

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Hermano de Sousa Cardoso**

**Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como  
Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares  
Preenchidos com Concreto**

**Belo Horizonte**

**2014**

**Hermano de Sousa Cardoso**

**Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como  
Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares  
Preenchidos com Concreto**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury

**Belo Horizonte**

C268e	<p>Cardoso, Hermano de Sousa. Estudo teórico-experimental de parafusos utilizados como dispositivos de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto [manuscrito] / Hermano de Sousa Cardoso. – 2014. xxiii, 182 f., enc.</p> <p>Orientador: Rodrigo Barreto Caldas. Coorientador: Ricardo Hallal Fakury.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 152-182.</p> <p>Bibliografia: f.147-151.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Parafusos e porcas - Teses. 3. Transferência de carga - Teses. 4. Colunas - Teses. 5. Cisalhamento - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Fakury, Ricardo Hallal. III. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	--

**2014**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como  
Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares  
Preenchidos com Concreto**

**Hermano de Sousa Cardoso**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

---

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES-UFMG – (Orientador)

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES-UFMG – (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES-UFMG

---

Dr. Roberval José Pimenta  
CODEME Engenharia S.A

**Belo Horizonte, 16 de janeiro de 2014**

# DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Geraldo Iran e Maria Águeda, pelo apoio incondicional.*

*Ao meu amor, Margarita Morales, pela inspiração.*

*À minha avó, Leopoldina Pinheiro (in memoriam), pelos ensinamentos de vida.*

## AGRADECIMENTOS

Aos Professores Rodrigo Barreto Caldas, Ricardo Hallal Fakury e Francisco Carlos Rodrigues pela orientação, pela disponibilidade, pela paciência e pela grandiosa contribuição no meu aprendizado acadêmico;

À Heloisa Oliveira e Jacqueline Flor pelo imenso suporte e pelas sugestões durante a montagem dos ensaios;

Aos colegas do LAAES, Geraldão, Afonso e Marcão, pelos momentos de descontração e pela ajuda nos ensaios;

Ao colega Ricardo Martins pela ajuda nas simulações numéricas;

Aos meus pais, Geraldo Iran e Maria Águeda, pelos conselhos diários e pelo carinho;

Ao meu amor Margarita Morales, que me incentivou, me inspirou e me apoiou diariamente;

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e à FAPEMIG (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), pelo apoio financeiro;

À Vallourec Tubos do Brasil S.A. pela doação dos tubos;

À Pórtico Construções Metálicas pela fabricação dos modelos;

Aos colegas de pós-graduação pela amizade, pela ajuda e pelo incentivo durante este período, em especial: Adimar, Anderson, Anelize, Armando, Breno Rafael, Filipe Emanuel, José Edier, Juscelina, Leandro Mota, Leonardo Schettini, Rodrigo Sernizon, Thiago Vilela e Walliston.

## RESUMO

CARDOSO, H. S. *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Belo Horizonte, 2014 – Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

A recente norma “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares” (ABNT NBR 16239:2013) sugere a utilização de parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com concreto. Este trabalho apresenta um estudo teórico-experimental inicial sobre o comportamento destes conectores e também analisa a transferência de carga entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto do pilar misto. Para este estudo são propostas duas configurações de ensaio: *push-out-BA* (bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas) e o *push-out-BL* (somente o núcleo de concreto apoiado). São analisados também dois procedimentos de solda realizados na união entre os conectores e o tubo de aço: solda ponteadada e solda efetiva. Os ensaios experimentais seguem os procedimentos de ensaios de cisalhamento direto preconizados pela norma europeia de estruturas mistas de aço e concreto (EN 1994-1-1:2004), com o carregamento sendo aplicado de forma centrada no tubo de aço. O estudo teórico foi realizado por meio de simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos. Nessas simulações são consideradas as não linearidades geométricas e as não linearidades físicas dos materiais. São propostas duas alternativas para a determinação das forças últimas experimentais. A primeira alternativa é mais conservadora quando comparada ao modelo analítico da ABNT NBR 16239:2013, enquanto que a segunda alternativa apresentou valores mais próximos aos da norma. Nas análises experimentais e numéricas, foi observada a ruptura do núcleo de concreto como um dos principais modos de falha.

*Palavras-chave: Parafusos, Transferência de Carga, Pilares Mistos Preenchidos com Concreto, Simulação Numérica, Ensaios de Cisalhamento Direto.*

## ABSTRACT

CARDOSO, H. S. - *Theoretical and Experimental Study of Bolts Applied as Shear Load Connectors in concrete-filled tube columns*. Belo Horizonte, 2014 – Master's Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

The recent published standard titled “Design of steel and composite structures for buildings using hollow sections” (Brazilian Standard ABNT NBR 16239:2013) recommends the application of bolts as shear connectors in concrete-filled composite tube columns. This technical investigation presents a preliminary theoretical and experimental study on the behavior of these shear connectors, as well as analyzes the load transfer between the steel tube components and the concrete core. For this particular study, two test configurations are proposed: *push-out-BA* (bases of the steel tube and concrete core are supported) and *push-out-BL* (only the concrete core is supported). Two welding procedures for the junction between the shear connectors and steel tube are also analyzed: spot and effective welding. The experimental tests follow the procedures for standard *push-out* test recommended by the European standard for composite steel and concrete structures (EN 1994-1-1:2004), with a centralized loading being applied to the steel tube. The theoretical study was carried out through numerical simulation using the finite element method. In these simulations, the material geometrical nonlinearities and physical nonlinearities are considered. Two alternatives are proposed to determine the experimental ultimate load. The first alternative is more conservative as compared to the analytical model of ABNT Standard NBR 16239:2013, while the second alternative presented results closer to the values expressed by the ABNT standard. For both the experimental and numerical analysis, the concrete core rupture was observed as one of the main failure modes.

*Keywords: Bolts, Load Transfer, Concrete-Filled Composite Tube Columns, Numerical Simulation, Push-Out Tests.*

# ÍNDICE

RESUMO.....	vi
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xx
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xx
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Iniciais.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo Geral.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Justificativa e Relevância do Tema.....	4
1.4 Estrutura da Dissertação.....	5
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>6</b>
2.1 Pilares Mistos de Aço e Concreto.....	6
2.2 Efeito de Confinamento no Concreto.....	13
2.3 Conectores de Cisalhamento.....	19
2.3.1 Classificação dos Conectores de Cisalhamento.....	20
2.3.2 Tipos de Conectores de Cisalhamento.....	21
2.3.1.1 Conectores <i>Stud Bolts</i> (Pinos com Cabeça).....	21
2.3.1.2 Conectores Tipo U e Cantoneiras.....	24
2.3.1.2 Parafusos Utilizados como Conectores de Cisalhamento.....	26
2.4 Ensaio de Cisalhamento Direto ( <i>Push-Out</i> ) .....	27
2.4.1 Preparação dos Corpos de Prova.....	29
2.4.2 Procedimento do Ensaio.....	29
2.4.3 Avaliação do Teste.....	29
2.5 Transferência de Carga.....	31
<b>3. ANÁLISE EXPERIMENTAL.....</b>	<b>48</b>
3.1 Considerações Iniciais.....	48

3.2 Ensaio Preliminares.....	49
3.2.1 Análise e Procedimentos de Ensaio de Aderência em Pilares Mistos Preenchidos Mistos Preenchidos com Concreto.....	50
3.2.2 Ensaio para a Caracterização do Concreto.....	57
3.2.2.1 Ensaio de Compressão Axial em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto.....	57
3.2.2.2 Ensaio de Tração por Compressão Diametral em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto.....	59
3.2.2.3 Obtenção do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto por Propagação de Ondas Ultrassônicas.....	61
3.3 Ensaio de Cisalhamento Direto em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto.....	64
3.3.1 Informações Gerais Sobre os Ensaio de Cisalhamento Direto.....	64
3.3.2 Descrição e Fabricação dos Modelos.....	66
3.3.3 Estimativa de Forças.....	71
3.3.4 Instrumentação.....	72
3.3.5 Execução de Ensaio de Cisalhamento Direto.....	79
<b>4. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>81</b>
4.1 Considerações Iniciais.....	81
4.2 Resultados e Análises da Série H.....	81
4.3 Resultados e Análises da Série G.....	95
4.4 Resultados e Análises da Série N.....	106
<b>5. ESTUDO TEÓRICO.....</b>	<b>113</b>
5.1 Considerações Iniciais.....	113
5.2 Modelo Numérico.....	114
5.2.1 Características dos Modelos Numéricos e Elemento Finito Utilizado.....	114
5.2.2 Propriedades Mecânicas dos Materiais.....	116
5.2.3 Modelos Constitutivos para o Aço dos Tubos e para o Aço dos Parafusos.....	117
5.2.4 Modelos Constitutivos para o Concreto.....	118
5.2.5 Método de Análise.....	124
5.3 Resultados do Estudo Numérico.....	124

5.3.1 Resultados e Análise dos modelos de Ensaio <i>Push-out</i> -BL (Modelo G e H).....	124
5.3.2 Resultados e Análise dos modelos de Ensaio <i>Push-out</i> -BA (Modelo N).....	133
5.4 Estudo Analítico.....	138
<b>6. CONCLUSÕES.....</b>	<b>142</b>
6.1 Generalidades.....	142
6.2 Conclusões Gerais.....	143
6.3 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	146
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>147</b>
ANEXO A.....	152
ANEXO B.....	156
ANEXO C.....	158
ANEXO D.....	161

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - Republic Plaza em Singapura durante a sua construção utilizando PMPC (LIEW, 2004).	2
FIGURA 2.1 - Seções de pilares mistos revestidos com concreto: (a) pilar misto totalmente revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto (ABNT NBR 8800:2008).	6
FIGURA 2.2 – Seções de pilares mistos preenchidos com concreto, utilizando: (a) perfil tubular retangular; (b) perfil tubular circular (ABNT NBR 8800:2008).	7
FIGURA 2.3 – Dispositivo Tipo 1 de transmissão de cargas para: (a) pilares retangulares e (b) pilares circulares (ABNT NBR 16239:2013).	11
FIGURA 2.4 - Dispositivo Tipo 2 de Transmissão de Cargas para Pilares Circulares (ABNT NBR 16239:2013).	12
FIGURA 2.5 - Dispositivo Tipo 2 de Transmissão de Cargas para Pilares Retangulares (ABNT NBR 16239:2013).	12
FIGURA 2.6 - Disposição das tensões nos PMPC em diferentes estágios de carregamento: (a) $v_a \geq v_c$ e (b) $v_a \leq v_c$ (JOHANSSON & GYLLTOFT, 2002).	14
FIGURA 2.7 – Curva de tensão-deformação uniaxial equivalente para o concreto (HU et al., 2003).	15
FIGURA 2.8 - Efeitos da seção transversal em PMPC (OLIVEIRA & EL DEBS, 2009).	16
FIGURA 2.9 – Distribuição das tensões em PMPC: (a) seção na direção longitudinal, (b) seção na direção transversal (JOHANSSON & AKESSON, 2001).	17
FIGURA 2.10 - Relação tensão-deformação para o concreto confinado (EN 1992-1-1:2004).	18
FIGURA 2.11 - Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos <i>studs</i> (BÄRTSCHI, 2005).	20
FIGURA 2.12 - Vigas mistas, utilizando <i>stud bolts</i> como conectores de cisalhamento.	22
FIGURA 2.13 - Aplicação de conectores <i>stud bolts</i> sobre <i>deck</i> metálico (CRUZ et al., 2006).	23
FIGURA 2.14 - Uso de conectores do tipo U em estruturas mistas (MALEKI & BAGHERI, 2008).	24
FIGURA 2.15 - Conector de cisalhamento do tipo cantoneira com abas desiguais e extremidade soldada sobre o perfil metálico (SHARIATI et al., 2012b).	25
FIGURA 2.16 - Partes dos parafusos (DIAS, 2007).	26

Figura 2.17 – Ensaio padrão de cisalhamento direto ( <i>push-out</i> ) (EN 1994-1-1:2004, Anexo B): (a) vista frontal, (b) vista lateral, (c) vista superior.	28
FIGURA 2.18 – Determinação da capacidade de deslizamento $\delta_u$ (EN 1994-1-1:2004, Anexo B).	30
FIGURA 2.19 – Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto (JOHANSSON <i>apud</i> SILVA, 2006).	34
FIGURA 2.20 – Situações de introdução de carga no topo do pilar: (a) simultaneamente no aço e no concreto; (b) no concreto; (c) no aço (Chaves, 2001).	35
FIGURA 2.21 – Representação da metade superior dos modelos de ensaios realizados por JOHANSSON & GYLLOFT (2002): (a) carregamento aplicado diretamente no núcleo de concreto do pilar misto, (b) carregamento aplicado diretamente no tubo do pilar misto, (c) carregamento aplicado simultaneamente no núcleo de concreto e no tubo de aço do pilar misto, (d) carregamento aplicado no tubo de aço sem preenchimento.	36
FIGURA 2.22 – Curvas de força versus deformação obtidas por JOHANSSON & GYLLOFT (2002) em um estudo experimental.	37
FIGURA 2.23 – Distribuição dos esforços de cisalhamento sobre conectores <i>stud bolts</i> em sistemas de vigas mistas (RANKOVIĆ & DRENIĆ, 2002).	38
FIGURA 2.24 – Forças de atrito adicionais devidas a conectores <i>stud bolts</i> (ABNT NBR 8800:2008).	39
FIGURA 2.25 – Estudo experimental realizado por SHAKIR-KHALIL (1993): (a) modelo sem conectores de cisalhamento (série X1), (b) modelo utilizando 6 parafusos como conectores de cisalhamento (série X4), (c) esquematização para a realização dos ensaios.	40
FIGURA 2.26 – Curvas de deslizamento <i>versus</i> carregamento em pilares mistos preenchidos com concreto, com e sem conectores de cisalhamento (SHAKIR-KHALIL, 1993).	41
FIGURA 2.27 – Tipos de carregamento realizados por STAROSSEK et al. (2008), (a) no concreto; (b) no aço; (c) concreto e aço.	41
FIGURA 2.28 – Falha de um PMPC por escoamento do tubo de aço e esmagamento do concreto STAROSSEK <i>et al.</i> , 2008).	43
FIGURA 2.29 – Representação de ensaios de cisalhamento direto padrão utilizando parafusos como conectores de cisalhamento, realizados por PAVLOVIĆ <i>et al.</i> (2013).	44
FIGURA 2.30 – Pré-montagem de ensaios de cisalhamento direto padrão utilizando parafusos como conectores de cisalhamento (PAVLOVIĆ <i>et al.</i> , 2013).	45

FIGURA 2.31 – Carregamento ao longo do eixo dos conectores (tensões em MPa), utilizando : (a) <i>stud-bolts</i> e (b) parafusos em ensaios de cisalhamento direto padrão, realizados por PAVLOVIĆ <i>et al.</i> (2013).	47
FIGURA 3.1 – Geometria e disposição dos modelos adotados nos ensaios de aderência em PMPC, com as medidas em mm.	51
FIGURA 3.2 – Equipamentos utilizados para os ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto: (a) bomba manual conectada ao atuador hidráulico, (b) anel dinamométrico.	52
FIGURA 3.3 - Ensaio de aderência em PMPC, utilizando graxa como material lubrificante (protótipo AD-G1): (a) detalhe do pórtico com o modelo, (b) detalhe da base do núcleo de concreto apoiada.	52
FIGURA 3.4 – Transferência de carga em ensaios de aderência em PMPC, quando se utiliza cera desmoldante como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.	53
FIGURA 3.5 – Transferência de carga em ensaios de aderência em PMPC, quando se utilizam graxa como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.	54
FIGURA 3.6 - Transferência de carga em ensaios de aderência em PMPC, quando se utilizam óleo como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.	55
FIGURA 3.7 – Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) ilustração do equipamento utilizado neste trabalho, (b) corpo de prova cilíndrico submetido a um carregamento centrado.	57
FIGURA 3.8 - Montagem do ensaio de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) exemplo do dispositivo auxiliar que facilita o posicionamento do corpo de prova na máquina de ensaio, (b) disposição do corpo de prova (ABNT NBR 7222:2011).	59
FIGURA 3.9 - Ensaio de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) montagem do ensaio antes da ruptura, (b) ruptura do corpo de prova	61
FIGURA 3.10 – Obtenção do módulo de elasticidade do concreto por ondas ultrassônicas: (a) equipamento utilizado, (b) transdutores aplicados no corpo de prova para a obtenção dos dados.	62
FIGURA 3.11 – Posicionamento dos transdutores: (a) transmissão direta, (b) transmissão indireta, (c) transmissão semi-indireta (SANTOS, 2006).	63
FIGURA 3.12 – Ensaio tipo <i>push-out</i> -BL: (a) chapa circular utilizada para apoiar no núcleo de concreto do PMPC, (b) PMPC com apenas o núcleo de concreto apoiado.	65

FIGURA 3.13 – Ensaio tipo <i>push-out</i> -BL: (a) chapa quadrada utilizada para prover condições de apoio no núcleo de concreto e no tubo de aço, (b) PMPC com ambas as bases de concreto e tubo de aço apoiadas.	66
FIGURA 3.14 – Fabricação dos modelos para serem utilizados nos ensaios: (a) procedimento de corte, (b) furação.	66
FIGURA 3.15 – Modelos a serem ensaiados: (a) Modelos G e H ( <i>push-out</i> -BL), (b) Modelo N ( <i>push-out</i> -BA).	67
FIGURA 3.16 – Tipos de soldas analisadas neste trabalho: (a) solda ponteadada, (b) solda efetiva.	68
FIGURA 3.17 – Concretagem dos pilares mistos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto: (a) caminhão betoneira bombeando o concreto; (b)preenchimento dos modelos com concreto; (c) moldagem dos corpos de prova para a caracterização do concreto, (d) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento do concreto.	70
FIGURA 3.18 – Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento direto em PMPC.	72
FIGURA 3.19 – Ilustração dos ensaios de cisalhamento propostos neste trabalho: (a) <i>push-out</i> -BL, (b) <i>push-out</i> -BA.	73
FIGURA 3.20 – Transdutores de deslocamento verticais e horizontais utilizados em ensaios de cisalhamento direto em PMPC.	74
FIGURA 3.21 - DT vertical medindo o deslocamento do atuador hidráulico.	75
FIGURA 3.22 – EER sobre a parede do tubo de aço, dispostos nas direções longitudinal e transversal.	76
FIGURA 3.23 – Extensômetros elétricos de resistência: (a) empregados no modelo H, (b) no modelo G.	76
FIGURA 3.24 – Extensômetros elétricos de resistência horizontais e verticais colocados em uma cruzeta de aço.	77
FIGURA 3.25 – Equipamentos utilizados para a aquisição de dados: (a) hardware de controle de equipametos MTS conectado a um computador, (b) sistema de aquisição de dados Spider com três módulos conectado a um computador.	78
FIGURA 3.26 – Curvas de carga <i>versus</i> tempo obtidas em ensaios de cisalhamento direto	79
FIGURA 4.1 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), apresentando os 25 ciclos de carga e descarga.	82
FIGURA 4.2 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP): (a) curva completa, (b) curva com o delizmento relativo limitado a 6 mm.	83
FIGURA 4.3 – Deformações no nível 4, modelo H2.	84

FIGURA 4.4 – Deformações no nível 4, modelo H1.	84
FIGURA 4.5 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo H1, limitadas a um deslocamento de 10 mm.	85
FIGURA 4.6 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo H2, limitadas a um deslocamento de 10 mm.	86
FIGURA 4.7 – Força <i>versus</i> delizamento relativo no modelo H1, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.	87
FIGURA 4.8 – Força <i>versus</i> delizamento relativo no modelo H2, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.	87
FIGURA 4.9 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), sem considerar os efeitos de atrito.	88
FIGURA 4.10 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), sem considerar os efeitos de atrito com o deslizamento relativo limitado a 10 mm e sem considerar os efeitos de atrito.	88
FIGURA 4.11 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), durante os 25 ciclos de carga e descarga..	89
FIGURA 4.12 – Curvas de tempo de ensaio <i>versus</i> Deslocamento/Deslizamento no modelo H1.	90
FIGURA 4.13 – Curvas de tempo de ensaio <i>versus</i> Deslocamento/Deslizamento no modelo H2.	91
FIGURA 4.14 – Ruptura do núcleo de concreto no modelo H2: (a) vista geral do modelo, (b) região de contato do núcleo de concreto com os parafusos.	91
Figura 4.15 – Observações feitas após realização do ensaio no modelo H2: (a) praticamente nenhuma deformação permanente é observada nos parafusos, (b) esmagamento da parede do furo no tubo de aço,	92
FIGURA 4.16 – Leitura das deformações transversais médias no modelo H1.	93
FIGURA 4.17 – Leitura das deformações transversais médias no modelo H2.	93
FIGURA 4.18 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), considerando os 25 ciclos de carga e descarga.	96
FIGURA 4.19 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP): (a) curva completa, (b) curva com o delizmento relativo limitado a 6 mm.	96
FIGURA 4.20 – Deformações no nível 4, modelo G1.	97
FIGURA 4.21 – Deformações no nível 4, modelo G2.	97
FIGURA 4.22 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo G1, limitadas a um delizmento relativo de 10 mm.	98
FIGURA 4.23 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo G2, limitadas a um delizmento relativo de 10 mm.	98

FIGURA 4.24 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo no modelo G1, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.	99
FIGURA 4.25 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo no modelo G2, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.	100
FIGURA 4.26 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo aos modelos da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), sem considerar os efeitos de atrito.	100
FIGURA 4.27 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), sem considerar os efeitos de atrito com o deslizamento relativo limitado a 10 mm e sem considerar os efeitos de atrito.	100
FIGURA 4.28 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), durante os 25 ciclos de carga e descarga.	101
FIGURA 4.29 – Curvas de tempo de ensaio <i>versus</i> Deslocamento/Deslizamento no modelo G1.	102
FIGURA 4.30 – Curvas de tempo de ensaio <i>versus</i> Deslocamento/Deslizamento no modelo G2	103
FIGURA 4.31 – Recorte realizado no tubo de aço no modelo G2, demonstrando: (a) ruptura do núcleo de concreto, (b) deformações permanentes observadas nos parafusos após os ensaios.	103
FIGURA 4.32 – Leitura das deformações transversais médias no modelo G1.	104
FIGURA 4.33 – Leitura das deformações transversais médias no modelo G2.	104
FIGURA 4.34 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP).	106
FIGURA 4.35 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo no modelo N1, apresentando as curvas de força total e força transferida para o núcleo de concreto.	107
FIGURA 4.36 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo no modelo N2, apresentando as curvas de força total e força transferida para o núcleo de concreto.	107
FIGURA 4.37 – Força transferida para o núcleo de concreto <i>versus</i> deslizamento relativo, limitado a 7 mm, dos modelos N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP).	108
FIGURA 4.38 – Escoamento no tubo de aço dos modelos: (a) N1, (b) N2.	108
FIGURA 4.39 – Deformações no nível 2, modelo N1.	109
FIGURA 4.40 – Deformações no nível 2, modelo N2.	109
FIGURA 4.41 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo N1.	110
FIGURA 4.42 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo N2.	110
FIGURA 4.43 – Leitura das deformações transversais médias no modelo N2.	111
FIGURA 4.44 – Observações feitas após realização do ensaio no modelo N1: (a) ligeira deformação permanente observada nos parafusos, (b) ruptura e esmagamento local no núcleo de concreto.	112

FIGURA 5.1 – Modelagem dos PMPCs realizada com o software comercial ABAQUS, versão 6.10.	114
FIGURA 5.2 – Elemento C3D8 (SIMULIA, 2010).	116
FIGURA 5.3 – Diagrama tensão versus deformação adotados nos modelos: (a) aço do tubo, (b) aço do parafuso (ALMEIDA, 2012).	117
FIGURA 5.4 – Resistência do concreto submetido a um estado biaxial de tensões, considerado no modelo constitutivo <i>Concrete Damage Plasticity</i> (SIMULIA, 2010).	118
FIGURA 5.5 – Variação o ângulo de dilatância em vigas de concreto armado (MALM et al.8, 2006 apud MALM, 2009).	119
FIGURA 5.6 – Diagrama tensão versus deformação adotados no núcleo de concreto dos modelos.	121
FIGURA 5.7 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto submetido à compressão, para $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1}$ (EN 1992-1-1:2004).	121
FIGURA 5.8 – Curva representativa do concreto tracionado no modelo numérico (SIMULIA, 2010).	122
FIGURA 5.9 – Diagrama tensão versus deslocamento pós-pico admitido para o concreto tracionado nos modelos.	122
FIGURA 5.10 – Diagrama dano no concreto <i>versus</i> deformação admitido para o concreto.	123
FIGURA 5.11 – Diagrama dano no concreto <i>versus</i> deslocamento admitido para o concreto tracionado.	123
FIGURA 5.12 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico G e os modelos experimentais da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm.	125
FIGURA 5.13 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico H e os modelos experimentais da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm.	125
FIGURA 5.14 – Variável dano a compressão no concreto do modelo G ao nível da resistência característica PRk: (a) seção longitudinal, (b) seção transversal.	127
FIGURA 5.15 – Variável dano a compressão no concreto do modelo H ao nível da resistência característica $P_{Rk}$ : (a) seção longitudinal, (b) seção transversal.	127
FIGURA 5.16 – Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de concreto, modelo G.	128
FIGURA 5.17 – Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de, modelo H.	129
FIGURA 5.18– Tensões de longitudinais de tração no núcleo de, modelo G.	129
FIGURA 5.19 – Tensões de longitudinais de tração no núcleo de concreto, modelo H.	130

FIGURA 5.20 – Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo G.	131
FIGURA 5.21 – Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo H.	131
FIGURA 5.22 – Tensões de von Mises nos parafusos, modelo G: (a) tensões limitadas ao valor de $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de $f_{ub}$ .	132
FIGURA 5.23 – Tensões de von Mises nos parafusos, modelo G: (a) tensões limitadas ao valor de $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de $f_{ub}$ .	132
FIGURA 5.24 – Força total <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico N e os modelos experimentais da série N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 6 mm.	133
FIGURA 5.25 – Força transferida para o núcleo de concreto <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico N e os modelos experimentais da série N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 6 mm.	134
FIGURA 5.26 – Variável dano de compressão no núcleo de concreto no modelo N a nível força máxima de transferência de carga para o concreto, $P_{Nc,Max}$ .	135
FIGURA 5.27 – Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de concreto do modelo N..	136
FIGURA 5.28 – Tensões de longitudinais de tração no núcleo de concreto do modelo N.	136
FIGURA 5.29 – Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo N.	137
FIGURA 5.30 – Tensões de von Mises nos parafusos, modelo N: (a) tensões limitadas ao valor de $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de $f_{ub}$ .	138
FIGURA 5.31 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série G.	140
FIGURA 5.32 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série H.	140

## LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 - Modelos utilizados nos ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto.	51
TABELA 3.2 - Quadro de resumos apresentando os resultados dos ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto.	55
TABELA 3.3 - Comparação de resultados obtidos com SHAKIR-KHALIL (1993) em ensaios de aderência, utilizando pilares mistos preenchidos com concreto.	56
TABELA 3.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto, para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de aderência.	58
TABELA 3.5 – Resultado dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto, para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de cisalhamento direto em pilares mistos preenchidos com concreto.	58
TABELA 3.6 – Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de cisalhamento direto em pilares mistos preenchidos com concreto.	60
TABELA 3.7 – Obtenção do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (utilizado nos ensaios de cisalhamento direto com conectores) por propagação de ondas ultrassônicas.	64
TABELA 3.8 – Modelos adotados nos ensaios de cisalhamento direto em PMPC.	71
TABELA 3.9 – Força última estimada para os tubos de aço, concreto e conectores de cisalhamento.	71
TABELA 3.10 – Nomenclaturas dos extensômetros elétricos de resistência utilizados nos modelos ensaiados.	77
TABELA 4.1 – Forças últimas, forças resistentes características e rigidezes secantes dos modelos da série H.	95
TABELA 4.2 – Forças últimas, forças resistentes características e rigidezes secantes dos modelos da série G.	105
TABELA 5.1 - Modelos numéricos analisados.	115
TABELA 5.2 – Pontos utilizados no diagrama tensão <i>versus</i> deslocamento pós-pico admitido para o concreto tracionado nos modelos (SILVA, 2013).	122
TABELA 5.3 – Resultado do estudo analítico de acordo com a norma ABNT NBR 16239:2013.	139
TABELA 5.4 – Comparação entre os resultados analíticos e experimentais.	140

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standards Institute
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico
DT	Transdutor de deslocamento
EER	Extensômetros elétricos de resistência
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
EN	Norma Europeia
FAPEMIG	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
PMPC	Pilar misto tubular preenchido com concreto
NBR	Norma Brasileira
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

## LISTA DE SÍMBOLOS

### MAIÚSCULO

$A_a$	Área da seção transversal do perfil do aço
$A_c$	Área da seção transversal do perfil de concreto
$A_{cc}$	Área do concreto no entorno do conector de cisalhamento
$A_{cs}$	Área da seção transversal do conector de cisalhamento
$A_g$	Área bruta da seção transversal de um perfil de aço
$A_s$	Área da seção transversal das armaduras de aço no concreto
$B$	Menor dimensão da seção transversal de um pilar
$D_c$	Variável dano à compressão
$D_t$	Variável dano à tração
$E$	Módulo de elasticidade
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$F_t$	Força máxima obtida nos ensaios de Tração por Compressão Diametral em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto
$F_c$	Força última do concreto
$F_s$	Força última do tubo de aço

$H$	Distância entre dois pontos de introdução de carga
$L$	Distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores
$L_{sc}$	Comprimento de um conector de cisalhamento
$M_{l,Sd}$	Momento fletor solicitante de cálculo no comprimento de introdução de carga no pilar misto
$M_{pl,a,Rd}$	Contribuição do perfil de aço para o momento fletor resistente da plastificação de cálculo do pilar misto
$M_{sd}$	momento fletor solicitante de cálculo
$N_{pl,a,Rd}$	Força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total
$P$	Força aplicada diretamente no perfil de aço
$P_a$	Parcela de força transferida para o aço
$P_c$	Parcela de força transferida para o concreto
$P_{exp}$	Força última experimental
$P_{num}$	Força última obtida por simulação numérica
$P_{Rd}$	Resistência de cálculo de um conector de cisalhamento
$P_{Rk}$	Resistência característica de cálculo de um conector de cisalhamento
$P_{teo}$	Força última teórica
$Q_{Rd}$	Força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento
$R_g$	Coefficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores
$R_p$	Coefficiente para consideração da posição do conector
$V$	Velocidade de propagação
$V_{l,Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo no comprimento de introdução de carga no pilar misto
$V_{sd}$	Força cortante solicitante de cálculo
$Z_a$	Módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço
$Z_{an}$	Módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto

## MINÚSCULO

$b$	Largura
$b_1, b_2$	Largura da seção de um pilar retângular
$b_c$	Largura da seção transversal de um pilar de concreto
$b_f$	Largura da mesa
$c_x, c_y$	Cobrimento da armadura em relação à face do elemento
$d$	Altura útil; Diâmetro
$d_b$	Diâmetro do parafuso
$d_e$	Diâmetro do perfil externo

$d_i$	Diâmetro do perfil interno
$e$	Distância; Excentricidade
$e_x, e_y$	Distância entre a linha neutra do pilar de concreto e o centro geométrico das barras das armaduras
$f'_c$	Resistência do concreto não confinado
$f'_{cc}$	Resistência do concreto confinado
$f_l$	Pressão de confinamento em torno do núcleo de concreto
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto
$f_{cd,c}$	Resistência de cálculo do concreto confinado
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ck,c}$	Resistência característica à compressão do concreto confinado
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração por compressão diametral
$f_{ctm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_u$	Resistência à ruptura do aço à tração
$f_{ub}$	Resistência à ruptura do material do parafuso
$f_{ucs}$	Resistência à ruptura do material do aço do conector
$f_{ut}$	Resistência atual do conector obtida no ensaio
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{yb}$	Resistência ao escoamento do material do parafuso
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
$h$	Altura
$h_c$	Altura da seção transversal de um pilar de concreto
$k, k_1, k_2$	Constantes
$k_{sc}$	Rigidez de um conector de cisalhamento
$l$	Comprimento
$l_b$	Comprimento líquido do parafuso (desconsidera-se a espessura da parede do tubo)
$l_v$	Comprimento de introdução de cargas no pilar misto
$n$	Número de furos em um conector de cisalhamento
$r$	Raio
$s$	Deslizamento relativo determinado a uma carga de $0,7P_{Rk}$
$t$	Espessura; Tempo
$t_e$	Espessura externa do perfil externo
$t_f$	Espessura da mesa
$t_{fcs}$	Espessura da mesa de um conector U laminado, tomada a meia distância entre a borda livre adjacente da alma
$t_i$	Espessura externa do perfil interno
$t_w$	Espessura da alma
$t_{wcs}$	Espessura da alma de um conector U laminado

$u_a$  Perímetro transversal da interface entre aço e concreto

## LETRAS GREGAS

$\alpha, \alpha_{tD}, \alpha_{tE}$	Constantes
$\beta$	Constante
$\gamma_{a2}$	Coefficiente de ponderação à ruptura do parafuso
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_{cs}$	Coefficiente de ponderação da resistência do conector de cisalhamento
$\gamma_n$	Coefficiente do comportamento; massa específica do concreto
$\gamma_v$	Fator de segurança para as conexões de cisalhamento
$\delta$	Fator de contribuição do aço
$\delta_i$	Deslizamento inicial
$\delta_{uk}$	Capacidade característica de deslizamento
$\varepsilon'_c$	Deformação do concreto não confinado
$\varepsilon'_{cc}$	Deformação do concreto confinado
$\varepsilon_c$	Deformação do concreto
$\mu$	Coefficiente de atrito estático; constante
$\sigma_1$	Tensão de compressão longitudinal efetiva no estado limite último
$\sigma_2, \sigma_3$	Tensão de compressão lateral efetiva no estado limite último
$\sigma_{ah}$	Tensões transversais na seção do tubo de aço
$\sigma_{al}$	Tensões longitudinais no tubo de aço
$\sigma_{at}$	Tensões de atrito
$\sigma_{b0}$	Resistências à compressão no estado biaxial
$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\sigma_{c,Rd}$	Tensão resistente de cálculo do concreto à compressão
$\sigma_{c0}$	Resistências à compressão no estado uniaxial
$\sigma_{lat}$	Tensões laterais internas provocadas pelo núcleo de concreto
$\tau_{sd}$	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
$\tau_{Rd}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
$\tau_u$	Tensão última de aderência obtida nos ensaios de aderência
$\tau_{umed}$	Tensão última média de aderência obtida nos ensaios de aderência
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_a$	Coefficiente de Poisson do aço
$\nu_b$	Coefficiente de Poisson do parafuso
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\psi$	Ângulo de dilatação

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

Desde o início do século XX, as estruturas de concreto e de aço vêm sendo utilizadas como as principais soluções no ramo da construção civil. Nas últimas décadas, tem-se notado uma grande demanda desses materiais combinados como um único sistema estrutural, os sistemas mistos, visando aproveitar ao máximo as vantagens do aço e do concreto.

O aço é um material que apresenta grande relação entre resistência e peso específico, levando a elementos mais esbeltos e, conseqüentemente, mais propícios a instabilidades. O concreto consegue se adaptar a qualquer tipo de forma e apresenta uma grande facilidade de execução. Contudo, apresenta elevado peso próprio e baixa resistência à tração, necessitando de armaduras para resistir aos esforços de tração.

Os sistemas mistos tentam contornar essas deficiências, fazendo com que o aço trabalhe à tração e o concreto à compressão. Menciona-se, também, que esse sistema como um todo proporciona uma significativa redução do peso próprio e do volume da estrutura, possibilita a dispensa de fôrmas e escoramentos – como nos pilares mistos tubulares preenchidos com concreto (PMPC) e nas lajes mistas –, além de melhorar o comportamento em situação de incêndio e a resistência à corrosão. Esse tipo de tecnologia é amplamente utilizada na

construção de pontes e de grandes edificações. Como exemplos, podem ser citadas: as vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos de aço e concreto. Na FIGURA 1.1, é ilustrada uma edificação em construção utilizando PMPC.



FIGURA 1.1 - Republic Plaza em Singapura durante a sua construção utilizando PMPC (LIEW, 2004).

Para que o perfil de aço e o concreto trabalhem em conjunto, é fundamental que ocorra interação entre os materiais. A repartição de carga entre os dois materiais pode ser garantida pela aderência natural e a força de atrito que ocorre na interface dos materiais para valores de carregamento relativamente baixos, originando um fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto. No entanto, para cargas mais elevadas, ocorre o rompimento da aderência. Uma vez que a aderência é rompida, a transferência de carga deve-se dar por meios mecânicos (conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos, etc).

No Brasil, para o dimensionamento de estruturas mistas, é utilizada a norma ABNT 8800:2008, que cobre de forma ampla o projeto de estruturas de aço e mistas, mas não apresenta alguns aspectos do comportamento das estruturas com perfis tubulares, especialmente os relacionados às suas ligações. Para resolver esse problema, foi incentivado o desenvolvimento de uma nova norma, recém aprovada pela ABNT, específica para o projeto

de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares: a ABNT NBR 16239:2013. Nessa nova norma, são apresentados dois dispositivos de transferência de carga: um utilizando, como conectores de cisalhamento, parafusos comuns ou de alta resistência; e outro utilizando conectores *stud bolts* (pinos com cabeça).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo geral realizar uma análise teórica-experimental da transferência de carga em pilares mistos tubulares circulares de aço preenchidos com concreto utilizando parafusos de alta resistência do tipo ASTM A325 como conectores.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

**Os objetivos específicos deste trabalho são:**

- analisar dois procedimentos de ensaio de cisalhamento direto (*push-out*);
- realizar um estudo experimental inicial sobre o comportamento de parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos compostos por tubos de aço circulares preenchidos com concreto;
- analisar o comportamento estrutural das ligações entre os componentes, tubo de aço e núcleo de concreto, utilizando dois procedimentos de solda (solda efetiva e solda ponteadas);
- realizar um estudo teórico, comparando os resultados obtidos experimentalmente com os valores obtidos analiticamente, através de expressões apresentadas pela ABNT NBR 16239:2013;
- realizar um estudo numérico inicial, utilizando o software comercial de elementos finitos ABAQUS v6.10.

### 1.3 Justificativa e Relevância do Tema

Conforme mencionado anteriormente, a norma recentemente publicada, ABNT NBR 16239:2013, especifica a utilização de parafusos de alta resistência mecânica como conectores de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com concreto. Apesar dessa especificação prescrever a utilização de parafusos como dispositivos de transferência de carga, a falta de pesquisas que comprovem o modelo analítico apresentado poderia desestimular sua utilização. Entretanto, a publicação dos primeiros trabalhos científicos com essa solução, STAROSSEK & FALAH (2008, 2009), STAROSSEK *et al.* (2008) e ALMEIDA (2012), demonstraram a viabilidade dela e incentivaram o desenvolvimento de mais pesquisas.

Conforme mencionado, um dos objetivos deste trabalho é realizar uma análise da aplicação do ensaio de cisalhamento direto para pilares preenchidos com concreto utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento. São propostas duas configurações para o ensaio: *push-out-BL* (base do tubo de aço livre) e *push-out-BA* (bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas). A comparação dessas duas configurações dará informações importantes para a determinação do ensaio mais conveniente, e dessa maneira, contribuirá para a padronização dos ensaios de conectores de cisalhamento para serem aplicados em pilares mistos.

Nos modelos propostos, foram realizados e estudados dois procedimentos de solda nos parafusos: solda ponteadada e solda efetiva. A ABNT NBR 16239:2013 especifica que cuidados especiais devem ser tomados para evitar que os parafusos, quando usados como conectores de cisalhamento, se desloquem durante a concretagem do pilar. Para que isso seja satisfeito, neste trabalho é feita a fixação da cabeça dos parafusos com o tubo de aço através de solda ponteadada (como prescreve a ABNT NBR 16239:2013) e, também, de solda efetiva. A solda ponteadada não é considerada uma solda estrutural, sendo utilizada apenas para que os parafusos não se desloquem durante a concretagem. A solda efetiva é proposta para averiguar o quão rígida a ligação entre os componentes de tubo de aço e núcleo de concreto poderia se tornar e também para averiguar se há um ganho significativo de capacidade resistente.

## **1.4 Estrutura da Dissertação**

No capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica levantando aspectos principais que são necessários para a compreensão do tema. Nesse capítulo, são abordados: as principais características dos pilares mistos, tendo como enfoque principal os PMPC; o efeito do confinamento nos pilares mistos preenchidos com concreto; considerações iniciais sobre conectores de cisalhamento, a sua classificação e os tipos usualmente empregados; os procedimentos de ensaio de cisalhamento direto (*push-out*) preconizados pela norma europeia EN 1994-1-1:2004; e a transferência de carga em pilares mistos, mostrando diversos estudos sobre esse tema.

No capítulo 3, é apresentada a metodologia de análise experimental empregada neste trabalho. São mostrados os ensaios preliminares, a fabricação dos modelos propostos e os procedimentos de ensaios desses modelos.

No capítulo 4, tem-se os resultados da análise experimental dos modelos, buscando um conhecimento inicial do comportamento dos parafusos de alta resistência mecânica como conectores de cisalhamento.

No capítulo 5, é apresentado o estudo numérico, realizado com o auxílio do software comercial de elementos finitos ABAQUS v6.10. Nesse mesmo capítulo, os resultados numéricos são comparados com os resultados experimentais mostrados no capítulo 4 e com os valores obtidos analiticamente, com as expressões da ABNT NBR 16239:2013.

**E por fim, no capítulo 6, são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.**

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Pilares Mistos de Aço e Concreto

Os pilares mistos podem ser compostos de dois materiais: aço e concreto. Esses dois elementos trabalham juntos como um único elemento estrutural sem escorregamento relativo significativo na superfície de contato. Os pilares podem ser revestidos ou mesmo preenchidos com concreto, como se pode observar nas FIGURAS 2.1 e 2.2.

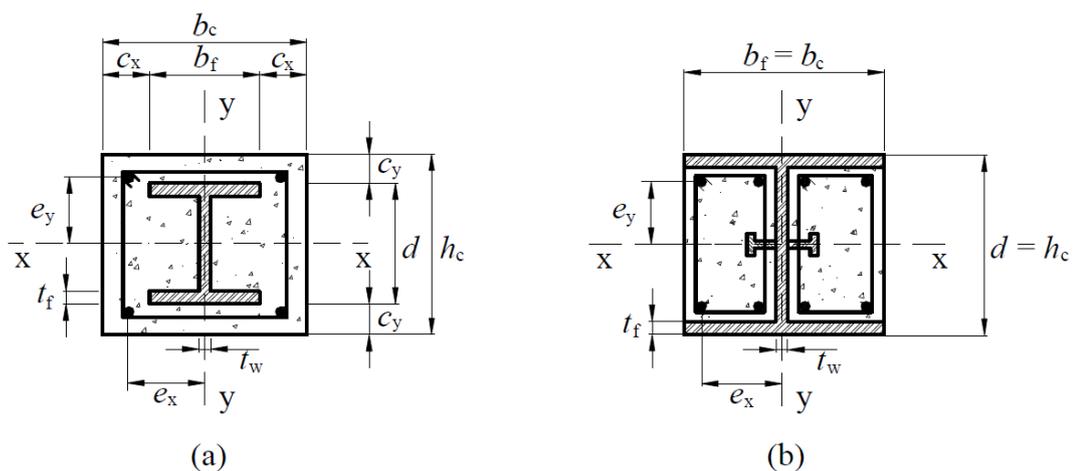


FIGURA 2.1 - Seções de pilares mistos revestidos com concreto: (a) pilar misto totalmente revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto (ABNT NBR 8800:2008).

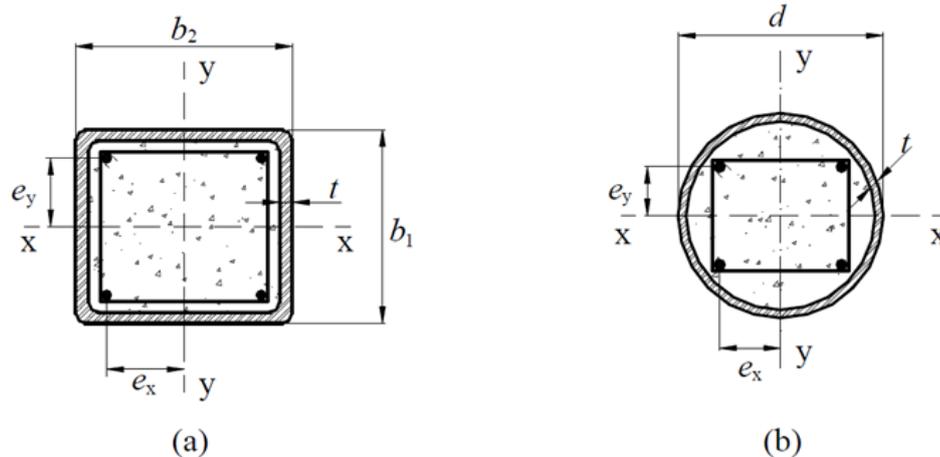


FIGURA 2.2 - Seções de pilares mistos preenchidos com concreto, utilizando: (a) perfil tubular retangular; (b) perfil tubular circular (ABNT NBR 8800:2008).

A utilização desse elemento estrutural faz com que a estrutura se torne mais leve, havendo uma redução do peso próprio e do seu volume, e dessa maneira, uma fundação mais econômica em relação às estruturas de concreto. Outras vantagens podem ser citadas:

- em pilares mistos constituídos por um perfil aberto de aço parcial ou totalmente revestido com concreto, há uma melhor proteção do aço contra a corrosão e ao incêndio; esse por sua vez, na maioria dos casos, apresenta as flambagens global e local restringidas pelo revestimento do concreto;
- para os pilares mistos constituídos por um perfil tubular de aço preenchido com concreto, há um ganho de resistência no concreto, devido ao seu confinamento pelo tubo de aço (por causa do estado triaxial de tensões). Com relação ao perfil de aço, o núcleo de concreto previne a instabilidade local do tubo em direção ao seu interior e também apresenta elevada resistência em situação de incêndio. Nestes pilares, dispensa-se a utilização de fôrmas para a concretagem, colaborando na otimização no processo construtivo. Menciona-se, também que essa tecnologia foi desenvolvida para aumentar a resistência de um pilar metálico sem alterar as suas dimensões externas.

De acordo com CHAVES (2001), há uma grande dificuldade na execução de ligações entre pilares mistos com as vigas, necessitando de soluções mais elaboradas em alguns casos. Segundo De NARDIM (1999), os pilares mistos tubulares preenchidos com concreto (PMPC) têm sido utilizados como elementos estruturais em diversas áreas da construção civil. Dentro

desse contexto, destaca-se sua aplicação em obras de arte como viadutos e pontes, em cais e portos e estruturas em plataformas marítimas. Também são utilizados nos sistemas estruturais de edifícios, sobretudo de edifícios altos, nos quais se verifica o maior número de aplicações desses elementos construtivos. Em alguns países da Ásia e Oceania esse elemento estrutural vem sendo bastante utilizado devido a sua melhor propriedade de resistir aos efeitos de abalos sísmicos proporcionada pelo aumento da capacidade resistente do pilar por conta do confinamento. Isso ocorre pela alta ductilidade promovida pelo tubo de aço e pela grande capacidade de absorção de energia (JOHANSSON & GYLLTOFT, 2002). O emprego de pilares mistos começou a se popularizar nos Estados Unidos da América, nas décadas de 1960 e 1970 (VIEST, 1984). Na maioria das vezes, esses pilares eram empregados em grandes edificações (LEON, 2012). Segundo MORINO & TSUDA (2003), em 1961, foi publicado o primeiro artigo técnico no Japão sobre pilares mistos comprimidos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto, utilizados em uma torre de transmissão de energia.

Para que se garanta que o pilar funcione como um elemento misto, é necessário que haja interação entre o aço e o concreto. Essa interação é obtida através do atrito, da aderência, ou por meios mecânicos. A interação por meios mecânicos é feita por mecanismos de transferência de carga que podem ser mossas, ressaltos, conectores de cisalhamento, entre outros.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta diretrizes para o dimensionamento de pilares mistos total ou parcialmente revestidos com concreto e preenchidos com concreto. Essas diretrizes constituem um método simplificado de dimensionamento, especificando que os PMPC devem possuir perfil de aço tubular circular ou retangular, enquanto que as seções transversais totalmente ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Este método admite as seguintes hipóteses básicas:

- há interação completa entre o concreto e o aço;
- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante.

Essa norma ainda relata que para as resistências de todos os materiais serem atingidas sem que ocorra a flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço e da seção transversal, não devem ser excedidas as seguintes relações:

- nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto:  $d/t \leq 0,15 E/f_y$ ;
- nas seções tubulares retangulares preenchidas com concreto:  $b_i/t \leq 2,26 \sqrt{(E/f_y)}$ ;
- nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto:  $b_f/t_f \leq 1,49 \sqrt{(E/f_y)}$ .
- nas seções I ou H totalmente revestidas com concreto:  $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,3d$  e  $c_y \geq b_f/6$ ,  
 $40 \text{ mm} \leq c_x \leq 0,4 b_f$  e  $c_x \geq b_f/6$ .

sendo  $E$  o módulo de elasticidade do aço e  $f_y$  a resistência ao escoamento do perfil de aço. Os parâmetros geométricos  $t$ ,  $t_f$ ,  $b_f$ ,  $c_x$ ,  $d$  e  $c_y$  estão indicados nas FIGURAS 2.1 e 2.2. O parâmetro  $b_i$  é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular.

Na ABNT NBR 8800:2008, ainda é especificado que esse método simplificado possui os seguintes limites de aplicabilidade:

- os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- o concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- o fator de contribuição do aço,  $\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$ , deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9.  
sendo  $N_{pl,Rd}$  a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar,  $A_a$  a área da seção transversal do perfil do aço e  $f_{yd}$  a resistência de cálculo ao escoamento do aço;
- a esbelteza relativa do pilar não pode ser maior que 2,0 (definida no item P.3.2 da NBR ABNT 8800:2008);
- a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.

É importante ressaltar que, embora a ABNT NBR 8800:2008 cubra de uma forma ampla o projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, ela não contempla algumas particularidades das estruturas com perfis tubulares. Dessa maneira, percebeu-se a necessidade da concepção de uma nova norma específica sobre o projeto de estruturas de aço

e mistas de aço e concreto com perfis tubulares (FAKURY *et al.*, 2012). Isso ocorre com frequência nas normas internacionais, as quais estão sempre sendo complementadas por outros textos, na forma de anexo ou até de outra norma. Então, foi aprovada recentemente pela ABNT a norma Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares (ABNT NBR 16239:2013). Durante sua elaboração, não se perdeu de vista o fato de que ela conviveria, pelo menos por algum tempo, com a ABNT NBR 8800:2008. Assim, procurou-se sempre valorizar essa norma, deixando claro que todas as suas prescrições, inclusive aquelas relacionadas aos perfis tubulares, continuam válidas.

Conforme supracitado, para que um pilar misto funcione de forma eficiente, quando a tensão de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto supera a tensão resistente de cálculo, é exigida a utilização de conectores. A ABNT NBR 16239:2013 fornece dois dispositivos especiais, denominados dispositivo tipo 1 e dispositivo tipo 2. A idealização do dispositivo tipo 1 se deu em um pré-projeto no primeiro semestre de 2008, por engenheiros da Codeme Engenharia S.A., então engenheiro Rodrigo B. Caldas e consultor técnico Roberval J. Pimenta. Com as recentes publicações realizadas por STAROSSEK & FALAH (2008, 2009), STAROSSEK *et al.* (2008) e ALMEIDA (2012), houve um grande incentivo para o surgimento de novas pesquisas que estudassem esse dispositivo e que permitissem a validação dos modelos analíticos apresentados pela ABNT NBR 16239:2013.

No dispositivo tipo 1 (FIGURA 2.3), são utilizados parafusos comuns ou de alta resistência. Esses parafusos passam pelo perfil tubular de aço através de furos feitos previamente, penetrando também no concreto. A força resistente de cálculo de cada parafuso deve ser determinada de acordo com a norma ABNT NBR 16239:2013 (ver Eqs. (2.14) e (2.15) no item 2.3.1.7).

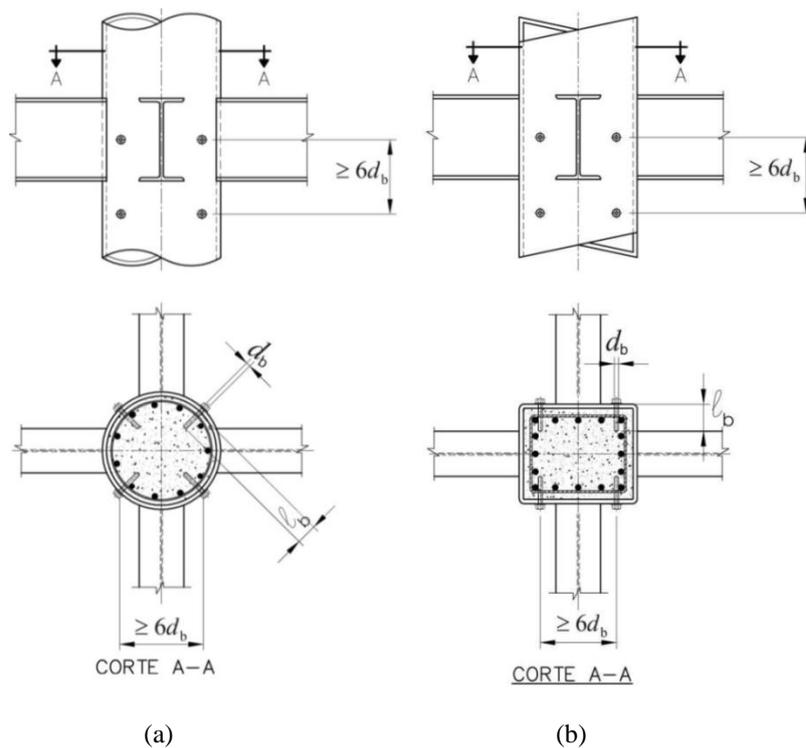


FIGURA 2.3 - Dispositivo Tipo 1 de transmissão de cargas para: (a) pilares retangulares e (b) pilares circulares (ABNT NBR 16239:2013).

No dispositivo tipo 2 (FIGURAS 2.4 e 2.5) são realizadas aberturas nas paredes do tubo de aço, soldando chapas com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*stud bolt*). Esse tipo de dispositivo ainda permite aberturas diretamente na chegada da viga e um pouco abaixo e acima, mas dentro de um comprimento  $l_{ic}$  definido na norma ABNT NBR 16239:2013, conforme as necessidades de cálculo. A força resistente de cálculo de cada conector de cisalhamento deve ser obtida pela norma ABNT NBR 8800:2008 (item O.4.2.1.1 do Anexo O) e o espaçamento entre os eixos dos conectores, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o seu diâmetro. A solda entre a chapa e o tubo deve ser adequadamente dimensionada.

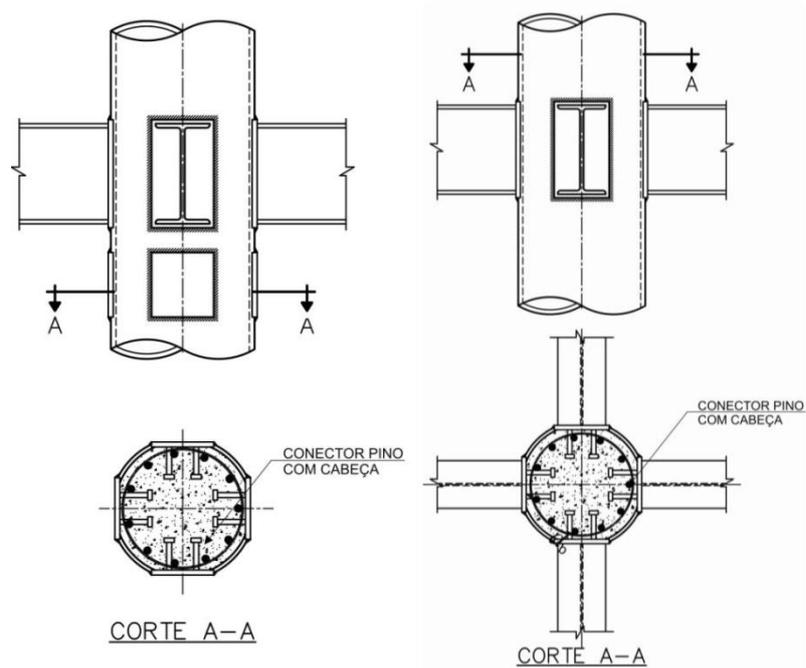


FIGURA 2.4 - Dispositivo Tipo 2 de Transmissão de Cargas para Pilares Circulares (ABNT NBR 16239:2013).

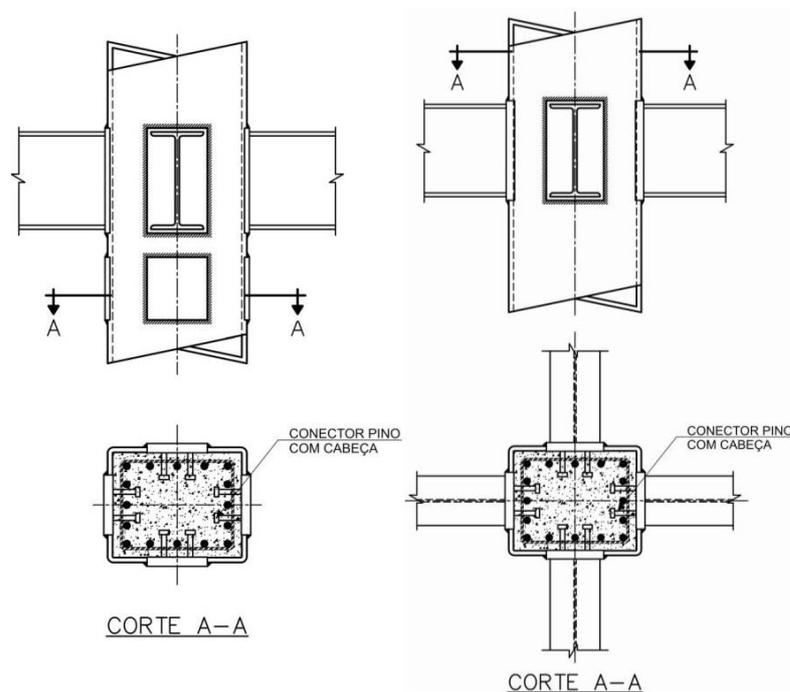


FIGURA 2.5 - Dispositivo Tipo 2 de Transmissão de Cargas para Pilares Retangulares (ABNT NBR 16239:2013).

## 2.2 Efeito do Confinamento do Concreto

O concreto é um material heterogêneo e composto na maioria das vezes de: areia, cimento, água e de agregados graúdos e miúdos. Em algumas ocasiões, costuma-se adicionar outro material na composição do concreto, para a obtenção de propriedades específicas, modificando a sua resistência e a sua durabilidade. O comportamento do concreto é complexo e depende da proporção dos materiais que o constituem.

Conforme citado no item 2.1, o concreto em um pilar pode estar sujeito ao confinamento. Ao confinar o concreto, obtém-se um aumento de sua resistência e de sua ductilidade. Esse fenômeno pode ser proporcionado por reforços transversais, gerando assim um estado triaxial de tensões. Esses reforços podem ser estribos com pequeno espaçamento, tubos de aço ou ainda tubos (faixas) de materiais compósitos que geram um confinamento passivo no núcleo de concreto. Para baixas intensidades de força aplicada, a expansão lateral do concreto é desprezível; conseqüentemente, o reforço transversal praticamente não é solicitado e o comportamento do concreto é semelhante ao do concreto não confinado. Com a elevação da força para intensidades próximas do valor da resistência uniaxial do material confinado, o processo de micro fissuração se intensifica e a expansão lateral aumenta subitamente, solicitando o reforço transversal intensamente e confinando o concreto.

CHAVES (2001) e JOHANSSON & GYLLTOFT (2002) relatam que o efeito de confinamento está relacionado à expansão dos materiais que compõem o pilar misto, porém o aço e o concreto apresentam diferentes coeficientes de Poisson:  $\nu_a \cong 0,30$  para o aço e  $\nu_c \cong 0,15$  a  $0,20$  para o concreto. Em estágios iniciais de carregamento em PMPC o aço, por apresentar um coeficiente de Poisson mais elevado, apresentará uma maior deformação na direção radial que o concreto. Nesse estágio de carregamento, levando em conta que há tensões de aderência na interface entre os dois materiais, surgem tensões transversais de compressão no tubo de aço e no núcleo de concreto surgem tensões de tração segundo a direção radial (FIGURA 2.6a). Com a aplicação de um maior carregamento, o processo de fissuração no concreto começa a se intensificar. Logo, o coeficiente de Poisson aparente do concreto se eleva, permitindo uma maior expansão em relação ao tubo de aço, que por sua vez, restringe a expansão do núcleo de concreto, gerando altas tensões de confinamento. A fissuração do concreto ocorre para tensões próximas de  $0,5f_{ck}$ . Com o surgimento do

confinamento, as tensões transversais no tubo de aço se tornam de tração, como pode se observar na FIGURA 2.6b. Menciona-se também que para esse estágio de carregamento e posteriormente, o núcleo de concreto está submetido a um estado triaxial de tensões, enquanto que o tubo de aço, a um estado biaxial de tensões. CHAVES (2001) ainda conclui que esse fenômeno surge, de maneira significativa, apenas depois que o concreto começa a fissurar internamente, para deformações longitudinais acima de 1 ‰.

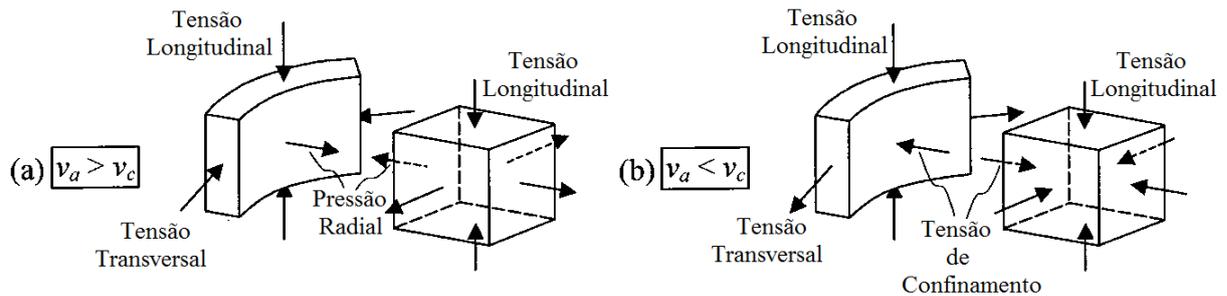


FIGURA 2.6- Disposição das tensões nos PMPC em diferentes estágios de carregamento: (a)  $v_a \geq v_c$  e (b)  $v_a \leq v_c$  (JOHANSSON & GYLLTOFT, 2002).

Vale mencionar que, quando o concreto apresenta uma área de suporte maior do que a área carregada, o concreto do entorno irá confinar a área carregada, também chamada de área de contato e por consequência há um aumento de resistência. As normas ACI 318-08, ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 8800:2008 apresentam formulações que consideram esse efeito. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, esse efeito pode ser calculado por:

$$\sigma_{C,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (2.1)$$

sendo  $A_1$  a área carregada sob o apoio,  $A_2$  a área da superfície do concreto,  $\gamma_c$  o coeficiente de ponderação da resistência do concreto e  $\gamma_n$  o coeficiente do comportamento.

Segundo MANDER *et al.* (1998), no momento em que o concreto é sujeito a pressões laterais de confinamento, a tensão de compressão uniaxial e a deformação correspondente ficam mais elevadas em relação ao concreto não confinado. As relações entre as resistências do concreto confinado e concreto não confinado,  $f'_{cc}$  e  $f'_c$  e suas recíprocas deformações correspondentes,  $\epsilon'_{cc}$  e  $\epsilon'_c$ , podem ser estimadas pelas seguintes equações:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_1 \quad (2.2)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c \left( 1 + k_2 \frac{f_1}{f'_c} \right) \quad (2.3)$$

na quais  $f_1$  representa a pressão de confinamento em torno do núcleo de concreto; as constantes  $k_1$  e  $k_2$  são obtidas experimentalmente e estão relacionadas com o traço do concreto e a pressão lateral.

HU *et al.* (2003) realizaram um estudo numérico-experimental envolvendo a análise não linear de pilares mistos preenchidos com concreto sujeitos ao efeito de confinamento. Para a simulação numérica de seus modelos, a curva tensão *versus* deformação utilizada na entrada de dados para simular o comportamento do concreto confinado pode ser observada na FIGURA 2.7, com o concreto confinado atingindo o pico de resistência em  $f'_{cc}$ . Ainda observando essa figura, percebe-se que o concreto confinado apresenta um comportamento mais dúctil, atingindo maiores deformações.

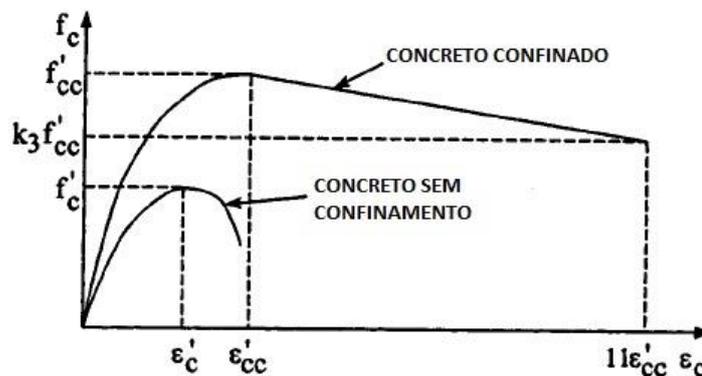


FIGURA 2.7 - Curva de tensão-deformação uniaxial equivalente para o concreto (HU et al., 2003).

De acordo com SCHNEIDER (1998) e SHANMUGAM & LAKSHMI (2001), somente os pilares de seção circular apresentam um acréscimo considerável de capacidade resistente devido ao estado triaxial de tensões (FIGURA 2.8a). Esse ganho de capacidade não é tão significativo nos pilares de seção quadrada e retangular. Esse comportamento ocorre porque os lados dos pilares de seção quadrada (ou retangular) não apresentam rigidez suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão. Assim, apenas o concreto situado na

porção mais central e nos cantos de seções quadrada fica confinado, como pode-se observar na FIGURA 2.8b.

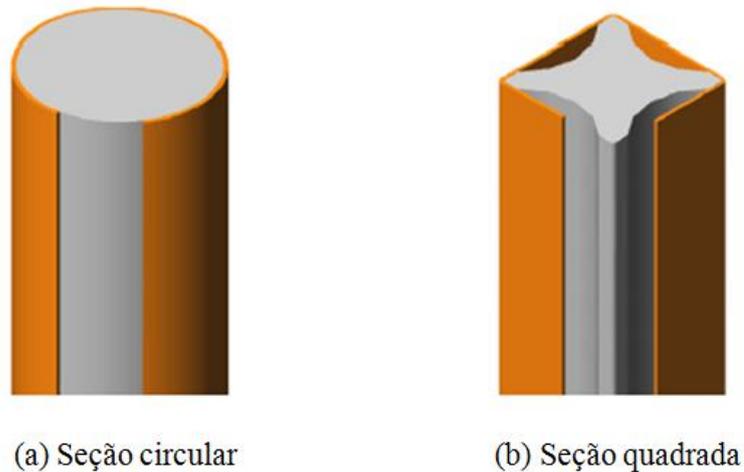


FIGURA 2.8 - Efeitos da seção transversal em PMPC (OLIVEIRA & EL DEBS, 2009).

HU *et al.* (2003) observou que os PMPC são submetidos ao confinamento de forma mais efetiva quando se obedecem as seguintes relações:

- Para os PMPC com seções circulares:  $d/t < 40$  (razão diâmetro sobre espessura do tubo de aço);
- Para os PMPC com seções retangulares:  $b/t < 30$  (razão largura sobre espessura do tubo de aço).

Sabendo-se que a seção circular em PMPC apresenta rigidez suficiente para resistir às tensões laterais internas  $\sigma_{lat}$  do núcleo de concreto em expansão, são desenvolvidas tensões transversais  $\sigma_{ah}$  na seção do tubo de aço, conforme pode ser observado na FIGURA 2.9.

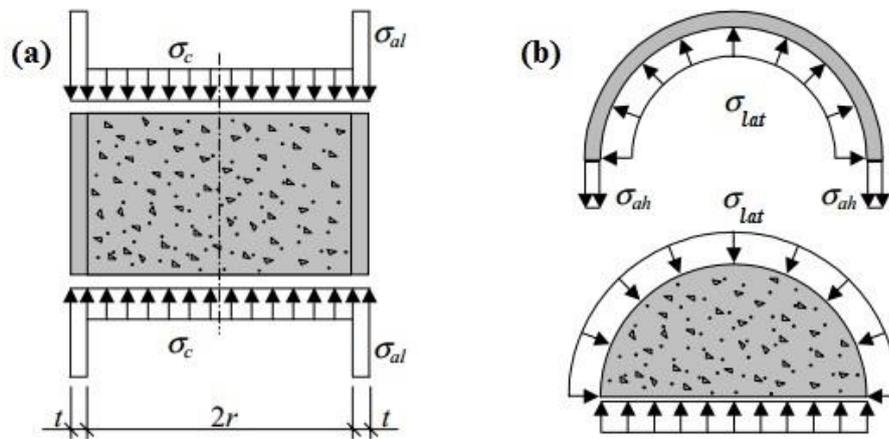


FIGURA 2.9 – Distribuição das tensões em PMPC: (a) seção na direção longitudinal, (b) seção na direção transversal (JOHANSSON & AKESSON, 2001).

JOHANSSON & AKESSON (2001) demonstraram que  $\sigma_{lat}$  nos PMPC com seções circulares pode ser obtida fazendo-se o equilíbrio das forças atuando na metade da seção, dada pela Eq. (2.4):

$$\sigma_{lat} = \frac{t}{r} \sigma_{ah} \quad (2.4)$$

onde  $r$  e  $t$  são o raio e a espessura do tubo, respectivamente. Fazendo  $\sigma_{lat} = f_1$  e utilizando as Eqs. (2.2) e (2.4), a resistência última do concreto confinado  $f'_{cc}$ , pode ser obtida por:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 \frac{t}{r} \sigma_{ah} \quad (2.5)$$

Pode-se observar na Eq. (2.5) uma proporcionalidade entre as tensões de confinamento no núcleo de concreto e transversal no tubo de aço. Dessa maneira, percebe-se que a expansão transversal do tubo de aço está diretamente relacionada ao efeito de confinamento nos PMPC. Se o PMPC estiver sujeito a um efeito de confinamento considerável, o tubo de aço pode estar sujeito ao escoamento. Para levar em conta o escoamento do tubo de aço, aplica-se o critério de Von Mises:

$$\sigma_{ah}^2 + \sigma_{al} \sigma_{ah} + \sigma_{al}^2 = f_y^2 \quad (2.6)$$

sendo  $\sigma_{al}$  e  $f_y$ , as tensões longitudinal atuante e a resistência ao escoamento do tubo de aço.

Na falta de dados mais precisos que levam em conta o acréscimo de tensões devido ao efeito de confinamento, pode-se utilizar o diagrama de tensão *versus* deformação preconizado pela norma europeia EN 1992-1-1:2004 (FIGURA 2.10).

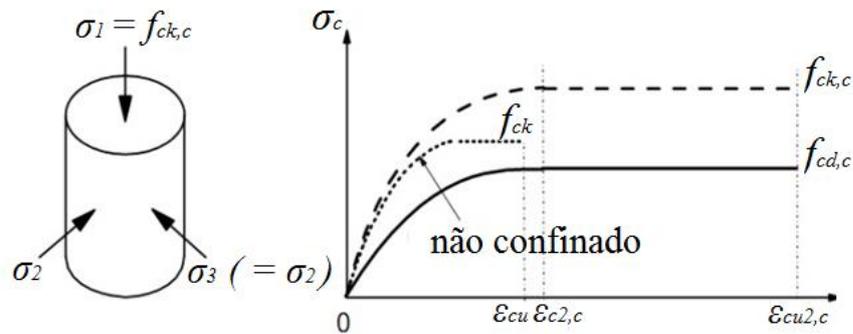


FIGURA 2.10 - Relação tensão-deformação para o concreto confinado (EN 1992-1-1:2004).

Para a completa representação do diagrama ilustrado pela FIGURA 2.10, devem ser utilizadas as seguintes equações:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1,000 + \frac{5,0\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (2.7)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1,125 + \frac{2,50\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + \frac{0,2\sigma_2}{f_{cd}} \quad (2.10)$$

Nas equações anteriores,  $\sigma_2$  é igual a  $\sigma_3$  (sendo as tensões efetivas de compressão lateral no estado-limite último devido ao confinamento), e  $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$  podem ser obtidos pela Tabela 3.1 da EN 1992-1-1:2004.

## 2.3 Conectores de Cisalhamento

A principal função dos conectores é assegurar o comportamento misto da estrutura, transferindo esforços de cisalhamento entre o aço e o concreto nas estruturas mistas. Os conectores de cisalhamento também são utilizados para prevenir a separação dos elementos aço e concreto, tanto na direção vertical e quanto na horizontal. Quando a separação vertical se dá nas vigas mistas, este fenômeno é denominado *uplift*, no qual a laje de concreto se eleva em relação à viga de aço. Vários estudos foram realizados para descrever o comportamento desses dispositivos para a melhoria da sua aplicabilidade e de seu desempenho estrutural.

Os primeiros estudos com conectores de cisalhamento ocorreram na Suíça segundo VIEST (1960), em um projeto chamado de “Sistema Alpha”. De acordo com OLLGAARD *et al.* (1971), o primeiro tipo de conector utilizado foi o conector espiral, em pontes que utilizavam tecnologia mista na década de 50, quando as estruturas mistas começaram a ser utilizadas em larga escala. Posteriormente o conector espiral foi substituído por conectores pinos com cabeça (*stud bolt*) e os conectores em perfil U. Na literatura, encontram-se outros tipos de conectores de cisalhamento como os parafusos, Perfobond, perfis T, pregos, rebite com rosca interna e HVB da Hilti – sendo este último mais utilizado no exterior em função do seu alto custo. Mais recentemente, foram desenvolvidos os conectores Precobeam e o Crestbond, sendo o primeiro produzido pela ArcelorMittal.

### 2.3.1 Classificação dos Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. Essa classificação está relacionada com a resposta do conector à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal que surge da ação mista entre o perfil de aço e o concreto. Essa resposta pode ser demonstrada por meio da relação entre a força no conector e o deslocamento relativo entre o perfil de aço e o núcleo de concreto, como ilustra a FIGURA 2.11, sendo  $\delta_i$  o deslizamento inicial,  $\delta_u$  o deslizamento máximo, ambos medidos ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ , na parte ascendente e descendente da curva, respectivamente.

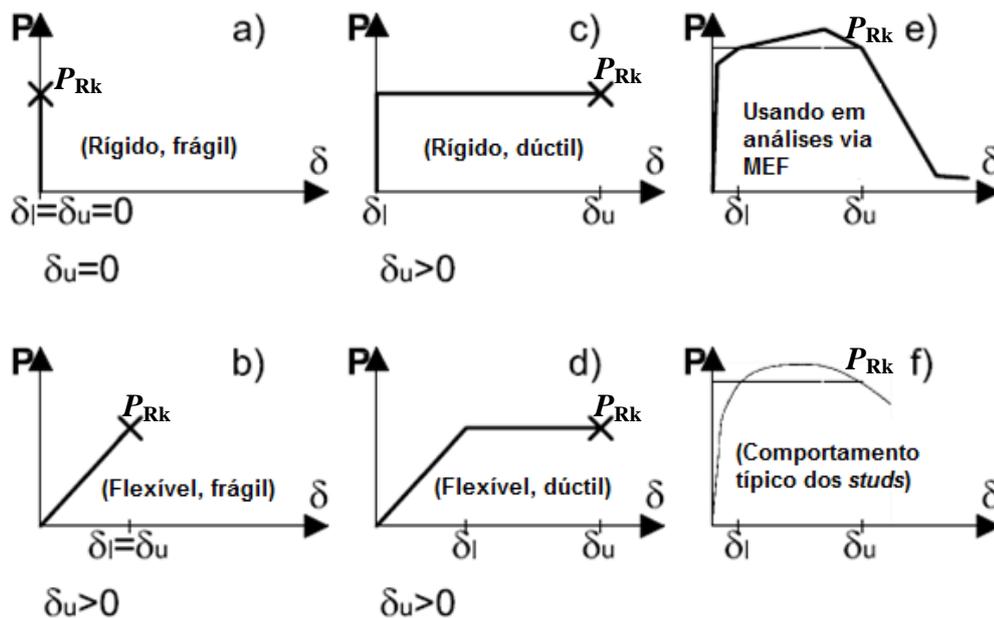


FIGURA 2.11 - Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos *studs* (BÄRTSCHI, 2005).

Segundo ALMEIDA (2012), não se encontra na literatura vigente uma definição precisa dos limites de rigidez que caracterizam um conector como rígido ou flexível. Contudo, o autor define em seu estudo que os conectores com uma rigidez secante inicial ( $S_{i(0,6P_{Rk})}$ ), medida a 60% de  $P_{Rk}$ , menor ou igual a 200kN/mm, são classificados como flexíveis, e os restantes, como rígidos. ALMEIDA (2012) define a rigidez secante como  $S_i = P_{Rk} / \delta_i$ . A norma europeia EN 1994-1-1:4 define que a rigidez do conector  $k_{sc} = 0,7P_{Rk}/s$ , sendo  $s$  o deslizamento relativo determinado a uma carga de  $0,7P_{Rk}$ , em ensaios tipo *push-out* especificados no Anexo B da norma.

Os conectores podem ser classificados ainda em relação a sua capacidade de deformação, em dúcteis ou frágeis. Os conectores dúcteis apresentam a capacidade de deformação suficiente para justificar a hipótese do comportamento plástico ideal da ligação à cisalhamento. Conforme a EN 1994-1-1:2004, um conector pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for pelo menos de 6 mm. O deslizamento  $\delta_{uk}$  é tomado como o valor mínimo de  $\delta_u$  obtido num ensaio, reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados ensaiados (ver item 2.4).

Caso a ruptura do conector de cisalhamento se dê ainda na fase elástica, pode-se considerar que esse dispositivo apresenta um comportamento frágil. E é desejável que o conector de cisalhamento apresente um comportamento rígido, ou seja, um deslizamento nulo (ou muito pequeno) para as cargas de serviço e dúctil em estado-limite último, isto é, um conector rígido e dúctil.

## **2.3.2 Tipos de Conectores de Cisalhamento**

### **2.3.2.1 Conectores *Stud Bolt* (Pinos com Cabeça)**

Os *stud bolts*, ou pinos com cabeça, são atualmente os conectores de cisalhamento mais utilizados nas estruturas mistas em aço e concreto, sendo largamente empregados nos sistemas de lajes e vigas mistas. O fuste desse dispositivo é soldado diretamente no perfil de aço por meio de um arco elétrico (Vianna *et al.*, 2008) com o auxílio de um equipamento específico. A cabeça desse conector é bastante efetiva para a prevenção do efeito “*uplift*”, enquanto que o fuste tem como função transmitir os esforços de cisalhamento atuantes na interface entre o aço e o concreto.

Nota-se, na FIGURA 2.12, um exemplo da utilização dos *stud bolts* como dispositivos de transferência de carga: uma viga tubular de aço que será preenchida com concreto, tendo esses dois materiais resistindo como um único elemento. Nessa mesma viga são soldados os *stud bolts*, sendo que, posteriormente, a viga será sobreposta por uma laje de concreto que envolverá os conectores. Dessa forma, a laje e a viga tubular de aço preenchida com concreto trabalharão como um único elemento estrutural, suportando os esforços solicitantes.



FIGURA 2.12 - Vigas mistas, utilizando *stud bolts* como conectores de cisalhamento.

SHARIATI *et al.* (2012a) citam que, quando se utilizam *stud bolts* numa conexão mista, vários parâmetros podem causar influência sobre a sua resistência, como: o diâmetro do fuste e a altura dos *studs*, as resistências à tração e à compressão dos *studs*, o módulo de elasticidade do concreto, a resistência à compressão do concreto e a direção em que o concreto foi bombeado no momento da concretagem (se na vertical ou na horizontal). Os autores ainda mencionam que o colapso da conexão mista pode ocorrer devido à ruptura por cisalhamento dos *studs*, como também devido ao esmagamento do concreto.

Algumas vantagens podem ser encontradas nos *stud bolts* como conectores de cisalhamento: o processo rápido de soldagem, a boa ligação com o concreto, a produção em larga escala e o seu dimensionamento normatizado. Menciona-se também que esses conectores são usualmente utilizados no sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada (*steel deck*), permitindo uma boa produtividade.



FIGURA 2.13 – Aplicação de conectores *stud bolts* sobre *deck* metálico (CRUZ *et al.*, 2006).

Para o processo de soldagem, é utilizado um equipamento específico, sendo que para sua utilização é necessário um gerador de alta voltagem no canteiro de obras. Outras desvantagens desse dispositivo podem ser citadas: o problema de fadiga na região da solda e a pequena área de contato com o concreto, limitando a capacidade de transferência dos esforços de cisalhamento.

Segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.11)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.12)$$

sendo:

- $\gamma_{cs}$  – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual 1,10 para combinações especiais;
- $A_{cs}$  – área da seção transversal do conector;
- $f_{ucs}$  – resistência à ruptura do aço dos conectores de cisalhamento;
- $E_c$  – módulo de elasticidade do concreto;
- $R_g$  – coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores (apresentado no item O.4.2.1.2);
- $R_p$  – coeficiente para consideração da posição do conector (apresentado no item O.4.2.1.3).

Os *stud bolts* por serem os conectores mais empregados, são tidos como conectores de referência em diversos estudos, comparando-os com outros dispositivos de transferência de carga.

### 2.3.2.2 Conectores Tipo U e Cantoneiras

Os conectores de cisalhamento do tipo U são soldados diretamente nas vigas de aço utilizando equipamentos de soldagem convencionais (FIGURA 2.14).



FIGURA 2.14 – Uso de conectores do tipo U em estruturas mistas (MALEKI & BAGHERI, 2008b).

A norma americana ANSI/AISC 360-10 e a brasileira ABNT NBR 8800:2008 especificam que a resistência de um perfil U laminado a quente utilizado como conector de cisalhamento, em um sistema de lajes mistas, é dado pela seguinte equação:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.13)$$

sendo  $t_{fcs}$ , a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre adjacente da alma;  $t_{wcs}$ , a espessura da alma do conector;  $L_{sc}$ , o comprimento do perfil U;  $f_{ck}$ , a resistência à compressão do concreto;  $E_c$ , o módulo de elasticidade do concreto;  $\gamma_{cs}$ , coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual 1,10 para combinações especiais.

A ABNT NBR 8800:2008 especifica o uso da Eq. (2.13) para conectores com a altura da seção transversal superior a 75 mm totalmente embutidos em laje maciça de concreto, com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço.

MALEKI & BAGHERI (2008a) observaram em ensaios do tipo *push-out* (ver detalhes na seção 2.4), com conectores do tipo U, que podem ocorrer dois possíveis modos de falhas. O primeiro ocorre devido à ruptura do conector. Com o avanço do carregamento, o conector começa a escoar e posteriormente ocorre a ruptura de sua alma nas proximidades da mesa inferior. O segundo modo está relacionado ao início do esmagamento do concreto, seguido pela sua fissuração e ruptura.

Para uma melhor economia de material, muitas vezes são usadas cantoneiras como conectores, dispostas como na FIGURA 2.15. SHARIATI *et al.* (2013) realizaram um estudo comparando os respectivos comportamentos de conectores U e cantoneira. Os autores perceberam que na maioria das vezes, as cantoneiras apresentavam menor capacidade ao cisalhamento que os perfis U. Também foi observado que os conectores U causavam maiores fissuras no concreto.



FIGURA 2.15 – Conector de cisalhamento do tipo cantoneira com abas desiguais e extremidade soldada sobre o perfil metálico (SHARIATI *et al.*, 2012b).

### 2.3.2.3 Parafusos Utilizados como Conectores de Cisalhamento

Os parafusos utilizados como conectores de cisalhamento apresentam algumas vantagens em relação aos *stud bolts*, como a não utilização de equipamentos específicos para a sua soldagem e um menor custo para a sua aquisição. Esses dispositivos são formados por três partes: cabeça, fuste e rosca, como pode se observar na FIGURA 2.16.

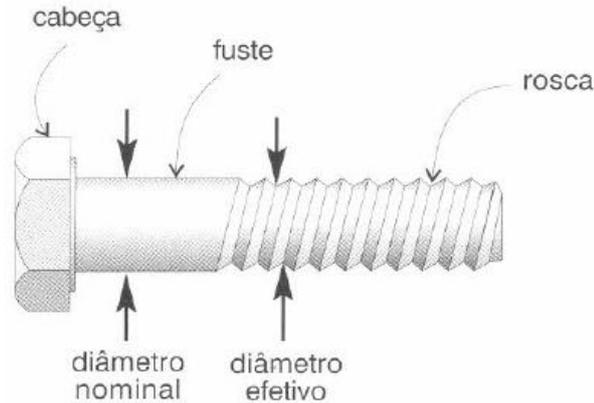


FIGURA 2.16 - Partes dos parafusos (DIAS, 2007)

A norma ABNT NBR 16239:2013 permite a utilização de parafusos, comuns ou de alta resistência mecânica, como conectores de cisalhamento em PMPC. De acordo com essa norma, o espaçamento entre eixos, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o diâmetro do parafuso. Ainda é especificado que a força resistente de cálculo de cada parafuso deve ser tomada como o menor valor encontrado nas seguintes expressões:

$$Q_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \leq 5d_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (2.14)$$

$$Q_{Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{\gamma_{a2}} \leq 2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.15)$$

nas quais:  $l_b$  e  $d_b$  são o comprimento líquido (desconsidera-se a espessura da parede do tubo) e o diâmetro dos parafusos, respectivamente;  $t$  é a espessura da parede do tubo de aço;  $f_u$  é a resistência à ruptura do aço do tubo;  $f_{ub}$  é a resistência à ruptura do aço do parafuso e  $\gamma_{a2}$  é o coeficiente de ponderação. A Eq. (2.14) representa o estado limite último de esmagamento do concreto. No lado esquerdo da Eq (2.15), tem-se a ruptura do parafuso por cisalhamento e, no

lado direito, tem-se o esmagamento da parede do furo. A tensão resistente de cálculo do concreto à compressão  $\sigma_{c,Rd}$  pode ser obtida por:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (2.16)$$

tomando  $A_2/A_1$  igual a 4. Os coeficientes de ponderação  $\gamma_c$  e  $\gamma_n$  são relacionados respectivamente à resistência do concreto e ao comportamento do concreto.

STAROSSEK & FALAH (2008, 2009), STAROSSEK *et al.* (2008) e ALMEIDA (2012) realizaram estudos sobre a utilização dos parafusos como conectores de cisalhamento. Os autores concluíram que esses conectores apresentava um comportamento flexível e dúctil. ALMEIDA (2012) acrescenta que a rigidez dos parafusos utilizados como conectores de cisalhamento é inferior aos dos *stud bolts*. O autor indica que, para manter o mesmo nível de rigidez dos conectores parafusos em um PMPC compatível com a rigidez dos conectores *stud bolts*, deve-se multiplicar a quantidade de parafusos utilizados no projeto pelo seguinte fator de multiplicação  $\alpha$ :

$$\alpha = -0,0787d_p + 3,165 \quad (2.17)$$

## 2.4 Ensaio de Cisalhamento Direto (*Push-Out*)

Para um melhor entendimento sobre o comportamento de um tipo de conector de cisalhamento utilizado em vigas mistas, o EN 1994-1-1:2004 preconiza o ensaio de cisalhamento direto *push-out*. Nesse tipo de ensaio, são adotados conectores de cisalhamento soldados em perfis I posicionados entre duas lajes de concreto, com dimensões idênticas de 650x600x150 mm. Essas lajes são apoiadas na parte inferior e o carregamento é aplicado na parte superior do perfil de aço, conforme especificado na FIGURA 2.17. O Eurocode determina que o ensaio seja executado em duas fases consecutivas: primeiramente, a estrutura é submetida a 25 ciclos de carga e descarga; posteriormente, o ensaio passa a ser controlado por controle de deslocamento. O deslocamento relativo entre o perfil de aço e as duas lajes de concreto é medido em diversos pontos do modelo, e desta maneira, uma curva de

deslocamento médio *versus* carregamento por conector, é plotada para representar o comportamento do conector.

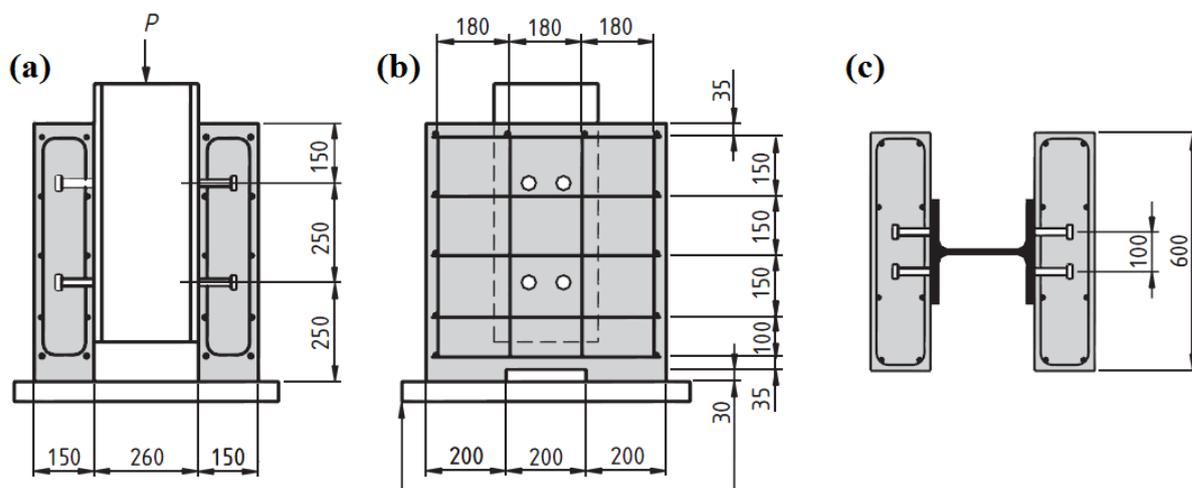


FIGURA 2.17 - Ensaio de cisalhamento direto padrão (push-out) (EN 1994-1-1:2004, Anexo B): (a) vista frontal, (b) vista lateral, (c) vista superior.

Mesmo seguindo todas as prescrições normativas (itens 2.5.1, 2.5.2 e 2.5.3), os resultados dos ensaios podem apresentar uma variabilidade relevante devido a diversos fatores, tais como: o número de conectores no modelo do ensaio; as tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores; o tamanho, arranjo e a resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores; a espessura do concreto junto aos conectores; a resistência à compressão do concreto; o adensamento do concreto; o arranjo dos agregados do concreto junto aos conectores e a vinculação lateral na base das lajes (os deslocamentos laterais podem provocar forças de arrancamento no conector). É desejável que se realizem uma gama de ensaios utilizando concretos com resistências diferentes, pois esses podem influenciar diretamente no modo de falha da estrutura, e também a sua carga última. Para concretos menos resistentes, os conectores de cisalhamento irão alcançar a sua carga última quando o concreto no seu entorno sofrer esmagamento. Quando se utilizam concretos mais resistentes, por sua vez, o colapso da estrutura se dará pela ruptura dos conectores por cisalhamento.

Esse método de ensaio apresenta certas limitações em simular o comportamento real dos PMPC utilizando conectores de cisalhamento, sendo mais indicado para representar o comportamento de vigas mistas. Dessa forma, para uma melhor representação do comportamento dos PMPC, esse tipo de ensaio pode sofrer algumas variações, como o estudo

apresentado neste trabalho. Conforme STAROSSEK & FALAH (2009), em um pilar real o deslocamento relativo entre o aço e concreto é muito menor que nos ensaios padronizados *push-out*. Os autores ainda mencionam que a carga última, obtida em um ensaio de cisalhamento direto padrão, seria de menor magnitude se comparada com a carga em que um pilar real poderia resistir.

#### **2.4.1 Preparação dos Corpos de Prova**

Para cada preparo de concreto um mínimo de quatro corpos de prova (cilíndricos ou cúbicos) para a determinação da resistência devem ser preparados ao mesmo tempo da moldagem dos modelos do ensaio *push-out*. Esses corpos de prova devem ser curados ao lado dos modelos a serem ensaiados. A resistência do concreto deve ser tomada como o valor médio ( $f_{cm}$ ). A resistência à compressão  $f_{cm}$  do concreto no momento do ensaio deve ser 70%  $\pm$ 10% do  $f_{ck}$  para qual o ensaio foi designado. Esse requerimento pode ser atendido utilizando concreto com traço especificado, mas testando antes dos 28 dias depois da montagem dos modelos.

A resistência ao escoamento, a resistência à ruptura e a máxima deformação de uma amostra representativa do material do conector de cisalhamento devem ser determinadas.

#### **2.4.2 Procedimento do Ensaio**

Inicialmente, a carga deve ser aplicada até 40% do valor da carga de ruptura esperada; em seguida, devem ser aplicados ciclos de carga e descarga 25 vezes entre 5% a 40% da força última estimada. Os incrementos de carga subsequentes devem ser impostos de tal maneira que o colapso não ocorra em menos de 15 minutos.

O deslizamento longitudinal entre o concreto e a seção de aço deve ser medido continuamente durante o carregamento ou a cada incremento de carga. O deslizamento deve ser medido pelo menos até que o carregamento decaia 20% da força última atingida.

#### **2.4.3 Avaliação do Teste**

Se em três ensaios realizados com amostras idênticas o desvio de qualquer ensaio a partir do valor médio obtido nos testes não pode exceder 10%. A resistência de cálculo pode ser determinada da seguinte forma:

- A resistência característica  $P_{Rk}$  deve ser tomada como a força última mínima de cada conector reduzida em 10%;
- A resistência de cálculo  $P_{Rd}$  deve ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (2.18)$$

em que  $f_u$  é a resistência mínima especificada para o aço do conector,  $f_{ut}$  é a resistência atual do conector obtida no ensaio e  $\gamma_v$  é um fator de segurança para as conexões de cisalhamento.

Se o desvio a partir da média for superior a 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo padrão devem ser realizados. A avaliação do ensaio deve ser feita de acordo com o anexo D da EN 1990:2002.

A capacidade de deslizamento  $\delta_u$  de uma amostra deve ser tomada como o máximo deslizamento medido no nível de carga característica, como é mostrado na FIGURA 2.18. A capacidade característica de deslizamento  $\delta_{uk}$  deve ser tomada como o valor mínimo obtido no ensaio reduzido em 10% ou determinado por meio de avaliação estatística de todos os resultados do teste. Nesse último caso, a capacidade de deslizamento característico deve ser determinada de acordo com o EN 1990:2002 no anexo D.

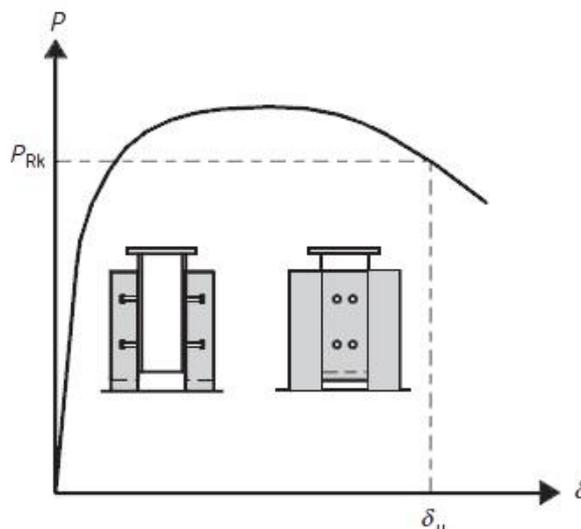


FIGURA 2.18 - Determinação da capacidade de deslizamento  $\delta_u$  (EN 1994-1-1:2004, Anexo B).

## 2.5 Transferência de Carga

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 denomina que as regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas de esforços solicitantes devido a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. Ainda é especificado, que nessas regiões, deve ser evitado que ocorra o escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para determinação dessa região, assume-se um comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, o que for menor.

De acordo com STAROSEEK & FALAH (2009) quando tubos de aço preenchidos com concreto são usados como pilares contínuos de estruturas, nas ligações mais usais entre vigas e pilares, as forças cortantes não são transmitidas diretamente ao núcleo de concreto do pilar misto, e sim primeiramente ao tubo de aço.

CHAVES (2001) descreve que “no dimensionamento e detalhamento de um pilar misto deve-se garantir a correta distribuição dos quinhões de carga absorvidos pelo perfil metálico e pelo concreto, e não ocorrência de escorregamento excessivo entre estes elementos. Caso haja uma falha no mecanismo de transferência de carga aplicada ao pilar, um dos materiais componentes do pilar vai absorver carga maior que a prevista no cálculo, podendo esta carga ser maior do que o limite de resistência do material em questão”.

Ainda segundo CHAVES (2001), existem duas abordagens para tratar o mecanismo de transferência de carga. A primeira delas é considerar que o carregamento aplicado no pilar misto seja distribuído entre os elementos – perfis metálico, concreto e armaduras adicionais – proporcionalmente à rigidez desses elementos; isso ocorre em situações de serviço (mecanismo elástico). A segunda abordagem, em situações próximas a falha do pilar (mecanismo plástico), é considerar que as cargas são distribuídas de acordo com as resistências últimas dos elementos componentes do pilar misto, como é prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008.

WIUM & LEBET (1994) fazem uma abordagem considerando as rigidezes dos elementos, levando em conta que o carregamento aplicado no pilar misto é distribuído proporcionalmente entre os dois materiais. Essa abordagem é útil para o regime de serviço e prevê quinhões de carga somente para a força axial. Para uma força  $P$  aplicada diretamente no perfil de aço do pilar misto, as parcelas de força  $P_c$  e  $P_a$ , a serem transferidas para o concreto e para o perfil de aço, segundo a rigidez dos materiais, são dadas, respectivamente, por:

$$P_c = \frac{P(E_{cm}A_c + E_a A_s)}{(E_a A_a + E_{cm}A_c + E_a A_s)} \quad (2.19)$$

$$P_a = P - P_c \quad (2.20)$$

sendo:

- $E_{cm}, E_a$  = módulos de elasticidade secante do concreto e do aço, respectivamente;
- $A_c, A_s, A_a$  = áreas das seções transversais do concreto, da armadura e do perfil metálico, respectivamente.

No artigo apresentado por WIUM & LEBET (1994), é proposta a Eq. (2.19), entretanto não é mencionado nessa equação como se poderia chegar ao valor de  $E_{cm}$ . No trabalho realizado por CHAVES (2001), é utilizada a seguinte equação:  $E_{cm} = 950(10f_{ck}+8)^{1/3}$ , com os valores de  $f_{ck}$  e  $E_{cm}$  em MPa, que é a formulação proposta pelo EN 1992-1-1:2000. Contudo, existe uma versão mais atual dessa norma (EN 1992-1-1:2004) onde  $E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ , com os valores de  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$  em MPa e GPa, respectivamente.

Considerando a abordagem das resistências últimas, os esforços solicitantes de cálculo  $V_{l,Sd}$  e  $M_{l,Sd}$  no comprimento de introdução de carga no pilar misto, não podem levar a tensões que superam a tensão de cisalhamento resistente de cálculo  $\tau_{Rd}$ . Os valores de  $V_{l,Sd}$  e  $M_{l,Sd}$  são especificados pela ABNT NBR 8800:2008:

- Quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar:

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \left( 1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (2.21)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \left( 1 - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \quad (2.22)$$

- Quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.23)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (2.24)$$

sendo que  $V_{Sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo da ligação,  $N_{pl,a,Rd}$  é a força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total, definida na ABNT NBR 8800:2008;  $N_{pl,Rd}$  é a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total;  $M_{Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo na ligação,  $M_{pl,a,Rd}$  é a contribuição do perfil de aço para  $M_{pl,Rd}$ , igual à  $f_{yd}(Z_a - Z_{an})$ , sendo  $Z_a$  o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço e  $Z_{an}$  o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto e  $M_{pl,Rd}$  é o momento fletor resistente da plastificação de cálculo do pilar misto.

Quando as tensões cisalhantes na interface entre o aço e o concreto excedem os valores de cálculo prescritos pela ABNT NBR 8800:2008, devem ser usados conectores de cisalhamento para resistir à totalidade dos efeitos de  $V_{Sd}$  e  $M_{Sd}$ . A ABNT NBR 8800:2008 complementa que os conectores devem ser usados na região de introdução de cargas para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto, determinado com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, sempre que as tensões na interface ultrapassem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo 0,4 MPa e 0,55 MPa para seções tubular retangular e circular preenchida com concreto, respectivamente. A tensão de cisalhamento média transferida na interface entre o aço e o concreto pode ser obtida pela Eq. (2.25):

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{l,Sd}}{u_a l_v} \quad (2.25)$$

em que:

- $\tau_{sd}$  é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;
- $V_{l,sd}$  é a componente da força de cisalhamento transferida na região de introdução de cargas no pilar misto;
- $u_a$  é o perímetro transversal da interface entre aço e concreto;
- $l_v$  é o comprimento de introdução de cargas no pilar misto.

Segundo JOHANSSON<sup>1</sup> *apud* SILVA (2006), os mecanismos que garantem o comportamento misto da estrutura, possibilitando que as tensões de cisalhamento sejam transferidas do núcleo de concreto para o tubo de aço, são: adesão, aderência mecânica e o atrito. Esses três mecanismos são nomeados como aderência natural na interface entre o aço e o concreto. A ocorrência da adesão está intrinsecamente ligada à ocorrência da retração do núcleo de concreto e ao deslocamento radial do tubo de aço (ROEDER *et al.*, 1999), sendo esse deslocamento função da pressão exercida pelo concreto fresco no tubo de aço no momento da sua concretagem. A aderência mecânica está relacionada com o grau de rugosidade da superfície interna do tubo de aço, resultando no engrenamento entre o núcleo de concreto e as irregularidades do tubo de aço. Já o atrito se caracteriza por ser um mecanismo de transferência de carga que depende da força normal aplicada na interface e à condição da interface. Esses mecanismos podem ser observados na FIGURA 2.19.

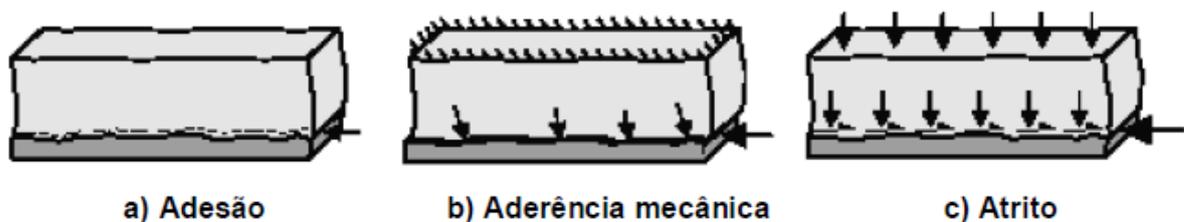


FIGURA 2.19 - Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto (JOHANSSON<sup>1</sup> *apud* SILVA, 2006).

CHAVES (2001) descreve como se dá a transferência de carga no topo de pilares revestidos com concreto nas seguintes situações: introduzida simultaneamente nos componentes de aço e de concreto, ou em cada um dos materiais individualmente (FIGURA 2.20). Quando o

<sup>1</sup> JOHANSSON, M. (2003). *Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns*. Steel and composite Structures, v. 3, n. 1, Feb.

carregamento é aplicado nos dois materiais, ele é distribuído para o concreto e para o perfil de acordo com a rigidez ou com a resistência individual desses materiais. Essa solução apresenta alguns inconvenientes, como os efeitos de retração e deformação lenta do concreto, surgindo tensões de cisalhamento entre os dois materiais mesmo sem aplicação de cargas. Quando o carregamento é aplicado em um dos dois materiais isoladamente, a carga aplicada não deve superar a resistência do material isolado que é responsável pela transferência dessa carga. Caso a carregamento seja aplicado somente no concreto, a maior quantidade de força será transferida no tempo  $t = \infty$ , quando o concreto perde parte do seu volume devido à deformação lenta e à retração. Por outro lado quando o perfil recebe todo o carregamento, a maior força a ser transferida para o concreto será no tempo  $t = 0$ , com o concreto apresentando uma maior resistência, pois ainda não sofreu variações volumétricas devido à retração ou à deformação lenta.

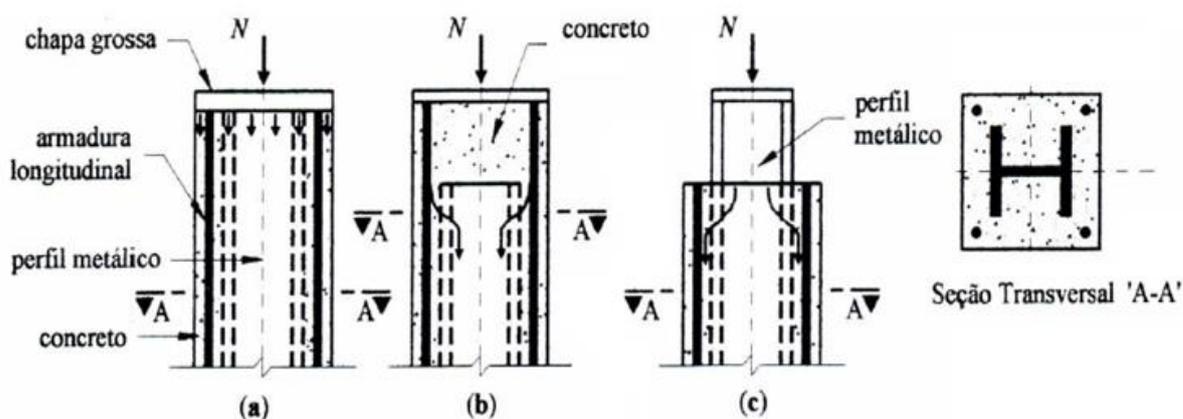


FIGURA 2.20 - Situações de introdução de carga no topo do pilar: (a) simultaneamente no aço e no concreto; (b) no concreto; (c) no aço (Chaves, 2001).

JOHANSSON & GYLLOFT (2002) realizaram um estudo experimental no qual 13 pilares compostos de tubos circulares sem preenchimento e tubos circulares preenchidos com concreto foram submetidos a um carregamento centrado aplicado, conforme a FIGURA 2.21, que representa somente a metade superior do pilar devido à simetria do desenho. Para uma melhor compreensão sobre a transferência de cargas nos pilares mistos, o carregamento foi aplicado de três formas diferentes: diretamente no núcleo de concreto (modelos do tipo SFC), diretamente no tubo de aço (modelos do tipo SFS) e simultaneamente no tubo de aço e no

núcleo de concreto (modelos do tipo SFE). Também foram ensaiados tubos de aço sem preenchimento (modelos do tipo SES).

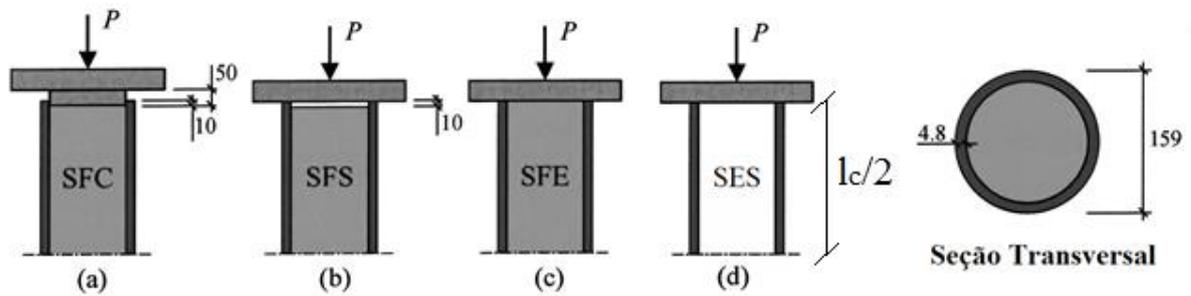


FIGURA 2.21 - Representação da metade superior dos modelos de ensaios realizados por JOHANSSON & GYLLOFT (2002): (a) carregamento aplicado diretamente no núcleo de concreto do pilar misto, (b) carregamento aplicado diretamente no tubo do pilar misto, (c) carregamento aplicado simultaneamente no núcleo de concreto e no tubo de aço do pilar misto, (d) carregamento aplicado no tubo de aço sem preenchimento

O comportamento nos modelos dos pilares ensaiados por JOHANSSON & GYLLOFT (2002) submetidos a diferentes condições de carregamento, podem ser observados na FIGURA 2.22. Nota-se que os pilares mistos apresentaram um elevado acréscimo de resistência se comparados com os modelos de pilares com tubos de aço sem preenchimento. Nota-se, também, que os modelos SFE foram os que apresentaram uma maior rigidez, porém apresentaram as resistências últimas bem próximas aos modelos SFC. Pode ser observado, ainda, que os modelos SFC, apesar de serem menos rígidos que os SFE, são mais dúcteis, podendo suportar maiores deformações. Os modelos SFS apresentaram dois patamares de carga, o primeiro deles corresponde ao escoamento do aço. Esses modelos não estão totalmente preenchidos, apresentando certa folga nas extremidades, no momento em que o tubo de aço deforma 20 mm, a placa de contato irá entrar em contato com o núcleo de concreto, transmitindo diretamente o carregamento e assim aumentando significativamente a resistência do pilar. Dessa forma, o segundo patamar de carga ocorre devido ao esmagamento do concreto.

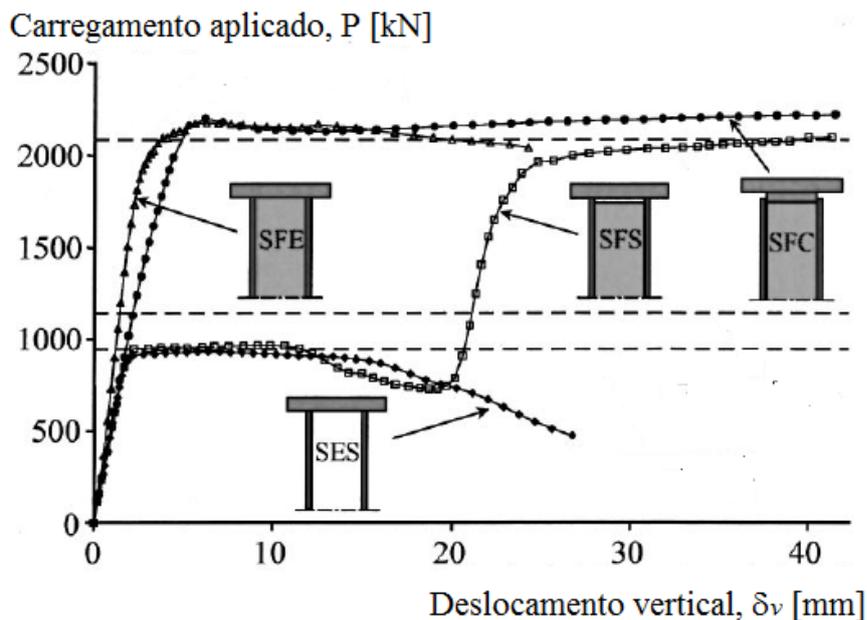


FIGURA 2.22 – Curvas de força versus deformação obtidas por JOHANSSON & GYLLTOFT (2002) em um estudo experimental.

O procedimento de transferência de carga entre os componentes de aço e de concreto utilizando conectores de cisalhamento é descrito de forma detalhada por RANKOVIĆ & DRENIĆ (2002). Os autores descrevem esse procedimento quando se utiliza o sistema de vigas mistas com lajes, utilizando os *stud bolts* como conectores de cisalhamento (FIGURA 2.23a). Com a aplicação de um carregamento de magnitude  $P$  sobre a laje de concreto, é introduzida uma parcela de força  $P_w$  no conector, com a sua respectiva direção fazendo um pequeno ângulo sobre a solda. Com o aumento das tensões de contato na região da base do conector, o concreto começa a esmagar e, posteriormente, a força de cisalhamento começa a ser introduzida no fuste do conector (força  $P_B$ ). Com isso, aparecem deformações plásticas devido à flexão do conector. Menciona-se também que, nessa etapa, parte do conector trabalha à tração, prevenindo o efeito *uplift*. Com a cabeça do conector trabalhando à tração, altas tensões de contato aparecem no concreto no entorno (representadas por  $D$ ), que por sua vez, permitem que apareçam forças de atrito na região de contato entre a laje e a mesa superior do perfil de aço (força  $P_R$ ). Com a presença de tensões de tração atuando no entorno na cabeça do conector (representadas por  $D$ ), a sua componente horizontal de força irá permitir também que se transfira um esforço de cisalhamento adicional sobre o fuste do conector (força  $P_z$ ). RANKOVIĆ & DRENIĆ (2002) mencionam que o modo de falha da

ligação pode ocorrer devido ao esmagamento do concreto, aparecimento de trincas no concreto (devido aos esforços de tração), assim como também a ruptura por cisalhamento do conector (devido aos esforços de cisalhamento atuando ao longo do fuste do conector). Esses modos de falha previamente citados podem ser observados na FIGURA 2.23b.

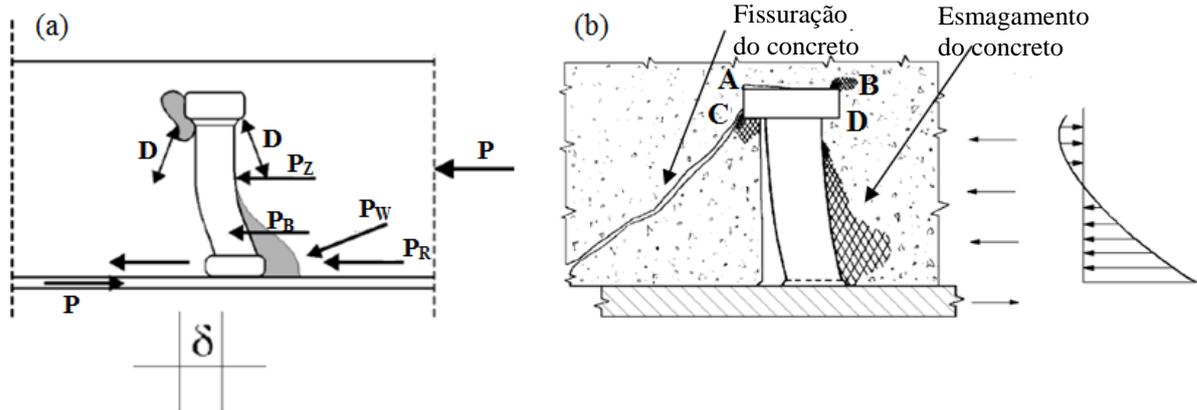


FIGURA 2.23 – Distribuição dos esforços de cisalhamento sobre conectores *stud bolts* em sistemas de vigas mistas (RANKOVIĆ & DRENIĆ, 2002).

Para a utilização de pilares revestidos totalmente ou parcialmente com concreto, quando se utilizam conectores *stud bolt*, podem ser levadas em conta as forças de atrito decorrentes do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço (ABNT NBR 8800:2008). Essas forças proporcionam uma resistência adicional, melhorando a capacidade resistente dos conectores. Devendo ser somado um valor igual a  $\mu Q_{Rd}/2$  para cada mesa e cada linha de pinos, como se observa na FIGURA 2.24, sendo  $\mu$  é o coeficiente de atrito estático. Para seções de aço sem pintura,  $\mu$  deve ser tomado como  $0,5Q_{Rd}$ . O valor de  $Q_{Rd}$  é obtido com o menor valor encontrado nas Eqs. (2.11) e (2.12). Na falta de resultados de ensaios, a distância livre entre mesas não pode superar os valores ilustrados na FIGURA 2.24.

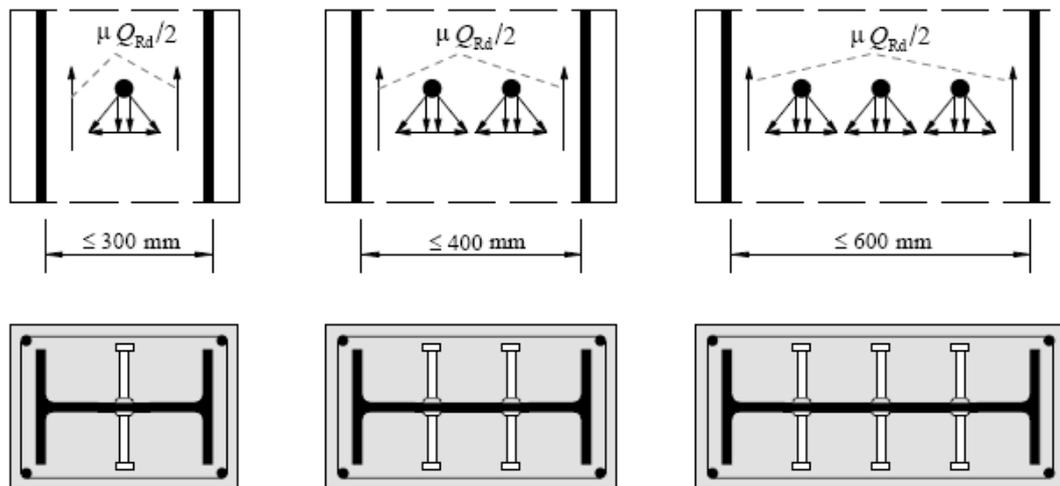


FIGURA 2.24 – Forças de atrito adicionais devidas a conectores *stud bolts* (ABNT NBR 8800:2008).

SHAKIR-KHALIL (1993) realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto em PMPC, com e sem conectores de cisalhamento. Para os modelos em que não se utilizavam conectores, foi analisada a capacidade resistente da aderência na interface entre o aço e o concreto. Em alguns desses modelos, houve a aplicação de óleo na interface, para estudar a condição de aderência, minimizando o atrito entre os materiais. Nos modelos em que se utilizavam conectores de cisalhamento, foram utilizados parafusos classe 4.6, variando a sua quantidade em cada série (com 2, 4 e 6 conectores). O mesmo tipo de concreto foi utilizado no programa experimental. Nos modelos de ensaio supracitados foram utilizadas seções retangulares, circulares e quadradas. O carregamento foi aplicado sobre o núcleo de concreto, com a extremidade inferior do tubo de aço apoiada. Nesses modelos foi adotada uma folga de 50 cm na parte inferior dos protótipos, como pode ser observado na FIGURA 2.25.

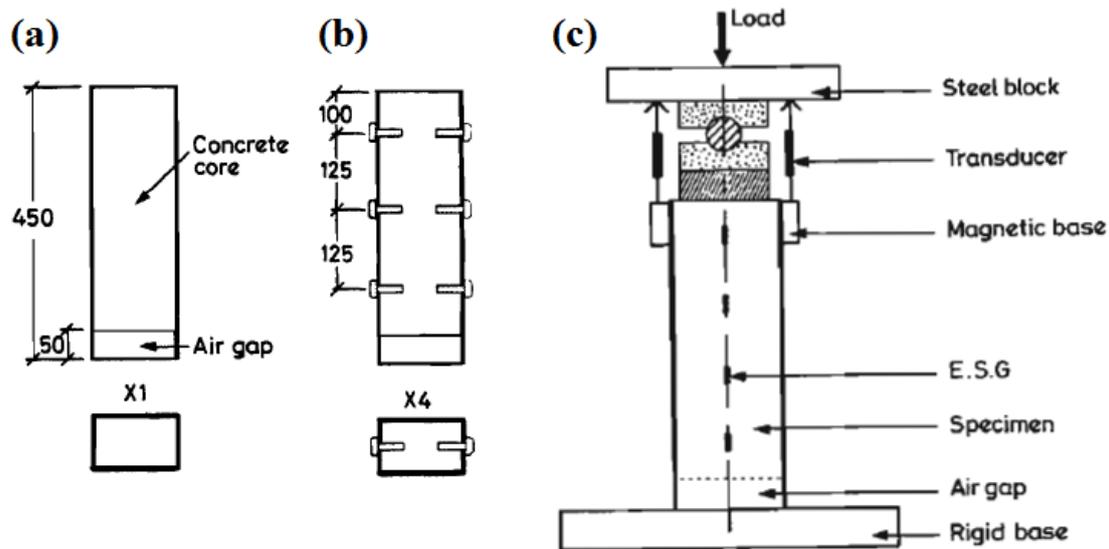


FIGURA 2.25 – Estudo experimental realizado por SHAKIR-KHALIL (1993): (a) modelo sem conectores de cisalhamento (série X1), (b) modelo utilizando 6 parafusos como conectores de cisalhamento (série X4), (c) esquematização para a realização dos ensaios.

Na FIGURA 2.26, pode se visualizar que, com o aumento do número de conectores, há uma elevação da capacidade resistente dos PMPC. SHAKIR-KHALIL (1993) observou que ao se aplicar óleo na superfície interna do PMPC, reduziu-se pela metade a tensão de aderência em ambos os modelos nos quais se utilizavam seções circulares e retangulares. Para os modelos que apresentava seções de 120x80x5 mm, a tensão de aderência experimental alcançou valores de 0,83N/mm<sup>2</sup>, enquanto que nos modelos com seções de 120x80x5 mm foram encontrados valores de 0,44N/mm<sup>2</sup>. O autor menciona que uma seção com menor área apresenta uma maior resistência ao deslizamento relativo entre o núcleo de concreto e o tubo de aço, devido ao comportamento mais rígido das paredes do tubo.

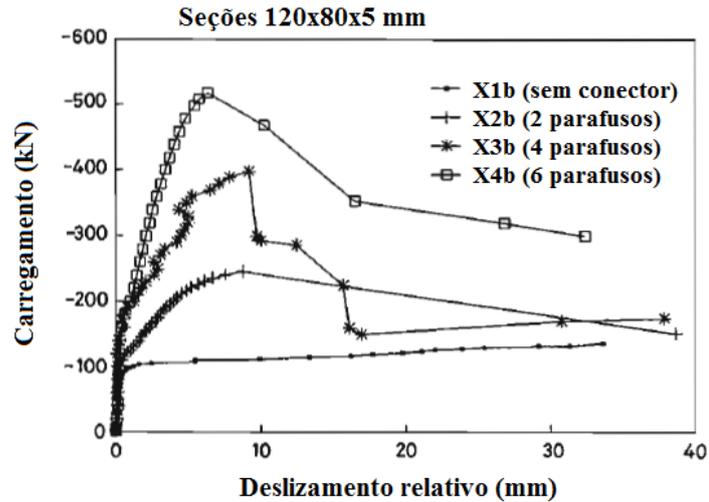


FIGURA 2.26 – Curvas de deslizamento *versus* carregamento em pilares mistos preenchidos com concreto, com e sem conectores de cisalhamento (SHAKIR-KHALIL, 1993).

STAROSSEK & FALAH (2008) realizaram experimentos em PMPC submetidos a carregamento centrado. O modelo de ensaio que foi adotado é uma variação do ensaio tipo *push-out*. A carga foi aplicada nos pilares de três formas diferentes (FIGURA 2.27): diretamente na seção de concreto, na seção composta de aço e concreto e somente no perfil metálico, a parte inferior do pilar misto era suportada por uma placa de aço. Os corpos de prova foram analisados com e sem conectores de cisalhamento. Como conectores de cisalhamento, foram utilizados parafusos do tipo M16 grau 5.6 com comprimento de 65 mm e com rosca ao longo do seu comprimento.

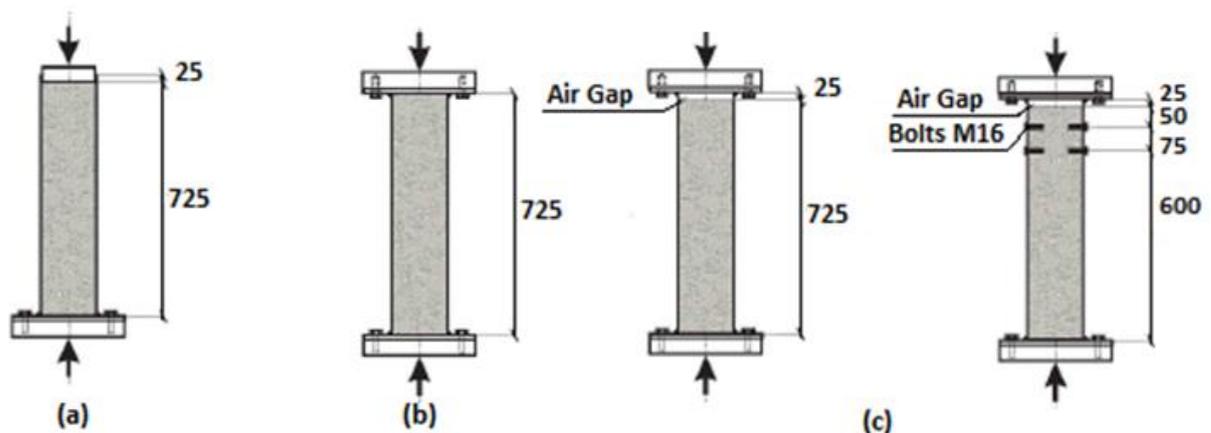


FIGURA 2.27 - Tipos de carregamento realizados por STAROSSEK et al. (2008), (a) no concreto; (b) no aço; c) concreto e aço.

STAROSSEK & FALAH (2008) notaram que, quando o carregamento era aplicado diretamente no tubo de aço, a carga transferida ao núcleo de concreto crescia com o aumento do carregamento aplicado no topo do tubo. Notou-se também que o deslocamento relativo na interface aço-concreto era maior na parte superior da coluna ensaiada e diminuía progressivamente até a extremidade inferior. A resistência à compressão do concreto utilizado nos ensaios não influenciava diretamente na resistência ao deslizamento na interface aço-concreto, tal como a idade do concreto utilizado no ensaio (28, 90 ou 120 dias). Nesses experimentos o rompimento da aderência na interface entre os materiais, ocorria primeiramente na parte superior da coluna, enquanto que o restante da carga continuava a ser transferida em outras regiões. Foi observado que a carga transferida para o núcleo de concreto aumentava com o aumento do comprimento da coluna. Para os modelos em que o carregamento foi aplicado diretamente no núcleo de concreto, foi notado que o seu confinamento decresce gradualmente até a parte inferior da coluna. Percebeu-se também que, nos modelos em que não se utilizavam conectores de cisalhamento, em média as tensões cisalhantes resistentes na interface aço-concreto de um tubo retangular representavam 70% das tensões encontradas nos tubos circulares.

STAROSSEK *et al.*(2008) mencionam que há uma relação entre a quantidade de carga transferida com o diâmetro do parafuso. Quanto maior o diâmetro, maior será a quantidade de carga transferida. A falha por cisalhamento nos parafusos irá ocorrer quando se utilizam menores diâmetros. Contudo, quando se utilizam parafusos com uma maior área de seção transversal, o tubo de aço irá escoar antes que atinja o estado limite de cisalhamento do parafuso. O modo de falha da estrutura também varia com a espessura do tubo de aço. Para uma seção do tubo mais espessa irá predominar como modo de falha o colapso por cisalhamento do parafuso. Foi observado que o aumento da resistência à compressão do concreto não aumenta a capacidade de transferência dos conectores de cisalhamento quando são utilizadas as mesmas seções transversais de tubo de aço. Nesse estudo, também foi observado que não houve um aumento significativo da transferência de carga quando se mudavam as posições dos parafusos.

STAROSSEK *et al.*(2008) ainda descrevem que, quando é alcançado o escoamento do tubo de aço, os parafusos começam a girar e as tensões de cisalhamento por contato direto entre aço-concreto começam a diminuir. Com o deslocamento dos parafusos, uma alta tensão de

cisalhamento é criada devido ao atrito entre o conector e concreto, aumentando a quantidade de carga transferida. STAROSSEK & FALAH (2008) afirmam, também, que a transferência de cargas por conector de cisalhamento aumenta com o aumento na tensão de compressão no núcleo de concreto. Na FIGURA 2.28, pode-se observar a falha de um pilar devido ao escoamento do tubo de aço e ao esmagamento do concreto na região de contato com os parafusos.



FIGURA 2.28 - Falha de um PMPC por escoamento do tubo de aço e esmagamento do concreto STAROSSEK *et al.*, 2008).

ALMEIDA (2012) realizou um estudo numérico comparando os seus resultados com expressões analíticas apresentadas na norma PN 02 125.03-004, que determina a capacidade resistente de parafusos utilizados como conectores. Esse projeto de norma serviu como base para a elaboração da norma ABNT NBR 16239:2013, que utiliza as mesmas expressões analíticas. No estudo de ALMEIDA (2012), foram feitas análises de modelos com 1000 mm com parafusos situados próximos da metade desse comprimento. Nos modelos analisados, a carga foi aplicada somente no topo do perfil do aço, de forma centrada e com apenas o núcleo de concreto apoiado. Nas interfaces do tubo de aço com o núcleo de concreto e parafusos com o núcleo de concreto foi considerado um coeficiente de atrito estático nulo, diferentemente da interface entre parafusos e tubo de aço, na qual foi considerado um coeficiente igual a 1,0. O autor conclui que os valores analíticos obtidos pelo projeto de norma PN 02 125.03-004 mostravam-se sempre conservadores em relação aos seus resultados obtidos por simulação numérica. Deve-se ressaltar que a configuração dos modelos adotada por ALMEIDA (2012)

permite apenas analisar a capacidade resistente dos parafusos utilizados como conectores de cisalhamento, não permitindo analisar se ocorre uma distribuição adequada das cargas entre os componentes aço e concreto.

PAVLOVIĆ *et al.* (2013) analisaram os modos de falhas dos parafusos e de *stud bolts* utilizados como conectores de cisalhamentos, através do ensaio de cisalhamento padrão. Os autores mencionam que os parafusos utilizados raramente têm sido utilizados na construção civil como conectores de cisalhamento, devido à escassez de normatização envolvendo a sua utilização para projetos em estruturas mistas. Uma das maneiras de contornar essa situação, segundo os autores, seria compreender a diferença entre o comportamento dos parafusos utilizados como conectores e os *stud bolts* (já normatizados) em um ensaio de cisalhamento direto padrão. Para o estudo foram utilizados parafusos M16, classe 8.8 com a cabeça voltada para a laje de concreto e utilizando porcas ao longo do corpo do parafuso, sendo umas delas no perímetro concretado (FIGURA 2.29). Para a realização do ensaio foram utilizadas lajes pré-moldadas com uma abertura central, servindo para o encaixe dos parafusos, ver FIGURA 2.30. Posteriormente, essas aberturas foram concretadas utilizando um concreto com  $f_{ck}$  de 40 MPa. Nesse estudo, foram analisados os seguintes parâmetros e propriedades nos conectores: a capacidade resistente à força cortante, a rigidez, a ductibilidade e os modos de falha.

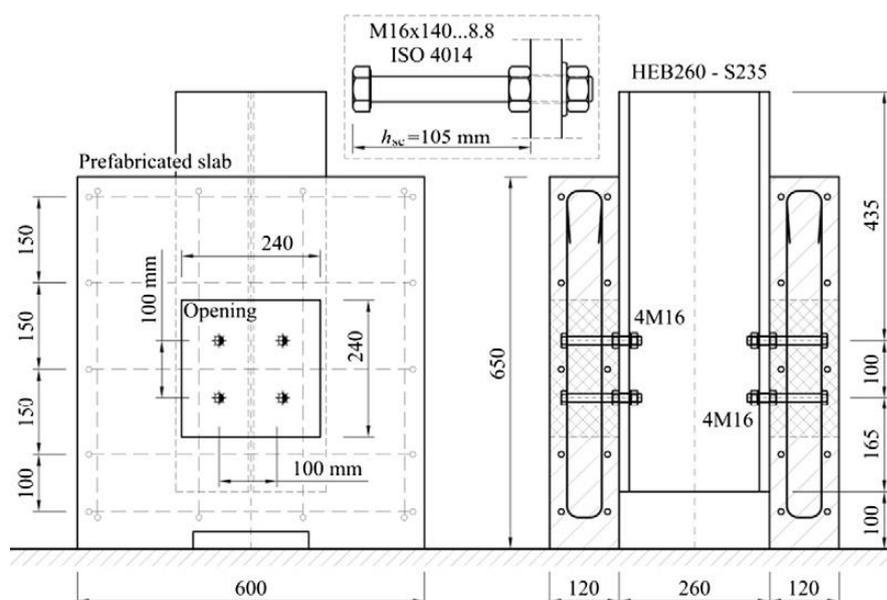


FIGURA 2.29 - Representação de ensaios de cisalhamento direto padrão utilizando parafusos como conectores de cisalhamento, realizados por PAVLOVIĆ *et al.* (2013).



FIGURA 2.30 – Pré-montagem de ensaios de cisalhamento direto padrão utilizando parafusos como conectores de cisalhamento (PAVLOVIĆ *et al.*, 2013).

A FIGURA 2.31 apresenta curvas de carregamento *versus* deslizamento relativo de ensaios de cisalhamento direto para parafusos e *stud-bolts*. Para os parafusos, é plotada a curva média dos ensaios; para efeito comparativo, foi plotada também uma curva de um ensaio utilizando *stud-bolts*, com o mesmo comprimento e diâmetro dos parafusos. Nota-se que os dois tipos de conectores apresentaram as cargas de ruptura muito próximas, mas com comportamentos diferentes. PAVLOVIĆ *et al.* (2013) comentam que os parafusos apresentaram um comportamento mais flexível em condições de serviço se comparados com os *stud-bolts*, e também apresentavam um comportamento plástico antes que os *stud-bolts* atingissem o regime não linear durante a aplicação do carregamento.

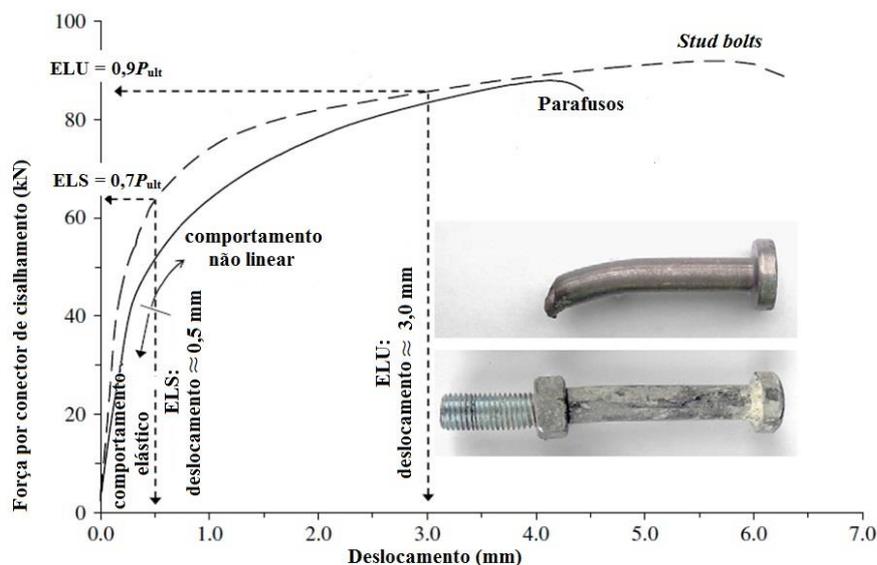


FIGURA 2.31 – Curvas de força *versus* deslocamentos obtidas por ensaios de cisalhamento direto padrão (PAVLOVIĆ *et al.*, 2013).

Ainda observando a FIGURA 2.31, percebe-se que os parafusos não atingiram um deslocamento final de 6 mm. De acordo com o Eurocode 4, se a capacidade característica ao deslizamento for menor que 6 mm, os parafusos não podem ser caracterizados como dúcteis. HAWKING<sup>2</sup> *apud* PAVLOVIĆ *et al.* (2013) demonstrou que quando os parafusos não apresentam porcas no comprimento do fuste concretado, a sua ductilidade aumenta. Apesar disso, há um grande decréscimo da rigidez e da resistência ao cisalhamento dos parafusos, se comparados com os *stud bolts*.

A transferência de carga no ensaio de cisalhamento direto pode ser exemplificada pela FIGURA 2.32. Sabe-se que o comportamento misto da estrutura pode ser garantido pelas condições de atrito na interface aço-concreto, como também pelo conector de cisalhamento. Dessa maneira, com a aplicação de um carregamento de compressão centrada no perfil de aço, forças de reação irão aparecer na região de contato entre o conector e o concreto. Com o avanço do carregamento, altas tensões de contato irão provocar regiões de confinamento no concreto, que são representadas pelas zonas mais escurecidas na FIGURA 2.32. Esse efeito de confinamento cresce à medida que o parafuso sofre deslocamento e com o aumento progressivo dessas tensões de contato. Com a utilização da porca no comprimento concretado do fuste, o parafuso irá apresentar um comportamento mais rígido, limitando o seu deslocamento nas seções transversais contidas pela porca. Com isso, haverá um decréscimo da área de confinamento local no concreto, permitindo que haja uma distribuição desigual das tensões cisalhantes ao longo do comprimento do fuste. Isso pode ser concluído ainda observando a FIGURA 2.32b, em que se verifica um esforço cisalhante de maior magnitude na seção transversal do parafuso logo após o comprimento em que se tem a porca, havendo a ruptura do parafuso por cisalhamento na região mais solicitada. Os autores concluem que a utilização da porca no comprimento concretado torna o comportamento do parafuso mais rígido, porém mais frágil.

---

<sup>2</sup> Hawkins N. *Strength in shear and tension of cast-in-place anchor bolts*. Anchorage Concr 1987;V. 103: p. 233–55.

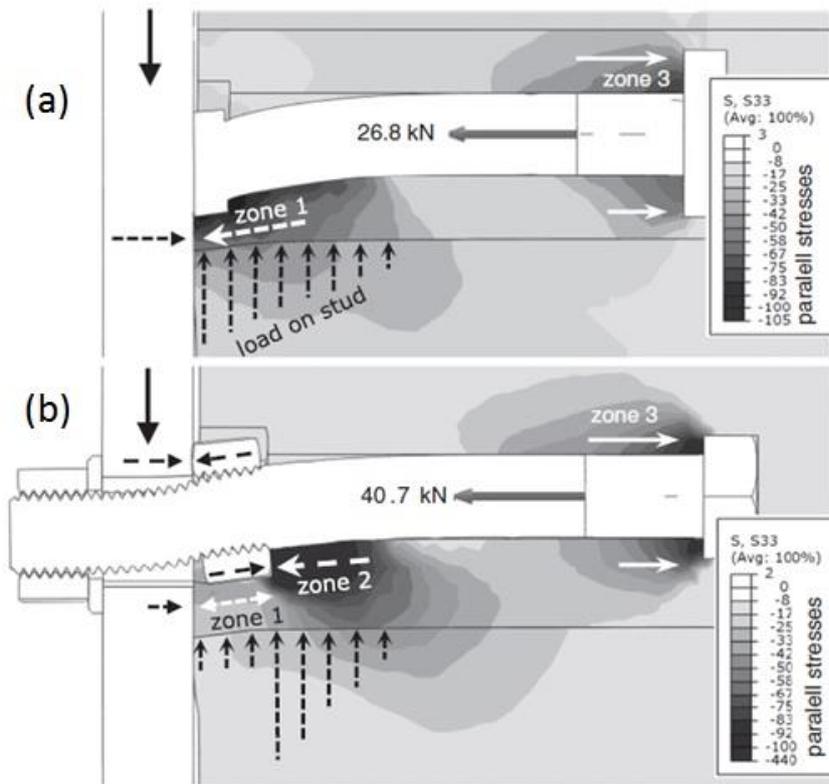


FIGURA 2.32 – Carregamento ao longo do eixo dos conectores (tensões em MPa), utilizando : (a) *stud-bolts* e (b) parafusos em ensaios de cisalhamento direto padrão, realizados por PAVLOVIĆ *et al.* (2013).

# 3

## ANÁLISE EXPERIMENTAL

### 3.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem como intuito descrever os procedimentos de ensaios que foram realizados para analisar a transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto (PMPC), quando se utilizam parafusos de alta resistência mecânica como conectores de cisalhamento. Nos modelos, foi utilizado o procedimento de ensaio *push-out* (ensaio de cisalhamento direto), adaptado para os pilares mistos.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG (LAEES) e os de caracterização da resistência do concreto, no Laboratório de Concreto da UFMG. São analisados dois tipos de procedimento de solda entre a parede do tubo de aço e os parafusos: solda ponteadada e solda efetiva. São propostas duas condições de contorno nos experimentos: a primeira com as bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas e a segunda somente com a base do núcleo de concreto apoiada.

Para uma melhor caracterização da transferência de carga proporcionada pelo conector de cisalhamento, a superfície interna do tubo foi pintada e lubrificada, minimizando, assim, o atrito na interface entre o aço e o concreto. A escolha do material lubrificante foi baseada em

ensaios preliminares, nos quais foram analisadas as utilizações de óleo, graxa e cera desmoldante.

Os recursos para a pesquisa são provenientes: do projeto de pesquisa “Análise Teórico-Experimental de Dispositivos de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto”, processo TEC - APQ-04411-10, aprovado no âmbito do Edital 15/2010 – PPP – Programa Primeiros Projetos, da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais – FAPEMIG; e do projeto de pesquisa “Análise Teórico-Experimental de Dispositivos de Transferência de Cargas Compostos por Rebite com Rosca Interna e Parafuso em Pilares Mistos de Aço e Concreto”, aprovado no âmbito do Edital 14/2011 – Universal – do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico – CNPq. Parte dos perfis tubulares de aço, utilizados neste trabalho, foram doados pela Vallourec Tubos do Brasil S.A., enquanto que o processo de furação, soldagem e pintura foram realizados pela empresa Pórtico Construções Metálicas.

### **3.2 Ensaios Preliminares**

Em muitas ocasiões, informações adicionais são necessárias para que se escolha um procedimento de ensaio adequado, facilitando a análise experimental e tornando os resultados mais confiáveis. Essas informações podem ser obtidas através de ensaios preliminares.

Ensaio de cisalhamento direto em PMPC sem conectores (chamados neste trabalho de ensaios de aderência) foram propostos para analisar qual material minimizaria o atrito na interface entre o aço e o concreto. Ensaios de caracterização do concreto são propostos para obtenção da sua resistência média à tração, da sua resistência média à compressão e do seu módulo de elasticidade longitudinal secante.

### 3.2.1 Análise e Procedimentos de Ensaio de Aderência em Pilares Mistos Preenchidos com Concreto

Sabe-se que a transferência de carga em PMPC ocorre através da aderência natural (adesão, aderência mecânica e o atrito) e por meios mecânicos (conectores de cisalhamento). Dentre os mecanismos relacionados à aderência natural, destaca-se o atrito, sendo a parcela de carga transferida por esse mecanismo proporcional ao carregamento aplicado nos modelos. Para uma análise mais concisa sobre a parcela de carga que seria transferida pelos conectores de cisalhamento, é desejável que se minimizem as condições de atrito na superfície interna dos protótipos. Para isso, essas superfícies foram tratadas com pintura e foi também aplicado um material lubrificante.

Nesses ensaios foram utilizados perfis tubulares retangulares laminados sem costura, com especificação VMB 300, sendo os valores especificados das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e à ruptura à tração ( $f_u$ ) iguais a 300 MPa e 415 MPa, respectivamente. Esses perfis apresentavam dimensões transversais nominais de 250x150x6,4 mm e um comprimento longitudinal de 1000 mm, conforme pode ser observado na FIGURA 3.1. Para a concretagem foi utilizado concreto autoadensável com  $f_{ck}$  de 30 MPa, apresentando um *slump flow* de 63 cm. Logo após a concretagem, foram preparados seis corpos de provas, sendo eles rompidos no Laboratório de Concreto da UFMG, apresentando a resistência à compressão média ( $f_{cm}$ ) de 36,83 MPa.

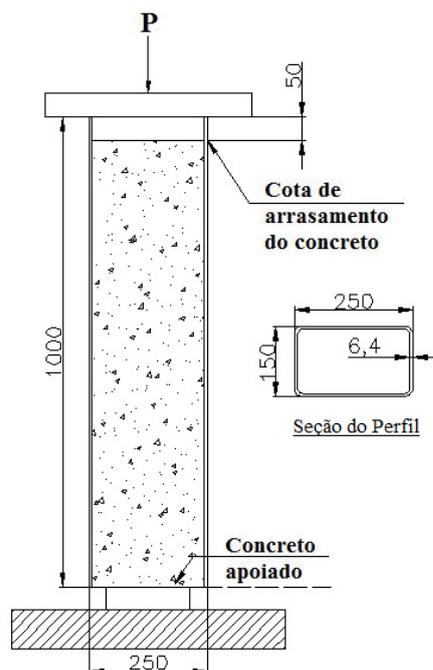


FIGURA 3.1 – Geometria e disposição dos modelos adotados nos ensaios de aderência em PMPC, com as medidas em mm.

Foram ensaiadas três séries de modelos, sendo cada série composta por dois modelos e discriminada pelo material lubrificante utilizado. A relação dos modelos e dos materiais lubrificantes utilizados nos ensaios pode ser visualizada na TABELA 3.1, com a simbologia AD se referindo a ensaios de aderência. Somente a base de concreto foi apoiada, além de se adotar uma folga de 50 mm no topo do pilar misto entre o núcleo de concreto e o tubo de aço (FIGURA 3.1).

TABELA 3.1 – Modelos utilizados nos ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto.

Série	Modelos	Material Lubrificante
AD-C	AD-C1, AD-C2,	Cera
AD-G	AD-G1, AD-G2	Graxa
AD-OL	AD-OL1, AD-OL2	Óleo

Os modelos foram submetidos a um carregamento centrado e com controle de carga. A carga foi aplicada diretamente ao perfil de aço, com o objetivo de que a mesma fosse transferida na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, a qual foi lubrificada. Foi utilizado o atuador hidráulico Enerpac RR 506 com capacidade de carga de 50 toneladas e curso de 156 mm, sendo conectado a uma bomba manual. Para a realização das leituras do carregamento, foi instalado um transdutor de pressão na saída da bomba. Antes que fossem realizados os

ensaios, foi feita a calibração das leituras do transdutor com o auxílio de um anel dinamométrico.

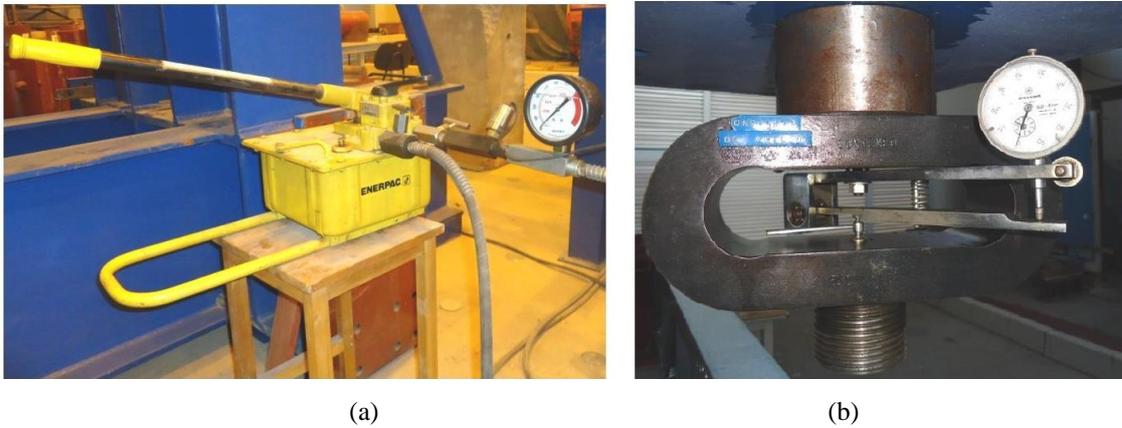


FIGURA 3.2 – Equipamentos utilizados para os ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto: (a) bomba manual conectada ao atuador hidráulico, (b) anel dinamométrico.

O atuador hidráulico era suportado por um pórtico, como pode ser observado na FIGURA 3.3. Para medir o deslizamento relativo entre o núcleo de concreto e o tubo de aço dos modelos, foram utilizados dois transdutores de deslocamento (DTs), marca Kyowa com um curso de 100 mm.

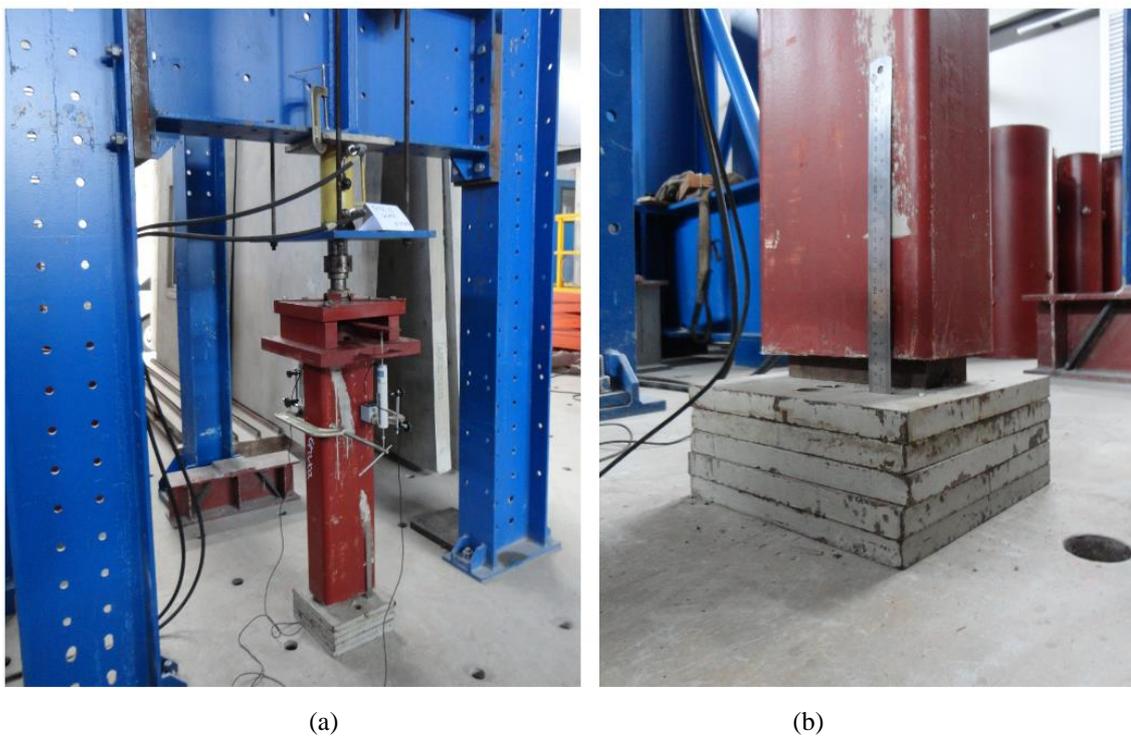


FIGURA 3.3 – Ensaio de aderência em PMPC, utilizando graxa como material lubrificante (protótipo AD-G1): (a) detalhe do pórtico com o modelo, (b) detalhe da base do núcleo de concreto apoiada.

Os dados coletados junto aos DTs e o transdutor de pressão foram obtidos com um sistema de aquisição de dados, consistindo de uma placa AC2120 da LYNX Eletrônica, instalada num computador e operada com o software AqDados 7.02.

Na FIGURA 3.4, verificam-se os resultados dos ensaios dos modelos AD-C1 e AD-C2, em que se utilizou a cera desmoldante como material lubrificante. Percebe-se que entre os incrementos de carga ocorrem picos de carregamento, provavelmente devido ao atrito estático entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Com o vencimento do atrito estático, atinge-se um patamar de carregamento, apresentado pequenas oscilações. O último pico é atingido quando o núcleo de concreto encosta na chapa de aplicação de carga, anulando a folga entre o núcleo de concreto e o tubo de aço.

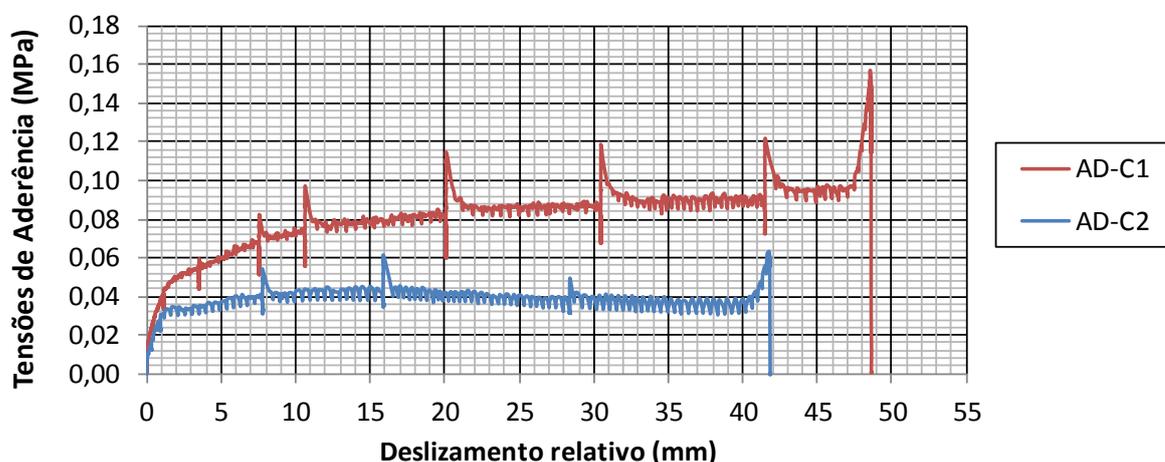


FIGURA 3.4 – Transferência de carga em ensaios de aderência em PMPC, quando se utiliza cera desmoldante como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.

Ainda observando a FIGURA 3.4, nota-se que o modelo AD-C1 apresentou maiores tensões em relação ao modelo AD-C2. No modelo AD-C1 alcançou-se uma tensão última de aderência ( $\tau_u$ ) de 0,095 MPa, enquanto que no modelo AD-C2, uma tensão de 0,042 MPa. Essa diferença pode ser justificada por dois fatores. Um deles é a dificuldade de se aplicar o material lubrificante de forma uniforme e padronizada, mencionando que parte da lubrificação possivelmente foi removida no momento do lançamento do concreto no pilar. Outro fator pode estar relacionado ao engrenamento entre o núcleo de concreto e tubo de aço, provocado pelas irregularidades das superfícies entre as partes, apesar da pintura interna dos perfis. A ABNT NBR 8800:2008 especifica que em PMPC que não apresentam tratamento na sua

superfície interna, o seu comportamento misto é garantido até o momento em que se atinge a tensão de cisalhamento resistente de cálculo ( $\tau_{Rd}$ ), apresentando o valor limite de 0,40 MPa. Dessa forma, a razão  $\tau_u/\tau_{Rd}$  nos modelos AD-C1 e AD-C2 é de 0,238 e 0,105, respectivamente.

A utilização de graxa como material lubrificante levou a resultados mais próximos para os dois modelos ensaiados: AD-G1 e AD-G2 (FIGURA 3.5). As tensões últimas de aderência dos modelos AD-G1 e AD-G2 apresentaram valores de 0,104 MPa e 0,092 MPa, respectivamente. Obtendo-se uma razão  $\tau_u/\tau_{Rd}$  igual a 0,260 para o protótipo AD-G1 e 0,230 para o protótipo AD-G2.

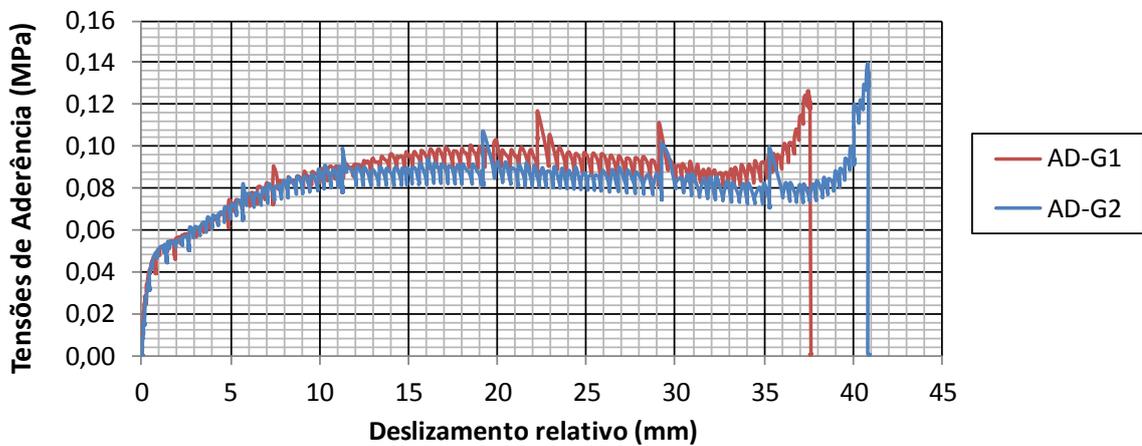


FIGURA 3.5 - Transferência de carga em ensaios de aderência emPMPC, quando se utilizam graxa como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.

O óleo, por sua vez, foi o material que forneceu resultados menos eficazes, apresentando valores de tensões últimas de aderência maiores dos que foram obtidos quando utilizou-se cera desmoldante e graxa. Foram alcançados valores de 0,288 MPa para o modelo AD-OL1 e 0,350 MPa para o modelo AD-OL2. A razão  $\tau_u/\tau_{Rd}$  das tensões últimas de aderência para os protótipos AD-OL1 e AD-OL2, foram de 0,720 e 0,875.

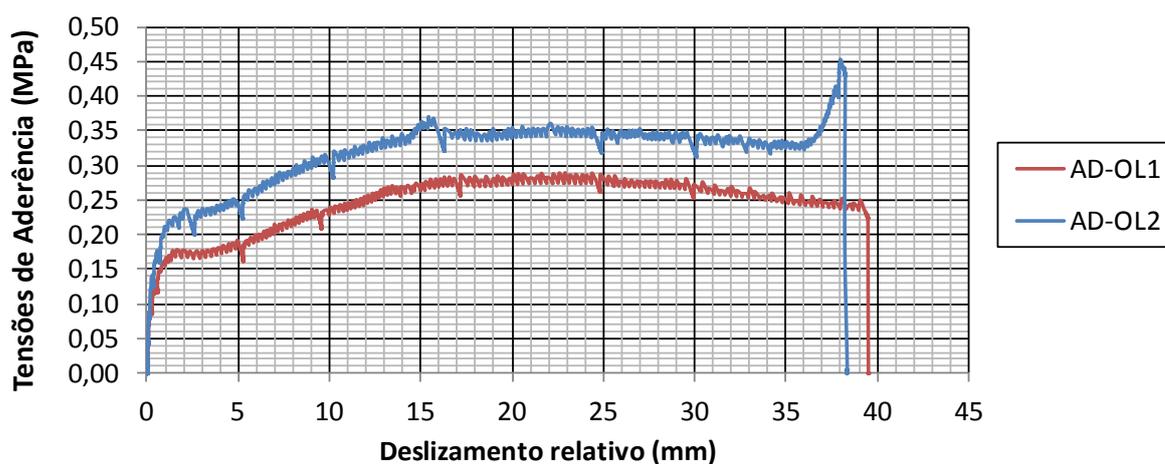


FIGURA 3.6 - Transferência de carga em ensaios de aderência em PMPC, quando se utilizam óleo como material lubrificante na superfície interna dos protótipos.

A TABELA 3.2 apresenta os valores médios obtidos nos ensaios. Percebe-se que, com a cera desmoldante, foram obtidos melhores resultados. A tensão última média de aderência ( $\tau_{umed}$ ) foi de 0,054 MPa com uma razão  $\tau_{umed}/\tau_{Rd}$  de 0,135.

TABELA 3.2 – Quadro de resumos apresentando os resultados dos ensaios de aderência em pilares mistos preenchidos com concreto.

Material Lubrificante	Série	$\tau_{umed}$ (Mpa)	Razão $\tau_{umed}/\tau_{Rd}$
Cera desmoldante	AD-C	0,067	0,171
Graxa	AD-G	0,116	0,290
Óleo	AD-OL	0,319	0,798

SHAKIR-KHALIL (1993), além de estudar o comportamento de parafusos como dispositivos de transferência de carga em PMPC, realizou ensaios preliminares de aderência para uma melhor compreensão da parcela de carga transferida por meio da aderência natural na interface entre o aço e o concreto. Foram apresentados modelos com e sem tratamento da superfície interna utilizando óleo. A TABELA 3.3 apresenta os resultados obtidos pelo autor com modelos de seções retangulares. Os protótipos com a simbologia terminada com “o” são tratados internamente com a aplicação de óleo. A terceira coluna apresenta o comprimento vertical da interface entre o aço e o concreto, enquanto que, na última coluna, são comparados esses resultados com os que foram obtidos no escopo deste trabalho utilizando cera desmoldante.

TABELA 3.3 – Comparação de resultados obtidos com SHAKIR-KHALIL (1993) em ensaios de aderência, utilizando pilares mistos preenchidos com concreto.

Protótipo	Seção (mm)	$L_i$ (mm)	$\tau_{u,SK}$ (Mpa)	Superfície interna tratada com óleo	Razão $\tau_{u,SK}/\tau_{Rd}$
X1a	120x80x5	394	0,835	Não	2,089
X1b	120x80x5	396	0,968	Não	2,420
X1c	120x80x5	395	0,723	Não	1,807
X1d	120x80x5	397	0,798	Não	1,996
Y1a	150x150x5	204	0,593	Não	1,484
Y1b	150x150x5	204	0,583	Não	1,457
Y2a	150x150x5	398	0,344	Não	0,860
Y2b	150x150x5	397	0,334	Não	0,834
Y3a	150x150x5	600	0,366	Não	0,916
Y3b	150x150x5	600	0,436	Não	1,090
Y1ao	150x150x5	204	0,192	Sim	0,479
Y1bo	150x150x5	204	0,222	Sim	0,556
Y2ao	150x150x5	398	0,235	Sim	0,587
Y2bo	150x150x5	397	0,296	Sim	0,740
Y3ao	150x150x5	600	0,169	Sim	0,423
Y3bo	150x150x5	600	0,213	Sim	0,533

Observando a TABELA 3.3, percebe-se que algumas tensões obtidas por SHAKIR-KHALIL (1993), apresentaram valores menores do que a tensão de cisalhamento resistente de cálculo apresentada pela ABNT NBR 8800:2008 igual a 0,40 MPa. Tomando a tensão média  $\tau_{umed,SK}$ , obtida pelo autor nas seções em que não foi utilizado tratamento na superfície interna e comparando com a tensão  $\tau_{umed}$  obtida neste trabalho, quando se utiliza cera desmoldante como material lubrificante, obtem-se uma razão  $\tau_{umed}/\tau_{umed,sk} = 0,112$ . Dessa maneira, chega-se no trabalho presente a uma redução das tensões de cisalhamento da ordem de 88,8%, em relação aos resultados obtidos por SHAKIR-KHALIL (1993). Nota-se também que, ao se comparar as tensões de aderência obtidas neste trabalho, quando se utiliza pintura e cera desmoldante, com os modelos ensaiados por SHAKIR-KHALIL (1993), e quando se utilizam óleo na superfície interna, a pintura e a cera desmoldante mostram-se também mais eficaz para a redução dessas tensões.

### 3.2.2 Ensaios para a Caracterização do Concreto

#### 3.2.2.1 Ensaios de Compressão Axial em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto

A resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) pode ser obtida por ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos. O seu procedimento de ensaio é descrito pela norma brasileira ABNT NBR 5739:2007. Nesse tipo de ensaio, o corpo de prova deve ser colocado entre pratos de compressão e centralizado no equipamento, para que seja submetido a um carregamento centrado (FIGURA 3.7). A norma ainda menciona que devem ser aplicados incrementos de carga, com velocidade de carregamento de  $0,45 \pm 0,15$  MPa/s.



FIGURA 3.7 – Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) ilustração do equipamento utilizado neste trabalho, (b) corpo de prova cilíndrico submetido a um carregamento centrado.

Foram moldados doze corpos de prova para serem submetidos a esse tipo de ensaio: seis referentes ao concreto utilizado nos ensaios preliminares de aderência em PMPC e seis referentes aos ensaios de cisalhamento direto em PMPC. O concreto utilizado nos ensaios de aderência é especificado no item 3.2.1. O tipo de concreto solicitado a uma empresa de fornecimento de concreto, para o ensaio de cisalhamento direto, foi o concreto convencional, com o  $f_{ck}$  de 25 MPa e  $slump$  de  $18 \pm 2$  cm. Os corpos de prova apresentavam dimensões de 20x10 cm e foram rompidos aos 28 dias após a concretagem. Para os ensaios dos corpos de prova, foi utilizada uma prensa EMIC PC200, com capacidade de 200 toneladas (FIGURA 3.7).

Os resultados dos ensaios podem ser visualizados nas TABELAS 3.4 e 3.5. Para o ensaio da aderência e o de cisalhamento direto, foram obtidas as resistências médias à compressão do concreto,  $f_{cm}$ , iguais a 36,83 MPa e 36,33 MPa, respectivamente.

TABELA 3.4 – Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto, para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de aderência.

<b>Corpos de Prova</b>	<b>Resistência à compressão obtida (MPa)</b>
<b>CP1</b>	<b>39,0</b>
<b>CP2</b>	<b>27,0</b>
<b>CP3</b>	<b>34,0</b>
<b>CP 4</b>	<b>41,0</b>
<b>CP 5</b>	<b>41,0</b>
<b>CP 6</b>	<b>39,0</b>
<b>Média</b>	<b>36,83</b>

TABELA 3.5 - Resultado dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto, para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de cisalhamento direto em pilares mistos preenchidos com concreto.

<b>Corpos de Prova</b>	<b>Resistência à compressão obtida (MPa)</b>
<b>CP1</b>	<b>37,0</b>
<b>CP2</b>	<b>36,0</b>
<b>CP3</b>	<b>37,0</b>
<b>CP 4</b>	<b>37,0</b>
<b>CP 5</b>	<b>35,0</b>
<b>CP 6</b>	<b>36,0</b>
<b>Média</b>	<b>36,33</b>

### 3.2.2.2 Ensaios de Tração por Compressão Diametral em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto

A resistência média à tração do concreto ( $f_{ctm}$ ) pode ser obtida por dois tipos de ensaios: tração direta do concreto e tração por compressão diametral. MEHTA & MONTEIRO (1994) afirmam que os ensaios de tração direta do concreto são raramente utilizados, porque os dispositivos de fixação do corpo de prova introduzem tensões secundárias, que não devem ser desprezadas. Os procedimentos que devem ser realizados nos ensaios de tração (Ensaio Lobo Carneiro) por compressão diametral são descritos na norma ABNT NBR 7222:2011.

Nos ensaios de tração por compressão diametral, as extremidades dos corpos de prova devem ser posicionadas entre os pratos metálicos e o plano axial submetido ao carregamento deve ser apoiado por tiras de madeira, conforme pode ser observado na FIGURA 3.8. Como se pode notar, os corpos de prova são submetidos a cargas de compressão ao longo de duas linhas axiais, sendo elas diametralmente opostas. O ensaio deve ser realizado com incrementos de cargas, a uma velocidade de  $0,05 \pm 0,02$  MPa até a ruptura do corpo de prova

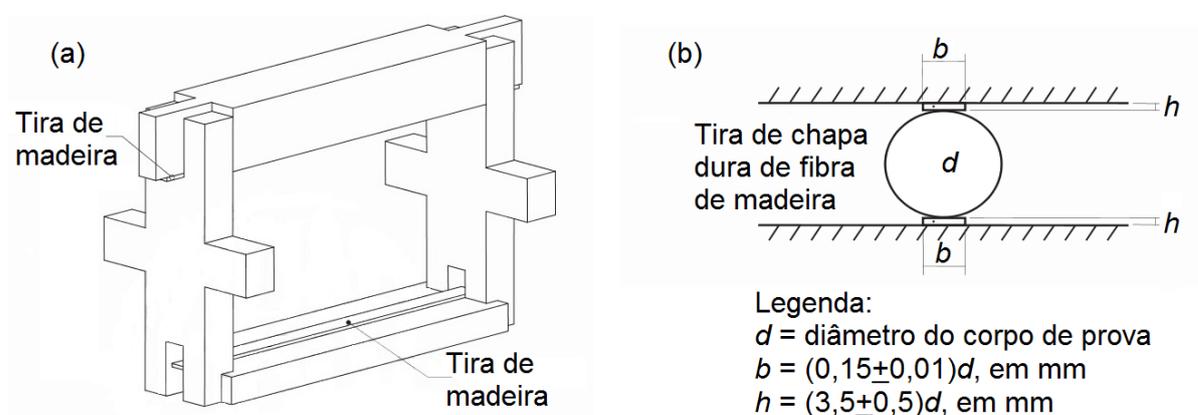


FIGURA 3.8 – Montagem do ensaio de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) exemplo do dispositivo auxiliar que facilita o posicionamento do corpo de prova na máquina de ensaio, (b) disposição do corpo de prova (ABNT NBR 7222:2011).

A ABNT NBR 7222:2011 especifica que a resistência à tração por compressão diametral deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F_t}{\pi dl} \quad (3.1)$$

segundo a qual  $f_{ct,sp}$ , é a resistência à tração por compressão diametral;  $F_t$  é a força máxima obtida no ensaio;  $d$  é o diâmetro do corpo de prova e  $l$  é o comprimento do corpo de prova.

Foram utilizados três corpos de prova com dimensões 20x10 cm, rompidos 95 dias após a concretagem. O tipo de concreto utilizado é o mesmo descrito no item 3.2.2.1. Para a realização do ensaio foi utilizada uma prensa EMIC PC 200, a mesma utilizada nos ensaios de compressão axial (item 3.2.2.1). Os resultados podem ser visualizados na TABELA 3.6.

TABELA 3.6 – Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral para a caracterização do concreto utilizado nos ensaios de cisalhamento direto em pilares mistos preenchidos com concreto.

<b>Corpos de Prova</b>	<b>Carga de Ruptura (kN)</b>	<b>Resistência à tração obtida (MPa)</b>
<b>CP1</b>	<b>12,16</b>	<b>3,87</b>
<b>CP2</b>	<b>9,68</b>	<b>3,08</b>
<b>CP3</b>	<b>10,90</b>	<b>3,47</b>
<b>Média</b>	<b>10,91</b>	<b>3,47</b>

Notou-se que os corpos de prova rompiam no plano axial em que era aplicado o carregamento, como era esperado, conforme pode ser observado na FIGURA 3.9. A resistência média do concreto à tração foi de 3,47 MPa.



(a)



(b)

FIGURA 3.9 – Ensaio de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de concreto: (a) montagem do ensaio antes da ruptura, (b) ruptura do corpo de prova

### 3.2.2.3 Obtenção do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto por Propagação de Ondas Ultrassônicas

O módulo de elasticidade secante do concreto pode ser obtido por ensaios destrutivos e não destrutivos. Os ensaios não destrutivos se caracterizam por não causar nenhum dano à estrutura ensaiada, uma vez que não provocam perda na sua capacidade resistente. Dentre esses, ensaios destaca-se o ensaio com ondas ultrassônicas (FIGURA 3.10).

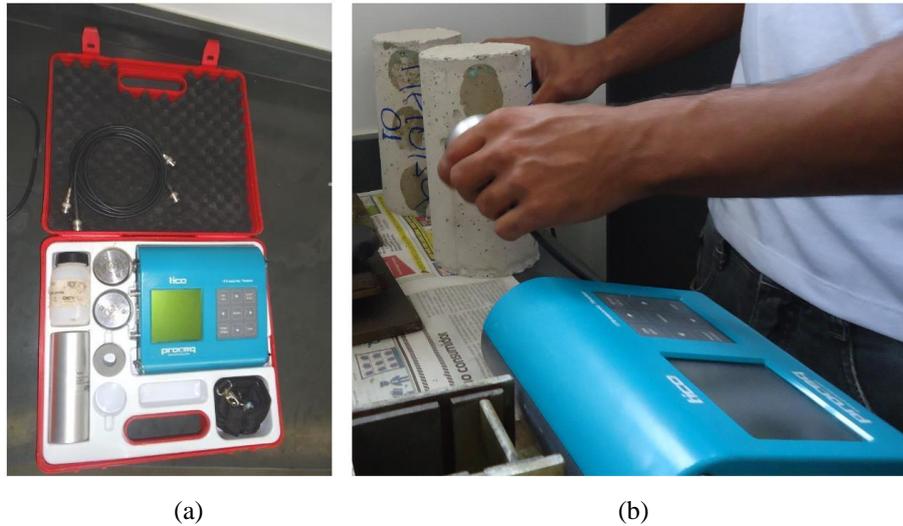


FIGURA 3.10 – Obtenção do módulo de elasticidade do concreto por ondas ultrassônicas: (a) equipamento utilizado, (b) transdutores aplicados no corpo de prova para a obtenção dos dados.

No equipamento utilizado para o ensaio, há a geração de impulsos elétricos que são transformados em ondas ultrassônicas, que por sua vez, são transmitidas pelos transdutores na superfície dos corpos de prova. Ao impulsionar uma partícula, ela começa a vibrar e a sua energia é transmitida para as partículas do entorno. Então, o ensaio ocorre por meio das leituras das ondas longitudinais. A velocidade de propagação das ondas ultrassônicas é obtidas pela seguinte equação:

$$V = \frac{L}{t} \quad (3.2)$$

na qual:

- $V$  = velocidade de propagação;
- $L$  = distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores;
- $t$  = tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção.

O módulo de elasticidade estático secante do concreto pode ser obtido em função da velocidade de propagação, conforme a Eq. (3.3)

$$E_{cm} = 7,535V \quad (3.3)$$

Essa relação foi sugerida pelo professor Abdias Magalhães Gomes da Escola de Engenharia da UFMG, e se baseia em sua experiência com ensaios de ondas ultrassônicas<sup>3</sup>.

A ABNT NBR 8802:2013 menciona que é possível acoplar os transdutores à superfície de concreto, por meio de três maneiras diferentes: transmissão direta, indireta e semi-indireta conforme apresentado na FIGURA 3.11. Para uma boa conexão entre os transdutores e a superfície do corpo de prova, a norma aconselha que haja a lubrificação deles por graxa ou vaselina. A NBR 8802:2013 ainda relata que a transmissão direta é o arranjo mais recomendado na determinação da velocidade de propagação de ondas através de um material em que as ondas são recebidas com maior intensidade.

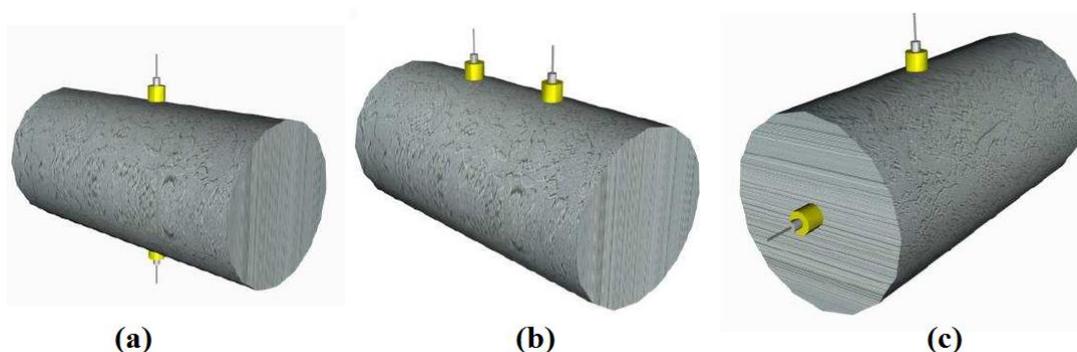


FIGURA 3.11 - Posicionamento dos transdutores: (a) transmissão direta, (b) transmissão indireta, (c) transmissão semi-indireta (SANTOS, 2006).

Os ensaios de ondas ultrassônicas foram realizados em três corpos de prova, que serviram como caracterização do concreto utilizado nos ensaios de cisalhamento direto em PMPC. O ensaio preliminar de ondas ultrassônicas foi escolhido com o intuito de reaproveitar os corpos de prova e devido à facilidade do seu procedimento. Os corpos de prova cilíndricos apresentavam dimensões 10x20cm. Para esse ensaio, foi utilizado o equipamento Tico da empresa Proceq, com transdutores de 54kHz (FIGURA 3.10). A transmissão das ondas pelos

---

<sup>3</sup> Entre 1986 e até 1992 o professor Abdias realizou diversos ensaios em corpos de prova com dimensões 15x30cm por meio do equipamento PUNDIT, no Departamento de Materiais de Construção da UFMG (DEMC). Posteriormente, em seu doutorado, no Instituto Superior Técnico de Lisboa (IST), realizou diversos ensaios em corpos de prova com dimensões 10x10x10 cm e 20x20x20 cm com um equipamento CNS.

transdutores se deu de forma direta (FIGURA 3.11), realizando-se três medições por corpo de prova e destas obtendo-se a velocidade média de propagação. Os resultados podem ser visualizados na TABELA 3.7, obtendo-se um módulo de elasticidade médio de 29,36 GPa.

TABELA 3.7 – Obtenção do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (utilizado nos ensaios de cisalhamento direto com conectores) por propagação de ondas ultrassônicas.

Corpo de Prova	Tempo de Propagação (µs)	Velocidade de Propagação (km/s)	Velocidade Média de Propagação (km/s)	Módulo de elasticidade (GPa)
CP1	25,7	3,92	3,91	29,44
	26,7	3,89		
	26,4	3,91		
CP2	25,7	3,91	3,91	29,44
	27,1	3,89		
	26,6	3,92		
CP3	26,1	3,91	3,88	29,21
	26,3	3,83		
	26,3	3,89		

### 3.3 Ensaios de Cisalhamento Direto em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto

Neste item são descritos os procedimentos de ensaios de cisalhamento direto em PMPC utilizando parafusos como conectores de cisalhamento. É descrita a fabricação dos modelos utilizados, a estimativa de forças, a instrumentação e os tipos de ensaios.

#### 3.3.1 Informações Gerais Sobre os Ensaios de Cisalhamento Direto

Conforme mencionado no item 2.4, o ensaio padrão de cisalhamento direto (*push-out*) apresenta algumas limitações para representar o comportamento real de pilares mistos preenchidos. O ensaio padrão representa melhor o sistema de vigas mistas, pois são utilizados conectores soldados ao longo da superfície das duas mesas de um perfil I que fazem transferência de esforços cisalhantes nas ligações entre as lajes de concreto conectadas e as mesas do perfil metálico (FIGURA 2.17). É proposto neste trabalho um ensaio de

cisalhamento direto específico, com o objetivo de melhorar a representação do comportamento dos conectores em PMPC.

Os PMPC analisados nestes ensaios utilizaram como conectores de cisalhamento parafusos de alta resistência. Com base nisso, foram estudadas duas configurações de ensaio de cisalhamento direto, uma delas denominada *push-out*-BL (base do tubo de aço livre) e a outra *push-out*-BA (bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas). A realização desses dois ensaios tem como objetivo verificar as influências da rigidez dos elementos que compõem a região de transferência de carga: o tubo de aço, o núcleo de concreto e o conector.

No ensaio *push-out*-BL, é permitido que os componentes deslizem um em relação ao outro (interface entre o aço e o concreto), sofrendo apenas influência da rigidez e da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Para que essa análise seja satisfeita, apenas o núcleo de concreto ficará restringido sendo apoiado numa chapa circular, permitindo que o tubo de aço possa se deslocar em relação a ele (FIGURA 3.12).

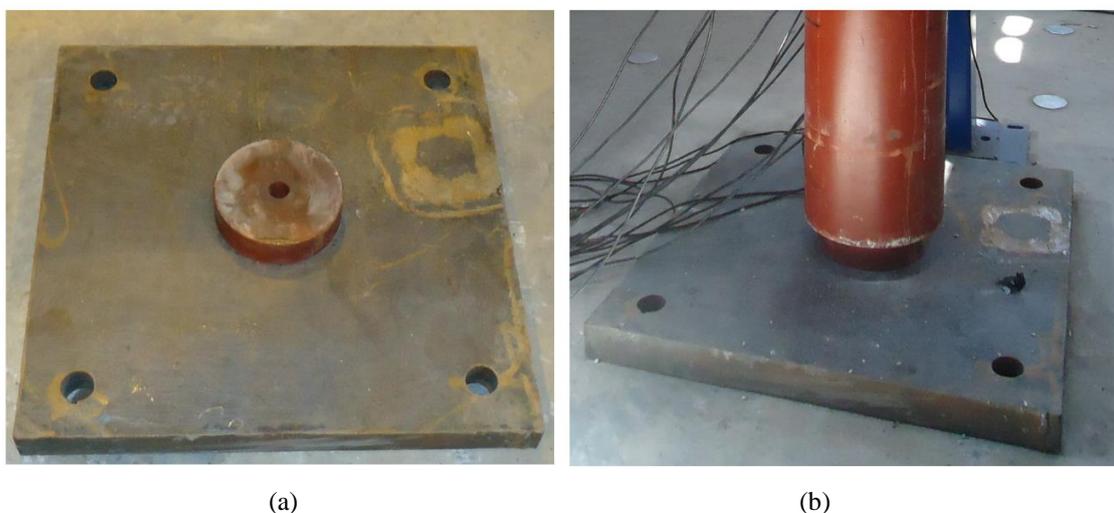


FIGURA 3.12 – Ensaio tipo *push-out*-BL: (a) chapa circular utilizada para apoiar no núcleo de concreto do PMPC, (b) PMPC com apenas o núcleo de concreto apoiado.

Já no ensaio *push-out*-BA, além de se analisar a influência da rigidez e a capacidade resistente dos conectores, é levada em conta também a influência da rigidez e da capacidade resistente dos componentes aço e concreto. Isso ocorre devido às condições de contorno impostas neste ensaio. Na extremidade dos tubos utilizados nos ensaios *push-out*-BA, foi soldada uma chapa

de aço com uma espessura adequada, fazendo-se com que as bases do tubo de aço e do núcleo de concreto sejam apoiadas no momento do ensaio (FIGURA 3.13).

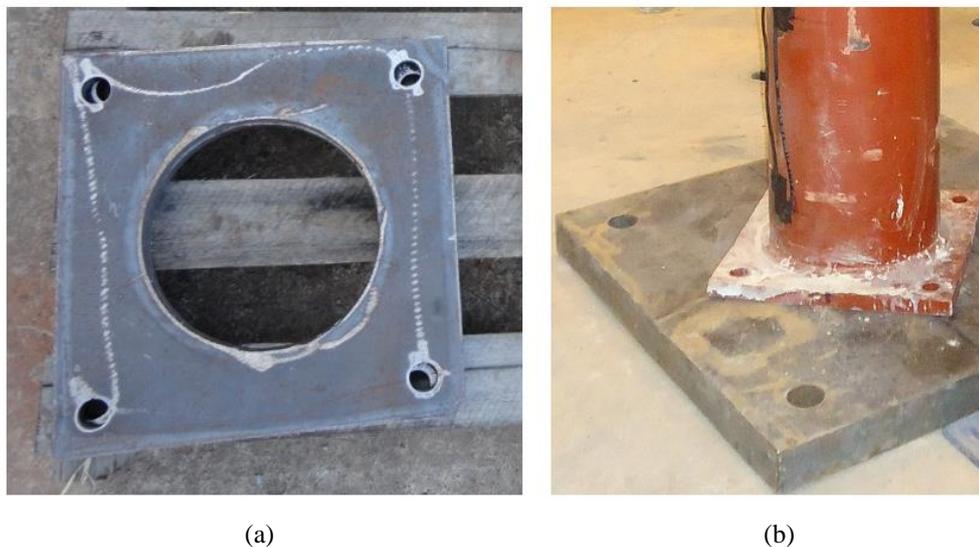


FIGURA 3.13 - Ensaio tipo *push-out*-BL: (a) chapa quadrada utilizada para prover condições de apoio no núcleo de concreto e no tubo de aço, (b) PMPC com ambas as bases de concreto e tubo de aço apoiadas.

### 3.3.2 Descrição e Fabricação dos Modelos

Para o ensaio, foram utilizados perfis tubulares circulares sem costura produzidos pela Vallourec Tubos do Brasil S.A. Os procedimentos de corte, furação, soldagens e pintura dos perfis foram realizados pela empresa Pórtico Construções Metálicas, sendo a fábrica situada em Rio Acima-MG (FIGURA 3.14).



FIGURA 3.14 – Fabricação dos modelos para serem utilizados nos ensaios: (a) procedimento de corte, (b) furação.

Para a aplicação do parafuso como conector, foi adotado o furo-padrão. Em estruturas metálicas, na maioria dos casos, para a realização dos furos, são utilizados os furos-padrão, que possuem um diâmetro nominal 1,5 mm maior que o diâmetro do parafuso empregado. Os furos foram realizados a uma altura de 700 mm da base do perfil (FIGURA 3.15). Posteriormente foram aplicados dois tipos de solda entre a cabeça dos parafusos e o perfil de aço: solda efetiva e solda ponteadada (FIGURA 3.16). Esse procedimento é importante para manter a eficácia da ligação entre os componentes do tubo de aço e núcleo de concreto e também evitar que os parafusos se desloquem durante a concretagem. Nas ligações com solda ponteadada, foram realizados dois pontos de solda entre a cabeça do parafuso e a parede do tubo de aço. Esse tipo de solda, por ter uma capacidade resistente baixa, não é considerada como uma solda estrutural. A solda efetiva, por sua vez, caracteriza-se pela aplicação de uma solda de filete em todo o entorno da cabeça do parafuso.

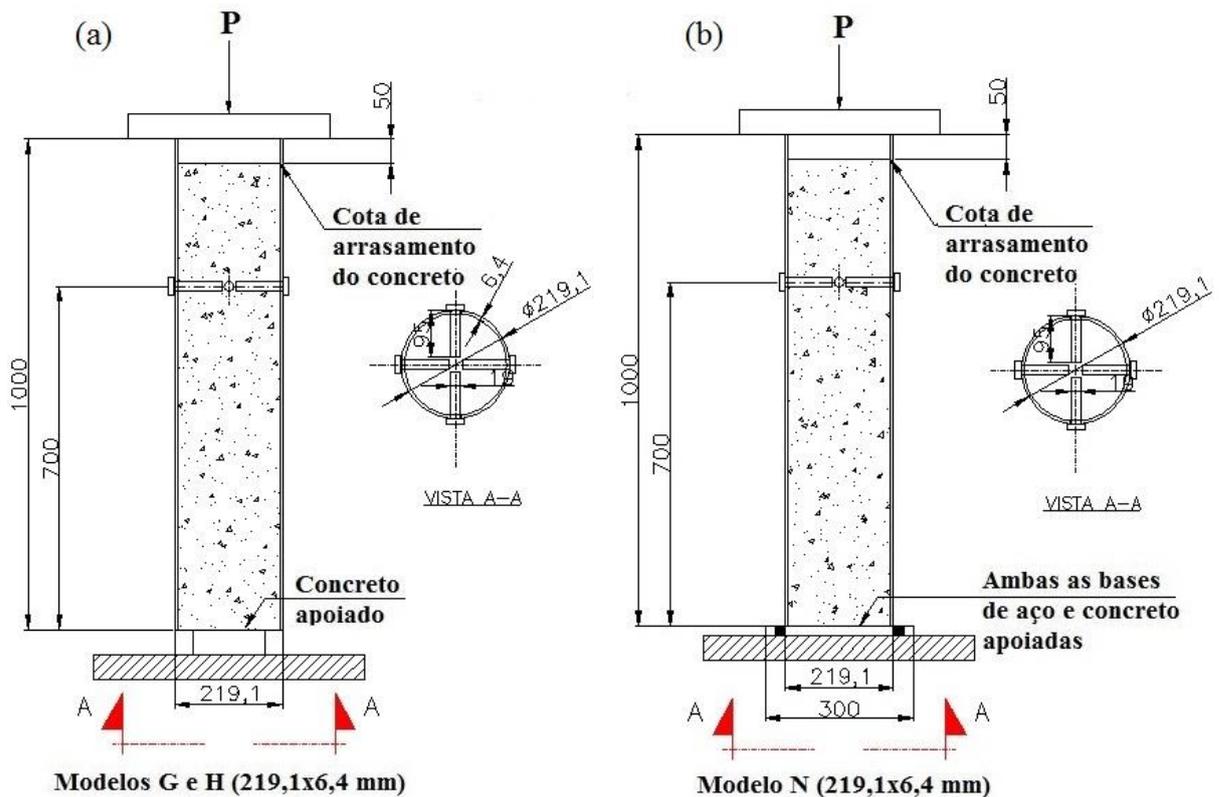


FIGURA 3.15 - Modelos a serem ensaiados: (a) Modelos G e H (*push-out-BL*), (b) Modelo N (*push-out-BA*).

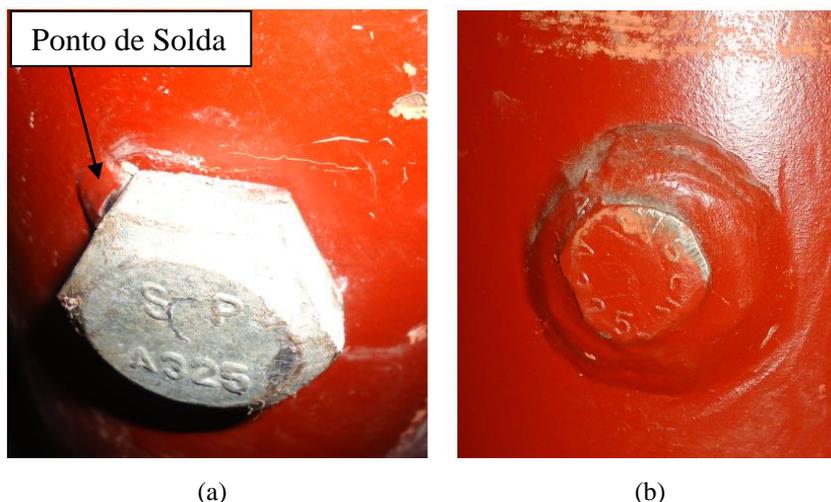


FIGURA 3.16 – Tipos de soldas analisadas neste trabalho: (a) solda ponteadada, (b) solda efetiva.

A disposição dos conectores de cisalhamento, nos modelos supracitados, foi baseada nos tipos de dispositivos apresentados pela norma ABNT NBR 16239:2013, sendo os parafusos projetados com base no dispositivo tipo 1. A FIGURA 3.15 ilustra de forma mais detalhada a disposição dos conectores de cisalhamento, com quatro parafusos dispostos em um plano. Ainda observando essa figura, percebe-se que os pilares utilizados nos ensaios não estavam totalmente preenchidos, apresentando uma folga de cinco centímetros abaixo da borda superior do tubo de aço. Essa folga é importante para que se permita o deslizamento relativo entre o aço e o concreto. A geometria completa dos modelos pode ser visualizada no Anexo A.

As tensões transferidas por aderência podem ser reduzidas de forma efetiva se for realizado um tratamento da superfície interna dos pilares mistos. Esse tratamento foi realizado com a utilização de um material lubrificante e pintura, conforme já mencionado. Ensaios preliminares demonstraram que a cera desmoldante utilizada na superfície interna dos PMPC, após pintura dos perfis tubulares, permite reduzir as tensões de aderência em até 82,9 % ( $\tau_{umed}/\tau_{Rd} = 0,171$ ) conforme as conclusões apresentadas no item 3.2.1. Dessa maneira, antes da concretagem dos pilares, foi aplicada cera desmoldante em toda a superfície interna do tubo de aço, evitando que esse material fosse aplicado sobre o conector de cisalhamento. Foi utilizada cera desmoldante da marca OTTO, com densidade de  $0,86 \text{ g/cm}^3$ , sendo apropriada para pré-moldados e formas metálicas.

Para os modelos em que se utilizam as bases de concreto e aço apoiadas, foi soldada na extremidade dos pilares uma chapa com dimensões nominais de 300x300x20 mm. Essa chapa de extremidade pode ser visualizada na FIGURA 3.13a. Para a soldagem da chapa na extremidade do tubo foi utilizada uma solda filete de 8 mm.

Os tubos dos pilares utilizados apresentavam dimensões nominais de 219,1x6,4 mm com uma altura de 1000 mm. As dimensões reais podem ser visualizadas no Anexo B. O aço destes perfis apresentava especificação VMB 350, tendo as seguintes propriedades mecânicas em valores nominais:

- $f_y = 350$  MPa (resistência ao escoamento do aço do perfil tubular);
- $f_u = 485$  MPa (resistência à ruptura do aço do perfil tubular à tração );
- $E_a = 205.000$  MPa (módulo de elasticidade do aço do perfil tubular).

Os parafusos apresentavam cabeça sextavada, com o diâmetro nominal de 19 mm e um comprimento de 95 mm. Os parafusos apresentavam especificação ASTM A325, sendo estes de alta resistência mecânica e tratados termicamente. Esses dispositivos apresentavam as seguintes propriedades mecânicas em valores nominais:

- $f_{yb} = 635$  MPa (resistência ao escoamento do aço do parafuso);
- $f_{ub} = 825$  MPa (resistência à ruptura à tração do aço do parafuso);
- $E_b = 200000$  MPa (módulo de elasticidade do aço do parafuso).

Conforme mencionado no 3.2.2, foi encomendado para os ensaios um volume de concreto convencional com o  $f_{ck}$  de 25 MPa e apresentando o *slump* de  $18 \pm 2$  cm. Foram realizados ensaios para a caracterização do concreto obtendo-se os seguintes valores:

- $f_{cm} = 36,33$  MPa (resistência média à compressão do concreto aos 28 dias);
- $f_{ctm} = 3,47$  MPa (resistência média à tração do concreto aos 95 dias).
- $E_{cm} = 29,36$  GPa (módulo de elasticidade médio do concreto à compressão aos 28 dias).

A concretagem foi realizada no LAEES, sendo o concreto encomendado junto à empresa Lafarge Concreto S.A. O traço do concreto foi realizado na própria empresa, sendo transportado até o laboratório por um caminhão betoneira. Após a chegada do caminhão, o

volume de concreto foi bombeado para os pilares. Para manter a folga de cinco centímetros na extremidade superior do pilar, o concreto foi nivelado com gabarito de madeira que apresentava a altura da cota requerida. Nesses modelos, não foram utilizadas armaduras transversais (estribos) no interior do núcleo de concreto. Todo esse procedimento de concretagem pode ser visto na FIGURA 3.17.



FIGURA 3.17 – Concretagem dos pilares mistos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto: (a) caminhão betoneira bombeando o concreto; (b)preenchimento dos modelos com concreto; (c) moldagem dos corpos de prova para a caracterização do concreto, (d) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento do concreto.

Neste trabalho são analisados seis pilares, sendo dois modelos por série. As séries de modelos ensaiadas são discriminadas na TABELA 3.8. A sigla TC faz referência aos perfis tubulares circulares, seguido pelo valor resistência ao escoamento do aço ( $f_y = 350$  MPa). Os valores 219x6,4 são o diâmetro e a espessura do tubo, respectivamente, expressos em mm. Nos modelos, são adotadas duas condições de contorno: as que apresentam as bases do núcleo de

concreto e do tubo de aço apoiadas (modelos designados com a sigla BA) e as que apresentam somente a base do núcleo de concreto apoiada (modelos designados com a sigla BL). São considerados também, dois procedimentos de solda para os parafusos: solda ponteadada (modelos designados com a sigla SP) e a solda efetiva (modelos designados com a sigla SE). Nos modelos são utilizados parafusos de alta resistência com especificação ASTM A325. A designação 04PR19 indica que são utilizados 4 parafusos de 19 mm de diâmetro.

TABELA 3.8 – Modelos adotados nos ensaios de cisalhamento direto em PMPC.

Série	Nomeclatura	Tipo de Ensaio	Conector/Solda na Ligação
G	TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE	<i>Push-out-BL</i>	04 paraf. 19 mm, solda efetiva
H	TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP	<i>Push-out-BL</i>	04 paraf. 19 mm, solda ponteadada
N	TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP	<i>Push-out-BA</i>	04 paraf. 19 mm, solda ponteadada

### 3.3.3 Estimativa de Forças

Na TABELA 3.9, são abordadas as forças últimas estimadas do tubo de aço ( $F_s$ ), do núcleo de concreto ( $F_c$ ), dos conectores ( $F_{cn}$ ) e de um conector isolado ( $Q_{Rd}$ ). A força última dos conectores foi estimada com base nas Eqs. (2.20) e (2.21). Os coeficientes de segurança das equações citadas foram tomados iguais à unidade. O estado limite do colapso do tubo de aço isolado é dado pelo escoamento da área bruta do perfil, com a força resistente obtida por  $F_s = A_g f_y$ , sendo  $A_g$  a área bruta da seção transversal do tubo de aço. A força resistente do concreto é relacionada com sua resistência média  $f_{cm}$ , em que  $F_c = A_c f_{cm}$ , sendo  $A_c$  a área da seção transversal do núcleo de concreto, o  $f_{cm}$  adotado para a estimativa da carga última foi de 36,33 MPa, obtido em ensaios de compressão axial (ver item 3.2.2.1).  $Q_{Rd}$  é o valor da carga de colapso por conector, enquanto que o valor  $F_{cn}$  é encontrado multiplicando-se o valor de  $Q_{Rd}$  pelo número de conectores no modelo.

TABELA 3.9 – Força última estimada para os tubos de aço, concreto e conectores de cisalhamento.

Série	Tubo	Concreto	Conectores			
	$F_s$ (kN)	$F_c$ (kN)	Tipo	Quant.	$Q_{Rd}$ (kN)	$F_{cn}$ (kN)
G	1496	1213	Parafuso	4	93,6	374,25
H	1496	1213	Parafuso	4	93,6	374,25
N	1496	1213	Parafuso	4	93,6	374,25

### 3.3.4 Instrumentação

A configuração básica dos ensaios pode ser observada nas FIGURAS 3.18 e 3.19, com o pilar misto submetido a um carregamento centrado de compressão por um atuador hidráulico, suportado por um pórtico rígido.

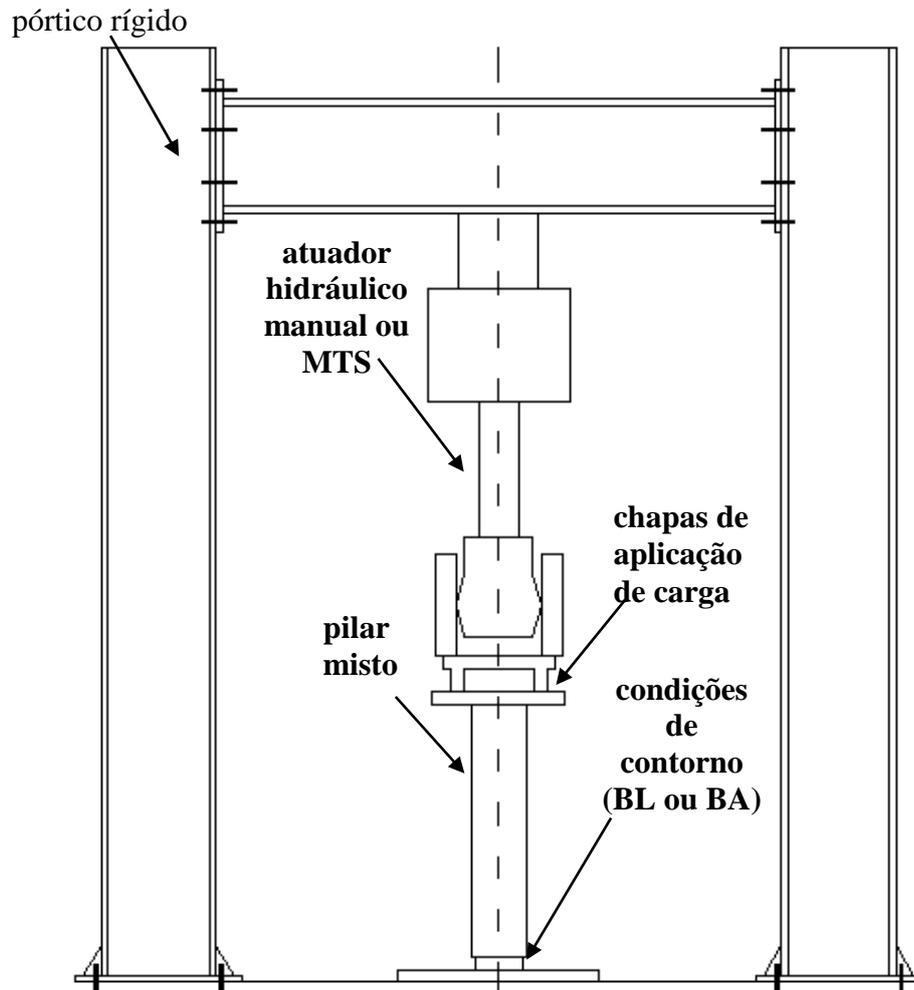


FIGURA 3.18 – Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento direto em PMPC.

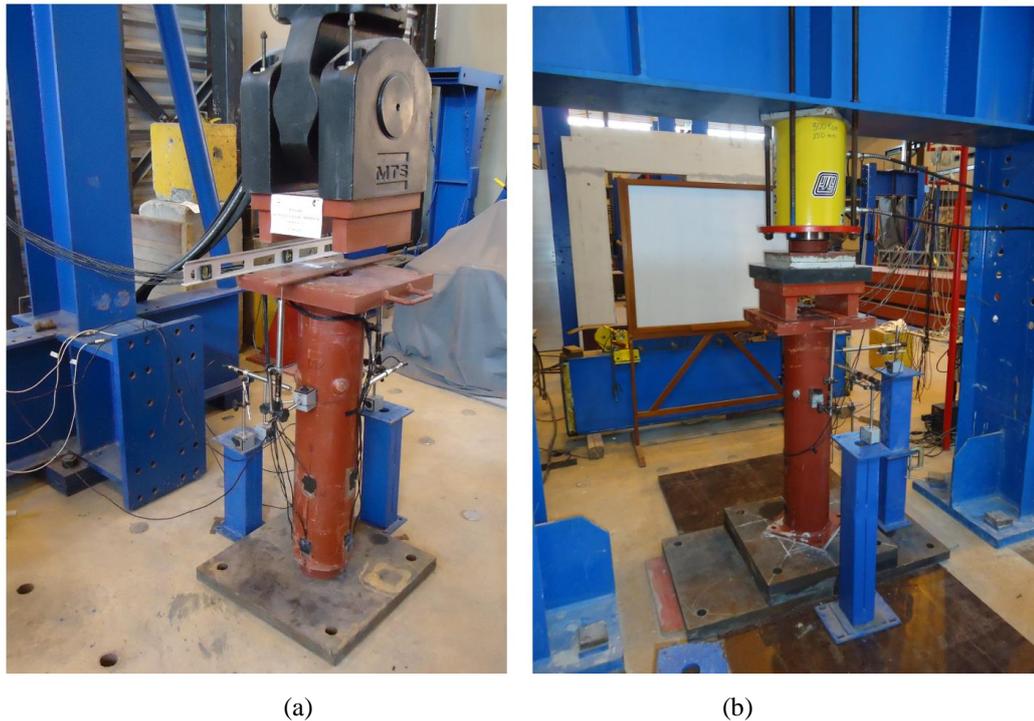


FIGURA 3.19 – Ilustração dos ensaios de cisalhamento propostos neste trabalho: (a) *push-out*-BL, (b) *push-out*-BA.

A leitura dos deslocamentos desejados dos modelos foi realizada através de transdutores de deslocamentos, baseados na tecnologia LVDT (*linear variable differential transformer*). Os deslocamentos medidos no ensaio foram: deslizamento relativo entre o tubo de aço e núcleo de concreto, deslocamento lateral do protótipo e o deslocamento vertical do atuador hidráulico. Os DTs utilizados para cada situação são descritos a seguir:

1 - Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto – dois DTs com cursores de 100 mm e voltagem de excitação  $\pm 10$  V, marca RDP group, modelo LDC 2000A. Esses DTs eram fixados lateralmente sobre a parede do tubo de aço (disposição vertical) com o auxílio de uma base magnética, com sua extremidade para medição em contato com uma chapa fixada no núcleo de concreto. A disposição desses DTs pode ser observada na FIGURA 3.20.

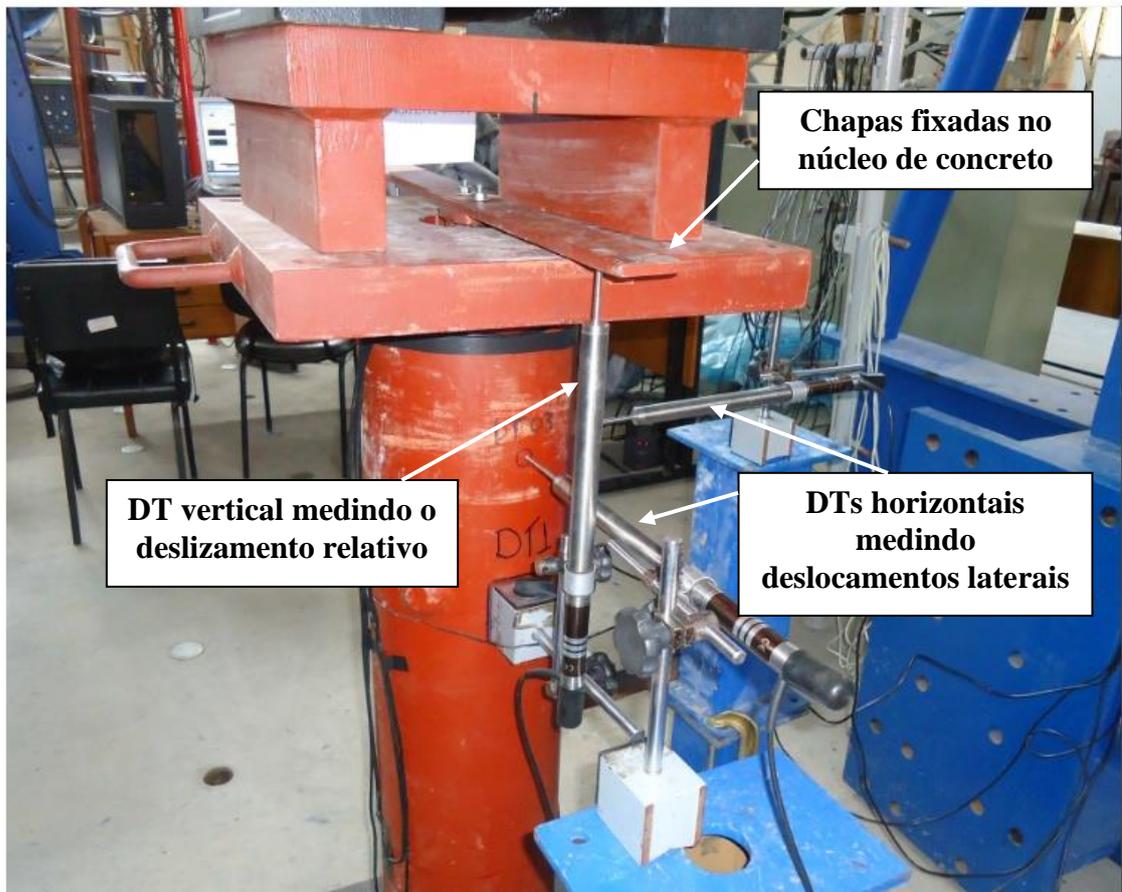


FIGURA 3.20 – Transdutores de deslocamento verticais e horizontais utilizados em ensaios de cisalhamento direto em PMPC.

2 - Deslocamento lateral do protótipo – DTs com cursores de 100 mm e voltagem de excitação  $\pm 10$  V, marca RDP group, modelo LDC 2000A. Esses transdutores foram colocados com o intuito de prever, caso ocorra, a instabilidade dos protótipos durante os ensaios. Nos primeiros ensaios, realizados nas colunas do tipo H, foi utilizado somente um transdutor. Nos ensaios posteriores, foram utilizados dois transdutores, com o eixo dos seus cursores dispostos perpendicularmente. Esses DTs podem ser observados na FIGURA 3.20.

3 - Deslocamento vertical do atuador hidráulico – um DT com cursor de 150 mm e voltagem de excitação  $\pm 10$  V, marca RDP group, modelo LDC 3000A. Esse transdutor foi utilizado para medir o deslocamento da extremidade superior do modelo, ou seja, da chapa de aplicação de carga, imediatamente acima do modelo (FIGURA 3.21).

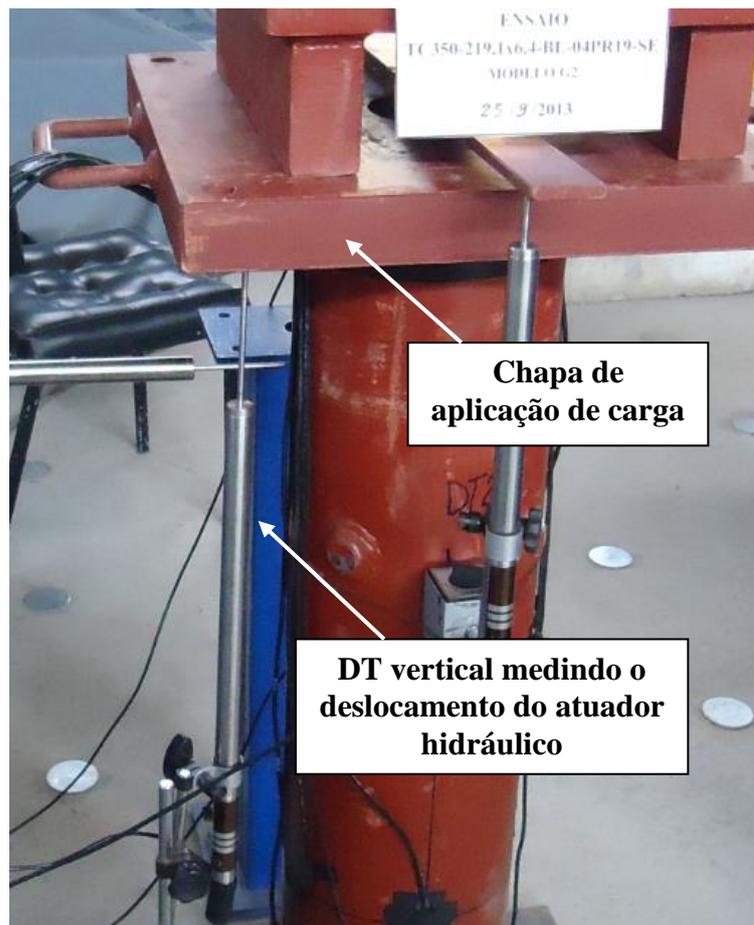


FIGURA 3.21 - DT vertical medindo o deslocamento do atuador hidráulico.

A leitura das deformações nos modelos ensaiados foram realizadas utilizando extensômetros elétricos de resistência (EER). Os EER eram conectados a três cabos condutores, sendo dois deles conectados a um fio condutor do EER FIGURA 3.22. Observando essa ilustração, percebe-se que os EER eram do tipo uniaxial, dispostos nas direções transversais e longitudinais, para que se permitissem a leitura das deformações nas respectivas direções. Esses dispositivos eram do tipo KGF-5-1200C1-11 da marca KYOWA, apresentando um comprimento de 5 mm. Nos ensaios, foram utilizados EER na parede do tubo de aço e também internamente no núcleo de concreto.



FIGURA 3.22 - EER sobre a parede do tubo de aço, dispostos nas direções longitudinal e transversal.

Para uma melhor uma representação dos EER utilizados na parede do tubo de aço, foram traçados níveis e linhas auxiliares nos protótipos, como pode se observar na FIGURA 3.23. Os EER empregados longitudinalmente na parede do tubo de aço apresentavam a designação EL, enquanto que os empregados transversalmente, apresentavam a designação ET. Assim, o extensômetro longitudinal empregado no nível 1 e linha 1 era nomeado como EL 11. A disposição completa dos EER nos modelos pode ser visualizada no Anexo C.

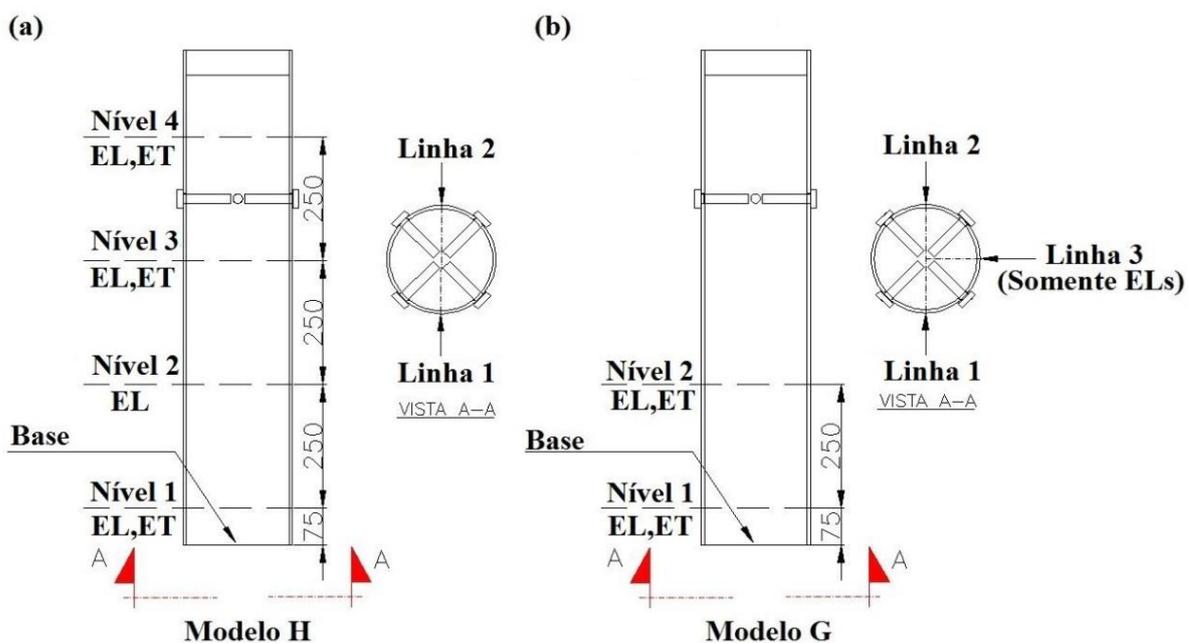


FIGURA 3.23 – Extensômetros elétricos de resistência: (a) empregados no modelo H, (b) no modelo G.

A leitura das deformações internas no núcleo de concreto era realizada por EER, colados em barras de aço para concreto armado de 5 mm de diâmetro, que foram concretadas juntamente com os pilares e apoiadas na extremidade inferior do pilar. A configuração dessas barras (chamada de cruzetas neste trabalho) está ilustrada na FIGURA 3.24. Os EER foram isolados com fita isolante e posteriormente com silicone, para garantir o seu funcionamento após a concretagem. Nas cruzetas foram utilizados extensômetros horizontais (designados por INT-H) e verticais (designados por INT-V).

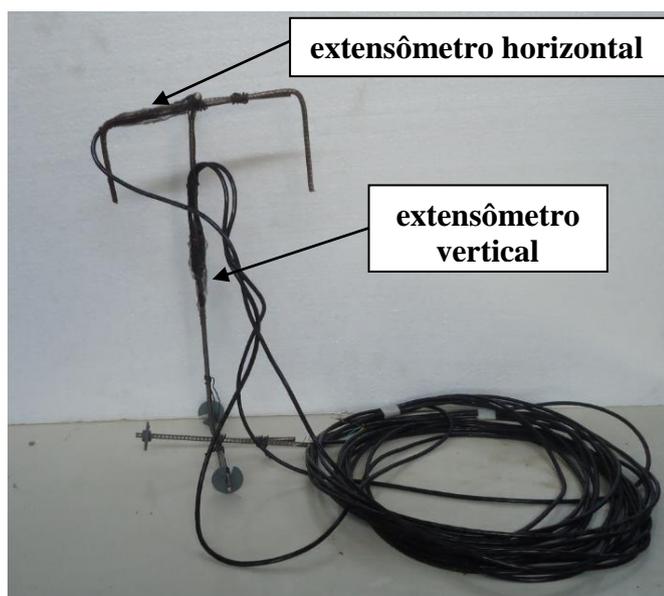


FIGURA 3.24 – Extensômetros elétricos de resistência horizontais e verticais colocados em uma cruzeta de aço.

A TABELA 3.10 discrimina os modelos, citando os EER utilizados e suas respectivas nomenclaturas.

TABELA 3.10 – Nomenclaturas dos extensômetros elétricos de resistência utilizados nos modelos ensaiados.

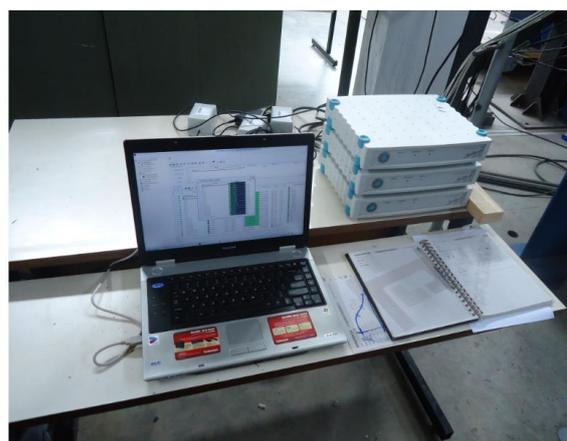
Modelos	Extensômetros elétricos de resistência	
	Tubo de Aço	Internamente no Núcleo de Concreto
G1, G2	EL11, EL12, ET11, EL21, EL22, EL31, EL32, ET31, EL41, EL42, ET41	-
H1, H2	EL11, EL12, EL13, ET11, ET12, EL21, EL22, EL23, ET21, ET22	-
N1	EL11, EL12, EL13, EL21, EL22, EL23	INT-V1, INT-V2
N2	EL11, EL12, EL13, ET11, ET12, EL21, EL22, EL23, ET21, ET22	INT-V1, INT-H1

Para a realização do carregamento nos ensaios *push-out*-BL, utilizou-se um atuador hidráulico MTS, modelo 661.31F-01 com capacidade de carga de 150 toneladas (FIGURA 3.19a). Esse equipamento permite o controle de deslocamento ou controle de carga. Menciona-se também que o processo de carregamento é automatizado por um hardware de controle desenvolvido pela empresa MTS, que por sua vez, transmite a aquisição de dados a um computador conectado a esse equipamento (FIGURA 3.25a).

Sabendo que nos ensaios *push-out*-BA, somente uma parcela da carga é transferida para o núcleo de concreto, o colapso estrutural do pilar misto pode ocorrer devido ao escoamento do tubo de aço. Observando a TABELA 3.9, percebe-se que considerando as propriedades nominais, o tubo de aço atinge o escoamento para um carregamento próximo a 150 toneladas. Para garantir que nos ensaios se atinjam a carga última de colapso, foi utilizado um atuador hidráulico manual com capacidade 300 toneladas, curso de 150 mm, pressão máxima de trabalho 700 bar, marca TORVEL (FIGURA 3.19b). Um transdutor de pressão na saída da bomba, conectado no sistema de aquisição de dados Spider 8 600Hz modelo SR 30, foi utilizado para a leitura do carregamento aplicado durante os ensaios. O sistema de aquisição de dados era conectado a computador, transmitindo os resultados pelo software Catman 4.5 Professional Release 4. Cada sistema de aquisição de dados possui 8 canais, sendo permitido utilizar mais de um módulo do Spider ao mesmo tempo, como pode ser observado na FIGURA 3.25b.



(a)



(b)

FIGURA 3.25 – Equipamentos utilizados para a aquisição de dados: (a) hardware de controle de equipamentos MTS conectado a um computador, (b) sistema de aquisição de dados Spider com três módulos conectado a um computador.

Os DTs e EER, em ambos os ensaios *push-out*-BL e *push-out*-BA, foram conectados no sistema de aquisição de dados Spider 8, descrito previamente. A transmissão da saída de dados era realizada também pelo software Catman 4.5 Professional Release 4.

### 3.3.5 Execução de Ensaios de Cisalhamento Direto

A execução dos ensaios pode ser dividida em duas fases: uma primeira fase de carregamento cíclico e uma segunda fase com carregamento estático e progressivo (para esta fase, foram feitos ensaios com controle de carga e também controle de deslocamento).

Na primeira fase, a carga foi aplicada até 40% do valor da força última esperada, em seguida foram aplicados ciclos de carga e descarga 25 vezes entre 5% e 40% dessa força. A força última esperada de cada modelo pode ser visualizada na TABELA 3.9. Os ensaios *push-out*-BL e *push-out*-BA são discriminados na FIGURA 3.26, através de curvas de força *versus* tempo de ensaio decorrido.

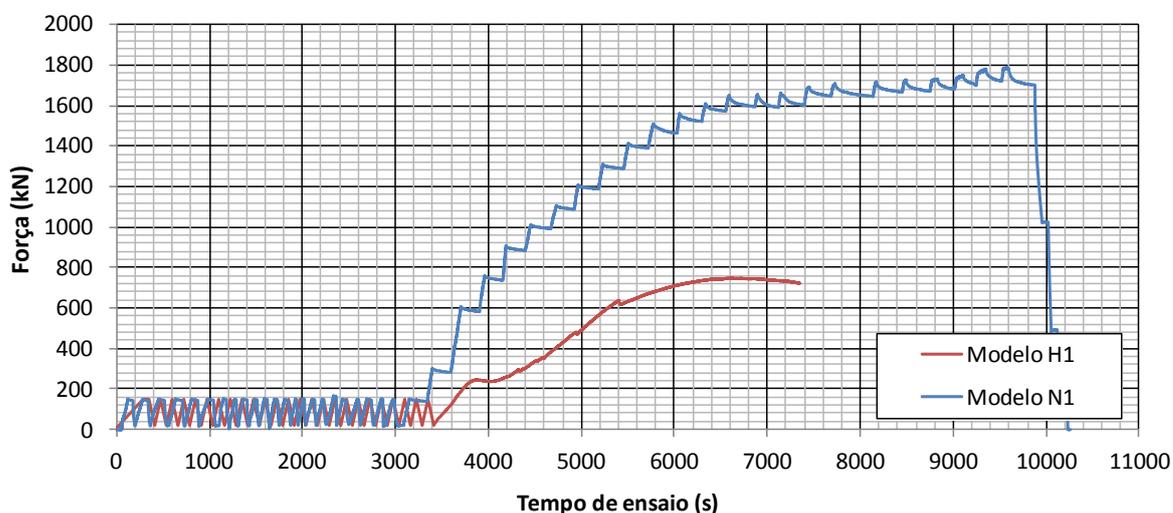


FIGURA 3.26 - Curvas de carga *versus* tempo obtidas em ensaios de cisalhamento direto

A técnica de aplicação de carga na segunda fase do carregamento foi realizada em função do tipo de ensaio. Sabendo-se que, nos ensaios *push-out*-BL, os materiais tubo de aço e o núcleo de concreto estão sujeitos a um livre deslocamento, é necessário que se aplique um controle

de deslocamento, tornando possível prosseguir com o carregamento na fase pós-pico. Nesses ensaios, foi utilizado um controle de deslocamento de 0,01 mm/s.

Diferentemente nos ensaios *push-out-BA*, é necessário que se aplique controle de carga, devido à restrição dos deslocamentos na base dos modelos. O modelo N2 foi ensaiado inicialmente no atuador hidráulico MTS, para um carregamento limite de 950 kN. Não foi observada uma transferência de carga significativa para o núcleo de concreto ou outro fenômeno de colapso. Como nesse modelo não se atingiu um carregamento que possibilitasse deformações plásticas no tubo de aço, o modelo foi ensaiado novamente no atuador hidráulico manual com capacidade de 300 toneladas, com o objetivo de se atingir a força última. Com base nas observações feitas, o modelo N1 foi ensaiado somente no atuador com capacidade de 300 toneladas.

# 4

## ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo, são apresentados os resultados experimentais, visando à análise da transferência de carga entre os componentes de aço e concreto, da capacidade resistente das ligações entre os componentes, e dos procedimentos de ensaios (*push-out-BL* e *push-out-BA*) e de soldagem dos conectores (solda ponteadada e efetiva). O objetivo das análises é ter um conhecimento inicial do comportamento dos parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento, buscando a sua classificação. Resultados experimentais complementares de todos os modelos testados encontram-se no Anexo D.

### 4.2 Resultados e Análises da Série H

A série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP) se caracteriza por apresentar modelos utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento, fixados com solda ponteadada e com a base do tubo de aço livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto (*push-out-BL*). Os ensaios foram realizados até que se chegasse, aproximadamente, a um deslizamento relativo de 40 mm.

As curvas força *versus* deslizamento relativo dos modelos H1 e H2 podem ser visualizadas nas FIGURAS 4.1 e 4.2. Na FIGURA 4.1, pode-se observar a curva força *versus* deslizamento relativo completa, incluindo os 25 ciclos de carga e descarga. Na FIGURA 4.2, esses ciclos foram retirados, ficando apenas a segunda fase dos ensaios, em que é aplicado um carregamento progressivo e estático. Na FIGURA 4.11, tem-se apenas a curva força *versus* deslizamento relativa aos ciclos.

Com base nas FIGURAS 4.1 e 4.2, percebe-se que nesses modelos houve uma diminuição da rigidez (inclinação da curva força *versus* deslizamento relativo), que se anula para as forças  $P_{1,H1} = 246 \text{ kN}$  e  $P_{1,H2} = 314 \text{ kN}$ , apresentando deslizamentos relativos de 0,97 mm e 1,00 mm, após a fase de ciclos, para os modelos H1 e H2, respectivamente. Com a diminuição da rigidez, a força apresenta um ligeira diminuição, de 3,23% da força  $P_{1,H1}$  e 8,38% da força  $P_{1,H2}$ . Observa-se que as forças voltam a aumentar e superam os valores de  $P_{1,H1}$  e  $P_{1,H2}$  para um deslizamento relativo de aproximadamente 4,5 mm, ocorrendo novamente uma elevação da rigidez. Esse comportamento ocorre até que se atinja um segundo pico de carregamento, para as forças  $P_{2,H1} = 640 \text{ kN}$  e  $P_{2,H2} = 538 \text{ kN}$ , com deslizamentos relativos de 12,33 mm e 10,97 mm, para os modelos H1 e H2, respectivamente. Nota-se ainda que, após esse segundo pico de força, as curvas seguem com menor rigidez e tendem a se encontrar quando se atinge aproximadamente um força de 720 kN.

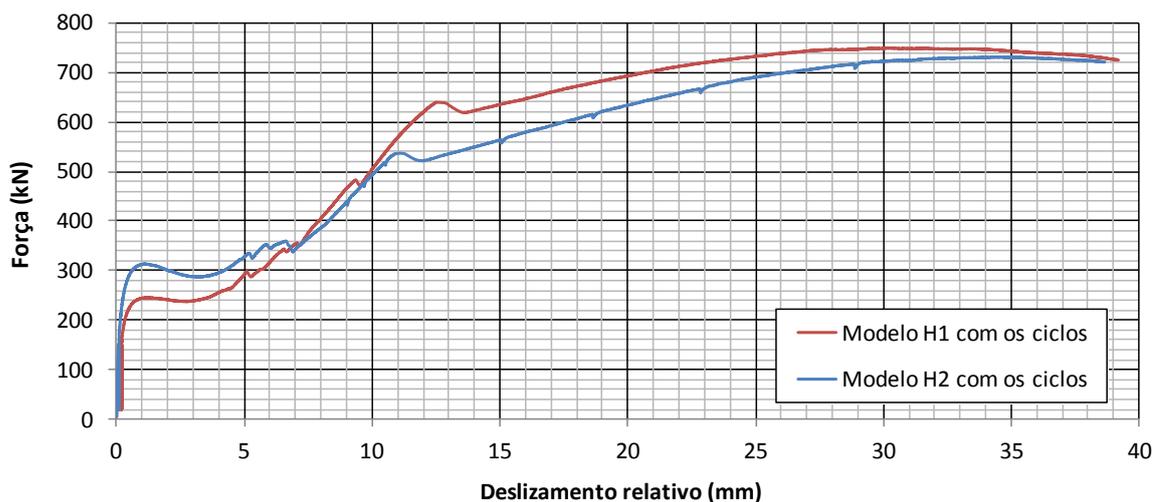
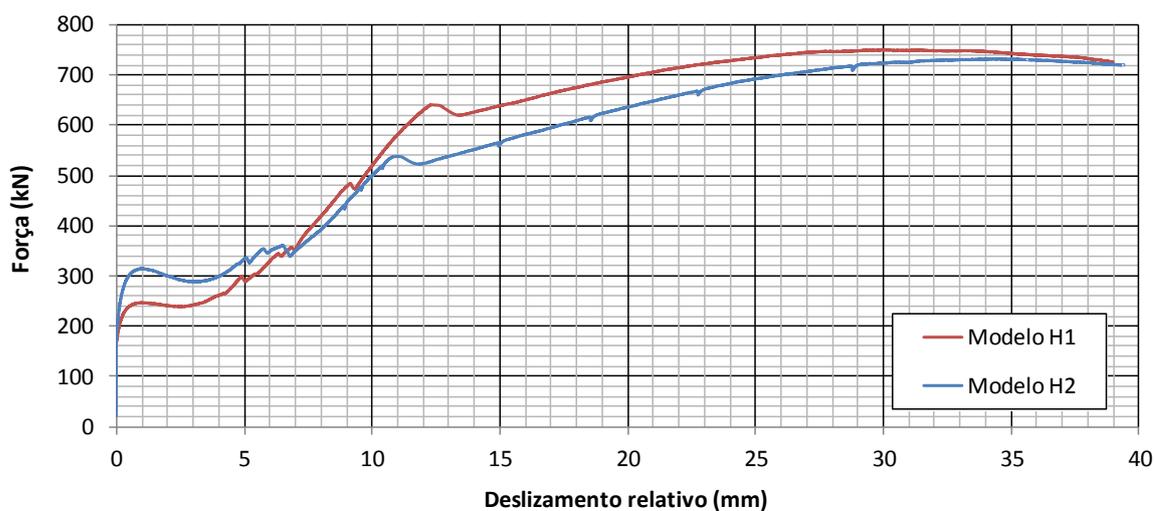
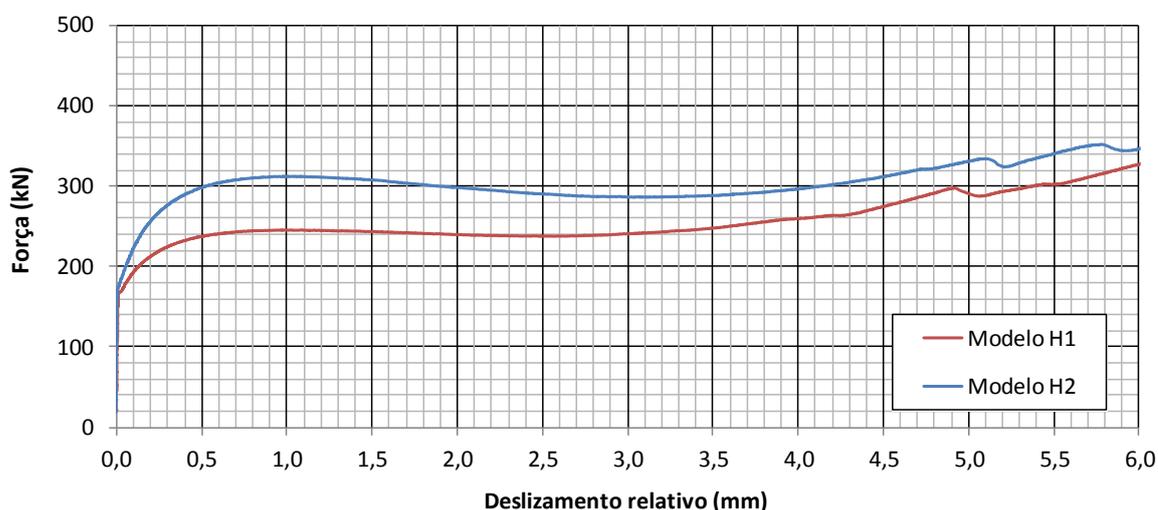


FIGURA 4.1 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), apresentando os 25 ciclos de carga e descarga.



(a)



(b)

FIGURA 4.2 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP): (a) curva completa, (b) curva com o deslizamento relativo limitado a 6 mm.

Nesses modelos foram utilizados 11 extensômetros, ao longo de quatro níveis transversais, como pode ser observado na FIGURA 3.23 e na TABELA 3.10. A partir dos resultados numéricos (mostrados no Capítulo 5) observou-se que o nível 3 apresenta uma não uniformidade nas deformações, ou seja, numericamente, observou-se que as deformações no tubo de aço variavam significativamente de um ponto para o outro nesse nível (tem-se um gradiente de deformações). O nível 4, acima do nível dos conectores, foi utilizado para verificar se as deformações se apresentavam coerentes com os valores de força medidos, servindo também para avaliar se a força estava centralizada com o modelo. A partir das

deformações no nível 4, era possível, durante o ensaio, estimar a força aplicada no tubo e consequentemente verificar a sua proximidade com o valor da força total aplicada ao modelo.

A FIGURA 4.3 apresenta os resultados obtidos com os extensômetros longitudinais no nível auxiliar 4, EL 41 e EL 42 no modelo H2, em que se observa uma diferença entre os valores medidos, denotando uma excentricidade no carregamento, com o extensômetro EL 42 sendo mais solicitado. Já no modelo H1, a excentricidade mostrou-se bem mais acentuada como pode ser notado na FIGURA 4.4, na qual as leituras dos extensômetros EL 42 se mostram bem superiores as leituras do EL 41.

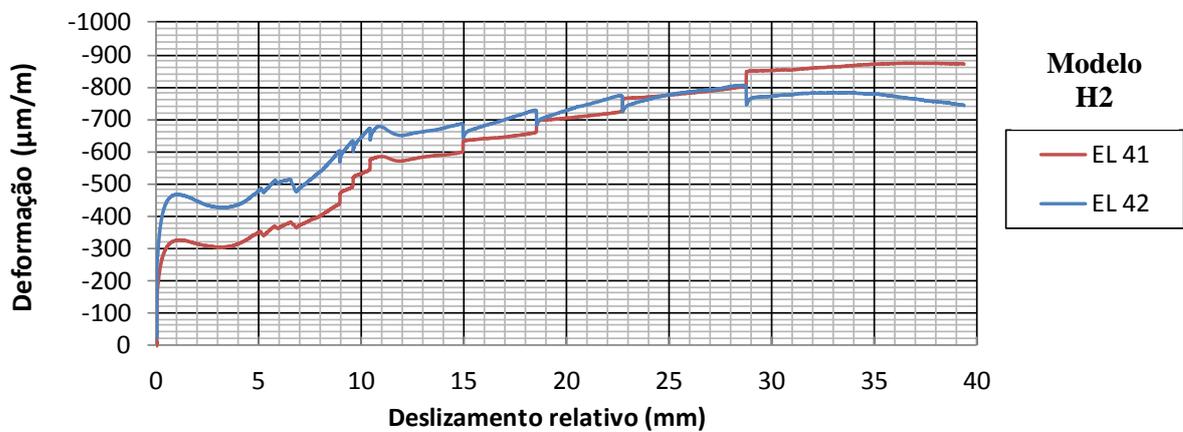


FIGURA 4.3 – Deformações no nível 4, modelo H2.

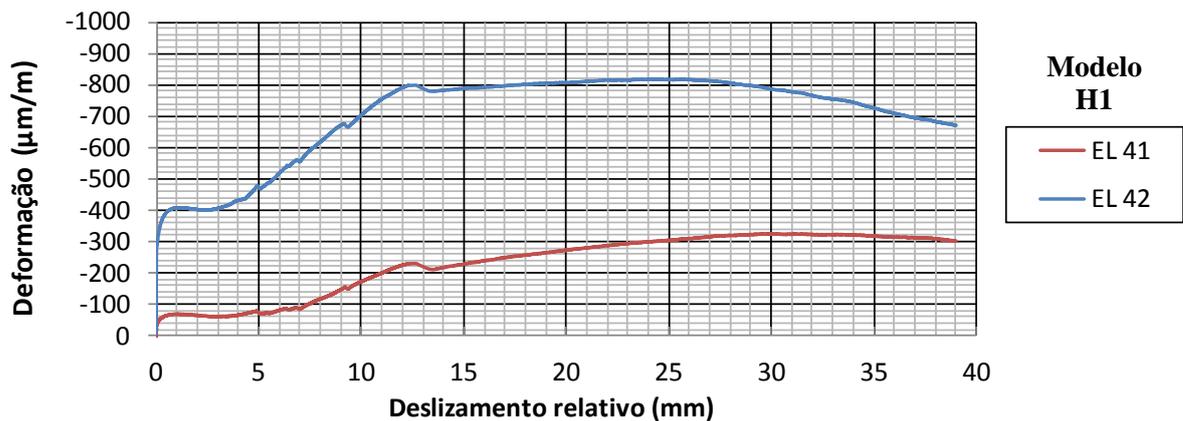


FIGURA 4.4 - Deformações no nível 4, modelo H1.

A média da leitura dos extensômetros longitudinais em cada nível dos modelos H1 e H2 pode ser visualizadas nas FIGURAS 4.5 e 4.6, sendo essas leituras limitadas para um deslizamento relativo de até 10 mm. Nota-se que em todas as curvas há um pico de deformação quando se atinge em média um deslocamento de 1,0 mm. Em seguida, tem-se uma diminuição das deformações EL 2 e EL 3. As deformações EL 1 e EL 4, diferentemente, crescem após este pico de deformações. Pelos gráficos, conclui-se que o primeiro pico de deformação acontece juntamente com o primeiro pico de carga, como pode ser notado comparando as deformações EL1, EL2 e EL3 com EL4, que representa basicamente a deformação no tubo devido à força total aplicada no modelo. Observa-se, também, que no início do deslizamento relativo, as deformações têm a seguinte ordem crescente EL1, EL2 e EL3 indicando, que elas são proporcionais ao atrito e este à superfície de contato do tubo de aço com o núcleo de concreto que aumenta com a elevação do nível de medição. Com o aumento do deslizamento relativo, a deformação EL1 aumenta, indicando que o atrito no comprimento de 75 mm (comprimento do modelo abaixo do nível 1) aumenta provavelmente devido à expansão lateral do concreto que deve ser superior nessa região, em decorrência da força de reação provocada pelo apoio sob o núcleo de concreto. O extensômetro EL 4, situado acima dos conectores, manteve a leitura de suas deformações proporcionais ao carregamento aplicado no tubo de aço.

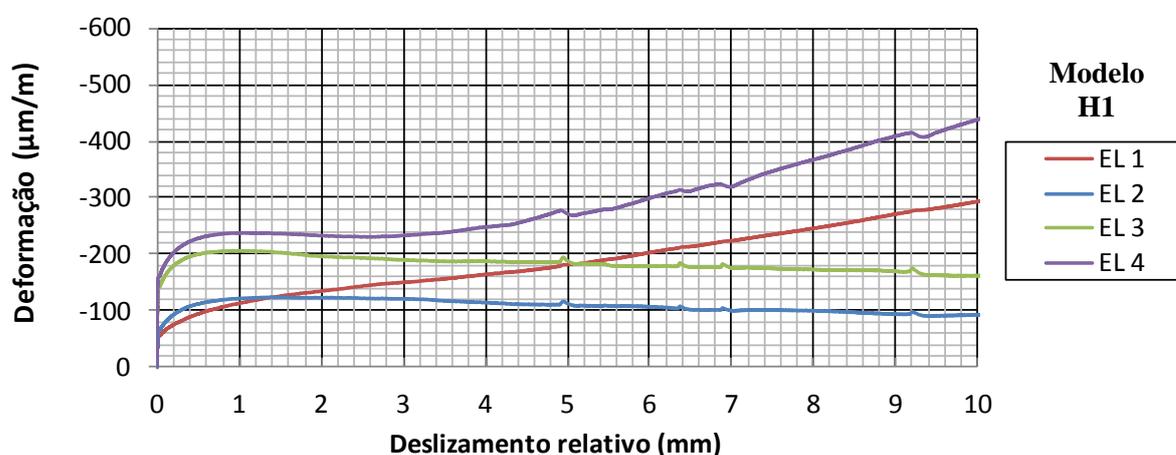


FIGURA 4.5 - Leitura das deformações longitudinais médias no modelo H1, limitadas a um deslocamento de 10 mm.

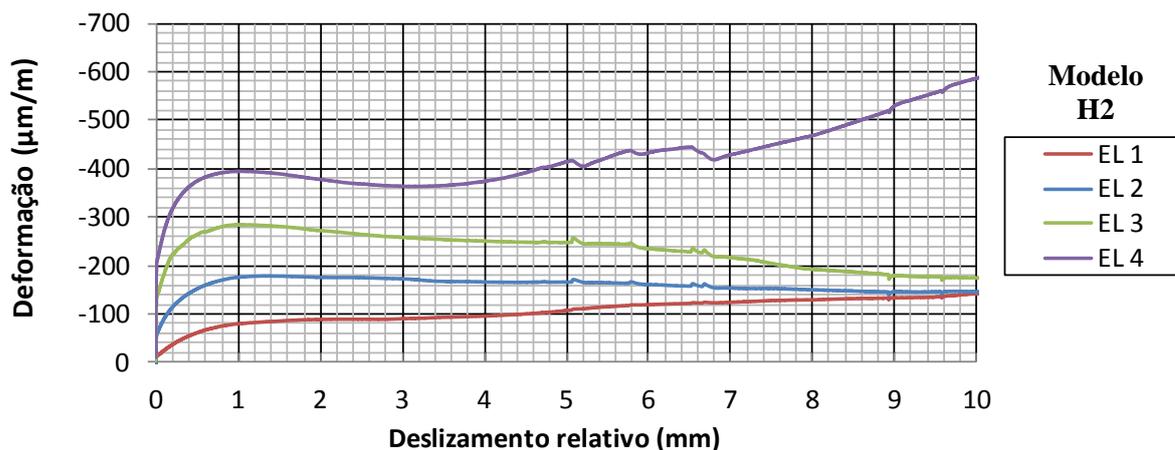


FIGURA 4.6 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo H2, limitadas a um deslocamento de 10 mm.

As diferenças entre as deformações medidas para os modelos devem estar associadas à diferença do atrito para cada modelo. Apesar do tratamento com pintura e desmoldante, as superfícies apresentam condições diferentes (tanto de rugosidade, quanto de pintura e posterior aplicação da cera desmoldante), levando à variação do atrito em um mesmo modelo e entre os modelos.

Considerando que os extensômetros situados no nível 3 estão numa região de gradiente de deformações, as leituras no nível 2 foram consideradas para estimar as forças transferidas por atrito na interface entre o tubo de aço e o concreto. Multiplicando as tensões médias no nível 2,  $\sigma_{at} = E \times EL2$ , pela área da seção transversal do tubo, obtém-se a força transferida por atrito até o nível 2. A força transferida somente pelos conectores pode ser estimada pela diferença entre a força total e a força de atrito, obtendo-se os digramas apresentados nas FIGURAS 4.7 e 4.8. Nas FIGURAS 4.9 e 4.10, são comparadas as curvas dos modelos H1 e H2 sem considerar os efeitos provocados pela força de atrito.

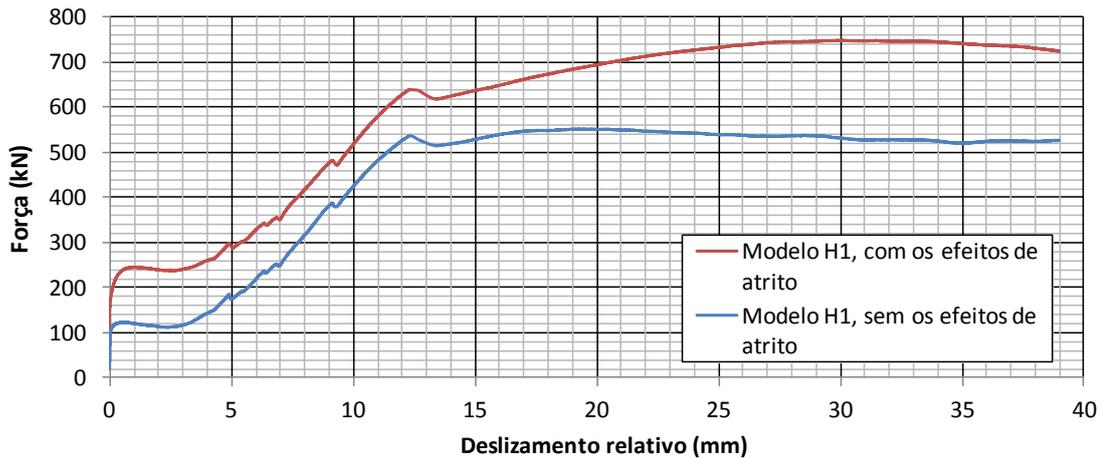


FIGURA 4.7 – Força *versus* deslizamento relativo no modelo H1, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.

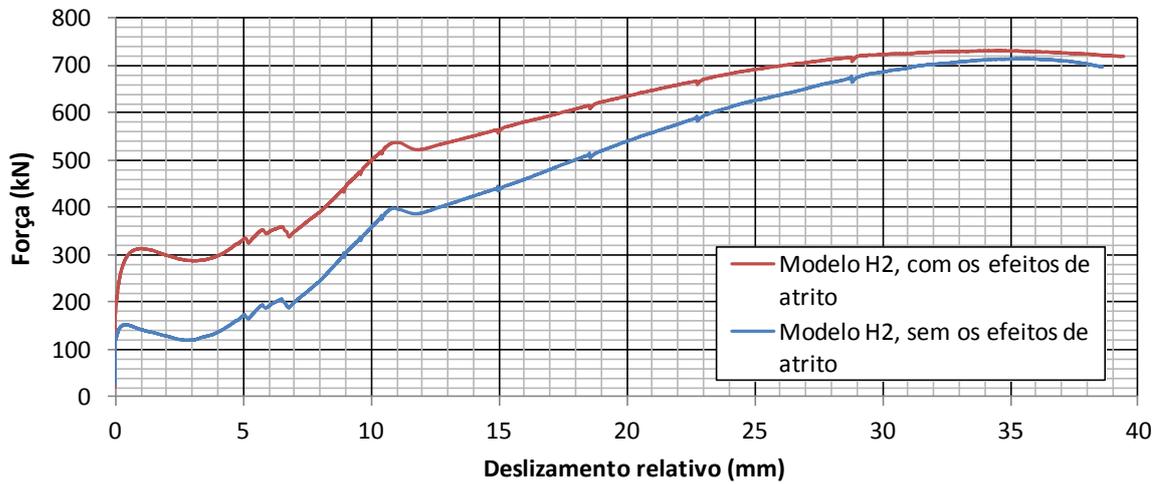


FIGURA 4.8 – Força *versus* deslizamento relativo no modelo H2, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.

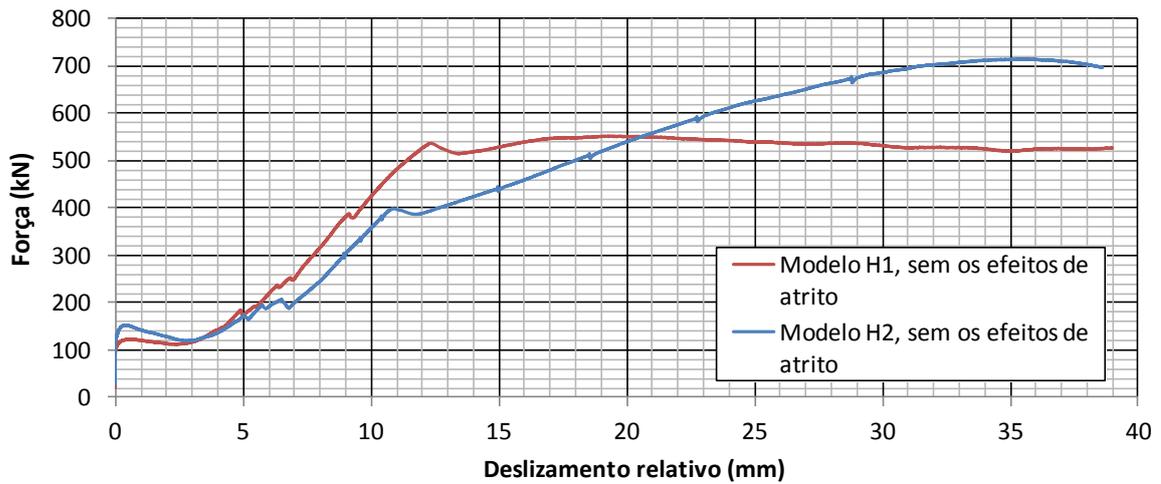


FIGURA 4.9 - Força *versus* deslizamento relativo nos modelos da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), sem considerar os efeitos de atrito.

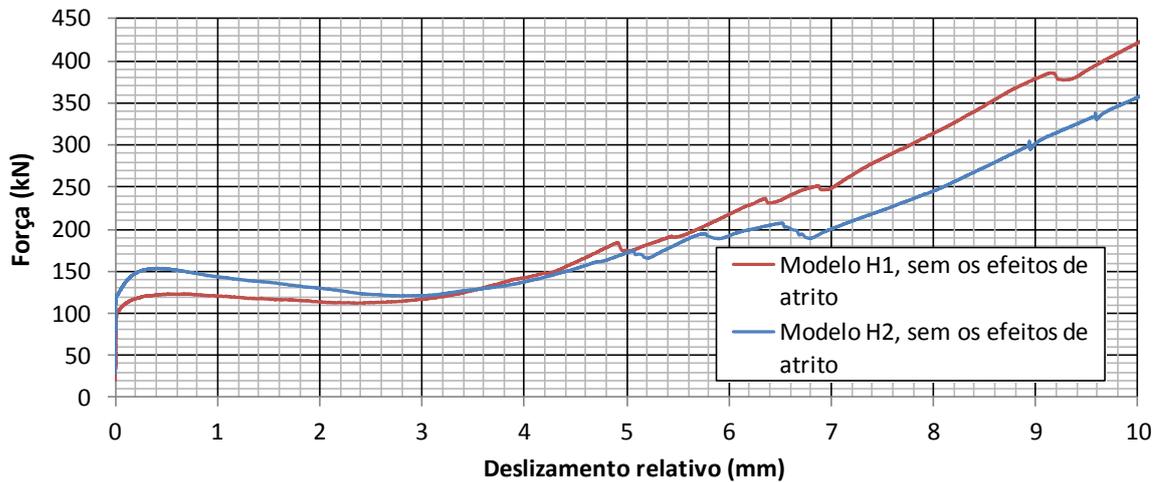


FIGURA 4.10 - Força *versus* deslizamento relativo nos modelos da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), sem considerar os efeitos de atrito com o deslizamento relativo limitado a 10 mm e sem considerar os efeitos de atrito.

Ao desconsiderar os efeitos de atrito, as forças obtidas no primeiro pico de carga apresentaram valores de  $P_{1a,H1} = 122 \text{ kN}$  e  $P_{1a,H2} = 144 \text{ kN}$  (FIGURA 4.10). Dessa maneira, esses valores foram reduzidos em 50,53% e 54,17% em relação às forças  $P_{1,H1}$  e  $P_{1,H2}$ , respectivamente. As forças obtidas no segundo pico de carga apresentaram seus valores reduzidos para  $P_{2a,H1} = 536 \text{ kN}$  e  $P_{2a,H2} = 399 \text{ kN}$ , sofrendo redução de 16,34 % e 25,73%, respectivamente, demonstrando que os efeitos de atrito são mais atuantes em fases iniciais de carregamento.

Sabendo-se que o comportamento misto da estrutura é garantido pela aderência natural entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto e pelos conectores de cisalhamento (meios mecânicos), ao desconsiderar os efeitos de atrito, considera-se que os valores de força obtidos estão relacionados apenas aos parafusos (obviamente, algum atrito existe na região mais próxima aos conectores e na região que está acima do nível 2). Assim, observando as curvas força *versus* deslizamento relativo e desconsiderando a parcela de força devido ao atrito, constata-se que ao final dos 25 ciclos de carga e descarga, os parafusos já devem estar encostados na parte superior do furo do tubo de aço, contribuindo para a transferência de carga no pilar misto.

A FIGURA 4.11 apresenta as curvas de força *versus* deslizamento relativo, durante os ciclos de carga e descarga nos modelos H1 e H2. Percebe-se, que ao se realizar o primeiro ciclo nos dois modelos, obtêm-se deslizamentos relativos de 0,17 mm e 0,075 mm para os modelos H1 e H2, respectivamente. Após o primeiro ciclo, os modelos H1 e H2 tornam-se menos flexíveis, chegando a se deslocar ao final dos ciclos 0,195 mm e 0,095 mm, respectivamente. Após o primeiro ciclo, observa-se uma elevação de rigidez nos modelos, provavelmente porque alguns ou todos (a possibilidade está associada à posição dos parafusos em relação às paredes dos furos) podem ter ecostado na parede do furo.

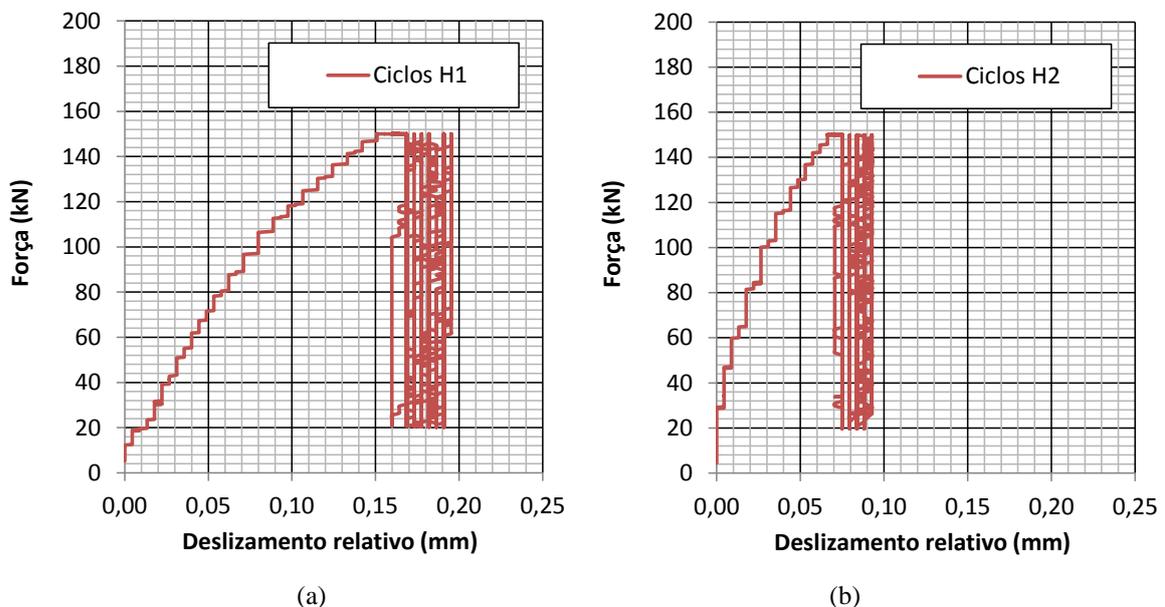


FIGURA 4.11 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), durante os 25 ciclos de carga e descarga.

A ocorrência do segundo pico de carregamento ( $P_{2,H1}$  e  $P_{2,H2}$ ) pode ser explicada através de análises de curvas de tempo ensaio *versus* deslizamento relativo entre tubo de aço e o núcleo de concreto, e tempo de ensaio *versus* deslocamento do atuador hidráulico, que são apresentadas nas FIGURAS 4.12 e 4.13. Percebe-se que essas duas curvas são aproximadamente coincidentes até um certo trecho, quando a curva de tempo de ensaio *versus* deslizamento relativo entre o aço e concreto apresenta uma mudança de inclinação com incrementos de deslocamento superiores ao da curva relacionada ao deslocamento do atuador hidráulico. Essa mudança de inclinação se torna bem definida quando se atingem deslocamentos de 12,50 mm e 10,96 mm, para os modelos H1 e H2, respectivamente. Esses deslocamentos ocorrem simultaneamente com o segundo pico de carga representado nas curvas da FIGURA 4.1. Sabendo-se que o tubo de aço atinge o escoamento para carregamentos superiores a 1496 kN (considerando as suas propriedades nominais) e que as curvas entre o deslocamento do atuador hidráulico e o deslizamento relativo entre o aço e concreto começam se distanciar quando o sistema perde rigidez, conclui-se que neste momento ocorreu a separação do núcleo de concreto em pelo menos duas partes no nível dos conectores.

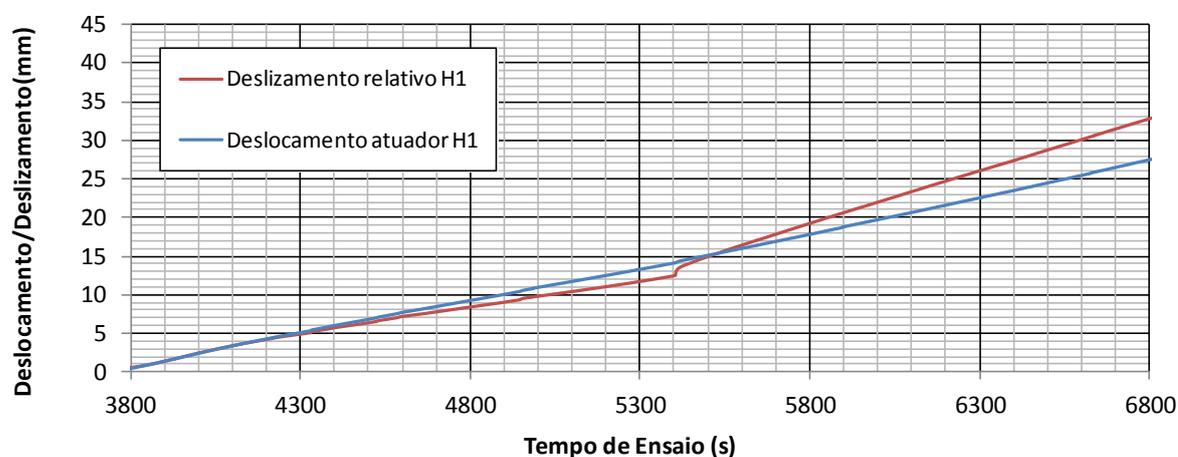


FIGURA 4.12 – Curvas de tempo de ensaio *versus* Deslocamento/Deslizamento no modelo H1.

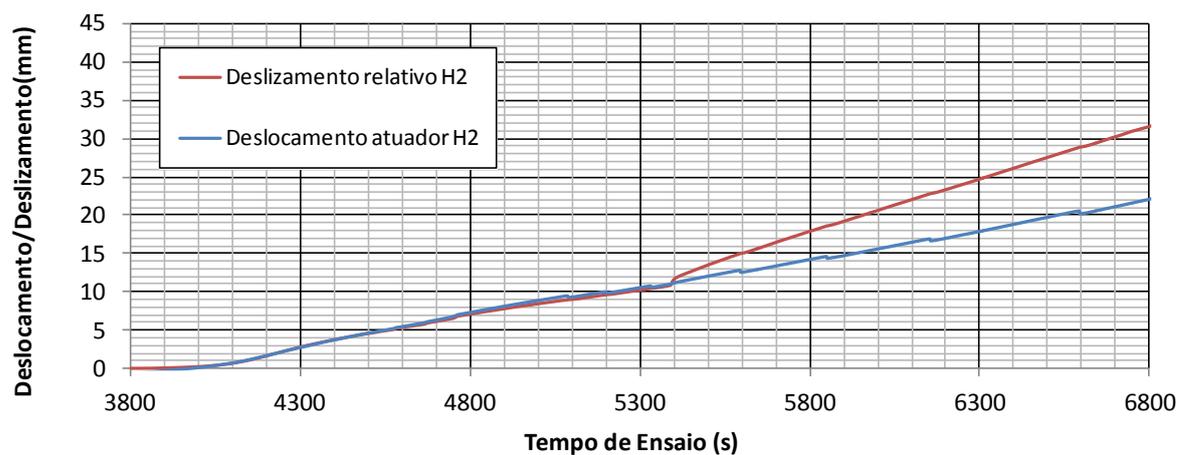


FIGURA 4.13 - Curvas de tempo de ensaio *versus* Deslocamento/Deslizamento no modelo H2.

Para comprovar a ruptura do bloco do concreto, realizou-se um corte no tubo de aço do modelo H2, como pode ser observado na FIGURA 4.14. Ainda observando essa figura, percebe-se que a fissura se propagou de forma que se constituíssem dois blocos maiores de concreto, um acima do nível dos conectores e outro abaixo.

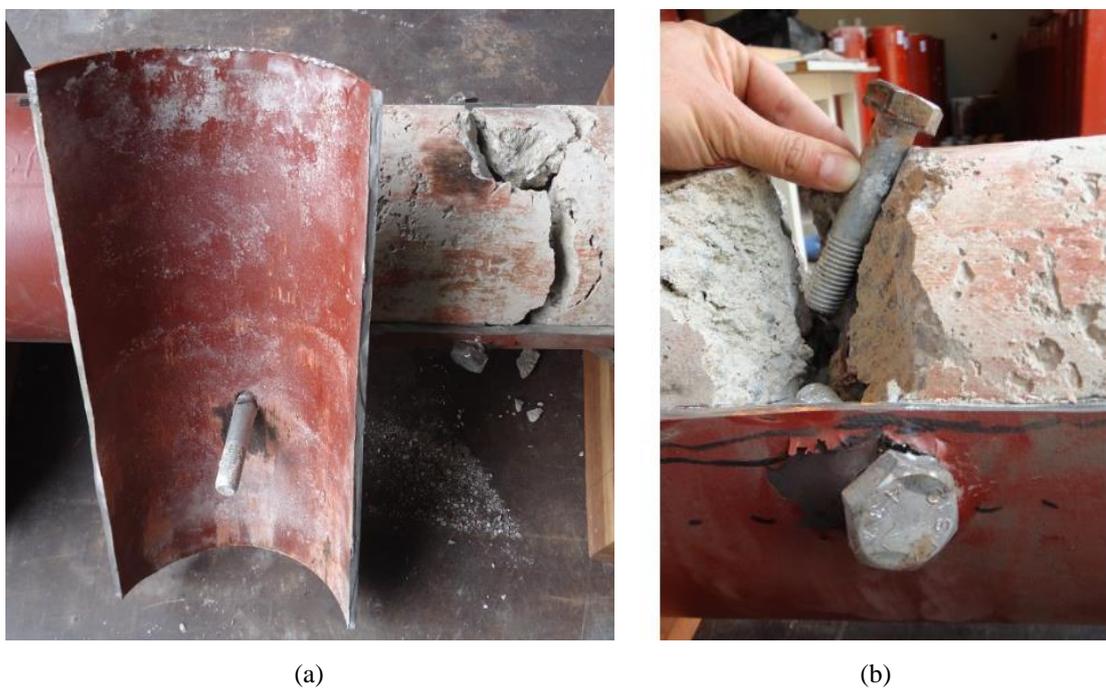


FIGURA 4.14 – Ruptura do núcleo de concreto no modelo H2: (a) vista geral do modelo, (b) região de contato do núcleo de concreto com os parafusos.

Foi verificado também o esmagamento da parede do furo no tubo de aço, porém não foram observadas deformações permanentes nos conectores de cisalhamento (FIGURA 4.15).



FIGURA 4.15 – Observações feitas após realização do ensaio no modelo H2: (a) praticamente nenhuma deformação permanente é observada nos parafusos, (b) esmagamento da parede do furo no tubo de aço,

As deformações transversais no tubo de aço podem estar relacionadas com a expansão transversal do núcleo de concreto e também devido ao efeito de Poisson, que surge no momento em que o tubo de aço está submetido a deformações longitudinais. As curvas de deformações transversais médias estão representadas nas FIGURAS 4.15 e 4.16. Para o modelo H1, nota-se uma maior expansão transversal na extremidade inferior do tubo de aço (ET 1), concordando com a observação de maior deformação longitudinal no tubo (FIGURA 4.5) e indicando maior força transferida por atrito. Para o modelo H2, houve um maior predomínio desse efeito em regiões próximas a meia altura dos modelos (ET 3), nos quais se observam as maiores deformações longitudinais no tubo (FIGURA 4.6) devido à força de atrito transferida. Nota-se, também, que as deformações transversais no modelo H1, H1 decrescem à medida que se aumenta o deslizamento relativo, todavia, esse comportamento não foi verificado no modelo H2, no qual essas deformações permanecem oscilando entre valores de  $100\mu$  e  $300\mu$ .

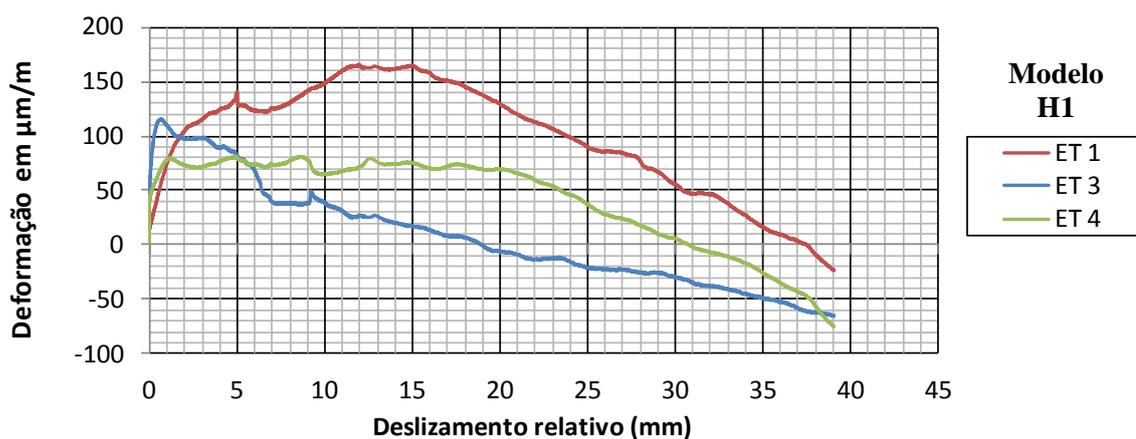


FIGURA 4.16 – Leitura das deformações transversais médias no modelo H1.

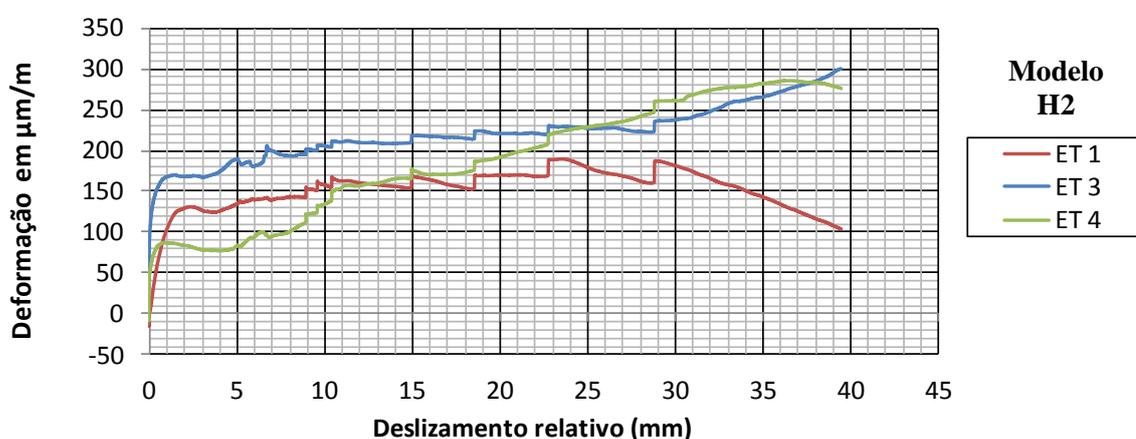


FIGURA 4.17 - Leitura das deformações transversais médias no modelo H2.

Neste trabalho, são propostas duas alternativas para se definir a força última experimental dos modelos. A primeira alternativa para se definir a força última experimental ( $P_{exp1}$ ) é considerar o valor obtido para os deslizamentos relativos próximos ou iguais a 3,0 mm. Essa análise tem por base a observação de curvas força *versus* deslizamento, obtidas em ensaios de cisalhamento direto padrão, apresentadas no trabalho de PAVLOVIĆ *et al.* (2013) que traz o gráfico da FIGURA 2.31. Observa-se que, para os conectores *stud bolt*, e os considerando como referência para o comportamento de conectores, nota-se que a força resistente característica ( $P_{Rk}$ ) é corresponde a um deslizamento em torno de 3,0 mm. A segunda alternativa é considerar que a força última experimental ( $P_{exp2}$ ) corresponde ao valor de força obtido no segundo pico de carregamento das curvas força *versus* deslizamento relativo. A força última dos modelos é definida desconsiderando os efeitos de atrito.

Obviamente a primeira alternativa mostra-se mais conservadora. Além disso, o comportamento dos conectores *stud bolt* em ensaios de cisalhamento direto padrão conforme EN 1994-1-1:2004 deve ser diferente do comportamento em um ensaio de cisalhamento direto em PMPC, conforme foi realizado neste trabalho. Assim, seria interessante realizar ensaios de cisalhamento direto em PMPC com conectores *stud bolt* e observar os valores de deslizamento relativo relacionados à força última. Dessa forma, seria possível avaliar melhor quais das alternativas para determinação da força última seria mais adequada. Como essa análise não foi possível neste trabalho, ficará como sugestão importante para trabalhos futuros.

Considerando a primeira alternativa para se definir a força última dos modelos, são encontrados os valores de força:  $P_{exp1,H1} = 117$  kN e  $P_{exp1,H2} = 121$  kN (obtidas para um deslizamento relativo igual a 3,0 mm) . A força resistente característica é obtida dividindo a força última experimental pelo número de conectores. Dessa forma, obtêm-se  $P_{Rk1,H1} = 117/4 = 29,25$  kN e  $P_{Rk1,H2} = 121/4 = 30,25$  kN, respectivamente, para os modelos H1 e H2. Considerando a segunda alternativa, obtêm-se os seguintes valores de força última experimental e de força característica:  $P_{2a,H1} = P_{exp2,H1} = 536$  kN,  $P_{2a,H2} = P_{exp1,H2} = 399$  kN,  $P_{Rk2,H1} = 133,88$  kN e  $P_{Rk1,H2} = 99,97$  kN.

A rigidez secante é definida conforme item A.3(3) do EN 1994-1-1:2004, igual a  $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$ , sendo  $s$  o deslizamento relativo que ocorre para a força de  $0,7 P_{Rk}$ . Dessa forma, considerando a primeira análise para se definir as forças últimas dos modelos, têm-se:  $k_{sc1,H1} = 4645$  kN/mm e  $k_{sc1,H2} = 4798$  kN/mm. Observa-se que os valores de rigidez encontrados são muito elevados se comparados com a rigidez dos conectores *stud bolts*, os quais apresentam uma rigidez aproximada de 200 kN/mm (ALMEIDA, 2012). Considerando a segunda análise para se definir as forças últimas dos modelos, foram encontrados os seguintes valores de rigidez,  $k_{sc1,H1} = 15,03$  kN/mm e  $k_{sc1,H2} = 11,64$  kN/mm, sendo esses valores mais próximos aos resultados obtidos por ALMEIDA (2012) em um estudo numérico inicial. Em um modelo de PMPC analisado pelo autor, composto por tubos circulares com diâmetro de 219,1 mm e espessura de 8,2 mm, quatro parafusos com diâmetro 19 mm e comprimento do fuste de 89 mm, furo ajustado na ligação entre os parafusos e os outros materiais, concreto com resistência à compressão de 30 MPa, obteve-se a rigidez secante de 60,2 kN/m (calculada com a expressão  $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$ ).

Na TABELA 4.1, é apresentado um quadro-resumo considerando os valores das forças últimas experimentais, forças características e da rigidez secante dos modelos H1 e H2, considerando as duas alternativas de análise supracitadas.

TABELA 4.1 - Forças últimas, forças resistentes características e rigidezes secantes dos modelos da série H.

Modelo	Força Última Experimental P/ Deslizamentos $\approx 3,0$ mm			Força Última Experimental P/ segundo pico de carregamento		
	$P_{exp1}$ (kN)	$P_{Rk1}$ (kN)	$k_{sc1}$ (kN/mm)	$P_{exp2}$ (kN)	$P_{Rk2}$ (kN)	$k_{sc2}$ (kN/mm)
H1	117	29,25	4645	536	133,88	15,03
H2	121	30,25	4798	399	99,97	11,64

### 4.3 Resultados e Análises da Série G

A série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP) se caracteriza por apresentar modelos utilizando como conectores de cisalhamento parafusos de alta resistência, fixados com solda efetiva e com a base do tubo de aço livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto (*push-out-BL*). Os ensaios foram realizados até que se chegassem, aproximadamente, a um deslizamento relativo de 40 mm.

As curvas de força *versus* deslizamento relativo dos modelos G1 e G2 podem ser visualizadas nas FIGURAS 4.18 e 4.19, com e sem a consideração dos ciclos de carga e descarga. Nota-se que, na fase dos ciclos, os modelos da série G deformam mais do que os da série H (observar também FIGURA 4.28). Após os ciclos, os modelos da série G apresentam queda acentuada de rigidez para forças inferiores observadas nos modelos da série H. A rigidez dos modelos G1 e G2 se anulam quando se atingem aproximadamente as forças  $P_{1,G1} = 260$  kN e  $P_{1,G2} = 174$  kN, apresentando deslizamentos relativos de 1,5 mm e 0,3 mm, conforme pode ser observado na FIGURA 4.19. Ao se atingir a força  $P_{1,G1}$ , a rigidez do modelo G1 começa a se elevar novamente. Contudo, no modelo G2, ao atingir a força  $P_{1,G2}$ , ela permanece estável até quando se atinge um deslizamento de 0,77 mm. Posteriormente, essa força apresenta uma ligeira diminuição, chegando a oscilar 2,8% em torno de  $P_{1,G2}$ . Observa-se que a rigidez do modelo G2 começa a se elevar novamente e supera a força  $P_{1,G2}$  para um deslizamento de 2,67 mm. Assim como nos modelos da série H, os modelos G1 e G2 apresentam um segundo

pico de carregamento para as forças  $P_{2,G1} = 697 \text{ kN}$  e  $P_{2,G2} = 548 \text{ kN}$ , com deslizamentos relativos de 9,89 mm e 9,50 mm.

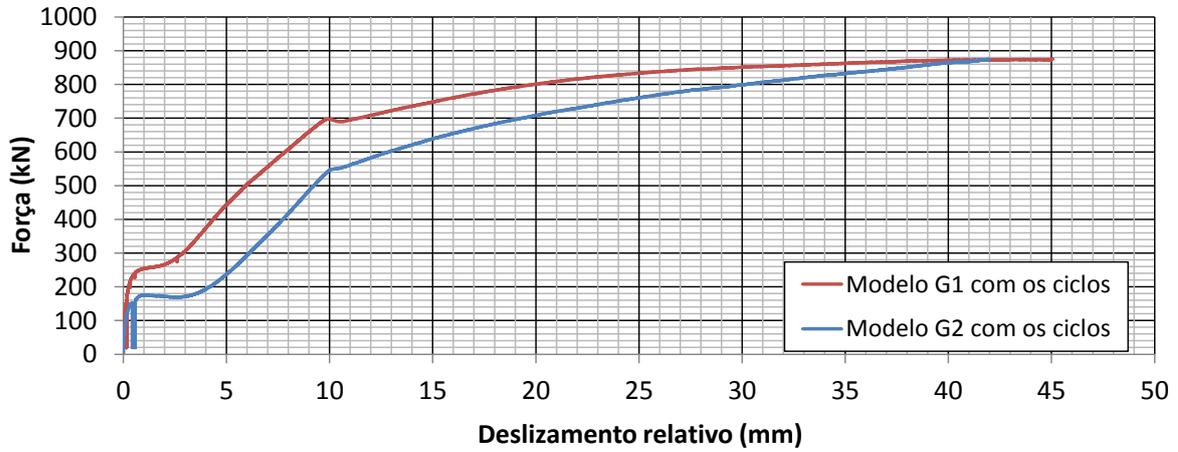
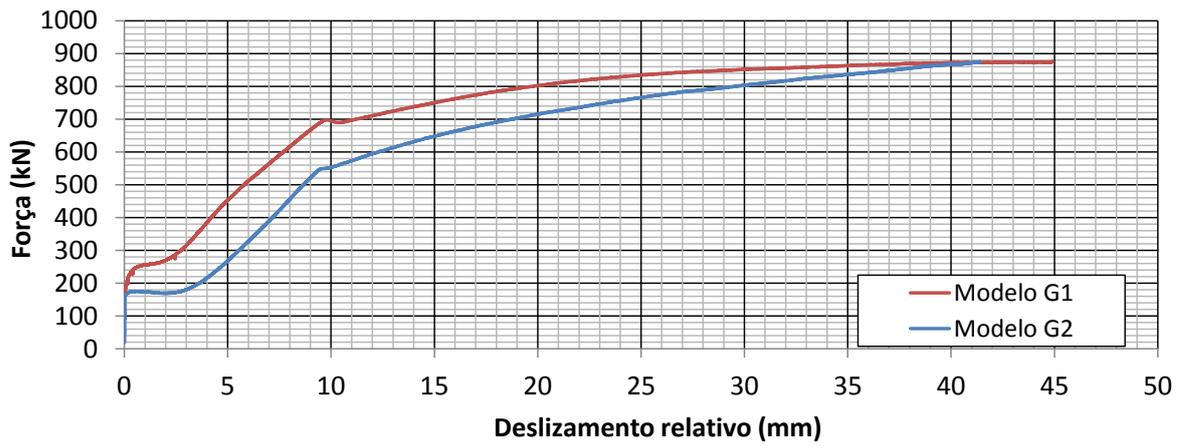
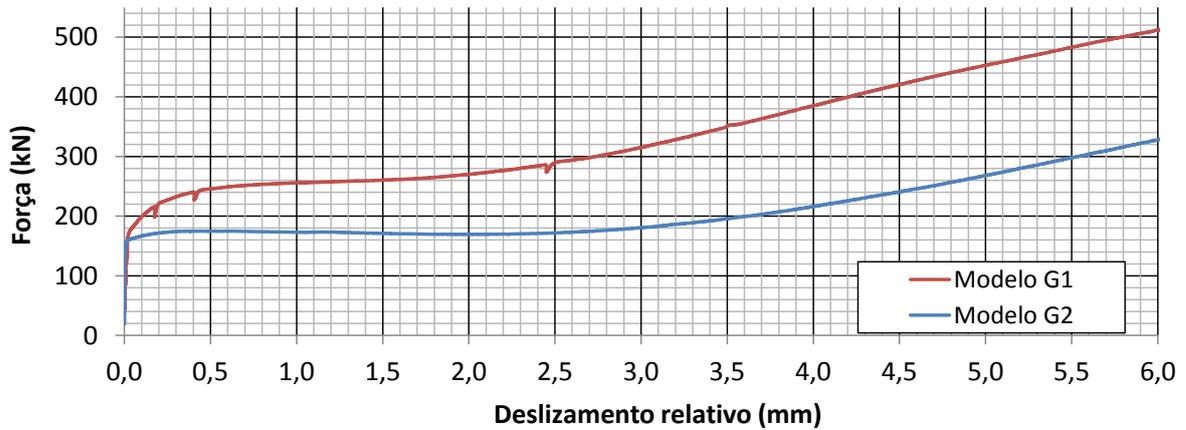


FIGURA 4.18 - Força *versus* deslocamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), considerando os 25 ciclos de carga e descarga.



(a)



(b)

FIGURA 4.19 - Força *versus* deslocamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP): (a) curva completa, (b) curva com o deslocamento relativo limitado a 6 mm.

Nos modelos do tipo G, foram utilizados 10 extensômetros elétricos de resistência (EER), ao longo de 2 níveis auxiliares, apresentando 2 extensômetros transversais e 4 extensômetros longitudinais por nível auxiliar (observar FIGURA 3.23 e a TABELA 3.10). As FIGURAS 4.20 e 4.21 apresentam curvas de deformações obtidas com os extensômetros longitudinais situados no nível 2, situados abaixo do nível dos conectores de cisalhamento. Na superfície externa dos tubos, tem-se os extensômetros EL 21 e EL 22 que são diametralmente opostos e, na metade do arco que os une, tem-se o extensômetro EL 23. Observando essas figuras, percebe-se que, para fases iniciais de carregamento, esses modelos se apresentam excêntricos. Essas excentricidades tendem a diminuir no modelo G1 com o aumento dos deslizamentos relativos do modelo. Entretanto, esse comportamento não é observado no modelo G2, no qual as excentricidades se mostraram mais acentuadas. Como esse nível analisado situa-se abaixo do nível dos conectores, as deformações, em sua grande parte são influenciadas pelo atrito em diferentes regiões da interface entre o concreto e o tubo de aço.

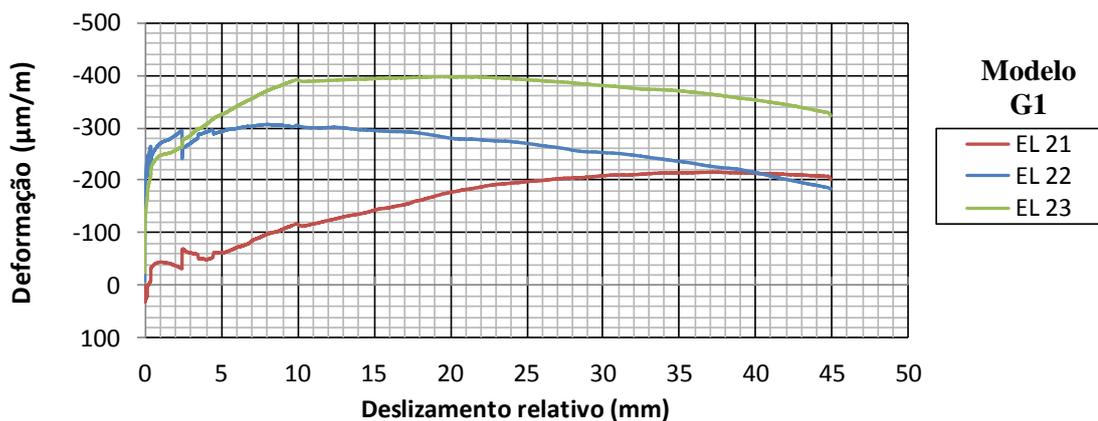


FIGURA 4.20 - Deformações no nível 4, modelo G1.

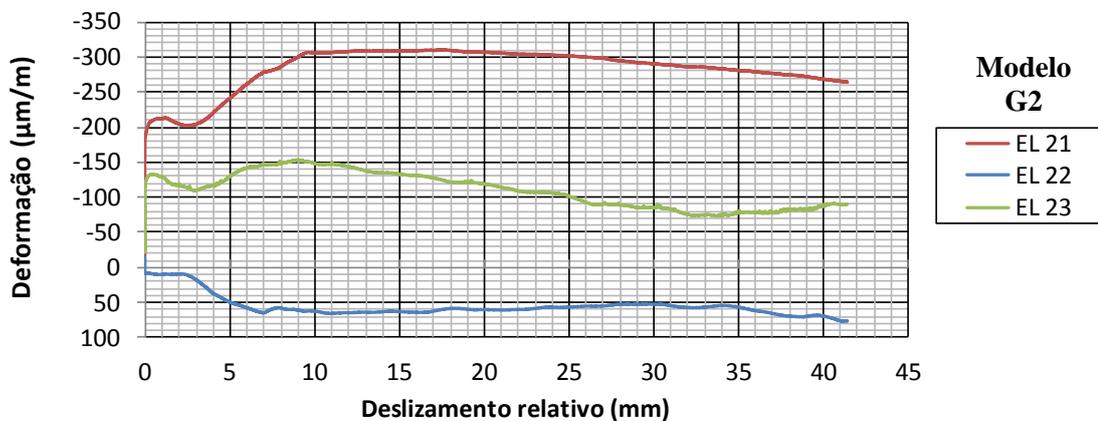


FIGURA 4.21 - Deformações no nível 4, modelo G2.

A média das leituras dos extensômetros longitudinais em cada nível dos modelos G1 e G2 podem ser visualizadas nas FIGURAS 4.22 e 4.23, sendo estas limitadas para um deslizamento relativo de até 10 mm. Como os níveis 1 e 2 estão situados abaixo do nível dos conectores, espera-se que a leitura das deformações por nível sejam proporcionais à superfície de contato do tubo com o núcleo de concreto, devido às condições de transferência de carga por atrito, com  $L_{EL1} = 75$  mm e  $L_{EL2} = 325$  mm. Essa proporcionalidade se mantém até quando se atingiu aproximadamente um deslizamento de 2 mm nos modelos. Posteriormente no modelo G1, as deformações no nível 2 tendem a crescer, enquanto as deformações no nível 1 oscilaram entre  $-75$   $\mu\text{m/m}$  e  $-105$   $\mu\text{m/m}$ . Contudo, no modelo G2 após um deslizamento de 2 mm, as deformações no nível 1 tendem a crescer, superando as deformações do nível 2 para um deslizamento de 5 mm.

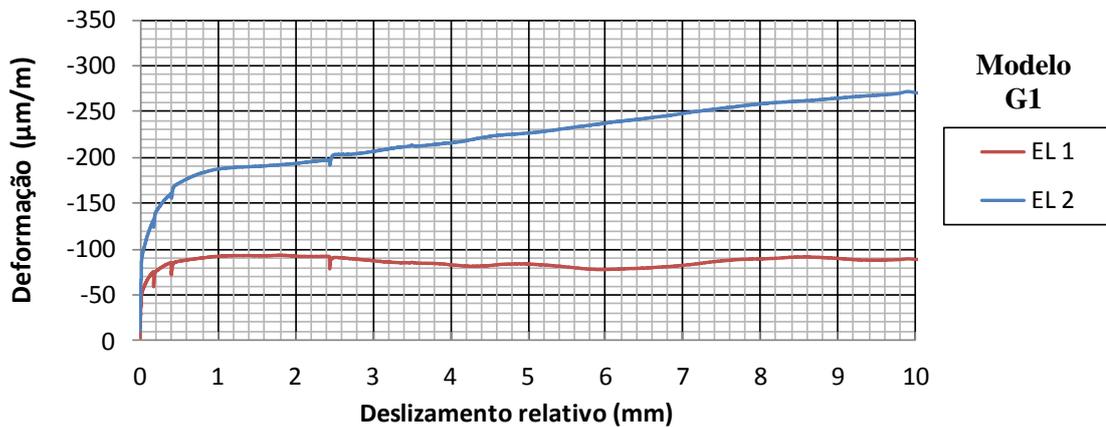


FIGURA 4.22 - Leitura das deformações longitudinais médias no modelo G1, limitadas a um deslizamento relativo de 10 mm.

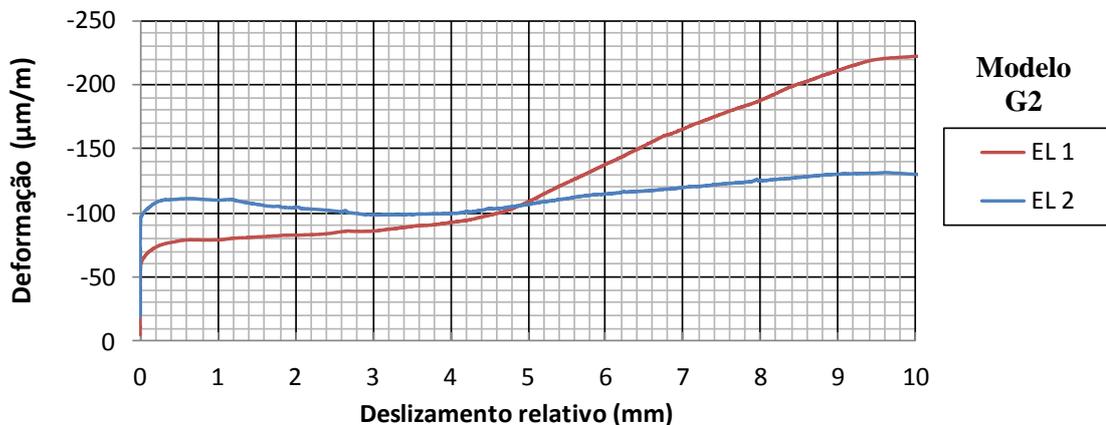


FIGURA 4.23 - Leitura das deformações longitudinais médias no modelo G2, limitadas a um deslizamento relativo de 10 mm.

Conforme descrito no item 4.2, as tensões obtidas pelos extensômetros na nível auxiliar 2 foram consideradas como as tensões devido ao atrito. Sabendo que para esses modelos são utilizados EER longitudinais e transversais, as tensões de atrito foram obtidas pela Lei de Hooke generalizada, considerado um estado multiaxial de tensões, conforme a equação:

$$\sigma_x = \frac{E}{1+\nu} \left[ \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \varepsilon_x \right] \quad (4.1)$$

com a tensão de atrito  $\sigma_{at} = \sigma_x$ . Através dessas tensões, obtém-se a força equivalente por atrito e, posteriormente, com a diferença entre o carregamento total obtido e a força equivalente de atrito, obtêm-se os diagramas apresentados nas FIGURAS 4.24 a 4.27.

Na Eq. (4.1), tem-se  $E$  como o módulo de elasticidade do aço do tubo, tomado como 205000N/mm<sup>2</sup> (valor de catálogo dos perfis tubulares fornecidos pela Vallourec Tubos do Brasil S.A.);  $\nu$  como o coeficiente de Poisson no aço, igual a 0,3; e as deformações  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_z$  são as deformações longitudinais, transversais e radiais, respectivamente. Os valores das deformações radiais são obtidas por  $\varepsilon_z = -\nu \cdot \varepsilon_x$ .

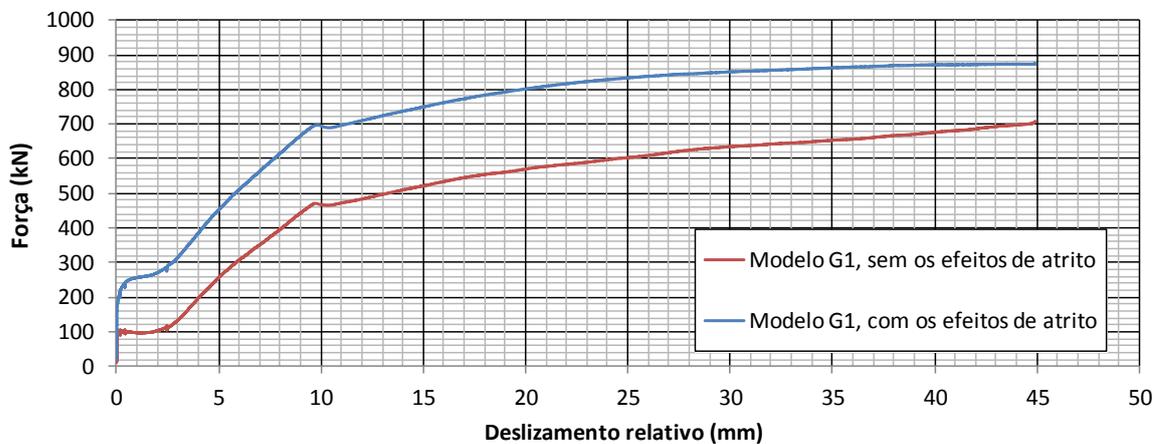


FIGURA 4.24 - Força *versus* deslizamento relativo no modelo G1, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.

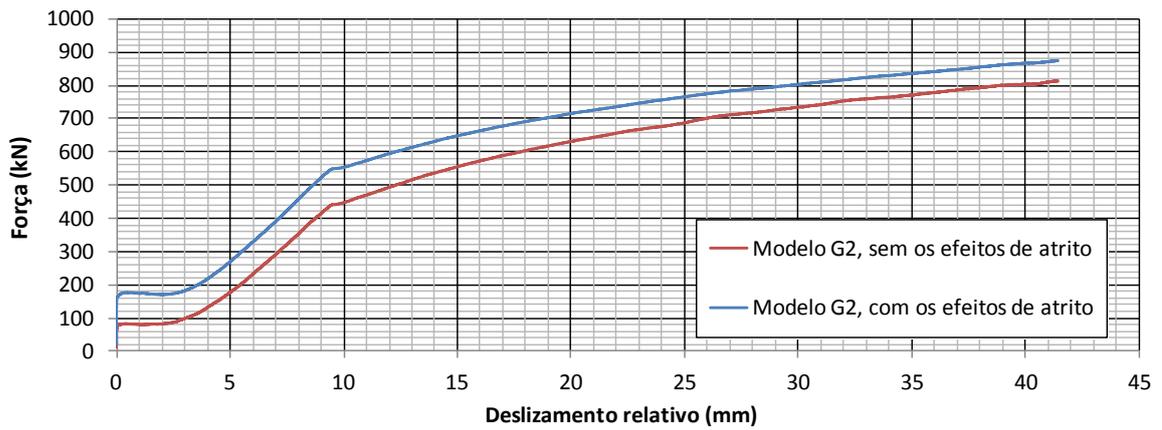


FIGURA 4.25 - Força *versus* deslizamento relativo no modelo G2, considerando e não considerando os efeitos de atrito na interface entre o aço e o concreto.

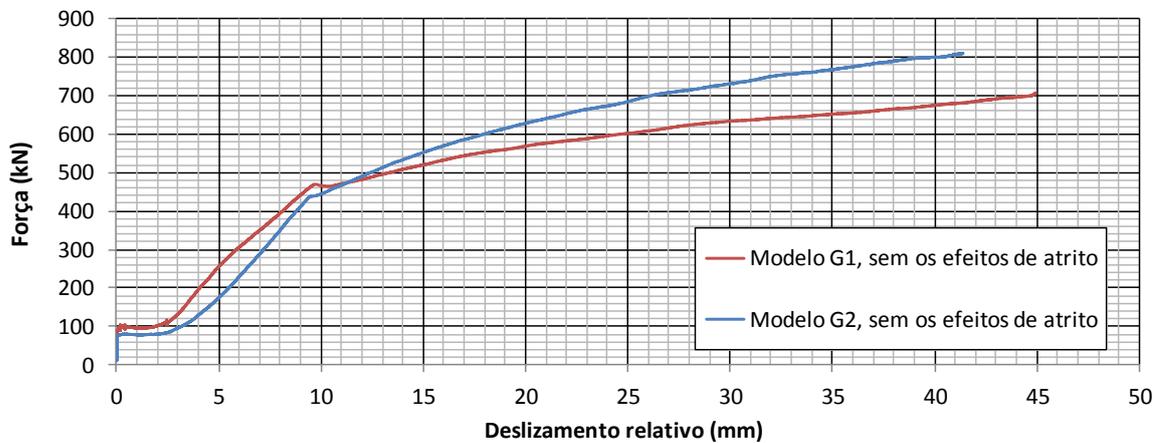


FIGURA 4.26 - Força *versus* deslizamento relativo aos modelos da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), sem considerar os efeitos de atrito.

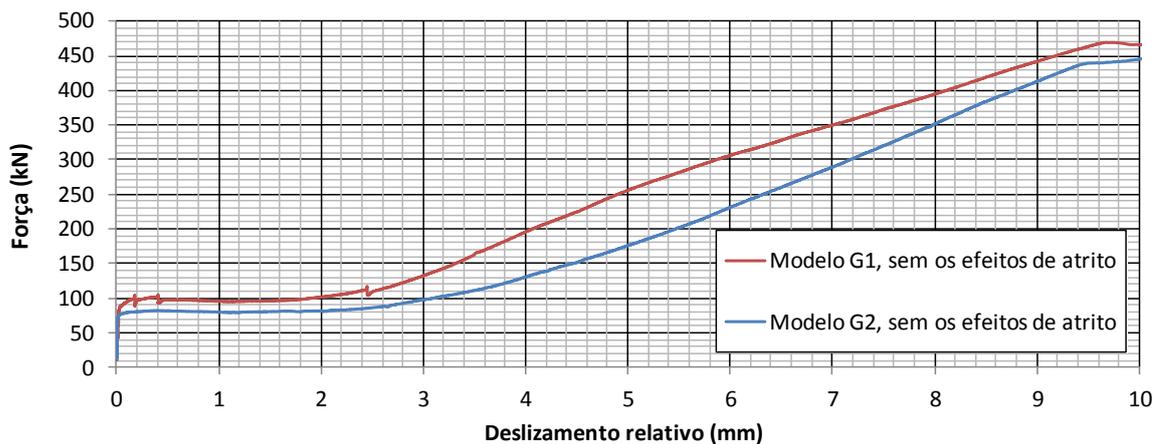


FIGURA 4.27 - Força *versus* deslizamento relativo nos modelos da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), sem considerar os efeitos de atrito com o deslizamento relativo limitado a 10 mm e sem considerar os efeitos de atrito.

Ao desconsiderar os efeitos de atrito, as forças obtidas no primeiro pico de carregamento apresentaram valores de  $P_{1a,G1} = 100$  kN e  $P_{1a,G2} = 80$  kN (FIGURA 4.27). Dessa maneira, estes valores foram reduzidos em 61,54% e 54,02% para as forças  $P_{1,G1}$  e  $P_{1,G2}$ , respectivamente. As forças obtidas no segundo pico de carregamento apresentaram seus valores reduzidos para  $P_{2a,G1} = 471$  kN e  $P_{2a,G2} = 400$  kN, sofrendo redução de 32,61 % e 19,77%, respectivamente. Assim como nos modelos da série H (item 4.2), os efeitos de atrito foram mais atuantes em fases iniciais de carregamento.

Ainda observando as FIGURAS 4.24 a 4.27, conclui-se que, após os 25 ciclos de carga e descarga, uma parcela da resistência se deve à atuação dos parafusos como conectores de cisalhamento. Esse comportamento pode ser verificado ao se observarem as curvas apresentadas na FIGURA 4.28, onde têm-se as curvas de força *versus* deslocamentos relativos dos modelos G1 e G2.

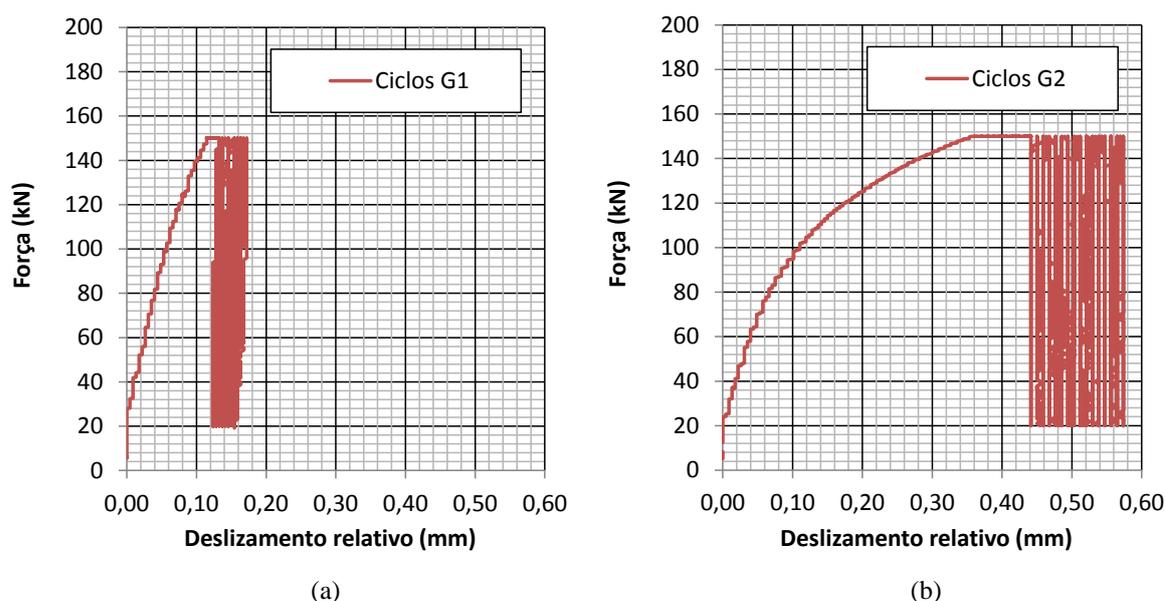


FIGURA 4.28 - Força *versus* deslocamento relativo dos modelos G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), durante os 25 ciclos de carga e descarga.

Percebe-se que, ao se realizar o primeiro ciclo nesses modelos, obtêm-se deslocamentos relativos de 0,12 mm e 0,44 mm, para os modelos G1 e G2, respectivamente (FIGURA 4.28). Após o primeiro ciclo, ocorre uma elevação de rigidez nos modelos, como observado nos modelos da série H. São alcançados, no final dos 25 ciclos deslocamentos relativos de 0,15 mm e 0,57 mm, para os modelos G1 e G2, respectivamente. Nota-se ainda que o modelo G2

apresentou um comportamento consideravelmente mais flexível em relação ao modelo G1 e aos modelos da série H. No final da fase de ciclos, o modelo G2 apresenta uma queda de rigidez mais acentuada em relação ao modelo G1 e aos modelos da série H (ver FIGURA 4.2b e FIGURA 4.19b), concluindo que pode estar ocorrendo danos ao concreto durante a fase de ciclos, evidente e principalmente no modelo G2, ou seja, a força máxima para a fase de ciclo, tomada igual a 40% da força última esperada, deve estar elevada. Essa situação fica clara nos resultados, uma vez que as forças  $P_{1,G1} = 260$  kN e  $P_{1,G2} = 174$  kN estão pouco acima da força máxima usada na fase de ciclo (150 kN).

Conforme descrito no item 4.2, a ocorrência do segundo pico de carregamento ( $P_{2,G1}$  e  $P_{2,G2}$ ) pode ser explicada através da análise de curvas de tempo ensaio *versus* deslizamento relativo entre tubo de aço e o núcleo de concreto, e tempo de ensaio *versus* deslocamento do atuador hidráulico, que são apresentadas nas FIGURAS 4.29 e 4.30. Observando essas figuras, percebe-se que as curvas de deslizamento *versus* tempo de ensaio dos modelos sofrem uma mudança de inclinação para um deslizamento de aproximadamente 10 mm, ocorrendo simultaneamente com os picos de carga apresentados pela FIGURA 4.18. A partir desse ponto, as curvas entre o deslocamento do atuador hidráulico e o deslizamento relativo entre o aço e concreto começam a se distanciar. Esse fenômeno também foi observado nos modelos de solda ponteadada, concluindo que pode ter ocorrido também a separação do núcleo de concreto no nível dos conectores de cisalhamento.

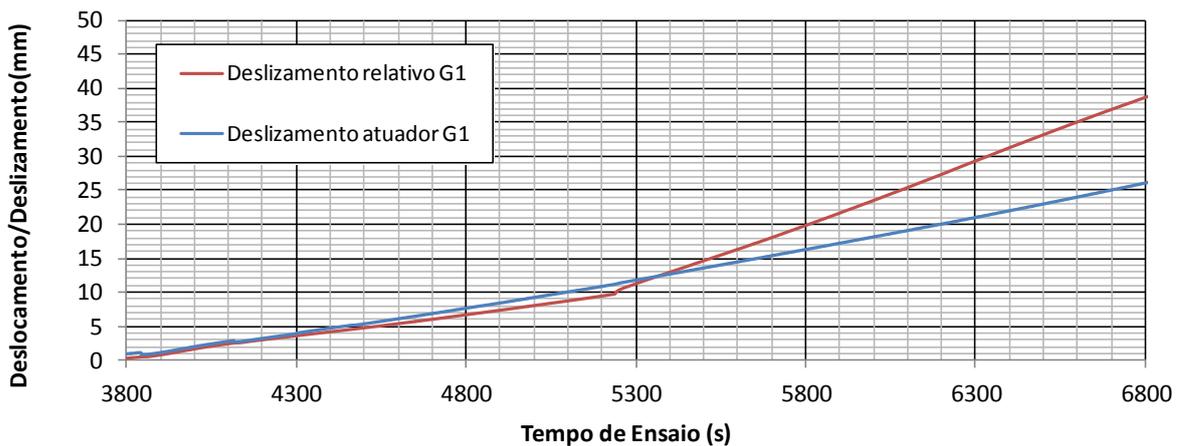


FIGURA 4.29 - Curvas de tempo de ensaio *versus* Deslocamento/Deslizamento no modelo G1.

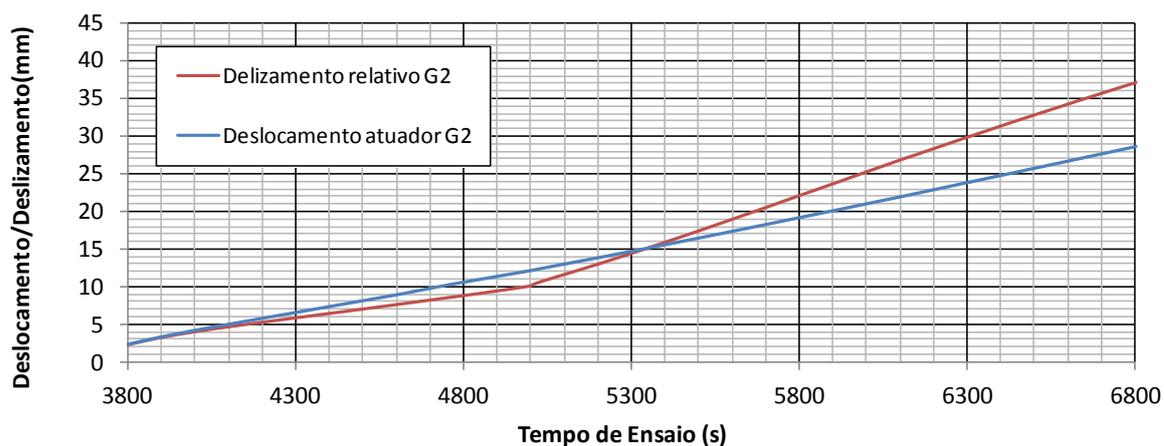


FIGURA 4.30 - Curvas de tempo de ensaio *versus* Deslocamento/Deslizamento no modelo G2.

Para verificar se ocorreu ruptura no núcleo de concreto do pilar misto, realizou-se um corte no tubo de aço no modelo G2, como pode ser verificado na FIGURA 4.31. Observando a FIGURA 4.31a, nota-se que o núcleo de concreto rompeu de forma similar ao do modelo H2, tal modo que se constituíssem dois blocos principais de concreto e um de menor volume. Na FIGURA 4.31b, é ilustrado o recorte realizado no tubo de aço no modelo G2, juntamente com o parafuso que é soldado por solda efetiva. Com isso, notou-se que os parafusos apresentaram uma deformação localizada na região do fuste em contato com o furo do tubo, no restante do comprimento do fuste, não foram observadas outras deformações permanentes. Isso pode ter ocorrido devido à plastificação da seção mais solicitada, no engaste provocado pela solda efetiva.



(a)



(b)

FIGURA 4.31 – Recorte realizado no tubo de aço no modelo G2, demonstrando: (a) ruptura do núcleo de concreto, (b) deformações permanentes observadas nos parafusos após os ensaios.

As curvas de deformações transversais média estão representadas nas FIGURAS 4.32 e 4.33. Observando essas figuras, verifica-se que ocorreu uma maior expansão do tubo na extremidade inferior dos pilares. A leitura das deformações obtidas nos extensômetros ET 1 e ET2, no modelo G1, mantiveram-se proporcionais. Diferentemente no modelo G2, a leitura das deformações transversais nos extensômetros ET 1 e ET2, apresentam valores próximos para leituras iniciais. A partir de um deslizamento relativo de 5 mm, as deformações no nível 1 crescem de forma significativa e as deformações no nível 2 oscilam entre 100  $\mu\text{m/m}$  e 80  $\mu\text{m/m}$ . A FIGURA 4.23 confirma esse comportamento, demonstrando que as deformações longitudinais no nível 1, obtidas no modelo G2, começam a ter um acréscimo considerável de rigidez a partir de 4 mm, o que pode ser observado na curva do extensômetro ET 1 na FIGURA 4.33.

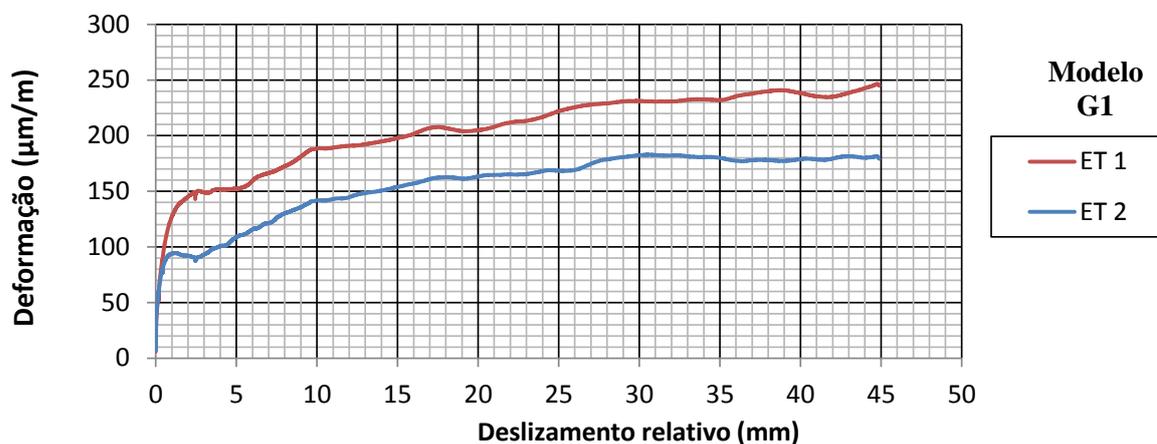


FIGURA 4.32 - Leitura das deformações transversais médias no modelo G1.

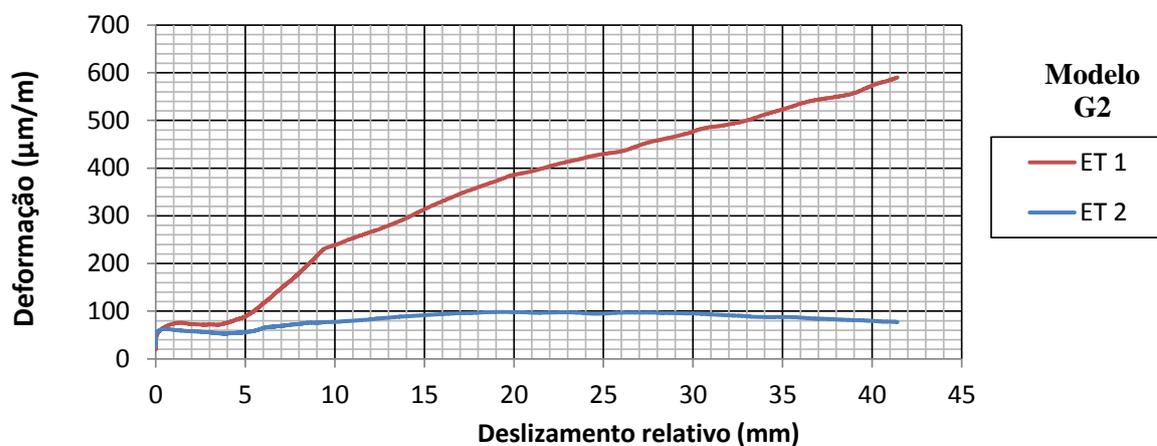


FIGURA 4.33 - Leitura das deformações transversais médias no modelo G2.

Conforme relatado no item 4.2, neste trabalho são propostas duas alternativas para se obter a força última dos modelos. A primeira considera como sendo o valor de força obtida para os deslizamentos próximos ou iguais a 3,0 mm. E a segunda considera que as forças últimas correspondem aos valores do segundo pico de carregamento das curvas força *versus* deslizamento dos modelos.

Considerando a primeira alternativa para se definir a força última dos modelos, são encontrados os valores de força:  $P_{exp1,G1} = 133$  kN e  $P_{exp1,G2} = 98$  kN (para deslizamento relativo igual a 3,0 mm). As forças resistentes características são  $P_{Rk1,G1} = 133/4 = 33,25$  kN e  $P_{Rk1,G2} = 98/4 = 24,5$  kN. A rigidez dos conectores é definida conforme o EN 1994-1-1:2004 (itens 2.3.1 e 4.2). Ao desconsiderar os deslizamentos relativos provocados na fase de ciclos,  $k_{sc1,G1} = 1662,5$  kN/mm e  $k_{sc1,G2}$  apresenta uma rigidez tendendo ao infinito por apresentar um deslizamento relativo nulo. Considerando a segunda alternativa, obtêm-se os seguintes valores de força última experimental e de força característica:  $P_{2a,G1} = P_{exp2,G1} = 471$  kN,  $P_{2a,H2} = P_{exp1,G2} = 400$  kN,  $P_{Rk2,H1} = 117,75$  kN e  $P_{Rk1,H2} = 100$  kN. As rigidezes secantes são definidas como:  $k_{sc2,G1} = 18,09$  kN/mm e  $k_{sc2,G2} = 14,64$  kN/mm.

Na TABELA 4.2 é apresentado um quadro-resumo com os valores das forças últimas experimentais, forças características e das rigidezes secantes dos modelos G1 e G2, considerando as duas alternativas de análises supracitadas. Observando as TABELAS 4.1 e 4.2, e considerando a média dos valores obtidos de  $k_{sc2}$  para os modelos da série G e H, nota-se que a solda efetiva contribuiu para um aumento de 18,52% na rigidez nos modelos.

TABELA 4.2 - Forças últimas, forças resistentes características e rigidezes secantes dos modelos da série G.

Modelo	Força Última Experimental P/ Deslizamentos $\approx$ 3,0 mm			Força Última Experimental P/ segundo pico de carregamento		
	$P_{exp1}$ (kN)	$P_{Rk1}$ (kN)	$k_{sc1}$ (kN/mm)	$P_{exp2}$ (kN)	$P_{Rk2}$ (kN)	$k_{sc2}$ (kN/mm)
G1	133	33,25	1662,2	471	117,75	18,09
G2	98	24,5	$\infty$	400	100	14,64

#### 4.4 Resultados e Análises da Série N

A série N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP) é composta por modelos utilizando parafusos fixados com solda ponteadada e com as bases do tubo de aço e núcleo de concreto apoiadas (*push-out*-BA). Os ensaios foram realizados com controle de carga.

Para uma completa análise de transferência de carga, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) externamente na parede do tubo de aço e internamente no núcleo de concreto, conforme descrito no item 3.3.4. Em cada um dos modelos N1 e N2, foram utilizados 1 extensômetro interno no sentido longitudinal ao modelo, 1 extensômetro interno transversal e 6 extensômetros externos longitudinais, ao longo de 2 níveis auxiliares (ver item 3.3.4 e FIGURA C.2 no Anexo C). No modelo N1, não foram utilizados extensômetros transversais, enquanto que no modelo N2 foram utilizados 4 extensômetros transversais ao longo de 2 níveis auxiliares. A carga transferida para o núcleo de concreto foi determinada aplicando a Lei de Hooke generalizada (Eq. 4.1) para as deformações internas obtidas, obtendo-se a tensão no núcleo de concreto e em seguida a força. A FIGURA 4.34 apresenta curvas força *versus* deslizamento relativa aos modelos N1 e N2, considerando a carga total aplicada pelo atuador hidráulico. Nas FIGURAS 4.35 e 4.36, essas curvas são comparadas com as curvas de transferência de força para o núcleo de concreto. Na FIGURA 4.37 são comparadas as curvas de transferência de força para o núcleo de concreto dos modelos N1 e N2, limitados a um deslizamento relativo de 7 mm.

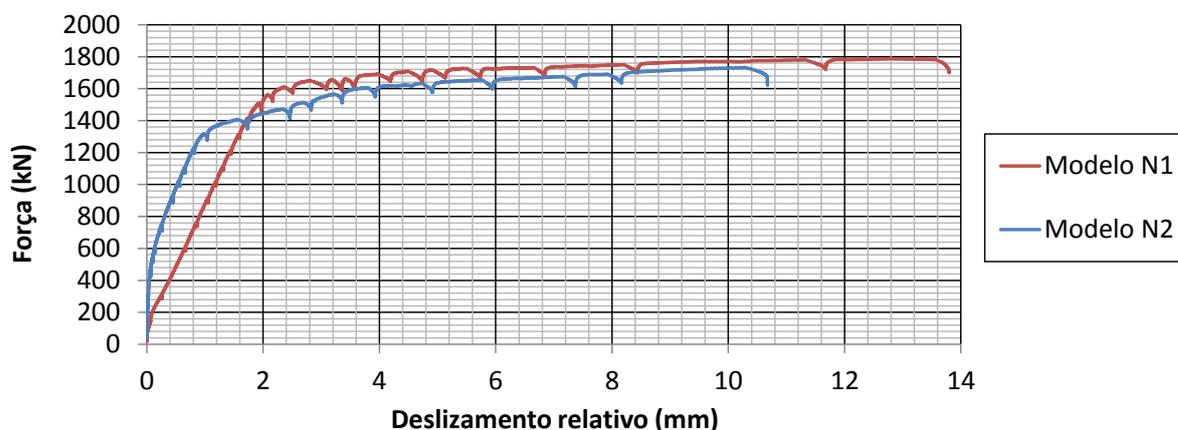


FIGURA 4.34 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP).

Considerando a resistência ao escoamento nominal do aço  $f_y = 350$  MPa nos modelos e a área medida dos modelos,  $A_{a,N1} = 4739,36$  mm<sup>2</sup> e  $A_{a,N2} = 4821,44$  mm<sup>2</sup>, obtêm-se as forças que provocam o escoamento tubos iguais a  $P_{ra,N1} = 1658,78$  kN e  $P_{ra,N2} = 1687,50$  kN para os modelos N1 e N2, respectivamente. Nos ensaios experimentais, obtiveram-se as forças máximas  $P_{N1,Max} = 1788,81$  kN e  $P_{N2,Max} = 1733,80$  kN. Dessa maneira, conclui-se que os tubos de aço dos pilares mistos atingiram o escoamento sem que ocorresse uma transferência de carga significativa para o núcleo de concreto. Foram obtidos valores de compressão máxima no núcleo de concreto de  $P_{c,N1} = 69,27$  kN e  $P_{c,N2} = 86,56$  kN. Ao se atingirem deslizamentos relativos de 6,78 mm para o modelo N1 e 5,89 mm para o modelo N2, o núcleo de concreto começa a ficar tracionado. Contudo, o núcleo de concreto começa a ser tracionado somente quando o tubo de aço sofre deformações plásticas significativas, após se atingir o escoamento do tubo de aço, que é considerado um estado limite último em termos de projetos.

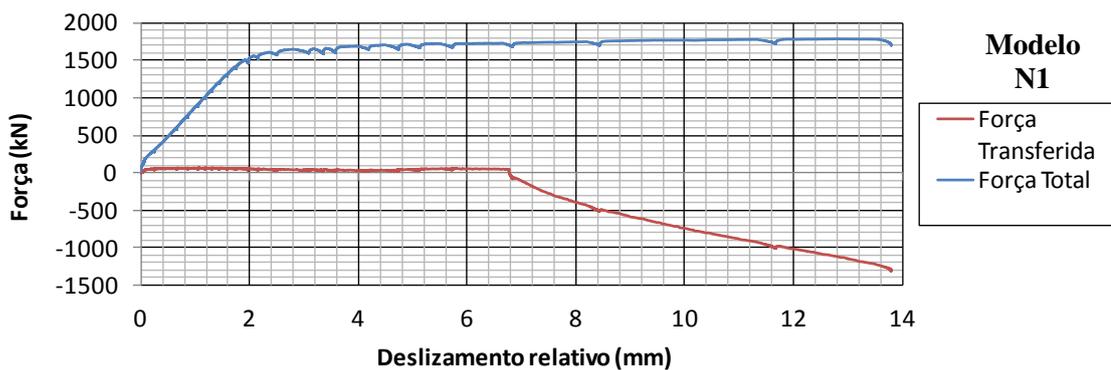


FIGURA 4.35- Força *versus* deslizamento relativo no modelo N1, apresentando as curvas de força total e força transferida para o núcleo de concreto.

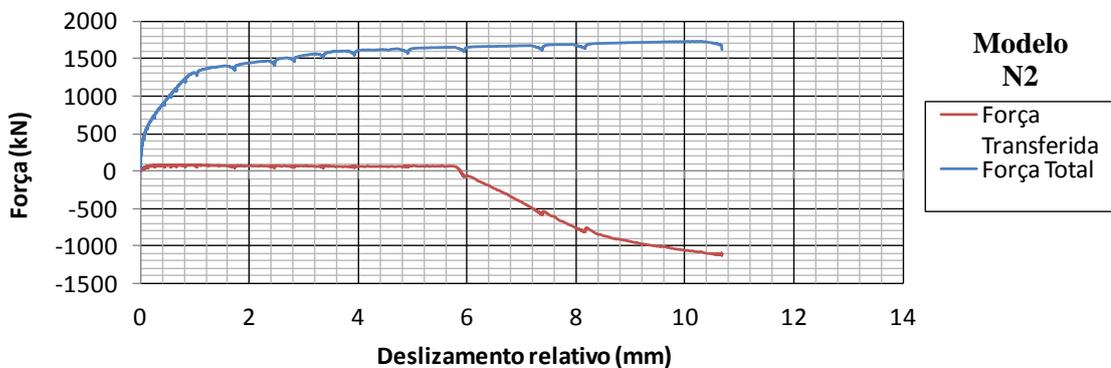


FIGURA 4.36 - Força *versus* deslizamento relativo no modelo N2, apresentando as curvas de força total e força transferida para o núcleo de concreto.

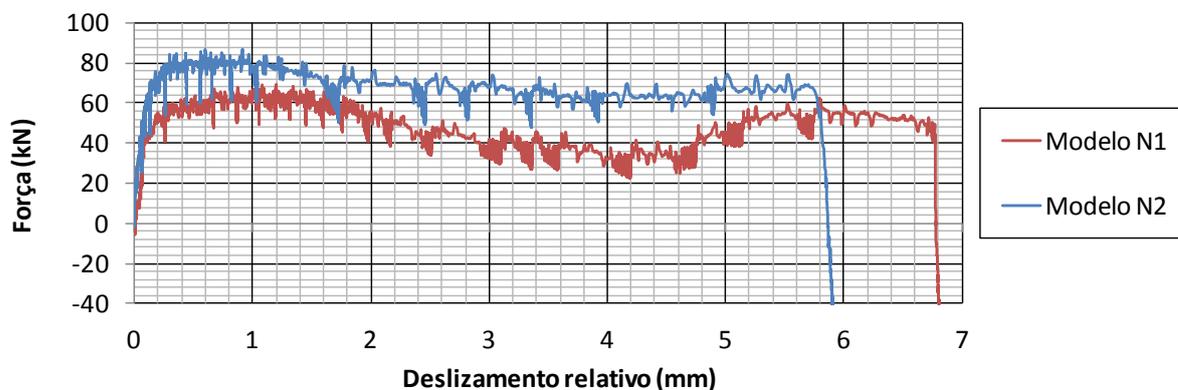


FIGURA 4.37 - Força transferida para o núcleo de concreto *versus* deslizamento relativo, limitado a 7 mm, dos modelos N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP).

A FIGURA 4.38 ilustra o escoamento do tubo de aço nos modelos N1 e N2. Com o tubo de aço atingindo grandes deformações longitudinais de compressão, há uma expansão transversal devido ao efeito Poisson e, conseqüentemente, a tinta na superfície do tubo começa a se desprender, evidenciando o escoamento do tubo.

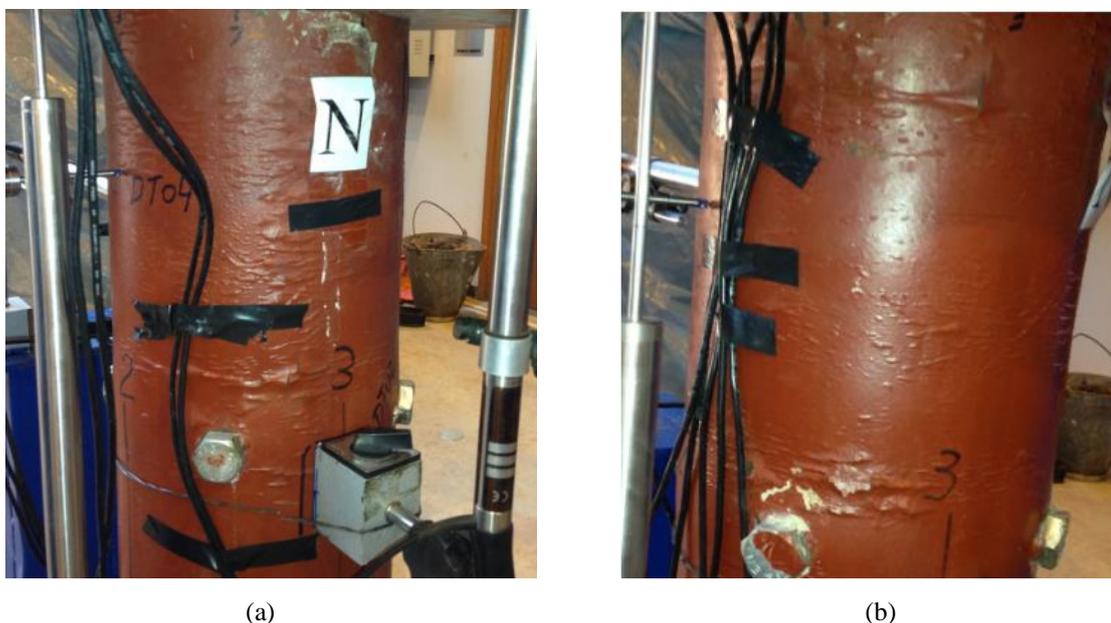


Figura 4.38 – Escoamento no tubo de aço dos modelos: (a) N1, (b) N2.

As FIGURAS 4.39 e 4.40 apresentam as curvas de deformações obtidas dos extensômetros longitudinais situados no nível auxiliar 2 (Anexo C, FIGURA C.2). Os extensômetros EL 21 e EL 22 são diametralmente opostos e, na metade do arco que os une, tem-se o extensômetro EL 23. Observando essas figuras, percebe-se que as deformações apresentam uma conformidade até que se atinja um deslizamento relativo de 4 mm. Para esse deslizamento, os tubos de aço já estariam sofrendo o escoamento e apresentando significativas deformações plásticas. Posteriormente, a região mais solicitada (devido às excentricidades do ensaio) começa a ganhar maiores deformações, podendo a estrutura se tornar instável com o avanço do carregamento.

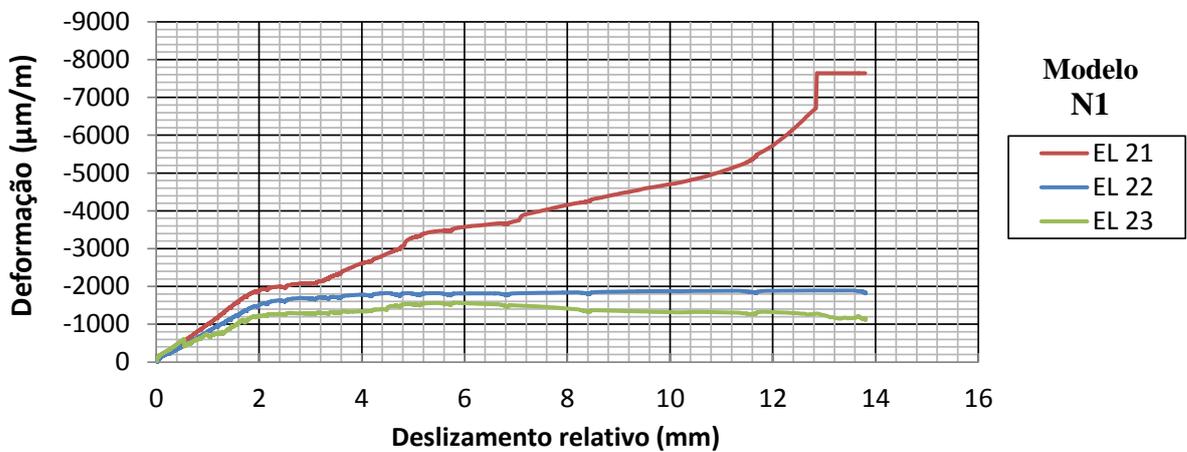


Figura 4.39 - Deformações no nível 2, modelo N1.

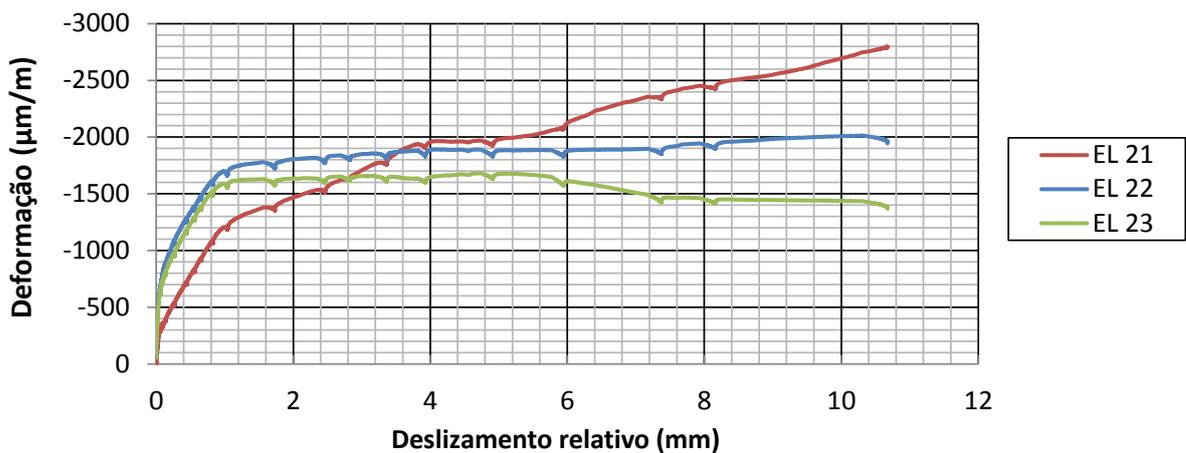


Figura 4.40 - Deformações no nível 2, modelo N2.

A média das leituras dos extensômetros longitudinais em cada nível dos modelos N1 e N2 podem ser visualizadas nas FIGURAS 4.41 e 4.42. Nota-se que as deformações médias para cada nível apresentam-se conformes para fases iniciais de carregamento. Contudo, quando se atinge o escoamento do tubo de aço, o nível auxiliar 1 (inferior) começa a sofrer uma maior deformação.

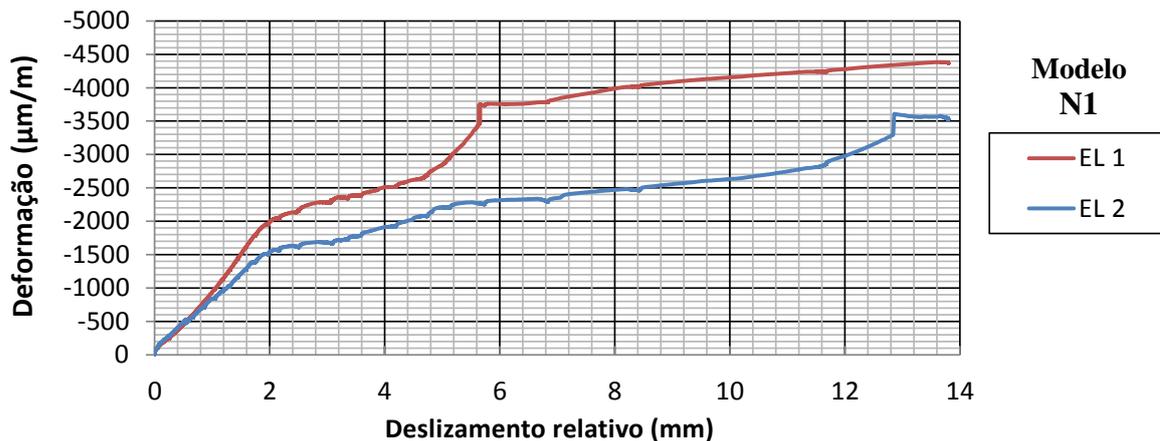


Figura 4.41 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo N1.

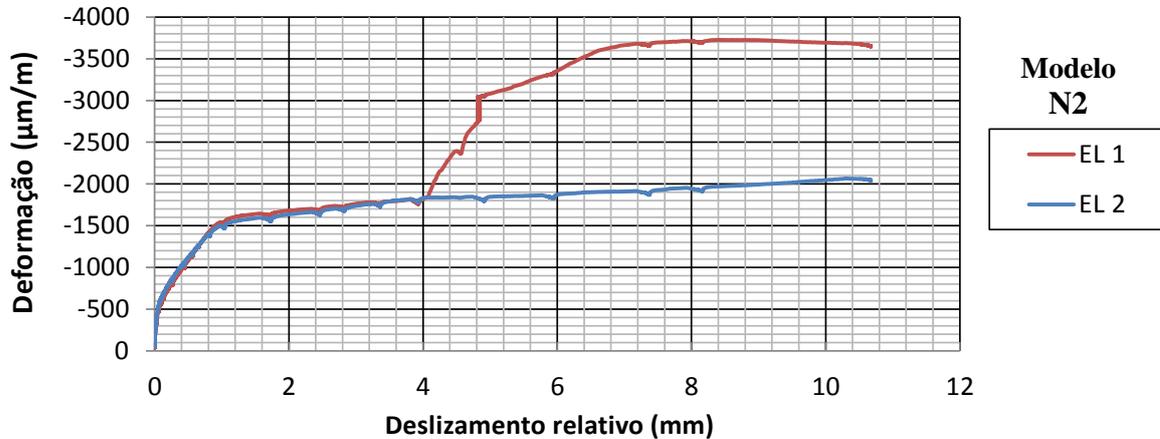


Figura 4.42 – Leitura das deformações longitudinais médias no modelo N2.

Com a baixa transferência de carga para o núcleo de concreto, as deformações transversais no tubo de aço devem estar relacionadas ao efeito de Poisson no próprio tubo. Conforme mencionado anteriormente, o nível auxiliar 1 foi o que sofreu a maior deformação longitudinal. No modelo N2, as deformações longitudinais sofreram um acréscimo considerável a partir de 4 mm. Esse comportamento também é observado na Figura 4.43,

apresentando as deformações transversais médias no modelo N2. Para a curva média ET 1 foram consideradas deformações para um deslizamento relativo limite de 5,66m, devido ao mal funcionamento do extensômetro transversal ET 11, quando se atingiram grandes deformações no nível auxiliar 1.

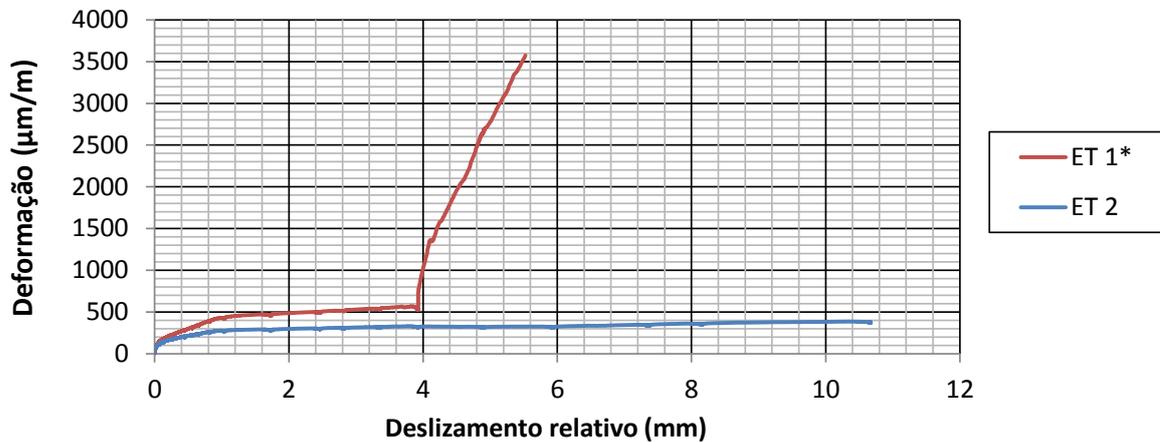


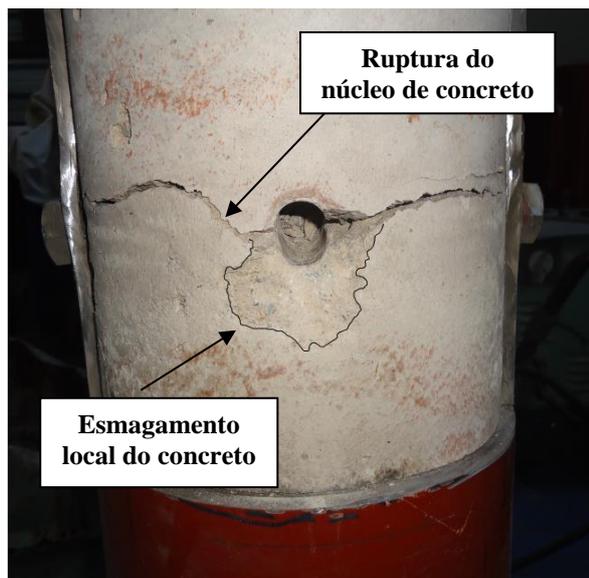
Figura 4.43 - Leitura das deformações transversais médias no modelo N2<sup>4</sup>.

Para verificar o comportamento do núcleo de concreto no pilar misto, realizou-se um corte no tubo de aço do modelo N1, como pode ser observado na FIGURA 4.44. Notou-se uma leve deformação nos parafusos, estando ligeiramente rotacionados, como se pode verificar na FIGURA 4.44a. Na FIGURA 4.44b, observa-se que ocorreu a ruptura do núcleo de concreto e o esmagamento local no concreto provocado pelos conectores de cisalhamento, mesmo que tenha sido realizada uma baixa leitura de transferência de carga para o núcleo de concreto.

<sup>4</sup> Para a curva média ET 1 foram consideradas deformações para um deslizamento relativo limite de 5,66m.



(a)



(b)

FIGURA 4.44 - Observações feitas após realização do ensaio no modelo N1: (a) ligeira deformação permanente observada nos parafusos, (b) ruptura e esmagamento local no núcleo de concreto.

# 5

## ESTUDO TEÓRICO

### 5.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo é apresentado um estudo teórico dos modelos experimentais apresentados no Capítulo 4. O estudo teórico foi realizado através de simulações numéricas dos modelos experimentais utilizando o software comercial de elementos finitos, ABAQUS versão 6.10. É importante salientar que essas simulações fazem parte de um estudo inicial, servindo como base para uma melhor calibração dos modelos numéricos em trabalhos futuros. Também são analisadas expressões analíticas apresentadas pela norma Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares, ABNT NBR 16239:2013. Os resultados numéricos e analíticos são confrontados com os resultados das análises experimentais obtidos no capítulo 4.

## 5.2 Modelo Numérico

### 5.2.1 Características dos Modelos Numéricos e Elemento Finito Utilizado

Neste estudo foi modelado apenas um quarto dos modelos devido à dupla simetria. O carregamento foi aplicado diretamente no topo do perfil do tubo de aço (FIGURA 5.1), desejando-se analisar a parcela de carga que é transferida para o núcleo de concreto. Foram analisados três modelos numéricos, apresentando as dimensões médias dos modelos experimentais das séries G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP) e N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP).

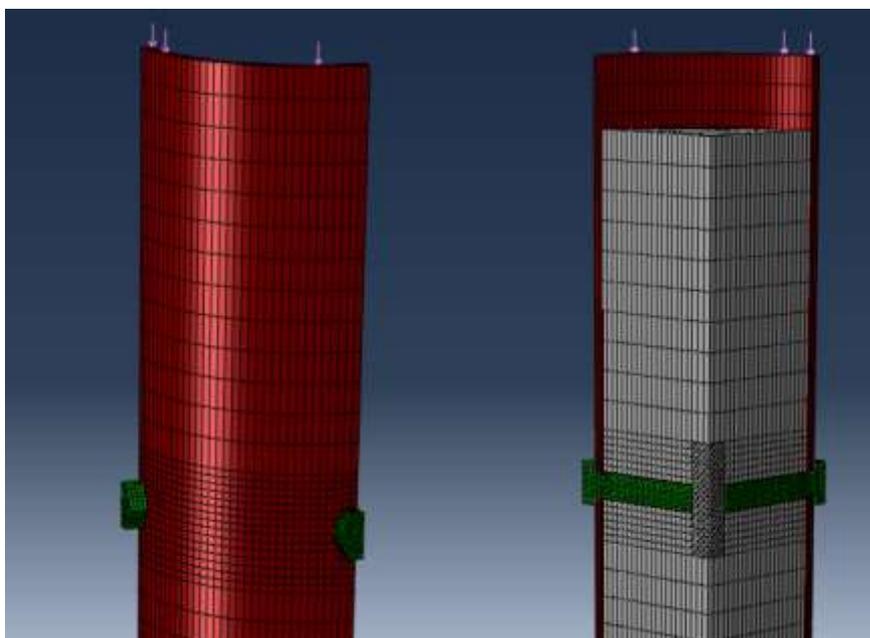


FIGURA 5.1 - Modelagem dos PMPCs realizada com o software comercial ABAQUS, versão 6.10.

Conforme descrito no capítulo 4, nos modelos *push-out*-BL com solda pontuada, notou-se que os parafusos poderiam estar encostados na parte superior do furo do tubo de aço, ao final dos 25 ciclos de carga e descarga. Dessa maneira, o modelo numérico que representa a série experimental H foi modelado com os parafusos encostados na parte superior do furo do tubo de aço. Para o modelo da série G, os parafusos também foram considerados encostados na parte superior do furo do tubo de aço. Diferentemente no modelo numérico, que representa a série experimental N, ensaio tipo *push-out*-BA (bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas), o centro geométrico dos parafusos coincidem com o centro geométrico dos furos do tubo de aço. Para a modelagem dos furos, são utilizados os furos-padrão, que possuem

diâmetro nominal 1,5 mm maior que o diâmetro do parafuso empregado. Esse procedimento permite que o parafuso apresente um deslocamento livre na região do furo. A TABELA 5.1 descreve os modelos numéricos analisados, e também são postos em análises os dois procedimentos de solda descritos no capítulo 3: solda efetiva e solda ponteadada.

TABELA 5.1 – Modelos numéricos analisados.

Modelo Numérico	Nomeclatura	Tipo de Ensaio	Conector/Condições de Contorno
G	TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE	<i>Push-out-BL</i>	04 paraf. 19 mm, solda efetiva, parafuso encostado.
H	TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP	<i>Push-out-BL</i>	04 paraf. 19 mm, solda ponteadada, parafuso encostado.
N	TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP	<i>Push-out-BA</i>	04 paraf. 19 mm, solda ponteadada, parafuso centrado.

Para melhor simulação da solda efetiva, foi utilizada a ferramenta *tie* no software ABAQUS. Essa opção de modelagem permite que a superfície inferior da cabeça dos parafusos seja conectada com a parede do tubo de aço. Assim, é permitida a transferência de tensões nessa interface durante o início do carregamento, como ocorreria com a utilização da solda efetiva.

Na interface entre o núcleo de concreto e o corpo dos parafusos, foi adotado um coeficiente de atrito estático igual a 0,1, visando apenas eliminar a possibilidade de movimento de corpo rígido desses parafusos, o que poderia inviabilizar a análise numérica. Menciona-se ainda, que nas demais interações entre as superfícies dos materiais concreto e aço do tubo, o coeficiente de atrito estático foi considerado nulo. Dessa forma, nas direções tangenciais, nenhuma força é transferida. Na direção normal, em todas as interações entre as superfícies, foram consideradas as tensões de compressão quando há o contato entre as partes, permitindo também a separação entre as elas, caso as interfaces de contato estejam tracionadas.

Os componentes (tubo de aço, núcleo de concreto e parafusos) foram modelados com elementos do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Esse tipo de elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos principais x, y e z), como pode ser observado na FIGURA 5.2. Menciona-se que houve uma maior discretização da malha de elementos finitos nos parafusos e nas suas proximidades (FIGURA 5.1). É nessa região que ocorre a transferência de carga para o núcleo de concreto, necessitando, por isso, de uma maior discretização do seu entorno. Os componentes tubos de aço e núcleo de concreto, na região menos dicretizada, foram modelados com sementes de 20 mm na direção longitudinal.

Na região que há uma maior discretização, na direção longitudinal foram utilizadas sementes de 5 mm, enquanto que na direção transversal foram utilizadas sementes de 2 mm e 5 mm para os componentes tubo de aço e núcleo de concreto, respectivamente. Nos parafusos, foram utilizadas sementes de 2 mm e 3 mm.

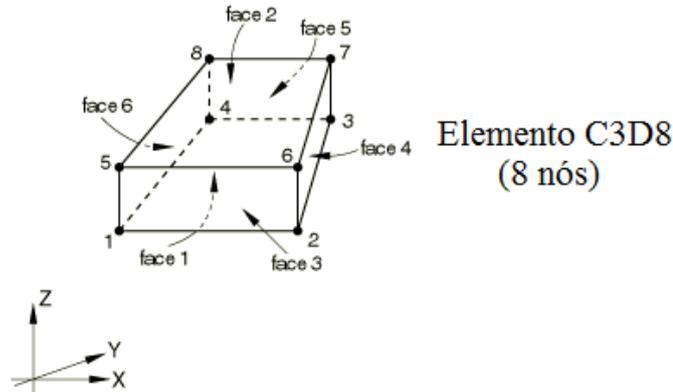


FIGURA 5.2 - Elemento C3D8 (SIMULIA, 2010).

## 5.2.2 Propriedades Mecânicas dos Materiais

As propriedades mecânicas nominais dos materiais utilizados na modelagem seguem os mesmos valores apresentados no item 3.3.2. Contudo, utilizou-se o valor do módulo de elasticidade do concreto obtido da relação tensão *versus* deformação da norma EN 1992-1-1:2004,  $E_{cm} = 30196,89$  MPa. Esse valor é obtido como a secante que passa pelos pontos de  $\sigma_c = 0$  e  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ , na relação tensão *versus* deformação ilustrada na FIGURA 5.7 (item 5.2.4). Para a fase elástica dos materiais, foram adotados os seguintes coeficientes de Poisson:  $\nu_a = 0,3$  (tubo de aço),  $\nu_b = 0,3$  (parafusos),  $\nu_c = 0,2$  (núcleo de concreto).

Para a entrada das relações tensão *versus* deformação dos materiais no programa ABAQUS, as tensões e deformações de engenharia são transformadas em tensões e deformações verdadeiras. Essas transformações são dadas pelas Eqs. (5.1), (5.2) e (5.3):

$$\sigma_{Ver} = \sigma_{Nom}(1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{Ver} = \ln(1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \varepsilon_{Ver} - \frac{\sigma_{Ver}}{E_{Ver}} \quad (5.3)$$

em que  $\sigma_{Ver}$  é a tensão verdadeira;  $\sigma_{Nom}$  é a tensão nominal;  $\varepsilon_{Nom}$  é a deformação nominal;  $\varepsilon_{Ver}$  é a deformação verdadeira;  $\varepsilon_{ln}^{pl}$  é a deformação logarítmica verdadeira; e  $E_{Ver}$  é o módulo de elasticidade verdadeiro, calculado dividindo o primeiro valor não nulo de tensão verdadeira e o primeiro valor não nulo de deformação verdadeira .

### 5.2.3 Modelos Constitutivos para o Aço dos Tubos e para o Aço dos Parafusos

Os diagramas de tensão *versus* deformação dos aços dos parafusos e tubo de aço foram baseados nos estudos realizados por ALMEIDA (2012), admitindo um comportamento elastoplástico com encruamento (FIGURA 5.3). As deformações correspondentes à ruptura dos parafusos e do aço do tubo são respectivamente,  $25\varepsilon_{yb}$  e  $100\varepsilon_{yb}$ , sendo  $\varepsilon_{yb}$  a deformação correspondente à resistência ao escoamento do aço. Para o diagrama do aço dos tubos, é considerada uma imperfeição que limita o trecho linear elástico do diagrama até a tensão correspondente a 85% da resistência ao escoamento do tubo de aço,  $f_y$ . Essa imperfeição leva em conta vários efeitos, como as tensões residuais do aço, imperfeições durante a concretagem e dos apoios nos modelos experimentais.

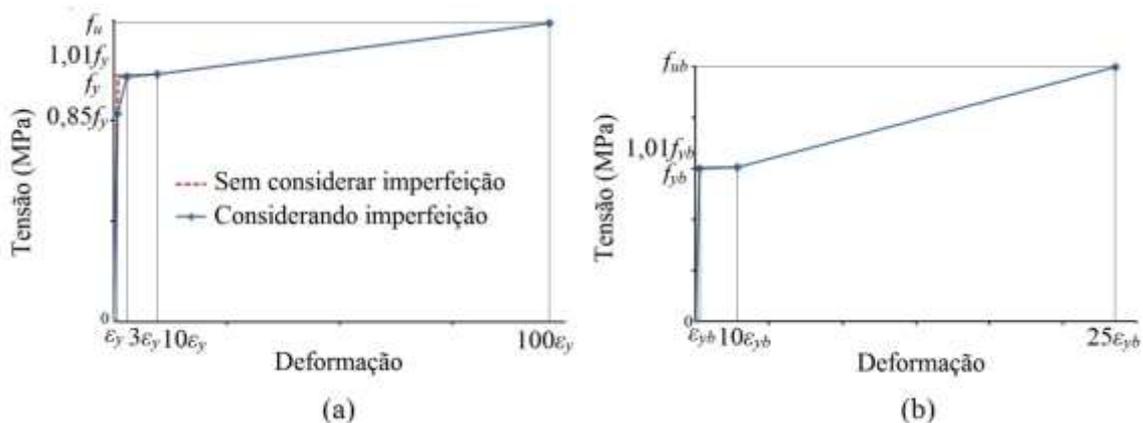


FIGURA 5.3 - Diagrama tensão *versus* deformação adotados nos modelos: (a) aço do tubo, (b) aço do parafuso (ALMEIDA, 2012).

## 5.2.4 Modelo Constitutivo para o Concreto

Para levar em conta o efeito de dano e do confinamento no núcleo de concreto provocado pelo tubo de aço, foi utilizado o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity*. Esse modelo permite simular a perda de rigidez do concreto, após se atingir o ponto de sua resistência máxima. Nesse modelo constitutivo, os principais parâmetros levantados são: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) e a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ). Outros parâmetros como a excentricidade e a viscosidade foram tomados como 0,1.

As resistências à compressão  $\sigma_{b0}$  e  $\sigma_{c0}$  são representadas na FIGURA 5.4. Nessa figura, é representada a curva da resistência do concreto considerando tensões em duas direções. Nas simulações deste trabalho, foi admitida a razão  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , que é o valor padrão admitido pelo ABAQUS. Esse valor também foi adotado nos trabalhos de SILVA (2013) e PAVLOVIĆ *et al.* (2013), no qual foi analisada a transferência de carga em ensaios de cisalhamento direto padrão, utilizando conectores Crestbond e parafusos de alta resistência, respectivamente.

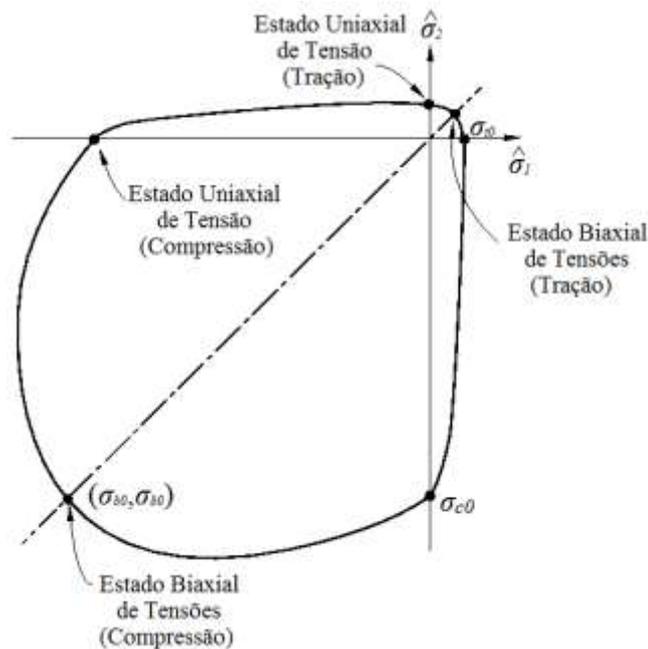


FIGURA 5.4 – Resistência do concreto submetido a um estado biaxial de tensões, considerado no modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (SIMULIA, 2010).

Segundo MALM (2009), o ângulo de dilatância é um parâmetro que quantifica o material, medindo a inclinação que o potencial plástico alcança para altas tensões de confinamento. Para baixos valores de ângulo de dilatância, o material irá apresentar comportamento frágil, enquanto que, para valores mais elevados, o material irá apresentar um comportamento mais dúctil. MALM *et al.*<sup>5</sup> (2006) *apud* MALM (2009) realizaram um estudo paramétrico de ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de concreto armado, como pode ser observado na FIGURA 5.5. Ainda observando essa figura, percebe-se que não há uma diferença significativa para valores entre  $\psi = 30^\circ$  e  $\psi = 40^\circ$ . Nos trabalhos de SILVA (2013) e PAVLOVIĆ *et al.*, foi utilizado  $\psi = 36^\circ$ , sendo o mesmo ângulo de dilatância adotado no presente trabalho.

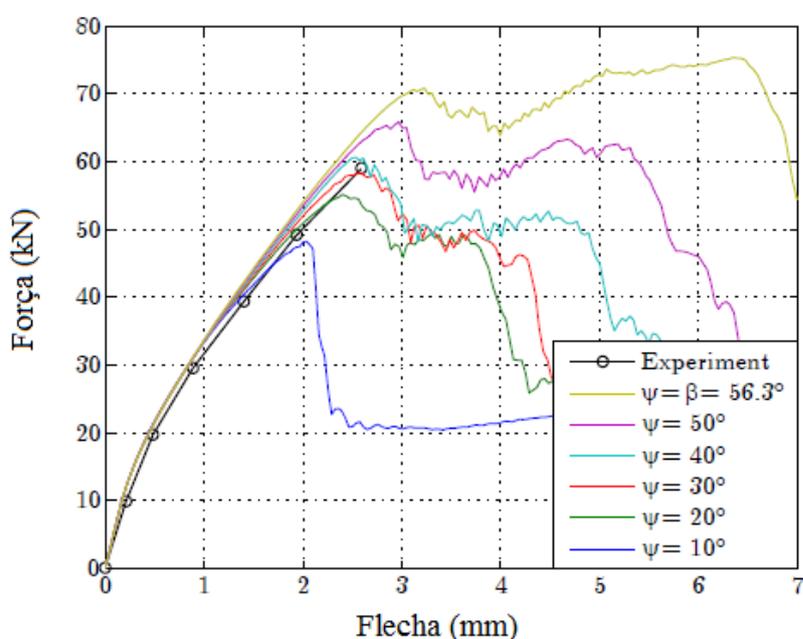


FIGURA 5.5 – Variação o ângulo de dilatância em vigas de concreto armado (MALM *et al.*<sup>8</sup>, 2006 *apud* MALM, 2009).

O comportamento do concreto à compressão pode ser representado através de um diagrama tensão *versus* deformação, como pode ser observado na FIGURA 5.6. A primeira parte desse diagrama é representada por linhas sólidas, sendo função da formulação proposta pela norma EN 1992-1-1:2004 dada por:

<sup>5</sup> MALM, R.; JAMES, G.; SUNDQUIST, H. (2006). *Monitoring and Evaluation of Shear Crack Initiation and Propagation in Webs of Concrete Box-Girder Sections*. International Conference on Bridge Engineering – Challenges in the 21st Century. Hong Kong.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (5.4)$$

em que  $\varepsilon_c$  é a deformação do concreto à compressão;  $\varepsilon_{c1}$  e  $\varepsilon_{cu1}$  são deformações do concreto obtidas de acordo com a tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto, definido como a tangente que delimita as tensões  $\sigma_c = 0$  e  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$  (FIGURA 5.7); e  $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$  e  $k = 1,05E_{cm}(\varepsilon_{c1}/f_{cm})$ .

Contudo, essa formulação se limita a uma deformação última de  $\varepsilon_{cu1}$ , como pode ser observado na FIGURA 5.7. Essa formulação não causaria grandes limitações para análises de estruturas de concreto armado, desde que as deformações sofridas na estrutura de concreto sejam menores que a deformação  $\varepsilon_{cu1}$  em situações de carregamento último. Nas estruturas mistas em que se utilizam conectores de cisalhamento, podem ocorrer elevadas deformações por esmagamento na região do concreto em contato com os conectores. Dessa maneira, a resistência do concreto pode ser superestimada caso não sejam consideradas deformações superiores a  $\varepsilon_{cu1}$ . Para contornar essa situação, PAVLOVIĆ *et al.* (2013) propõem uma extensão da formulação apresentada pela norma EN 1992-1-1:2004 (ilustrada no diagrama da FIGURA 5.6 por linhas tracejadas), definida por:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{tD}\alpha_{tE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{tE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (5.5)$$

sendo  $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD})/(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})$  a coordenada relativa entre os pontos D-E, apresentados na FIGURA 5.6. As tensões no ponto D e E são definidas como  $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$  e  $f_{cuE} = \alpha/f_{cm}$ , respectivamente. As deformações no ponto D, E e F são definidas como  $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ ;  $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ ;  $\varepsilon_{cuF} = 0,1$ , respectivamente. E os parâmetros restantes são definidos como  $\alpha = 20$ ,  $\alpha_{tD} = 0,5$ ,  $\alpha_{tE} = 0,10$  e  $\beta = f_{cm}/f_{cu1}$ .

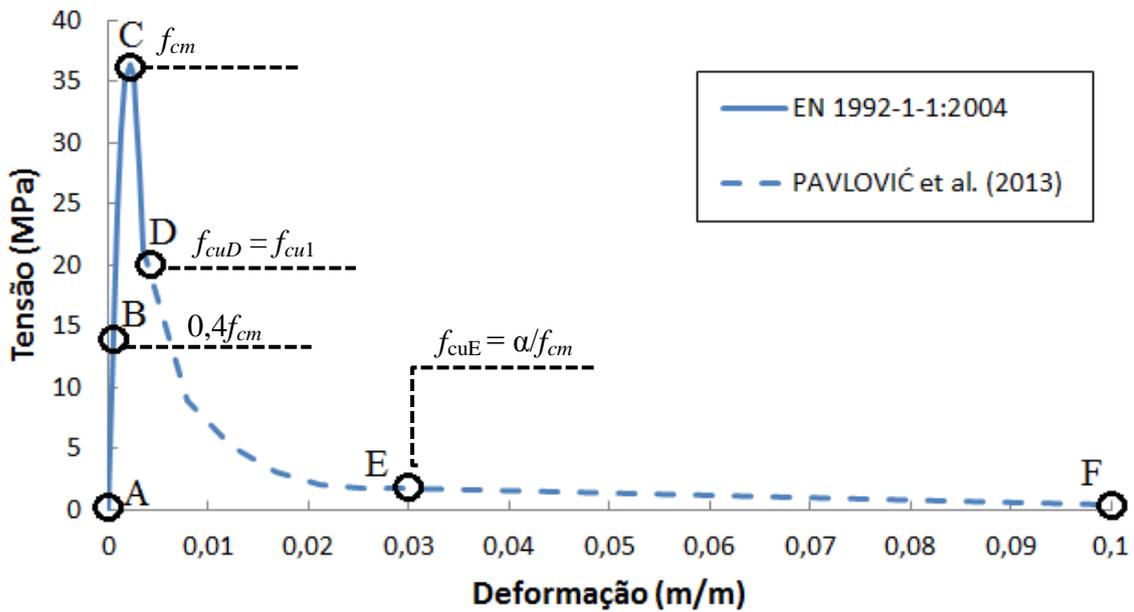


FIGURA 5.6 – Diagrama tensão versus deformação adotados no núcleo de concreto dos modelos.

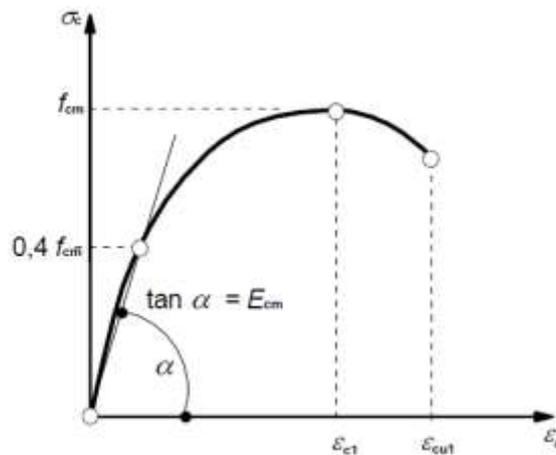


FIGURA 5.7 – Diagrama tensão *versus* deformação do concreto submetido à compressão, para  $\epsilon_c \leq \epsilon_{cul}$  (EN 1992-1-1:2004).

O comportamento do concreto submetido a um estado de tração uniaxial pode ser representado por um diagrama tensão *versus* deformação, como pode ser observado na FIGURA 5.8. Nota-se que quando o concreto atinge a sua resistência à tração, há uma queda acentuada de rigidez devido à formação de fissuras. De acordo com SILVA (2013), o comportamento frágil do concreto, na fase pós-pico, pode ser caracterizado por um diagrama tensão *versus* deslocamento, ao invés de um diagrama tensão *versus* deformação. Esse deslocamento é determinado pela abertura de fissura. O diagrama tensão *versus* deslocamento adotado neste trabalho, para a simulação do concreto tracionado, pode ser observado na

FIGURA 5.9. Os pontos utilizados nesse diagrama foram definidos de acordo com o estudo de SILVA (2013), conforme pode ser observado na TABELA 5.2.

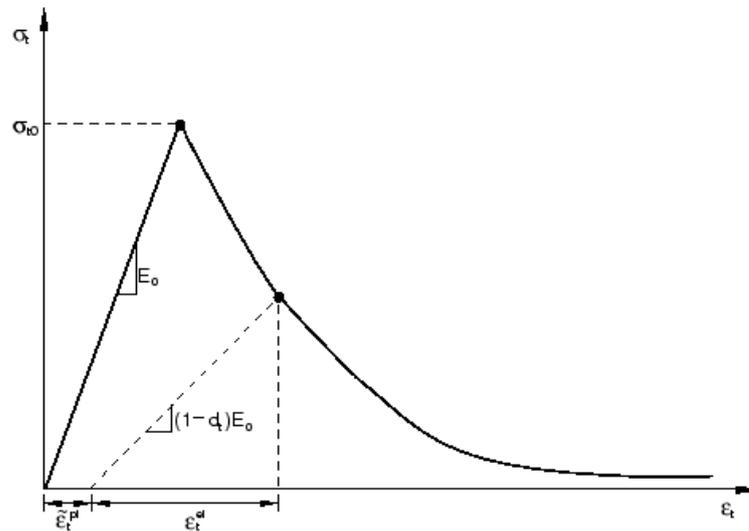


FIGURA 5.8 – Curva representativa do concreto tracionado no modelo numérico (SIMULIA, 2010).

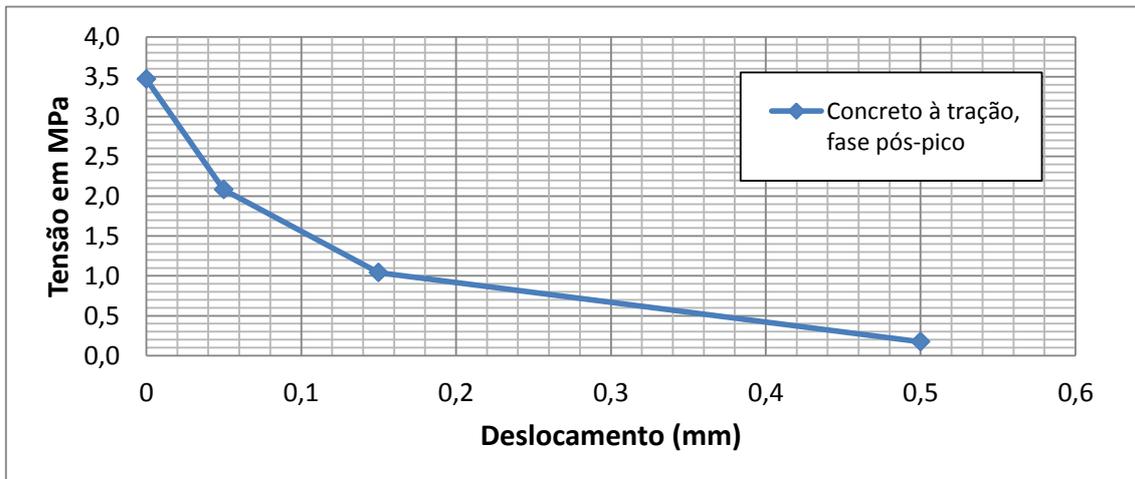


FIGURA 5.9 – Diagrama tensão *versus* deslocamento pós-pico admitido para o concreto tracionado nos modelos.

TABELA 5.2 – Pontos utilizados no diagrama tensão *versus* deslocamento pós-pico admitido para o concreto tracionado nos modelos (SILVA, 2013).

$\sigma_t$ (MPa)	$u$ (mm)
$f_{ctm}$	0,00
$0,60f_{ctm}$	0,05
$0,30f_{ctm}$	0,15
$0,05f_{ctm}$	0,50

O programa ABAQUS v 6.10 permite que se defina uma resposta de dano para uma melhor simulação do comportamento pós-pico do concreto. Essas respostas são definidas através de diagramas dano *versus* deformação ou dano *versus* deslocamento, representando o concreto submetido à compressão (FIGURA 5.10) ou à tração (FIGURA 5.11). As variáveis de dano são definidas como:  $D_c = 1 - \sigma_c/f_{cm}$  e  $D_t = 1 - \sigma_t/f_{ctm}$ , estando correlacionadas com a deformação do concreto submetido à compressão e deslocamento por abertura de fissura, respectivamente.

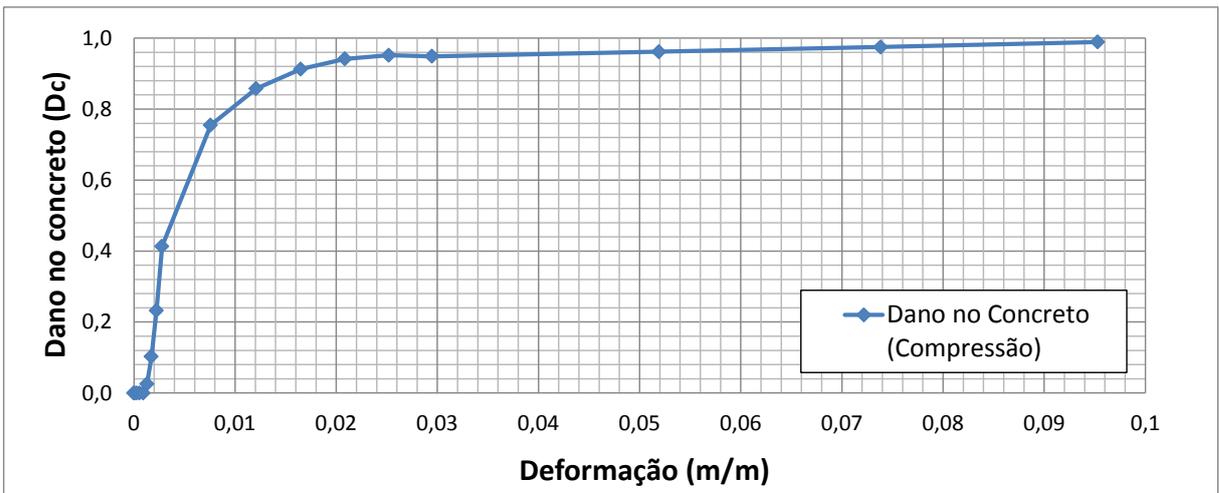


FIGURA 5.10 - Diagrama dano no concreto *versus* deformação admitido para o concreto.

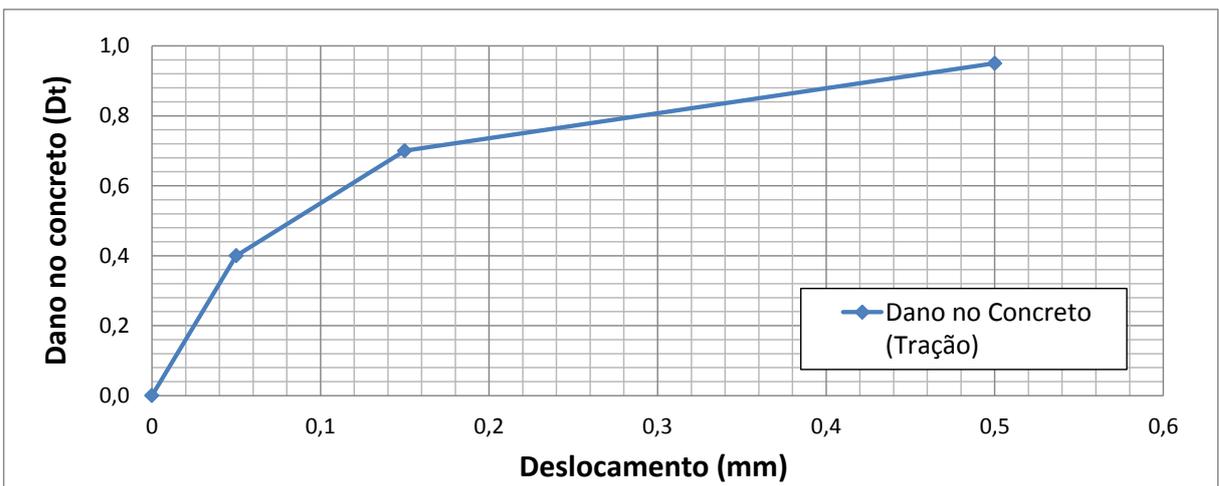


FIGURA 5.11 - Diagrama dano no concreto *versus* deslocamento admitido para o concreto tracionado.

### 5.2.5 Método de Análise

O método de convergência utilizado nas simulações numéricas foi o de Riks modificado. O uso desse método é aconselhado situações nas quais se deseja obter soluções de equilíbrio estático não linear, onde a resposta de força *versus* deslocamento pode apresentar uma rigidez negativa em um dado incremento.

## 5.3 Resultados do Estudo Numérico

Para uma melhor organização do texto, este item foi subdividido em itens 5.3.1 e 5.3.2. No item 5.3.1, são apresentados resultados dos modelos que apresentam como procedimentos de ensaios *push-out*-BL e, no item 5.3.2, os que apresentam como procedimentos de ensaios *push-out*-BA. A classificação dos parafusos como conectores de cisalhamento através dos resultados de simulações numéricas é realizada com base nos resultados obtidos nos modelos que apresentam procedimentos de ensaios *push-out*-BL.

### 5.3.1 Resultados e Análise dos Modelos de Ensaio *Push-out*-BL (Modelo G e H)

Neste item, são analisados os modelos numéricos G e H, sendo diferenciados pelo procedimento de solda utilizado na ligação entre os componentes núcleo de concreto e tubo de aço. Para o modelo G, é utilizada solda efetiva e, para o modelo H solda ponteadada. Menciona-se também que, na modelagem numérica, foi considerado o fuste dos parafusos em contato com o furo do tubo de aço.

As FIGURAS 5.12 e 5.13 apresentam os resultados dos modelos numéricos G e H, confrontados com os resultados experimentais apresentados no capítulo 4. As curvas dos modelos experimentais não levam em conta os efeitos de atrito, para que seja somente considerada a parcela da transferência de carga realizada pelos parafusos. Observando as figuras, percebe-se que a resistência dos modelos numéricos se mostrou superior à dos modelos experimentais, estando as curvas de força *versus* deslizamento relativo dos modelos numéricos acima das curvas dos modelos experimentais. Essa diferença pode estar associada à deficiência do modelo em simular a fissuração do concreto que leva à separação do núcleo em duas partes principais, uma acima e outra abaixo dos conectores (FIGURAS 4.14 e 4.31).

Outra explicação é a não simulação dos ciclos de carga e descarga que possivelmente provocaram um dano ao concreto, principalmente nesse caso em que as forças durante o ciclo ficaram próximas da força máxima resistida pela ligação.

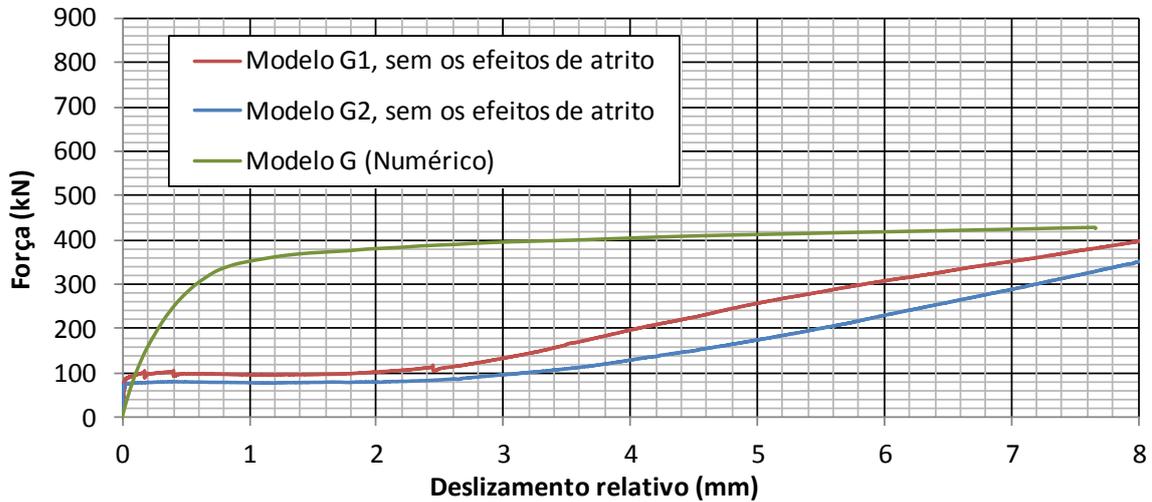


FIGURA 5.12 - Força *versus* deslocamento relativo do modelo numérico G e os modelos experimentais da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), limitado a um deslocamento relativo de 8 mm.

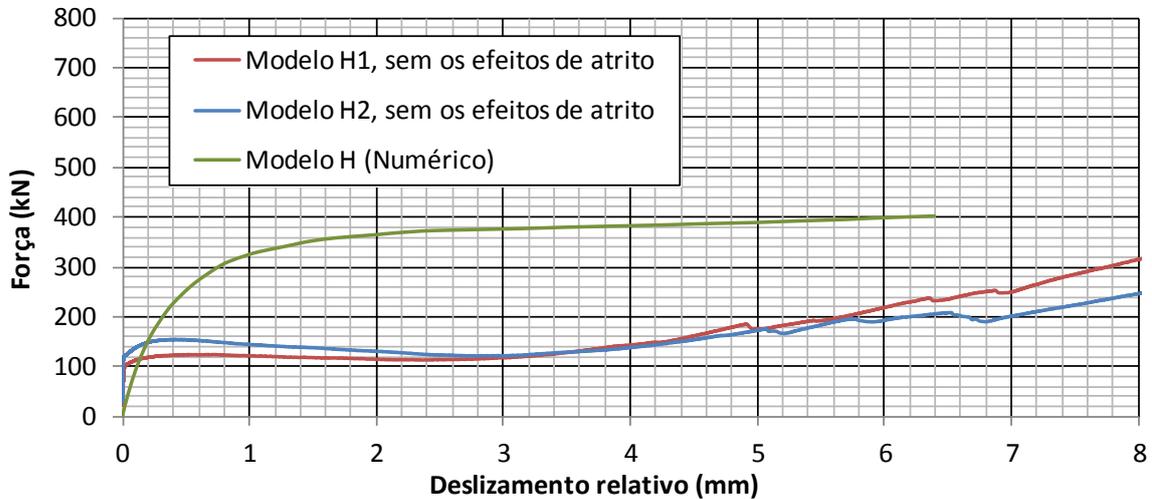


FIGURA 5.13 - Força *versus* deslocamento relativo do modelo numérico H e os modelos experimentais da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), limitado a um deslocamento relativo de 8 mm.

A norma EN 1994-1-1:2004 descreve que a resistência característica  $P_{Rk}$  deve ser tomada como a força máxima de falha (dividida pelo número de conectores) reduzida por 10%. A rigidez secante é definida como  $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$ , em que  $s$  é o deslocamento relativo que ocorre para a força de  $0,7 P_{Rk}$ . No modelo G, obteve-se numericamente a força máxima  $P_{num,G} = 426,63$  kN e, dessa maneira,  $P_{Rk,G} = 0,9 \times 426,63 / 4 = 95,99$  kN. Para o modelo H, obteve-se a

força máxima  $P_{num,H} = 546,65$  kN, com  $P_{Rk,H} = 0,9 \times 426,63 / 4 = 90,55$  kN. Observa-se que esses valores de força máxima estão próximos das forças últimas experimentais,  $P_{exp2}$ , obtidas no capítulo 4. A rigidez secante dos modelos G e H são  $k_{sc,G} = 95,99 / 0,47 = 204,23$  kN/mm e  $k_{sc,H} = 90,55 / 0,51 = 177,55$  kN/mm. Conforme mencionado no capítulo 2, é definido por ALMEIDA (2012) que os conectores com rigidez secante abaixo de 200 kN/mm são classificados como flexíveis, e os restantes como rígidos. Logo, verificou-se que os modelos H apresentaram um comportamento flexível, enquanto que o uso da solda efetiva nos modelos G fez com que esses apresentassem um comportamento rígido, elevando a rigidez dos conectores em 13,06%. A norma EN 1994-1-1:2004 ainda menciona que um conector pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for pelo menos 6 mm. Observando as FIGURAS 5.12 e 5.13, percebe-se que nas simulações numéricas alcançaram-se deslizamentos relativos superiores a 6 mm, podendo, dessa maneira os conectores serem tomados como dúcteis.

O valor de  $P_{Rk}$  foi tomado como valor de referência de força nas análises numéricas, visando a se analisar o comportamento dos modelos quando se atinge um valor de carga próximo à resistência característica de cada modelo. Nas FIGURAS 5.14 a 5.23, é posto em análise comportamento dos componentes parafusos, núcleo de concreto e tubo de aço a nível da resistência característica  $P_{Rk}$ .

No capítulo 4, foi verificado experimentalmente que ocorreu a ruptura do núcleo de concreto nos modelo G e H, de modo que se constituíssem dois blocos de concreto, como pode ser observado nas FIGURAS 4.14 e 4.31. Nas FIGURAS 5.14 e 5.15 é representado o dano causado no concreto devido à compressão. O dano é representado pela variável DAMAGEC, sendo que o valor 0 representa nenhum dano no material e o valor 1 a perda total da rigidez do material. Percebe-se que essa variável apresenta valores próximos de 1 na região abaixo dos conectores, demonstrando o esmagamento local do concreto provocado pelos conectores de cisalhamento.

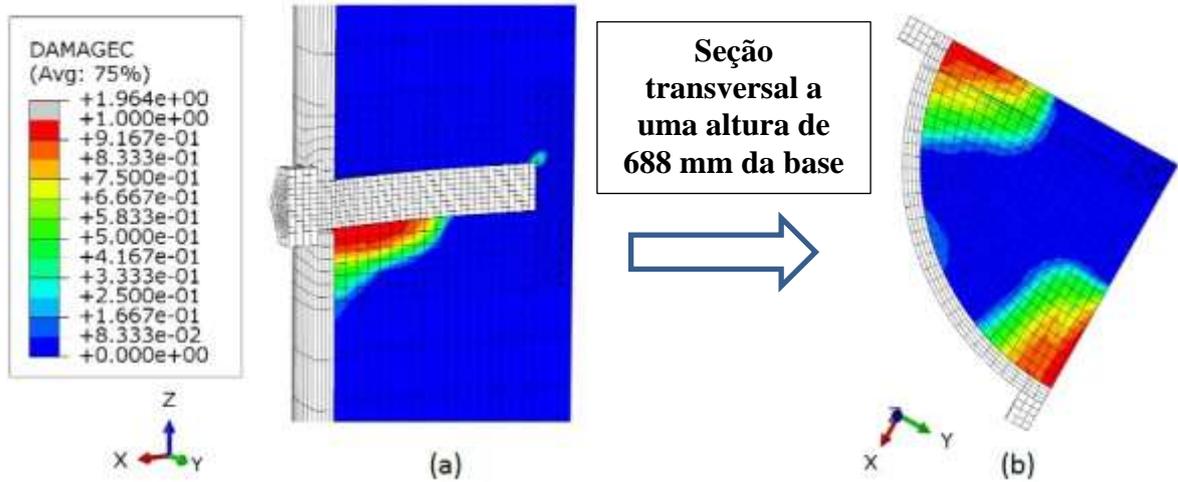


FIGURA 5.14 – Variável dano a compressão no concreto do modelo G ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ : (a) seção longitudinal, (b) seção transversal.

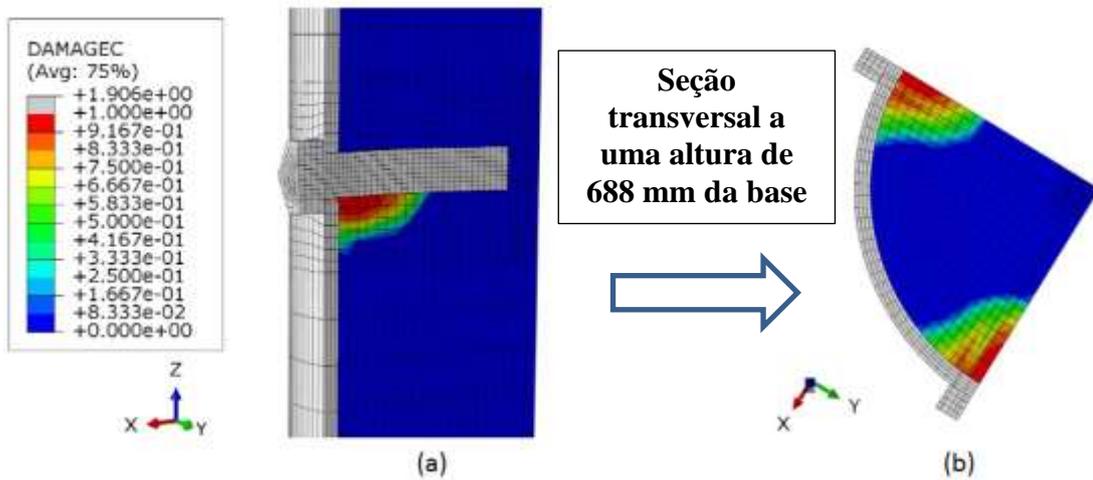


FIGURA 5.15 – Variável dano a compressão no concreto do modelo H ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ : (a) seção longitudinal, (b) seção transversal.

A variação dos esforços de compressão no núcleo de concreto é representada nas FIGURAS 5.16 e 5.17. As tensões  $S_{33}$  são as tensões no sentido longitudinal (eixo z) e apresentam valores em MPa. A região escura apresenta tensões superiores ao  $f_{cm}$  do concreto, obtido nos ensaios de caracterização (item 3.2.2.1), enquanto que a região cinza representa o concreto tracionado. A região escura abaixo da altura dos conectores confirma o esmagamento local no concreto provocado pelos parafusos. Observa-se também que, na região próxima à altura dos conectores há uma não uniformidade de tensões, variando significativamente de um ponto para outro, apresentando regiões com elevadas tensões de compressão e regiões tracionadas (gradiente de tensões), isso ocorre por ser uma região de introdução de carga. Menciona-se

que também foram atingidas tensões superiores ao  $f_{cm}$  do concreto na região de contato do concreto com a extremidade superior do fuste dos parafusos.

Nas FIGURAS 5.18 e 5.19, é representada a variação dos esforços de tração no núcleo de concreto. A região cinza apresenta tensões superiores ao  $f_{ctm}$  (obtido no ensaio apresentado no item 3.2.2.2), indicando que o concreto atingiu tensões superiores a sua resistência à tração. Essa resistência é superada na região de contato do concreto com a extremidade frontal do fuste dos conectores. Nota-se também que a região acima do nível dos conectores se encontra tracionada.

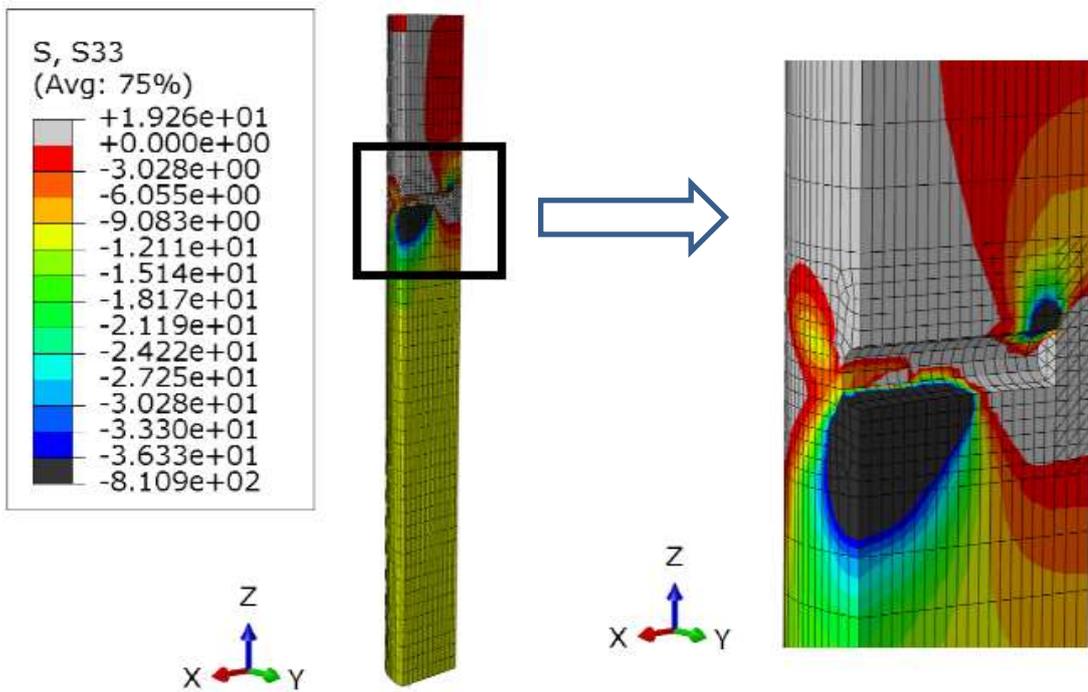


FIGURA 5.16 – Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de concreto, modelo G.

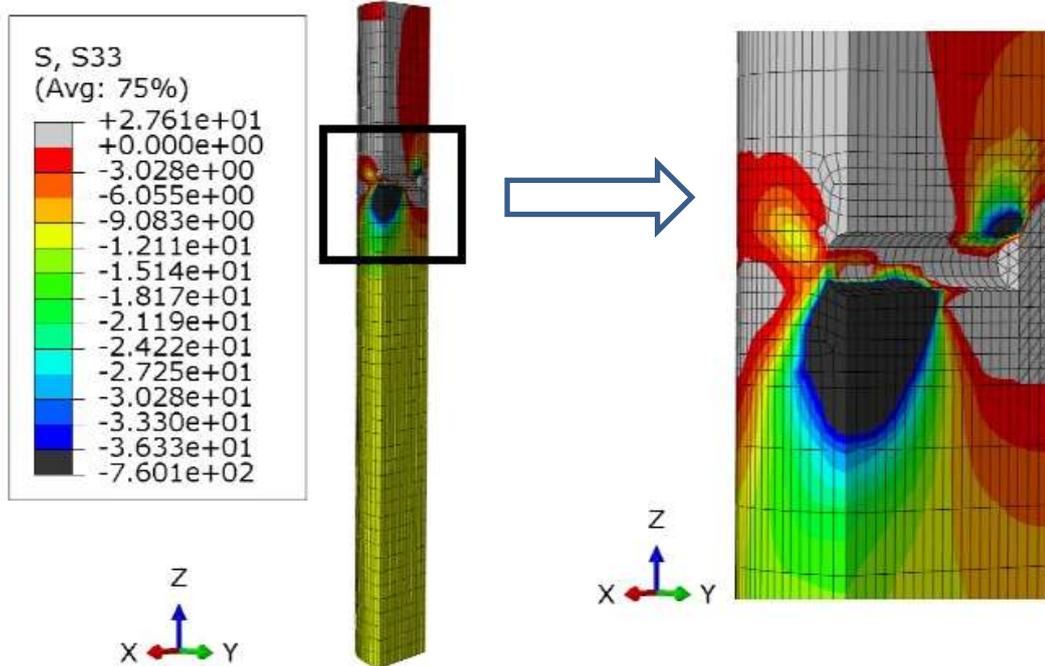


FIGURA 5.17 - Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de, modelo H.

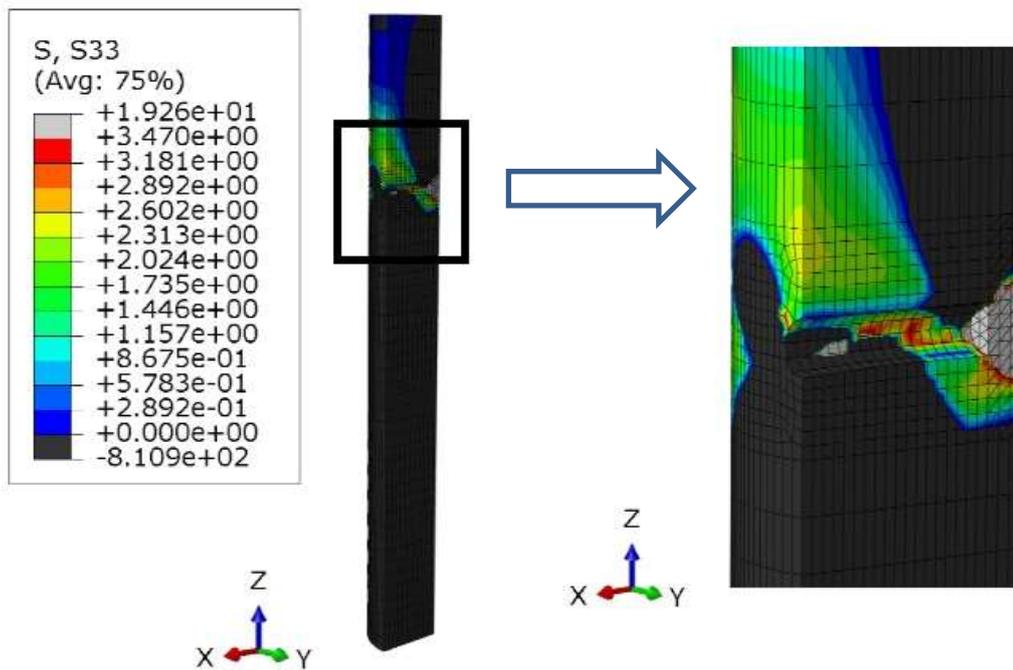


FIGURA 5.18 - Tensões de longitudinais de tração no núcleo de, modelo G.

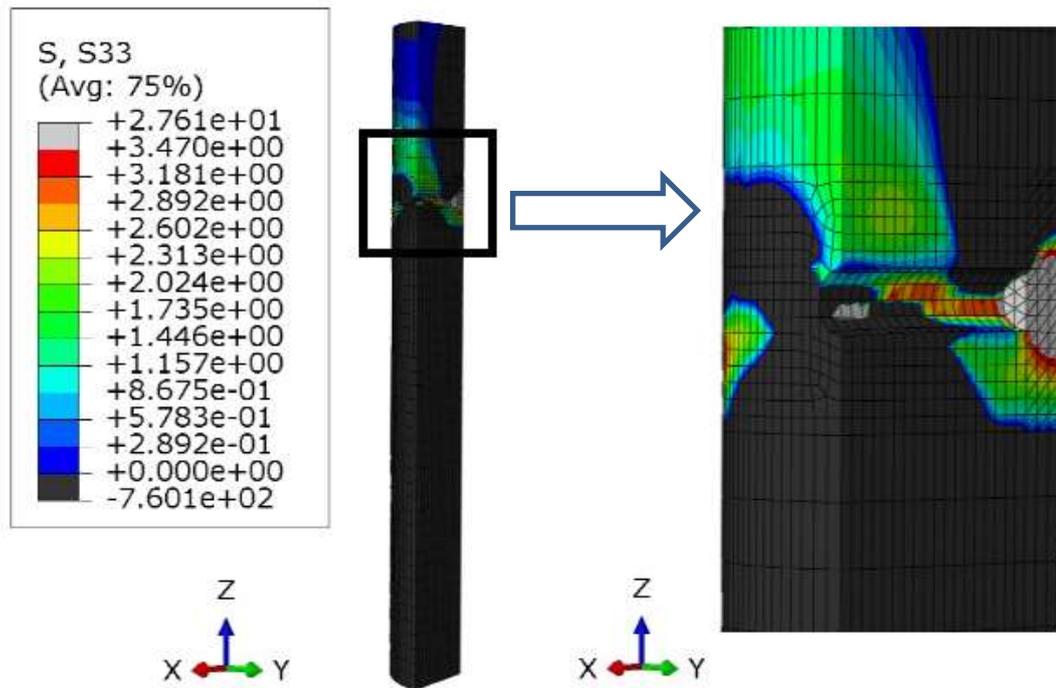


FIGURA 5.19 –Tensões de longitudinais de tração no núcleo de concreto, modelo H.

Na região de contato do parafuso com o tubo de aço, notou-se que o tubo atingia tensões superiores à sua resistência ao escoamento nominal ( $f_y$ ), como pode ser observado nas FIGURAS 5.20 e 5.21. Nessas figuras são apresentadas tensões de von Mises em MPa. Observou-se que o modelo com solda ponteadada (modelo H) apresentou uma maior área de escoamento no entorno do furo. Isso pode ser explicado devido a uma maior liberdade de deslocamento do parafuso, gerando tensões de contato na parede do furo. Nos modelos experimentais H1 e H2, foi verificado o esmagamento da parede do furo, como pode ser observado na FIGURA 4.15b.

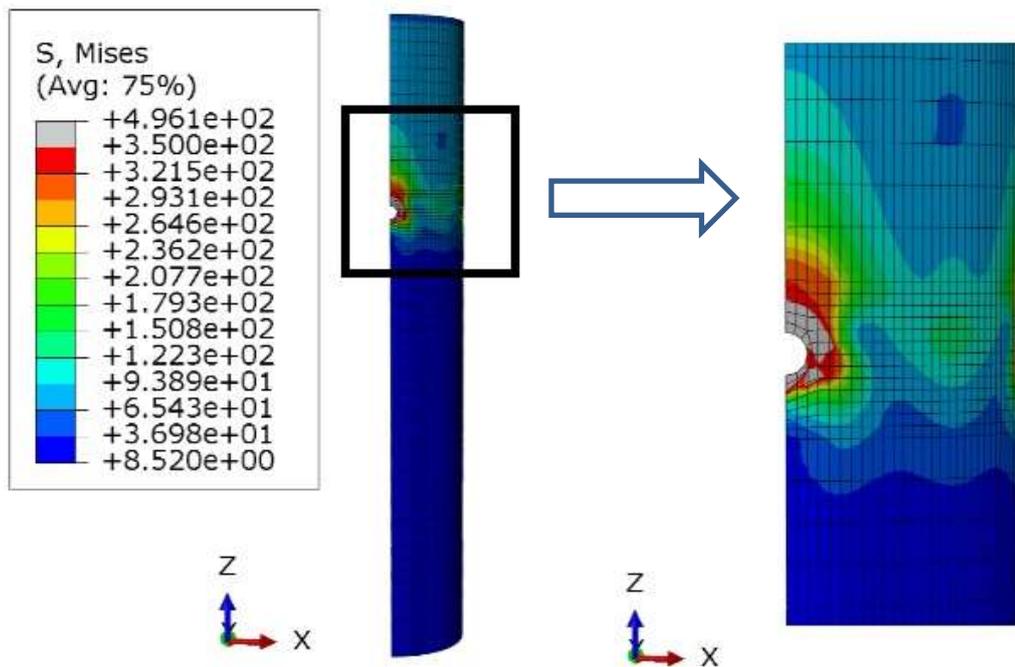


FIGURA 5.20 – Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo G.

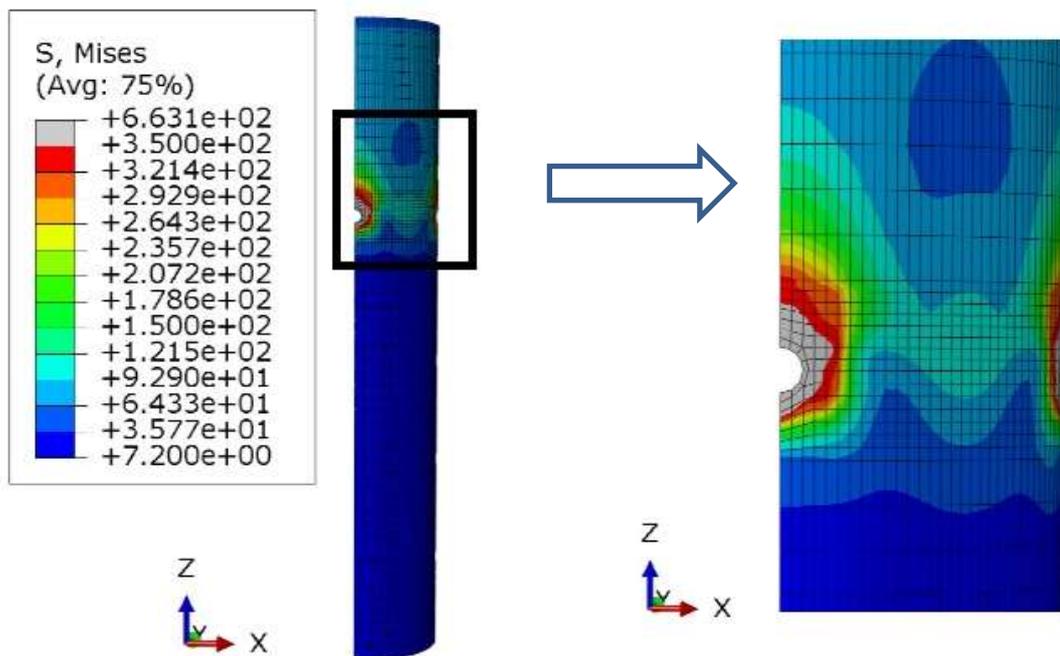


FIGURA 5.21 – Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo H.

Nas FIGURAS 5.22 e 5.23, são apresentadas as tensões de von Mises nos parafusos. Nota-se que o escoamento ocorreu na região superior do fuste (próximo à cabeça do parafuso). Entretanto, não foram observadas tensões superiores a resistência à ruptura nominal do aço dos parafusos à tração ( $f_{ub}$ ). Observou-se no modelo G uma maior concentração de tensões na região superior do fuste. Esse comportamento foi observado nos modelos experimentais, pois os conectores que apresentam solda efetiva foram os que tiveram maiores deformações.

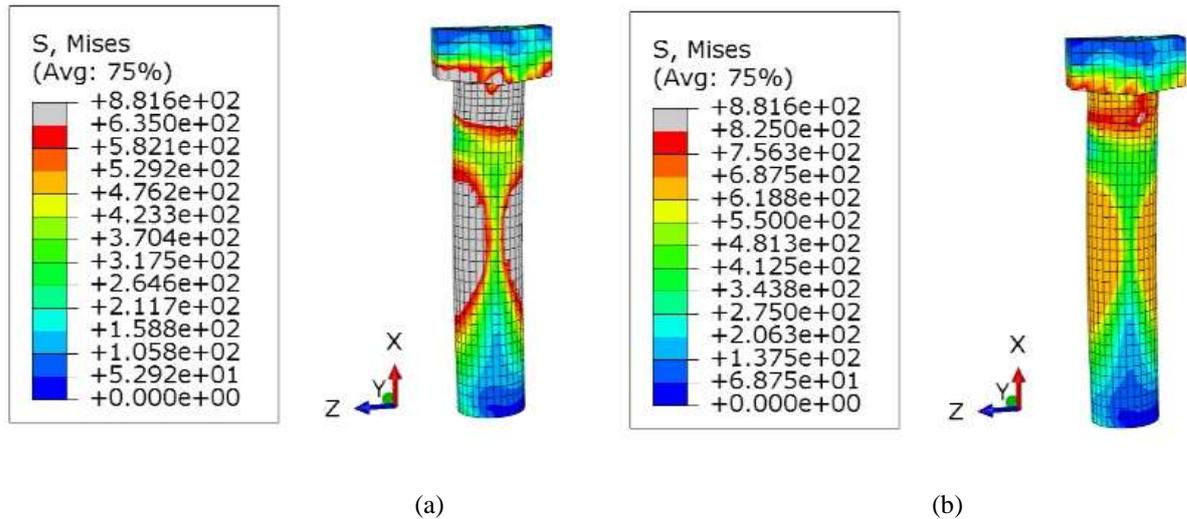


FIGURA 5.22 – Tensões de von Mises nos parafusos, modelo G: (a) tensões limitadas ao valor de  $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de  $f_{ub}$ .

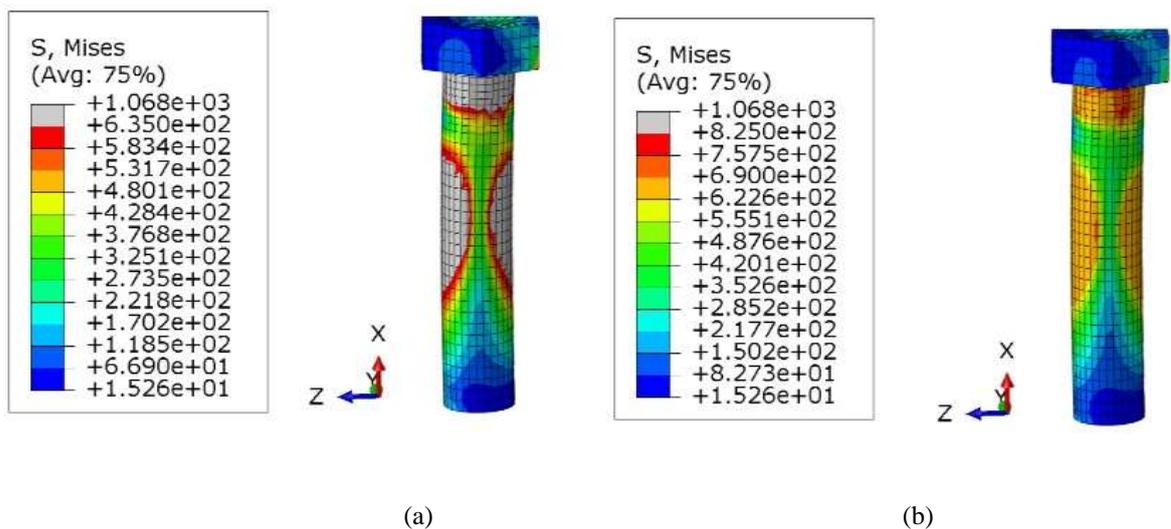


FIGURA 5.23 - Tensões de von Mises nos parafusos, modelo G: (a) tensões limitadas ao valor de  $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de  $f_{ub}$ .

### 5.3.2 Resultados e Análise dos modelos de Ensaio *Push-Out*-BA (Modelo N)

Neste item, é analisado numericamente o modelo numérico N. Esse modelo apresenta as bases de concreto e tubo de aço apoiadas e, assim, somente uma parcela da carga é transferida para o núcleo de concreto. Na ligação entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto, é considerada a modelagem da solda pontuada. Menciona-se também que na modelagem numérica foi considerado o centro geométrico dos parafusos e do furo-padrão do tubo de aço coincidentes.

Na FIGURA 5.24, é representada a curvas de força total *versus* deslizamento relativo do modelo numérico N, sendo comparada com as curvas dos resultados experimentais N1 e N2. Observando essa figura, nota-se que inicialmente a curva do modelo numérico N se situa entre as curvas dos modelos experimentais N1 e N2. Após um deslizamento relativo de 0,75 mm, há uma elevação de rigidez no modelo N, distanciando das curvas experimentais. Isso ocorre quando o tubo de aço entra em contato com o parafuso, vencendo a folga entre o parafuso e tubo (devido à modelagem do furo padrão). Posteriormente quando se atinge uma força de aproximadamente 1500 kN, o modelo começa perder rigidez devido ao escoamento do tubo de aço que se inicia na região do furo do tubo de aço.

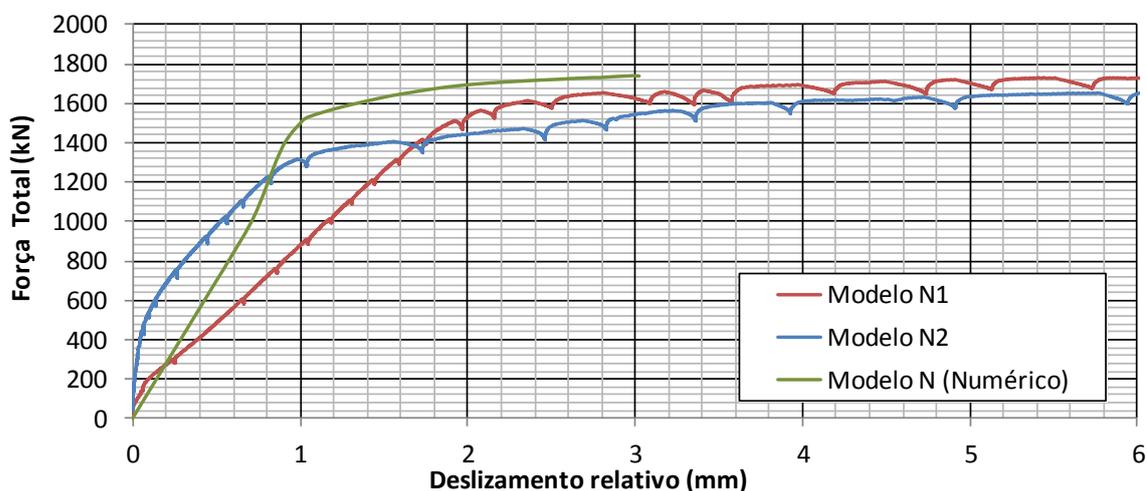


FIGURA 5.24 - Força total *versus* deslizamento relativo do modelo numérico N e os modelos experimentais da série N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 6 mm.

A análise de transferência de carga para o núcleo de concreto é realizada observando as curvas apresentadas na FIGURA 5.25. Percebe-se, pela curva de força transferida no modelo numérico, que a transferência de força para o núcleo de concreto é realizada somente quando se atinge um deslizamento relativo de 0,75 mm, quando o furo do tubo de aço entra em contato com o fuste dos parafusos. Posteriormente, há uma mudança de inclinação da curva para um deslizamento relativo de 1 mm, que ocorre devido ao escoamento na região dos furos no tubo de aço, conforme mencionado anteriormente. Esse comportamento permanece até quando se atinge a força máxima de transferência de carga  $P_{num,N} = 171,30$  kN, para um deslizamento relativo de 1,98 mm. Nota-se que essa força se apresenta bastante superior aos resultados encontrados nos modelos experimentais (observar curvas dos Modelos N1 e N2) e é da ordem da força de atrito observada experimentalmente (FIGURAS 4.7, 4.8, 4.24 e 4.25). A observação de que a força transferida numericamente e a de atrito observada experimentalmente nos modelos com base livre são da mesma ordem pode evidenciar uma inadequação do modelo com base apoiada, uma vez que a carga transferida pelos conectores nos experimentos pode estar voltando para o aço devido ao atrito. As curvas experimentais de transferência de carga para o núcleo de concreto foram obtidas através de leituras de deformações realizadas por extensômetros internos (item 3.3.4). Como na simulação numérica foi verificado um valor máximo de transferência de carga bem acima dos valores encontrados experimentalmente, e com a ocorrência da ruptura do bloco de concreto nos ensaios experimentais (FIGURA 4.44), conclui-se que pode ter ocorrido um mal funcionamento dos extensômetros internos.

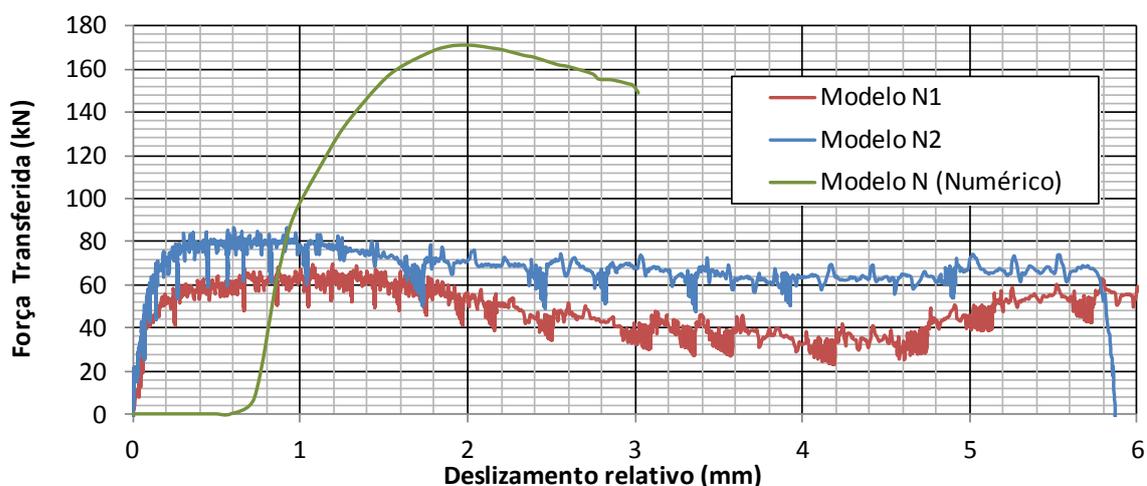


FIGURA 5.25 – Força transferida para o núcleo de concreto *versus* deslizamento relativo do modelo numérico N e os modelos experimentais da série N (TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 6 mm.

Para uma melhor análise dos resultados, as FIGURAS 5.26 a 5.30 ilustram o comportamento estrutural, observado com o auxílio dos modelos numéricos, dos componentes tubo de aço, núcleo de concreto e parafusos, quando se atinge a força máxima transferida para o núcleo de concreto,  $P_{num,N} = 171,30$  kN.

Na FIGURA 5.26, é representado o dano causado no concreto devido à compressão, com as escalas variando de 0 a 1. Observando essa figura, percebe-se que a região do concreto abaixo dos conectores de cisalhamento sofreu um esmagamento localizado, assim foi como verificado nos modelos numéricos G e H (*push-out-BL*), porém de menor área. Esse esmagamento também foi observado nos modelos experimentais de base apoiada (FIGURA 4.44).

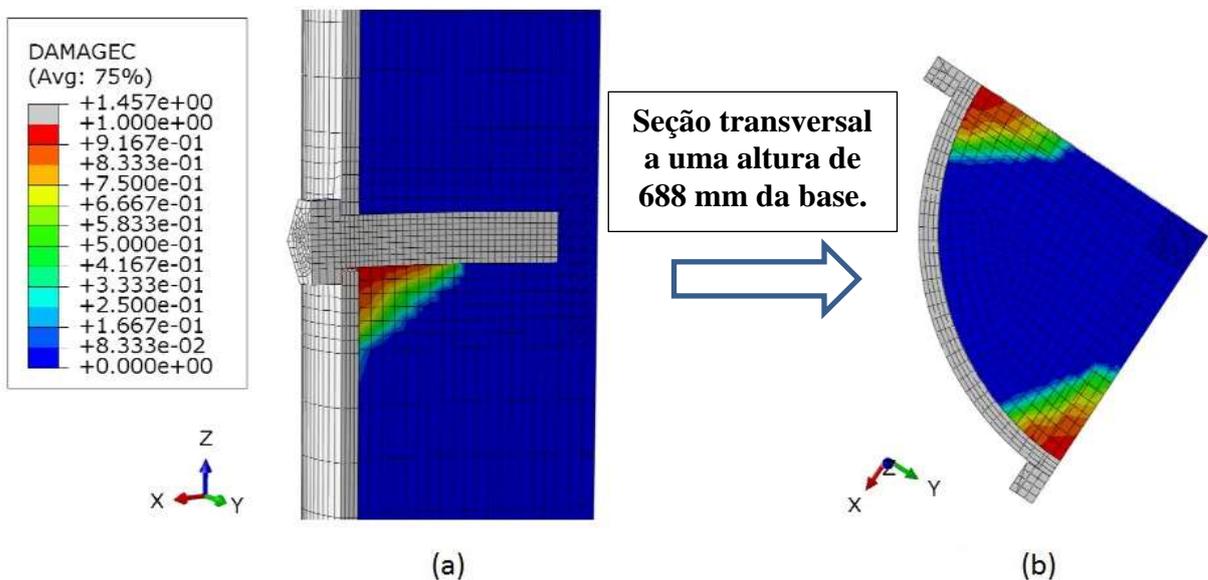


FIGURA 5.26 - Variável dano de compressão no núcleo de concreto no modelo N a nível força máxima de transferência de carga para o concreto,  $P_{Nc,Max}$ .

O comportamento do núcleo de concreto no modelo N se apresentou de forma bastante semelhante aos modelos de *push-out-BL*, verificado que na região abaixo da metade superior do fuste dos parafusos (próxima à cabeça do parafuso) se alcançavam tensões superiores ao  $f_{cm}$ , o que confirmou o esmagamento localizado no concreto (FIGURA 5.27). E também se verificou a presença de regiões tracionadas no núcleo de concreto, com a região de contato do concreto com a ponta do parafuso dos conectores apresentando tensões superiores a  $f_{ctm}$ , indicando a perda da capacidade resistente do concreto por tração (FIGURA 5.28). Dessa maneira, conclui-se que o núcleo de concreto estaria sofrendo danos devido ao esmagamento

local e devido à ruptura por tração, perdendo a capacidade resistente quando se atinge a carga máxima transferida  $P_{Nc,Max}$ .

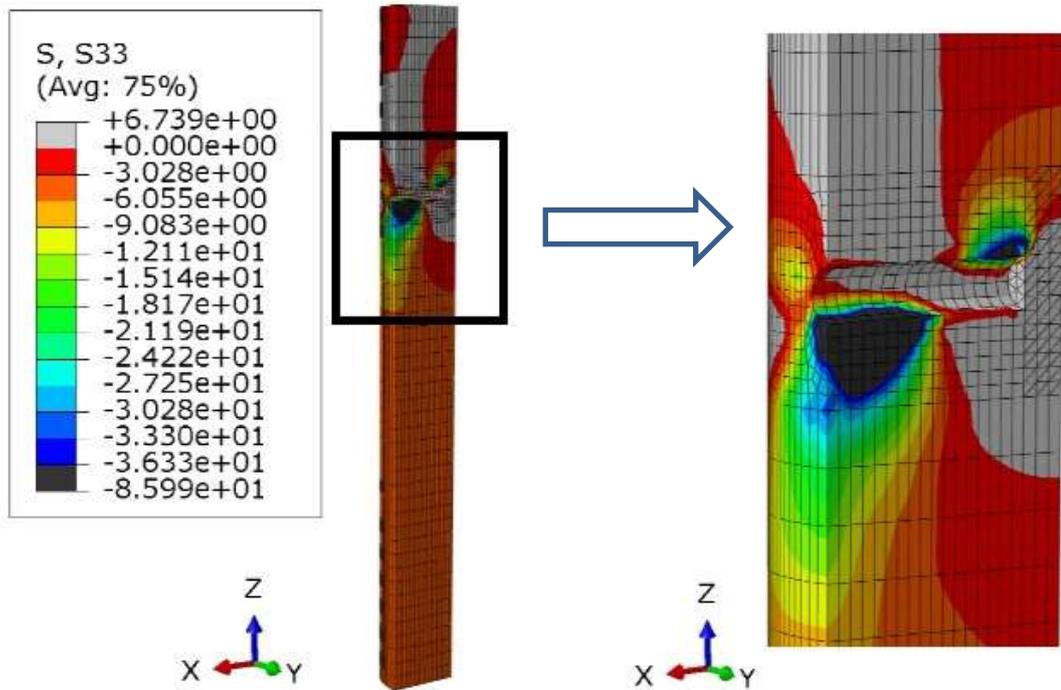


FIGURA 5.27 - Tensões de longitudinais de compressão no núcleo de concreto do modelo N.

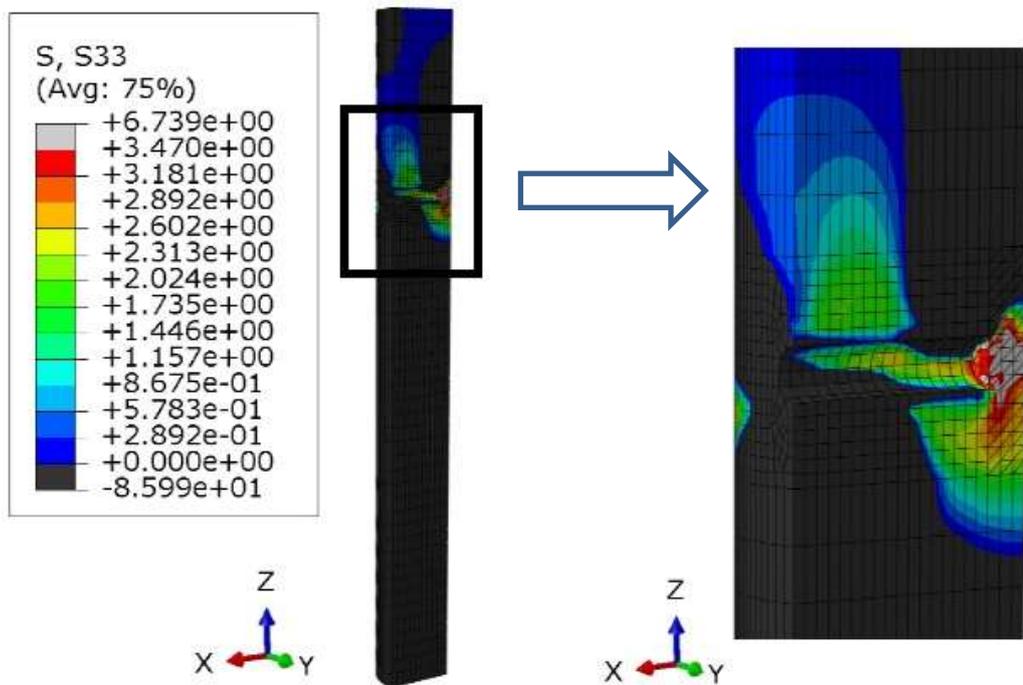


FIGURA 5.28 – Tensões de longitudinais de tração no núcleo de concreto do modelo N.

NA FIGURA 5.29, é representada a distribuição de tensões no tubo de aço. Observando essa figura, conclui-se que após o escoamento se iniciar na região do entorno do furo (para deslizamentos relativos de 1,0 mm), com o aumento da força aplicada no modelo, o escoamento do tubo irá se propagar para regiões acima do nível dos conectores. Com o concreto atingindo a força  $P_{Nc,Max}$ , a sua capacidade de resistência diminui, sendo transferida uma menor quantidade de carga para o concreto. Assim, a região do tubo abaixo do nível dos conectores irá começar a escoar uma vez que o núcleo de concreto apresenta uma diminuição da capacidade resistente.

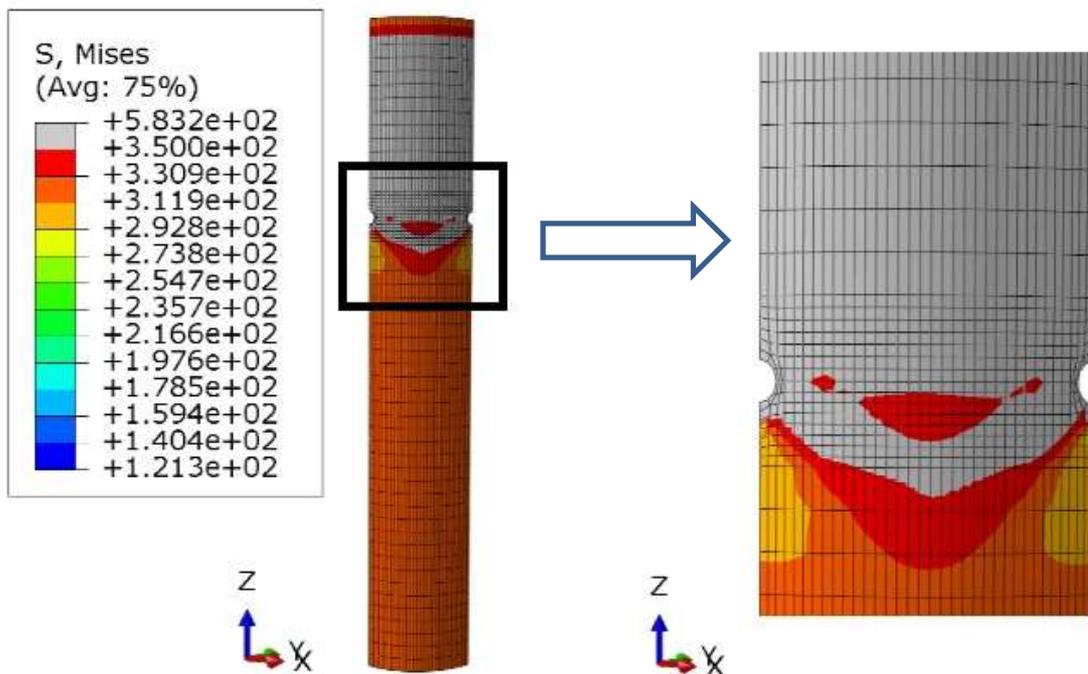


FIGURA 5.29 - Tensões de von Mises no tubo de aço, modelo N.

Foram observadas tensões superiores à tensão de escoamento dos parafusos  $f_{yb}$ , na meia altura do fuste dos parafusos, como pode ser observado na FIGURA 5.30. Diferentemente dos modelos de *push-out*-BL, as tensões na região da extremidade superior do fuste se apresentaram menores. Isso ocorre devido às condições iniciais de contorno, pois os parafusos não estão inicialmente encostados com os furos do tubo de aço. Não foram verificadas tensões próximas à resistência à ruptura nominal do aço dos parafusos à tração ( $f_{ub}$ ).

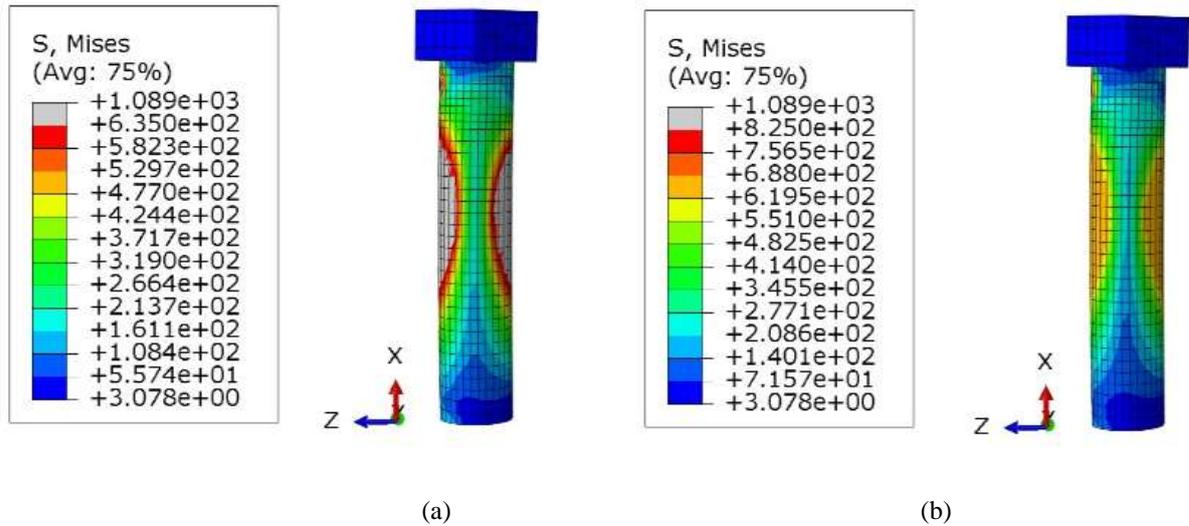


FIGURA 5.30 - Tensões de von Mises nos parafusos, modelo N: (a) tensões limitadas ao valor de  $f_{yb}$ , (b) tensões limitadas ao valor de  $f_{ub}$ .

## 5.4 Estudo Analítico

Conforme mencionado no item 2.3.2.3, a norma ABNT NBR 16239:2013 descreve que a força resistente de cálculo de cada parafuso deve ser tomada como o menor valor obtido nas Eqs. (2.14) e (2.15). A formulação analítica foi utilizada inicialmente para a estimativa de força nos ensaios, fundamental para a realização dos ciclos nos ensaios de cisalhamento direto. A estimativa da força última experimental pode ser observada na TABELA 3.9, em que se utilizaram as dimensões nominais dos parafusos e dos tubos de aço. Os resultados analíticos, considerando-se as dimensões reais médias dos parafusos e do tubo de aço, podem ser observados na TABELA 5.3 e as dimensões desses componentes podem ser visualizadas no Anexo B.

Observando a TABELA 5.3, percebe-se que a força resistente de cálculo de cada parafuso nos modelos é obtida pela relação  $0,4\pi(d_b^2 f_{ub})/\gamma_{a2}$ , relacionada à ruptura dos parafusos por cisalhamento. Contudo, esse comportamento não foi observado no estudo experimental apresentado no capítulo 4, no qual os modos de colapso se deram por ruptura do núcleo de concreto (séries G, H e N) e por escoamento do tubo de aço (série N). Para os parafusos dos modelos, foram verificadas grandes deformações nos modelos da série G e pequenas deformações nos modelos da série N, estando esses últimos ligeiramente rotacionados. Para a série H, praticamente não houve deformação.

TABELA 5.3 – Resultado do estudo analítico de acordo com a norma ABNT NBR 16239:2013.

Parâmetros de análise	Carga por pafafuso (kN)				Força última teórica, $P_{teo}$ (kN)	Modo de Colapso (modelo analítico)
	$l_b d_b \sigma_{c,Rd}$ a	$5d_b^2 \sigma_{c,Rd}$ a	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{\gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$		
Série G	119,34	130,60	93,17	157,13	$4 \times 93,17$ = 372,68	Ruptura do parafuso por cisalhamento
Série H	118,50	129,50	92,39	159,99	$4 \times 92,39$ = 369,55	Ruptura do parafuso por cisalhamento
Série N	117,88	130,05	92,78	157,90	$4 \times 92,39$ = 374,26	Ruptura do parafuso por cisalhamento
<b>Notas:</b> a $\sigma_{c,Rd} = 72,66\text{MPa}$ , tomando $\gamma_c = 1$ , $\gamma_{a2} = 1$ e $\gamma_n = 1$ ;						

As FIGURAS 5.31 e 5.32 apresentam os diagramas dos resultados experimentais dos ensaios *push-out*-BL (séries G e H) sendo confrontados com os resultados analíticos. Conforme descrito no capítulo 4, são apresentadas duas alternativas para se obter a força última dos modelos: a primeira considerando que essa força ocorre a um deslizamento próximo ou igual a 3 mm ( $P_{exp1}$ ) e a segunda considerando que ela ocorre no momento em que há um segundo pico de carregamento nas curvas dos modelos ( $P_{exp2}$ ). Observando essas figuras, nota-se que as resistências dos conectores de cisalhamento obtidas pela formulação analítica são superestimadas, se comparadas com os valores de  $P_{exp1}$ , porém conservadoras, se essas forem comparadas com os valores de  $P_{exp2}$ . O modelo analítico previa a ruptura por cisalhamento dos conectores, o que não foi observado nos modelos experimentais. As relações entre os resultados da força última experimental e da força última teórica para os modelos G e H são apresentados na TABELA 5.4. Observa-se que, considerando as forças experimentais medidas para o deslizamento de 3,0 mm, a média das relações  $P_{exp1}/P_{teo}$  é igual a 0,315 e, para as forças experimentais medidas para o segundo pico de carregamento, a média das relações  $P_{exp2}/P_{teo}$  é igual a 1,215. Assim, os resultados analíticos conforme a ABNT NBR 16239:2013 não são conservadores, quando comparados aos valores de  $P_{exp1}$ , mas se mostram seguros, quando comparados a  $P_{exp2}$ . Porém, o deslizamento relativo correspondente a  $P_{exp2}$  é superior aos observados para a força  $P_{exp1}$ , sendo necessários mais estudos para uma conclusão adequada.

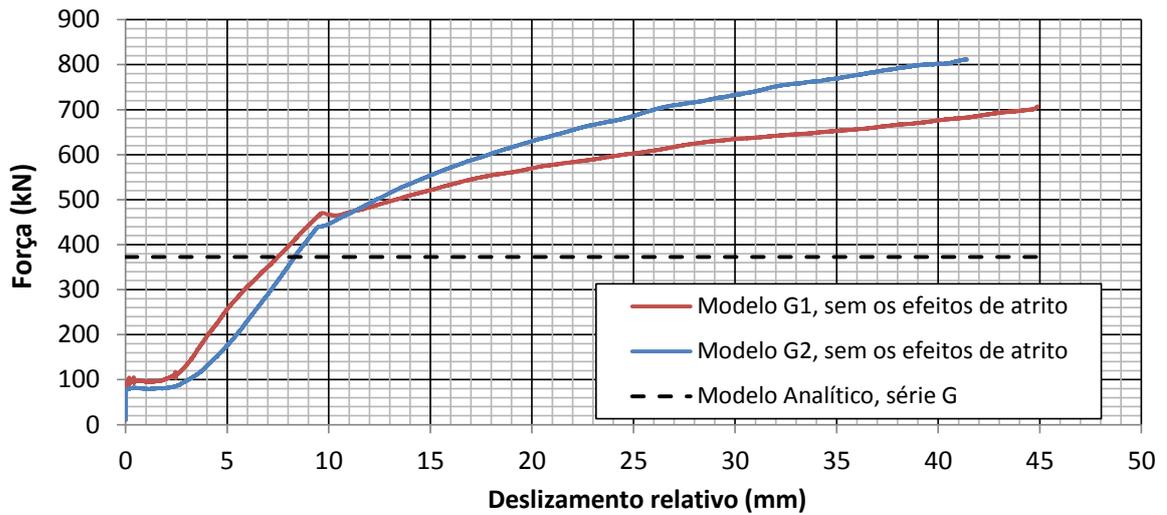


FIGURA 5.31 - Força versus deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série G.

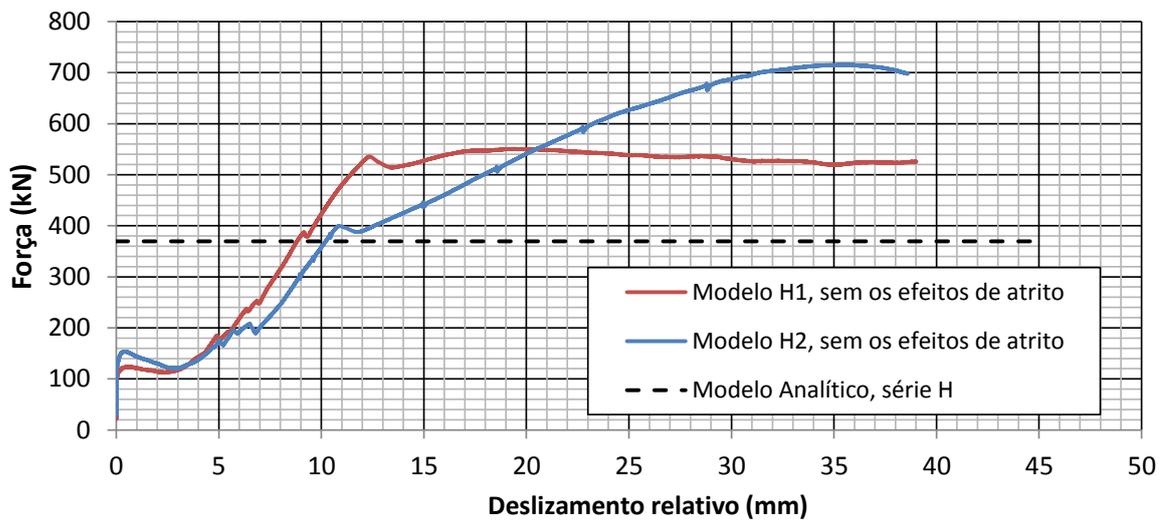


FIGURA 5.32 – Força versus deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série H.

TABELA 5.4 – Comparação entre os resultados analíticos e experimentais.

Parâmetros de análise	Força última Exp. P/ Deslizamentos $\approx 3,0$ mm		Força última Exp. P/ segundo pico de carregamento	
	$P_{exp1}$ (kN)	$P_{exp1}/P_{teo}$	$P_{exp2}$ (kN)	$P_{exp2}/P_{teo}$
<b>G</b>	115,5	0,31	467,5	1,25
<b>H</b>	119,0	0,32	435,5	1,18

Menciona-se que o modelo analítico leva em conta somente o esmagamento do concreto provocado pelos parafusos (em condições diferentes das que foram observadas experimentalmente), a ruptura dos parafusos por cisalhamento e esmagamento da parede do furo no tubo de aço. Com isso, não são considerados os efeitos de tração no núcleo de concreto que levam à sua separação em duas partes principais.

Em alguns casos práticos, nos quais a introdução de força é realizada por mais de uma interação entre vigas e pilares ou com a utilização de mais de um conjunto de conectores de cisalhamento por nível, acredita-se que o comportamento possa ser diferente do que foi observado neste trabalho.

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1 Generalidades

Neste trabalho, foi realizado um estudo teórico-experimental sobre a transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto, utilizando parafusos de alta resistência mecânica como conectores de cisalhamento. Foram analisadas duas configurações de ensaios de cisalhamento direto, uma com o tubo de aço sem apoio em sua extremidade inferior (*push-out-BL*) e outra com o tubo de aço apoiado em sua extremidade inferior (*push-out-BA*), e também, como também dois procedimentos de solda entre a cabeça do parafuso e o tubo de aço (solda ponteadada e efetiva). Todos os modelos tinham a força introduzida somente na extremidade superior do tubo de aço. O estudo teórico foi realizado através de análises com o modelo analítico proposto pela norma ABNT NBR 16239:2013 e por simulações numéricas utilizando o software comercial ABAQUS.

Na literatura foram encontrados diversos estudos sobre a transferência de carga em estruturas mistas utilizando conectores de cisalhamento. Os primeiros trabalhos são da década de 1950, porém, em sua quase totalidade, esses estudos se aplicam às vigas mistas. Nos trabalhos recentes, não se observa uma padronização para os ensaios de transferência de carga em pilares mistos. Diante dessas dificuldades, os procedimentos de ensaios adotados neste trabalho foram baseados nos ensaios de cisalhamento direto padrão (*push-out*) preconizados

pela norma europeia EN 1994-1-1:2004 e adaptados para que fossem utilizados em pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto.

As capacidades resistentes obtidas experimentalmente foram comparadas com os resultados do modelo analítico proposto pela recente norma ABNT NBR 16239:2013. Neste trabalho também foi realizado um estudo numérico inicial, apresentando informações complementares de extrema importância para a compreensão do comportamento estrutural. Os modelos numéricos permitem a visualização do estado de tensão para cada incremento de carga e a análise de respostas considerando a eliminação de imperfeições presentes nos ensaios experimentais (atrito não uniforme, excentricidades, imperfeições dos materiais e outros).

## 6.2 Conclusões Gerais

Os resultados deste trabalho demonstraram que, apesar do tratamento interno realizado nos modelos experimentais, com a pintura dos tubos e a aplicação de cera desmoldante, a transferência de carga por atrito se apresentou bastante significativa nas séries experimentais G (*push-out*-BL com solda efetiva) e H (*push-out*-BL com solda ponteadada). Os ensaios iniciais realizados para a definição da aplicação da cera desmoldante foram realizados em tubos retangulares e, neste caso, a restrição à expansão lateral do concreto é menor, diminuindo o atrito. Foi verificado também, nas séries experimentais G e H, que a leitura das deformações em cada nível no tubo de aço situado abaixo dos conectores, mantinha uma proporcionalidade com a superfície de contato do tubo com o núcleo de concreto, provavelmente devido ao atrito. Para se analisar melhor a parcela de carga que seria transferida pelo conector de cisalhamento, foram descontadas as forças de atrito estimadas a partir das deformações em um nível abaixo dos conectores. Ao desconsiderar o atrito, chegou-se a uma redução da força transferida somente pelos conectores para até 61,54% (relação entre as forças  $P_{1a,GI}$  e  $P_{1,GI}$ ). Menciona-se que nessas séries foi verificada uma diferença entre as leituras dos extensômetros situados em um mesmo nível, que pode ser explicada pela não uniformidade do atrito e às imperfeições e excentricidades de aplicação de força nos modelos.

O modelo analítico previa que ocorreria ruptura dos parafusos por cisalhamento, o que não foi observado. Para os modelos da série H, praticamente não houve deformação nos parafusos, ao contrário dos modelos da série G, apresentando grandes deformações e formando uma região

de plastificação na seção do fuste próxima à cabeça dos parafusos. O colapso dos modelos se deu pela ruptura do núcleo de concreto, formando dois blocos principais, um acima do nível dos conectores de cisalhamento e outro abaixo. Menciona-se que o modelo analítico leva em conta somente o esmagamento do concreto provocado pelos parafusos (em condições diferentes das que foram observadas experimentalmente), a ruptura dos parafusos por cisalhamento e o esmagamento da parede do furo no tubo de aço. Com isso, não são considerados os efeitos de tração no núcleo de concreto que levam à sua separação em duas partes principais. Acredita-se que, ao se utilizarem armaduras de aço no núcleo de concreto e mais de um conjunto de conectores de cisalhamento por nível, a ruptura do núcleo de concreto seja prevenida. É sugerido que, em trabalhos futuros, sejam realizados mais ensaios experimentais e estudos paramétricos via simulação numérica, para que se possa propor um novo modelo analítico. Dentre os parâmetros que devem ser levados em consideração no modelo analítico, podem-se citar: a resistência à tração de concreto; a taxa da armadura de aço utilizada no pilar; o número de níveis de conectores de cisalhamento; e o tipo de solda utilizada na ligação do conector com o tubo de aço (solda ponteadada ou solda efetiva).

As forças últimas experimentais, para os modelos de base livre (*push-out*-BL), foram tomadas de duas maneiras: a primeira considerando  $P_{exp1}$  como sendo o valor de força obtida para os deslizamentos próximos ou iguais a 3,0 mm e, a segunda,  $P_{exp2}$  corresponde ao valor de força obtido no segundo pico de carregamento das curvas força *versus* deslizamento relativo dos modelos.

Obviamente, a primeira alternativa se mostra mais conservadora. Além disso, o comportamento dos conectores *stud bolt* em ensaios de cisalhamento direto padrão conforme EN 1994-1-1:2004 deve ser diferente do comportamento em um ensaio de cisalhamento direto em PMPC, conforme foi realizado neste trabalho. Assim, seria interessante realizar ensaios de cisalhamento direto em PMPC com conectores *stud bolt* e observar os valores de deslizamento relativo relacionados à força última. Dessa forma, seria possível avaliar melhor quais das alternativas para determinação da força última seria mais adequada. Como essa análise não foi possível neste trabalho, ficará como sugestão importante para trabalhos futuros.

Notou-se que a média das forças  $P_{exp2}$  nos modelos das séries G e H apresentavam valores próximos aos valores de força última obtidos via simulação numérica ( $P_{num}$ ). A razão das forças  $P_{exp2}/P_{num}$  para os modelos das séries G e H eram respectivamente 1,09 e 0,80 (variação

máxima de 20%), concluindo que a separação do núcleo de concreto em duas partes principais pode estar associada com a força última  $P_{exp2}$ . Ao considerar  $P_{exp2}$  como a força última experimental, a razão entre a rigidez média dos modelos da série G com a série H ( $k_{sc2,Gméd}/k_{sc2,Hméd}$ ) é igual a 1,11, ou seja, com a utilização da solda efetiva, há um aumento médio de 11% na rigidez dos modelos.

Em relação ao modelo analítico apresentado pela ABNT NBR 16239:2013, observa-se que, considerando as forças experimentais medidas para o deslizamento de 3,0 mm, a média das relações  $P_{exp1}/P_{teo}$  é igual a 0,315 e, para as forças experimentais medidas para o segundo pico de carregamento, a média das relações  $P_{exp2}/P_{teo}$  é igual a 1,215. Assim, os resultados analíticos conforme a ABNT NBR 16239:2013 não são conservadores, quando comparados aos valores de  $P_{exp1}$ , mas se mostram seguros, quando comparados a  $P_{exp2}$ . Porém, o deslizamento relativo correspondente a  $P_{exp2}$  é superior aos observados para a força  $P_{exp1}$ , sendo necessários mais estudos para uma conclusão adequada.

No modelo numérico G, foi observado que os parafusos apresentavam um comportamento mais rígido, enquanto que no modelo numérico H foi observado um comportamento mais flexível dos parafusos. A utilização da solda efetiva elevou a rigidez do modelo G em 13,06%, se comparada com a rigidez no modelo H, que apresenta solda ponteadada. Nota-se que, esse valor é próximo dos 11 % encontrados nos ensaios experimentais. Em ambos os estudos, numérico e experimental, foi verificado que os parafusos apresentavam comportamento dúctil.

Na série experimental N (*push-out*-BA e solda ponteadada), foi verificado que o tubo de aço sofria escoamento sem que ocorresse uma transferência de carga significativa para o núcleo de concreto. Apesar disso, foi verificada a ruptura do núcleo de concreto e o esmagamento local no concreto provocado pelos parafusos. No modelo numérico N, notou-se que a transferência de carga para o núcleo de concreto era realizada quando o fuste do parafuso entrava em contato com tubo de aço. Para o modelo numérico, alcançou-se uma força máxima transferida do tubo para o núcleo de concreto bem superior às forças que foram encontradas nos modelos experimentais. Foi observado que as forças verificadas no modelo numérico e de atrito observada experimentalmente, nos modelos de base livre, são da mesma ordem. Dessa maneira, é levantada a hipótese de que a carga transferida pelos conectores nos modelos experimentais estariam sendo transferidas novamente para o tubo de aço, devido ao atrito presente na interface do tubo de aço e do núcleo de concreto.

Com base nas conclusões supracitadas, percebe-se a necessidade de realização de novos ensaios experimentais, para que se permita uma melhor descrição acerca do comportamento de parafusos de alta resistência mecânica em pilares mistos preenchidos com concreto. Também são necessários mais ajustes no modelo numérico.

### 6.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

O desenvolvimento deste trabalho demonstrou que ainda há respostas pendentes acerca do comportamento dos parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com concreto. Assim, sugere-se a realização de novos estudos, visando:

- a realização de mais ensaios experimentais, propondo novas geometrias de modelos e com mais conectores de cisalhamento;
- estudar se o uso de armaduras no concreto e a utilização de mais de um nível de conectores de cisalhamento poderiam prevenir a ruptura do núcleo do concreto em duas partes;
- a realização de ensaios de cisalhamento direto sem conectores de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com perfis tubulares circulares, com o objetivo de se estudar as tensões provocadas pela aderência natural na superfície interna do pilar quando se utilizam esses perfis;
- buscar eliminar de forma eficiente o atrito na interface do tubo de aço e núcleo de concreto nos modelos experimentais;
- propor um novo procedimento de medição das deformações no núcleo de concreto. Para isso, é sugerido que se faça uma abertura no tubo de aço para que sejam colados extensômetros diretamente na superfície do núcleo de concreto;
- aperfeiçoar o modelo numérico, considerando a realização dos 25 ciclos de carga e descarga; realizar ensaios de cisalhamento direto em PMPC com conectores *stud bolt* para observar os valores de deslizamento relativo relacionados à força última. Dessa forma, seria possível avaliar melhor quais das alternativas usadas neste trabalho para a determinação da força última seria mais adequada;
- se as observações feitas neste trabalho forem confirmadas por mais estudo, deve-se reformular o modelo analítico apresentando pela norma ABNT NBR 16239:2013.

# 7

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- AISC (2010). *Specification for structural steel buildings*. Chicago (IL): AISC-360-10, American Institute of Steel Construction.
- ALMEIDA, P. H. F. (2012). *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- ANSI/AISC 360-10. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 16239:2013, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. Rio de Janeiro, 85p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS –ABNT. NBR 6118:2007, *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 221p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 8800:2008, *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 237p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 5739:2007, *Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 7222:2011, *Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 5p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 8802:2013, Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 8p.
- ASTM A325-10. *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*. West Conshohocken, PA, 6p.
- BÄRTSCHI, R. (2005). *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*, PhD thesis, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich.
- CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R.; CASTRO E SILVA, A. L. R. (2010). *Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto*. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP.
- CHAVES, L. B. (2001). *Análise Teórico-Experimental das Regiões de Introdução de Carga em Pilares Mistos*. Dissertação. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- CRUZ, P. J. S.; VALENTE, I.; VERÍSSIMO, G.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. (2006). Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas.
- De NARDIM, S. (1999). *Estudo Teórico-Experimental de Pilares Mistos Compostos por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto de Alta Resistência*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- DIAS, L. A. M. *Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem*. 7ª Edição. São Paulo: Editora Ziguarte, julho de 2009.
- EN 1990:2002. *Basis of structural design*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- FAKURY, R. H.; REQUENA, J. A. V.; BATISTA, E. M.; FREITAS, A. M. S.; PIMENTA, R. J. P.; ARAÚJO, A. H. M. (2012). *Sobre a Recente Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto com Perfis Tubulares*. Construmetal. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/arquivos/Cont-tecnicas/21-Construmetal2012-Sobre-a-norma-brasileira-de-projeto-de-estruturas-de-aco.pdf>> Acesso em 03/01/2013.
- HU, H.; HUANG, C.; WU, M. (2003). *Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect*. Journal of Structural Engineering, v.129, n.10, p. 1322-1329, 2003.

- JOHANSSON, M; ÅKESSON, M (2001). *Finite element study of concrete-filled steel tubes using a new confinement-sensitive concrete compression model*. Nordic Concrete Research, v. 2/2001, n. 27, p. 43-62.
- JOHANSSON, M; GYLLTOFT, K (2002). *Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns*. Journal of Structural Engineering 2002.128:1073-1081.
- LEON, R. T (2012). *Design of Composite Columns: The American Approach*. Arab J SciEng (2012) 37:381–398.
- LIEW, J.Y.R. (2004). *Buildable design of multi-storey and large-spa steel structures*. Steel Structures 4 (2004) 53-70.
- MALEKI, S; BAGHRI, S (2008a). *Behavior of channel shear connectors*. Journal of Constructional Steel Research 64 (2008) 1333–1340.
- MALEKI, S; BAGHRI, S (2008b). *Behavior of channel shear connectors*. Journal of Constructional Steel Research 64 (2008) 1341–1348
- MALM, R (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with nonlinear finite element method*. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.
- MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of. Structural Engineering, v.114, n.8, p. 1804-1826
- METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo: Ed. Pini, 1994. 573p.
- MORINO, S.; TSUDA, K. (2003). *Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan*. Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4, No. 1, p. 51-73.
- OLIVEIRA, H. M. S (2013). *Transferência de Carga com Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto*. Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.
- OLIVEIRA, W. L. A; EL DEBS (2009). *Estudo do Efeito de Confinamento do Concreto em PMP Curtos*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v,11, n.48, p 39-53.
- OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. (1971). *Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete*. AISC Eng'g Jr., April 1971 (71-10).
- PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research 88 (2013) 134–149.
- PN 02 125.03-004 (2012). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. Rio de Janeiro, 93p.

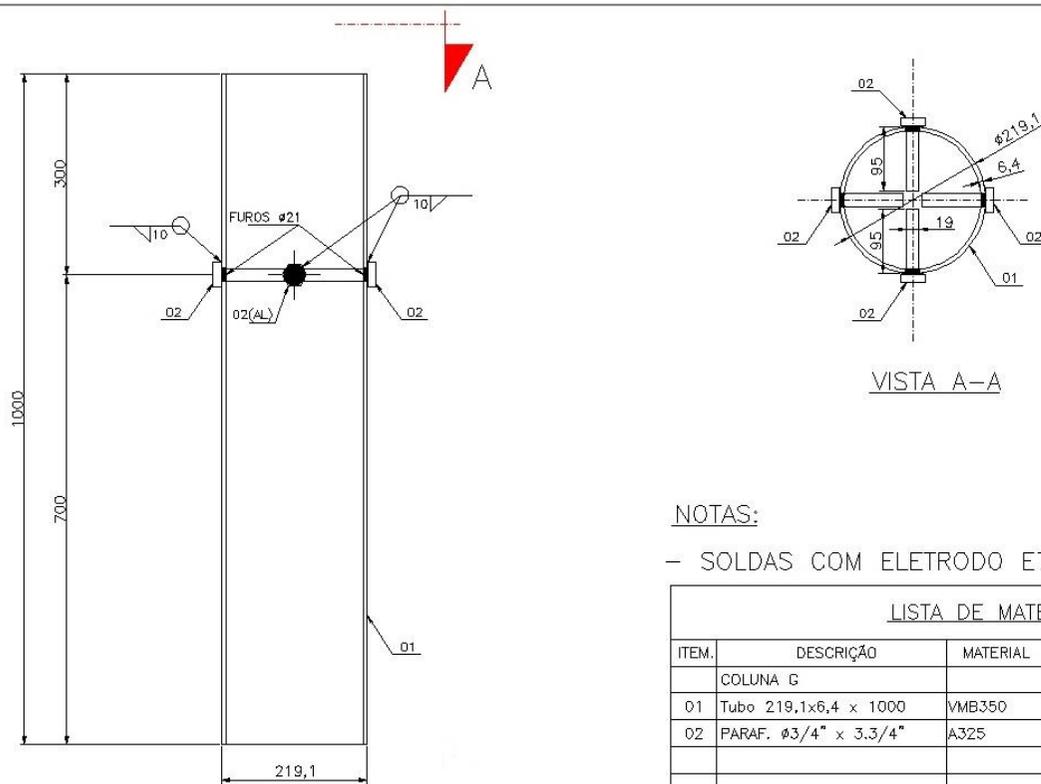
- RANKOVIĆ, S.; DRENIĆ, D (2002). *Static Strength of the Shear Connectores in Steel-Concrete Composite Beams – Regulations and Research Analysis*. Architecture and Civil Engineering Vol. 2, No 4, 2002, pp. 251 - 259
- ROEDER, C. W.; CAMERON, B; BROWN, C. B. (1999). Composite Action in Concrete Filled Tubes. Journal of Structural Engineering 1999.125:477-484.
- SCHNEIDER (1998), *Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes*. J. Struct. Eng. 1998.124:1125-1138.
- SHAKIR-KHALIL (1993). *Pushout Strength of Concrete-Filled Steel Hollow - Sections*. The Structural Engineer/Volume 71/No 13/6 July.
- SHANMUGAM, N.E.; LAKSHMI, B. (2001). *State of the art report on steel-concrete composite columns*. Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 1041–1080.
- SHARIATI, A.; RAMLISULONG, N. H.; SHARIATI, M (2012a). *Various types of shear connectors in composite structures: A review*. International Journal of Physical Sciences Vol. 7(22), pp. 2876-2890.
- SHARIATI, M.; SULONG, N. H. R.; SUHATRIL, M.; SHARIATI, A.; KHANOUKI, M. M. A.; SINAELI, H. (2012b). Behaviour of C-shaped angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading: An experimental study. Materials and Design 41 (2012) 67–73.
- SHARIATI, M.; SULONG, N. H. R; SUHATRIL, M.; SHARIATI, A.; KHANOUKI, M. M. A.; SINAELI, H. (2013). Comparison of behaviour between channel and angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading. Construction and Building Materials 38 (2013) 582–593.
- SILVA, H. P (2013). *Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- SILVA, R. D. (2006). *Estudo da Aderência Aço-Concreto em Pilares Mistos Preenchidos*. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.
- SIMULIA (2010). *Software ABAQUS 6.10*. Dassault Systèmes, USA.
- STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008). *Force transfer in concrete-filled steel tube columns*. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures – Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.
- STAROSSEK, U.; FALAH, N. (2009). *The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns*. 12th International Symposium on Tubular Structures, 84; p.75-84, Shanghai, China.
- STAROSSEK, U.; FALAH, N.; LÖHNING, T. (2008) *Numerical Analyses of the in Concrete-Filled Steel Tube Columns*. The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics(ASEM'08) Jeju, Korea, p. 2651-2666.

- VIANNA, J. da. C.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G.; ANDRADE, S. A. L. (2009). Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors' structural response. *Journal of Constructional Steel Research*, v.65, p. 408-421.
- VIEST, I (1960). *Review of research on composite steel – concrete beams*. *Journal of the structural division*. v. 86, ST6, p.1-21, 1960.
- VIEST, I. (1984). *Discussion of “Column Rules of ACI, SSLC, and LRFD Compared” by Richard W. Furlong*. *Journal of Structural Engineering*. Volume 110, Issue 11, 2819–2819 (November 1984).
- WIUM, J. A.; LEBET, J. P. (1994). *Simplified Calculation Method for Force Transfer in Composite Columns*. *Journal of Structural Engineering* 1994.120:728-746.

**A**

**DIMENSÕES NOMINAIS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS**

## A.1 – Série G



### NOTAS:

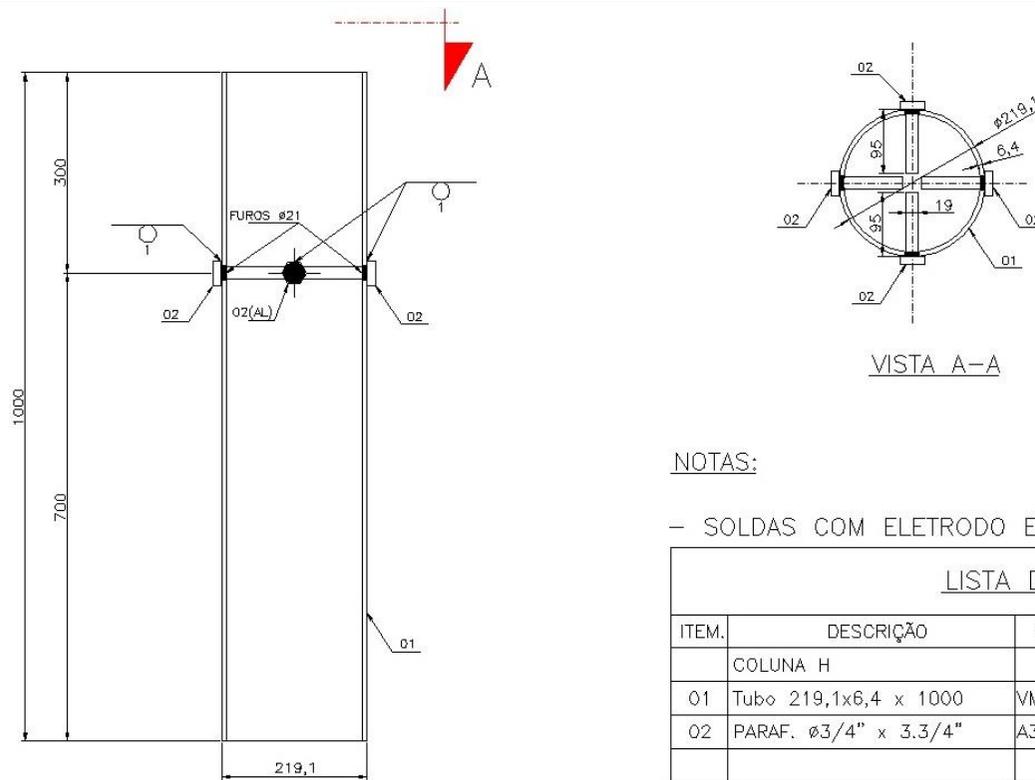
– SOLDAS COM ELETRODO E70XX.

### LISTA DE MATERIAL

ITEM.	DESCRIÇÃO	MATERIAL	QT.	P UNIT.	P TOTAL
	COLUNA G		02	33,57	67,14
01	Tube 219,1x6,4 x 1000	VMB350	02	33,57	67,14
02	PARAF. #3/4" x 3.3/4"	A325	08	---	---

FIGURA A.1 – Dimensões nominais dos modelos da série G.

## A.2 – Série H



NOTAS:

– SOLDAS COM ELETRODO E70XX.

### LISTA DE MATERIAL

ITEM.	DESCRIÇÃO	MATERIAL	QT.	P UNIT.	P TOTAL
	COLUNA H		02	33,57	67,14
01	Tab $\varnothing$ 219,1x6,4 x 1000	VMB350	02	33,57	67,14
02	PARAF. $\varnothing$ 3/4" x 3.3/4"	A325	08	---	---

FIGURA A.2 - Dimensões nominais dos modelos da série H.

### A.3 – Série N

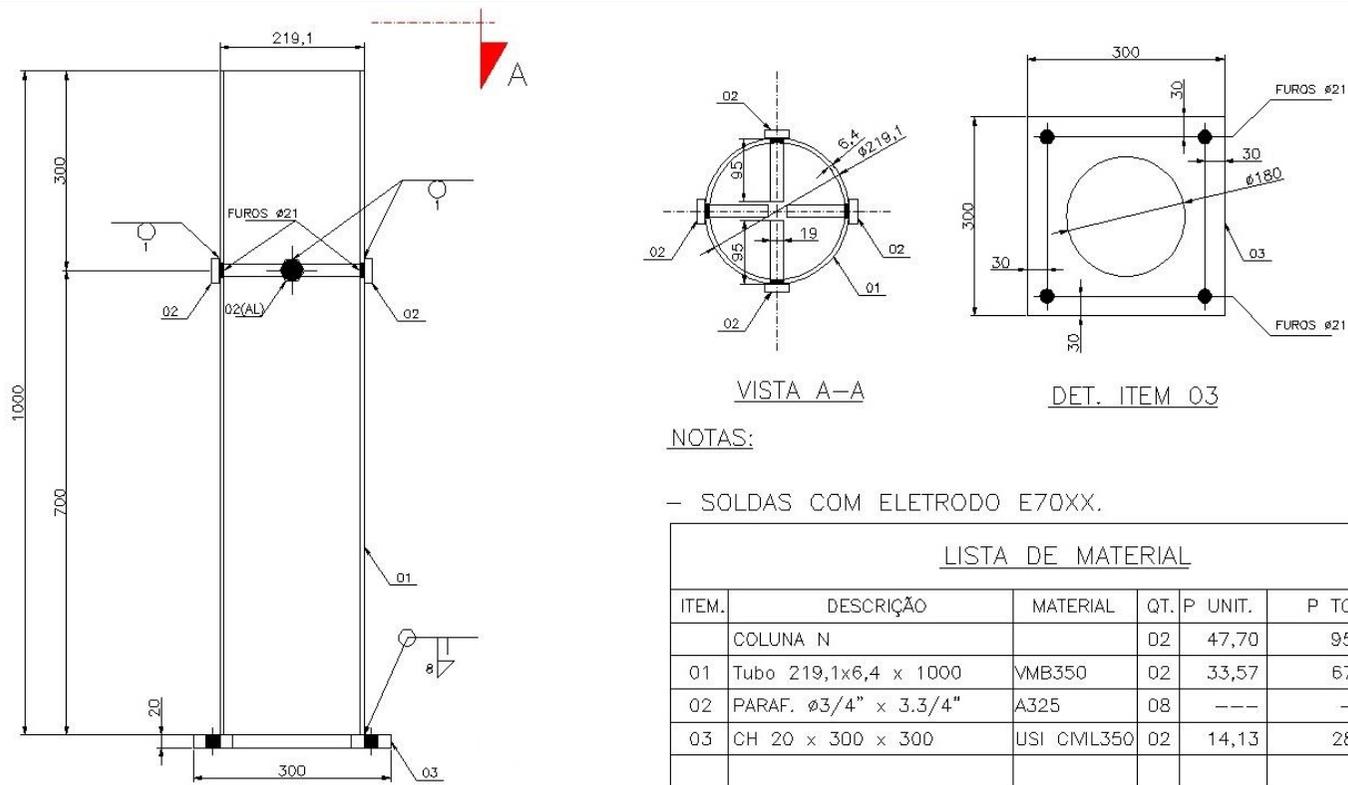


FIGURA A.3 - Dimensões nominais dos modelos da série N.

# **B**

## **DIMENSÕES REAIS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS**

Na TABELA B.1 são apresentadas as seguintes dimensões médias dos modelos: diâmetro do tubo, espessura do tubo, comprimento interno do fuste dos parafusos, comprimento rosqueado dos parafusos, diâmetro dos parafusos e distância do eixo dos parafusos até a extremidade superior do tubo (Dist. Face). Estas dimensões foram obtidas com a média de 4 medidas, com exceção da dimensão média do diâmetro do tubo que foi obtida através de duas medidas.

TABELA B.1– Dimensões reais dos modelos experimentais

	$\phi$ – Tubo (mm)	t - Tubo (mm)	Comp. T. Int (mm)	Comp. Rosc (mm)	$\phi$ – par (mm)	Dist.Face (mm)	Tipo de solda
G1	220,00	7,05	86,75	38,25	19,01	296,00	Efetiva
G2	220,50	7,19	86,50	37,25	18,92	300,00	Efetiva
H1	219,50	7,48	86,50	37,00	18,83	298,00	Ponteada
H2	220,50	7,08	86,25	37,75	18,93	300,00	Ponteada
N1	219,00	7,12	85,75	37,00	18,93	296,00	Ponteada
N2	219,50	7,23	85,75	37,00	18,92	300,00	Ponteada

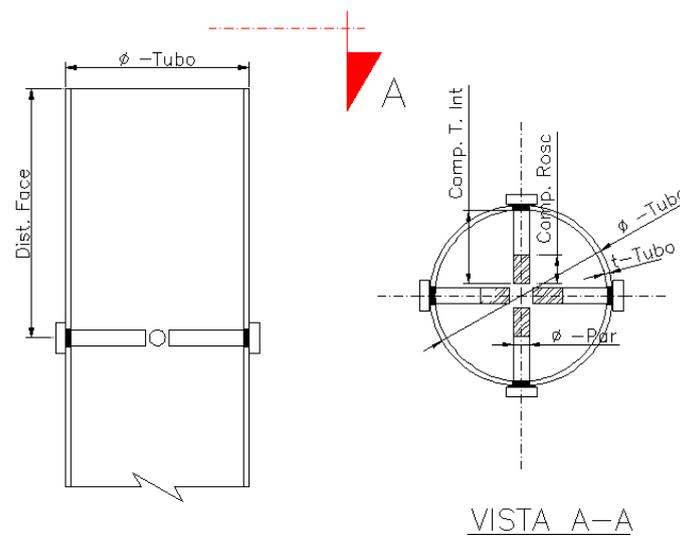


FIGURA B.1 – Indicação das medidas reais.

# C

## **DISPOSIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA**

## C.1 – Séries G e H

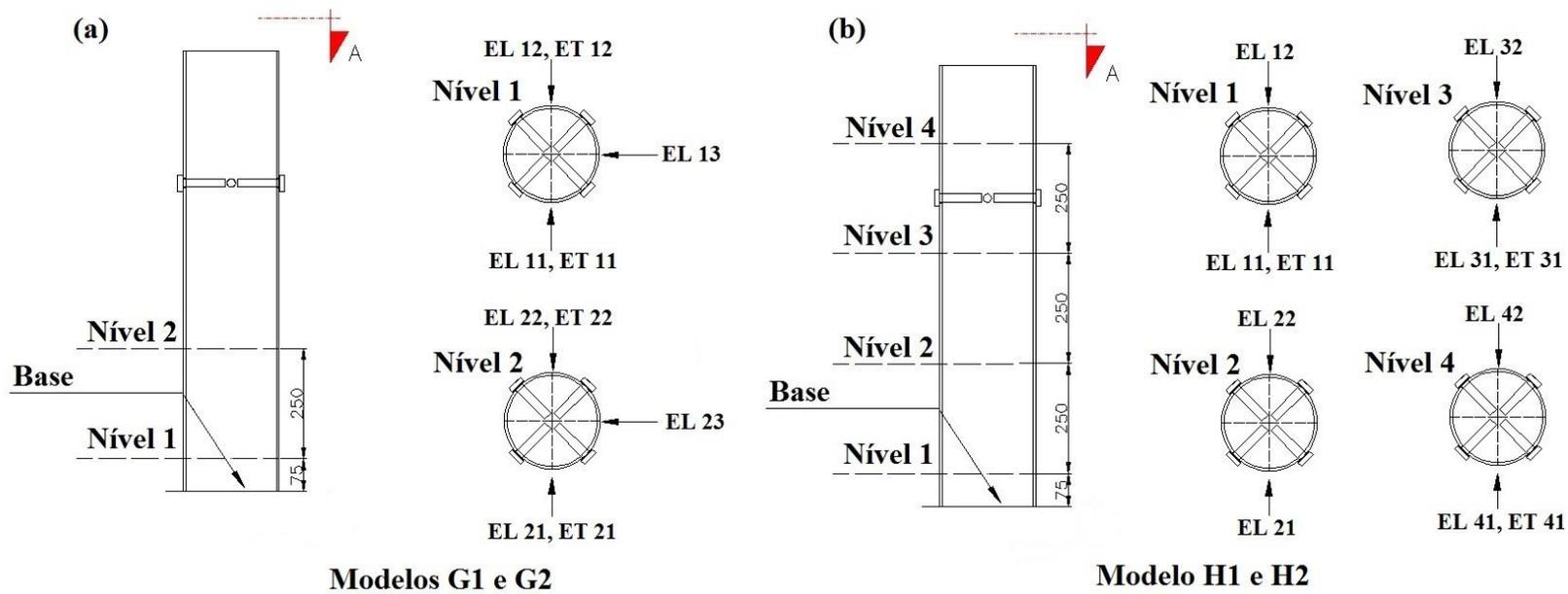


FIGURA C.1 - Disposições dos extensômetros elétricos de resistência: (a) série G, (b) série H.

## C.2 – Série N

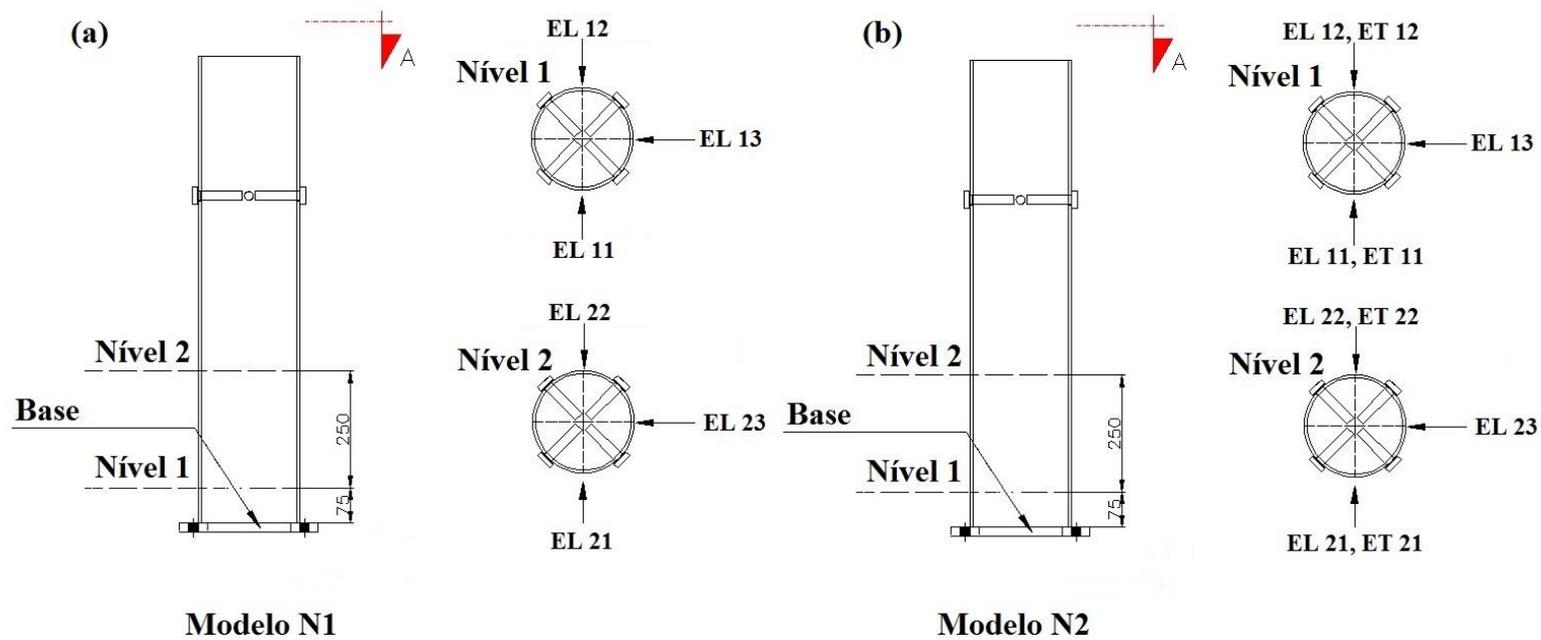


FIGURA C.2 - Disposições dos extensômetros elétricos de resistência: (a) modelo N1, (b) modelo N2.

# D

**DEFORMAÇÕES MEDIDAS NOS MODELOS  
EXPERIMENTAIS**

## D.1 – Modelo G1

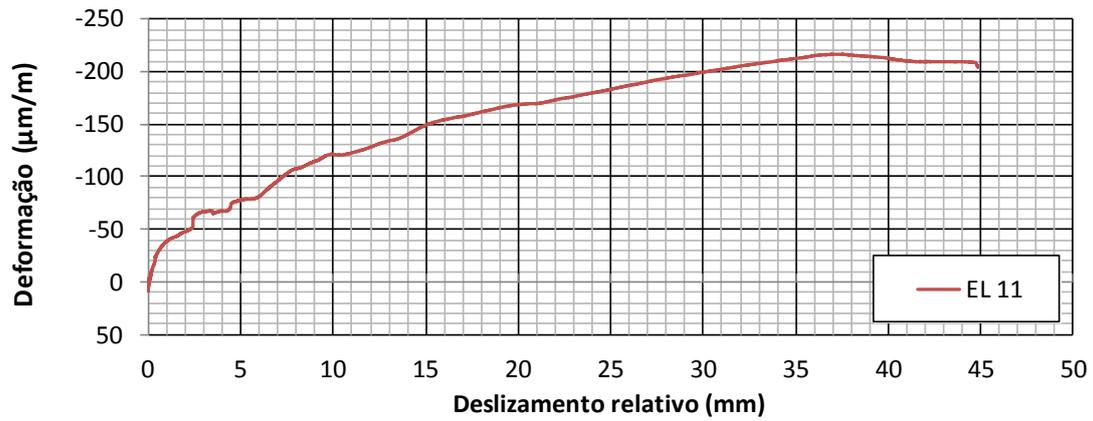


FIGURA D.1 – Extensômetro EL 11.

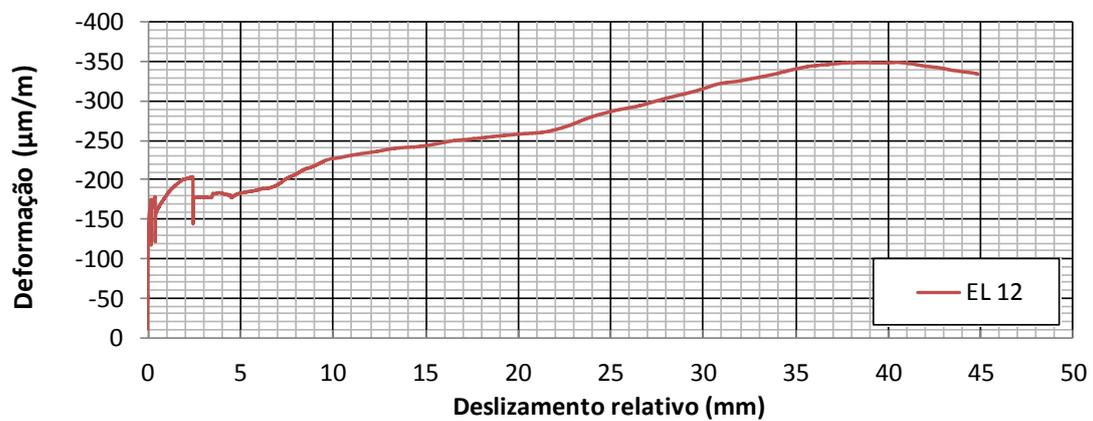


FIGURA D.2 - Extensômetro EL 12.

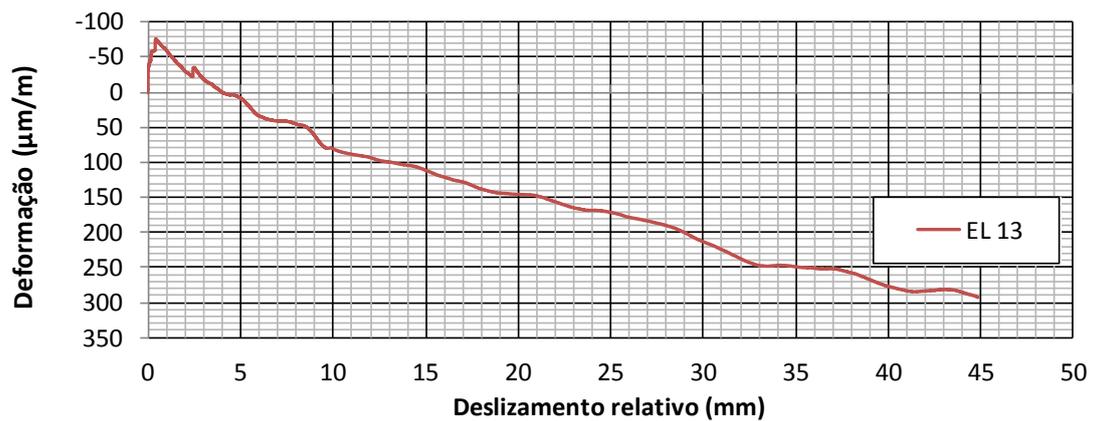


FIGURA D.3 - Extensômetro EL 13.

## D.1 – Modelo G1

---

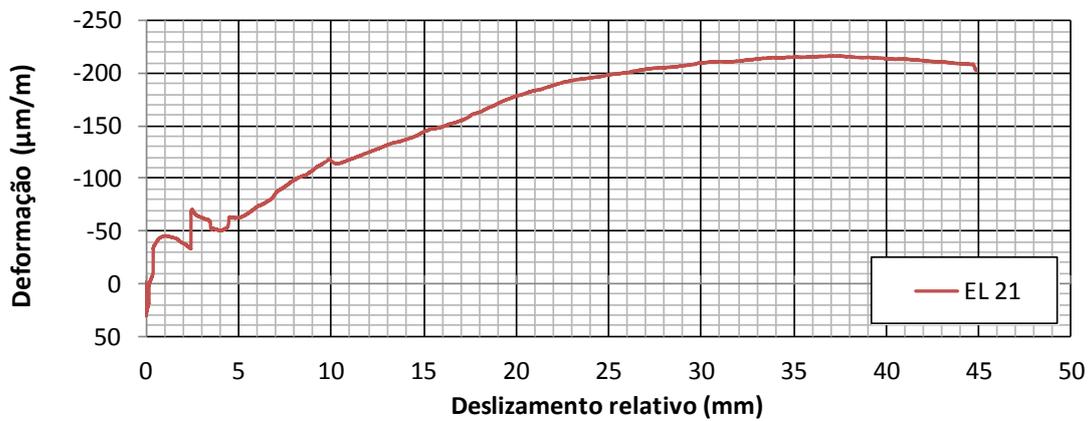


FIGURA D.4 - Extensômetro EL 21.

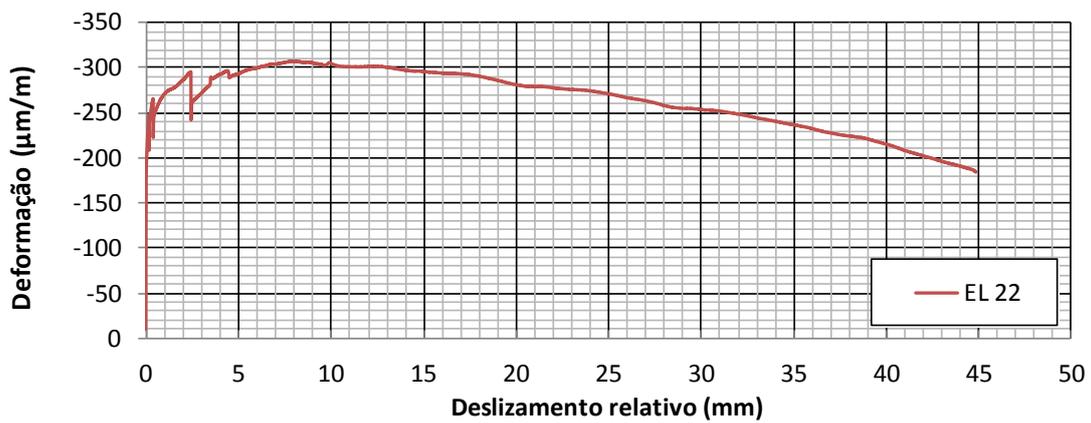


FIGURA D.5 - Extensômetro EL 22.

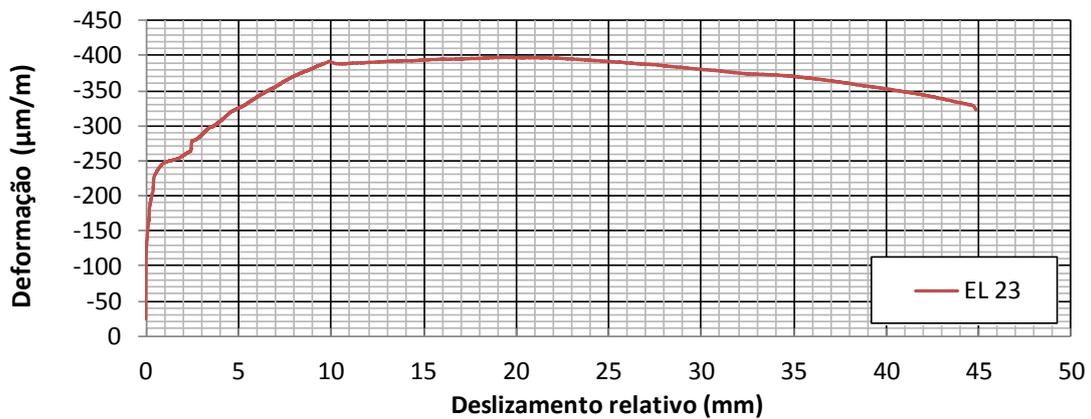


FIGURA D.6 - Extensômetro EL 23.

## D.1 – Modelo G1

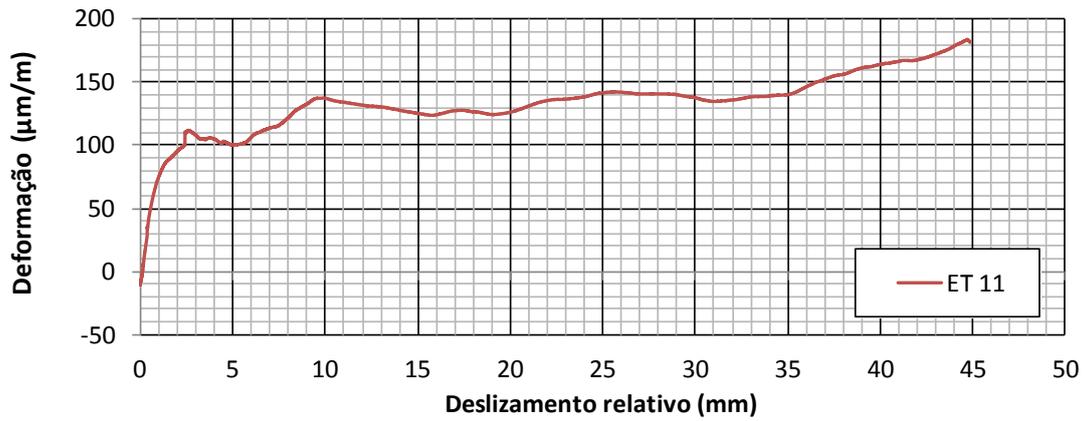


FIGURA D.7 - Extensômetro ET 11.

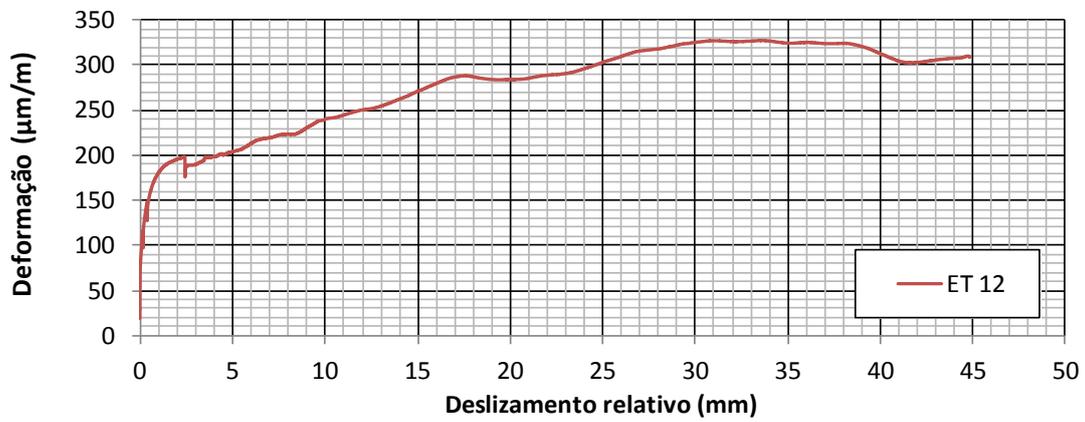


FIGURA D.8 - Extensômetro ET 12.

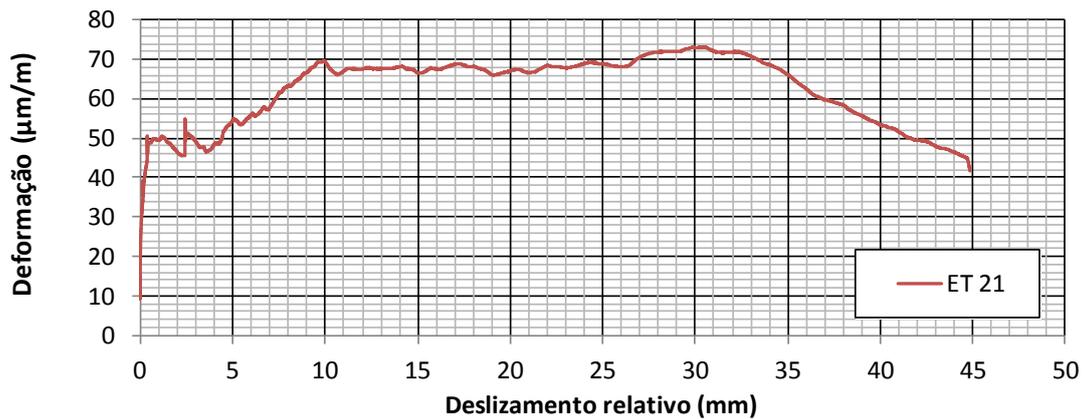


FIGURA D.9 - Extensômetro ET 21.

## D.1 – Modelo G1

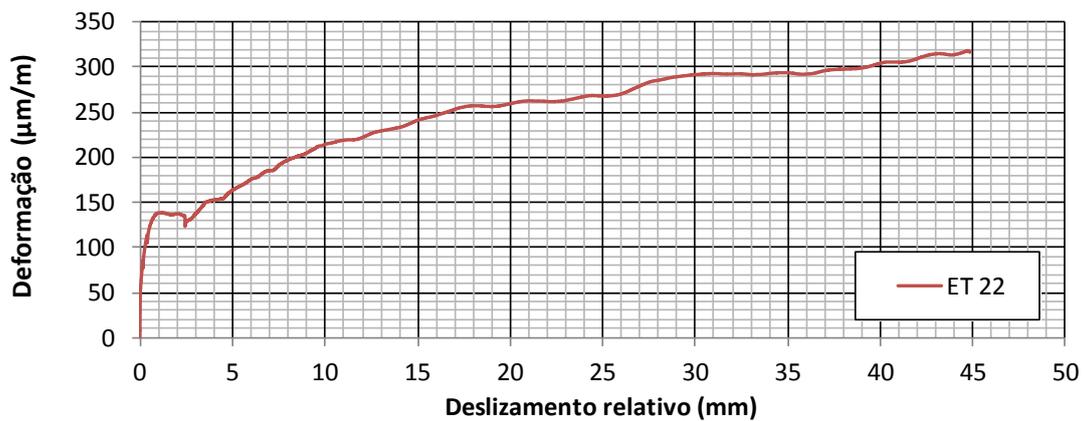


FIGURA D.10 - Extensômetro ET 22.

## D.2 – Modelo G2

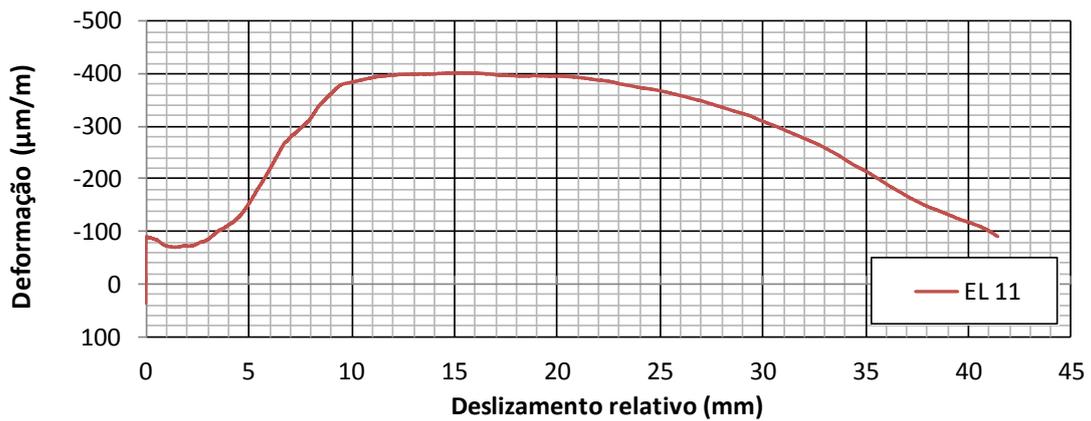


FIGURA D.11 - Extensômetro EL 11.

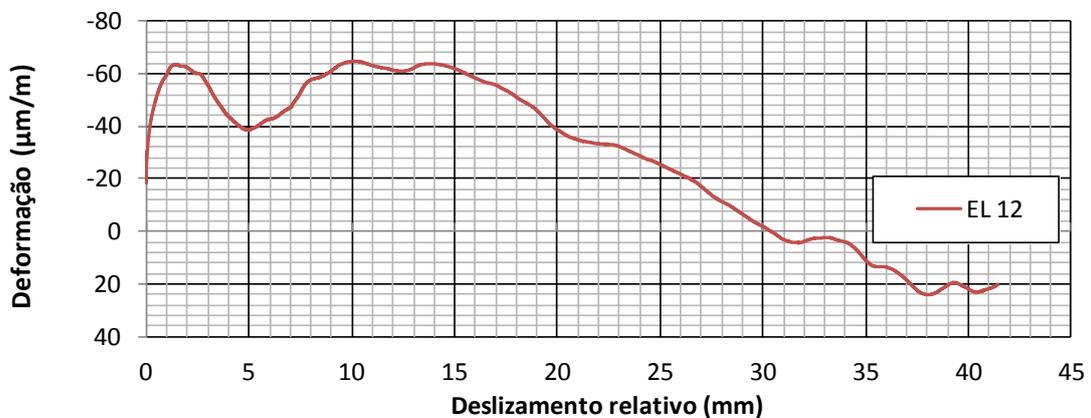


FIGURA D.12 - Extensômetro EL 12.

## D.2 – Modelo G2

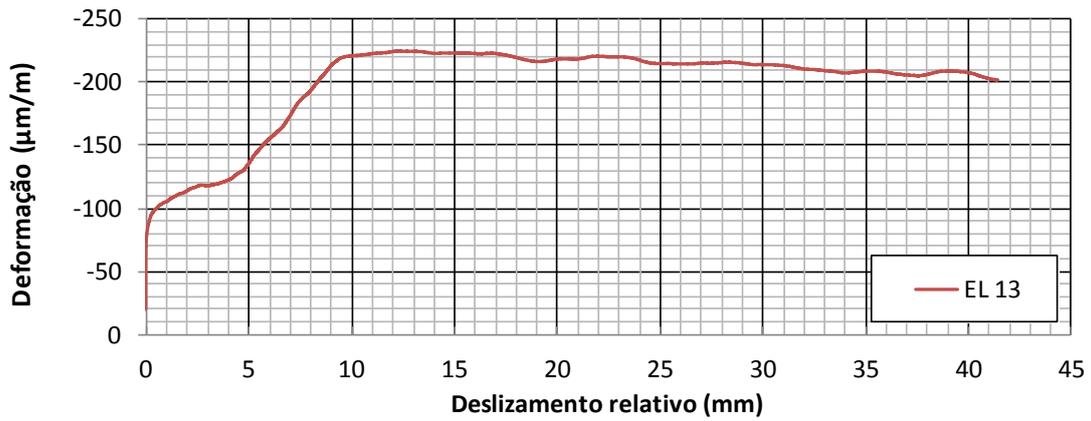


FIGURA D.13 - Extensômetro EL 13.

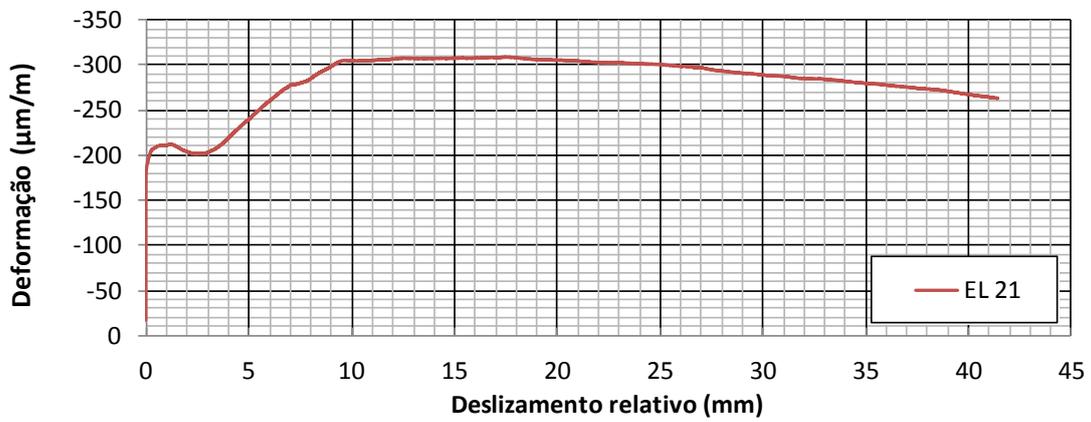


FIGURA D.14 - Extensômetro EL 21.

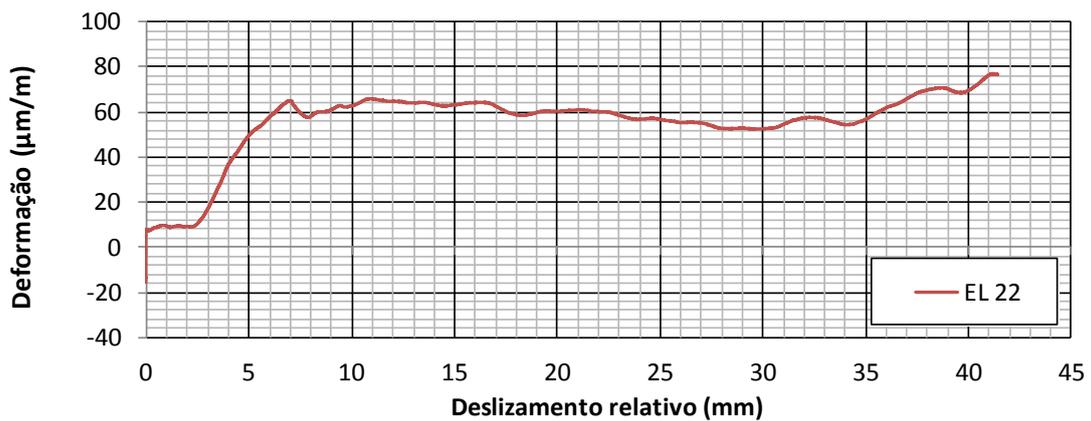


FIGURA D.15 - Extensômetro EL 22.

## D.2 – Modelo G2

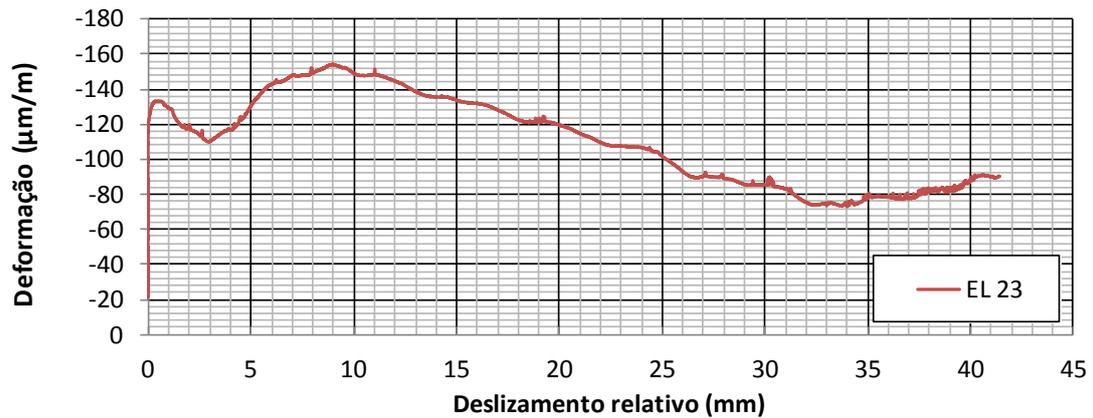


FIGURA D.16 - Extensômetro EL 23.

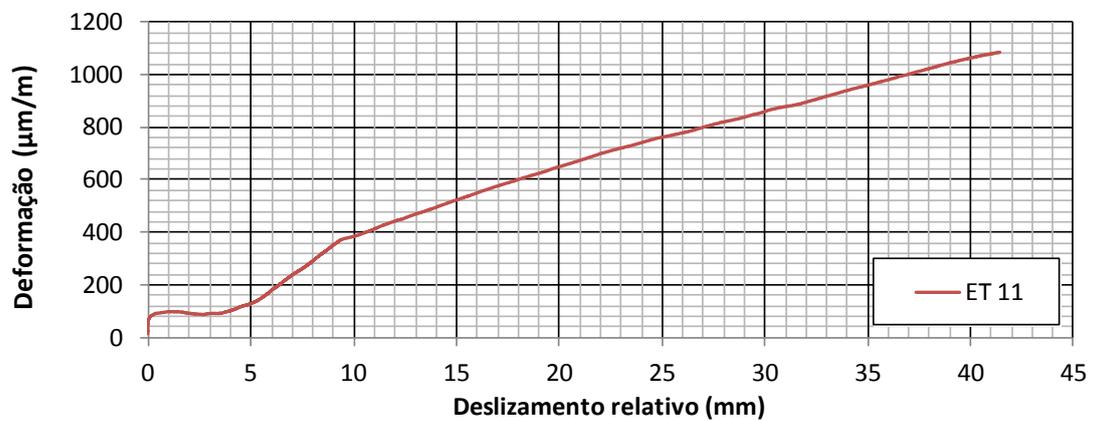


FIGURA D.17 - Extensômetro ET 11.

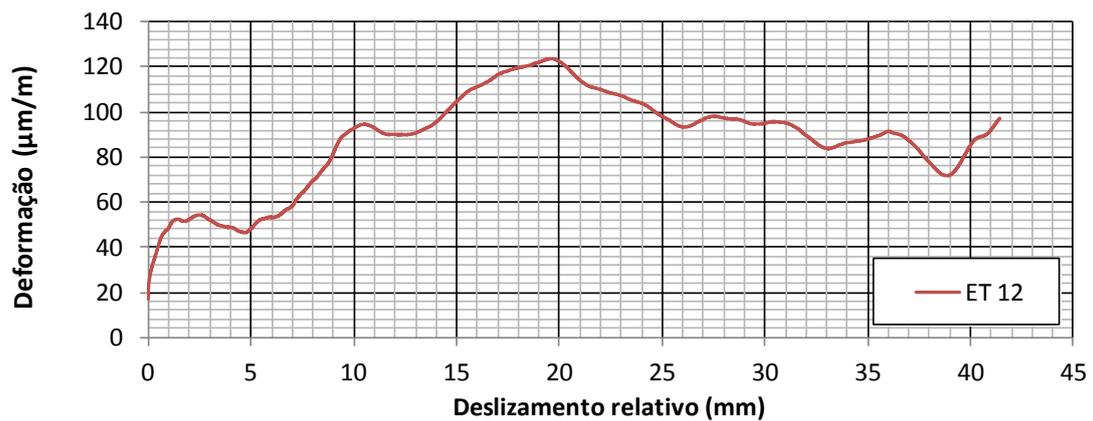


FIGURA D.18 - Extensômetro ET 12.

## D.2 – Modelo G2

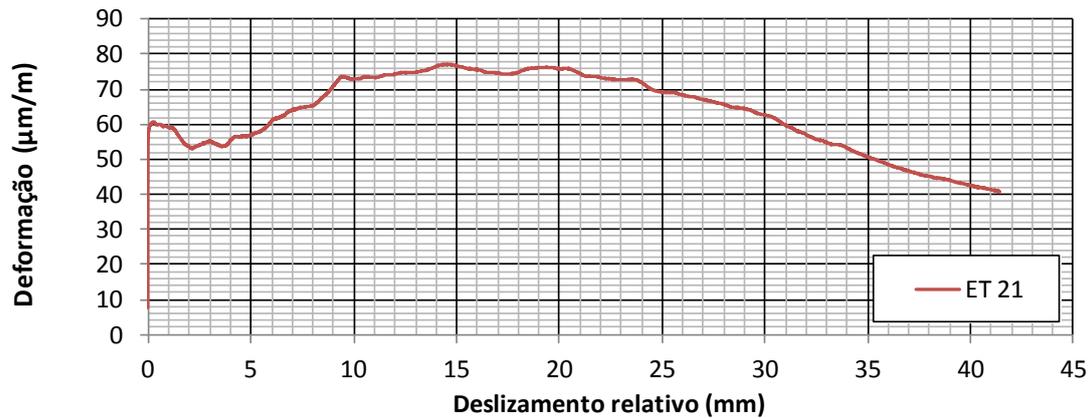


FIGURA D.19 – Extensômetro ET 21.

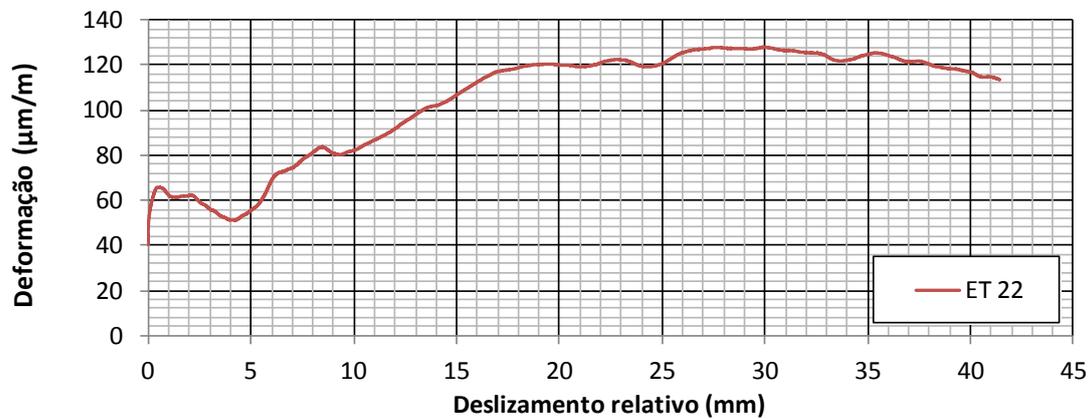


FIGURA D.20 - Extensômetro ET 22.

## D.3 – Modelo H1

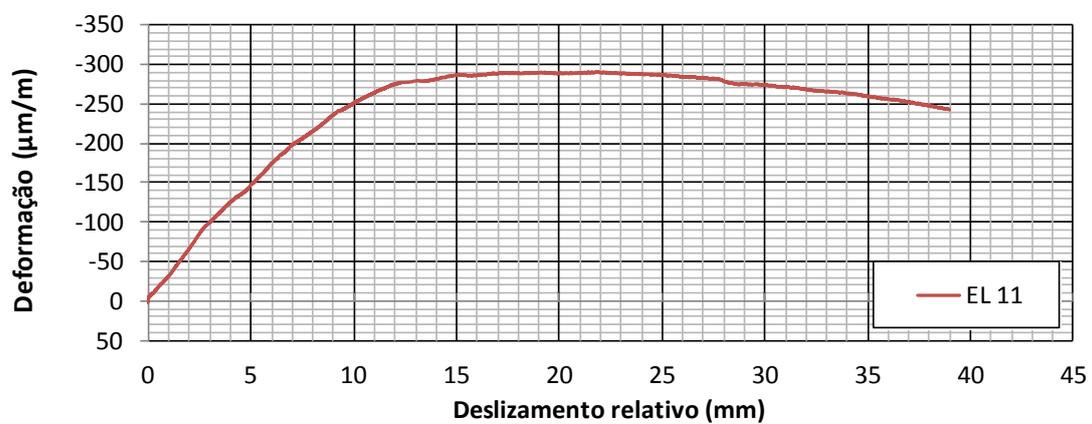


FIGURA D.21 - Extensômetro EL 11.

### D.3 – Modelo H1

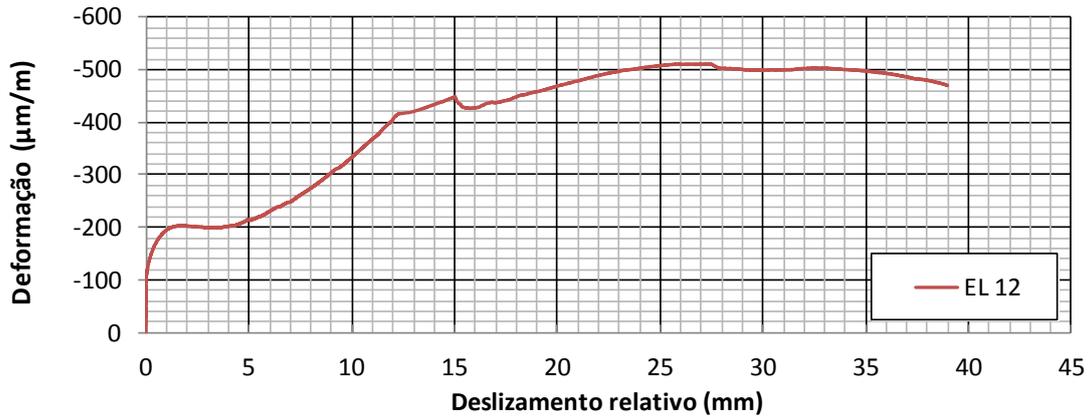


FIGURA D.22 - Extensômetro EL 12.

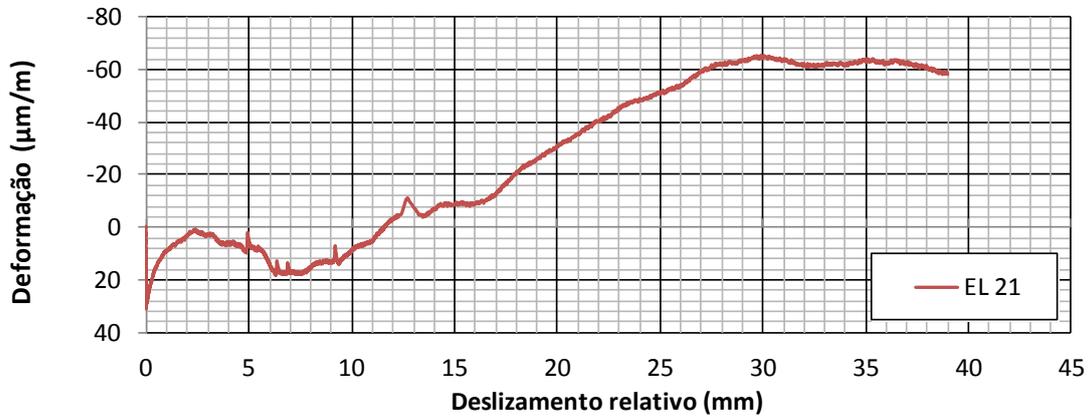


FIGURA D.23 - Extensômetro EL 21.

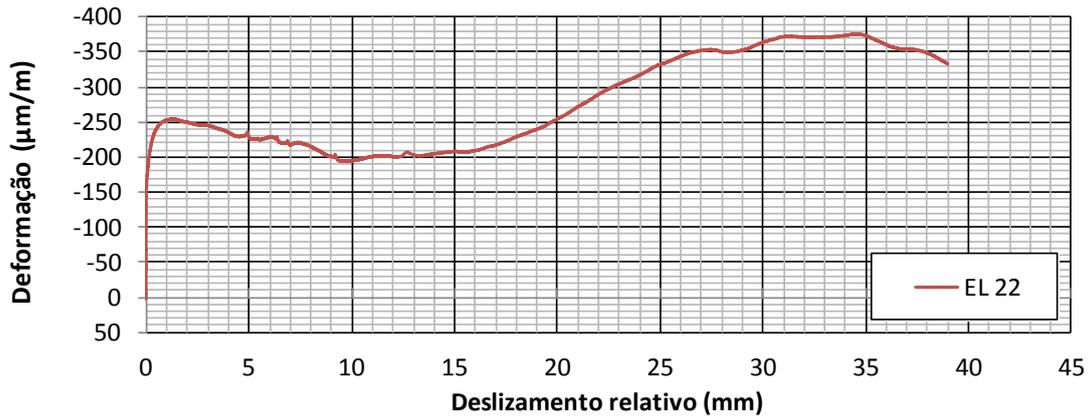


FIGURA D.24 - Extensômetro EL 22.

### D.3 – Modelo H1

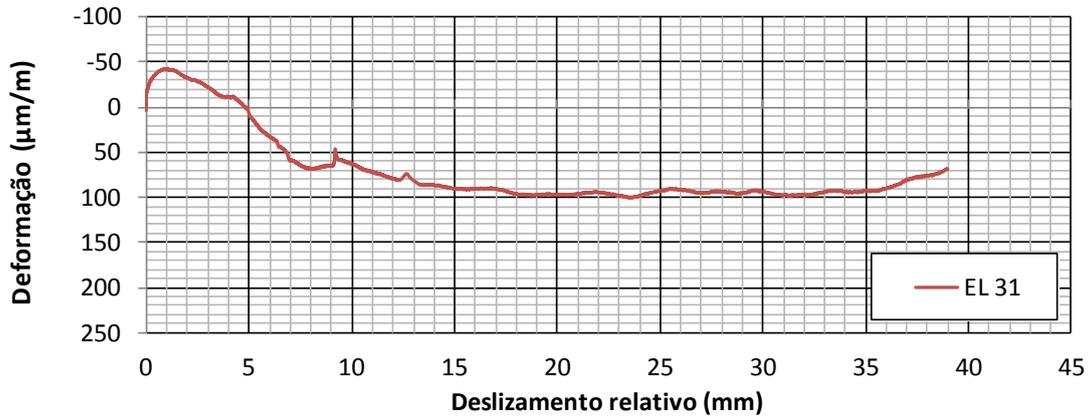


FIGURA D.25 - Extensômetro EL 31.

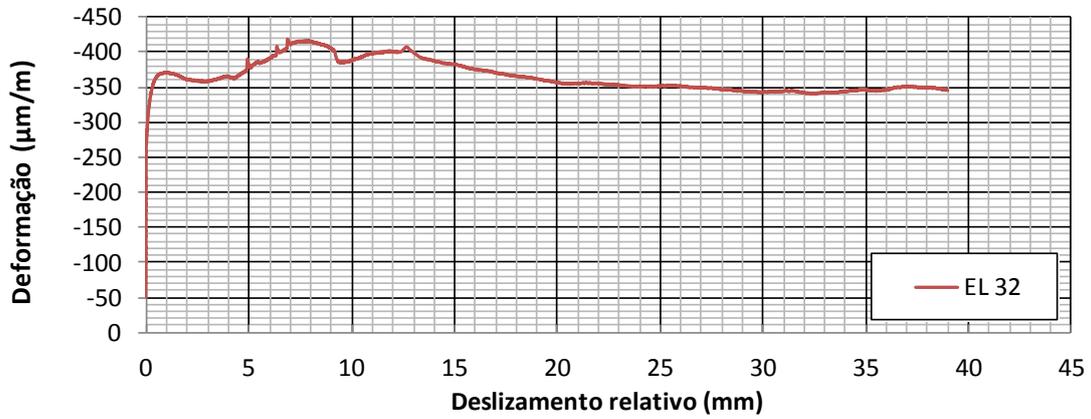


FIGURA D.26 - Extensômetro EL 32.

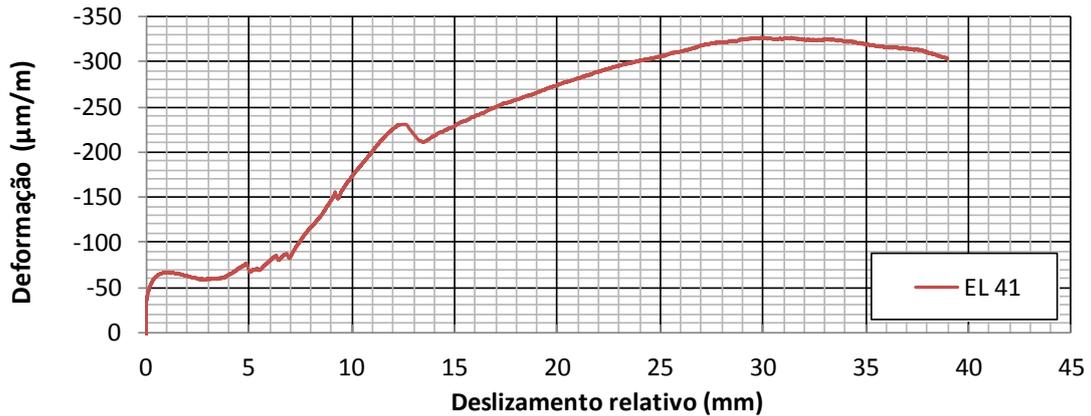


FIGURA D.27 - Extensômetro EL 41.

### D.3 – Modelo H1

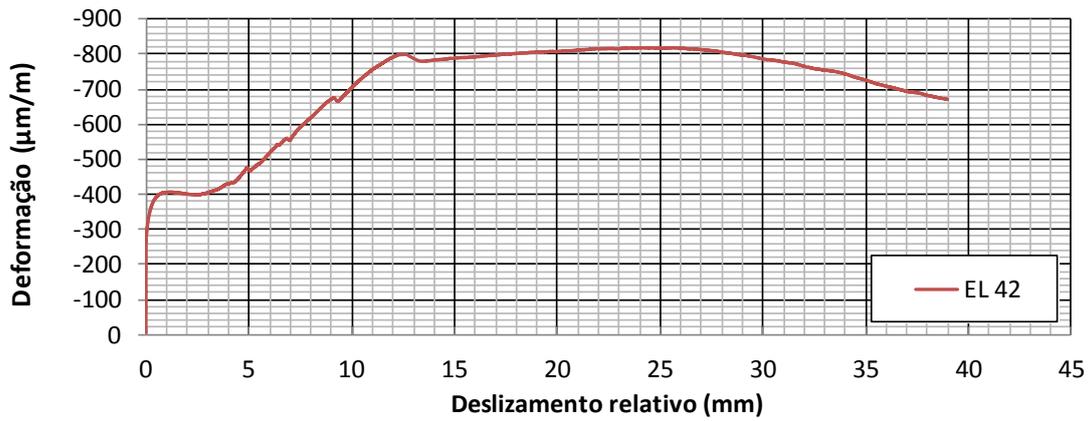


FIGURA D.28 - Extensômetro EL 42.

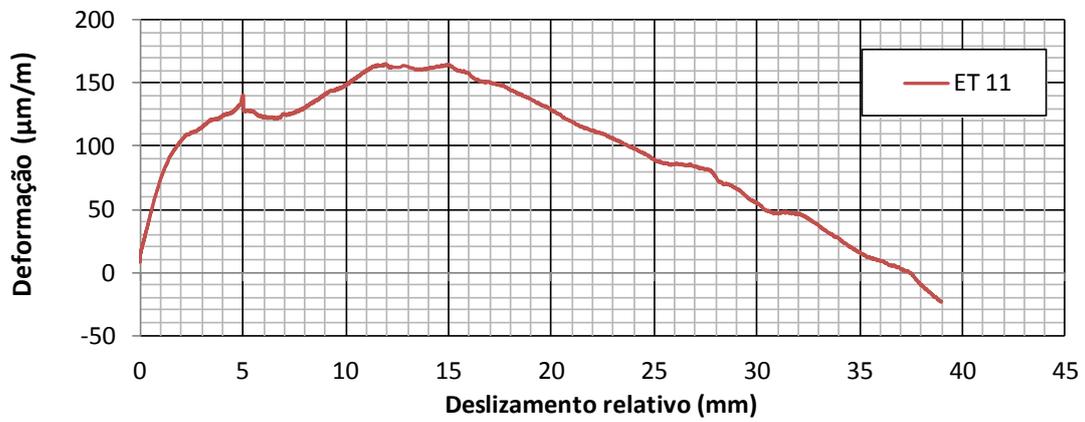


FIGURA D.29 - Extensômetro ET 11.

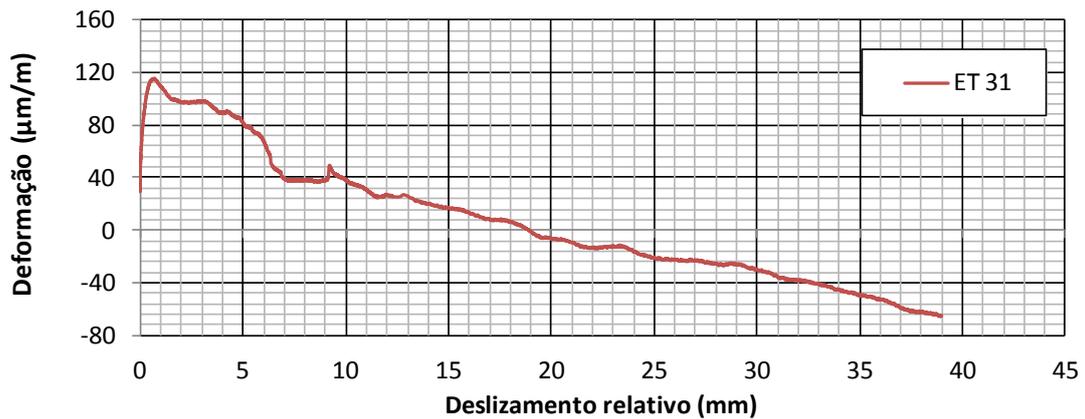


FIGURA D.30 - Extensômetro ET 31.

### D.3 – Modelo H1

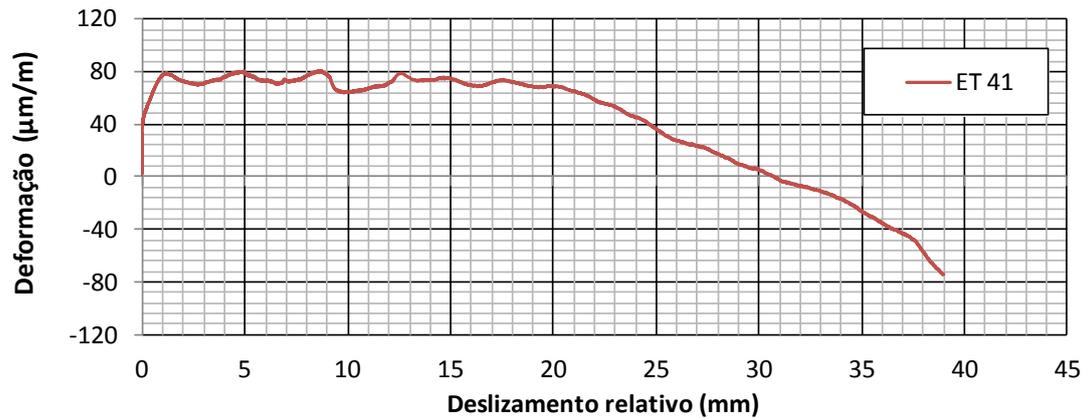


FIGURA D.31 - Extensômetro ET 41.

### D.4 – Modelo H2

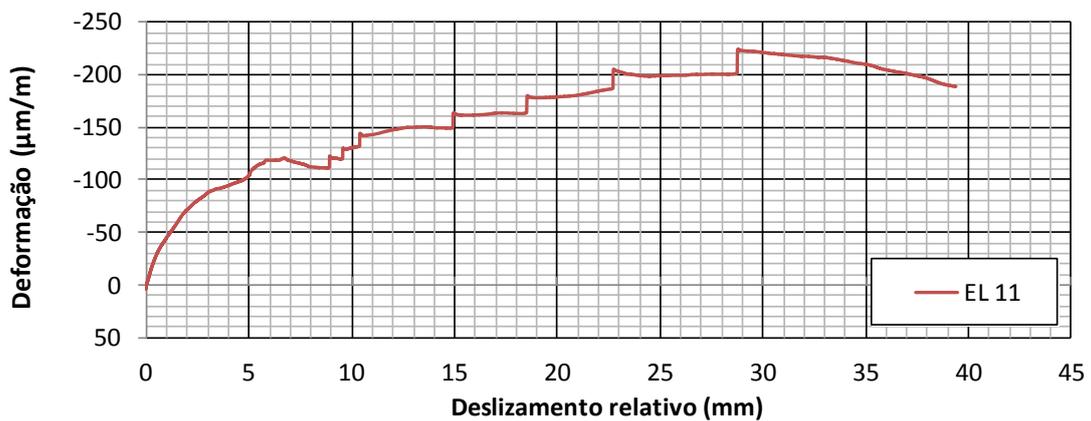


FIGURA D.32 - Extensômetro EL 11.

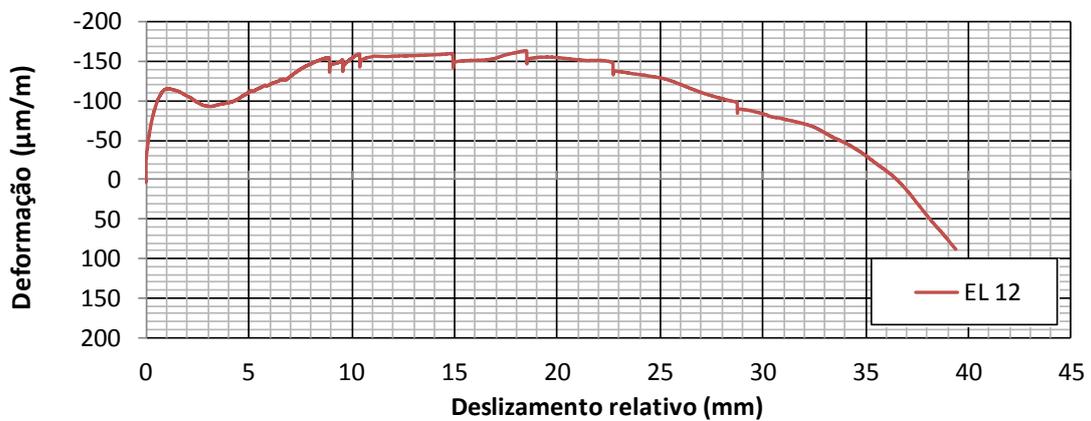


FIGURA D.33 - Extensômetro EL 12.

## D.4 – Modelo H2

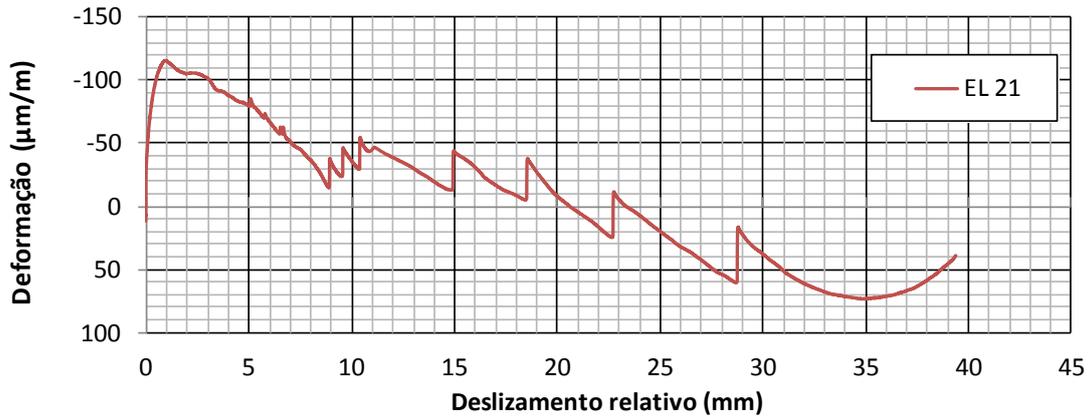


FIGURA D.34 - Extensômetro EL 21.

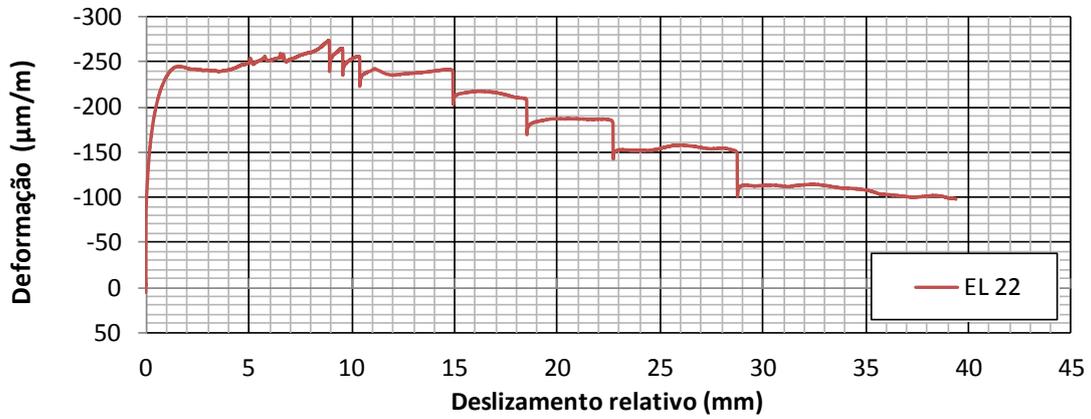


FIGURA D.35 - Extensômetro EL 22.

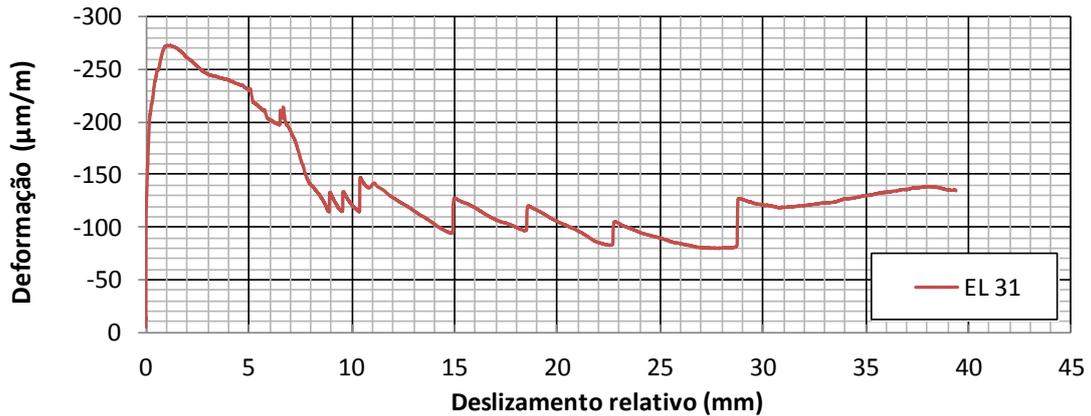


FIGURA D.36 - Extensômetro EL 31.

## D.4 – Modelo H2

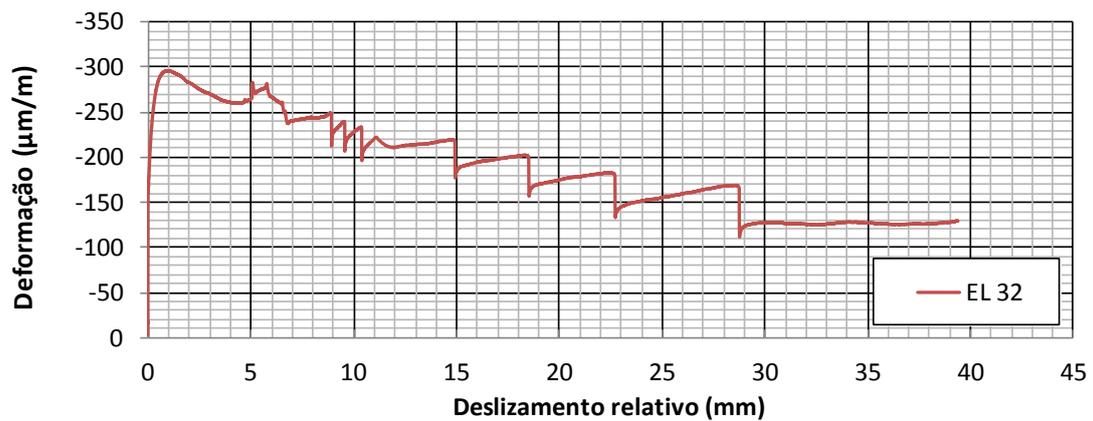


FIGURA D.37 - Extensômetro EL 32.

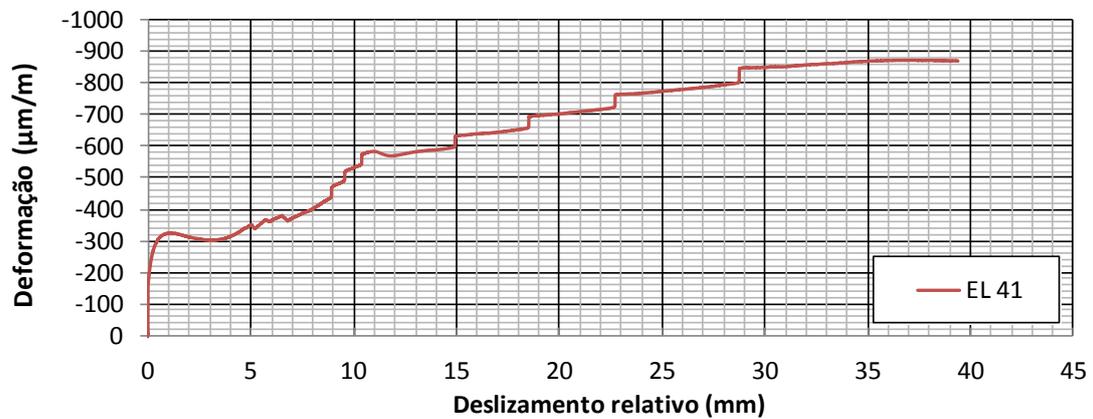


FIGURA D.38 - Extensômetro EL 41.

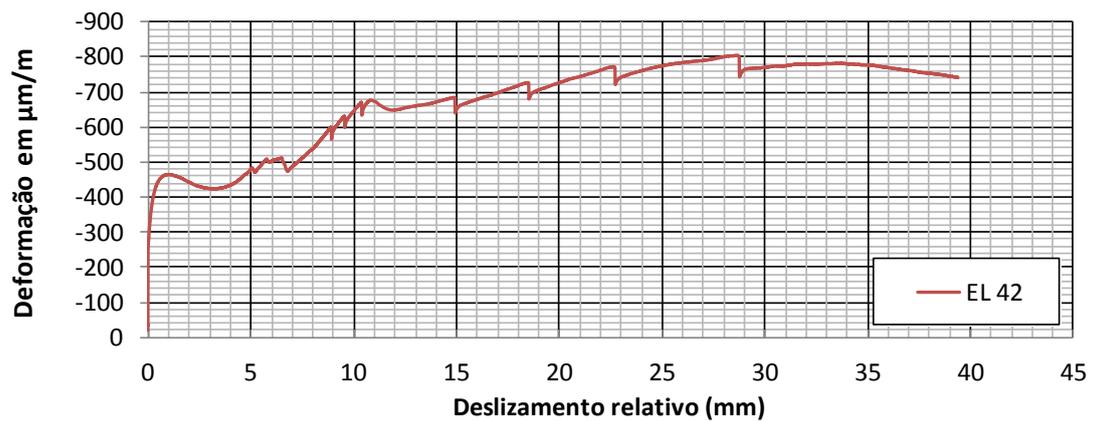


FIGURA D.39 - Extensômetro EL 42.

## D.4 – Modelo H2

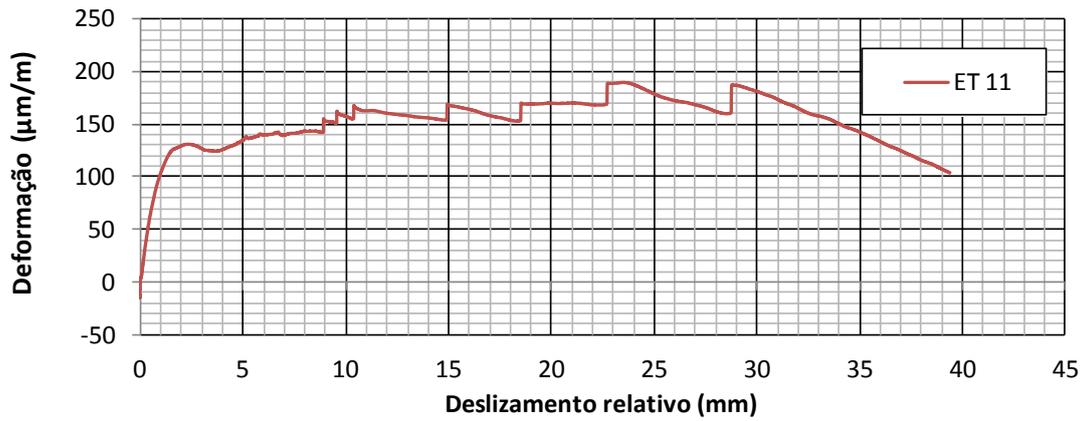


FIGURA D.40 - Extensômetro ET 11.

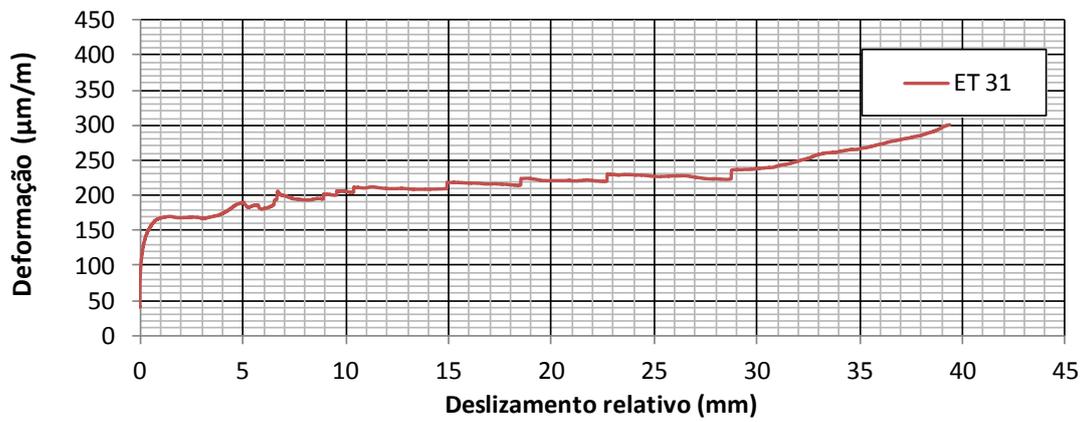


FIGURA D.41 - Extensômetro ET 31.

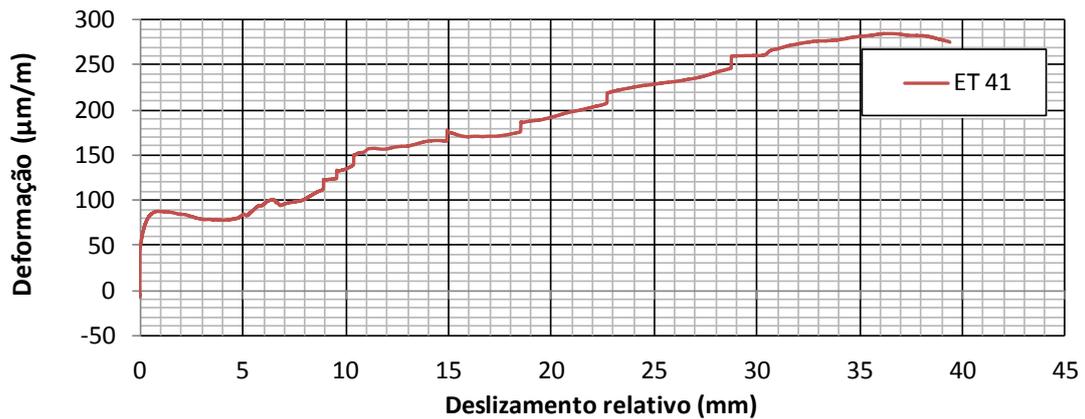


FIGURA D.42 - Extensômetro ET 41.

## D.5 – Modelo N1

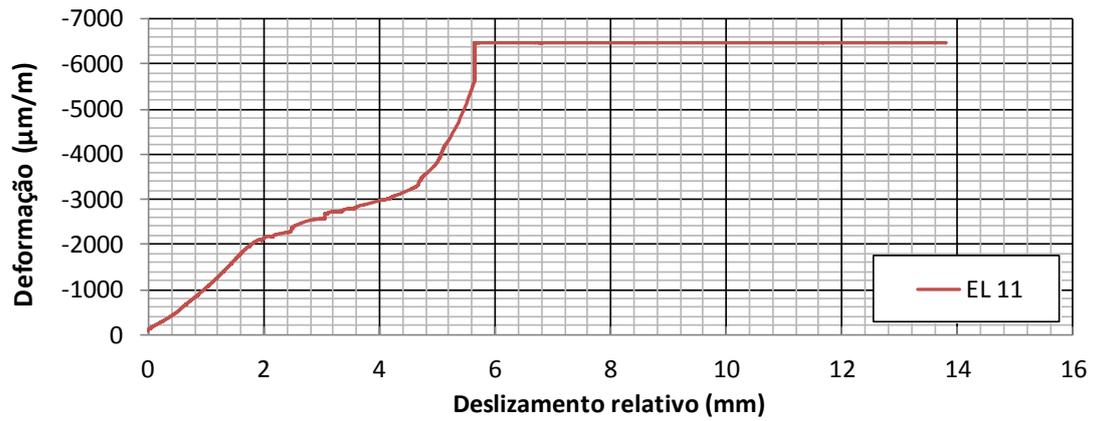


FIGURA D.43 - Extensômetro EL 11.

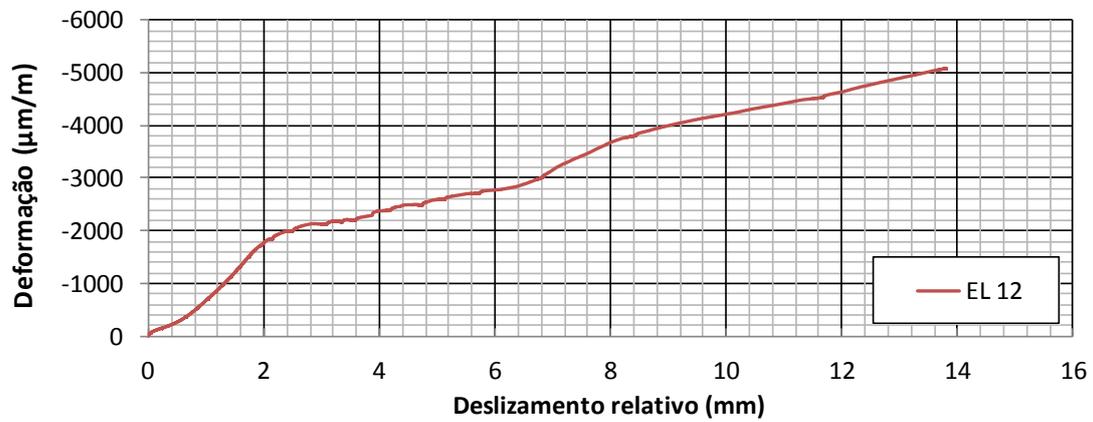


FIGURA D.44 - Extensômetro EL 12.

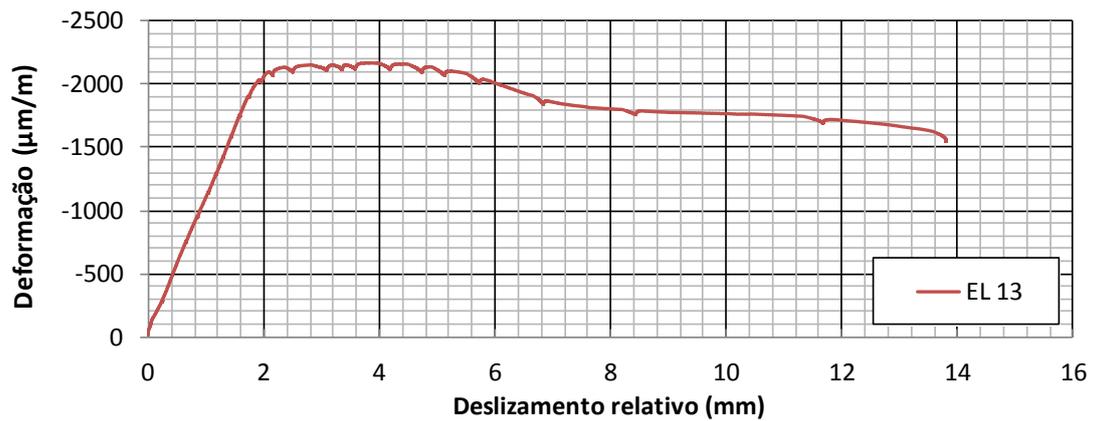


FIGURA D.45 - Extensômetro EL 13.

## D.5 – Modelo N1

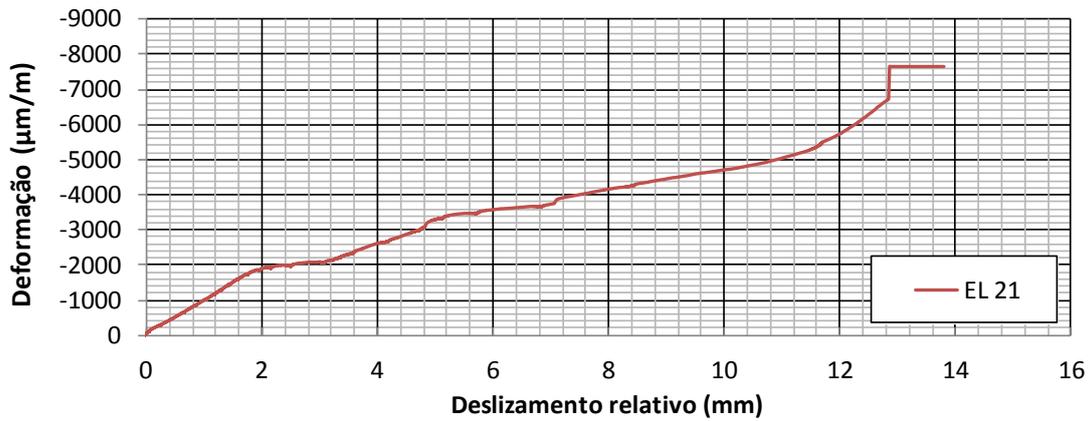


FIGURA D.46 - Extensômetro EL 21.

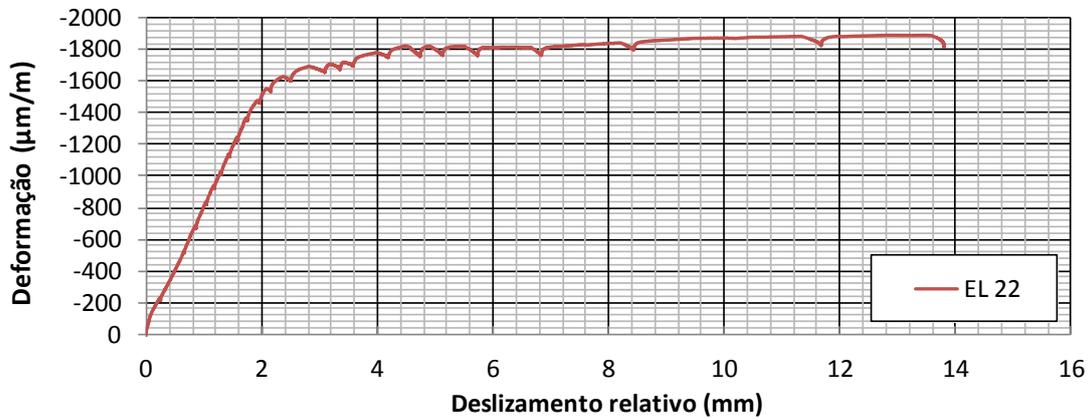


FIGURA D.47 - Extensômetro EL 22.

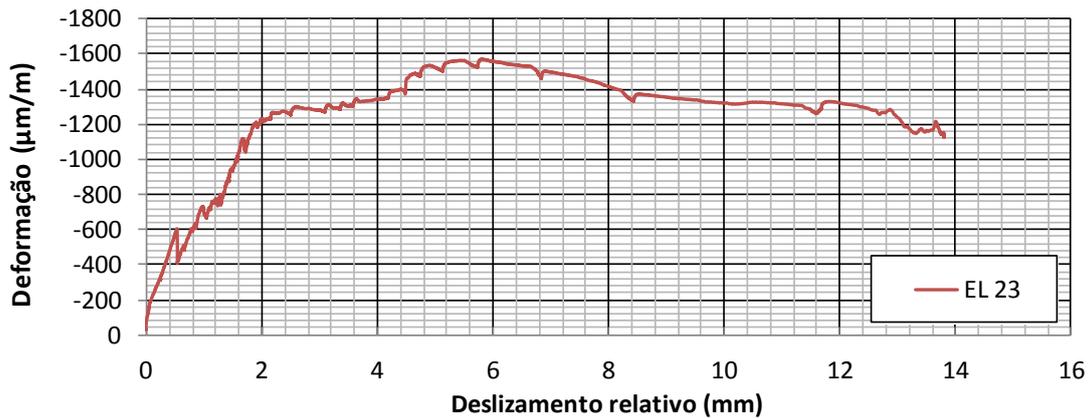


FIGURA D.48 - Extensômetro EL 23.

## D.5 – Modelo N1

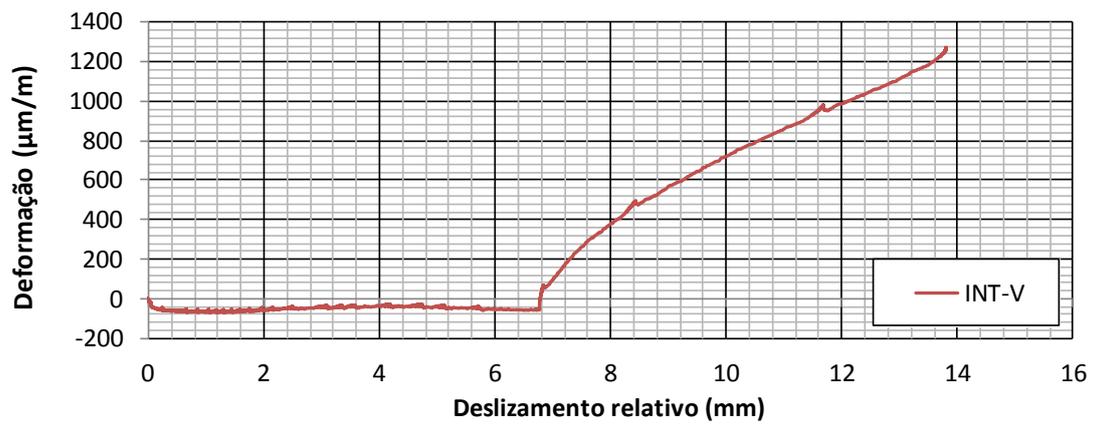


FIGURA D.49 – Extensômetro INT-V.

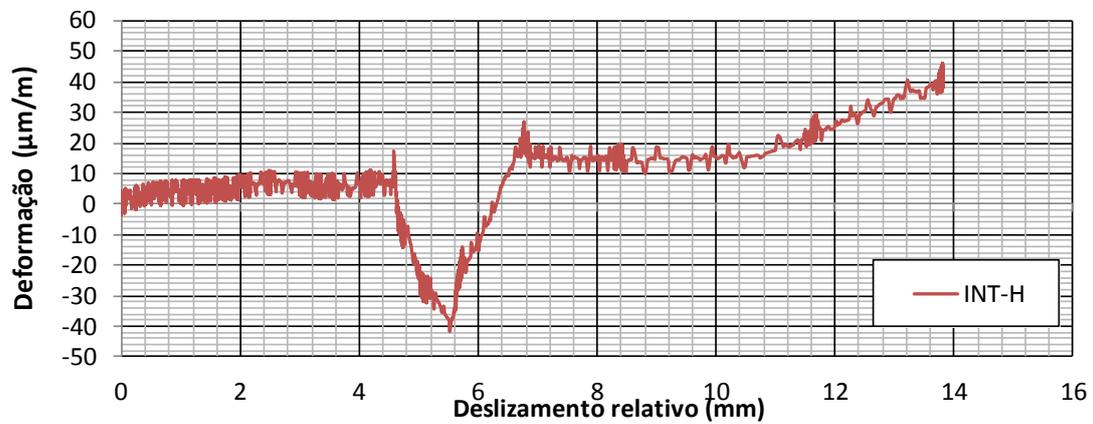


FIGURA D.50 - Extensômetro INT-H.

## D.6 – Modelo N2

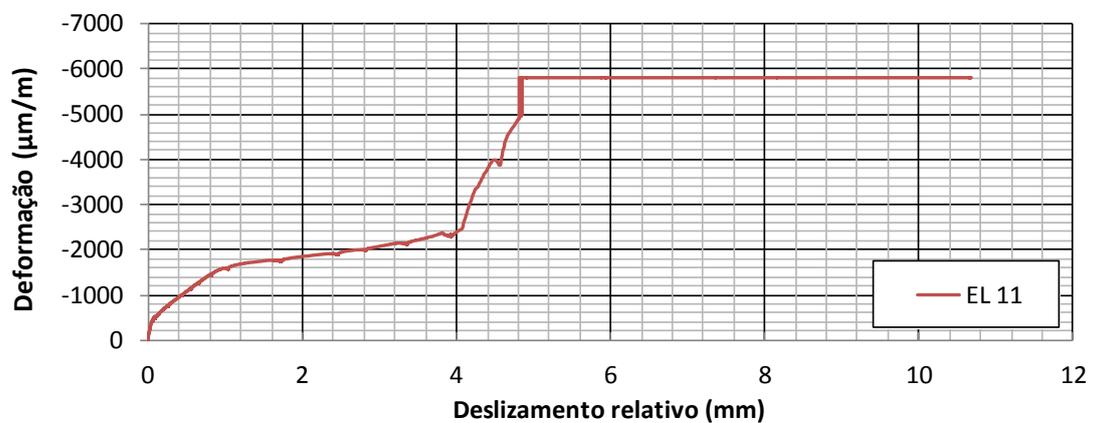


FIGURA D.51 - Extensômetro EL 11.

## D.6 – Modelo N2

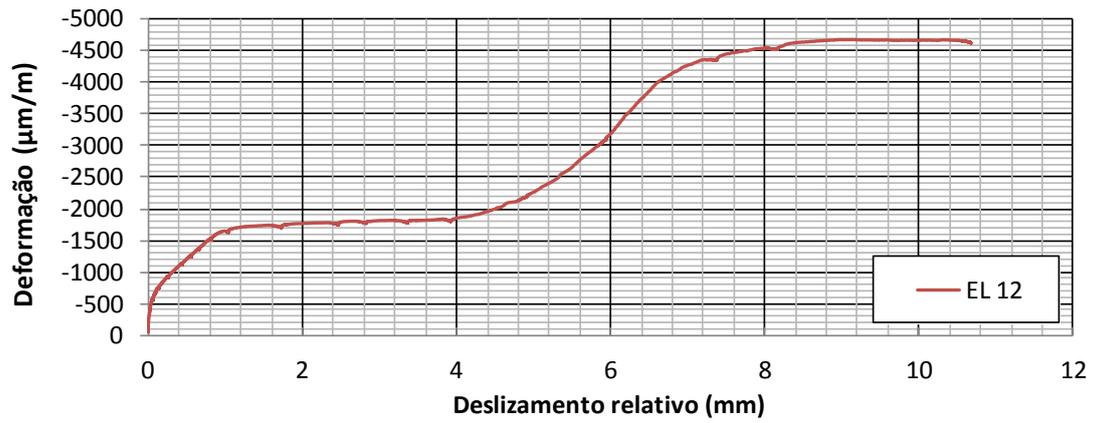


FIGURA D.52 - Extensômetro EL 12.

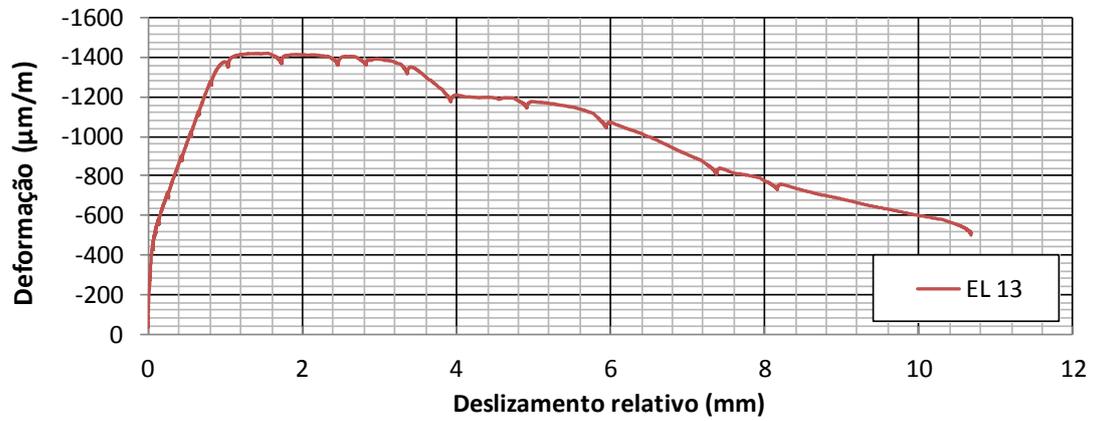


FIGURA D.53 - Extensômetro EL 13.

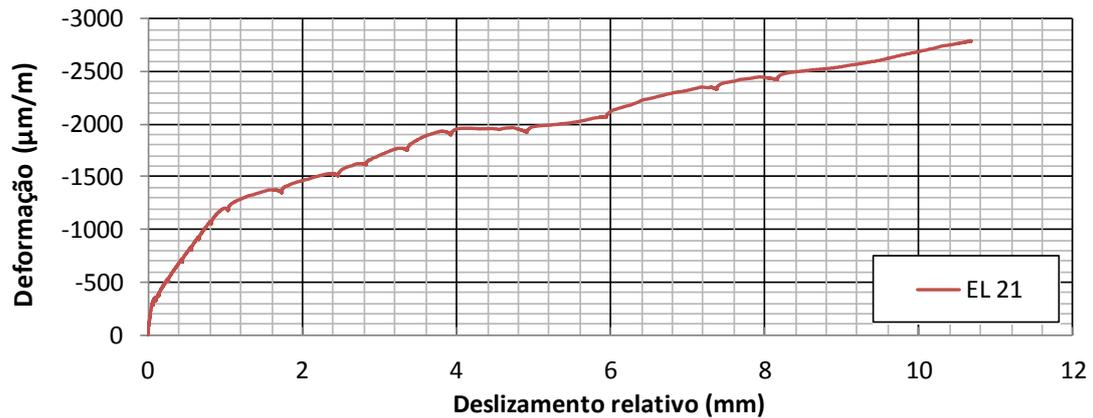


FIGURA D.54 - Extensômetro EL 21.

## D.6 – Modelo N2

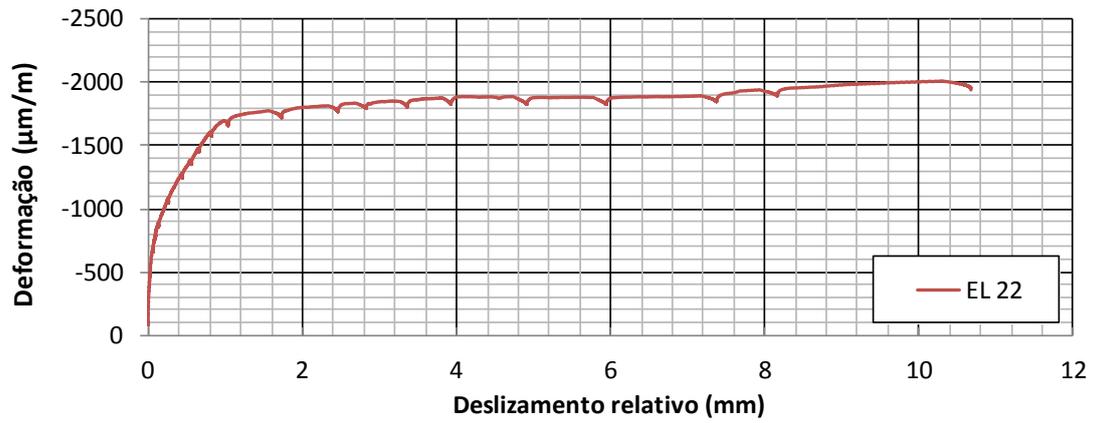


FIGURA D.55 - Extensômetro EL 22.

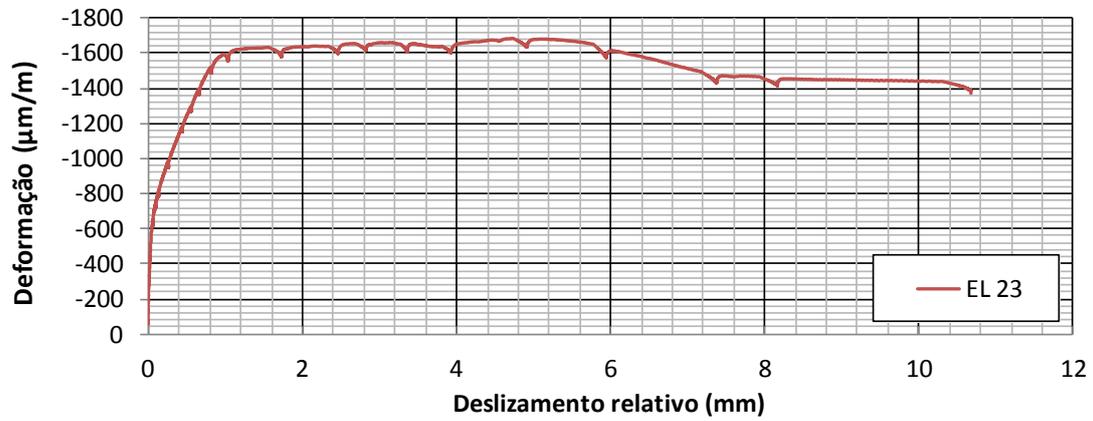


FIGURA D.56 - Extensômetro EL 23.

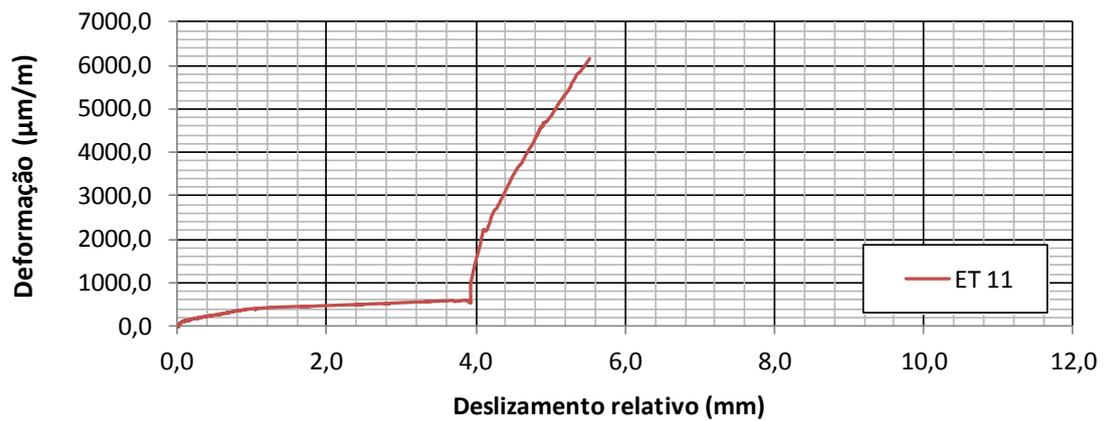


FIGURA D.57 - Extensômetro ET 11.

## D.6 – Modelo N2

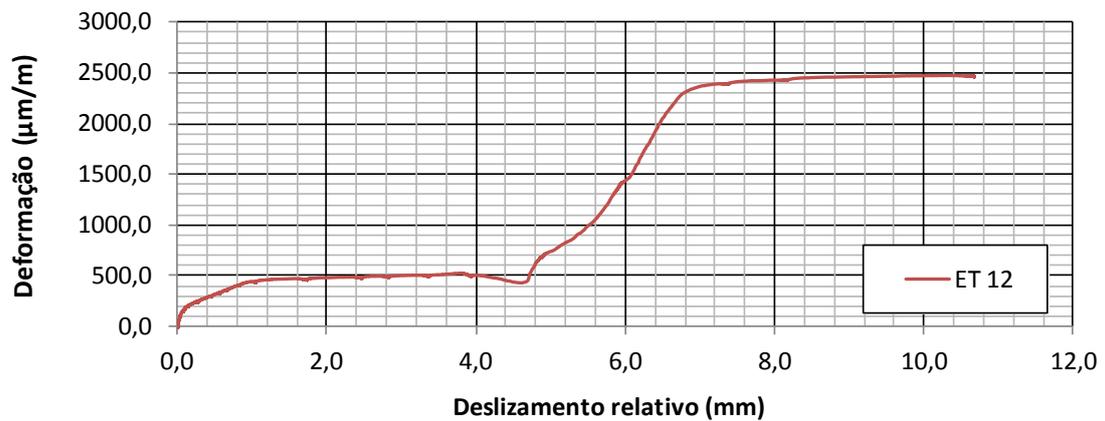


FIGURA D.58 - Extensômetro ET 12.

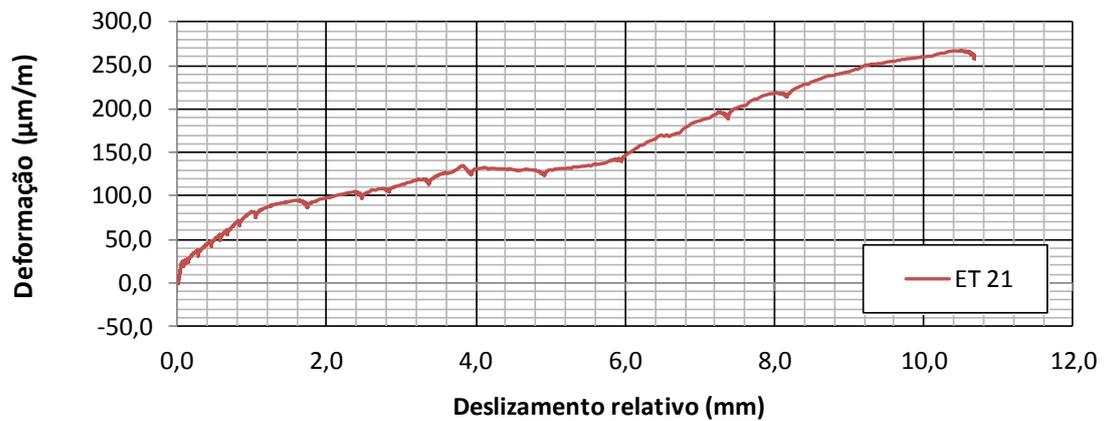


FIGURA D.59 - Extensômetro ET 21.

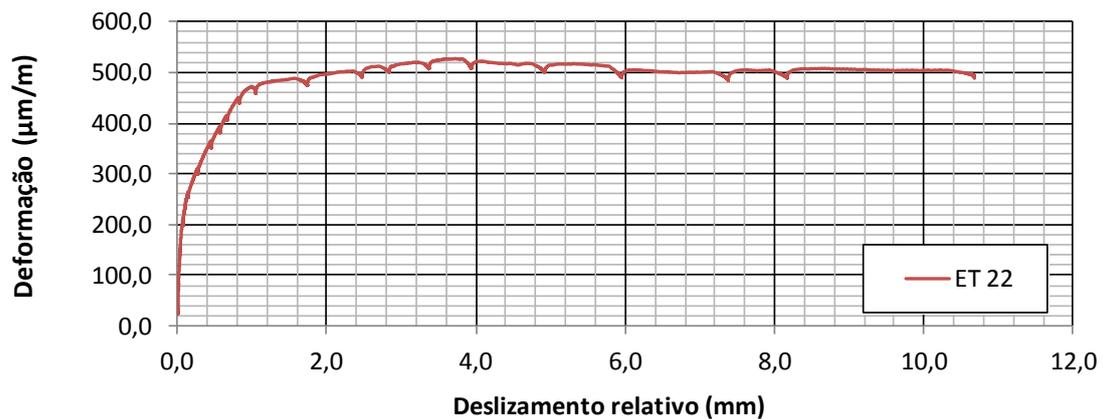


FIGURA D.60 - Extensômetro ET 22.

## D.6 – Modelo N2

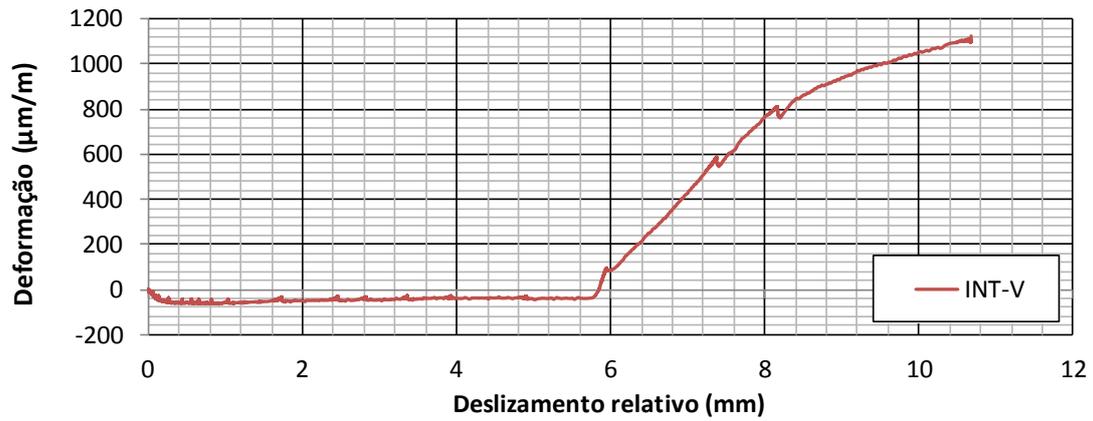


FIGURA D.61 - Extensômetro INT-V.

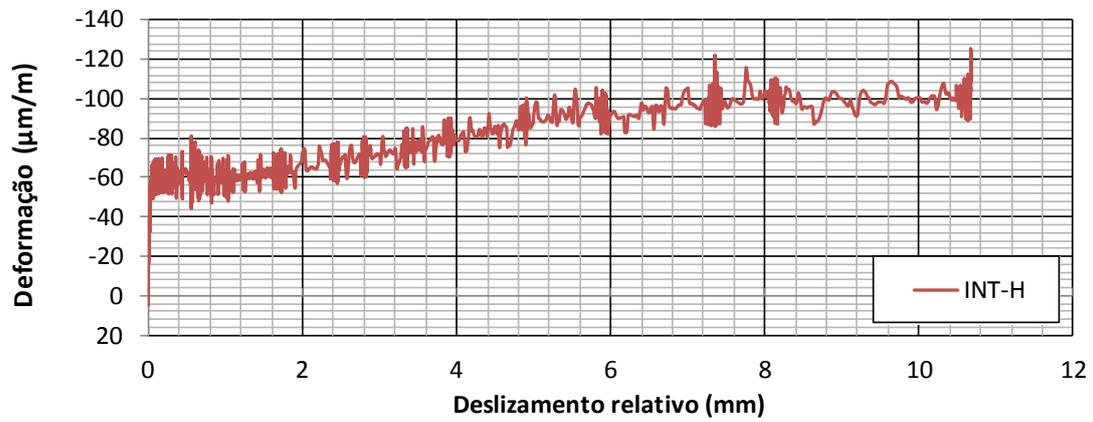


FIGURA D.62 - Extensômetro INT-H.