esquerdo e direito do modelo de concreto pré-moldado, o que indica que esses dois lados apresentaram ligações consideradas de alta resistência de acordo com o sistema de classificação proposto por Ferreira (1999). A diferença entre esses valores, conforme já comentado, pode estar

associada à diferença nos valores da altura útil de cada lado do modelo, mas também pode ter causa inerente à própria natureza heterogênea do concreto e do concreto com fibras.

Também é importante notar que a diferença de aproximadamente 6% entre os momentos fletores negativos dos lados esquerdo e direito da ligação do modelo de concreto pré-moldado é pouco expressiva para afirmar que a resistência da ligação foi afetada pelo destacamento do cobrimento.

7.7 Rigidez da ligação

A Tabela 7.3 mostra os valores da rigidez secante determinados para o primeiro, o quinto e o último ciclo de cada nível de carregamento. Nessa tabela, o parâmetro D_K , que é adimensional, representa a taxa de degradação da rigidez e é calculado pela Equação (7.1), em que K_i corresponde à rigidez do ciclo, K_0 corresponde à rigidez no início do ensaio e K_N corresponde à rigidez relativa. A rigidez foi calculada considerando como origem o ponto de inflexão da curva na fase de carregamento (com aplicação da força ascendente), e como pico o ponto de máximo momento fletor negativo, como mostra a Figura 7.23.

$$D_K = 1 - \frac{K_i}{K_0} = 1 - K_N \quad (7.1)$$

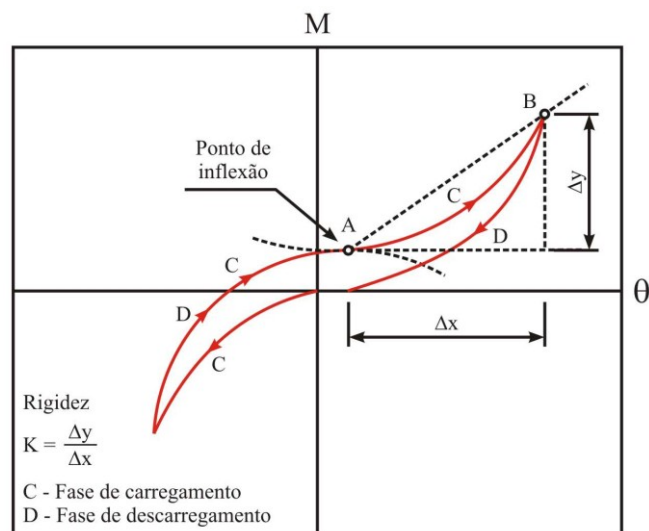


Figura 7.23 – Esquema de cálculo da rigidez da ligação.

Tabela 7.3 – Rigidez da ligação para alguns ciclos de carregamento (MN.m/rad).

Ciclo	Força (kN)	Modelo monolítico				Modelo de concreto pré-moldado			
		Lado Esquerdo		Lado Direito		Lado Esquerdo		Lado Direito	
		K	D _K	K	D _K	K	D _K	K	D _K
1	86	195,94	0%	199,07	0%	91,66	0%	105,64	0%
5	86	195,83	0%	193,52	3%	88,98	3%	95,25	10%
10	86	173,52	11%	180,55	9%	96,07	-5%	91,07	14%
11	172	123,81	0%	137,36	0%	85,52	0%	85,44	0%
15	172	123,25	0%	135,71	1%	88,12	-3%	82,41	4%
20	172	102,23	17%	137,11	0%	80,08	6%	79,17	7%
21	258	110,50	0%	125,26	0%	85,74	0%	83,83	0%
25	258	107,12	3%	121,44	3%	82,65	4%	79,64	5%
30	258	101,85	8%	120,62	4%	77,07	10%	74,17	12%
31	344	104,06	0%	119,59	0%	73,47	0%	50,94	0%
35	344	101,73	2%	117,27	2%	80,95	-10%	61,46	-21%
40	344	100,88	3%	113,58	5%	80,94	-10%	62,52	-23%
41	400	102,81	0%	119,30	0%	78,56	0%	58,89	0%
45	400	99,82	3%	115,92	3%	78,57	0%	61,29	-4%
50	400	97,49	5%	113,80	5%	79,32	-1%	60,99	-4%
Ruptura		76,87	61%	69,70	65%	67,78	26%	42,35	60%

Pode-se observar que a rigidez inicial para os lados esquerdo e direito foram bastante próximas para o modelo monolítico (aproximadamente 2% de diferença), embora o lado direito tenha apresentado maior rigidez que o lado esquerdo. Por outro lado, no modelo de concreto pré-moldado a diferença de rigidez inicial do lado esquerdo para o lado direito foi de aproximadamente 14%. Ainda, é importante observar que o lado direito do modelo de concreto pré-moldado apresenta maior rigidez no primeiro nível de força (86 kN). No segundo nível de força (172 kN), a rigidez do lado esquerdo e do lado direito ficam equivalentes e, a partir do quarto nível de força (344 kN), a rigidez do lado esquerdo supera consideravelmente a rigidez do lado direito. Deve ficar claro que, no modelo monolítico, o lado mais rígido foi determinado ao acaso, enquanto no modelo de concreto pré-moldado, o destacamento de parte do cobrimento de concreto da região inferior da ligação reduziu a rigidez da ligação.

No que diz respeito à degradação da rigidez, pode-se observar que o lado esquerdo do modelo monolítico apresentou maior degradação da rigidez em comparação com o lado direito desse modelo (9% para o lado direito e 11% para o lado esquerdo, por exemplo no décimo ciclo com 86 kN), enquanto no modelo de concreto pré-moldado, o lado direito foi aquele que apresentou a maior degradação da rigidez (12% para ao lado direito e 10% para o lado esquerdo, no décimo ciclo com força de 258 kN). Esses valores sugerem que a ligação

proposta nesta tese apresenta menor taxa de degradação que a ligação monolítica análoga, o que pode estar relacionado à presença das fibras no concreto da ligação.

Analisando a variação da rigidez ao longo de todo o ensaio, observa-se que no modelo monolítico a rigidez após a aplicação de todos os ciclos de carregamento foi reduzida em aproximadamente 60% no lado esquerdo e 65% no lado direito e, para o modelo de concreto pré-moldado, essas reduções na rigidez foram de aproximadamente 26% para o lado esquerdo e 60% para o lado direito.

A rigidez secante também foi calculada na ruptura (sob carregamento monotônico) dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado. Para o primeiro modelo, o lado esquerdo apresenta rigidez secante 10% superior à obtida no lado direito. Já no modelo de concreto pré-moldado, a diferença entre os dois lados é de aproximadamente 60%. Considerando o desprendimento do cobrimento de concreto e a excessiva abertura da ligação no lado direito do modelo de concreto pré-moldado, a comparação entre os valores da rigidez secante do lado esquerdo dos dois modelos mostra que o modelo monolítico apresenta rigidez ao final do ensaio 14% superior à observada no modelo de concreto pré-moldado.

7.8 Curva de degradação da rigidez

Neste item, apenas a rigidez a momento fletor negativo foi avaliada, uma vez que a ruptura dos modelos se deu por este tipo de solicitação e a rigidez e a resistência da ligação só foram determinadas experimentalmente para momento fletor negativo. É importante ressaltar que os ensaios descritos e discutidos nesta tese foram planejados para que não ocorresse fadiga dos materiais. Ainda, foi proposto, somente para o modelo de concreto pré-moldado, um modelo empírico para estimar a taxa de degradação da rigidez da ligação após determinado número de ciclos ser aplicado com forças típicas da ligação em serviço.

Para tal finalidade, foi calculada a rigidez secante, conforme indicações da Figura 7.23, para cada nível de força no qual se supõe que a ligação esteja em serviço (86 kN, 172 kN e 258 kN). Então, a rigidez de cada ciclo foi normalizada pela rigidez do primeiro ciclo para obter a rigidez relativa K_N , a partir da qual pode ser calculada a degradação D_k pela Equação (7.1). Este cálculo foi feito para as ligações dos lados esquerdo e direito do modelo. Ainda, foi calculada a rigidez média considerando os dois lados do modelo.

A Figura 7.24 apresenta as curvas de degradação da rigidez para os três primeiros ciclos de carregamento, cujos níveis de força são típicos da ligação em serviço. A mesma figura também apresenta a curva obtida da média entre as curvas de degradação dos lados esquerdo e direito do modelo de concreto pré-moldado. Assim, analisando a degradação da rigidez secante ao momento fletor negativo dentro dos primeiros três ciclos de carregamento (86 kN, 172 kN e 258 kN), observa-se uma variação de até 14% no valor dessa rigidez. Essa variação é considerada pequena e permite afirmar que o valor da rigidez secante da ligação não sofre alterações significativas para forças típicas da ligação em serviço.

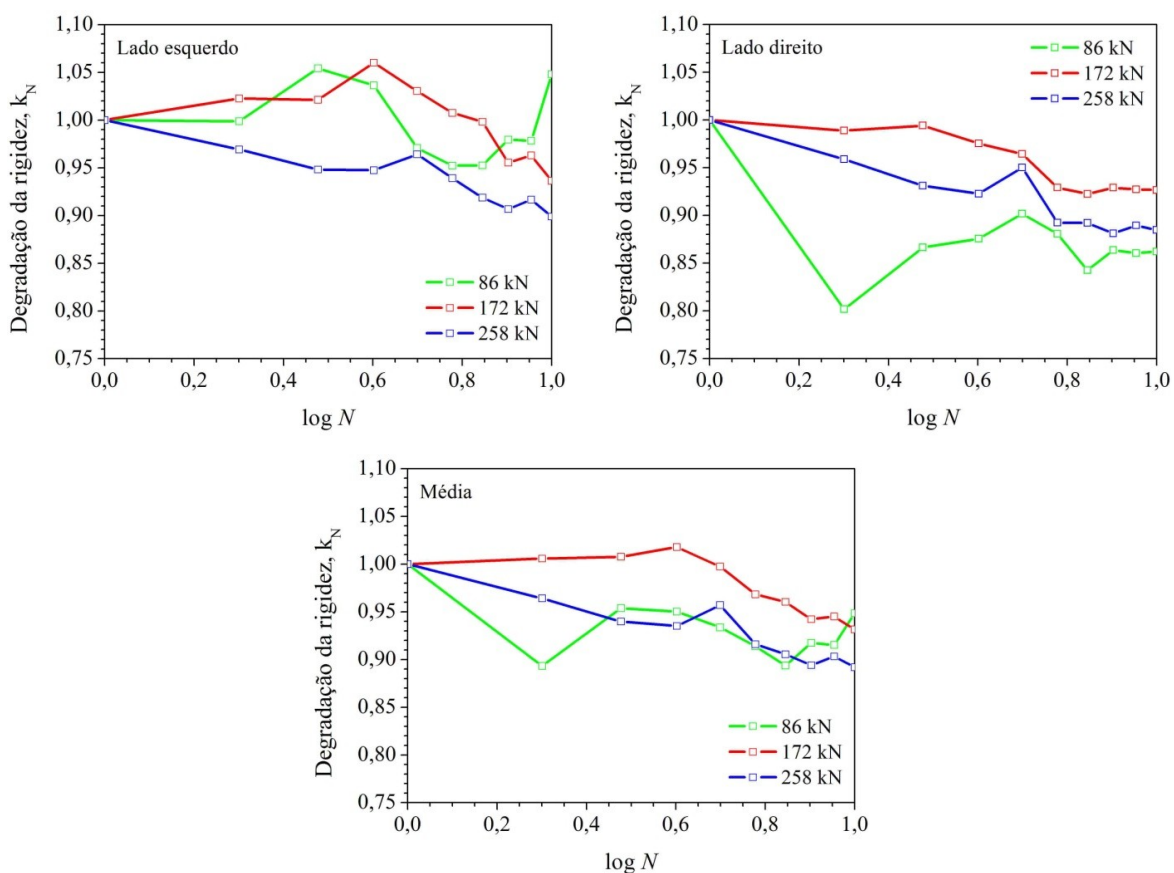


Figura 7.24 – Curvas de degradação da rigidez para o modelo de concreto pré-moldado.

A Figura 7.25 mostra as curvas obtidas por regressão linear para estimativa da rigidez da ligação após aplicação de no máximo 10 ciclos de carregamento. O modelo foi obtido mantendo livre o coeficiente angular e fixando o coeficiente linear da reta de regressão para que o mesmo passasse pelo ponto de ordenada 1 a fim de garantir que o modelo represente adequadamente a rigidez do primeiro ciclo. Esse procedimento acarreta aumento do coeficiente de correlação da regressão que não representa, necessariamente, a melhor curva.

Por outro lado, os intervalos de confiança delimitaram a maioria dos pontos utilizados na regressão, o que sugere a boa representatividade das equações obtidas.

Pelas equações obtidas, observa-se que o coeficiente angular da reta de regressão vale 9% para força de 86 kN, 4% para o força de 172 kN e 11% para força de 258 kN. Observa-se que é no terceiro nível de força (172 kN), que apresenta fissuração mais intensa que os anteriores, que o coeficiente angular assume seu maior valor. Isso sugere que é possível adotar um coeficiente médio aproximadamente igual a 10% para prever a rigidez após determinado número de ciclos ter sido aplicado com forças de até 258 kN, valor pequeno que reforça a ideia de que a degradação da rigidez é pouco afetada por forças típicas da ligação em serviço. Dessa forma, sugere-se o modelo definido pela equação (7.2) para estimar a rigidez da ligação sob carregamento cíclico.

$$K_N = 1,00 - 0,10 \cdot \log N \quad (R^2 = 0,999) \quad (7.2)$$

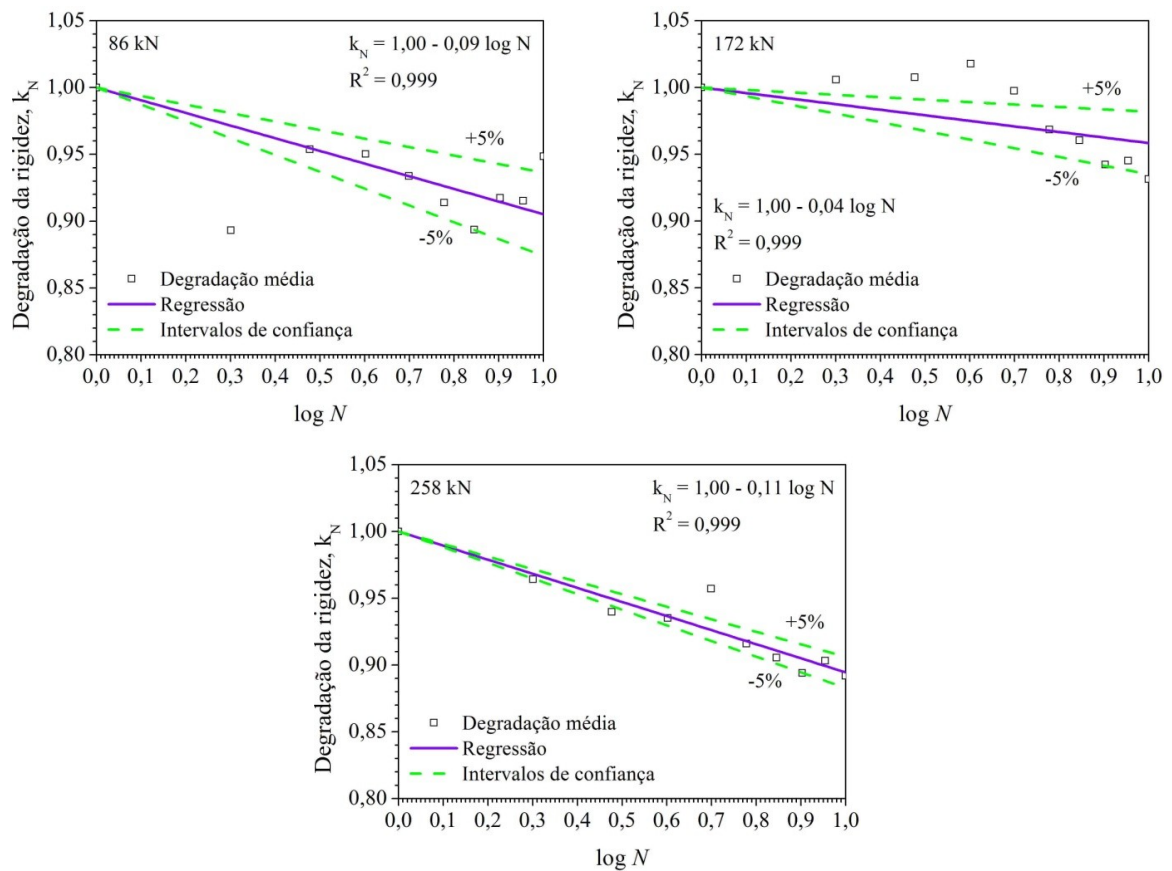


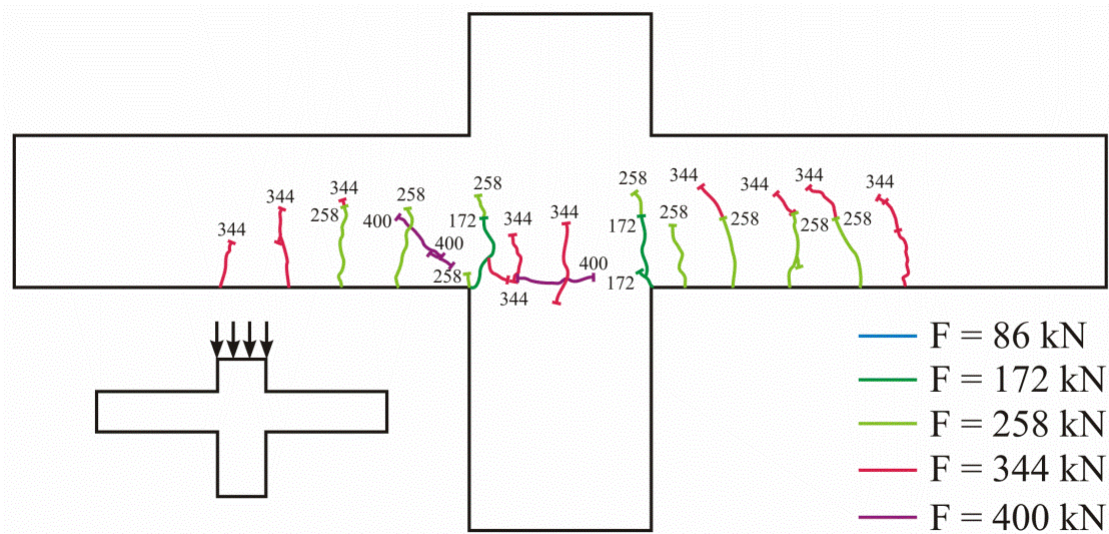
Figura 7.25 – Equações para estimativa da rigidez tangente.

Ainda, é importante salientar o fato de que o modelo de degradação da rigidez proposto nesta tese é válido somente para a tipologia de ligação estudada e para número de ciclos menor ou

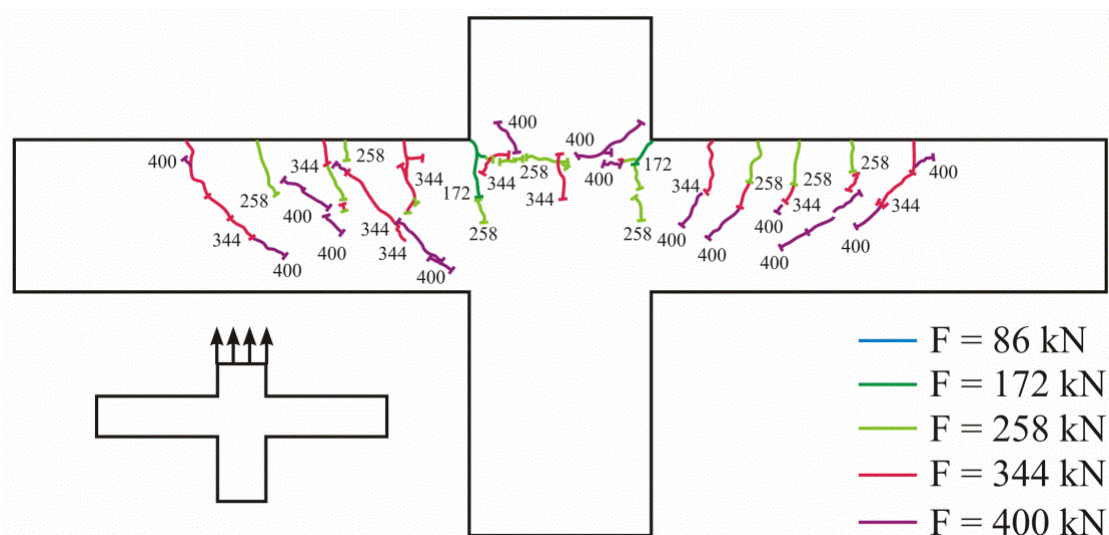
igual a 10. Ligações diferentes, ou mesmo semelhantes, requerem estudos experimentais para obter suas respectivas taxas de degradação da rigidez.

7.9 Panoramas de fissuração

A Figura 7.26 apresenta o panorama final de fissuração obtido para o modelo monolítico para carregamentos ascendente e descendente, enquanto a Figura 7.27 apresenta o panorama de fissuração obtido para o modelo de concreto pré-moldado.



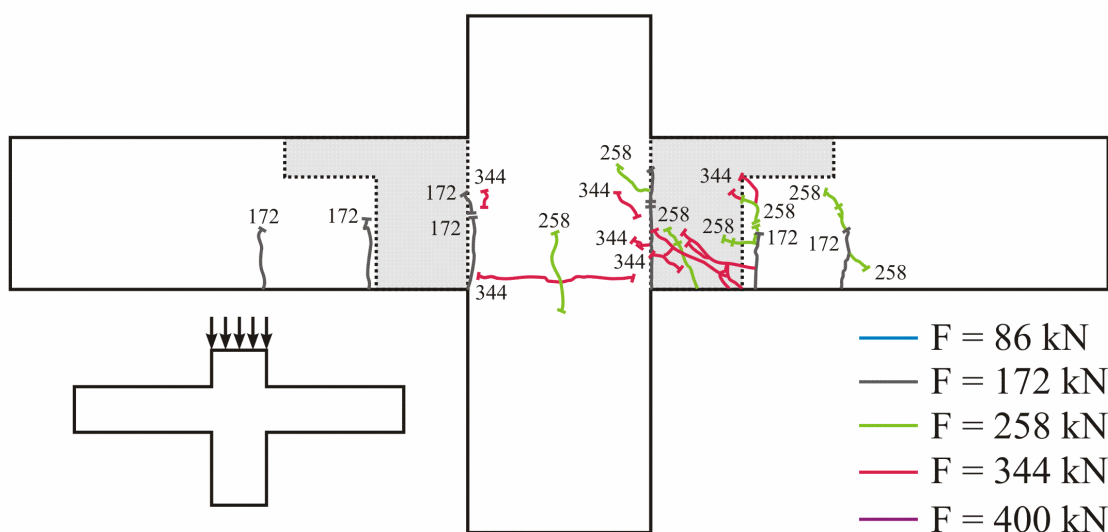
(a) Modelo monolítico – fissuras causadas por momento fletor positivo



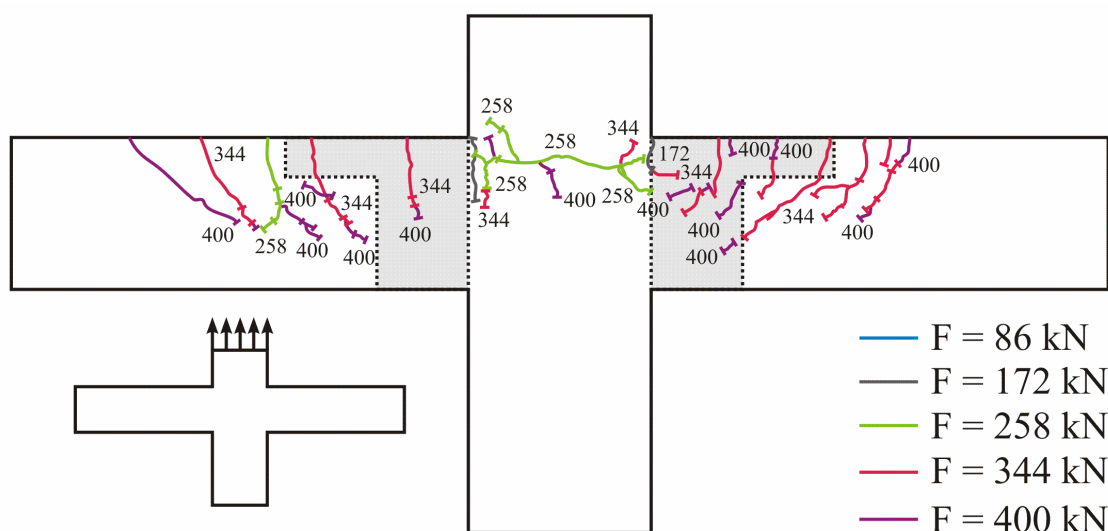
(b) Modelo monolítico – fissuras causadas por momento fletor negativo

Figura 7.26 – Panoramas de fissuração para o modelo monolítico.

Na Figura 7.26 observam-se fissuras aproximadamente verticais na região próxima ao pilar para forças ascendentes e descendentes. Essas fissuras são típicas de flexão e ocorreram para forças de até 258 kN. Para forças superiores a esse valor, foram observadas fissuras de trajetórias inclinadas e curvilíneas, caracterizando a ocorrência de cisalhamento no modelo. Todas as fissuras se formaram para forças superiores a 86 kN e as primeiras surgiram no primeiro ciclo do segundo nível de força (172 kN) a partir dos cantos reentrantes do modelo, propagando-se em direções aproximadamente verticais.



(a) Modelo de concreto pré-moldado – fissuras causadas por momento fletor positivo



(b) Modelo de concreto pré-moldado – fissuras causadas por momento fletor negativo

Figura 7.27 – Panoramas de fissuração para o modelo de concreto pré-moldado.

Para o modelo de concreto pré-moldado, as fissuras se distribuíram pelo modelo de maneira diferente daquela observada para o modelo monolítico (ver Figura 7.27), embora os

panoramas de fissuração dos dois modelos sejam semelhantes para momento fletor negativo. Para momento fletor positivo, a maior parte das fissuras se concentrou do lado direito do modelo, principalmente na região da ligação. Nesse modelo, as fissuras formadas sob a ação de momentos fletores positivos surgiram no 2º, 3º e 4º níveis de força enquanto as fissuras formadas sob a ação de momentos fletores negativos surgiram no 2º, 3º, 4º e 5º níveis de força. As primeiras fissuras surgiram dos cantos reentrantes, mas, ao contrário das fissuras do modelo monolítico, essas fissuras propagaram-se por planos preferenciais de fraturamento definidos pela interface das vigas com o pilar. Ainda, devido à presença do concreto com fibras na ligação, ocorreu a múltipla fissuração desse material, em particular no lado direito, e, por esse motivo, as fissuras assumiram trajetórias aleatórias dependentes da distribuição das fibras no concreto. Desse modo, não é possível separar as fissuras típicas de flexão daquelas que são características do cisalhamento.

Assim como no modelo monolítico, no modelo de concreto pré-moldado também foram observadas fissuras horizontais na região do pilar limitada pelas vigas. Uma fissura vertical também foi observada na mesma região para forças descendentes aplicadas ao pilar. Essa fissura, ao contrário da fissura horizontal, decorre da flexão e foi observada no terceiro nível de força (258 kN). Fissuras verticais também surgiram para forças ascendentes, mas como ramificações de fissuras pré-existent.

A análise do panorama de fissuração do modelo de concreto pré-moldado sugere a formação de um mecanismo por meio do qual as forças provenientes da armadura positiva são transferidas da viga para as chaves de cisalhamento sem passar pela emenda da armadura positiva.

A evolução do panorama de fissuração com a aplicação dos ciclos de carregamento pode ser observada na Figura 7.28 para o modelo monolítico e na Figura 7.29 para o modelo de concreto pré-moldado.

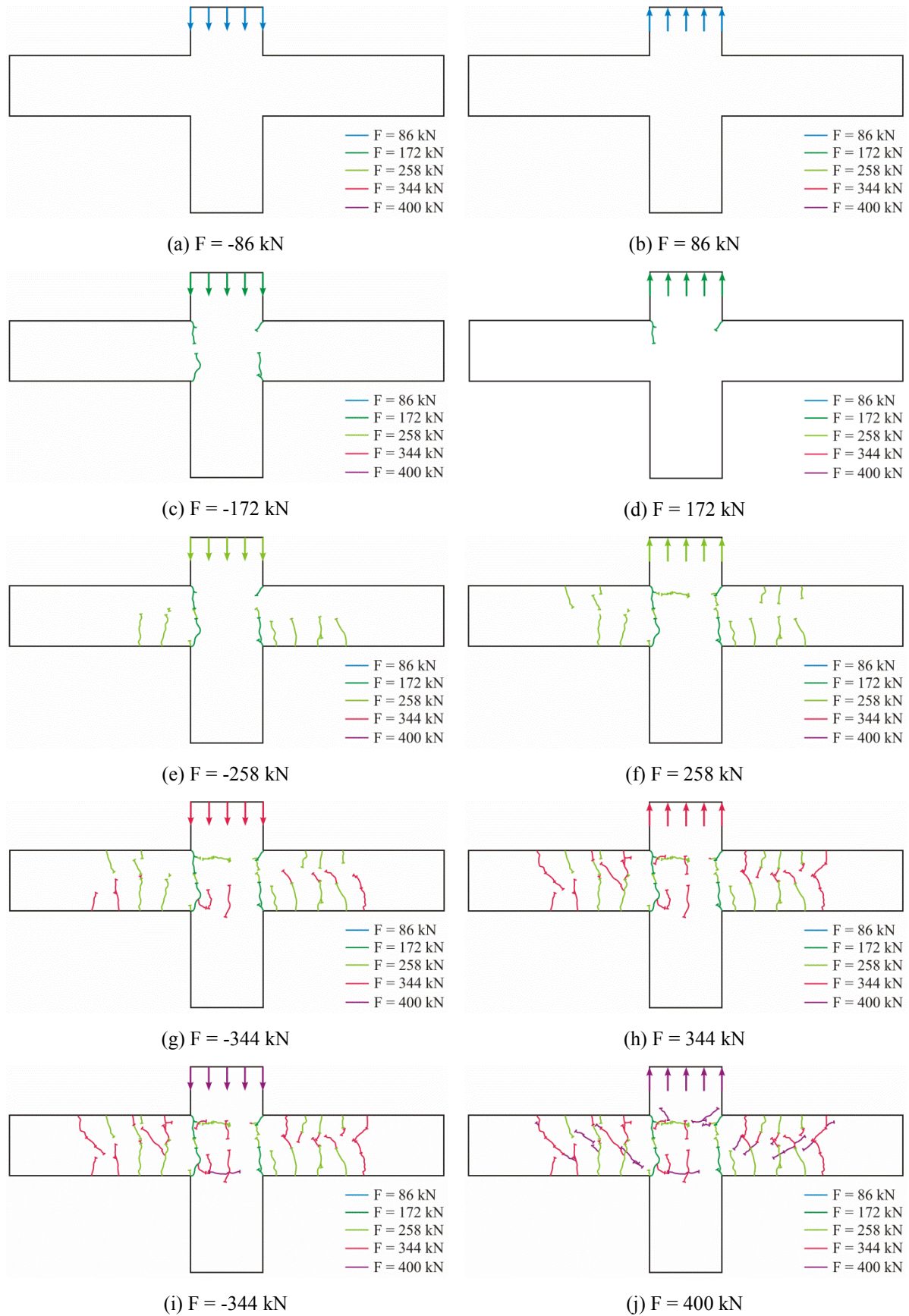


Figura 7.28 – Evolução do panorama de fissuração: modelo monolítico.

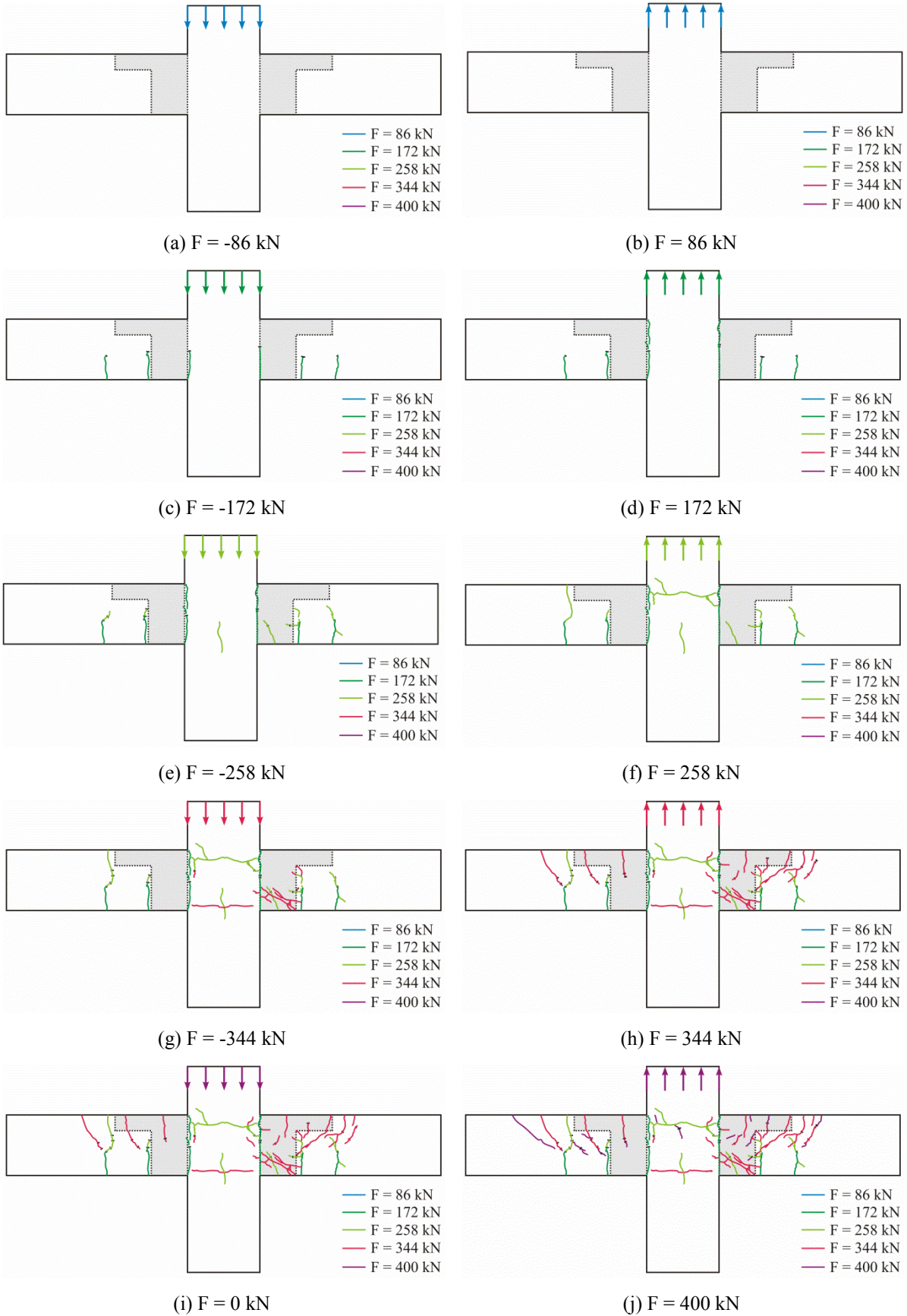


Figura 7.29 – Evolução do panorama de fissuração: modelo de concreto pré-moldado.

7.10 Abertura da ligação

A existência de fissuras na seção da ligação na região dos relógios comparadores que mediram os deslocamentos horizontais indica que esses deslocamentos representam a abertura da ligação naquela região. A Figura 7.30 apresenta as curvas força *versus* abertura da ligação para o modelo monolítico. As aberturas observadas para os dois lados da ligação são semelhantes, como se pode observar nas curvas apresentadas nessa figura. Já a Figura 7.31 apresenta as curvas força *versus* abertura da ligação para o modelo de concreto pré-moldado. Ao contrário das aberturas das fissuras no modelo monolítico, as aberturas observadas para os dois lados da ligação no modelo de concreto pré-moldado são bem diferentes, como se pode observar nas curvas apresentadas nessa figura.

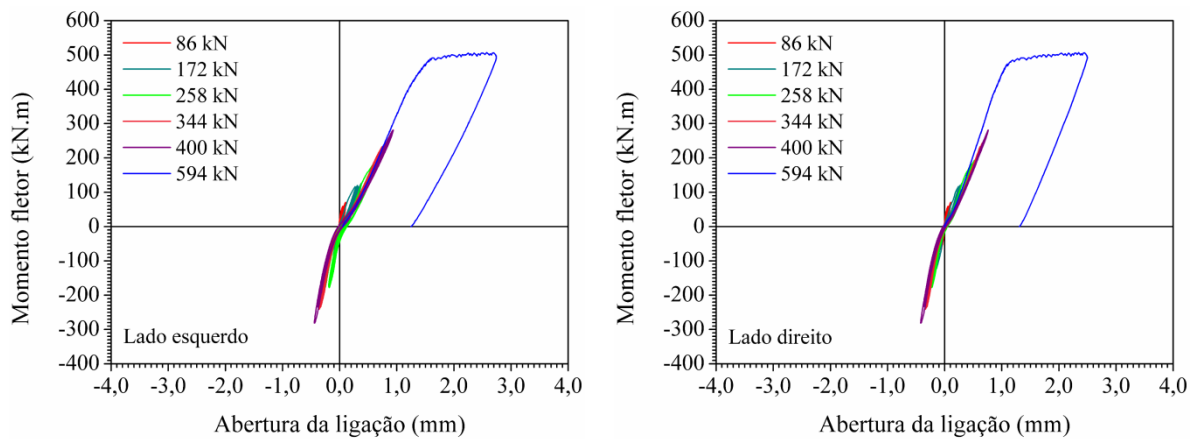


Figura 7.30 – Abertura da ligação viga-pilar no modelo monolítico.

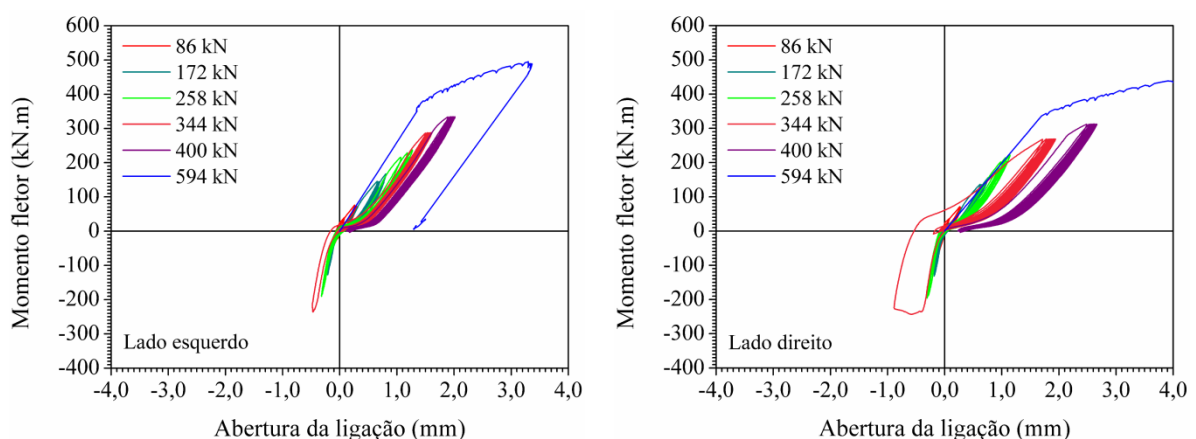


Figura 7.31 – Abertura da ligação viga-pilar no modelo de concreto pré-moldado.

As aberturas da ligação nos modelos monolítico e de concreto pré-moldado para cada nível de carregamento são apresentadas na Figura 7.32 e resumidas na Tabela 7.4. Observa-se que o modelo monolítico apresentou aberturas na região superior que variaram de 0,10 mm a

2,57 mm no lado esquerdo, e 0,10 mm a 2,35 mm no lado direito. Para um mesmo nível de força, as diferenças percentuais entre os lados esquerdo e direito variam de 0% a 26%. Essas aberturas são menores que as encontradas no modelo de concreto pré-moldado para todos os níveis de força. De modo geral, as aberturas observadas para a ligação no lado esquerdo do modelo de concreto pré-moldado foram maiores que as observadas no lado direito até uma força correspondente a 258 kN, após a qual a ligação do lado direito passou a apresentar aberturas maiores que as do lado esquerdo. Isso ocorreu no mesmo nível de força em que o cobrimento de concreto se destacou do modelo e evidencia a redução da rigidez da ligação em função da perda desse cobrimento.

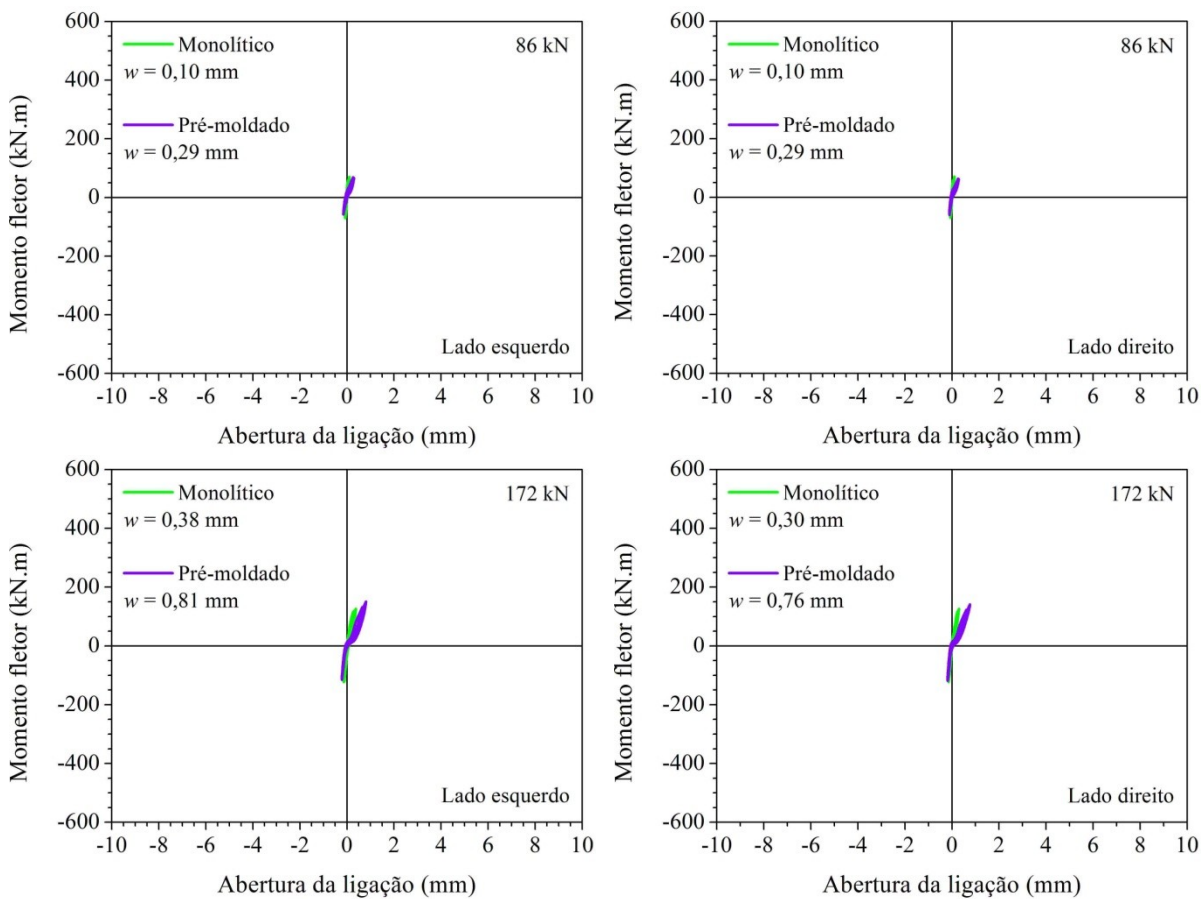


Figura 7.32 – Evolução da abertura da ligação viga-pilar.

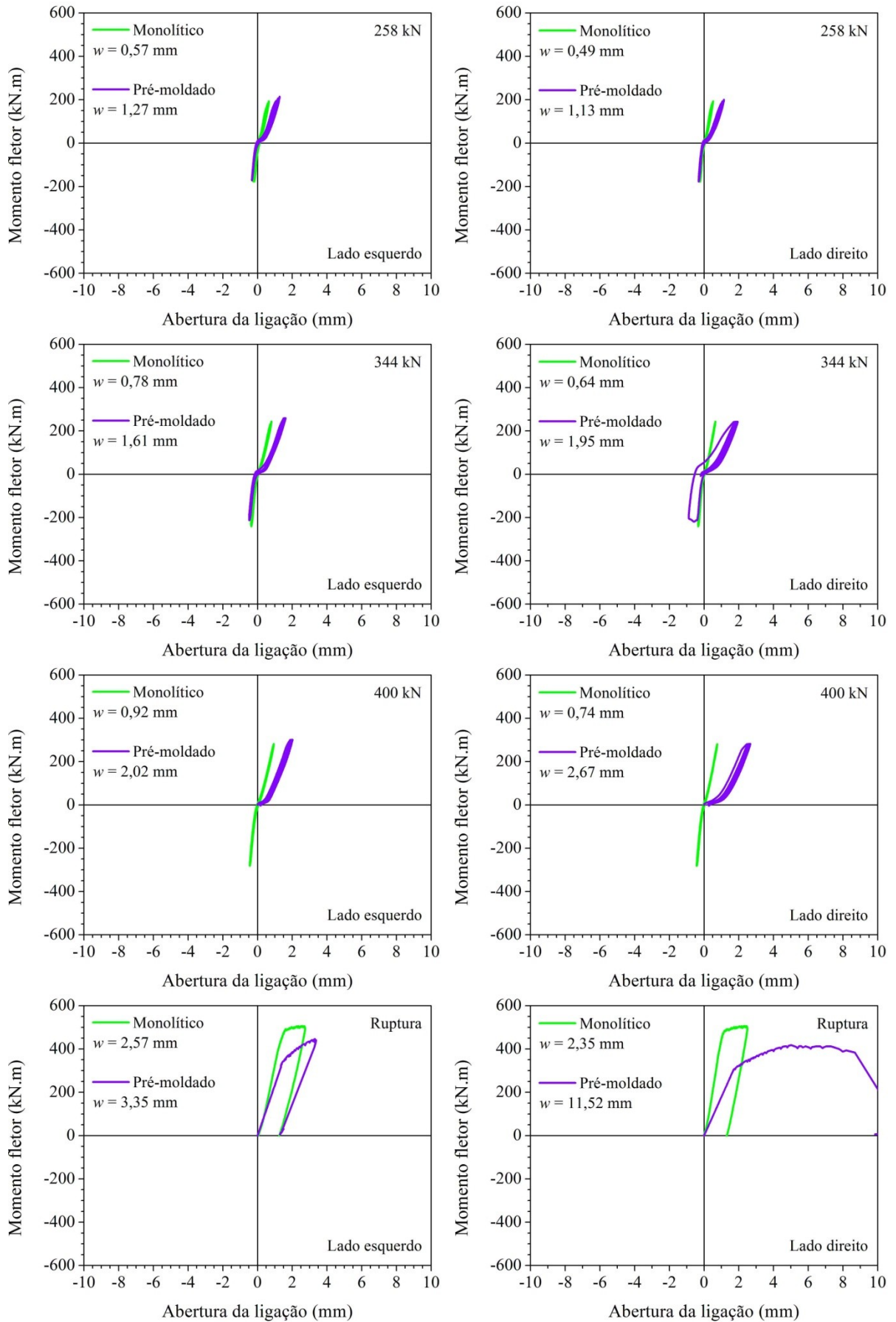


Figura 7.33 – Continuação.

Tabela 7.4 – Abertura da ligação para diferentes níveis de carregamento (em mm).

Nível	Força (kN)		Modelo monolítico		Modelo de concreto pré-moldado	
			Lado esquerdo	Lado direito	Lado esquerdo	Lado direito
1	86	14%	0,10	0,10	0,29	0,29
2	172	29%	0,38	0,30	0,81	0,76
3	258	43%	0,57	0,49	1,27	1,13
4	344	58%	0,78	0,64	1,61	1,95
5	400	67%	0,92	0,74	2,02	2,67
6	594*	100%	2,57	2,35	3,35	11,52

*Esta força corresponde à força de ruptura do modelo de concreto pré-moldado. A força de ruptura do modelo monolítico foi 26% superior.

Como se pode observar, a abertura da ligação tornou-se excessiva após terem sido aplicados 29% do carregamento, mesmo com grande quantidade de barras de aço cruzando a ligação. Isso ocorreu porque a transição do concreto para o concreto com fibras na ligação é fraca. Todos esses fatores contribuíram para que se formasse naquela seção uma zona de transição mais fraca. Uma possível solução para este problema é o aumento da rugosidade da superfície do pilar, o que poderia ser feito por aplicação de aditivo retardador de pega na superfície da forma na região da interface dos dois concretos para posterior exposição dos agregados. Tais alternativas promoveriam um substrato de melhor aderência permitindo ao concreto com fibras estabelecer ligações mais resistentes entre os dois concretos. O simples apicoamento não seria recomendado, visto que poderia causar danos às chaves de cisalhamento.

O aspecto da abertura da ligação ao final do ensaio é ilustrado na Figura 7.33. Observa-se que a fissura contorna as chaves de cisalhamento (figura da direita) e separa a viga do pilar no topo da ligação (figura da esquerda). Foram obtidas aberturas de 3,35 mm do lado esquerdo e 11,58 mm do lado direito. A maior abertura da ligação no lado direito do modelo confirma a localização de deformações no lado direito do modelo e pode estar relacionada à redução da rigidez proporcionada pelo destacamento do cobrimento de concreto.



(a) Abertura da ligação – lado direito



(b) Fissura na interface

Figura 7.33 – Aspecto da fissura na ligação do modelo de concreto pré-moldado.

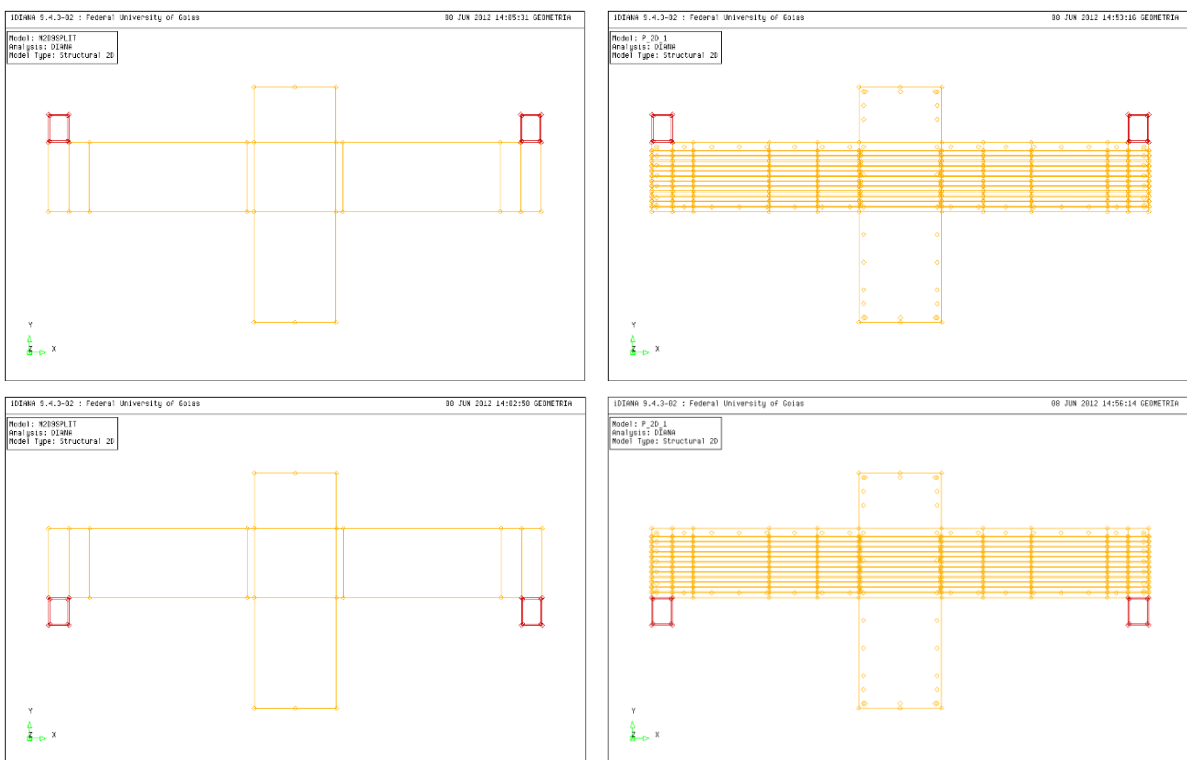
7.11 Análise numérica da ligação

Esta seção apresenta a modelagem computacional bidimensional dos modelos cruciformes monolítico e de concreto pré-moldado para avaliação do comportamento mecânico da ligação. Inicialmente, são apresentados os aspectos relevantes para a criação da geometria e da malha de elementos finitos utilizada nas simulações computacionais, para a especificação dos modelos constitutivos e propriedades dos materiais e para a escolha dos procedimentos de solução. Em seguida, são apresentados os resultados obtidos da análise numérica importantes à compreensão do comportamento mecânico da ligação.

7.11.1 Descrição dos modelos

O modelo monolítico é formado por dois trechos de viga com 1500 mm de comprimento e seção transversal com 350 mm de largura e 500 mm de altura, e um pilar com 1700 mm de altura e seção transversal com 350 mm de espessura e 600 mm de largura (ver Figura 7.34a). Já o modelo de concreto pré-moldado apresenta as mesmas dimensões, mas possui um trecho de 300 mm de comprimento que representa a região da ligação da viga com o pilar na qual é aplicado o concreto com fibras de aço (ver Figura 7.34b). Na região superior dos trechos de viga, essa região de ligação se prolonga mais 350 mm em direção às extremidades das vigas para garantir a transferência e desenvolvimento adequados das tensões de aderência entre a armadura de continuidade e o concreto. Na Figura 7.34, é apresentada a geometria dos modelos computacionais monolítico e de concreto pré-moldado, incluindo os perfis empregados como apoios já nas posições admitidas em cada análise.

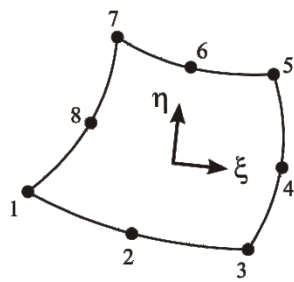
Para a criação da malha de elementos finitos foram escolhidos os elementos CQ16M e CL12I. Esses elementos são compatíveis do ponto de vista computacional, pois ambos apresentam o mesmo número de nós em qualquer um dos lados, mesma função de interpolação, mesmo número de pontos de Gauss e seus graus de liberdade representam os mesmos deslocamentos. O elemento CQ16M é um elemento finito isoparamétrico com 8 nós, 2 graus de liberdade nodais para representação das translações nas direções x e y , e função de interpolação quadrática (ver Figura 7.35a). Esse elemento foi utilizado para gerar a malha dos trechos de viga e do pilar nos modelos monolítico e de concreto pré-moldado. Já o elemento CL12I é um elemento finito de interface de duas camadas cada uma com 3 nós. O elemento CL12I foi utilizado para formar a malha das interfaces das chaves de cisalhamento com o pilar apenas no modelo de concreto pré-moldado. Cada nó deste elemento possui 2 graus de liberdade que representam as translações nas direções x e y e função de interpolação quadrática (ver Figura 7.35b).



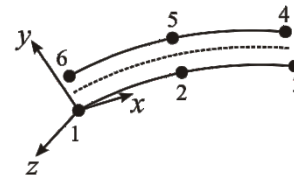
(a) Modelo monolítico

(b) Modelo de concreto pré-moldado

Figura 7.34 – Geometria dos modelos computacionais.



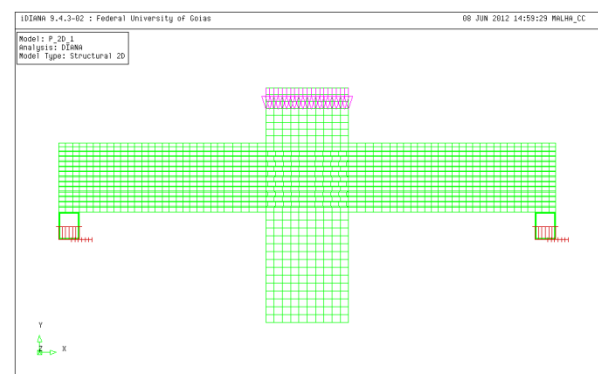
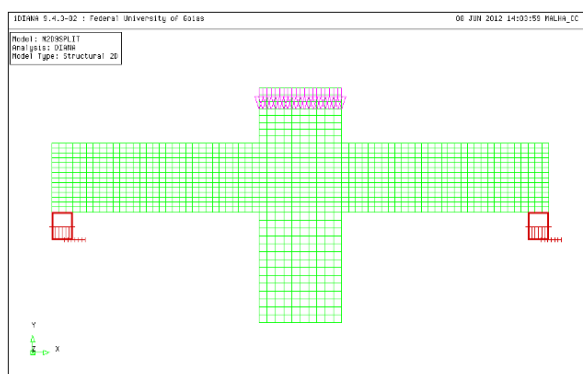
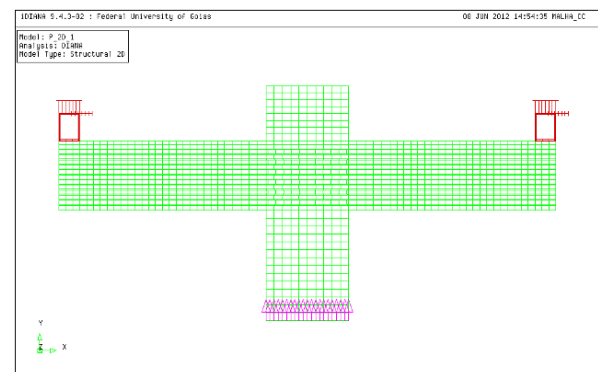
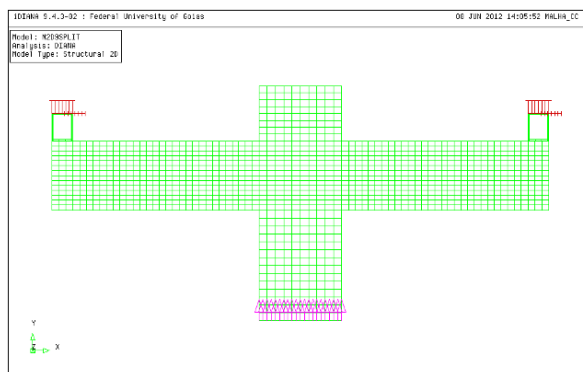
(a) Elemento finito isoparamétrico CQ16M



(b) Elemento finito de interface CL12I

Figura 7.35 – Topologia dos elementos finitos empregados.

A utilização desses elementos finitos resultou na malha com 4079 nós e 1276 elementos finitos CQ16M no modelo monolítico, apresentada na Figura 7.36. Já para o modelo de concreto pré-moldado, foi obtida uma malha com 6513 nós, 20444 elementos finitos CQ16M e 52 elementos finitos CL12I, a qual é apresentada na Figura 7.36. A diferença entre o número de nós (e também de elementos finitos) das duas malhas decorre da presença das chaves de cisalhamento e da exigência de número par de divisões em cada linha por parte dos elementos finitos escolhidos. Além disso, também estão contados nas malhas dos dois modelos, os elementos finitos (e seus respectivos nós) utilizados na representação dos apoios.



(a) Modelo monolítico

(b) Modelo de concreto pré-moldado

Figura 7.36 – Malha de elementos finitos dos modelos monolítico e pré-moldado.

É importante deixar claro que em ambos os modelos, dois trechos de 150 mm de comprimento, medidos a partir das extremidades das vigas, foram mantidos em regime elástico linear durante toda a análise. Essa consideração foi feita, pois nessa região não foram observadas fissuras durante os ensaios.

Ainda, apesar de haver emenda de barras no modelo experimental de concreto pré-moldado, as barras foram representadas como contínuas no modelo computacional, o que foi possível porque a ruptura nos ensaios não ocorreu por insuficiência do comprimento de traspasse das barras emendadas. As armaduras de ambos os modelos foram, então, representadas de maneira idêntica por meio do elemento especial “*reinforce*”. Este não é um elemento finito, mas apenas um recurso do programa que permite alterar a matriz de rigidez de um elemento atravessado por um “*reinforce*” de modo a representar o efeito da armadura que cruza o elemento finito. O grande atrativo desse recurso do programa é a dispensa de discretização, pois o elemento adota o mesmo número de divisões das linhas paralelas ao seu eixo longitudinal para a criação da malha de elementos finitos. Entretanto, como desvantagem, esses elementos consideram a existência de aderência perfeita entre eles e o material da parte discretizada. Contudo, essa consideração não compromete a precisão das análises. Vale lembrar que as armaduras para todos os modelos são idênticas e estão apresentadas na Figura 7.37.

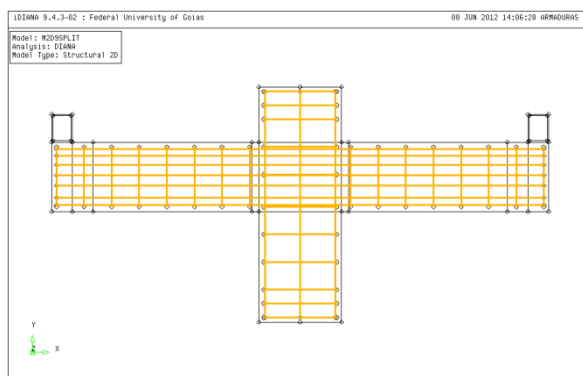


Figura 7.37 – Armadura dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado.

Nos ensaios a vinculação dos modelos ao pórtico de reação foi estabelecida pela colocação de perfis metálicos de 200 mm de altura constituídos por chapas de 10 mm de espessura restringindo os deslocamentos das extremidades das vigas. Esses perfis foram representados nos modelos computacionais como parte do próprio modelo, o que significa que a resposta numérica inclui a deformabilidade dos perfis. Ainda, embora tenham restado folgas entre o

perfil metálico usado como apoio da face superior e o próprio modelo, estas foram preenchidas com chapas de aço para aumentar a estabilidade do modelo. As malhas de elementos finitos são apresentadas na Figura 7.36 para os modelos monolítico e de concreto pré-moldado.

Na definição das condições de contorno do modelo monolítico, os deslocamentos no topo ou na base dos perfis foram restringidos nas direções x e y . Essas restrições foram aplicadas da seguinte forma: para momento fletor positivo, a restrição foi aplicada somente na base dos perfis, enquanto para momento fletor negativo a restrição foi aplicada somente no topo dos perfis. Ainda, foi aplicado um deslocamento vertical de 30 mm imposto a todos os nós da base do pilar, no caso de se aplicarem momentos fletores negativos, ou a todos os nós do topo do pilar, no caso de se aplicarem momentos fletores positivos.

Na análise numérica, foi imposto um deslocamento maior que o observado nos ensaios para dificultar a convergência da solução iterativa e, desse modo, buscava-se garantir que o momento fletor obtido da máxima força encontrada na resposta numérica correspondesse à resistência da ligação. Esse deslocamento foi aplicado de forma monotônica, primeiramente no sentido ascendente (causando momento fletor negativo) e, posteriormente no sentido descendente (causando momento fletor positivo). As respostas obtidas das duas análises foram superpostas de modo a obter o que corresponderia à envoltória dos momentos fletores caso o deslocamento fosse aplicado de forma cíclica.

As chaves de cisalhamento foram utilizadas no modelo experimental como forma de melhorar a transferência dos esforços de cisalhamento entre os elementos de concreto pré-moldado. Então, foi necessário representá-las no modelo computacional, o que foi feito empregando os elementos finitos CQ16M. Já as interfaces das chaves do pilar com as chaves da viga foram modeladas com elementos de interface CL12I. Para isto, as faces paralelas e normais à direção z das superfícies geradas com esse elemento finito foram movidas de modo a se tornarem coincidentes permitindo simular uma interface de espessura nula.

Após a criação da geometria e a geração da malha, foram associados aos materiais que compõem o modelo computacional, diferentes modelos constitutivos. No modelo monolítico, foi utilizado um modelo de fissuração distribuída do tipo “*Total Strain Fixed Crack*” com lei de amolecimento Hordijk e comportamento ideal para o concreto comprimido (ver Quadro 7.1).

Quadro 7.1 – Especificação do modelo constitutivo para o concreto

Concreto (modelo monolítico e pré-moldado)	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Material isotrópico</i>	
<i>Módulo de elasticidade ($E_{cm} = 37660 \text{ MPa}$)</i>	
<i>Coefficiente de Poisson ($\nu_m = 0,2$)</i>	
<i>Regime não-linear</i>	
<i>Concreto e materiais frágeis</i>	
<i>Modelo de fissuras fixas (“Total Strain Fixed Crack”)</i>	
<i>Entrada direta</i>	
<i>Diagrama linear na tração</i>	
<i>Modelo baseado na energia de fraturamento</i>	
<i>Diagrama multilinear na compressão</i>	
<i>Retenção de cisalhamento constante</i>	
<i>Sem redução do coeficiente de Poisson</i>	
<i>Resistência à tração ($f_{ctm} = 2,96 \text{ MPa}$)</i>	
<i>Energia de fraturamento ($G_f = 98 \text{ N.mm/mm}^2$)</i>	
<i>Curva tensão versus deformação na compressão</i>	
<i>Fator de retenção de cisalhamento ($\beta = 0,50$)</i>	

Para o concreto do modelo de concreto pré-moldado foi utilizado o mesmo modelo constitutivo definido para o concreto no modelo monolítico, assim como as mesmas propriedades, já que ambos foram produzidos ao mesmo tempo com os mesmos materiais. Já para o concreto com fibras foi utilizado um modelo de fissuração distribuída do tipo “*Total Strain Fixed Crack*” com lei de amolecimento linear e comportamento multilinear para o concreto comprimido (ver Quadro 7.2). Para o concreto com fibras, foi considerado um modelo constitutivo idêntico, diferindo apenas na lei de amolecimento utilizada para o concreto tracionado e pelos valores das propriedades informadas. Vale lembrar que a energia de fraturamento do concreto com fibras não foi determinada experimentalmente, pois o procedimento de ensaio existente não é adequado para esse tipo de material, uma vez que nem mesmo o entalhe no meio do vão é capaz de garantir a formação de uma única superfície de fratura. Desse modo, essa energia foi determinada de acordo com o modelo proposto por Barros e Figueiras (1999), dado pela Equação (7.3) considerando a Equação (7.4), válida para agregados com dimensão máxima de 9,5 mm.

$$G_f^F = [19,935 + 10,506 \cdot V_f] \cdot G_f^0 \quad (7.3)$$

$$G_f^0 = 0,0206 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7} \quad (7.4)$$

 Quadro 7.2 – Especificação do modelo constitutivo para o concreto com fibras

Concreto com fibras*Regime elástico linear**Material isotrópico**Módulo de elasticidade ($E_{cm} = 30225 \text{ MPa}$)**Coefficiente de Poisson ($\nu_m = 0,2$)**Regime não-linear**Concreto e materiais frágeis**Modelo de fissuras fixas (“Total Strain Fixed Crack”)**Entrada direta**Diagrama exponencial na tração**Diagrama multilinear na compressão**Retenção de cisalhamento constante**Curva tensão versus deformação do concreto comprimido**Resistência à tração ($f_{ctm} = 6,26 \text{ MPa}$)**Energia de fraturamento ($G_f = 2771 \text{ N.m/m}^2$)**Fator de retenção de cisalhamento ($\beta = 0,50$) Energia de fraturamento ($G_f = 15 \text{ N.mm/mm}^2$)**Resistência à compressão ($f_{cm} = 73,05 \text{ MPa}$)**Fator de retenção de cisalhamento ($\beta = 0,20$)*

Para o aço, tanto no modelo monolítico quanto no modelo de concreto pré-moldado, foi utilizado um modelo de plasticidade do tipo Von Mises, sendo o aço considerado como material plástico perfeito (ver Quadro 7.3). O modelo adotado considera aderência perfeita entre o aço e o concreto. O mesmo modelo constitutivo (com os mesmos valores para as propriedades informadas) foi utilizado para representar o comportamento dos perfis, embora considerando somente elasticidade linear.

Além das propriedades mecânicas dos materiais, ainda foram definidas as áreas das seções transversais das barras de aço componentes das armaduras longitudinais e transversais e a espessura da interface. As áreas das seções transversais foram obtidas a partir do diâmetro nominal de cada barra, isto é, 8,0 mm ($50,27 \text{ mm}^2$), 10,0 mm ($78,53 \text{ mm}^2$), 16,0 mm ($201,06 \text{ mm}^2$) e 20,0 mm ($314,16 \text{ mm}^2$). Para a espessura dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado foi atribuído 350 mm. Para os perfis metálicos, a espessura informada era igual a 800 mm. Para a interface, também foi informada uma espessura de 350 mm.

Quadro 7.3 – Especificação do modelo constitutivo para o aço e propriedades físicas.

Aço CA-50	
<i>Regime elástico linear</i>	$\varnothing = 8 \text{ mm}$
<i>Armadura aderente</i>	$f_{ym} = 555,08 \text{ MPa}$
<i>Módulo de elasticidade ($E_{sm} = 210000 \text{ MPa}$)</i>	$\varnothing = 10 \text{ mm}$
<i>Regime não-linear</i>	$f_{ym} = 617,56 \text{ MPa}$
<i>Armadura aderente</i>	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
<i>Modelo de plasticidade de Von Mises</i>	$f_{ym} = 573,01 \text{ MPa}$
<i>Plasticidade ideal</i>	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
<i>Tensão de escoamento (f_{ym})</i>	$f_{ym} = 564,28 \text{ MPa}$

As interfaces foram representadas por um modelo constitutivo de acordo com o tipo de deslocamento que apresentam durante a simulação, isto é: abertura, fechamento ou deslizamento. Nas três situações, as interfaces foram representadas com comportamento elástico linear. As interfaces que se abrem durante a análise com momento fletor negativo apresentam baixa rigidez na direção normal e rigidez elevada na direção tangencial. Já as interfaces que se fecham, possuem elevados valores de rigidez normal e tangencial. Por fim, as interfaces que deslizam apresentam baixa rigidez tangencial e elevada rigidez normal. Obviamente, quando ocorre a inversão do sinal dos momentos, as interfaces que se abriam para momento fletor negativo, passam a se fechar para momento fletor positivo, enquanto as que se fechavam para momento fletor negativo, passam a se abrir para momento fletor positivo. Os modelos constitutivos das interfaces são descritos no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Especificação do modelo constitutivo para as interfaces

Interface com abertura	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Interface</i>	
<i>Rigidez normal ($D_{11} = 1$)</i>	
<i>Rigidez tangencial ($D_{22} = 37660$)</i>	
Interface com abertura	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Interface</i>	
<i>Rigidez normal ($D_{11} = 37660$)</i>	
<i>Rigidez tangencial ($D_{22} = 37660$)</i>	
Interface com abertura	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Interface</i>	
<i>Rigidez normal ($D_{11} = 37660$)</i>	
<i>Rigidez tangencial ($D_{22} = 1$)</i>	

O sistema de equações não-lineares gerado pelo DIANA foi solucionado pelo método de Newton-Raphson com 250 iterações em cada passo de carregamento. Para acelerar a

convergência foi habilitada a rotina interna de busca linear do programa tendo sido definidas 500 iterações. A análise foi realizada com controle de deslocamentos sendo a convergência atingida quando satisfeitas as normas de força ou deslocamento. Nas análises, os deslocamentos foram aplicados em 100 incrementos de igual valor e a observação da não convergência implicava na obtenção da resistência do modelo ao esforço aplicado.

7.11.2 Curvas força *versus* deslocamento

A Figura 7.38 apresenta as curvas força *versus* deslocamento obtidas da análise numérica dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado. Os valores máximos da força para o modelo monolítico foram 1015,02 kN no sentido ascendente e 914,36 kN no sentido descendente. Já para o modelo de concreto pré-moldado, as forças máximas obtidas numericamente foram 1230,36 kN no sentido ascendente e 1275,74 kN no sentido descendente. Em comparação com os resultados experimentais, o modelo monolítico numérico apresentou força máxima 33% maior que a obtida experimentalmente no sentido ascendente. De maneira análoga, o modelo de concreto pré-moldado apresentou força máxima numérica 107% superior à observada nos ensaios. Não há dados experimentais para comparação das forças máximas no sentido descendente, portanto, essas comparações não serão feitas.

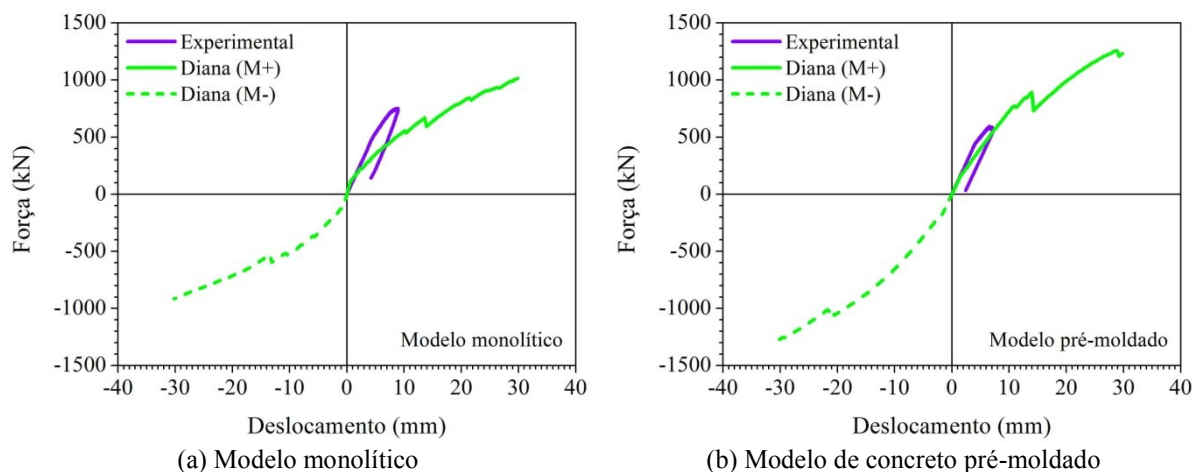


Figura 7.38 – Curvas força *versus* deslocamento.

Por outro lado, também se observa que ambos os modelos numéricos apresentaram menor rigidez que seus modelos experimentais correspondentes, embora a rigidez tangente inicial tenha sido representada satisfatoriamente para forças de até 163,00 kN no modelo monolítico e 181,85 kN no modelo de concreto pré-moldado. Isso ocorreu porque a representação dos

apoios (perfis metálicos) nos modelos computacionais implica na inclusão da deformabilidade desses apoios na resposta numérica.

O refinamento da malha também pode ter contribuído para aumentar a flexibilidade da resposta numérica. Nesse sentido, um teste de sensibilidade de malha foi realizado para identificar a malha ótima, isto é, uma malha que caso fosse refinada permitiria obter a mesma resposta obtida pela malha sem o refinamento. O teste foi interrompido ao se verificar a convergência do parâmetro de controle (deslocamento vertical da base da viga), não tendo sido verificado se a convergência se mantinha para sucessivos refinamentos de malha. De fato, a flexibilidade do modelo tende a aumentar com o número de elementos finitos que formam a malha e, nesse sentido, o refinamento da malha do modelo monolítico para se adaptar à geometria do modelo de concreto pré-moldado pode ter acarretado em maiores deslocamentos.

A Figura 7.39 apresenta as curvas momento fletor *versus* rotação obtidas da análise numérica dos modelos monolítico e de concreto pré-moldado. Os valores máximos do momento fletor para o modelo monolítico foram 685,14 kN.m (força ascendente – momento fletor negativo) e 617,19 kN.m (força descendente – momento fletor positivo). Já para o modelo de concreto pré-moldado, os momentos fletores máximos obtidos numericamente foram 830,49 kN.m no (força ascendente – momento fletor negativo) e 861,12 kN.m (força descendente – momento fletor positivo).

Para o modelo monolítico, os valores da rigidez secante experimental para momento fletor negativo foram 76,87 MN.m/rad e 69,70 MN.m/rad para os lados esquerdo e direito, respectivamente. Esses valores de rigidez foram calculados considerando o máximo momento fletor encontrado no ensaio e a respectiva rotação. Para o mesmo nível de momento fletor, a rigidez secante obtida numericamente foi 84,52 MN.m/rad, que é aproximadamente 10% e 21% superior ao valor experimental obtido para os lados esquerdo e direito, respectivamente, o que significa que o modelo numérico representa com razoável precisão a rigidez secante da ligação viga-pila proposta nesta tese, mas apenas para o lado esquerdo. Por outro lado, para o modelo de concreto pré-moldado, a rigidez secante obtida experimentalmente para o momento fletor negativo foi 67,78 MN.m/rad para o lado esquerdo e 42,35 MN.m/rad para o lado direito. Esses valores são 23% e 52% menores que o obtido numericamente, cujo valor foi 87,88 MN.m/rad. Essa maior diferença entre os valores numéricos e experimentais da rigidez secante do modelo de concreto pré-moldado obtidos para o mesmo nível de momento

fletor parecem estar associadas à presença das interfaces nas proximidades do nó onde foi feita a leitura dos deslocamentos utilizados no cálculo da rotação. Esse nó, que está próximo à interface e ao canto reentrante que caracteriza a ligação, situa-se próximo a uma região de concentração de tensões e, por este motivo, pode ter seus deslocamentos influenciados de alguma maneira.

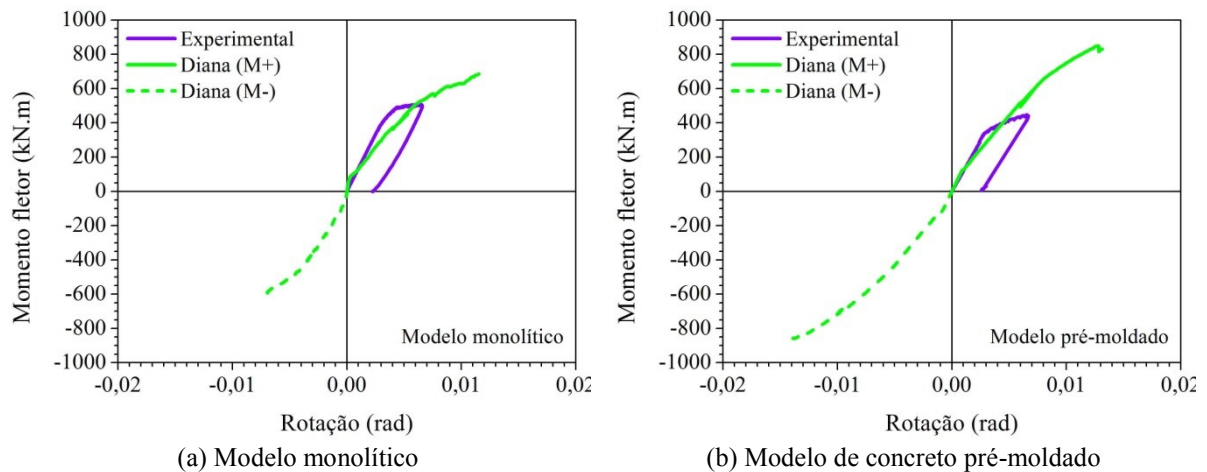


Figura 7.39 – Curvas momento fletor *versus* rotação numéricas.

As diferenças observadas na comparação entre os valores numéricos e experimentais da resistência ao momento fletor negativo apresentados pelos modelos numéricos monolítico e de concreto pré-moldado pode ser explicada pelo escoamento do maior número possível de barras da armadura longitudinal destes modelos até o máximo deslocamento imposto. Nos modelos experimentais, é razoável presumir que o escoamento não ocorre em todas as barras da armadura porque existem fenômenos localizados que podem se manifestar durante o ensaio e não ser identificados ou percebidos e que, por esse motivo, acabam não sendo considerados na análise numérica. Nesse sentido, a manifestação de tais fenômenos pode provocar rupturas localizadas, impedindo o prosseguimento do ensaio e o esgotamento da capacidade resistente do modelo. Dessa forma, o valor da resistência experimental acaba sendo influenciado pela ocorrência ou não desses fenômenos.

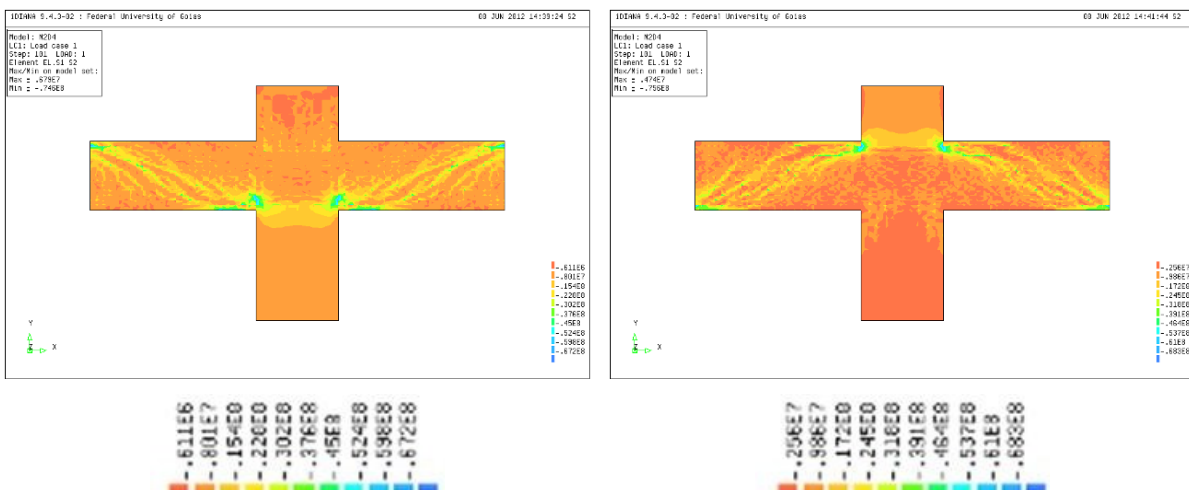
Como não é possível com um único modelo obter os valores experimentais das duas resistências, pois isso exigiria que a ligação monolítica fosse rompida com deslocamentos no sentido ascendente e descendente, apenas a resistência ao momento fletor negativo foi obtida. Desse modo, os dados numéricos obtidos a respeito da resistência ao momento fletor positivo complementam as informações levantadas nesta tese a respeito do comportamento da ligação estudada. Assim, pode-se afirmar que, segundo os resultados das modelagens, a rigidez

secante da ligação monolítica quando esta é submetida a momento fletor positivo vale 81,99 MN.m/rad enquanto para o modelo de concreto pré-moldado, a mesma rigidez vale 60,16 MN.m/rad.

7.11.3 Tensões

A Figura 7.40 apresenta as tensões principais maiores obtidas para o modelo monolítico. A análise da distribuição dessas tensões no modelo revela a posição e a direção das bielas de compressão que se formaram para transferir as forças do pilar para os apoios superiores. A inclinação das bielas no modelo monolítico para momento fletor negativo foi de aproximadamente 35°. Também é possível notar que essas bielas se propagaram através do pilar até a base deste assumindo uma trajetória horizontal na parte inferior da viga interceptada pelo pilar. Essa biela de compressão horizontal também foi notada no ensaio do modelo monolítico, que apresentou nessa região uma fissura aproximadamente horizontal.

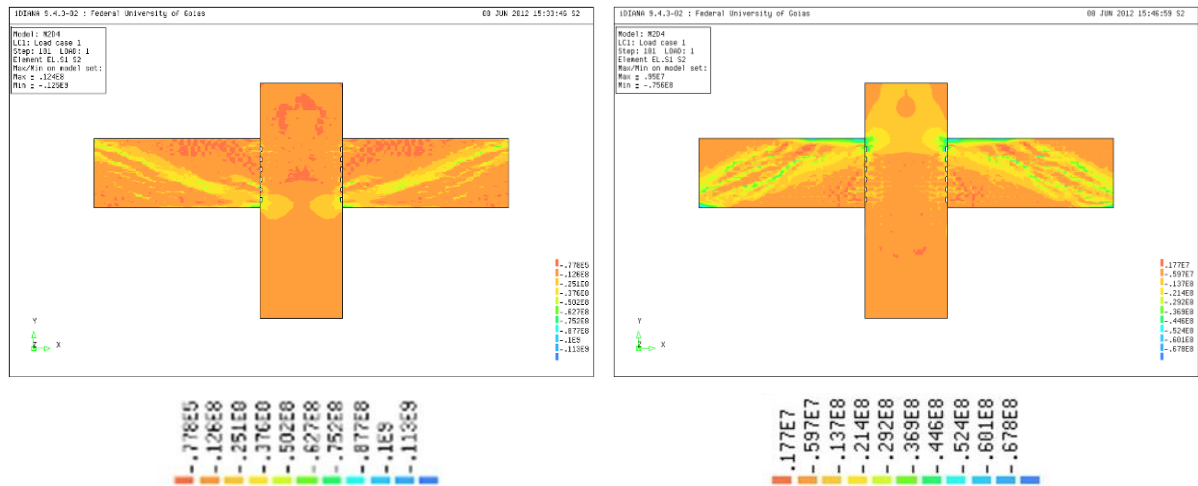
Para o modelo de concreto pré-moldado, as tensões principais maiores são apresentadas na Figura 7.41. Observam-se bielas de compressão formadas para transferir as forças para os apoios. Essas bielas apresentaram inclinação de aproximadamente 23° com a direção horizontal para momento fletor negativo e variando de 21° a 28° para momento fletor positivo.



(a) Tensão principal máxima – momento negativo

(b) Tensão principal máxima – momento positivo

Figura 7.40 – Tensões principais no modelo monolítico (N/m²).



(a) Tensão principal máxima – momento negativo (b) Tensão principal máxima – momento positivo

Figura 7.41 – Tensões principais no modelo de concreto pré-moldado (N/m²).

A posição e a trajetória dessas bielas sugerem ruptura por cisalhamento no modelo numérico. De fato, as tensões obtidas nas armaduras do modelo numérico monolítico, apresentadas na Figura 7.42 confirmam essa afirmação. As tensões na direção vertical nos estribos indicam escoamento dessas armaduras nessa direção, uma vez que a tensão de escoamento do material dessa armadura (555,08 MPa) foi ultrapassada. Ainda, as tensões nas armaduras sugerem o escoamento dos estribos das vigas e da armadura de pele. Contudo, as tensões observadas na direção vertical nos estribos foram superiores às encontradas na armadura de pele, sugerindo que a ruptura do modelo numérico se deu por cisalhamento e não por flexão, como ocorreu no ensaio do modelo monolítico. Esse comentário é válido para momentos fletores positivo e negativo.

As tensões nas armaduras obtidas para o modelo de concreto pré-moldado são apresentadas na Figura 7.42. Para o modelo de concreto pré-moldado, não ocorreu escoamento da armadura positiva para momento negativo, porém as tensões nessa armadura ficaram próximas da tensão de escoamento determinada nos ensaios, cujo valor foi 564,28 MPa. De maneira análoga, para momento fletor positivo, a armadura negativa não escoou. Por outro lado, as tensões indicam a ocorrência de escoamento das armaduras negativa, de pele e dos estribos para momento fletor negativo, enquanto para momento fletor positivo, as armaduras positiva, de pele e os estribos escoam. Ainda, os valores obtidos para as tensões na armadura de pele, tanto pra momento fletor positivo, quanto para momento fletor negativo superam as tensões observadas para as demais armaduras que escoam. Desse modo, essas tensões sugerem que a ruptura do modelo ocorreu prioritariamente por flexão da armadura de pele.

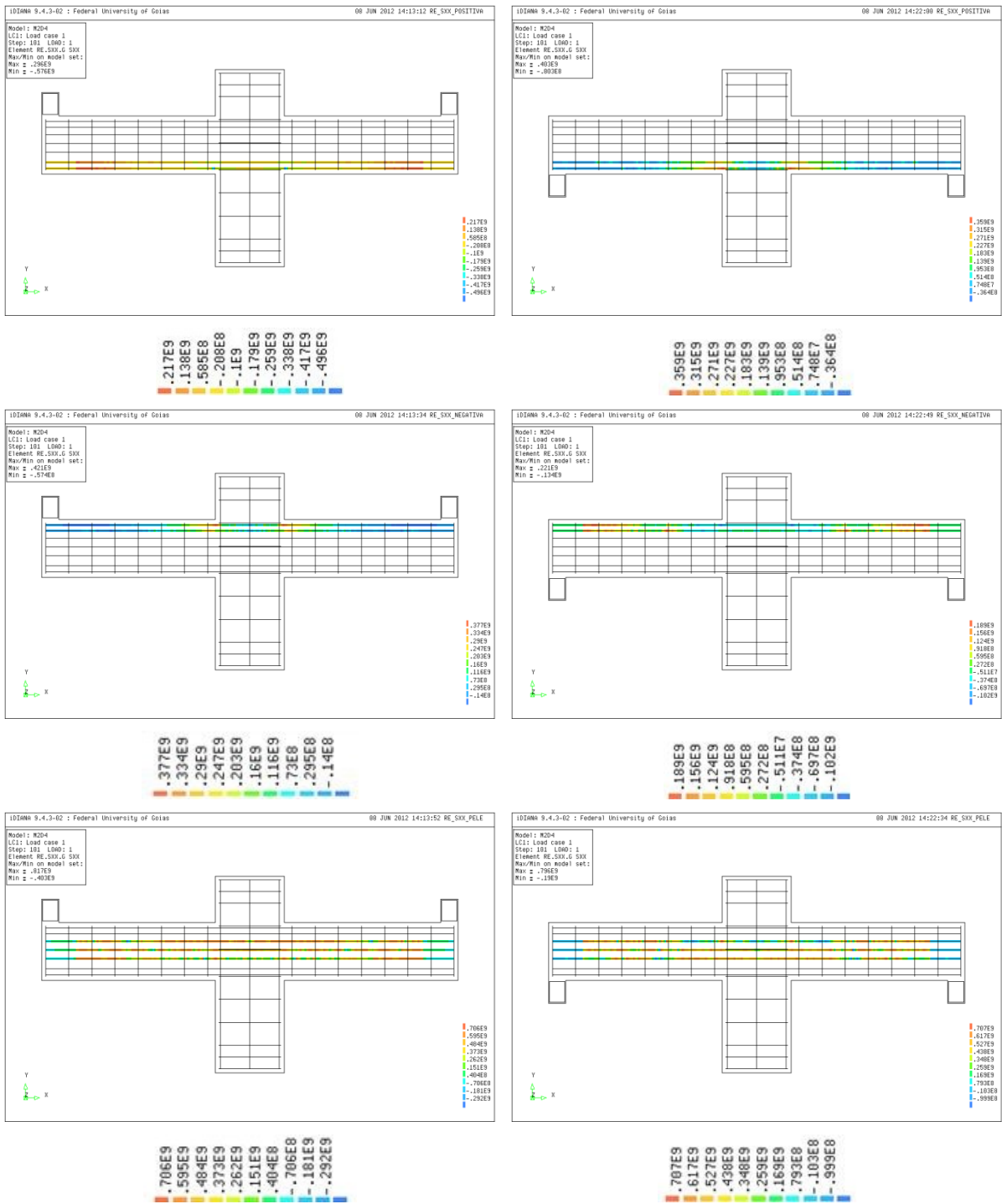


Figura 7.42 – Tensões na armadura para o modelo monolítico (N/m²).

Vale lembrar que embora a ruptura do modelo de concreto pré-moldado tenha sido governada pela flexão das armaduras de pele, a resposta numérica depende fortemente do cisalhamento no modelo. Contudo, nesse modelo, as maiores tensões de cisalhamento observadas ocorreram no meio do vão de cisalhamento e não na região da ligação, o que sugere que a interface com chaves de cisalhamento é eficiente na transferência dos esforços de cisalhamento do pilar para as vigas. Tal modo de ruptura também não foi observado nos

ensaios, visto que a força máxima aplicada não atingiu a força total que a interface com seis chaves de cisalhamento era capaz de suportar sem romper.

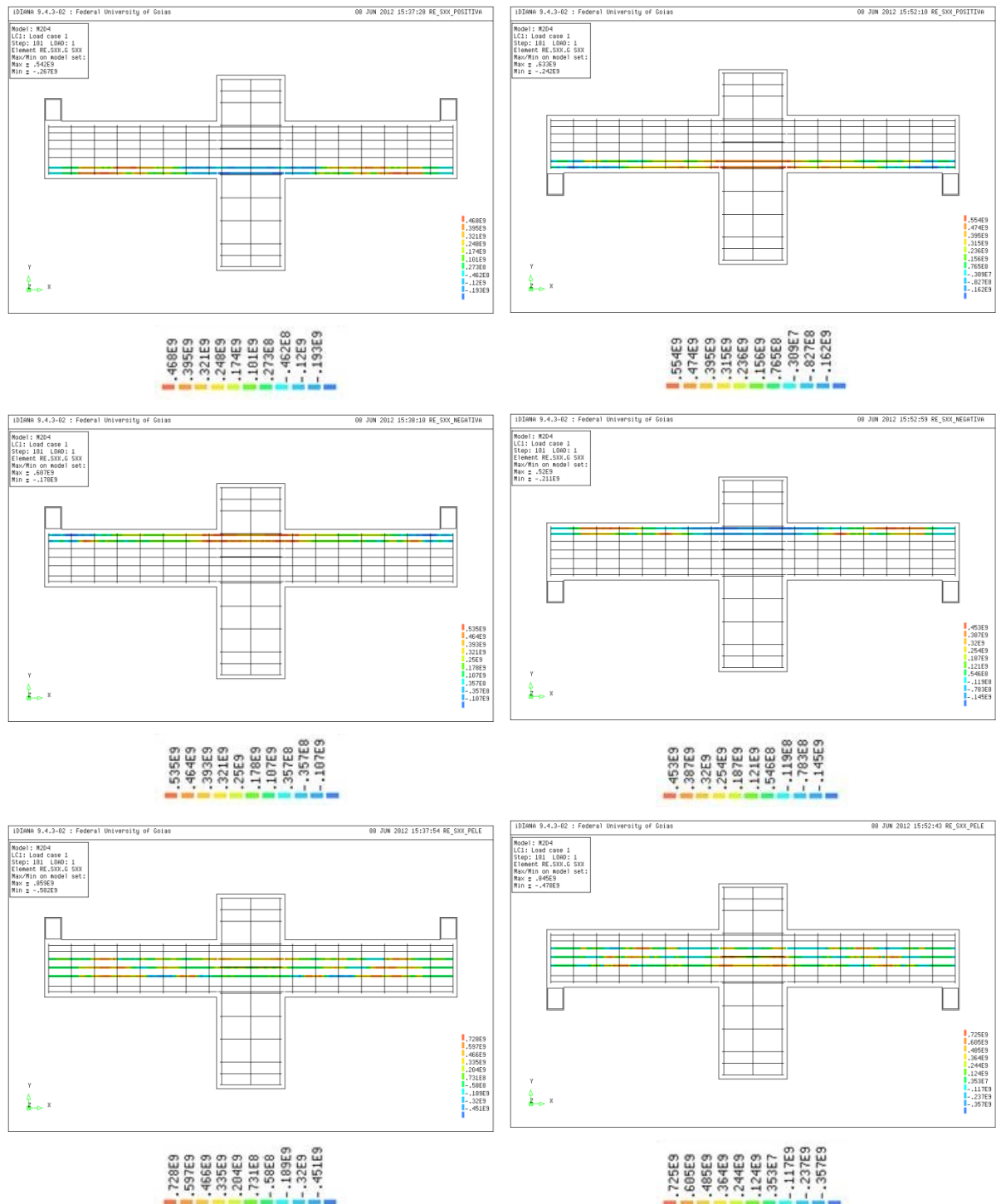


Figura 7.43 – Tensões principais para o modelo de concreto pré-moldado (N/m²).

7.12 Considerações finais sobre o comportamento estático

Embora não tenha havido boa concordância das respostas numérica e experimental no que diz respeito à força máxima causada por momento fletor negativo, pode-se considerar que a rigidez tangente inicial para este momento fletor foi bem representada, assim como a rigidez secante considerando o mesmo nível de carregamento. Isso significa que o modelo numérico pode ser utilizado para projeto, já que é a rigidez secante a principal rigidez considerada no projeto de ligações. Para momento fletor positivo, não foi possível determinar a rigidez secante experimentalmente em razão do reduzido número de modelos. Contudo, a rigidez secante ao momento fletor positivo foi estimada mediante análise numérica, tendo sido obtida uma rigidez de 81,90 MN.m/rad para o modelo monolítico e de 60,16 MN.m/rad para o modelo de concreto pré-moldado. Como não há resultados experimentais para uma comparação, considera-se que estes sejam os valores da rigidez secante ao momento fletor positivo para os modelos analisados.

A distribuição das tensões no concreto mostra a ocorrência de bielas de compressão cujo ângulo com a direção horizontal vale 35° para o modelo monolítico nos dois sentidos do momento fletor, 23° para o modelo de concreto pré-moldado considerando momento fletor negativo e varia de 21° a 28° para o modelo de concreto pré-moldado submetido a momento fletor positivo. Observa-se um número maior de bielas de compressão no modelo monolítico que no modelo de concreto pré-moldado o que sugere uma fissuração mais distribuída nesse modelo.

As tensões nas armaduras dos dois modelos sugerem que a ruptura dos modelos numéricos ocorreu por flexão da armadura de pele acompanhada por cisalhamento nos trechos de viga. Contudo, essas tensões não ocorreram junto à ligação, sugerindo que as chaves de cisalhamento foram capazes de realizar a transferência adequada das forças de cisalhamento do pilar para as vigas.

7.13 Análise da resposta dinâmica

Neste tópico, somente serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios dinâmicos realizados com vibração induzida por “*shaker*”. Os ensaios dinâmicos foram realizados com os modelos em três condições distintas: a) modelo íntegro (antes da aplicação dos ciclos de

carregamento), b) modelo fraturado (depois da aplicação dos ciclos de carregamento) e c) modelo rompido (após a ruptura da ligação).

7.13.1 Frequência de vibração

As frequências obtidas dos ensaios dinâmicos com vibração induzida pelo “*shaker*” para os modelos monolítico e pré-moldado são indicados na Tabela 7.5 e correspondem apenas ao primeiro modo de vibração. Os demais modos não foram investigados. Os resultados indicados na Tabela 7.5 correspondem às medidas feitas em diferentes repetições, pois se trata de ensaio não destrutivo. Assim, uma média dos valores encontrados em todas as repetições é conveniente à análise. Ainda, as funções de resposta em frequência (FRF) a partir das quais foi obtida as frequências nesse ensaio são apresentadas no Anexo 3.

Tabela 7.5 – Frequências obtidas do ensaio com “*shaker*”

Repetição	Modelo monolítico			Modelo de concreto pré-moldado		
	Íntegro	Fraturado	Rompido	Íntegro	Fraturado	Rompido
1	42,50	34,38	33,44	42,50	28,44	25,63
2	43,13	34,38	33,59	42,50	30,00	25,63
3	-	34,06	33,59	42,50	28,59	25,63
4	-	-	33,75	42,19	-	-
5	-	-	33,75	42,19	-	-
6	-	-	-	42,34	-	-
7	-	-	-	42,19	-	-
8	-	-	-	42,50	-	-
Valor previsto*	39,90	-	-	39,90	-	-
Média (Hz)	42,81	34,27	33,63	42,36	29,01	25,63
Bias	1,07	-	-	1,06	-	-
Desvio padrão (Hz)	-	-	0,13	0,15	-	-
CoV (%)	-	-	0,39	0,36	-	-

*Frequência prevista por formulação analítica.

Observa-se que o modelo monolítico apresentou frequência de vibração média igual a 42,81 Hz quando íntegro, valor 7% superior à frequência teórica, cujo valor é 39,90 Hz. Após a aplicação dos ciclos de carregamento, a frequência desse modelo caiu para 34,27 Hz e, após a ruptura da ligação por momento fletor negativo, a frequência caiu para 33,63 Hz. Obviamente, a frequência do modelo após a ruptura não tem significado físico, mas foi incluída aqui para permitir uma avaliação do processo de danificação pela aplicação dos ciclos de carregamento.

Já o modelo de concreto pré-moldado no estado íntegro apresentou frequência de vibração média de 42,36 Hz, valor 6% superior ao valor teórico. Após a aplicação dos ciclos, a

frequência do modelo de concreto pré-moldado íntegro foi reduzida para 29,01 Hz e depois da ruptura, este valor caiu para 25,63 Hz.

A comparação entre os dois modelos no estado íntegro revela que o modelo monolítico possui frequência 1,06% superior à do modelo de concreto pré-moldado, valor que parece desprezível, mas que na verdade é estatisticamente significativo para um nível de confiança de 5%. A diferença entre os dois modelos se acentua quando eles são avaliados na condição fraturada, quando o modelo monolítico apresentou frequência de 18% superior à frequência do modelo de concreto pré-moldado. Após a ruptura da ligação por momento fletor negativo, a diferença percentual entre as frequências dos dois modelos sobe para 31%. Esses resultados se justificam pela existência de interfaces no modelo de concreto pré-moldado, que contribuem para reduzir a frequência de vibração desse modelo, já que as interfaces constituem planos de descontinuidade que não existem no modelo monolítico.

7.13.2 Coeficiente de amortecimento

Conforme comenta Bachmann (1995), o amortecimento proporcionado pelo material em elementos de concreto armado e protendido em regime elástico (sem escoamento de armadura) mostra particularidades relacionadas à fissuração. Segundo esse autor, o amortecimento é fortemente influenciado pela intensidade das tensões e tal intensidade pode ser representada pela amplitude das tensões nas armaduras ou pela amplitude dos deslocamentos na estrutura, ambos determinados em seus pontos de máximo.

A Figura 7.44 mostra como varia o coeficiente de amortecimento em função da intensidade das tensões. No estado não fissurado (Estádio I), o amortecimento é predominantemente viscoso e assume valores relativamente baixos (segundo Bachmann (1995), menores que 1,0%). Durante a fase de formação e propagação das fissuras (Estádio II), a intensidade das tensões aumenta e as fissuras que vão surgindo no concreto fazem com que o coeficiente de amortecimento estrutural aumente proporcionalmente ao quadrado da intensidade das tensões até um valor máximo. Por outro lado, nessa mesma fase o coeficiente de amortecimento viscoso diminui com o aumento da intensidade das tensões. No final da fase de formação e propagação de fissuras, o coeficiente de amortecimento é relativamente alto, atingindo valores de duas a três vezes maiores que os observados na fase não fissurada. Quando o elemento de concreto já se encontra totalmente fissurado (Estádio III), o coeficiente de amortecimento viscoso torna-se independente da intensidade das tensões enquanto o coeficiente de

amortecimento estrutural diminui hiperbolicamente com o aumento da intensidade das tensões. Em cada um desses estágios, o amortecimento é governado por um mecanismo diferente. No estágio não fissurado (Estádio I), o amortecimento do concreto é predominantemente viscoso. Já no estágio fissurado (Estádios II e III), dois tipos de amortecimento ocorrem em regiões diferentes do material: amortecimento viscoso no concreto da região comprimida (não fissurada) e amortecimento estrutural (ou de Coulomb) na região tracionada (fissurada) devido ao atrito entre o concreto e a armadura.

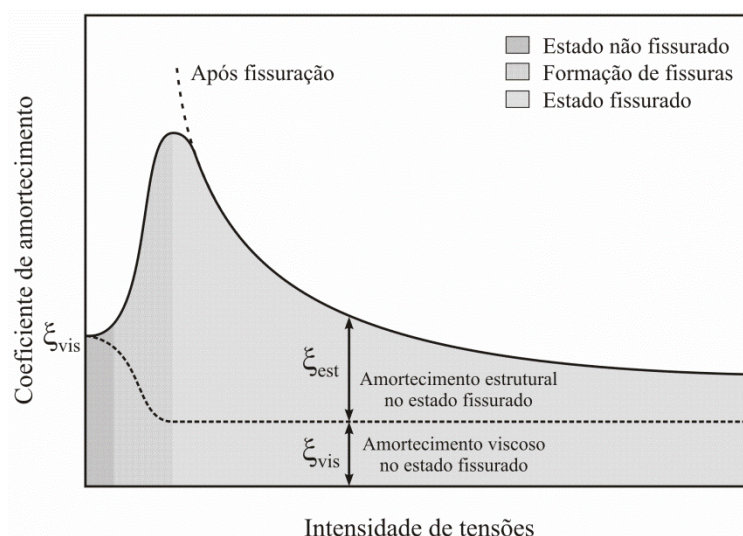


Figura 7.44 – Coeficiente de amortecimento equivalente de um elemento de concreto armado em diferentes estádios [adaptado de Bachman (1995)].

Bachman (1995) ainda comenta que o coeficiente de amortecimento total da estrutura é a soma das seguintes componentes: a) amortecimento da estrutura isolada; b) amortecimento de elementos não estruturais e c) amortecimento transmitido para o solo pelas fundações. Enquanto a primeira componente sempre existe, a segunda e/ou a terceira podem ser consideráveis, desprezíveis ou ainda ausentes dependendo do tipo e finalidade da estrutura. Em particular, o amortecimento causado na estrutura isolada ocorre por duas causas: a) amortecimento do material e b) amortecimento nos apoios e ligações, sendo a primeira causa predominante na maioria dos casos. As outras duas componentes não são relevantes neste estudo e, por este motivo, não serão discutidas. Levando em consideração esses aspectos, Bachman (1995) apresenta na Tabela 7.6 valores comuns do coeficiente de amortecimento para alguns tipos de estruturas.

Tabela 7.6 – Coeficientes de amortecimento segundo Bachman (1995).

Material	ξ(%)
Concreto armado	
▪ Tensões baixas (não fissurado)	0,7 – 1,0
▪ Tensões médias (totalmente fissurado)	1,0 – 4,0
▪ Tensões elevadas (totalmente fissurado, mas sem escoamento de armaduras)	0,5 – 0,8
Concreto protendido (não fissurado)	0,4 – 0,7
Concreto parcialmente protendido (levemente fissurado)	0,2 – 0,8
Materiais compósitos	0,2 – 0,3
Aço	0,1 – 0,2

Por fim, Bachman (1995) relata que coeficientes de amortecimento muito diferentes podem ser encontrados. Geralmente, isso resulta do emprego de diferentes materiais, de estruturas de tipos diferentes, embora constituídas do mesmo material, e de estruturas diferentes, mas do mesmo tipo, embora constituídas do mesmo material.

A Tabela 7.7 apresenta os valores obtidos para o coeficiente de amortecimento do concreto nos ensaios dinâmicos. Cabe ressaltar que esses coeficientes se referem ao primeiro modo de vibração. Os demais modos não foram investigados. Os resultados indicados na Tabela 7.7 correspondem às medidas feitas em diferentes repetições, pois se trata de ensaio não destrutivo. Assim, uma média dos valores encontrados em todas as repetições é conveniente à análise. Observa-se que os dados apresentados na Tabela 7.7 possuem elevada dispersão para ambos os modelos. Essa dispersão ocorre devido à dificuldade de obter funções de resposta em frequência com pouca ou nenhuma perturbação na região dos picos ressonantes, sobretudo em estruturas constituídas por materiais heterogêneos, como é o caso do concreto. Como os coeficientes de amortecimento são determinados a partir de pontos nessa região, a precisão dos valores encontrados fica comprometida, o que se reflete na dispersão elevada desses valores.

A análise dos dados da Tabela 7.7 revela que o coeficiente de amortecimento do modelo monolítico, aumentou em 127% após a aplicação dos ciclos de carregamento, pois as fissuras que surgiram no modelo durante o ensaio cíclico se comportam como descontinuidades pelas quais parte da energia gerada na vibração é dissipada, o que contribui para o amortecimento da vibração. Por sua vez, a ruptura da ligação por momento fletor negativo desencadeou uma redução de 44% no valor do coeficiente de amortecimento, o que pode ter ocorrido em função do escoamento das armaduras.

Tabela 7.7 – Coeficientes de amortecimento obtidos do ensaio com “*shaker*”.

Repetição	Modelo monolítico			Modelo de concreto pré-moldado		
	Íntegro	Faturado	Rompido	Íntegro	Faturado	Rompido
1	1,425	2,637	2,312	1,123	0,332	0,507
2	1,087	2,698	1,468	1,104	0,487	1,724
3	-	3,217	1,423	1,294	1,236	0,254
4	-	-	1,438	0,883	-	-
5	-	-	1,358	0,669	-	-
6	-	-	-	0,639	-	-
7	-	-	-	0,858	-	-
8	-	-	-	1,416	-	-
Valor previsto*	0,7 – 1,0	1,0 – 4,0	-	0,7 – 1,0	0,2 – 0,8	-
Média (%)	1,256	2,851	1,600	0,998	0,685	0,828
Desvio padrão (%)	-	-	0,400	0,283	-	-
CoV (%)	-	-	25,013	28,312	-	-

*Valor segundo Bachmann (1995), extraídos da Tabela 7.6.

Já o modelo de concreto pré-moldado íntegro apresentou coeficiente de amortecimento de 0,998%, valor que caiu para 0,685% após a aplicação dos ciclos de carregamento e voltou a subir para 0,828% após a ruptura da ligação por momento fletor negativo. As razões que explicam esse comportamento são as mesmas já expostas para o modelo monolítico. Entretanto, no modelo de concreto pré-moldado também contribuíram para a dissipação de energia as interfaces presentes no modelo e a própria ligação, que não era monolítica.

Os coeficientes de amortecimento encontrados para os dois modelos estão de acordo com o relatado por Bachmann (1995). Segundo esse autor, em estruturas de concreto armado, o coeficiente de amortecimento pode variar de 0,7% a 1,0% para concreto não fissurado (baixas tensões); de 1,0% a 4,0% para concreto totalmente fissurado (tensões moderadas); e de 0,5% a 0,8% para concreto totalmente fissurado (tensões elevadas) sem escoamento das armaduras. No entanto, esses números não representam rígidos intervalos de variação, haja vista que a resposta dinâmica é fortemente dependente da geometria da estrutura, da rigidez, da presença de ligações, do tipo e da quantidade de materiais diferentes e até mesmo da temperatura. O mesmo autor relata que estruturas de materiais compósitos, como é o caso do concreto com fibras, podem apresentar coeficiente de amortecimento variando de 0,2% a 0,3%. Contudo, é razoável que em estruturas constituídas por elementos em concreto e elementos em concreto com fibras o coeficiente de amortecimento varie entre o mínimo para estruturas compósitas (0,2%) e o máximo para estruturas de concreto totalmente fissuradas e sob tensões elevadas (0,8%).

7.13.3 Análise de dano

A aplicação dos ciclos de carregamento nos ensaios estáticos danifica progressivamente o modelo na medida em que os ciclos reduzem a rigidez à flexão devido à formação e propagação de fissuras. Nesse sentido, mudanças nas propriedades dinâmicas podem estar relacionadas à variação da rigidez à flexão. O que tem sido feito na literatura técnica (NDAMBI *et al.*, 2002 e ZEMBATY, *et al.*, 2006) é correlacionar a redução da frequência natural com a danificação.

Assim, se o dano causado pelos ciclos pode ser estimado pela relação entre as frequências de vibração nas três condições mencionadas (modelo íntegro, modelo fraturado e modelo rompido), isso indica que os ciclos de carregamento produziram uma danificação de 20,29% no modelo monolítico. Essa danificação aumentou para 21,64% após a ruptura desse modelo. No caso do modelo com ligação, a danificação após a aplicação dos ciclos de carregamento foi de 32,72%, valor que aumentou para 39,71% após a ruptura do modelo. A maior danificação nesse modelo pode ter ocorrido em virtude da maior intensidade do processo de fissuração na região da ligação. Contudo, não foi possível estabelecer relação direta entre a danificação e a redução da rigidez da ligação.

Os panoramas de fissuração obtidos dos ensaios cíclicos indicaram um processo de danificação concentrado na região da ligação, com ocorrência de algumas fissuras no vão de cisalhamento. Desse modo, é razoável associar o percentual de dano estimado ao dano na região da ligação.

Ainda, a análise dos resultados do modelo monolítico mostra que a aplicação dos ciclos de carregamento reduziu em 19,95% a frequência de vibração do modelo monolítico. Da mesma forma, a ruptura da ligação por momento fletor negativo reduziu essa frequência em 21,55%.

8 Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

8.1 Conclusões

A ligação viga-pilar proposta nesta tese utiliza concreto com fibras (para melhorar o comportamento mecânico do material da ligação), traspasse de armaduras (para estabelecer a continuidade das armaduras longitudinais e garantir que a ligação resista aos momentos fletores positivo e negativo) e chaves de cisalhamento (para aumentar a resistência da interface aos esforços verticais), visando desenvolver uma ligação que possa ser aplicada na pré-moldagem de estruturas de casas de força de usinas hidrelétricas e que seja resistente à solicitações cíclicas e dinâmicas. Nesse sentido, algumas considerações são oportunas.

Primeiramente, a utilização de até 2% de fibras de aço permitiu aumentar a resistência à compressão do concreto em 16%, a resistência à tração na flexão em 34%, a tenacidade em 33% e o módulo de elasticidade em 4%. Esses resultados mostram o efeito positivo das fibras na melhoria das propriedades mecânicas do concreto.

Ainda, os ensaios de avaliação dos mecanismos de transferência de esforços de tração foram realizados com o intuito de determinar o comprimento mínimo pelo qual a emenda seria capaz de transferir as forças de tração de maneira satisfatória. Nesses ensaios, o comprimento da emenda da armadura dos tirantes foi escolhido de modo a testar três situações: a) comprimento da emenda maior que o necessário ($30\emptyset$); b) comprimento da emenda suposto suficiente ($15\emptyset$) e c) comprimento da emenda suposto insuficiente ($5\emptyset$). Desses ensaios, não foram obtidos resultados conclusivos, visto que não ocorreu escoamento das armaduras e a ruptura ocorreu por falha do sistema de ancoragem das barras no dispositivo de aplicação de carregamento, exceto no segundo tirante com emenda de $5\emptyset$, que apresentou ruptura no concreto, mas sem manifestar escoamento nas barras da armadura. Contudo, há indícios (inclusive de recomendações de norma) de que o comprimento de $15\emptyset$ para a emenda é suficiente para transferir as tensões de tração do concreto para a armadura.

Já nos ensaios de cisalhamento direto, buscou-se determinar a força que causaria a ruptura de uma chave qualquer da interface e a influência das fibras na resistência da ligação.

Os resultados dos ensaios de mecanismos foram confirmados pelos ensaios em modelos cruciformes. Nestes ensaios, não foi observada falha da emenda por insuficiência do comprimento de traspasse, uma vez que a ruptura só ocorreu após as armaduras entrarem em escoamento, o que permitiu afirmar que o comprimento determinado para a emenda (15Ø) foi adequado para a transferência dos esforços de tração. Por outro lado, as chaves de cisalhamento contribuíram para que a ruptura do modelo ocorresse por flexão e não por corte na interface. Essa afirmação considera a presença de seis chaves de cisalhamento na interface e que a força por chave pode ser representada pela média das forças por chave obtidas de todos os modelos produzidos com concreto com 1% de fibras, isto é, 135,39 kN, já que não foi observada influência das fibras e de sua quantidade nos valores dessa força. Assim, o modelo poderia distribuir, somente entre as seis chaves de sua interface, uma força de 812,34 kN. Esse valor é 37% superior à força máxima atingida no ensaio, mas não considera os demais mecanismos e fenômenos envolvidos na ruptura do modelo. A ruptura do modelo por flexão também foi confirmada pelos panoramas de fissuração.

Ainda a respeito dos ensaios em modelos cruciformes, os resultados indicaram que a ligação apresentou comportamento semi-rígido de alta resistência, já que a ligação foi capaz de resistir a um momento fletor negativo equivalente a 85% e 88% do momento fletor negativo resistido pelo modelo monolítico, respectivamente para os lados direito e esquerdo.

A degradação da rigidez secante da ligação proposta na tese também foi avaliada e, após a aplicação de 51 ciclos de carregamento e descarregamento, essa rigidez sofreu um decréscimo de 26% no lado esquerdo e 60% no lado direito da ligação. Um modelo empírico foi proposto para estimar a degradação da rigidez secante da ligação após a aplicação de determinada quantidade de ciclos. O modelo fornece resultados satisfatórios, mas a princípio é válido somente para a tipologia de ligação estudada nesta tese, desde que não ocorra fadiga dos materiais e que o número de ciclos seja inferior a 10. Esse modelo sugere a possibilidade de adotar uma taxa média de degradação de 10% em função dos ciclos, mantido o nível de força.

Outro aspecto que deve ser considerado diz respeito à abertura da ligação. De fato, essa abertura foi excessiva durante todo o ensaio e compromete a durabilidade, mesmo em serviço, de uma estrutura construída com tal ligação em ambiente com nível III de agressividade.

No que diz respeito aos ensaios dinâmicos, de modo geral, a ligação proposta nesta tese, com todas as suas particularidades, apresentou uma redução de 31% no coeficiente de amortecimento após a aplicação dos ciclos. Contudo, apesar dessa redução, o fato de o coeficiente de amortecimento da ligação pré-moldada ter sido inferior ao obtido para a ligação monolítica se explica pela maior sollicitação no modelo de concreto pré-moldado. Aqui cabe lembrar que o modelo pré-moldado possuía várias interfaces, aproximadamente mesmas dimensões e mesma massa apresentadas pelo modelo monolítico e ainda empregava na ligação um material que permitia a formação de uma maior quantidade de fissuras. Ainda, os coeficientes de amortecimento foram determinados em três diferentes situações: antes dos ciclos (modelo íntegro), após os ciclos (modelo fraturado) e após a ruptura do modelo em ensaio monotônico.

A respeito das análises numéricas, se por um lado o modelo computacional monolítico representou adequadamente a rigidez secante apenas para uma força igual à força máxima observada no ensaio, por outro esse modelo superestimou a resistência da ligação. De fato, isso seria suficiente para que o modelo pudesse ser aplicado em projeto, pois é a rigidez secante a empregada no dimensionamento das ligações, contudo, outros aspectos da resposta experimental não foram bem representados pelo modelo monolítico computacional. Já o modelo pré-moldado subestimou a rigidez secante, embora também tenha superestimado a resistência. Em parte, este comportamento se deve à maior flexibilidade do modelo proporcionada pela malha de elementos finitos, bem como pela presença das interfaces. Assim, da maneira como foi realizada a modelagem, os modelos computacionais (monolítico e pré-moldado) não representam adequadamente os comportamentos observados em laboratório.

Os panoramas de fissuração resultantes dessas análises revelaram similaridades entre os panoramas numéricos e os experimentais, guardadas as devidas diferenças na forma de ocorrência dessas fissuras (fissuração distribuída na análise numérica, e fissuração discreta nos ensaios).

8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como propostas para futuros trabalhos sugerem-se:

- Estudar a viabilidade de outros comprimentos de traspasse, menores que o utilizado neste trabalho, para obter o menor comprimento de traspasse admissível. Nesse estudo, verificar os comprimentos de traspasse para diferentes diâmetros de barra, com diferentes quantidades de fibras. Desse estudo, sugere-se o desenvolvimento de modelos semi-empíricos para estimar o comprimento de traspasse a partir da quantidade de fibras, da resistência do aço e do concreto e do diâmetro das barras emendadas;
- Investigar, ainda no contexto da proposta anterior, se o comprimento de traspasse poderia ser reduzido (e para qual valor poderia ser reduzido) com uma combinação de fibras e dispositivos mecânicos de ancoragem;
- Simular numericamente o comportamento de emendas de barras por traspasse quando a emenda estiver inserida em concreto simples e com fibras;
- Ainda, sugere-se utilizar fibras de diferentes comprimentos no concreto da região da ligação para atuarem de formas distintas: as fibras de maior comprimento seriam utilizadas para aumentar a resistência à tração e a tenacidade do concreto enquanto as fibras de menor comprimento seriam responsáveis pelo controle da fissuração;
- Propor um modelo analítico capaz de representar de maneira satisfatória a rigidez e a resistência da ligação;
- Estudar o comportamento da ligação na fase de montagem.

Referências bibliográficas

- ABRISHAMI, H. H. e MITCHELL, D., Influence of steel fibers on tension stiffening, **ACI Structural Journal**, v. 94, n. 6, November-December, 1997, p. 769-776.
- AÏTCIN, P. C., e MEHTA, P. K., Effect of coarse-aggregate characteristics on mechanical properties of high strength concrete, **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 2, March-April, 1990, p. 103-107.
- ALWAN, J. M. e NAAMAN, A. E., New formulation for elastic modulus of fiber-reinforced, quasibrittle matrices, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 120, n. 11, 1994, p. 2443-2460.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI-318 – Building code requirements for structural concrete, Farmington Hills, 2011, 509 p.
- ARAÚJO, D. L., **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho.**, Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002, 331 f.
- ARAÚJO, D. L., FERREIRA, M. A., EL DEBS, M. K., PRUDENTE, H. P., Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado: Influência da plastificação da ligação, In: Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, 32, 2006, Campinas. **Anais**, 2006, p. 1611-1621.
- AZIZINAMINI, A., STARK, M., ROLLER, J. J. e GHOSH, S. K., Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 5, September-October, 1993, p. 554-561.
- BACHMAN, H. et al., **Vibration problems in structures** – Pratical guidelines, Birkhäuser, 1995, 129 p.
- BALAGURU, P. N., SHAH, S. P., **Fiber-reinforced cement composites**, MacGraw-Hill International Editions, New York, 1992, 530 p.

- BANTHIA, N. e NANDAKUMAR, N., Crack growth resistance of hybrid fiber reinforced cement composites, **Cement and Concrete Composites**, v. 25, 2003, p. 3-9.
- BARROS, J. A. O., Estado-da-arte dos betões reforçados com fibras, **Engenharia Civil – UM**, n. 3, 1996, p. 29-47.
- BARROS, J. A. O. e FIGUEIRAS, J. A., Flexural behavior of SFRC: testing and modeling, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 4, November, 1999, p. 331-339.
- BARROS, J. A. O, CUNHA, V. M. F., RIBEIRO, A. F. e ANTUNES, J. A. B., Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete, **Materials and Structures**, v. 38, n. 275, January-February, 2005, p. 47-56.
- BATSON, G., JENKINS, E. e SPATNEY, R., Steel fibers as shear reinforcement in beams, **ACI Journal, Proceedings**, v. 69, n. 10, October, 1972, p. 640-644.
- BJORHOVDE, R., COLSON, A. e BROZZETTI, J., Classification system for beam-to-column connections, **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 11, November, 1990, p. 3059-3076.
- CHEOK, G., STONE, W., STANTON, J. e SEAGREN, D., Beam-to-column connections for precast concrete moment-resisting frames, Fourth Joint Technical Coordinating Committee on Seismic Precast Structural System, **Proceedings**, Tsukuba, Japan, May 16-17, 1994, 8 p.
- DANCYGIER, A. N. e KATZ., A., The combined effect of concrete strength and geometric parameters on concrete-reinforcement bond, In 8th International Symposium on utilization of High Strength and High Performance Concrete, Tokyo, October 27-29, 2008, p. 357-362.
- DOLAN, C.W., STANTON, J.F. e ANDERSON, R.G., Moment resistant connections and simple connections, **PCI Journal**, v.32, n.2, 1987, p.62-74.
- EL DEBS, M. K., **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**, 1ª Edição, EESC-USP, São Carlos, 2000, 456 p.
- ENGLEKIRK, R. E., An innovative design solution for precast prestressed concrete buildings in high seismic zones, **PCI Journal** v.41, n.4, July-August, 1996, p. 44-53.
- ERTAS, O., OZDEN, S. e OZTURAN, T., Ductile connections in precast concrete moment-resisting frames, **PCI Journal**, May-June, 2006, p. 2-12.

- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003, 90 p.
- EZELDIN, A. S., e BALAGURU, P. N., Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete, **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 5, September-October, 1989, p. 515-524.
- EZELDIN, A. S, e BALAGURU, P. N, Normal and high-strength fiber-reinforced concrete under compression, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 4, n. 4, November, 1992, p. 415-429.
- FERREIRA, M. A., **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999, 253 p.
- FERREIRA, M. A., ARAÚJO, D. L., ELLIOTT, K. S., EL DEBS, M. K., Analysis of multi-storey precast frames considering beam-column connections with semi-rigid behaviour, In: Fib Symposium, Budapest. Keep Concrete Attractive, v. 1, 2005a, p. 496-501.
- FERREIRA, M. A., ARAÚJO, D. L., JEREMIAS JR, A. C., Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado, In: Congresso Brasileiro do Concreto - CBC 2005, 47, Olinda, **Anais**, São Paulo: IBRACON, 2005b, v. XI, p. 182-196.
- FIELDS, K. e BISCHOFF, P. H., Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members, **ACI Structural Journal**, v. 101, n. 4, July-August, 2004, p.447-456.
- FILIATRAULT, A., PINEAU, S. e HOUDE, J., Seismic behavior of steel-fiber reinforced concrete interior beam-column joints, **ACI Structural Journal**, v. 92, n. 5, September-October, 1995, p. 1-10.
- FISCHER, G. e LI, V. C., Influence of matrix ductility on tension-stiffening behavior of steel reinforced engineered cementitious composites (ECC), **ACI Structural Journal**, v. 99, n. 1, January-February, 2002, p. 104-111.
- GOTO, Y., MIYASHITA. S., Validity of classification system of semi-rigid connections, **Engineering Structures**, v. 17, n. 8, 1995, p. 544-553.
- HAMAD, B. S., HARAJLI, M. H. e JUMAA, G., Effect of fiber reinforcement on bond strength of tension lap splices in high-strength concrete, **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 5, September-October, 2001, p. 638-614.

- HAMAD, B. S. e ITANI, M. S., Bond strength of reinforcement in high-performance concrete: the role of silica fume, casting position, and superplasticizer dosage, **ACI Materials Journal**, v. 95, n. 5, September-October, 1998, p. 499-511.
- HAMAD, B. S. e MACHAKA, M. F., Effect of transverse reinforcement on bond of reinforcing bars in silica fume concrete, **Materials and Structures Journal**, v. 32, July, 1999, p. 468-476.
- HAMAD, B. S. e SEFERIAN, Z. S., Role of casting position on bond of confined tension lap splices in silica fume concrete, **Materials and Structures Journal**, v. 33, November, 2000, p. 584-593.
- HARAJLI, M. H., Development/Splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete, **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 5, September-October, 1994, p. 511-520.
- HARAJLI, M. H, GHARZEDDINE, O., Effect of steel fibers on bond performance of steel bars in NSC and HSC under load reversals, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 19, n. 10, October, 2007, p. 864-873
- HARAJLI, M. H. e MABSOUT, M. E., Evaluation of bond strength of steel reinforcing bars in plain and fiber-reinforced concrete, **ACI Structural Journal**, v. 99, n. 4, July-August, 2002, p. 509-517.
- HARAJLI, M. H. e SALLOUKH, K. A., Effect of fibers on development/splice strength of reinforcing bars in tension, **ACI Materials Journal**, v. 94, n. 4, July-August, 1997, p. 317-324.
- HARAJLI, M. H., HOUT, M. e JALKH, W., Local bond stress-slip relationship of reinforcing bars embedded in fiber-reinforced concrete, **ACI Materials Journal**, v. 92, n. 4, July-August, 1995, p. 343-354.
- HARAJLI, M. H., Numerical bond analysis using experimentally derived local bond laws: a powerful method for evaluating the bond strength of steel bars, **Journal of Structural Engineering**, v. 133, n. 5, May, 2007, p. 695-705.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, SF6 – Method of test for shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC), Tokyo, 1990, p. 67-69.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, SF4 – Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete, Tokyo, 1984, p. 58-61.

- KARAHAN, O., TANYILDIZI, H. e ATIS, C. D., An artificial neural network approach for prediction of long-term strength properties of steel fiber reinforced concrete containing fly-ash, **Journal of Zhejiang University Science A**, v. 9, n. 11, 2008, p. 1514-1523.
- KHALOO, A. R., e KIM, N, Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete under Direct Shear, **ACI Materials Journal**, v. 94, n. 6, November-December, 1997, p. 592-601.
- KHALOO, A. R. e PARASTESH, H., Cyclic loading of ductile precast concrete beam-column connection, **ACI Structural Journal**, v. 100, n. 3, May-June, 2003a, p. 291-296.
- KHALOO, A. R. e PARASTESH, H., Cyclic loading response of simple moment-resisting precast concrete beam-column connection, **ACI Structural Journal**, v. 100, n. 4, July-August, 2003b, p. 440-445.
- KHOO, J-H., LI, B. e YIP, W-K., Tests on precast concrete frames with connections constructed away from column faces, **ACI Structural Journal**, v. 103, n. 1, January-February, 2006, p. 18-27.
- KÖKSAL, F., ALTUN, F., YIGIT, I. e SAHIN, Y., Combined effect of silica fume and steel fibers on the mechanical properties of high strength concretes, **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 8, 2008, 7 p.
- KWAK, Y-K, EBERHARD, M. O., KIM, W-S. e KIM, J., Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams without stirrups, **ACI Structural Journal**, v. 99, n. 4, July-August, 2002, 9 p.
- LI, V., WARD, R. J. e HAMZA, A., Steel and synthetic fibers as shear reinforcement, **ACI Materials Journal**, v. 89, n. 5, September-October, 1992, p. 499-508.
- LIN, W.-T., HUANG, R., LEE, C.-L. e HSU, H.-M., Effect of steel fiber on the mechanical properties of cement-based composites containing silica fume, **Journal of Marine Science and Technology**, v. 16, n. 3, 2008, p. 214-221.
- MAGUREANU, C., HEGHES, B., CORBU, O., SZILAGY, H. e SOSA, I., Behaviour of high and ultra high performance fibre reinforced concrete, In 8th International Symposium on utilization of High Strength and High Performance Concrete, Tokyo, October 27-29, 2008, p. 353-356.
- MARZOUK, H. e CHEN, Z. W., Fracture energy and tension properties of high-strength concrete, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 7, n. 2, May, 1995, p. 108-116.

- MIRSAYAH, A. A. e BANTHIA, N., Shear strength of steel fiber-reinforced concrete, **ACI Materials Journal**, v. 99, n. 4, September-October, 2002, p. 473-476.
- MOHAMMADI, Y., SINGH, S. P. e KAUSHIK, S. K., Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state, **Construction and Building Materials**, v. 22, 2008, p. 956-965.
- NAKAKI, S. D., STANTON, J. F. e SRITHARAN, S., An overview of the PRESSS five-story precast test building, Special Report, **PCI Journal**, March-April, 1999, p. 26-39.
- NARAYANAN, R. e DARWISH, I. Y. S., Use of steel fibers as shear reinforcement, **ACI Structural Journal**, v. 84, n. 3, May-June, 1987, p. 216-227.
- NATARAJA, M. C., DHANG, N. e GUPTA, A. P., Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression, **Cement and Concrete Research**, v. 21, n. 5-6, October, 1999, p. 383-390.
- NDAMBI, J-M., VANTOMME, J. e HARRI, K., Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives, **Engineering Structures**, v. 24, 2002, p. 501-515.
- NIGEL PRIESTLEY, M. J., The PRESSS Program: current status and proposed planes for phase III, **PCI Journal**, Special Report, March-April, 1996, p. 22 – 40.
- NÓBREGA, P. G. B., *Análise dinâmica de estruturas de concreto: estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas*, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004, 285f.
- NOGHABAI, K., Behavior of tie elements of plain and fibrous concrete and various cross sections, **ACI Structural Journal**, v. 97, n. 2, March-April, 2000, p. 277-285.
- OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. O., **A influência das fibras de aço e das adições minerais no enrijecimento à tração do concreto armado: análise experimental**, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007, 288f.
- ORANGUN, C. O., JIRSA, J. O. e BREEN, J. E., Strength of anchored bars: a reevaluation of test data on development length and splices, Research Report N. 154-3F, Center of Highway Research, University of Texas, Austin, January, 1975, 78 p.

- ÖZTURAN, T., ÇEÇEN, C., Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of concretes with different strengths, **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 2, 1997, p. 165-170.
- PAMPANIN, S., Alternative design philosophies and seismic response of precast concrete buildings, **Fib Journal Structural Concrete**, v. 4, n. 4, 2003, p. 203-212.
- PAMPANIN, S., Emerging solutions for high seismic performance of precast/prestressed concrete buildings, Japan Concrete Institute, **Journal of Advanced Concrete Technology**, v.3, n. 2, June, 2005, p. 207-223.
- PAMPANIN, S., AMARIS, A., AKGUSEL, U. e PALERMO, A., Experimental investigations on high-performance jointed ductile connections for precast frames, In First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, 2006, 10 p.
- PRECAST CONCRETE INSTITUTE, Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete, Chicago, Illinois, 1988.
- POON, C. S., SHUI, Z. H. e LAM, L., Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures, **Cement and Concrete Research**, v. 34, 2004, p. 2215-2222.
- RAMAKRISHNAN, V., COYLE, W. V., DAHL, L. F. e SCHRADER, E. K., A comparative evaluation of fiber shotcretes, **Concrete International**, January, 1981, p. 59-69.
- SHAH, S. P., SWARTZ, S. E., OUYANG, C., **Fracture mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials**, John Wiley & Sons, New York, 1995.
- SONG, P. S. e HWANG, S., Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete, **Construction and Building Materials**, n. 18, 2004, p. 669-673.
- SOUBRA, K. S., WIGHT, J. K. & NAAMAN, A. E., Cyclic response of fibrous cast-in-place connections in precast beam-column subassemblages, **ACI Structural Journal**, 1993, v.90, n. 3, p. 316-323.
- SORELLI, L. G., MEDA, A. e PLIZZARI, G. A., Bending and uniaxial tensile tests on concrete reinforced with hybrid steel fibers, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 17, n. 5, September – October, 2005, p. 519-527.

- SOROUSHIAN P. e LEE, C-D., Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete, **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 5, September-October, 1990, p. 433- 439.
- STANTON, J., STONE, W. C. e CHEOK, G. S., A hybrid reinforced precast frame for seismic regions, **PCI Journal**, v. 42, n. 2, March-April, 1997, p. 20-32.
- STONE, W. C., CHEOK, G. S. e STANTON, J., Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading, **ACI Structural Journal**, March-April, v. 91, n. 2, 1995, p. 229-249.
- SWAMY, R. N. E BAHIA, H. M., The effectiveness of steel fibers as shear reinforcement, **Concrete International**, v. 7, n. 3, March, 1985, p. 35-40.
- TAERWEE, L. R., Influence of steel fibers on strain-softening of high-strength concrete, **ACI Materials Journal**, v. 89, n. 1, 1992, p. 54-60;
- THOMAS, J. e RAMASWAMY, A., Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 19, n. 5, May, 2007, p.385-392.
- TOUTANJI, H. e BAYASI, Z., Effects of manufacturing techniques on the flexural behavior of steel fiber-reinforced concrete, **Cement and Concrete Research**, 1998, v. 28, n. 1, p. 115-124.
- VALLE, M. E BUYUKOZTURK, O., Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear, **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 2, March.-April, 1993, p. 122-133.
- VASCONEZ, R. M.; NAAMAN, A. E. & WIGHT, J. K., Behavior of HPFRC connections for precast concrete frames under reversed cyclic loading, **PCI Journal**, 1998, v. 43, n.6, p. 58-71.
- WU, K-R., CHENG, B., YAO, W. e ZHANG, D., Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete, **Cement and Concrete Research**, v. 31, 2001, p. 1421-1425.
- YAO, W., LI, J. e WU, K., Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced concrete at low fiber volume fraction, **Cement and Concrete Research**, v. 33, 2003, p. 27-30.
- YAZICI, S., INAN, G. e TABAK, V., Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 6, June, 2007, p. 1250-1253.

-
- ZIA, P., AHMAD, S. e LEMING, M., High-performance concrete: A state-of-art report (1989-1994). Federal Highway Administration, n. FHWA-RD-97-030, 1997, Disponível em: <http://www.tfhrc.gov/structur/hpc/hpc2/contnt.htm>, Acesso em: 10 de janeiro de 2007.
- ZEMBATY, Z., KOWALSKI, M. e POSPISIL, S., Dynamic identification of a reinforced concrete frame in progressive states of damage, **Engineering Structures**, v. 28, 2006, p. 668-681.

APÊNDICE 1

Modelo analítico da curva tensão *versus* deformação do concreto na compressão

A capacidade do concreto simples de absorver energia enquanto se deforma pode não ser suficiente quando a estrutura constituída por esse material precisa suportar grandes deslocamentos. Neste sentido, a incorporação de fibras de aço à matriz permite aumentar, além da capacidade de dissipação de energia, a resistência à tração, à fadiga e ao impacto, a tenacidade e a energia de fraturamento do material. Essas melhorias fazem desse compósito um material bastante interessante para aplicações estruturais.

Quando se deseja dimensionar ou analisar uma estrutura, basta conhecer a resistência do material para que a resistência da estrutura seja determinada. Assim, a estrutura será segura para determinados esforços solicitantes desde que esse esforço não produza tensões que ultrapassem a resistência do material. Entretanto, o fato da estrutura ser segura para os esforços de projeto não impede que uma eventual ruptura ocorra de maneira brusca. Desta forma, para ser considerada segura, a estrutura também deve apresentar ductilidade, o que pode ser conseguido usando materiais mais tenazes, como o concreto reforçado com fibras de aço, para executar os elementos estruturais.

Para verificar se o material apresenta tenacidade compatível com o nível de ductilidade que se pretende conferir à estrutura dimensionada, geralmente se recorre à curva tensão *versus* deformação do material. A medida da tenacidade está, então, relacionada à área sob essa curva e, quanto maior essa área, maior é a tenacidade do material.

Com o crescente desenvolvimento da Engenharia e o aumento da complexidade das geometrias e dos carregamentos usados nos projetos, o dimensionamento e a análise das estruturas de concreto se tornaram também mais complexos. Assim, o uso de métodos

numéricos, como o método dos elementos finitos, tem se tornado prática comum na análise dessas estruturas. Sob este ponto de vista, as curvas tensão *versus* deformação, que representam modelos constitutivos para o material, tornam-se ainda mais importantes, pois a precisão da resposta da análise depende da capacidade do modelo constitutivo de representar adequadamente o comportamento do material.

Na literatura técnica há relatos de diversos modelos analíticos desenvolvidos para representar a curva tensão *versus* deformação do concreto simples submetido à compressão. Dentre os mais importantes e conhecidos, destacam-se os modelos de Popovics (1973) e Carrera e Chu (1985). Já os modelos para representação do comportamento do concreto reforçado com fibras, de forma geral, foram desenvolvidos a partir dos modelos desenvolvidos para concreto simples, com a inclusão de alguns parâmetros para considerar a influência das fibras nas propriedades da curva tensão *versus* deformação. Como exemplos, tem-se os modelos de Ezeldin e Balaguru (1992), Mansur *et al.* (1999) e Nataraja *et al.* (1999), desenvolvidos à partir do modelo de Carrera e Chu (1985). Além destes, outros como Kaneko (1992), Barros e Figueiras (1999) e Araújo (2002) também podem ser citados.

O modelo proposto por Ezeldin e Balaguru (1992) se aplica a concretos com resistência à compressão variando de 35 MPa a 85 MPa. Foram adicionadas fibras de aço com ganchos nas extremidades e relação de aspecto de 60, 75 e 100, em frações volumétricas de até 0,75%. O modelo proposto por Mansur *et al.* (1999) foi desenvolvido para concretos com resistência à compressão variando de 70 MPa a 120 MPa reforçados com até 1,5% de fibras de aço com relação de aspecto igual a 60 e ganchos nas extremidades.

Todos esses modelos, exceto os propostos por Barros e Figueiras (1999) e Kaneko (1992), baseiam-se no modelo proposto por Carrera e Chu (1985), cuja expressão geral é dada pela equação (1), na qual σ_c é a tensão de compressão, f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão, ε_c é a deformação, ε_{c0} é a deformação de pico e β é o fator que considera a influência das fibras na forma da curva. Os parâmetros β e ε_{c0} podem ser obtidos, em geral, por equações que correlacionam esses parâmetros ao volume de fibras e/ou resistência à compressão do concreto e, obviamente, são diferentes de um modelo para o outro.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,0}} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,0}} \right)^\beta} \quad (1)$$

Neste trabalho, foram utilizados resultados de diversos ensaios de compressão com controle de deslocamentos realizados pelos autores. Os concretos, que apresentavam resistência média à compressão de 40 MPa e 60 MPa, foram produzidos com fibras de aço com 35 mm de comprimento, relação de aspecto igual a 64 e ganchos nas extremidades, adicionadas em frações volumétricas de 1%, 1,5% e 2%. A influência das fibras foi avaliada na tensão e na deformação de pico e na tenacidade à compressão, tendo sido proposto um modelo analítico para gerar a curva tensão versus deformação completa, desenvolvido a partir do modelo de Carreira e Chu (1999) e que não depende do conhecimento prévio da deformação de pico.

Metodologia empregada

Os corpos-de-prova produzidos foram submetidos a ensaio de compressão com controle de deslocamentos para obtenção das curvas tensão *versus* deformação na compressão. Nesse ensaio, o deslocamento foi limitado ao curso máximo dos transdutores utilizados, isto é, 10 mm. No entanto, essa limitação aplica-se apenas ao deslocamento máximo, podendo haver corpos-de-prova que tenham sofrido deslocamentos menores antes do final do ensaio.

Uma vez determinadas as curvas tensão *versus* deformação, foram obtidas as curvas médias para cada traço de concreto produzido. Então, essas curvas foram normalizadas dividindo o eixo das tensões pela tensão de pico. Esse procedimento elimina a influência da resistência do concreto e permite a comparação direta das curvas. O eixo das deformações também foi normalizado, mas pela deformação correspondente à tensão de pico, uma vez que a curva proposta por Carrera e Chu (1985) pressupõe deformações normalizadas.

Neste trabalho, optou-se por usar a equação proposta por Carrera e Chu (1985) para realizar as regressões não lineares das curvas e obter o valor do parâmetro β , pois esta apresenta forma semelhante à forma das curvas obtidas experimentalmente.

O modelo foi, então, validado mediante determinação da razão entre a tenacidade relativa obtida experimentalmente e a tenacidade relativa obtida da aplicação do modelo analítico. Evidentemente, razões da ordem de 1,0 são ideais, mas foi considerada como satisfatória uma diferença percentual de $\pm 10\%$ entre os resultados experimentais e analíticos.

Determinação dos parâmetros e validação do modelo

O modelo proposto por Carreira e Chu (1985) foi utilizado nas regressões não lineares para determinar os valores do parâmetro β , os quais foram correlacionados com o volume de fibras e com a resistência do concreto como mostra a equação (2). A correlação obtida é apresentada na Figura 1. Observa-se dessa figura uma tendência de aumento do valor do parâmetro β à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto. Entretanto, a tendência contrária se verifica com a adição de fibras ao concreto, sendo os menores valores do parâmetro β obtidos para os maiores volumes de fibras.

$$\beta = (0,0536 - 0,5754V_f) f_c \quad (2)$$

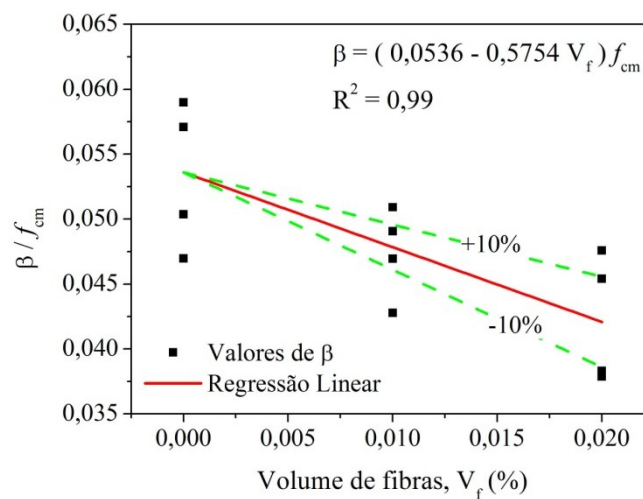


Figura 1 – Regressões do parâmetro β .

Como o modelo proposto depende da deformação de pico para definir a curva tensão *versus* deformação completa do material, foi determinada a equação (3), que relaciona essa propriedade à resistência à compressão do concreto e ao volume de fibras. As regressões realizadas para obtenção dessa equação são apresentadas na Figura 2, assim como os intervalos de confiança para um nível de significância de 90%.

$$\varepsilon_{c,0} = (0,00048 + 0,01886 V_f) \ln f_c \quad (3)$$

Uma vez conhecido o valor de β , a equação geral do modelo proposto fica definida pela substituição desse parâmetro na equação (1). Assim, basta que sejam informados o volume de fibras, a deformação de pico e a resistência do concreto para que se tenha a curva tensão *versus* deformação completa do material na compressão. Substituindo a equação (2) na equação (1) e atribuindo os valores apropriados aos parâmetros do modelo, são obtidas as curvas analíticas que foram comparadas às curvas experimentais na Figura 3.

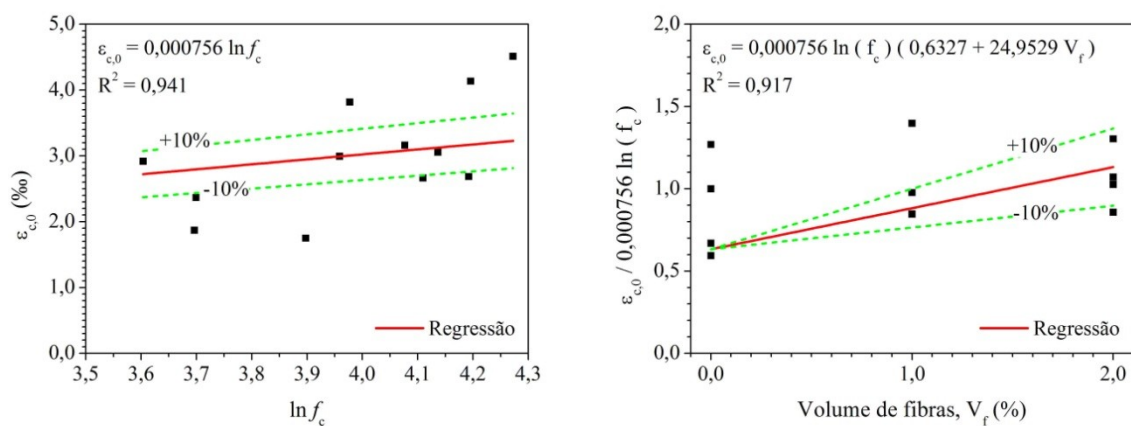


Figura 2 – Correlações para obtenção da equação da deformação de pico.

Observa-se da Figura 3, de forma geral, que os resultados obtidos pelo modelo proposto se ajustaram satisfatoriamente aos resultados experimentais. Ainda, nota-se na maioria dos casos a representação relativamente precisa do comportamento do material em regime elástico (exceto para o traço T8). Isso já era esperado, uma vez que a atuação das fibras nesse regime pode ser desprezada e que a curva empregada nas regressões não lineares foi originalmente desenvolvida para concretos simples. Também, a forma da curva obtida analiticamente foi razoavelmente próxima da forma das curvas experimentais, salvo algumas exceções, que apresentaram diferenças significativas.

A Figura 4 ilustra uma breve análise para avaliar a influência da resistência à compressão e do volume de fibras na forma da curva e em suas propriedades. Observa-se que o aumento da resistência do concreto torna a curva tensão *versus* deformação menos abatida e aumenta o valor da deformação de pico. Como era esperado, para uma mesma resistência à compressão, o aumento do volume de fibras está associado a um aumento de tenacidade.

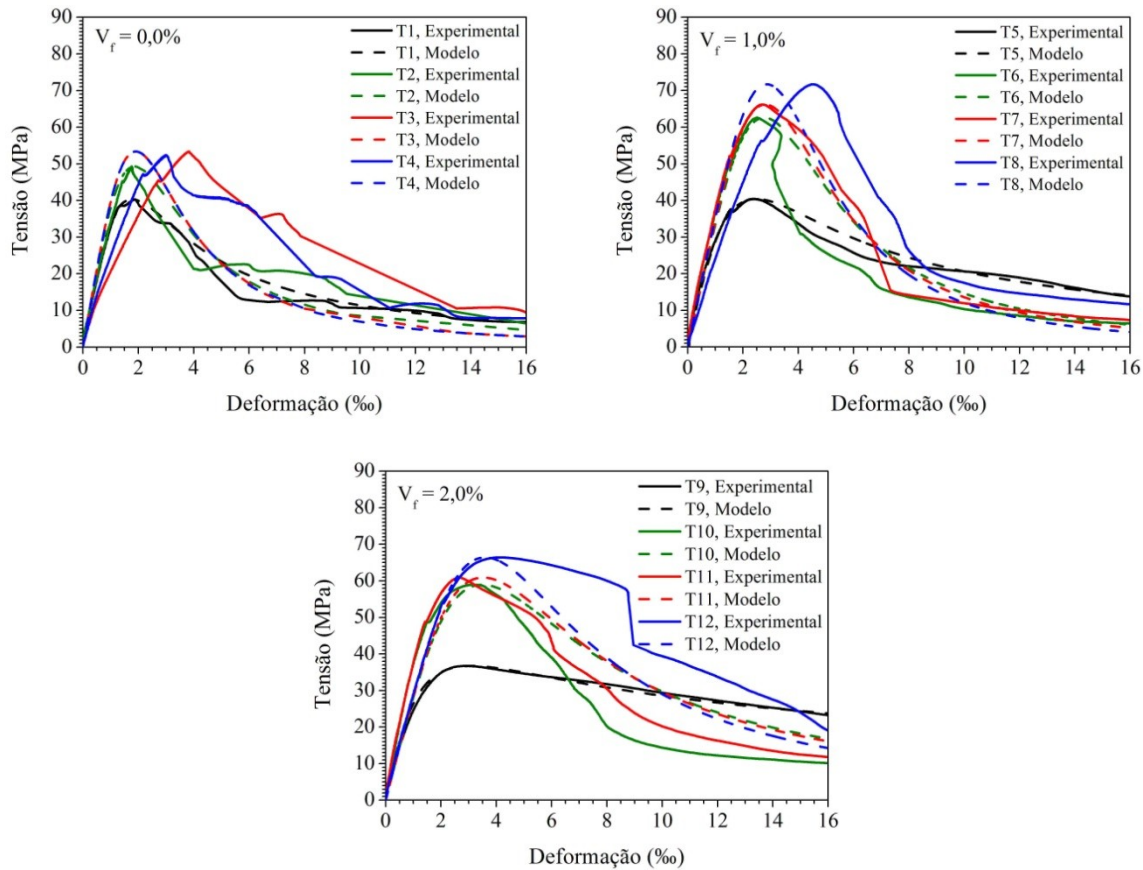


Figura 3 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos.

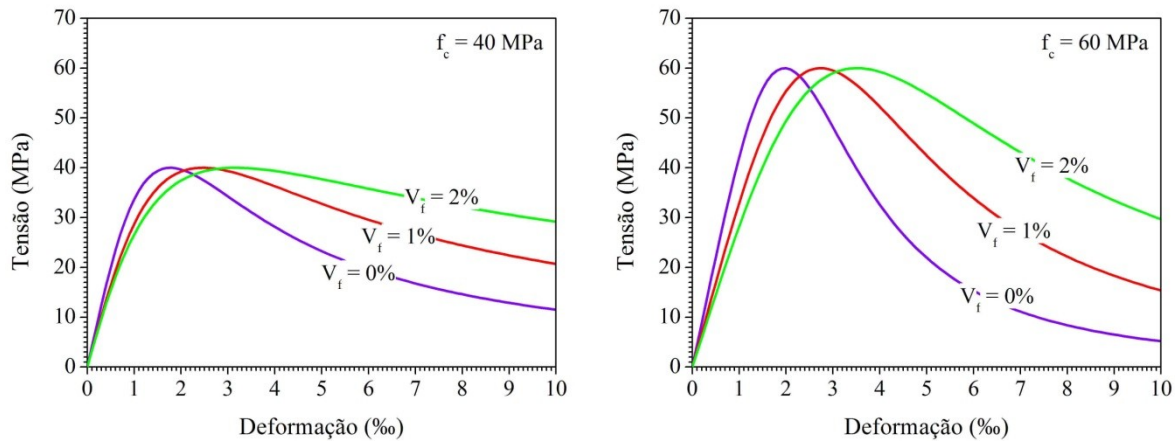


Figura 4 – Curvas obtidas pela aplicação do modelo analítico.

Até agora, apenas avaliações qualitativas foram feitas para averiguar a validade do modelo proposto. No entanto, avaliações quantitativas são necessárias para mostrar a precisão do modelo na estimativa das propriedades das curvas tensão *versus* deformação, quais sejam: deformação de pico e tenacidade relativa. Neste sentido, desenvolvem-se a seguir algumas comparações entre a energia obtida do modelo proposto e a energia obtida experimentalmente, que permitem quantificar as diferenças entre a forma das curvas

experimental e analítica. Para tanto, foi aplicado o conceito de tenacidade relativa, o qual relaciona a energia de deformação dissipada pelo material e a energia de deformação dissipada por um material considerado elastoplástico perfeito até uma deformação máxima igual a 15%. Comparação semelhante foi feita para a deformação de pico. A Tabela 1 apresenta os resultados dessas comparações.

Da Tabela 1, observam-se variações na relação entre os valores de tenacidade relativa obtidos a partir dos resultados experimentais e a partir do modelo proposto de -21% (traço T10) a +52% (traço T4). A deformação de pico também apresentou variações elevadas: -24% (traço T11) a +100% (traço T3). Essas diferenças elevadas entre os resultados experimentais e os previstos pelo modelo se devem à forma da curva experimental no trecho pós-pico, cujo comportamento é influenciado pela elevada dispersão inerente da incorporação de fibras ao concreto, já que o trecho pré-pico foi representado de maneira satisfatória na maioria dos casos. Foram observados valores de tenacidade relativa e deformação de pico razoavelmente precisos (nível de confiança em 90%) em metade dos casos. Apesar das diferenças observadas entre os resultados experimentais e analíticos, o modelo pode ser considerado válido.

Tabela 1 – Validação do modelo.

Traço	f_c (MPa)	A_{exp}	A_{teo}	TR_{exp}	TR_{teo}	TR_{exp} / TR_{teo}	$\epsilon_{c,0,exp}$	$\epsilon_{c,0,teo}$	$\epsilon_{c,0,exp} / \epsilon_{c,0,teo}$
T1	40,30	0,253	0,278	0,419	0,460	0,91	0,00187	0,00177	1,05
T2	49,28	0,302	0,278	0,409	0,376	1,09	0,00175	0,00187	0,94
T3	53,37	0,418	0,275	0,522	0,344	1,52	0,00382	0,00191	2,00
T4	52,40	0,374	0,271	0,476	0,345	1,38	0,00299	0,00190	1,57
T5	40,42	0,367	0,381	0,606	0,629	0,96	0,00237	0,00247	0,96
T6	62,59	0,325	0,412	0,346	0,439	0,79	0,00306	0,00277	1,10
T7	66,17	0,420	0,416	0,423	0,419	1,01	0,00268	0,00280	0,96
T8	71,70	0,492	0,423	0,457	0,393	1,16	0,00451	0,00286	1,58
T9	36,73	0,447	0,445	0,812	0,808	1,01	0,00292	0,00309	0,94
T10	58,95	0,431	0,543	0,488	0,614	0,79	0,00316	0,00349	0,90
T11	60,91	0,489	0,550	0,535	0,602	0,89	0,00266	0,00352	0,76
T12	66,41	0,694	0,568	0,697	0,570	1,22	0,00414	0,00360	1,15

A: área sob a curva tensão *versus* deformação, TR: tenacidade relativa; exp: experimental; teo: teórico

APÊNDICE 2

Análise numérica da fase de montagem de uma variante da ligação proposta

O PCI (2004) apresenta uma formulação simplificada para o dimensionamento de ligações viga-pilar com consolo e dente metálicos. Para avaliação dessa ligação, as verificações de resistência do aço e do concreto, resistência à flexão e resistência ao cisalhamento da seção são feitas de forma separada para o consolo e para o dente metálicos.

Verificações da resistência do concreto e do aço

No dimensionamento dos consolos e dentes metálicos, que empregam tubos ou perfis, e também naqueles compostos por chapas soldadas, deve-se recorrer às normas de estruturas metálicas adequadas. Entretanto, apresenta-se aqui apenas uma verificação da resistência desses elementos. O procedimento de verificação da resistência do concreto e do aço, válido tanto para o consolo quanto para o dente, é apresentado a seguir.

Nessa verificação, determinam-se as parcelas de cortante resistidas pelo concreto V_{cu} e pela armadura V_{su} adicional soldada ao consolo (ver Figura 1), respectivamente pelas equações (1) e (2). Nestas equações, f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, na compressão, f_{yd} é a resistência de cálculo do aço à tração, b_{ef} é a largura efetiva da seção para levar em conta o efeito de bloco parcialmente carregado, a qual deve ser menor ou igual a 2,5 vezes a distância entre os eixos das barras soldadas ao consolo medida na direção transversal ao consolo, ℓ_{emb} é o comprimento de embutimento do consolo, e é a excentricidade da força vertical em relação à metade da distância s entre as armaduras soldadas ao consolo e A_s é a área de aço da armadura adicional soldada em cada lado do consolo.

$$V_{cu} = \frac{0,85 f_{cd} b_{ef} \ell_{emb}}{1 + 3,6(e/\ell_{emb})} \quad (1)$$

$$V_{su} = \frac{2 A_s f_{yd}}{1 + \frac{6(e/\ell_{emb})}{4,8(s/\ell_{emb}) - 1}} \quad (2)$$

$$V_{Rd,1} = V_{cu} + V_{su} \quad (3)$$

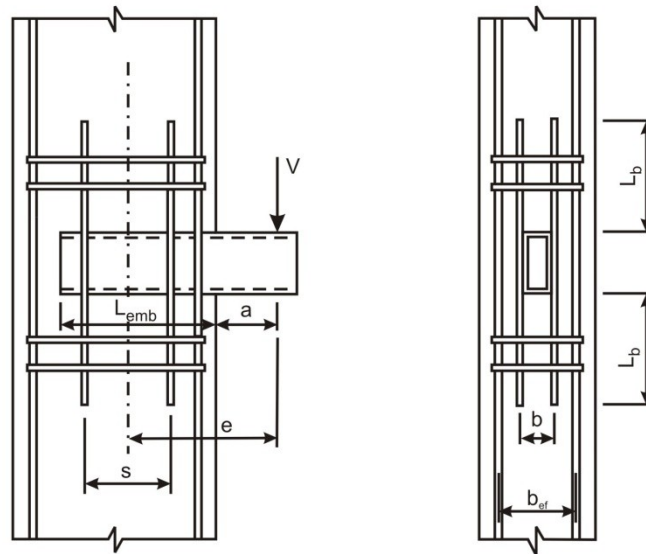


Figura 1 – Armadura adicional soldada ao consolo metálico (El DEBS, 2000).

Somando-se as parcelas V_{cu} e V_{su} , obtidas pelas equações (1) e (2), chega-se ao valor do esforço cortante resistente $V_{Rd,1}$, dado pela equação (3), o qual deve ser comparado ao esforço cortante solicitante V_d . O dimensionamento só é considerado adequado caso o cortante resistente seja superior, ou pelo menos igual, ao cortante solicitante.

Verificação do consolo ao cisalhamento e à flexão

A etapa seguinte consiste em verificar o consolo à flexão e ao cisalhamento de acordo com o tipo de consolo e a orientação das forças atuantes (situações de cisalhamento puro, flexão pura ou flexão acompanhada de cisalhamento, no caso de consolos assimétricos). Na primeira verificação, válida para consolos simétricos (desde que as forças verticais tenham sentidos opostos) e assimétricos, deve-se calcular o cortante resistente no consolo na flexão, $V_{Rd,2}$, usando a equação (4), em que Z_s é o módulo plástico da seção, f_{ysd} é a resistência do aço estrutural e a é a distância entre o ponto de aplicação da força cortante e a face do pilar. Para o

cisalhamento, a verificação do consolo consiste em aplicar a equação (5), em que h e t são a altura e a espessura da mesa da seção transversal do elemento metálico e $V_{Rd,3}$ é o cortante resistente do consolo no cisalhamento.

$$V_{Rd,2} = \frac{Z_s f_{ysd}}{a + \frac{V_d}{0,85 f_{cd} b_{ef}}} \quad (4)$$

$$V_{Rd,3} = 0,55 f_{cd} h t \quad (5)$$

Dimensionamento dos elementos componentes do dente metálico

Assim como os consolos metálicos, os dentes podem ser executados com tubos, perfis ou elementos formados por chapas soldadas. Este último caso, embora mais difícil de executar, pois envolve serviços adicionais, não apresenta o inconveniente dos dois primeiros, que é a limitação de gabaritos, uma vez que tubos e perfis são fabricados em dimensões padronizadas e nem sempre estão disponíveis nas dimensões que se deseja.

Uma das alternativas apresentadas pelo PCI (2004) para elementos metálicos de suspensão para desempenharem o mesmo papel dos dentes de concreto é a Cazaly Hanger. Essa alternativa consiste em inserir na viga pré-moldada um elemento metálico em forma de barra (perfil, tubo ou elemento composto de chapas soldadas) com uma cinta metálica soldada a ele. Na cinta e no inserto são soldadas armaduras auxiliares para resistir à força cortante e à força horizontal, respectivamente. A Figura 2 mostra os componentes básicos da Cazaly Hanger e as hipóteses de cálculo admitidas. A cinta metálica pode ser substituída por barras de aço soldadas ao inserto, o que facilita a execução e montagem da ligação, mas este procedimento está condicionado a cuidados adicionais que devem ser tomados.

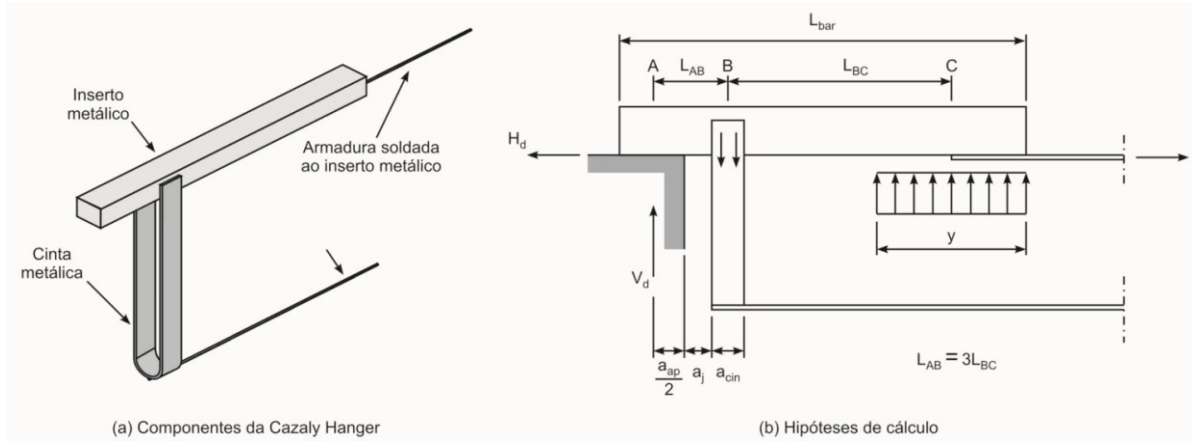


Figura 2 – Componentes da Cazaly Hanger e Hipóteses de cálculo.

No dimensionamento, além do inserto, calculam-se a cinta e as armaduras longitudinais soldadas nesta cinta e no inserto. O cálculo da cinta é feito por meio da equação (6) considerando uma disposição construtiva de $3AB = BC$ (ver Figura 2), em que $A_{s,sus}$ é a área da cinta metálica (elemento de suspensão). A área de aço da armadura soldada na parte superior do inserto metálico é dada pela equação (7) enquanto a armadura soldada na cinta tem sua área de aço determinada pela equação (8), com μ_{ef} determinado segundo a Teoria de Atrito-Cisalhamento, pela equação (9) na qual μ é o coeficiente de atrito, definido conforme a Tabela 1, λ é um coeficiente que considera a densidade do concreto (vale 1,0 para concreto de densidade normal e 0,75 para concreto leve) e A_{cr} é a área da fissura potencial.

Para maiores detalhes sobre o dimensionamento dos elementos componentes do dente, ver El Debs (2000) e PCI (2004).

$$A_{s,sus} = \frac{4 V_d}{3 f_{yd}} \quad (6)$$

$$A_{s,sup} = \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (7)$$

$$A_{s,inf} = \frac{4 V_d}{3 \mu_{ef} f_{yd}} \quad (8)$$

$$\mu_{ef} = \frac{6904 \lambda^2 A_{cr} \mu}{V_d} \quad (9)$$

Tabela 1 – Valores do coeficiente de atrito da teoria de atrito-cisalhamento.

Tipo de interface	Valores de μ	
	Recomendado	Máximo
Concreto x concreto, moldados monoliticamente	1,4 λ	3,4
Concreto x concreto pré-moldado, com superfície rugosa	1,0 λ	2,9
Concreto x concreto	0,6 λ	2,2
Concreto x aço	0,7 λ	2,4

Exemplo de cálculo

A seguir é apresentado um exemplo ilustrativo do procedimento proposto pelo PCI (2004) para verificação de uma ligação viga-pilar executada com consolo e dente metálicos na fase de montagem da estrutura. As dimensões dos elementos pré-moldados foram retiradas do projeto da galeria eletromecânica I da casa de força da Usina Hidrelétrica de Foz do Chapecó. É importante ressaltar que essa é apenas uma sugestão de cálculo, uma vez que, atualmente, as estruturas das casas de força de usinas hidrelétricas são moldadas no local e não pré-moldadas.

Descrição da ligação

O consolo, do tipo assimétrico, possui comprimento de 600 mm e apresenta seção transversal composta por chapas soldadas de 25,4 mm de espessura, formando uma seção transversal em forma de “U” com 500 mm de largura e 480 mm de altura. Esse consolo está embutido em um pilar de 7600 mm de comprimento e seção transversal retangular de 1000 mm x 2000 mm, sendo o comprimento de embutimento do consolo igual a 800 mm (Figura 3). Uma armadura adicional, composta por 2 barras de 12,5 mm, foi soldada em cada lado do consolo, sendo as barras espaçadas de 400 mm. A Figura 4 apresenta as dimensões da seção transversal do consolo.

O dente apresenta seção transversal retangular vazada com 447,2 mm de largura e 454,6 mm de altura e é composto por chapas de aço soldadas de 25,4 mm de espessura. Possui, ainda, vão livre igual a 600 mm e comprimento de embutimento igual a 1800 mm. O dente está inserido em uma viga pré-moldada que possui 5700 mm de comprimento, 800 mm de largura e 1500 mm de altura (ver Figura 3). A cinta metálica soldada ao dente (Figura 2) possui 1000 mm de altura, 463,2 mm de largura e área de aço igual a 11,4 cm². À cinta, foram soldadas duas barras de 12,5 mm enquanto ao dente foi soldada uma barra de 12,5 mm

(Figura 2). A partir do topo da viga pré-moldada, ao longo de 1200 mm medidos a partir da extremidade da viga na região de ligação com o pilar, há um rebaixamento de 350 mm para aplicação de concreto reforçado com fibras, o qual será aplicado na finalização da ligação. As dimensões da seção transversal do dente estão apresentadas na Figura 4.

As seções do dente e do consolo foram escolhidas de modo que o dente seja travado lateralmente pelo consolo conferindo, assim, maior estabilidade na fase de montagem.

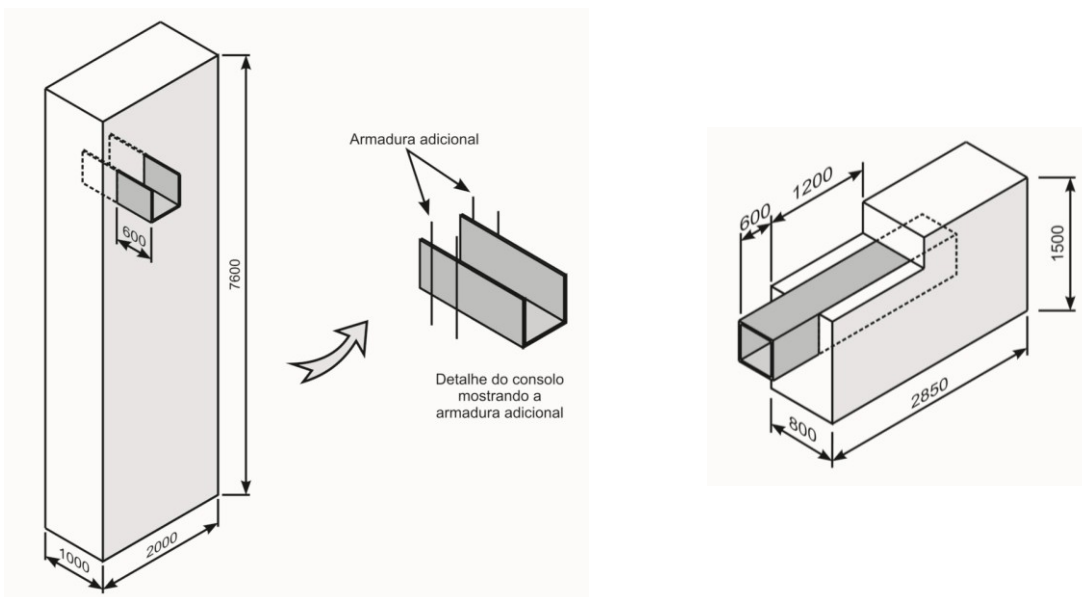


Figura 3 – Dimensões dos elementos pré-moldados (mm).

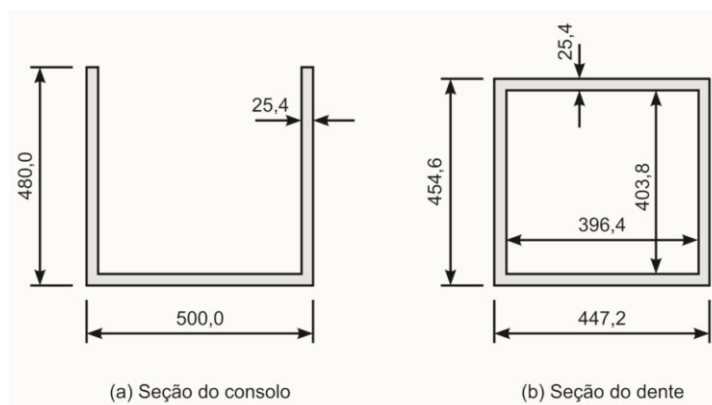


Figura 4 – Dimensões da seção transversal do consolo e do dente (mm).

Modelo computacional

Essa ligação foi modelada no programa DIANA® 9.3, baseado no método dos elementos finitos. Apenas as armaduras do consolo e do dente metálicos foram modeladas, isto é, não

foram representadas as armaduras da viga e do pilar. A Figura 5a apresenta a geometria do modelo numérico. Devido à simetria, apenas metade da viga foi modelada para reduzir o tempo de processamento.

A modelagem dos elementos pré-moldados, do consolo e do dente metálicos foi feita com o elemento finito sólido isoparamétrico HX24L da classe HE8, o qual apresenta 8 nós com três graus de liberdade por nó para representação das translações nas direções x , y e z . Nas áreas pertencentes à interface entre o dente e o concreto e entre o consolo e o concreto foram colocados elementos de interface tridimensionais Q24IF da classe IS44, os quais apresentam 8 nós com três graus de liberdade por nó para representação das translações nas direções x , y e z . A utilização desses elementos resultou em uma malha com 20736 elementos finitos e 25126 nós, a qual é mostrada na Figura 5b e na Figura 5c.

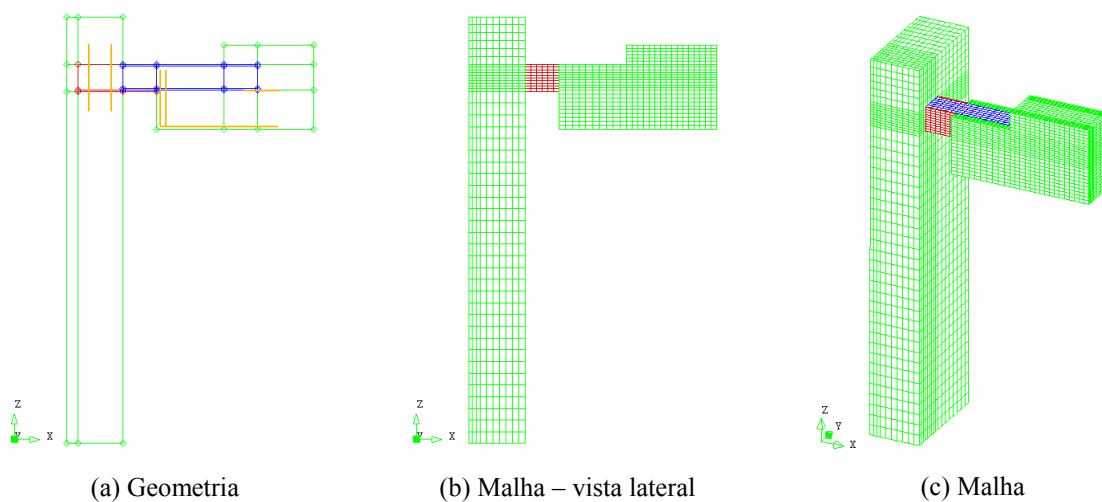


Figura 5 – Geometria do modelo numérico.

Também foi utilizado o “*reinforce*”, um elemento especial do DIANA que não é elemento finito, mas que permite aumentar a rigidez dos elementos atravessados por ele. Com esse elemento especial, foram modeladas as armaduras soldadas ao consolo, ao dente e à cinta e a própria cinta. No caso da cinta, a largura desta abrangia dois elementos finitos e, assim, foi necessário dividir a cinta em duas partes, cada uma com metade da área da cinta e posicionadas uma em cada faixa de elementos finitos.

Após a geração da malha, foram estabelecidas as condições de contorno. Nesta etapa, os nós do topo e da base do pilar foram restringidos nas direções x , y e z , enquanto os nós do eixo de simetria da viga foram restringidos apenas na direção z (direção dos deslocamentos vertical).

O carregamento aplicado corresponde a uma reação vertical de 4992 kN na ligação, sendo aplicado distribuído numa área retangular de 1600 mm de comprimento e 800 mm de largura, resultando numa tensão de 3,9 MPa. O valor dessa força é superior à resistência teórica da ligação (4580 kN), uma vez que se pretendia, com a modelagem, testar a resistência da ligação.

Foram definidas, ainda, as propriedades dos materiais, tanto em regime elástico linear quanto em regime não-linear, conforme indicações da Tabela 2 (TNO, 2005). É oportuno destacar que para o aço foi atribuída uma tensão de escoamento igual a 600 MPa, uma vez que barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro apresentam freqüentemente uma tensão de escoamento aproximadamente 20% superior ao valor nominal. Para o caso do aço ASTM A36, atribuído aos elementos do consolo, dente e cinta, foram usados as mesmas propriedades do aço, exceto pela tensão de escoamento, definida em 250 MPa. As propriedades dos elementos de interface também foram definidas conforme indicações da Tabela 2, tanto em regime elástico linear quanto em regime não-linear.

Para a solução do sistema de equações não lineares foi utilizado o método BFGS (Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno), tendo sido definidos 80 passos de carga, dos quais o primeiro passo de carga equivalia a 21% do carregamento e os demais passos de carga equivaliam a 1% do carregamento. Ainda, foi habilitado o procedimento de busca linear com 250 iterações para acelerar o processo de convergência. A modelagem foi realizada com controle de força.

Tabela 2 – Propriedades dos materiais.

Concreto	Aços	Interface
<u>Elasticidade linear:</u> Conceito: Isotrópico $E_c = 35,42 \text{ GPa}$ $\nu = 0,20$	<u>Elasticidade linear:</u> Conceito: Isotrópico $E_c = 210 \text{ GPa}$ $\nu = 0,30$	<u>Elasticidade linear:</u> Conceito: Isotrópico $D_{11} = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N.m}^2/\text{m}$ $D_{22} = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N.m}^2/\text{m}$
<u>Não-linearidade estática</u> Conceito: Fissuras fixas CEB-FIP Model Code C30 (resistência igual a 30 MPa) $d_{\text{máx}} = 16 \text{ mm}$	<u>Não-linearidade estática</u> Conceito: Metal Plasticidade Von Mises Plasticidade Ideal $f_y = 600 \text{ MPa}$ (p/ armaduras) $f_y = 250 \text{ MPa}$ (p/ chapas e cinta)	<u>Não-linearidade estática</u> Conceito: Interfaces Fissuração Lei de amolecimento Linear Descarregamento Elástico no modo I Rigidez ao cisalhamento nula após a fissuração $f_{ct} = 2,03 \text{ MPa}$ $G_f = 79 \text{ N/m}$

Verificação da ligação pela formulação do PCI (2004)

Para a verificação da ligação viga-pilar na fase de montagem da estrutura, o carregamento de projeto na ligação foi estimado considerando uma laje de concreto com dimensões de 5300 mm por 15300 mm e espessura de 500 mm apoiada ao longo do menor lado, como mostra a Figura 6. Para o cálculo da reação da laje sobre a viga, foi considerada uma sobrecarga de 5 kN/m^2 sobre a laje correspondente à fase de montagem da estrutura. O cálculo foi feito pelo método das linhas de ruptura considerando a laje biapoiada. Uma vez combinadas as ações (combinação última especial), foi obtida uma sollicitação de 371 kN, valor para o qual a ligação em estudo foi verificada.

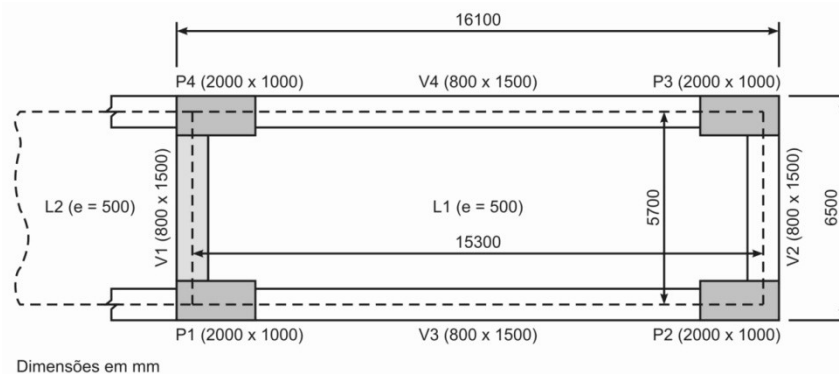


Figura 6 – Dimensões dos elementos estruturais do pavimento da galeria eletromecânica.

Nessas verificações, foram utilizados os coeficientes de majoração das ações relativos à combinação especial ou de construção, conforme NBR 6118 (ABNT, 2003), cujos valores são 1,3 para as ações permanentes e 1,2 para as ações variáveis. Ainda, foi considerado um coeficiente de amplificação dinâmica igual a 1,3 para levar em conta os efeitos decorrentes da movimentação dos elementos pré-moldados durante a montagem da ligação conforme recomendação da NBR 9062 (ABNT, 2006). As resistências dos materiais empregados na execução da ligação (aço estrutural, aço ASTM A36, e concreto) foram minoradas pelos coeficientes de minoração de resistência relativos à combinação de ações utilizada, isto é, 1,2 para o concreto e 1,15 para o aço.

Com as dimensões do consolo e do dente estimadas (Figura 4), a resistência da ligação foi determinada pelas equações (1) e (2) sugeridas pelo PCI (2004). Foi obtida uma força resistente de 4580 kN devido ao concreto e uma força resistente de 77 kN devido ao aço que, somadas, resultam em valor bem superior à sollicitação de cálculo, tendo sido observada, portanto, uma grande reserva de resistência da ligação aos esforços da fase construtiva.

Na verificação do consolo à flexão e ao cisalhamento, pelas equações (4) e (5), foram obtidas forças resistentes iguais a 665 kN e 2478 kN. Estes valores indicam que no consolo o comportamento à flexão é predominante sobre o comportamento ao cisalhamento. Esses valores de força resistente também foram superiores ao valor da solicitação de cálculo, indicando que as dimensões adotadas para o consolo são seguras.

Também foi verificado o equilíbrio na seção do pilar em que se encontra o consolo. Para esta verificação, foi escolhido um valor de α (coeficiente de redução da resistência de cálculo à compressão do concreto) igual a 0,90, uma vez que com as dimensões e propriedades especificadas para o consolo, o equilíbrio só foi atingido com a tensão interna maior que a tensão externa ($R_{c,int} > R_{c,ext}$, conforme hipótese de cálculo do modelo do PCI (2004)) para valores de α superiores a 0,85. A aplicação das equações de equilíbrio e compatibilidade de deformações permitiu obter os valores dos comprimentos das regiões tracionada e comprimida do diagrama de tensões (x_{int} e x_{ext} , respectivamente), os quais foram iguais a 37,96 cm para a porção interna (x_{int}) e 42,04 cm para a porção externa (x_{ext}). Com as tensões distribuídas nos trechos com os comprimentos indicados, foi obtida uma deformação ε_{int} de 3,16‰, que permite atender à exigência de que a deformação interna seja menor que a deformação externa.

No que diz respeito à verificação do dente metálico, o PCI (2004) não apresenta nenhuma formulação para verificação das seções à flexão e ao cisalhamento, dessa forma foi realizada apenas a verificação da resistência do concreto e do aço. Nesta verificação, foi obtida uma força resistente de 13500 kN devido ao concreto, valor aproximadamente 195% superior à força resistente obtida na mesma verificação para o consolo. Em contrapartida, a força resistente obtida para o aço na verificação do dente, que foi de 16,25 kN, foi 78,86% menor que a força resistente obtida para o aço na verificação do consolo. Esses valores demonstram a maior resistência do dente em relação ao consolo e indicam, segundo o modelo mecânico do PCI (2004), que uma eventual ruptura da ligação deve ocorrer no consolo e não no dente.

Resultados da modelagem computacional

O modelo computacional perdeu convergência no vigésimo terceiro passo de carga, isto é, já tendo sido aplicado 42% do carregamento, o que corresponde a uma força na ligação de 2097 kN. Essa força é 5,7 vezes superior à solicitação de cálculo na ligação na fase de montagem da estrutura que vale 371 kN. A Figura 7 mostra as tensões principais de

compressão na viga pré-moldada e as bielas no passo de carga 22. A Figura 8 mostra a evolução do panorama de fissuração na viga, do primeiro ao último passo de carga que apresentou convergência (passo 22). Foi notada também uma intensa fissuração na região interna da viga pré-moldada, nas interfaces da viga com o dente, como mostra a Figura 8.

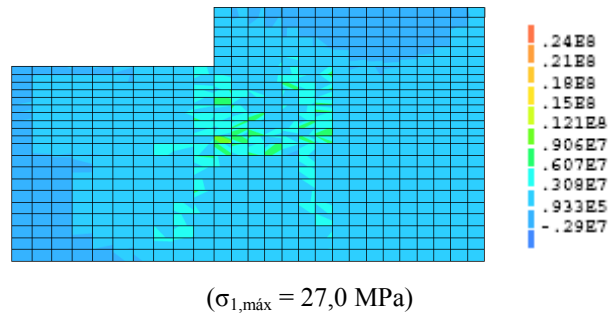


Figura 7 – Tensões principais de compressão.

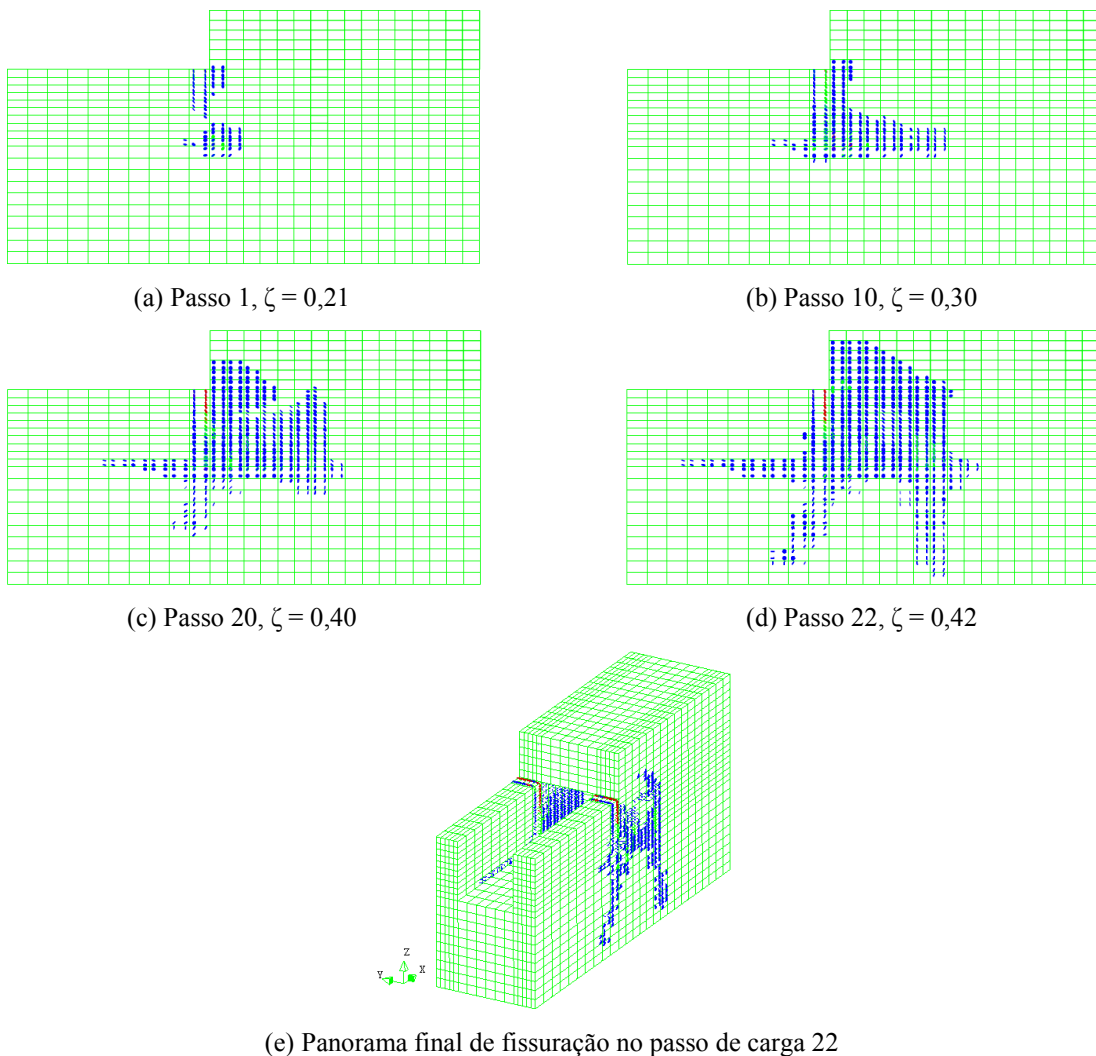


Figura 8 – Evolução do panorama de fissuração da viga pré-moldada.

Na Figura 8 foram observadas fissuras longitudinais distribuídas paralelamente ao dente, indicando a ruptura na interface do dente com o concreto, e fissuras inclinadas, decorrentes da movimentação do dente, que se juntaram a essas fissuras em estágios mais avançados do carregamento. Acredita-se que estas fissuras tenham formado um mecanismo (rótula plástica) na região mencionada, causando uma rotação de corpo rígido no modelo numérico.

A força última do modelo computacional não contempla coeficientes de segurança. Se todos os coeficientes de minoração e de majoração forem retirados, a formulação do PCI (2004) indica que a máxima força que essa ligação suportaria seria de 914 kN, correspondente à ruptura por flexão do consolo metálico. Essa força ainda é 57% inferior à última força de convergência do modelo computacional, o que mostra que a formulação do PCI (2004) subestima a resistência da ligação em estudo. Isto pode ser constatado quando se analisa as tensões no consolo metálico. No último passo de carga que houve convergência, a tensão máxima de tração no consolo metálico era de 139 MPa, valor ainda bem inferior à tensão de escoamento do aço.

Uma segunda modelagem foi realizada incluindo na região do dente totalmente envolvida pelo concreto uma armadura adicional para combater a fissuração. A armadura adicional incluída é formada por três barras de 12,5 mm de diâmetro e 1200 mm de comprimento igualmente espaçadas ao longo das faces verticais do dente e outras quatro barras de 12,5 mm de diâmetro, também com 1200 mm de comprimento, distribuídas ao longo da face horizontal inferior do dente (ver Figura 10). Com essa alteração, o modelo passou a resistir a uma força maior, tendo convergido até o trigésimo passo de carga (50% do carregamento aplicado, isto é, 2496 kN). Essa força é 6,8 vezes superior à solicitação de cálculo na ligação na fase de montagem da estrutura. A Figura 11 mostra os panoramas de fissuração obtidos no modelo com a armadura de fissuração nos passos de carga 22 e 30. Observa-se que no passo de carga 22 as fissuras se propagaram de forma menos intensa na viga pré-moldada, mas de forma semelhante ao modelo sem a armadura de fissuração.

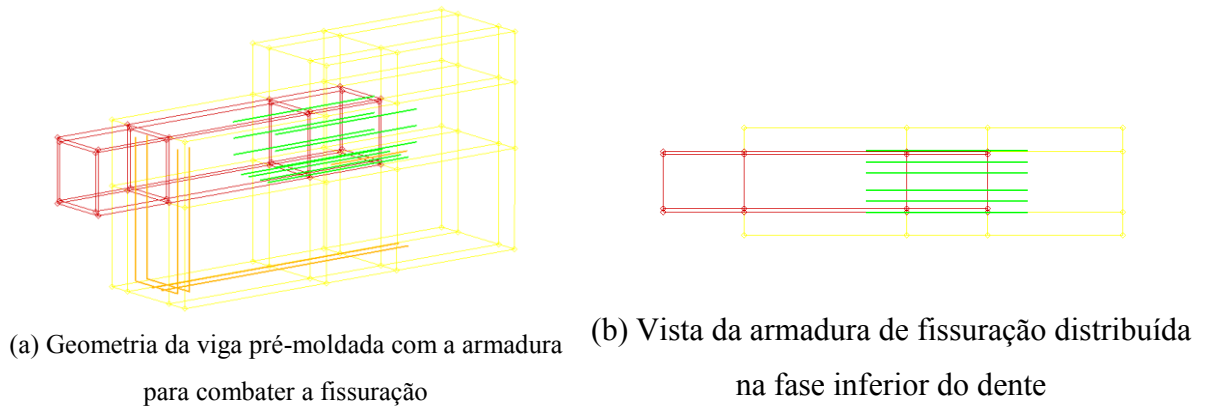


Figura 10 – Armadura adicional para combater a fissuração (linhas verdes).

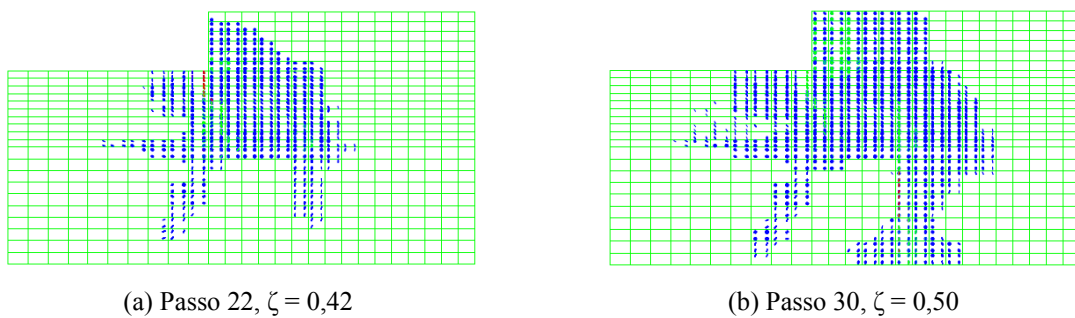


Figura 11 – Panoramas de fissuração da viga pré-moldada no modelo com armadura de fissuração.

É importante ressaltar que é possível que parte considerável dessa fissuração possa ser combatida pela armadura da viga, em particular pela armadura lateral. Para confirmar essa suposição, são necessárias novas modelagens computacionais com toda a armadura da viga representada para complementar a análise aqui apresentada.