



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO USO DE
PARAFUSO ESTRUTURAL COMO CONECTOR DE
CISALHAMENTO EM PILAR MISTO COMPOSTO DE
PERFIL TUBULAR PREENCHIDO COM CONCRETO.**

JULIANO GERALDO RIBEIRO NETO

ORIENTADORA: Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho

Ouro Preto, abril de 2016.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO USO DE
PARAFUSO ESTRUTURAL COMO CONECTOR DE
CISALHAMENTO EM PILAR MISTO COMPOSTO DE
PERFIL TUBULAR PREENCHIDO COM CONCRETO.**

JULIANO GERALDO RIBEIRO NETO

ORIENTADORA: Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, abril de 2016.

R484a

Ribeiro Neto, Juliano Geraldo.

Análise teórico-experimental do uso de parafuso estrutural como conector de cisalhamento em pilar misto composto de perfil tubular preenchido com concreto [manuscrito] / Juliano Geraldo Ribeiro Neto. - 2016.

145f.: il.: color; grafs; tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Metálica.

1. Cisalhamento. 2. Ligações parafusadas. 3. Deformações e tensões. 5. . I. Sarmanho, Arlene Maria Cunha. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

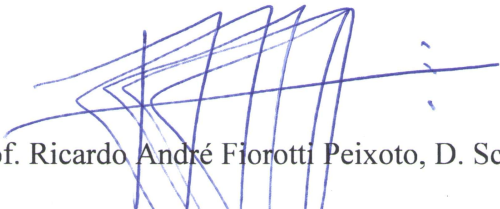
CDU: 693.95:621.965

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO USO DE PARAFUSO
ESTRUTURAL COMO CONECTOR DE CISALHAMENTO EM
PILAR MISTO COMPOSTO DE PERFIL TUBULAR PREENCHIDO
COM CONCRETO**

AUTOR: JULIANO GERALDO RIBEIRO NETO


Esta tese foi apresentada em sessão pública e aprovada em 17 de maio de 2016, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:


Profa. Arlene Maria Cunha Sarmanho, D. Sc. – UFOP (Presidente)


Prof. Ricardo André Fiorotti Peixoto, D. Sc. – UFOP


Prof. Ricardo Hallal Fakury, D. Sc. - UFMG


Profa. Michèle Cristina Resende Farage, D. Sc. – UFJF


Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, D. Sc. - UERJ

“Tenha em mente que tudo que você aprende na escola é trabalho de muitas gerações. Receba essa herança, honre-a, acrescente a ela e, um dia, fielmente, deposite-a nas mãos de seus filhos”

Albert Einstein (1879 – 1955)

Agradecimentos

Aos meus pais, Benedicto Galvão e Maria da Graça, exemplos de dignidade e caráter, pelo apoio e incentivo que sempre me deram para prosseguir os estudos e realizar este trabalho, e aos meus irmãos Adriano, Aurélio e Gracilene.

À minha esposa Juliana, pelo amor, carinho, compreensão e ajuda nesta conquista.

À minha orientadora professora Arlene, pela oportunidade de desenvolver este trabalho e pelas valorosas orientações. Seu grande exemplo de profissional técnica e acadêmica, aliado a outros fatores e oportunidades que a vida nos oferece, incentivaram-me a também seguir a carreira docente.

Aos amigos do laboratório de estruturas que, além da indispensável ajuda na preparação dos protótipos e execução dos ensaios, também foram uma grande companhia. Um agradecimento especial à Ana Amélia, Flávio, Gabriel e Letícia com os quais eu tive uma maior convivência.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas, Dequinha, João e Sr. Osvaldo (*in memóriam*) pela disposição e ajuda na preparação e execução dos ensaios.

À equipe do Laboratório de Materiais pelo suporte na preparação do traço dos concretos de parte das séries, em especial ao Prof. Ricardo Fiorotti pelas contribuições ao trabalho.

Aos amigos e colegas de trabalho da Escola de Engenharia Civil da PUC Goiás, pelo incentivo e constante apoio. Em especial aos coordenadores, que me possibilitaram alguns momentos de ausência para dedicação ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do PROPEC pelos valorosos ensinamentos.

À UFOP pelo suporte institucional, aos órgãos de fomento CNPq, CAPES, FAPEMIG, e a empresa Vallourec do Brasil.

Resumo

Atualmente tem-se um aumento do uso de estruturas metálicas no mercado da construção civil, principalmente em edifícios residenciais e comerciais e o uso de pilares mistos tem acompanhado essa tendência. Dentre os tipos usuais, os preenchidos têm ganhado destaque pelas suas vantagens na composição de sistemas estruturais. Este trabalho compreende um estudo analítico e experimental do comportamento estrutural de pilares mistos formados por perfis tubulares laminados a quente de seção circular de aço preenchidos por concreto simples, com foco na região de introdução de carga quando da ligação de outros elementos como as vigas. Nessa região, quando a tensão de cisalhamento atuante ultrapassa a tensão de aderência natural entre os dois materiais, há a necessidade de utilização de conectores mecânicos para que se garanta a continuidade da transferência de cargas na interface aço-concreto. Para este estudo foi adotado um conector do tipo parafuso estrutural, a fim de verificar a validade das expressões analíticas constantes na ABNT NBR 16239 (2013) e analisar o seu comportamento estrutural. Foram realizadas duas séries de ensaios experimentais de cisalhamento direto. Na primeira foram analisados protótipos de 1000 mm de comprimento, onde foi fixado o diâmetro externo do perfil tubular e variado a espessura, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. Para a segunda série foram analisados protótipos de 500 mm de comprimento com aplicação de graxa internamente no perfil tubular antes da concretagem e adicionalmente foi analisada também a influência do comprimento do conector e da presença de uma ou duas linhas de conectores. Da análise dos resultados observa-se que é viável a utilização desse tipo de conector, que as equações existentes para o dimensionamento dos mesmos estão muito conservadoras e uma nova equação é proposta fornecendo um valor de resistência mais próximo do real e que considera os efeitos de flexão e cisalhamento do conector.

Palavras-chave: conector de cisalhamento, pilar misto preenchido, seção tubular circular, ensaio de cisalhamento direto.

Abstract

Nowadays, there is an increase of metallic structures in the construction market mainly in residential and commercial buildings and the use of composite columns have been following such trend as well. Among many other usual types of columns, the concrete-filled columns are being better considered because of the advantages regarding their structural composition. This research involves an analytical and experimental study on the composite columns, formed by a hot rolling seamless hollow and a steel section filled by simple concrete, highlighting its load introduction area when connecting with other elements, such as beams. When the shear stress overcomes the natural bond stress between two elements, there is a need of mechanical connectors to guarantee the load transference between the steel-concrete interfaces. It has been adopted a specific connector, structural bolt type, to verify its analytical expressions reliability according to the ABNT NBR 16239 (2013) and to analyze its structural behavior. There were done two push-out test series – the first one was based on the analysis of 1000 mm length prototypes under a fixed outside diameter for the steel hollow structural, varying its thickness, bolt diameter, concrete resistance and the presence or not of hole gaps – the second one was based on the analysis of 500 mm length prototypes under an inside lubricant application in the steel hollow structure before the concreting process and the analysis of the connector length influence and the presence of one or two connectors lines. It was concluded that such types of connectors are viable and their respective equations for their dimensioning are very conservative. And based on such research it is proposed a new equation to provide a more effective and real resistance value, considering bending and shearing connector effects.

Key words: shear connector, filled column, steel hollow section, push-out test.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	1
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Pilares Mistos.....	3
1.3 Conectores de cisalhamento.....	5
1.4 Justificativa e Objetivo	6
1.5 Metodologia	6
1.6 Descrição do trabalho	7
CAPÍTULO 2.....	9
2 REVISÃO BILIOGRÁFICA.....	9
2.1 Considerações iniciais.....	9
2.2 Pilares mistos	11
2.3 Confinamento em pilares mistos.....	12
2.4 Cisalhamento na superfície de contato aço-concreto.....	17
2.4.1 Regiões de introdução de cargas	18
2.4.2 Determinação dos esforços solicitantes na interface entre aço e concreto	20
2.5 Conectores de cisalhamento.....	21
2.5.1 Procedimento de ensaio - EUROCODE 4 (2004)	21
2.5.2 Procedimento de ensaio – conectores não usuais	25
2.5.3 Classificação dos conectores	26

2.5.4	Tipos usuais de conectores	29
2.5.5	Outros tipos de conectores.....	31
2.5.6	Transferência de carga em pilar misto.....	37
CAPÍTULO 3.....		49
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	49
3.1	Considerações iniciais.....	49
3.2	Configuração dos Protótipos.....	50
3.2.1	Série A	50
3.2.2	Série B	52
3.2.3	Verificação da eficiência dos mecanismos de isolamento da aderência ..	53
3.2.4	Série C	54
3.3	Concretagem	57
3.3.1	Concretagem da série A.....	57
3.3.2	Concretagem da série B.....	59
3.3.3	Concretagem da série C.....	59
3.4	Caracterização dos materiais	60
3.4.1	Resistência do concreto da série A.....	60
3.4.2	Resistência do concreto da série B	60
3.4.3	Concreto da série C.....	61
3.4.4	Caracterização do aço.....	61
3.5	Equipamento de ensaio	62
3.6	Metodologia de aplicação de carga.....	62

3.7	Instrumentação e aquisição de dados	63
3.7.1	Transdutor de deslocamento (LVDT).....	63
3.7.2	Extensômetros	66
3.7.3	Célula de carga	68
3.7.4	Aquisição de dados	69
CAPÍTULO 4.....		70
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS - séries a e b	70
4.1	Considerações iniciais.....	70
4.2	Série A	71
4.2.1	Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo.....	71
4.2.2	Força máxima e modo de falha.....	73
4.2.3	Análise paramétrica	77
4.2.4	Deformações específicas	79
4.3	Série B.....	82
4.3.1	Análise da aderência natural.....	82
4.3.2	Comparação com protótipos com conector de cisalhamento	85
4.3.3	Deformações específicas	87
CAPÍTULO 5.....		90
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS - série C.....	90
5.1	Considerações iniciais.....	90
5.2	Redução da aderência entre o perfil tubular e o concreto.....	90
5.3	Série C.....	92

5.3.1	Curvas cargas <i>versus</i> deslocamento relativo	92
5.3.2	Carga máxima e modo de falha	94
5.3.3	Classificação dos conectores	99
5.3.4	Análise paramétrica	102
5.3.5	Proposta de formulação para a capacidade resistente do conector	106
CAPÍTULO 6.....		117
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	117
6.1	Conclusões	117
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Exemplo de passarela metálica em estrutura tubular. (V&M do Brasil, 2008).....	2
Figura 1.2 - Exemplo de obra com pilares, vigas e lajes mistos. (CODEME, 2012).....	4
Figura 1.3 - Tipos de pilares mistos. (Oliveira, 2008).....	4
Figura 1.4 - Exemplo de aplicação de dispositivo de transferência de carga. (CODEME, 2012).....	6
Figura 2.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos. (ABNT NBR 8800 (2008))	12
Figura 2.2 - Efeito da seção transversal no confinamento do concreto em pilar misto preenchido. (Oliveira, 2008).....	15
Figura 2.3 - Distribuição de tensões no tubo de aço e no concreto em pilar misto preenchido. (Johansson e Akesson, 2001).....	16
Figura 2.4 - Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço- concreto. (Adaptado de Johansson, 2003).....	17
Figura 2.5 - Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento na interface. (Johansson, 2003).....	19
Figura 2.6 - Modelo adotado padronizado para ensaio tipo <i>push-out</i> . (EUROCODE 4 (2004)).....	22
Figura 2.7 - Determinação da capacidade de deslizamento. (EUROCODE 4 (2004)) ..	25
Figura 2.8 - Possíveis modos de colapso obtidos nos ensaios do tipo <i>push-out</i> . (Adaptado de Chaves, 2009)	25
Figura 2.9 - Vista frontal de alguns tipos de conectores. (David, 2007).....	26
Figura 2.10 - Relação força <i>versus</i> deslizamento para conectores de cisalhamento	27

Figura 2.11 - Comportamento típico característico de conectores. (Bartschi, 2005)	28
Figura 2.12 - Conector tipo pino com cabeça. (Catálogo CISER, 2013)	29
Figura 2.13 - Conector tipo U laminado. (Veríssimo, 2007).....	29
Figura 2.14 - Conector Perfobond contínuo e descontínuo. (Veríssimo, 2007).....	32
Figura 2.15 - Conector Crestbond contínuo e descontínuo. (Veríssimo, 2007)	32
Figura 2.16 - Conector Crestbond com pré-laje de concreto. (Veríssimo, 2007).....	33
Figura 2.17 - Vista dos conectores externos e internos (Chin <i>et al.</i> , 2008).....	34
Figura 2.18 - Vista do protótipo de ensaios. (Chin et al, 2008)	34
Figura 2.19 - Exemplo de painel misto tipo SCS. (Sohel <i>et al.</i> , 2012)	35
Figura 2.20 - Tipos de conectores propostos para painéis SCS. (Sohel <i>et al.</i> , 2012).....	36
Figura 2.21 - Conector tipo T. (Nie <i>et al.</i> , 2014).....	36
Figura 2.22 - Seção circular preenchida de concreto parcialmente carregada. (EUROCODE 4 (2004)).....	38
Figura 2.23 - Modelos da Série X. (Shakir Khalil, 1993)	38
Figura 2.24 - Protótipo com conector de cisalhamento para aderência máxima. (Kilpatrick e Rangan, 1999)	39
Figura 2.25 - Protótipos de ensaio adotado para a Série 2. (Silva, 2006)	40
Figura 2.26 - (a) Foto da configuração típica dos conectores, e (b) posição típica dos conectores na seção transversal (Huang <i>et al.</i> 2002).....	41
Figura 2.27 - Exemplo de introdução de carga em pilar misto revestido. (Jacobs e Hajjar, 2010).....	41
Figura 2.28 - Detalhes das configurações de disposição das armaduras estudadas e modelo com conector. (Roeder <i>et al.</i> 1999)	42

Figura 2.29 - Configuração dos modelos ensaiados. (Cardoso <i>et al.</i> 2014).....	43
Figura 2.30 - Esquema de ensaio adotado e instrumentação. (Starossek e Falah, 2009)	43
Figura 2.31 - Modelagens em elementos finitos com 2 e 1 conector de cisalhamento (Starossek e Falah, 2009)	44
Figura 2.32 - Dispositivo tipo 1. (ABNT NBR 16239 (2013))	45
Figura 2.33 - Dispositivo tipo 2 para tubo circular. (ABNT NBR 16239 (2013))	46
Figura 2.34 - Dispositivo tipo 2 para tubo retangular. (ABNT NBR 16239 (2013))	47
Figura 2.35 - Geometria típica e configuração deformada do modelo. (Almeida, 2012)	47
Figura 3.1 - Geometria geral dos protótipos da série A com a posição dos parafusos no tubo de aço e detalhe do ponteadado de solda.....	52
Figura 3.2 - Geometria geral dos protótipos da série B.....	53
Figura 3.3 - Representação dos sistemas de eliminação da aderência entre o tubo de perfil tubular e o núcleo de concreto: (a) protótipo C20 e C21; (b) protótipo C22 e C23.	54
Figura 3.4 - Representação dos protótipos da série C com quatro parafusos.....	56
Figura 3.5 - Representação dos protótipos da série C com oito parafusos.....	57
Figura 3.6 - Preparação dos protótipos da série A para concretagem.	57
Figura 3.7 - (a) Detalhes do anel soldado utilizado para o sobressalto de concreto; (b) detalhes da região com vazio de 50mm sem preenchimento de concreto durante a concretagem.....	58
Figura 3.8 - Representação da configuração típica dos protótipo da série A.	58
Figura 3.9 - Representação da configuração típica dos protótipo da série B.	59
Figura 3.10 - Representação da configuração típica dos protótipos da série C.....	60
Figura 3.11 - Representação do posicionamento dos LVDT's da série A.	64

Figura 3.12 - Detalhe da posição do LVDT, acessórios e rótula da série A.....	65
Figura 3.13 - Representação do posicionamento dos LVDT's das séries B e C.	65
Figura 3.14 - Representação do posicionamento final dos LVDT's das série C: (a) protótipo com 4 parafusos; (b) protótipo com 8 parafusos.....	66
Figura 3.15 - Posição dos extensômetros ao longo do comprimento dos protótipos para cada tipologia de instrumentação das séries A e B.....	67
Figura 3.16 - Esquema geral de ensaio das séries A e B.	67
Figura 3.17 - Posição dos extensômetros ao longo do comprimento dos protótipos da série C.	68
Figura 3.18 - Esquema geral de ensaio da série C.....	68
Figura 3.19 - Sistema de aquisição de dados Partner.	69
Figura 3.20 - Sistema de aquisição de dados Spider 8.	69
Figura 4.1 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento relativo do protótipo C9 da série A.	71
Figura 4.2 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento relativo do protótipo C13 da série A. ...	72
Figura 4.3 - Sobreposição das curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo da série A. 72	
Figura 4.4 - Determinação de $V_{Rd,exp}$ para protótipo C1 da série A.	75
Figura 4.5 - Configuração final deformada dos conectores da série A.	77
Figura 4.6 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo - influência da folga do furo para os protótipos C8 e C9.	78
Figura 4.7 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo - influência da folga do furo para os protótipos C10 e C12.	78
Figura 4.8 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo para os ensaios com perfil tubular 219x8,2 mm e f_{ck} de 20 MPa.	78

Figura 4.9 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo - influência do fck do concreto para os protótipos C2 e C4.	79
Figura 4.10 - Curvas de distribuição das deformações ao longo do tubo - C1-15.1-3/4-SF-21,7.	80
Figura 4.11 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo para o protótipo C10-8.2-3/4-SF-21,7.	82
Figura 4.12 - Curva força <i>versus</i> deslocamento relativo C16 e C17.	83
Figura 4.13 - Curva força <i>versus</i> deslocamento relativo C18 e C19.	83
Figura 4.14 - Comparação entre a curva de $f_{2\sigma}$ em função da relação D/t, e a variação da tensão de aderência natural experimental para os protótipos ensaiados.	84
Figura 4.15 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo da série B.	85
Figura 4.16 - Comparativo entre as curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo para o tubo 219x8,2 das séries A e B.	86
Figura 4.17 - Comparativo entre as curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo para o tubo 219x15,1 das séries A e B, limitados aos deslocamento de 4 mm.	87
Figura 4.18 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo - C16-15,1-SC-25,2.	88
Figura 4.19 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo - C18-8,2-SC-25,2.	89
Figura 5.1 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo dos protótipos para estudo de aderência.	91
Figura 5.2 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento relativo dos protótipos C24A e C24B da série C.	93
Figura 5.3 Sobreposição das curvas carga <i>versus</i> deslocamentos relativo da série C.	94
Figura 5.4 - Determinação de $V_{Rd,exp}$ para os protótipos C24A e C24B da série C.	96

Figura 5.5 - Abertura do protótipo C24A da série C.....	98
Figura 5.6 - Abertura do protótipo C37B da série C.....	99
Figura 5.7 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo para os protótipos C24 e C37B da série C.....	99
Figura 5.8 - Determinação dos parâmetros de classificação do conector para o protótipo C24A.....	100
Figura 5.9 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do diâmetro do parafuso para os protótipos C24A, C30A e C36A.....	102
Figura 5.10 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do diâmetro do parafuso para os protótipos C25A, C31A e C37A.....	103
Figura 5.11 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C24A e C25A.....	103
Figura 5.12 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C30A e C31A.....	104
Figura 5.13 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C36A e C37A.....	104
Figura 5.14 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C24A e C28A.....	105
Figura 5.15 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C30A e C34A.....	105
Figura 5.16 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C36A e C34A.....	106
Figura 5.17 - Regressão com função de potência para todos os conectores.....	109
Figura 5.18 - Regressão com função polinomial para todos os conectores.....	110
Figura 5.19 - Regressão com função de potência por tipo de conector.....	110

Figura 5.20 - Regressão com função de potencia final..... 111

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd} (ABNT NBR 8800 (2008))	17
Tabela 3.1 - Tipologia das brocas utilizadas para a variação da folga no furo.	50
Tabela 3.2 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série A. .	51
Tabela 3.3 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série B...	52
Tabela 3.4 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série C...	55
Tabela 3.5 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série C. (Continuação)	56
Tabela 3.6 - Acompanhamento do ganho de resistência do concreto série B.	61
Tabela 3.7 - Propriedades mecânicas dos aços dos tubos.	62
Tabela 3.8 - Propriedades mecânicas dos aços dos parafusos.	62
Tabela 3.9 - Distribuição dos modelos para cada tipo de extensometria adotada.	66
Tabela 4.1 - Comparação entre a força aplicada e as capacidades resistentes do aço e do concreto.	74
Tabela 4.2 - Comparação das resistências dos conectores de cisalhamento.	76
Tabela 4.3 - Carga e deslocamento relativo na perda de aderência - série B.	83
Tabela 4.4 - Tensão de aderência experimental.	84
Tabela 5.1 - Resultados da série preliminar de estudo da aderência.	91
Tabela 5.2 - Comparação entre a carga aplicada e as capacidades resistentes do aço e do concreto da série C.	95
Tabela 5.3 - Comparação das resistências dos conectores de cisalhamento da serie C.	97

Tabela 5.4 - Parâmetros de rigidez e ductilidade experimentais da série C.	100
Tabela 5.5 - Parâmetros de rigidez e ductilidade experimentais da série C (Continuação).	101
Tabela 5.6 - Parâmetros para análise de regressão.	107
Tabela 5.7 - Parâmetros para análise de regressão. (Continuação)	108
Tabela 5.8 - Comparação geral dos resultados de capacidade resistente.	112
Tabela 5.9 - Comparação geral dos resultados de capacidade resistente. (Continuação)	113
Tabela 5.10 - Comparação dos resultados de capacidade resistente com parafusos de 5/8" e 3/4" apenas.	114
Tabela 5.11 - Comparação dos resultados de capacidade resistente sem parafuso de 1/2". (Continuação)	115

LISTA DE SIMBOLOS

- A_a - área da seção transversal do perfil de aço
 A_c - área da seção transversal do concreto
 A_{cs} - área da seção transversal do conector
 A_s - área da seção transversal da armadura de aço
 A_{tr} - área total de armadura transversal
 b_i - dimensões da seção tubular retangular
 b_f - largura da mesa do perfil I
CF - com folga no furo
D - diâmetro externo do tubo
 d_f - diâmetro dos furos em mm
e - excentricidade de aplicação de carga
E - módulo de elasticidade do aço
 E_c - módulo de elasticidade do concreto
EER - extensômetro elétrico de resistência
F - força
 f_{cc} - tensão atuante no concreto confinado
 f_{c0} - resistência à compressão do concreto não confinado
 f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto
 f_{cd1} - igual ao produto αf_{cd}
 f_{ucs} - resistência à ruptura do aço do conector
 f_{sd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
 $f_{2\sigma}$ - tensão de aderência
 f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto
 f_u - valor nominal da resistência à tração do aço
 f_{ut} - valor experimental da resistência à tração do aço
 f_y - tensão de escoamento do aço
 f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do perfil de aço
 f_{yr} - resistência ao escoamento da armadura
 f_{ub} - resistência ao escoamento do parafuso
h - altura do conector
 I_b - momento de inércia da seção transversal do parafuso
k - fator de tensão triaxial que pode ser adotado igual a 4,1

L - comprimento

L_{cs} - comprimento do conector de cisalhamento

l_v - comprimento de transferência de carga

l_b - comprimento do parafuso

LVDT - Linear Variational Displacement Transducer

$M_{pl,aRd}$ - contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$, igual a $f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an})$

$M_{pl,x,Rd}$ - momento fletor resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo x

$M_{pl,y,Rd}$ - momento fletor resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo y

$M_{pl,Rd}$ - momento fletor resistente de cálculo do pilar misto

M_{Sd} - momento fletor solicitante de cálculo na ligação

n - número de furos

$N_{pl,Rd}$ - força axial resistente de cálculo da seção transversal da seção transversal do pilar misto à plastificação total

$N_{pl,aRd}$ - força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total

$N_{pl,c,Rd}$ - forças axiais resistentes de cálculo do concreto

$N_{pl,s,Rd}$ - forças axiais resistentes de cálculo da armadura de aço

$N_{c,Sd}$ - componente da força normal no concreto

P_u - carga última experimental do conector de cisalhamento

P_{Rd} - resistência de cálculo do conector

P_{Rk} - a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos (P_u) reduzida em 10%, ou seja, $P_{Rk} = 0,9P_u$

Q_n - resistência nominal do conector de cisalhamento

Q_{Rd} - resistência de projeto do conector de cisalhamento

V_{Sd} - força cortante solicitante de cálculo na ligação

$V_{Rd,exp}$ - força cortante resistente de cálculo experimental

r - raio interno do tubo

R_g - coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores

R_p - coeficiente para consideração da posição do conector

SF - sem folga no furo

S_i - rigidez inicial

t - espessura do tubo

t_f - espessura da meda do perfil I

t_{fcs} - espessura da mesa do conector

t_{wcs} - espessura da alma do conector

τ_{exp} - tensão de aderência experimental
 τ_{Rd} - tensão de cisalhamento resistente de cálculo
 u_a - perímetro transversal da interface entre aço e concreto
 τ_{Sd} - tensão de cisalhamento solicitante
 γ_{cs} - o coeficiente de ponderação da resistência do conector
 γ_V - coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25
 Z_a - módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço
 Z_{an} - módulo de resistência plástico do aço
 Z_c - módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado
 Z_{cn} - módulo de resistência plástico do concreto
 Z_s - módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto
 Z_{sn} - módulo de resistência plástico
 α - coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções
 δ - deslizamento
 δ_i - deslizamento inicial do conector
 δ_u - a capacidade de deformação de um conector de cisalhamento ao atingir a resistência última P_u
 δ_{uk} - deslizamento característico de um conector de cisalhamento ao atingir a resistência característica P_{Rk}
 σ_{lat} - tensão de expansão diametral do concreto
 σ_{ah} - tensões circunferenciais de tração no tubo de aço
 ΔL - alongamento do aço
 \emptyset - diâmetro da armadura
 \emptyset_b - diâmetro do parafuso

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Segundo Faleiros *et al.* (2014) a indústria de estruturas metálicas há décadas amplamente difundida em países como Estados Unidos, Reino Unido e Alemanha, vem apresentando um expressivo crescimento no Brasil nos últimos anos. O consumo de aço destinado às estruturas metálicas passou de 324 mil toneladas em 2002 para 1,6 milhão de toneladas em 2009, segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), e os desembolsos do Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES) destinados a empresas do setor saltaram de cerca de R\$ 6 milhões em 2001 para mais de R\$ 156 milhões em 2010.

Esse aumento está associado a diversos fatores, destacando-se a rapidez de execução e a organização, sendo estas as principais vantagens de sistemas pré-industrializados quando comparados ao sistema estrutural convencional em concreto armado. Dentre estes elementos estruturais a sua forma, tipologia e seção estão associadas ao tipo de aplicação, estética e condição de uso adequados.

Dentre as diversas tipologias envolvendo a fabricação e forma das seções transversais dos perfis estruturais tem-se os perfis tubulares, largamente utilizados em diversos países. Na Figura 1.1 tem-se um exemplo da utilização desse perfil.

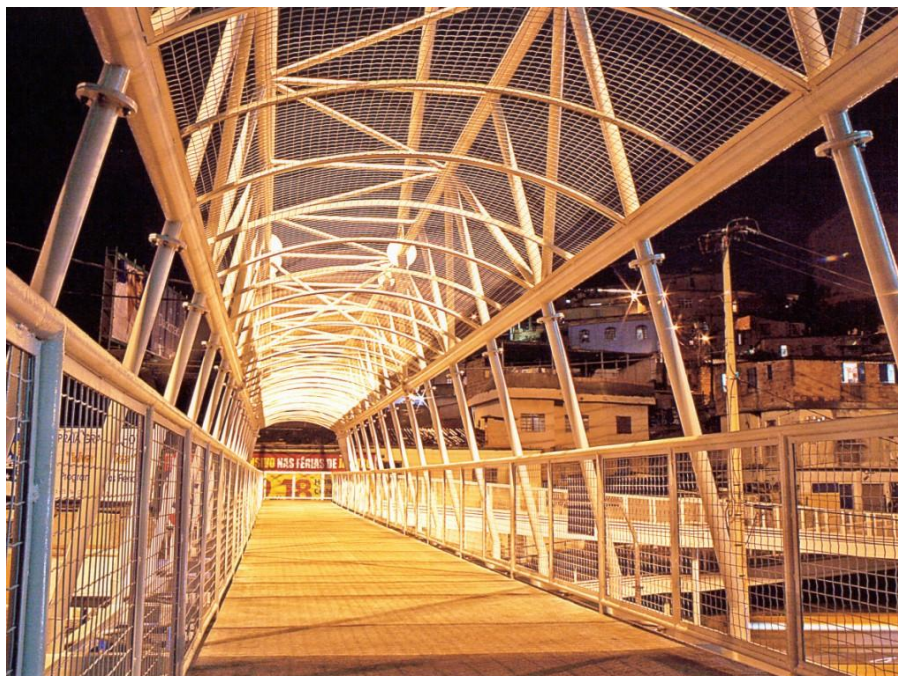


Figura 1.1 - Exemplo de passarela metálica em estrutura tubular. (V&M do Brasil, 2008)

No Brasil, a utilização deste tipo de perfil na construção metálica apresenta-se em crescimento acelerado devido às vantagens, como por exemplo, alta resistência a torção, forças axiais e aos efeitos combinados. Associados a essas vantagens, encontram-se ainda os aspectos de arrojo e modernidade que propiciam diversidades de projetos.

Os perfis tubulares podem ser classificados em função de seu processo de fabricação. Os tubos sem costura são produzidos por processo de laminação a quente, a partir de um bloco maciço de seção circular de aço que é laminado e perfurado, obtendo-se, dessa maneira, suas dimensões finais. Os tubos com costura são produzidos a partir de chapas de aço calandradas e “costuradas”, soldadas no encontro das mesmas. Os tubos de seção retangular sem costura podem ser produzidos por um processo de laminação a quente, ou a partir de tubo circular por conformação a frio, à temperatura ambiente.

Uma das formas de aumentar a competitividade e participação de mercado da indústria da construção metálica, de acordo com Lopes (2001) é através da racionalização e redução de custos. Dentro dessa orientação estratégica, destacam-se como fatores mais

relevantes: o preço do aço, a qualidade do produto e do serviço, e a competição com outros métodos construtivos.

Uma das formas de se reduzir o custo com o consumo de aço dentro da construção metálica é a utilização das estruturas mistas. Conforme aborda Figueiredo (1998), o concreto apresenta a vantagem de compor seções mais rígidas, resistentes ao fogo e à corrosão. Inaba (2010) destaca a capacidade dos perfis de aço em transpor grandes vãos com baixo peso próprio e a alta precisão dimensional. Dessa forma, o sistema misto une esses dois materiais explorando as vantagens de cada um.

Os perfis tubulares podem ser usados como estruturas mistas (tubos preenchidos com concreto), ganhando resistência adicional aos esforços de compressão e melhor proteção contra o fogo; possuem menor área se comparadas às seções abertas, o que conduz a menores custos de pintura e proteção ao fogo, facilitando assim os serviços de manutenção e minimizando seus custos. (V&M do Brasil, 2008).

1.2 Pilares Mistos

Observa-se atualmente um crescente aumento no uso de estruturas mistas de aço e concreto, visando aproveitar os benefícios da combinação dos dois materiais. Esta associação pode ser observada no uso de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, vigas e pilares mistos (a Figura 1.2 apresenta uma obra onde são adotadas todas essas possibilidades), onde se procura fazer com que o concreto resista às tensões de compressão e o aço trabalhe à tração.

Dentre as vantagens do uso de pilares mistos, pode-se destacar: redução do tempo de construção, redução das seções com conseqüente diminuição do peso próprio da estrutura e aumento da área útil dos pavimentos, facilidade de dimensionamento da seção para resistir às condições de incêndio, maior ductibilidade e resistência sísmica.



Figura 1.2 - Exemplo de obra com pilares, vigas e lajes mistos. (CODEME, 2012)

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), dos tipos usuais de pilares mistos podem ser citados: perfil I de aço totalmente revestido por concreto (Figura 1.3-a), perfil I de aço parcialmente envolvido por concreto (Figura 1.3-b) e tubo de aço com seção retangular ou circular preenchido por concreto (Figura 1.3-c).

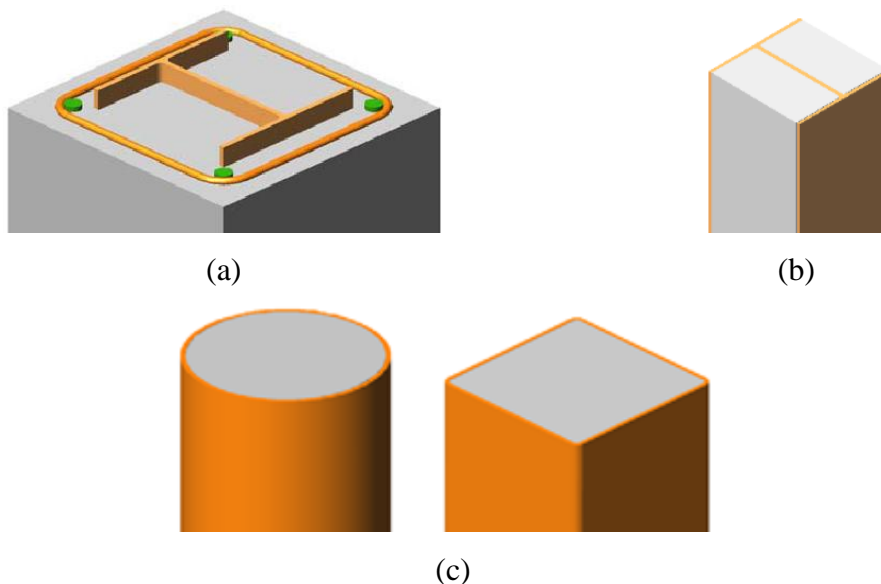


Figura 1.3 - Tipos de pilares mistos. (Oliveira, 2008)

Os pilares mistos formados por perfil tubular de aço preenchidos com concreto possuem vantagens em relação aos elementos simples, principalmente em função do incremento

das propriedades estruturais devido à interação entre o perfil tubular e o núcleo de concreto. Além disso, o confinamento presente principalmente nas seções circulares aumenta a resistência do concreto em função do estado triaxial de tensões, e o concreto dificulta a ocorrência de flambagem local no tubo de aço.

O método simplificado de dimensionamento de pilares mistos apresentado pela ABNT NBR 8800 (2008) estabelece as seguintes hipóteses básicas para sua validade: há interação completa entre o aço e o concreto, as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial, e a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante. Para que se garanta a interação entre os dois materiais é necessário que as forças de cisalhamento desenvolvidas na interface aço-concreto não ultrapassem um valor de resistência, natural ou ampliada pelo acréscimo de conectores mecânicos.

1.3 Conectores de cisalhamento

As estruturas mistas possuem um comportamento baseado na ação conjunta entre o perfil metálico e o concreto. Para isso, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. Apesar da aderência natural entre os dois materiais e as forças de atrito presentes poderem atingir valores bastante elevados, não costumam ser levadas em consideração no cálculo da resistência de alguns elementos como as vigas mistas. Já para pilares mistos por exemplo, considera-se a aderência natural entre a parede do perfil tubular de aço e o núcleo de concreto contribuindo para a resistência do elemento misto.

Nas regiões de introdução de carga, que são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido às ligações viga-pilar, ou naquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas de pilar ou ligações de base, deve-se evitar que ocorra deslizamento significativo na interface entre os dois materiais. Uma das formas de se evitar esse efeito, quando a aderência natural for insuficiente, é a utilização de conectores de cisalhamento, conforme ilustra a Figura 1.4.



Figura 1.4 - Exemplo de aplicação de dispositivo de transferência de carga. (CODEME, 2012)

1.4 Justificativa e Objetivo

O uso de parafuso estrutural como conector de cisalhamento em pilares mistos preenchidos de aço e concreto apresenta-se como uma solução simples e eficaz para transferência de carga, porém este dispositivo é novo e ainda pouco estudado. As formulações prescritas na ABNT NBR 16239 (2013) baseiam-se em uma avaliação estritamente analítica dos possíveis modos de ruptura (cisalhamento do parafuso, esmagamento da parede do tubo e esmagamento do concreto).

Diante disso, há uma necessidade de se verificar a validação e aplicabilidade dessas expressões. Isso pode ser feito mediante a avaliação experimental (através de ensaios de cisalhamento direto) para caracterização do conector, e assim verificar a influência dos parâmetros físicos e geométricos no comportamento da conexão.

Como objetivo geral, este trabalho estuda um conector de cisalhamento do tipo parafuso estrutural, para verificar a validade das expressões analíticas constantes na ABNT NBR 16239 (2013) e analisar o seu comportamento estrutural. Sua aplicação neste trabalho é restrita à pilares mistos preenchidos de concreto com perfil tubular circular em aço.

1.5 Metodologia

Os estudos realizados seguiram um programa experimental com protótipos e com configurações que propiciaram avaliar a influência e eficiência do conector tipo parafuso em pilares tubulares mistos na região de transferência de carga.

Foram realizadas três séries de ensaios experimentais de cisalhamento direto. Na série A foi fixado o diâmetro externo do tubo variando-se a espessura, o diâmetro do parafuso, a

resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. Essa série foi ensaiada para se verificar a influência destes fatores no comportamento estrutural do conector e determinar sua capacidade de resistência. A série B foi realizada sem a presença de conectores de cisalhamento, para avaliação da aderência natural entre o tubo de aço e o núcleo de concreto e a influência do efeito de confinamento. Verificada a grande contribuição da aderência natural na resistência dos protótipos já ensaiados, foi definida uma série C com uma configuração que eliminasse ao máximo essa influência.

As análises dos resultados dos ensaios foram realizadas com base no comportamento das curvas carga *versus* deslocamento relativo, de cada protótipo das três séries. Para a série B foi determinada também a tensão de aderência natural experimental, comparada com o valor normativo de referência e com a equação proposta por Roeder *et al.* (1999). Alguns protótipos foram instrumentados com extensômetros elétricos para medição da distribuição de tensões ao longo do comprimento do pilar misto.

Com base nos resultados dos ensaios experimentais, foi realizado um estudo de regressão numérica para se obter uma equação de determinação da resistência que fornecesse valores mais próximos dos reais.

1.6 Descrição do trabalho

No capítulo dois é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o assunto, abordando as principais pesquisas e prescrições normativas referentes ao comportamento de pilares mistos, com ênfase na região de introdução de carga e uso de conectores de cisalhamento. São apresentados alguns exemplos de conectores não convencionais, o procedimento para ensaio padrão de caracterização de conectores e os parâmetros de classificação em relação à flexibilidade e ductilidade.

O capítulo três apresenta uma descrição detalhada do programa experimental, dividido em séries A, B e C, abordando a configuração geométrica de cada protótipo, a preparação e execução da concretagem, além da caracterização dos materiais. Também é descrito o procedimento experimental, com a indicação dos equipamentos utilizados e a instrumentação adotada.

No capítulo quatro são apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos, comparando-os com os valores teóricos de acordo com as prescrições analíticas da ABNT NBR 16239 (2013), para as séries A e B.

No capítulo cinco é realizado procedimento análogo ao capítulo quatro considerando os ensaios para a série C e determinada uma equação analítica e semi-empírica para a resistência nominal do conector.

No capítulo seis são apresentadas as conclusões gerais do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BILIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Segundo Queiroz *et al.* (2001), denomina-se sistema misto aço-concreto àquele no qual um perfil (laminado, dobrado ou soldado) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas e ressaltos), por atrito, ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos. Os sistemas mistos são normalmente empregados na construção de pontes e edificações. Ainda segundo esses autores, além da variedade de opções disponíveis, possibilitando a obtenção de benefícios arquitetônicos e econômicos, os sistemas mistos apresentam as seguintes vantagens com relação ao concreto armado:

- possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- redução do peso próprio e do volume da estrutura;

- aumento da precisão dimensional da construção.

Com relação ao aço simples:

- redução considerável do consumo de aço estrutural;
- redução das proteções contra incêndio e corrosão.

Observa-se que nos últimos anos, devido à crescente utilização de perfis tubulares, várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas com o intuito de aprimorar técnicas e soluções para a aplicação eficiente desses perfis na construção civil.

Com relação às estruturas mistas, encontram-se diversas pesquisas relacionadas ao comportamento estrutural e ganho de resistência de pilares mistos. Nesse sentido, boa parte dos trabalhos está relacionado ao estudo do efeito do confinamento e à transferência de esforços entre os dois materiais, além do desenvolvimento e aplicação de conectores de cisalhamento.

O método simplificado de dimensionamento estrutural da ABNT NBR 8800 (2008) estabelece 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.

Para que a resistência de todos os materiais seja atingida sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal, não podem ser ultrapassadas 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: $b_f/t_f \leq 1,49\sqrt{E/f_y}$;

onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

D , t , t_f , b_i e b_f são parâmetros geométricos indicados na Figura 2.1.

Dentre os limites de aplicabilidade do método simplificado, pode-se destacar:

- 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;
- a esbeltez relativa do pilar não pode ser maior que 2,0;
- seções preenchidas de concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio;
- a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.

2.2 Pilares mistos

Entende-se por pilar misto um elemento estrutural sujeito a forças de compressão pura ou compressão e flexão, formado por um perfil de aço envolvido por concreto ou por um tubo de aço (circular, retangular ou quadrado) preenchido com concreto, construído de forma que o aço e o concreto trabalhem em conjunto, sem deslizamento relativo significativo na superfície de contato.

Os pilares mistos podem ser classificados em 3 tipos: perfil I de aço totalmente revestido com concreto (Figura 2.1-a), perfil de aço parcialmente revestido com concreto (Figura 2.1-b) e tubo de aço preenchido por concreto (Figura 2.1-c e Figura 2.1-d).

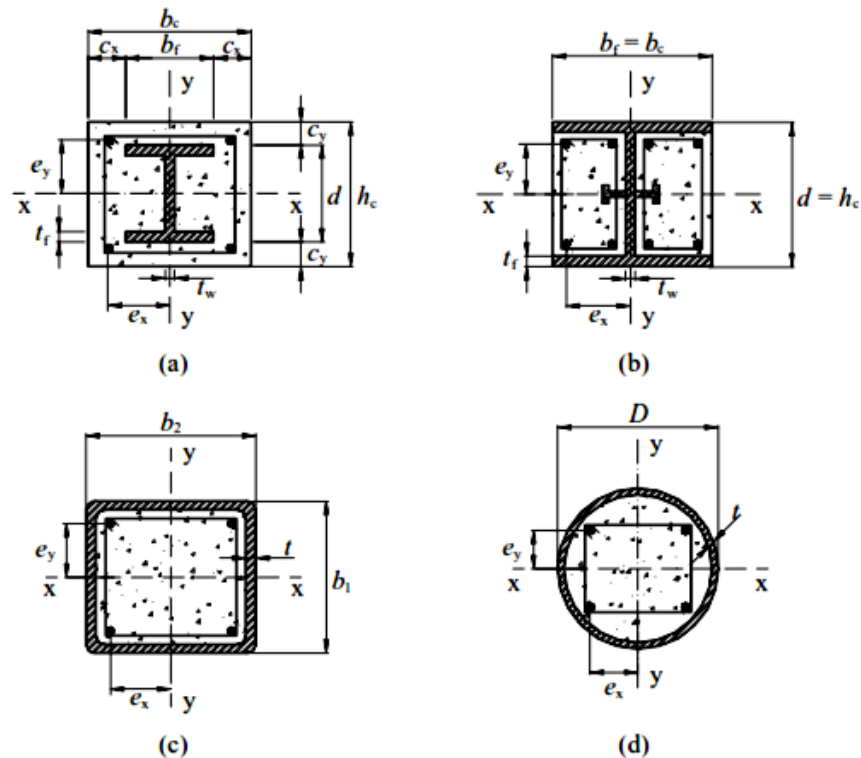


Figura 2.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos. (ABNT NBR 8800 (2008))

Os pilares mistos preenchidos normalmente não necessitam de armadura, exceto em casos onde se considera o dimensionamento em situação de incêndio. Além disso, a dispensa do uso de formas e cimbramento torna a sua execução bastante simplificada em relação ao pilar de concreto armado, resultando também em economia de material e mão-de-obra. Pode-se citar outras importantes características, como: redução do peso próprio da estrutura, maiores rigidez e ductilidade, além de ter uma maior resistência ao fogo que os pilares metálicos.

2.3 Confinamento em pilares mistos

Pode-se dividir o confinamento do concreto em dois tipos, o ativo e o passivo. No confinamento ativo um estado de tensões é aplicado lateralmente e controlado externamente, ou seja, pressões são aplicadas lateralmente em um cilindro de concreto e mantidas constantes durante a aplicação da força axial. Já o confinamento passivo, surge quando um elemento carregado axialmente é impedido de se expandir lateralmente. Este é o tipo de confinamento presente em pilares mistos.

Richard *et al.* (1928 apud Oliveira, 2008) é um dos primeiros trabalhos a constatar que o confinamento é responsável por um expressivo acréscimo da resistência máxima à

compressão do material confinado e na deformação correspondente ao pico de resistência. Com base nos resultados de ensaios triaxiais em elementos de concreto, foi verificado que a pressão lateral adiciona à capacidade resistente do elemento um valor de 4,1 vezes o valor da tensão lateral aplicada.

No caso dos pilares de concreto, pode-se verificar a presença de um estado triaxial de tensões em função do confinamento proporcionado por reforços transversais. Esses reforços podem ser estribos com pequeno espaçamento, tubos de aço, ou ainda tubos ou faixas de materiais compósitos. Para todos esses casos, esses elementos geram o efeito do confinamento passivo. Para baixas intensidades de força aplicada, a expansão lateral do concreto pode ser desprezada; 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 da resistência uniaxial do material, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão lateral aumenta rapidamente e, então, o reforço transversal é solicitado intensamente, proporcionando confinamento ao concreto.

Em relação ao comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos, observa-se que o tubo de aço atua como um reforço transversal restringindo a expansão lateral do núcleo de concreto. Para etapas iniciais de carregamento, esse efeito não é significativo em função do coeficiente de Poisson do concreto ser menor que o do aço. Com a elevação da força aplicada para intensidades próximas a da resistência uniaxial do concreto, o processo de microfissuração se intensifica e a expansão lateral do núcleo passa a solicitar o tubo de aço, que atua confinando o concreto. Dessa forma, o valor da resistência de um pilar misto preenchido supera a soma das parcelas de resistência correspondentes ao tubo de aço e ao núcleo de concreto em estado uniaxial de tensões.

A intensidade das tensões de confinamento atuando no núcleo de concreto dependem de alguns fatores, dentre eles pode-se destacar: relação D/t da seção do tubo de aço, esbeltez do pilar (L/D), excentricidade da força aplicada (e/D), resistência e deformabilidade dos materiais, forma da seção transversal e de introdução do carregamento. Existem várias pesquisas que estudam o comportamento dessas variáveis, dentre elas pode-se citar:

- Johansson e Gylltoft (2002): fizeram um estudo analisando a influência da forma de introdução de carga (somente no concreto, somente no tubo de aço e na seção mista) no comportamento mecânico de pilares mistos circulares de aço e concreto. Os resultados mostraram que há uma grande influência do método de aplicação da carga, principalmente quando este é feito somente na seção de concreto. Para esse caso, nota-se um aumento na tensão de aderência como efeito do acréscimo das tensões de confinamento.
- Giakoumelis e Lam (2004): estudaram a influência da esbeltez D/t (variando de 22,9 a 30,5) e do aumento do f_{ck} do concreto (30, 60 e 100 MPa) no comportamento estrutural de pilares mistos e a sua influência no efeito de confinamento.
- Xiao *et al.* (2005): propõe uma nova solução para controlar a flambagem local do aço e aumentar o confinamento do concreto, em regiões potencialmente críticas em pilares mistos preenchidos (regiões de introdução de carga e nas bases). Para isso, são propostos detalhes de reforços na seção do pilar, como a utilização de revestimento em fibra de carbono reforçado. Os resultados experimentais mostraram um excelente comportamento em situações de sismos.
- De Nardim e El Debs (2006): analisaram o comportamento de seções tubulares circulares, quadradas e retangulares com concreto de alta resistência. Observaram que, apesar não haver um acréscimo na capacidade de carga, a ductilidade do pilar é aumentada pelo confinamento gerado pelo tubo de aço. A redução do efeito do confinamento no aumento da resistência pode ser explicada pela redução na capacidade de deformação no concreto de alta resistência;
- Han *et al.* (2007): analisaram a influência do tipo de seção (circular e retangular), a proporção entre a área da seção transversal de concreto e a área de aplicação da carga, e a espessura da chapa de transmissão de extremidade usada para distribuição da carga na seção mista. Foi observado um aumento na resistência de elementos com uma área menor de aplicação de carregamento, em função do concreto do entorno confinar a região carregada.
- Oliveira (2008): analisou o comportamento dos pilares mistos preenchidos através de ensaios experimentais de 64 protótipos. Verificou a influência da resistência à compressão do concreto, da espessura do tubo de aço (relação D/t), da esbeltez do pilar (L/D) e da forma de introdução de carga no comportamento estrutural e no efeito de confinamento.

- Simões (2008): realizou um estudo sobre a influência do efeito de confinamento do concreto na resistência de pilares mistos de seção circular. Avaliou experimentalmente 12 protótipos com diferentes relações D/t , comparando com os valores teóricos prescritos pelas principais normas de dimensionamento, verificando que o efeito de confinamento amplia a capacidade de resistência teórica.
- Yang e Han (2010): verificaram a influência da excentricidade de aplicação da carga no comportamento de pilares mistos preenchidos, considerando excentricidades uniaxiais e biaxiais. Foi verificado que apesar de haver uma pequena redução na capacidade resistente, ainda há o comportamento dúctil do pilar misto.
- Vincent e Ozbakkaloglu (2015): realizaram um estudo da influência da esbelteza (relação L/D) no comportamento estrutural de pilares circulares de concreto revestidos com fibra polimérica, para concretos de resistência convencional e de alta resistência. Também variaram a espessura do revestimento para verificar a influência do efeito de confinamento na resistência e capacidade de deformação de um total de 33 protótipos. Verificaram a eficiência desse sistema de revestimento do pilar, uma vez que há a introdução do efeito de confinamento com aumento da resistência das peças.

Pode-se observar que o acréscimo de resistência em pilares mistos preenchidos é mais expressivo para seções circulares, que para seções quadradas e retangulares. Essa variação em função do tipo de seção, pode ser explicada pela baixa rigidez das paredes dos tubos retangulares que não suportam a pressão exercida pelo núcleo de concreto durante a expansão. Verifica-se que apenas nas regiões dos cantos (em função da maior rigidez) e na porção central (em função do concreto que a envolve), o concreto está confinado. A Figura 2.2 ilustra o efeito da seção transversal no confinamento de pilares mistos preenchidos.



Figura 2.2 - Efeito da seção transversal no confinamento do concreto em pilar misto preenchido. (Oliveira, 2008)

De acordo com Johansson e Akesson (2002), a seção circular apresenta rigidez suficiente para resistir às pressões internas do núcleo de concreto em expansão (σ_{lat}), desenvolvendo tensões circunferenciais de tração (σ_{ah}) que asseguram que todo o núcleo de concreto está efetivamente confinado ao longo do comprimento, como ilustrado na Figura 2.3.

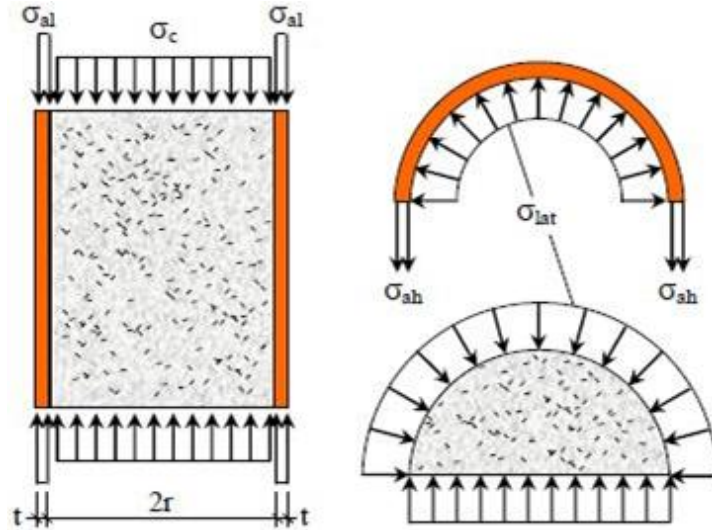


Figura 2.3 - Distribuição de tensões no tubo de aço e no concreto em pilar misto preenchido. (Johansson e Akesson, 2001)

Fazendo-se o equilíbrio das forças atuando na metade da seção, os autores estabeleceram a relação entre a tensão no aço e no concreto confinado:

$$\sigma_{lat} = \frac{t}{r} \sigma_{ah} \quad (2.1)$$

Dessa forma, a tensão no concreto confinado pode ser calculada pela Equação 2.2:

$$f_{cc} = f_{c0} + k \frac{t}{r} \sigma_{ah} \quad (2.2)$$

onde:

f_{c0} é a resistência à compressão do concreto não confinado;

k é o fator de tensão triaxial que pode ser adotado igual a 4,1;

t é a espessura do tubo;

r é o raio interno do tubo.

2.4 Cisalhamento na superfície de contato aço-concreto

A distribuição de tensões de cisalhamento na interface aço/concreto pode ser determinada considerando o concreto não fissurado e o comportamento elástico, levando-se em conta a sequência de construção e os efeitos da retração e fluência. Deve-se utilizar conectores, para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto, sempre que as tensões na interface ultrapassem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} , dados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd} (ABNT NBR 8800 (2008))

Tipo de seção transversal do pilar misto	τ_{Rd} (MPa)
Seção totalmente revestida	0,30
Seção tubular circular preenchida	0,55
Seção tubular retangular preenchida	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida	0,20
Almas de seção parcialmente revestida	0,00

Segundo Oliveira (2008) a aderência natural pode ser dividida em três mecanismos de transferência distintos: adesão (relacionada à aderência química entre o concreto e o tubo de aço, desenvolve-se nos estágios iniciais do carregamento para pequenos deslocamentos e pode ser desprezada para efeito de resistência); aderência mecânica (resulta do engrenamento mecânico entre o concreto do núcleo e as irregularidades superficiais do tubo de aço, rompe-se nos estágios iniciais de carregamento em função do aumento do deslocamento relativo entre os materiais); e atrito (parcela de resistência que depende da força normal aplicada na interface e do coeficiente de atrito, relacionado ao grau de rugosidade da superfície de aço e à condição da interface (ver Figura 2.4)).

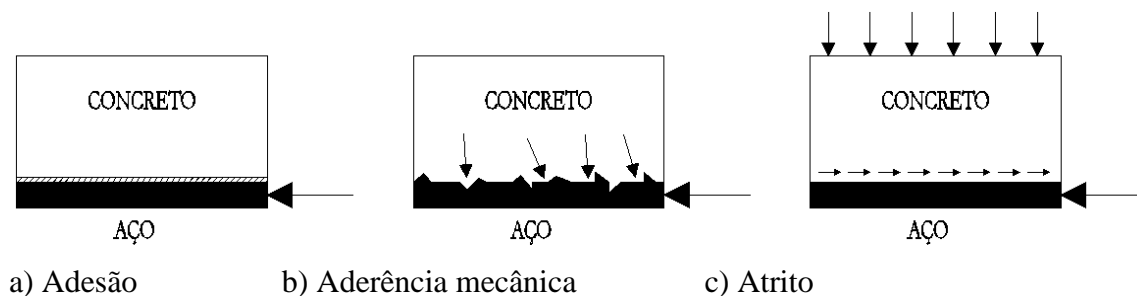


Figura 2.4 - Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto. (Adaptado de Johansson, 2003)

Para a aderência por adesão em pilares mistos, Roeder *et al.* (1999) dizem que a transferência de tensões entre o concreto e o aço depende da expansão radial do concreto, causada pela pressão de bombeamento do concreto em estado fresco, e dos

efeitos da retração. Para obter adesão, a pressão tem que permanecer na interface mesmo depois de passado o efeito da retração. Entretanto, isso requer altas pressões laterais que dificilmente ocorrem na prática, fazendo com que a retração seja um efeito dominante e a adesão seja reduzida consideravelmente. Ainda em sua pesquisa, os resultados dos ensaios experimentais de 104 protótipos com tubos circulares, 49 com tubos retangulares e relações D/t médias entre 15 e 35, mostram que a tensão de aderência: é maior para os pilares preenchidos de seção circular que para os quadrados; não tem relação com a resistência do concreto; diminui com o aumento da relação D/t em função da maior influência da retração. Com esses resultados é proposta a expressão para calcular a tensão de aderência entre o concreto e o aço, dada pela Equação 2.3:

$$f_{2\sigma} = 2,109 - 0,026 \frac{D}{t} \quad (2.3)$$

onde:

$f_{2\sigma}$ é a tensão de aderência em MPa;

D é o diâmetro externo do tubo;

t é a espessura do tubo.

2.4.1 Regiões de introdução de cargas

As regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido a ligações de vigas com pilares, ou nas regiões em que há interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. Nessas regiões deve-se evitar que ocorra deslizamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço, a fim de que a ação conjunta consolide-se.

Para se definir a área da região de introdução de carga, o comprimento da região de introdução de cargas representado pelo parâmetro l_v , como mostra a Figura 2.5, não deve exceder duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, sendo adotado o menor destes dois valores.

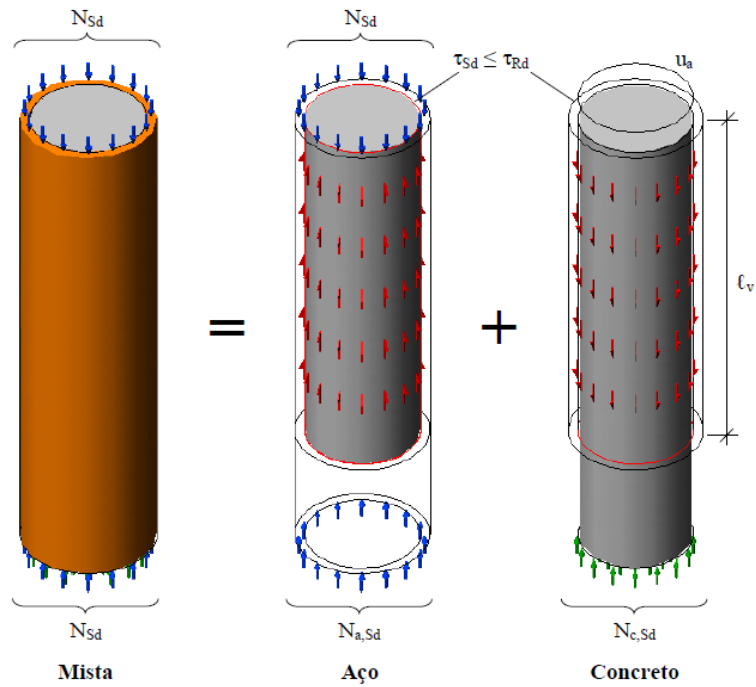


Figura 2.5 - Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento na interface. (Johansson, 2003)

Um valor médio para a tensão de cisalhamento transferida longitudinalmente na interface pode ser obtido pela distribuição da força solicitante de cálculo na área de contato entre os dois materiais (parede interna do tubo de aço e núcleo de concreto) dentro da região limitada pelo comprimento l_v , que resulta na Equação 2.4:

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a l_v} \quad (2.4)$$

onde:

τ_{Sd} é a tensão de cisalhamento solicitante;

$N_{c,Sd}$ é o componente da força normal solicitante de cálculo;

u_a é o perímetro transversal da interface entre aço e concreto;

l_v é o comprimento de transferência de carga.

Quando a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo τ_{Sd} , exceder a tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd} dada na Tabela 2.1, devem ser previstos conectores de cisalhamento.

2.4.2 Determinação dos esforços solicitantes na interface entre aço e concreto

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), nas regiões de ligação do pilar com vigas, as tensões de cisalhamento na interface entre aço e concreto devem ser obtidas com os esforços solicitantes de cálculo $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$. Para a situação da viga ligada apenas ao perfil de aço do pilar, esses esforços podem ser obtidos pela Equação 2.5 e pela Equação 2.6.

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{pl,aRd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (2.5)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{pl,aRd}}{M_{pl,Rd}} \right) \quad (2.6)$$

onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo na ligação;

$N_{pl,aRd}$ é a força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal da seção transversal do pilar misto à plastificação total;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo na ligação;

$M_{pl,aRd}$ é a contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$ igual a $f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an})$;

$M_{pl,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo do pilar misto.

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme segue:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (2.9)$$

com:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd} A_c$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s$$

onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

A_c é a área da seção transversal da armadura de aço;

A_s é a área da seção transversal do concreto;

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

f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd} ;

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções;

f_{sd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura.

O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado por:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (2.10)$$

onde:

Z_a é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_c é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não -fissurado;

Z_s é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} são módulos de resistência plásticos definidos nos itens P.5.4.3 e P.5.4.3 do Anexo P da ABNT NBR 8800 (2008).

2.5 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são elementos utilizados para transferência de esforços entre elementos estruturais. No caso dos elementos estruturais mistos de aço e concreto, a principal função dos conectores é transferir os esforços cisalhantes longitudinais (pilares mistos).

2.5.1 Procedimento de ensaio - EUROCODE 4 (2004)

A avaliação do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento é possível pela realização de ensaios denominados *push-out*. Esses ensaios permitem a obtenção da curva força-deslizamento, da força última e do modo de colapso da ligação. O

EUROCODE 4 (2004) apresenta procedimentos referentes aos ensaios do tipo *push-out*, que incluem a especificação das dimensões dos modelos a serem ensaiados e a determinação da capacidade nominal dos conectores.

A Figura 2.6 contém detalhes do modelo adotado pelo EUROCODE 4 (2004) para o ensaio. O modelo é formado por um perfil de aço tipo “H” conectado a duas mesas de concreto através de conectores de cisalhamento. As mesas de concreto devem ser providas de armaduras, cuja posição e diâmetro das barras também são especificados.

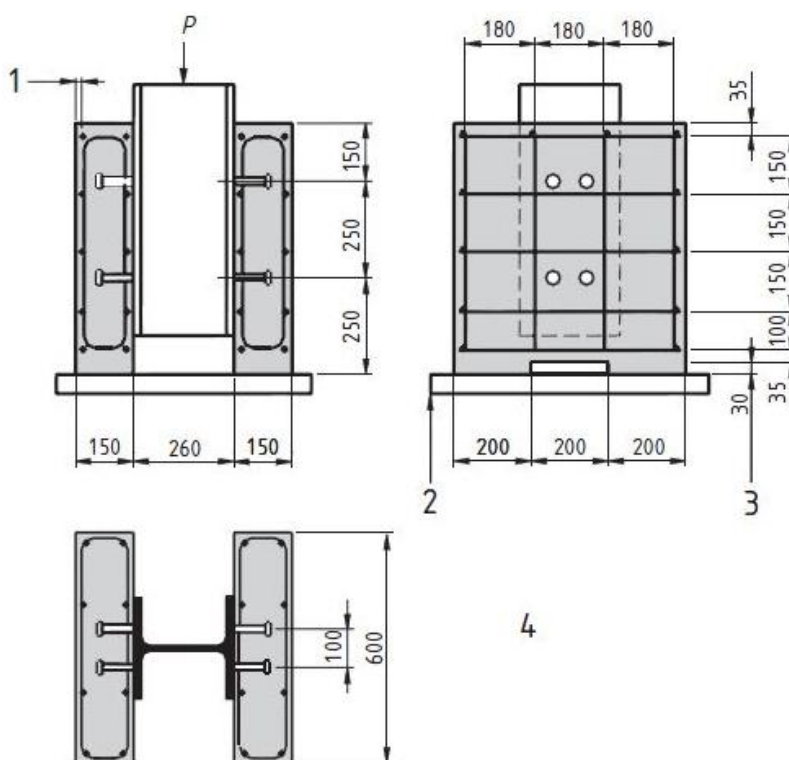


Figura 2.6 - Modelo adotado padronizado para ensaio tipo *push-out*. (EUROCODE 4 (2004))

Na figura 2.6, tem-se que:

- 1 é o cobrimento mínimo de 15 mm;
- 2 é o assentamento em argamassa ou gesso;
- 3 é o rebaixo opcional;
- 4 é a indicação de armadura em barras de ϕ 10 mm com mossas e perfil HE 254x254x89.

O ensaio deve ser realizado da seguinte maneira:

- inicialmente, aplicam-se incrementos de força até atingir 40% da força máxima esperada;
- aplicam-se 25 ciclos de carregamento com a força variando entre 5% e 40% da força máxima;
- os incrementos de força após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 min;
- o deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico deve ser monitorado em todo o ensaio, desde o início do carregamento até que a força decresça em 20% do valor máximo;
- próximo a cada grupo de conectores deve-se monitorar a separação transversal entre a mesa do perfil central e a laje.

A preparação dos protótipos deve seguir rigorosamente o previsto pelas normas, mas algumas recomendações devem ser frisadas:

- para que os resultados não sejam afetados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, a superfície de contato deve ser engraxada;
- o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar;
- a resistência ao escoamento do aço do conector deve ser determinada;
- a força deve ser aplicada gradualmente.

Mesmo seguindo todas as prescrições normativas, os ensaios apresentam resultados que se diferenciam devido a diversos fatores. Cita-se, por exemplo, o número de conectores no modelo de ensaio, as tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores, o tamanho, arranjo, e resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores, a espessura do concreto junto aos conectores, a aderência na interface aço concreto, a resistência à compressão do concreto, o adensamento do concreto e o arranjo das partículas do agregado junto aos conectores. Além disso, a vinculação lateral na base das lajes, também influencia os resultados, pois deslocamentos laterais da laje podem provocar forças de arrancamento no conector.

O EUROCODE 4 (2004), indica como se deve proceder na avaliação dos resultados dos ensaios:

- não menos que três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;

- quando, em nenhum ensaio, o desvio do valor da força de ruptura em relação à média não exceder 10%, o menor valor da força resistente obtido nos ensaios será tomado como força última P_u ;
- se esse desvio exceder 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo deverão ser feitos e o menor valor da força resistente, obtido nesses seis ensaios, será tomado como força última P_u ;
- quando pelo menos dez ensaios forem realizados, a força última P_u pode ser determinada como sendo a força correspondente a uma probabilidade de 5% dos resultados obtidos serem menores que P_u .

Para análise dos resultados dos ensaios de três corpos-de-prova nominalmente idênticos, cujas diferenças entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não excedam a 10%, a força resistente de cálculo do conector (P_{Rd}) pode ser determinada pela Equação 2.11.

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.11)$$

onde:

f_u é o valor nominal da resistência à ruptura do aço;

f_{ut} é o valor experimental da resistência à ruptura do aço;

P_{Rk} é a menor força resistente encontrada dos três ensaios de modelos idênticos (P_u) reduzida em 10%, ou seja, $P_{Rk} = 0,9P_u$;

γ_V é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25.

O deslocamento δ_{P_u} é medido para a carga última P_u . A máxima capacidade de deslizamento de um modelo (δ_u) deve ser tomado como o valor medido no incremento de carga característico (P_{Rk}), conforme mostrado na Figura 2.7.

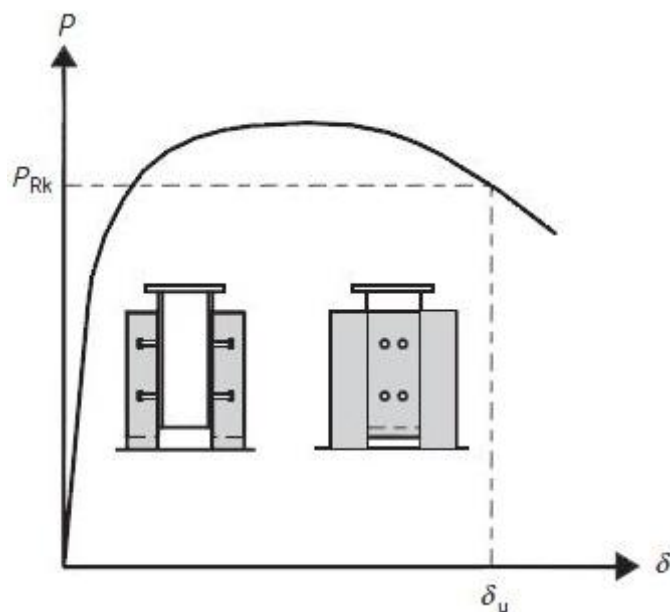


Figura 2.7 - Determinação da capacidade de deslizamento. (EUROCODE 4 (2004))

A capacidade de deslizamento característica (δ_{uk}) é tomada como o menor valor de δ_u obtido nos ensaios, reduzido de 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados ensaiados.

Os possíveis modos de colapso para o conector tipo pino com cabeça são ilustrados na Figura 2.8. O colapso também pode ser uma combinação desses modos.

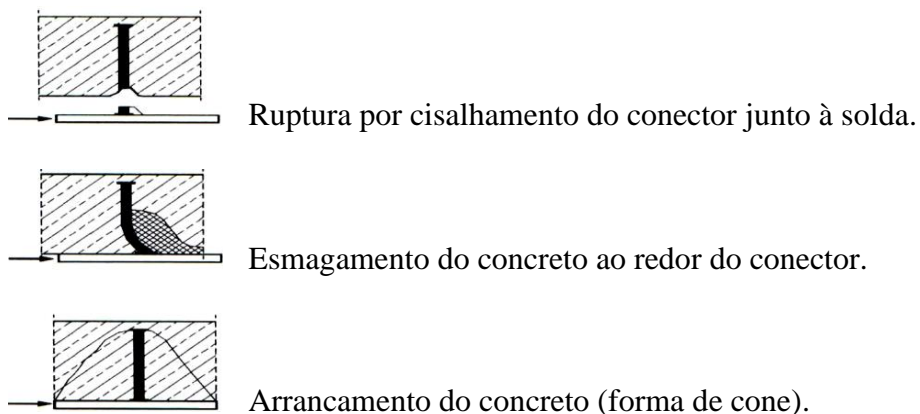


Figura 2.8 - Possíveis modos de colapso obtidos nos ensaios do tipo *push-out*. (Adaptado de Chaves, 2009)

2.5.2 Procedimento de ensaio – conectores não usuais

De acordo com o EUROCODE 4 (2004) os ensaios de cisalhamento direto podem ser conduzidos com características diferentes do corpo-de-prova padronizado, entretanto as seguintes prescrições devem ser atendidas:

- os corpos-de-prova de ensaio deverão ser similares ao apresentado na Figura 2.6;
- a laje e a armadura deverão ter dimensões compatíveis com as das vigas correspondentes;
- o comprimento da laje deverá ser tal que o espaçamento longitudinal mínimo entre conectores seja mantido;
- a largura da laje será menor ou igual à largura efetiva da laje na viga mista e a espessura da laje não excederá a espessura mínima da laje na viga mista.

Alguns ensaios de cisalhamento direto não seguem as prescrições da norma europeia devido às particularidades construtivas em função dos parâmetros que se pretende analisar.

2.5.3 Classificação dos conectores

Os conectores classificam-se em flexíveis e rígidos. O conceito de rigidez, neste caso, está relacionado com a capacidade de restrição ao deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Os conectores do tipo pino com cabeça são os mais utilizados dentre os flexíveis, na maioria dos países, devido à facilidade de instalação utilizando o processo de soldagem semi-automático. Além disso, apresentam a mesma resistência em todas direções. A Figura 2.9 ilustra alguns dos tipos de conectores flexíveis e rígidos mais utilizados.

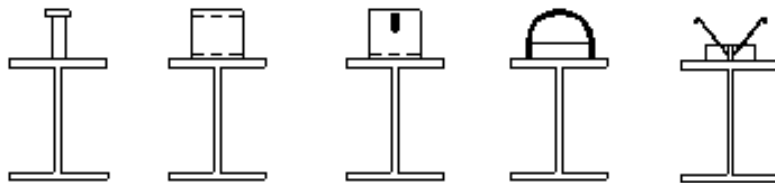


Figura 2.9 - Vista frontal de alguns tipos de conectores. (David, 2007)

A característica estrutural mais importante dos conectores de cisalhamento é a relação existente entre a força, F , transmitida pelo conector e o deslizamento relativo, δ , na interface aço-concreto, determinando seu comportamento. O diagrama típico de Força x Deslizamento é ilustrado na Figura 2.10.

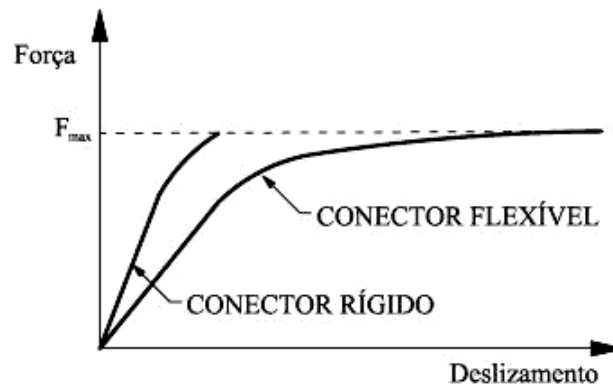


Figura 2.10 - Relação força *versus* deslizamento para conectores de cisalhamento

De acordo com o EUROCODE 4 (2004), os conectores de cisalhamento devem possuir capacidade de deformação suficiente para justificar qualquer redistribuição inelástica de cisalhamento assumida em projeto. Os conectores dúcteis são aqueles com capacidade de deformação suficiente para justificar a hipótese do comportamento plástico ideal da ligação à cisalhamento da estrutura analisada. Um conector pode ser considerado como dúctil se o deslizamento característico (δ_{uk}) é de pelo menos de 6 mm.

Segundo Almeida (2012) pode-se considerar que um conector é ideal quando apresenta um deslizamento quase nulo para cargas de serviço e maiores deslizamentos em estado limite último, ou seja, é um conector rígido e dúctil. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector dúctil em estado limite último.

Nem sempre é desejável um comportamento flexível dos conectores de cisalhamento, como no caso de vigas mistas de pontes ou em outras situações onde a estrutura está sujeita a ações cíclicas. Para esse tipo de solicitação estrutural, um conector rígido irá apresentar um melhor comportamento com relação à resistência aos efeitos da fadiga.

Bartschi (2005) estabelece que, para projeto, o comportamento real do conector é simplificado com base em características já definidas, como os parâmetros P_{Rk} , δ_{Pu} , δ_i e δ_u . Desses valores, a ductilidade de um conector de cisalhamento é determinada como:

$$ductilidade = \delta_u - \delta_i \quad (2.12)$$

onde:

δ_i é o deslizamento inicial do conector, determinado pela projeção da resistência característica P_{Rk} no trecho ascendente da curva força *versus* deslizamento (Figura 2.11-f);

δ_u é a capacidade de deformação de um conector de cisalhamento ao atingir a resistência característica P_{Rk} .

A rigidez inicial é rigidez secante, obtida na curva força *versus* deslizamento entre os deslizamento zero e δ_i :

$$S_i = \frac{P_{Rk}}{\delta_i} \quad (2.13)$$

Um conector de cisalhamento é flexível se o deslizamento inicial δ_i é maior que zero, pois a rigidez inicial S_i não é infinita. Se o deslizamento inicial δ_i é igual a zero, então a rigidez inicial S_i é infinita e o conector é classificado como rígido (Figura 2.11-a e Figura 2.11-c). Se a capacidade de deformação δ_u de um conector rígido é zero, então sua ductilidade $\delta_u - \delta_i$ será nula e ele será classificado como frágil (Figura 2.11-a). Entretanto, se a capacidade de deformação δ_u for maior que zero ele será dúctil (Figura 2.11-c).

Para um conector flexível ($\delta_i > 0$), se a ductilidade $\delta_u - \delta_i$ for nula ele será considerado frágil (Figura 2.11-b). Já para o caso de $\delta_u - \delta_i$ ser maior que zero, o conector será classificado como dúctil (Figura 2.11-d).

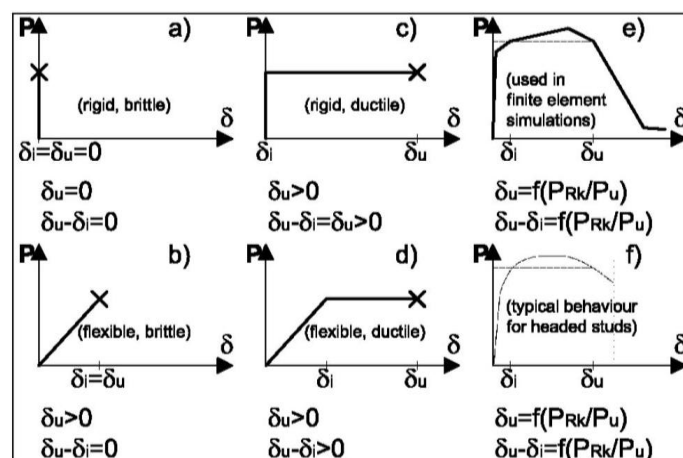


Figura 2.11 - Comportamento típico característico de conectores. (Bartschi, 2005)

Almeida (2012) ressalta que na literatura não há um modo claramente definido de como classificar um conector de cisalhamento quanto à sua rigidez. Após a avaliação de diversos estudos sobre o comportamento estrutural de conectores do tipo Perfobond, Crestbond, perfil U e pino com cabeça, foi proposta uma metodologia de análise. Os conectores com rigidez inicial medida a 60% de P_{Rk} ($S_{i(0,6P_{Rk})}$) menor ou igual a 200 kN/mm são classificados como flexíveis, os demais são rígidos. Quanto a ductilidade é adotada a classificação de acordo com o deslizamento característico δ_{uk} , sendo dúctil para valores superiores a 6 mm e frágil para inferiores.

2.5.4 Tipos usuais de conectores

Certos tipos de conectores são amplamente utilizados em diversas estruturas, tais como edifícios e pontes, para os quais as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para o cálculo desses mecanismos, baseadas em extensivos programas de ensaios.

A ABNT NBR 8800 (2008) estabelece critérios de dimensionamento para os conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça (Figura 2.12) e perfil U laminado ou formado a frio (Figura 2.13).

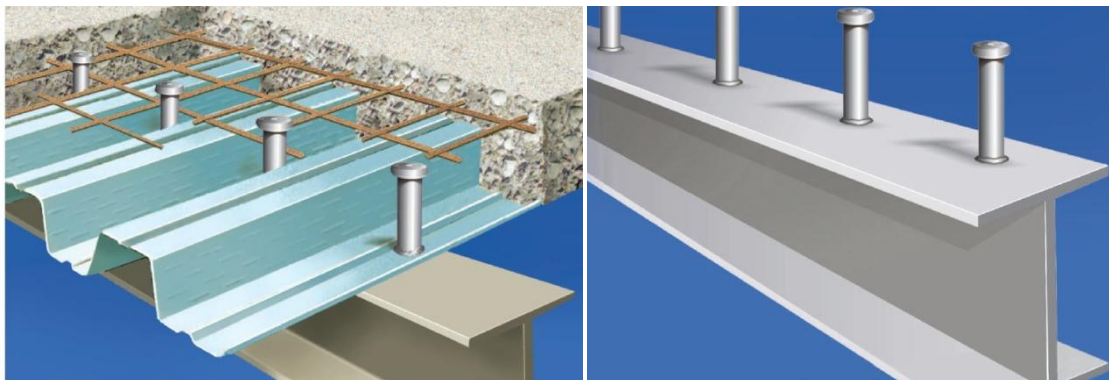


Figura 2.12 - Conector tipo pino com cabeça. (Catálogo CISER, 2013)

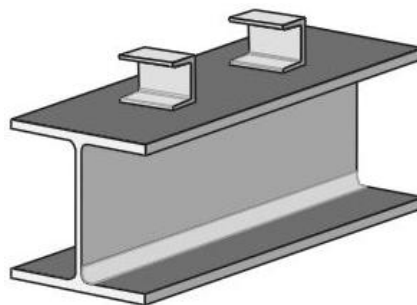


Figura 2.13 - Conector tipo U laminado. (Veríssimo, 2007)

Para conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, a força resistente de cálculo é dada pelo menor dos valores seguintes:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.14)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.15)$$

onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector.

A formulação apresentada para o cálculo da força resistente de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço é dada pela Equação 2.16, abaixo:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.16)$$

onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância ente a borda livre e a face adjacente da alma em mm;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector em mm;

L_{cs} é o comprimento do perfil U em mm;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto em MPa;

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

Para perfis U formados a frio a força resistente de cálculo deve ser determinada como na Equação 2.16, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do conector. A norma ressalta que devem ser tomados cuidados especiais para se evitar o aparecimento de trincas na região das dobras da chapa na conformação do conector.

2.5.5 Outros tipos de conectores

Além dos conectores normalizados, existem outros desenvolvidos por pesquisadores que ainda não fazem parte de normas, talvez devido à necessidade de mais estudos, ao fato de serem restritos a certos tipos de laje e armaduras, ou outras características que restringem sua utilização.

O conector denominado *perfobond* (Figura 2.14) foi desenvolvido por Leonhard *et al.* (1978, apud Veríssimo, 2007), para aplicação em pontes mistas. Esse conector é constituído de uma chapa de aço retangular com vários furos, é rígido e apresenta deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço. Em função disso, apresenta grande resistência à fadiga sendo indicado para uso em pontes. Uma desvantagem desse conector é a dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje, quando as barras de aço têm que passar por dentro das aberturas. Baseado em ensaios de cisalhamento direto e modelagens numéricas Ogueijiofor e Housain (1994) propuseram a Equação 2.18 para o cálculo da força resistente, em kN, de conectores *perfobond*.

$$Q_n = 4,5 \cdot h \cdot t \cdot f_{ck} + 3,31 \cdot n \cdot d_f^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0,19 \cdot A_{tr} \cdot f_{yr} \quad (2.18)$$

onde:

h é a altura do conector em mm;

t é a espessura do conector em mm;

f_{ck} é a resistência a compressão do concreto em MPa;

n é o número de furos;

d_f é o diâmetro dos furos em mm;

A_{tr} é a área total de armadura transversal em mm²;

f_{yr} é a resistência ao escoamento da armadura em MPa.

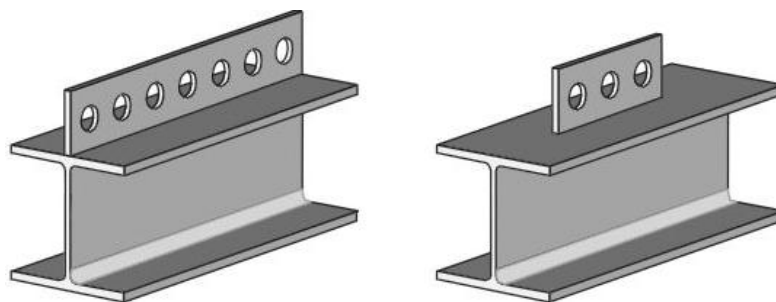


Figura 2.14 - Conector Perfobond contínuo e descontínuo. (Veríssimo, 2007)

Malite (1993) realizou ensaios padronizados do tipo *push-out* para a avaliação da resistência última e do comportamento força-deslizamento de alguns tipos de conectores em chapa dobrada. Foram analisados três tipos de conectores: cantoneira simples, cantoneira enrijecida e perfil “U”, em duas espessuras de chapa (2,66 mm e 4,76 mm). Os conectores constituídos por cantoneira enrijecida apresentaram comportamento bastante semelhante aos de cantoneira simples, mostrando que, neste caso, o lábio enrijecedor não altera o comportamento força-deslizamento, nem a resistência última do conector. Os conectores em perfil “U” não apresentaram diferenças significativas no comportamento força-deslizamento em relação aos conectores em cantoneira com mesma espessura, embora apresentassem altura maior que as cantoneiras. Isto demonstra que a espessura de chapa do conector é a variável que mais influenciou a resistência da conexão.

Buscando uma alternativa para o alto custo de instalação dos conectores tipo pino, e a dificuldade em se utilizar perfis U em perfis laminados com mesas muito estreitas em vigas de sistemas de piso mistos que utilizam pré-laje de concreto, Veríssimo (2007) desenvolveu o conector Crestbond apresentado na Figura 2.15.

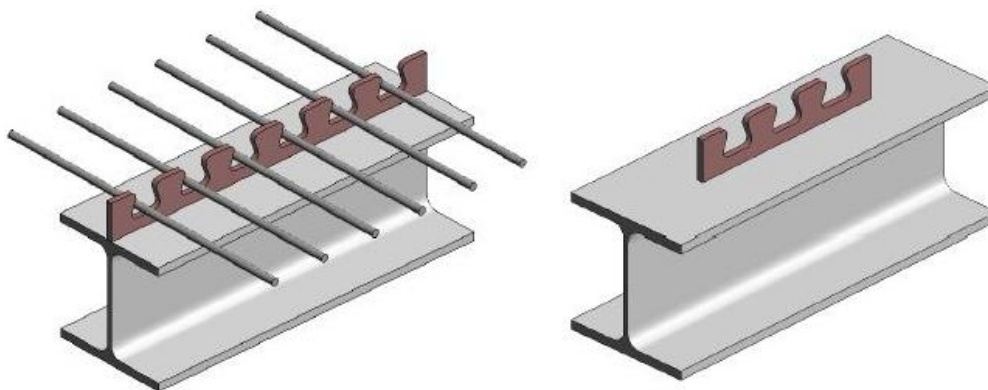


Figura 2.15 - Conector Crestbond contínuo e descontínuo. (Veríssimo, 2007)

Dentre as vantagens do Crestbond em relação a outros mecanismos de conexão usuais, estão: simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação; ductilidade superior à do Perfobond, preservando o comportamento rígido em estado de serviço; furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje; desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte; geometria em chapa contínua, ideal para sistemas com pré-laje (ver Figura 2.16).

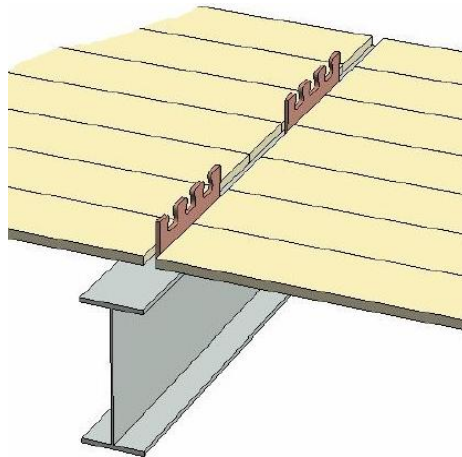


Figura 2.16 - Conector Crestbond com pré-laje de concreto. (Veríssimo, 2007)

A partir da expressão proposta por Ogueiofor (1994) para o conector perfobond, Veríssimo (2007) propôs a seguinte equação para cálculo da força resistente do conector Crestbond:

$$q = 1,96 \cdot \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} \cdot (h_{sc} - t_{PL}) \cdot t_{sc} \cdot f_c + (2,72 \cdot n \cdot D^2 + 0,07 \cdot A_{cc}) \sqrt{f_c} + 1,79 \cdot 10^7 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.19)$$

onde:

h_{sc} é a altura do conector em mm;

t_{PL} é a espessura da pré-laje em mm;

t_c é a espessura total da laje em mm;

t_{sc} é a espessura do conector em mm;

f_c é a resistência a compressão do concreto em MPa;

n é o número de furos do conector;

D é o diâmetro do furo;

A_{tr} é a área total de armadura transversal, em mm^2 no entorno de um conector, (incluindo tanto as barras que passam por dentro do conector como as que passam por fora dele);

A_{cc} é a área de cisalhamento por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em mm^2): $A_{cc} = L_c \cdot (t_c - t_{PL}) - L_{sc} \cdot (h_{sc} - t_{PL})$;

L_c é o comprimento de laje por conector em mm;

L_{sc} é o comprimento do conector em mm.

Chin *et al.* (2008) apresentaram um novo sistema de ponte, usando como viga um tubo de aço preenchido com concreto e conector de cisalhamento do tipo perfobond com crista para realizar a conexão com o concreto de preenchimento e a laje de piso (Figura 2.17).



Figura 2.17 - Vista dos conectores externos e internos (Chin *et al.*, 2008)

Os resultados dos ensaios mostraram que a viga em tubo misto preenchido de aço e concreto tem boa ductibilidade e resistência a fadiga, demonstrando o seu potencial para aplicação em vigas de ponte. A Figura 2.18 mostra um protótipo sendo ensaiado.



Figura 2.18 - Vista do protótipo de ensaios. (Chin *et al.*, 2008)

Sohel *et al.* (2012) fizeram um estudo sobre o comportamento de estruturas sanduíche do tipo aço-concreto-aço (SCS, termo em inglês *steel-concrete-steel*) e o desenvolvimento de novos conectores de cisalhamento. Esse tipo de estrutura tem alto potencial principalmente para reduzir o peso das lajes do tabuleiro de pontes mistas. Os conectores propostos se mostraram adequados à transferência dos esforços longitudinais de cisalhamento na interface entre as placas de aço e o preenchimento de concreto. A Figura 2.19 apresenta um modelo construído para a campanha experimental.

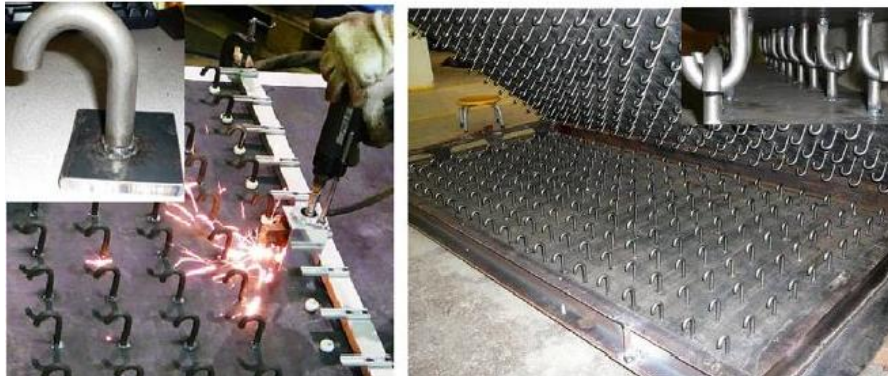


Figura 2.19 - Exemplo de painel misto tipo SCS. (Sohel *et al.*, 2012)

A Figura 2.20 apresenta alguns modelos de conectores de cisalhamento, que podem ser utilizados para esse tipo de estrutura. A nomenclatura para os conectores mecânicos propostos para uso em painéis SCS, em português, pode ser entendida da seguinte forma: (a) Cantoneira - barra de Aço - Cantoneira (ASA); (b) Cantoneira - perfil T (AT); (c) Cantoneira - Braçadeira de aço - cantoneira (AHA); (d) Cantoneira - perfil C - Cantoneira (ACA); (e) conector U - barra de Aço - conector U (USU); (f) Cantoneira - perfil I - Cantoneira (AIA); (g) Cantoneira - Cantoneira (AA); (h) Conector Raiz (RC); (i) conector U - Cabo de aço - conector U (UCU).

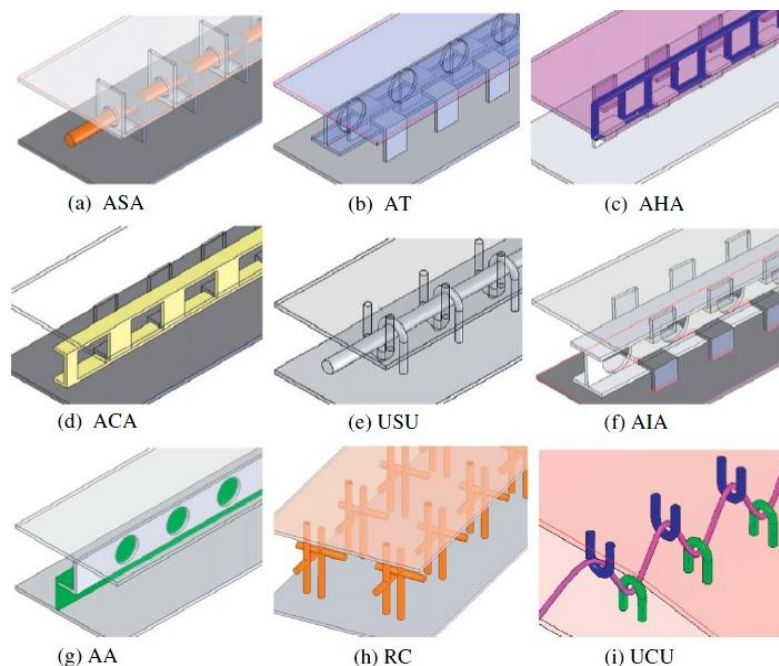


Figura 2.20 - Tipos de conectores propostos para painéis SCS. (Sohel *et al.*, 2012)

Nie *et al.* (2015) analisaram o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento tipo T revestidos com borracha expandida, investigando a resistência ao deslocamento relativo e à separação entre a viga de aço e a laje de concreto. Foram realizados seis ensaios de cisalhamento direto e seis de arrancamento sob efeito de carregamento dinâmico, com o objetivo de se verificar o comportamento em situação de sismo. Foi observado que o conector apresenta um comportamento dúctil e que apresenta boa resistência à separação com o concreto. A Figura 2.21 apresenta o conector estudado.



Figura 2.21 - Conector tipo T. (Nie *et al.*, 2014)

Com base nos resultados experimentais e na modelagem numérica realizada, foram obtidas as equações 2.20 para a verificação de resistência do concreto e 2.21 para a resistência do conector.

$$T_c = f_t [2(b_t + h_0) + 2(a_t + h_0)] h_0 \quad (2.20)$$

$$T_s = f_{u,w} a_w t_w \quad (2.21)$$

onde:

f_t é a resistência à compressão do concreto;

b_t é a largura da mesa do conector;

a_t e a_w representam o comprimento do conector;

h_0 é a altura do conector;

$f_{u,w}$ é a tensão de ruptura do aço;

t_w é a espessura da alma do conector.

2.5.6 Transferência de carga em pilar misto

Segundo o EUROCODE 4 (2004), para seções tubulares mistas parcialmente carregadas, por exemplo por chapa gusset no perfil ou por enrijecedores, a resistência local do concreto $\sigma_{c,Rd}$ sob a chapa gusset ou o enrijecedor, corresponde aos esforços solicitantes na seção de concreto dada por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1}, \leq f_{yd} \quad (2.22)$$

onde:

t é a espessura do tubo;

a é o diâmetro do tubo ou a largura da seção retangular;

A_c é a área da seção transversal de concreto;

A_1 é a área carregada abaixo da chapa gusset (ver Figura 2.22);

η_{cL} é 4,9 para seções tubulares circulares e 3,5 para seções quadradas.

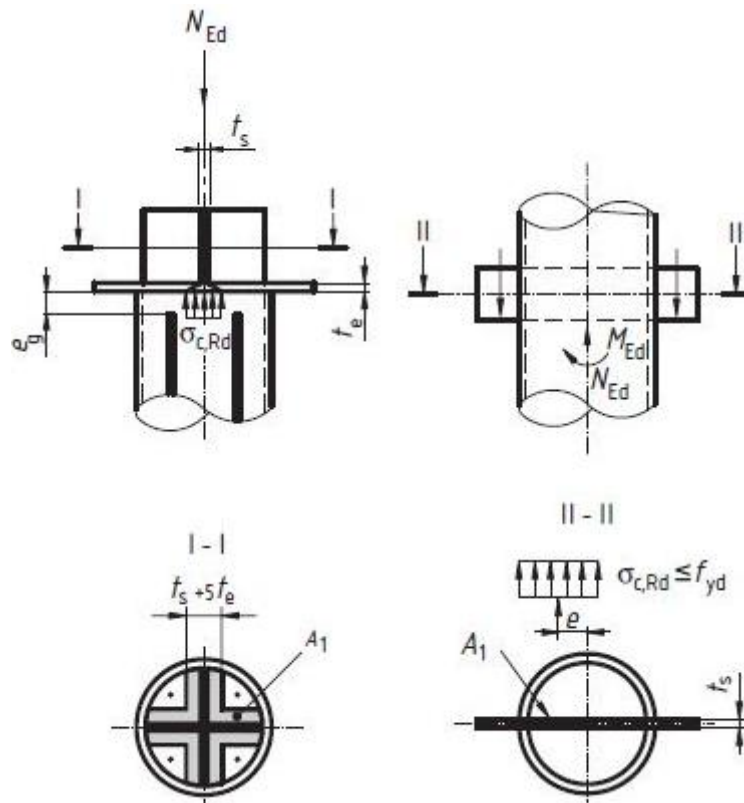


Figura 2.22 - Seção circular preenchida de concreto parcialmente carregada. (EUROCODE 4 (2004))

Shakir Khalil (1993) realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto em 40 protótipos de pilares mistos, para estudar a influência do uso de conectores de cisalhamento na transferência de tensões na ligação viga-pilar misto. Foi analisada a influência do tipo de seção (retangular, quadrada e circular), do comprimento de transferência de carga, da quantidade de conectores e da condição de aderência (através da aplicação de óleo da superfície interna do perfil tubular). Todos os protótipos foram fabricados com concreto de resistência 40 MPa e conector tipo parafuso comum. A Figura 2.23 ilustra os modelos da Série X.

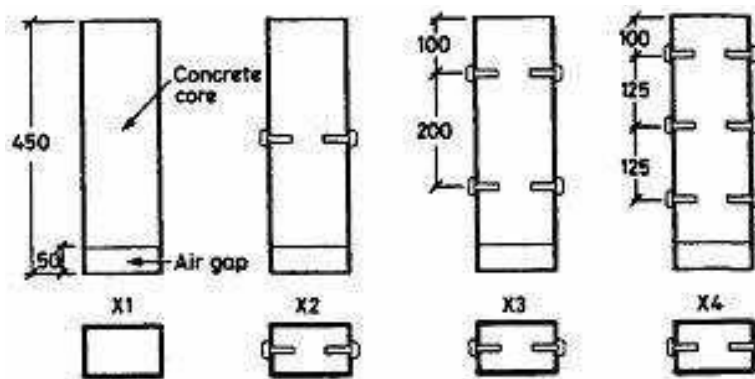


Figura 2.23 - Modelos da Série X. (Shakir Khalil, 1993)

Foi observado que: a tensão de aderência experimental foi cerca de duas vezes maior que o referencial normativo de 0,4 MPa; a capacidade resistente é proporcional ao número de conectores, e não há influência destes no valor da tensão de aderência natural; a rugosidade da interface e a forma da seção influenciam significativamente a tensão de aderência, tendo as seções circulares um maior valor do que as retangulares; as seções circulares resistem ao deslizamento uniformemente ao longo do perímetro, enquanto as retangulares apresentam uma maior rigidez nos cantos.

Kilpatrick e Rangan (1999) analisaram a influência da transferência de tensões de cisalhamento por aderência, entre o concreto de preenchimento e a face interna do tubo metálico para pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência, no comportamento e resistência desses elementos. Para simular uma condição de aderência máxima, foram introduzidos parafusos de 4,9 mm de diâmetro e 30 mm de comprimento por meio de furação da parede do tubo, dispostos de forma helicoidal (conforme ilustra a Figura 2.24). Para simular outras condições de aderência, foram feitas limpeza e aplicação de óleo na superfície interna do tubo. Como para todos os ensaios a carga foi aplicada simultaneamente nos dois materiais, a variação na aderência da interface não influenciou de forma expressiva a resistência dos modelos.

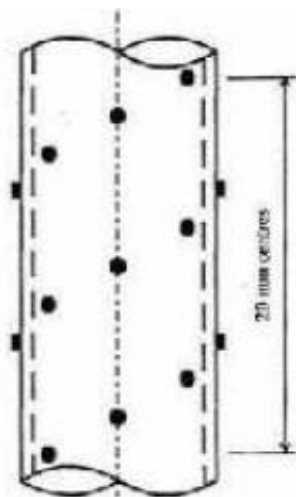


Figura 2.24 - Protótipo com conector de cisalhamento para aderência máxima. (Kilpatrick e Rangan, 1999)

Silva (2006) realizou ensaios de cisalhamento em alguns tipos de modelos de pilar preenchido: modelos simples (Figura 2.25-a), com adição de conectores tipo pino com cabeça (Figura 2.25-b) e com cantoneiras (Figura 2.25-c) na interface aço-concreto. Foram realizadas duas séries semelhantes, além de uma série piloto, com a variação do

acréscimo dos elementos de ligação. Com os resultados obtidos traçaram-se curvas força *versus* deslizamento do concreto, força *versus* deformações axiais nos materiais e curvas de distribuição de força ao longo do comprimento dos modelos. Verificou-se que os conectores de cisalhamento e as cantoneiras contribuem no aumento da força máxima, reduzem o deslizamento correspondente e modificam o comportamento, tanto no trecho ascendente quanto no trecho descendente ou pós-pico. Concluiu-se que conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras são uma excelente alternativa como dispositivos auxiliares na transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto, mas não foi possível concluir qual é a mais eficiente.

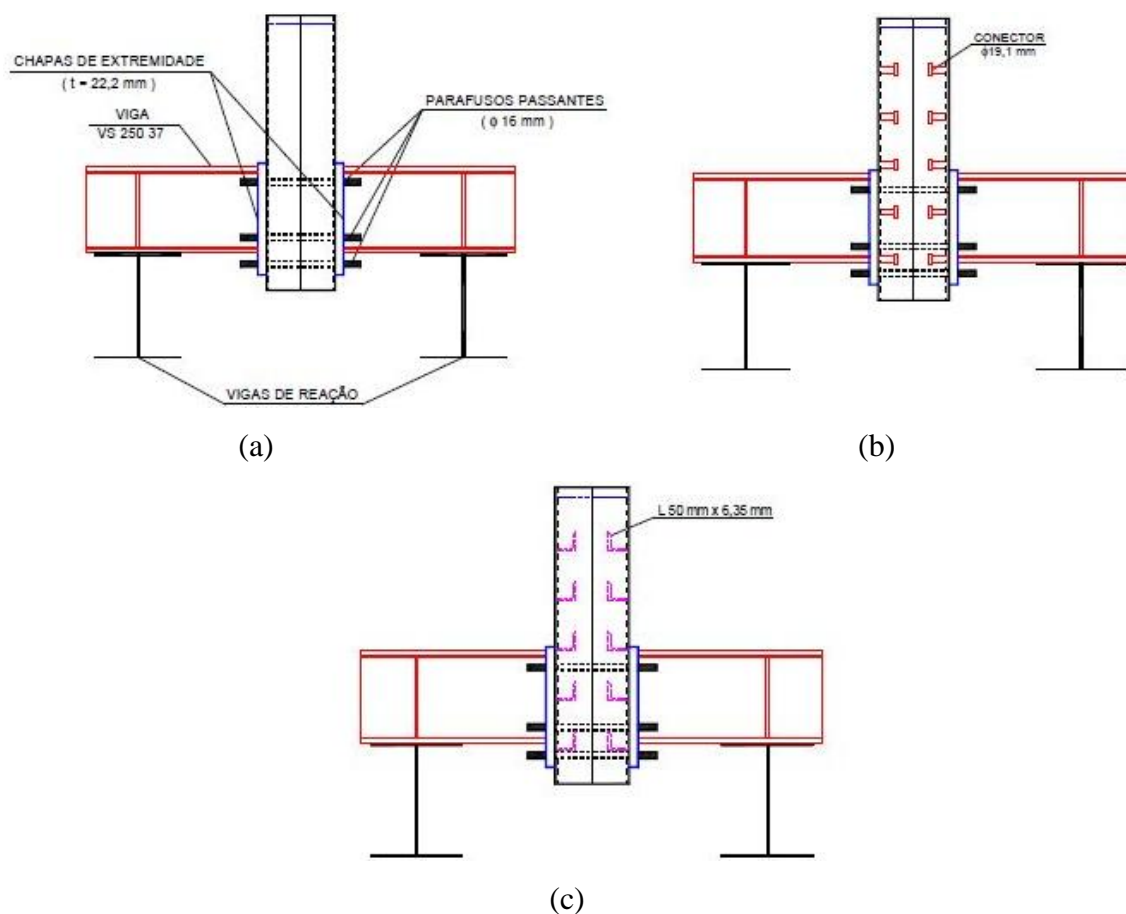


Figura 2.25 - Protótipos de ensaio adotado para a Série 2. (Silva, 2006)

Huang *et al.* (2002) realizaram uma investigação do comportamento de pilares mistos tubulares com relação D/t variando entre 40 e 150, propondo um conector de cisalhamento que melhore as propriedades mecânicas de seções mistas retangulares. Um total de 70 protótipos foram testados para avaliar a influência da seção transversal, da relação D/t e do conector de cisalhamento na carga última, na rigidez e ductilidade. Foi realizada também uma análise não-linear por elementos finitos para avaliar a

distribuição de tensão axial e a carga última, comparando com valores estimados por algumas normas. De acordo com os resultados, o conector proposto (ver Figura 2.26) pode aumentar significativamente a carga última e a ductilidade dos pilares mistos com tubo retangular.

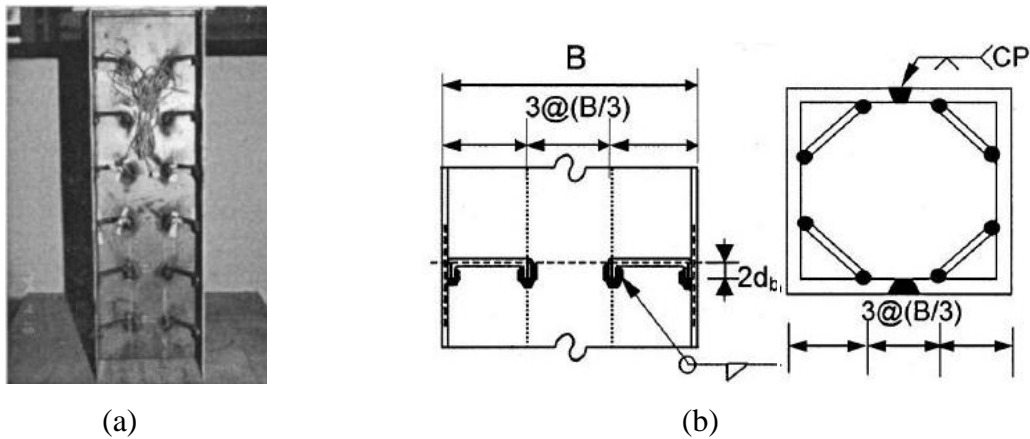


Figura 2.26 - (a) Foto da configuração típica dos conectores, e (b) posição típica dos conectores na seção transversal (Huang *et al.* 2002)

Jacobs e Hajjar (2010) fizeram um estudo sobre as modificações contidas no texto de revisão da norma ANSI/AISC 360-10 que substitui a versão de 2005. A versão anterior indicava a necessidade de transferência de carga, porém as provisões eram limitadas e com pouca clareza. A nova versão expande os requisitos de transferência de carga em uma nova seção. Agora são apresentadas especificações claras referentes à distribuição de forças entre os elementos de aço e concreto da seção mista, assim como os mecanismos usados para transferência de força de cisalhamento que podem ser usados em elementos mistos. São indicados exemplos de introdução de carga em pilares mistos: com ligação no aço (Figura 2.27-a), com ligação no concreto (Figura 2.27-b) e simultaneamente no aço e no concreto (Figura 2.27-c).

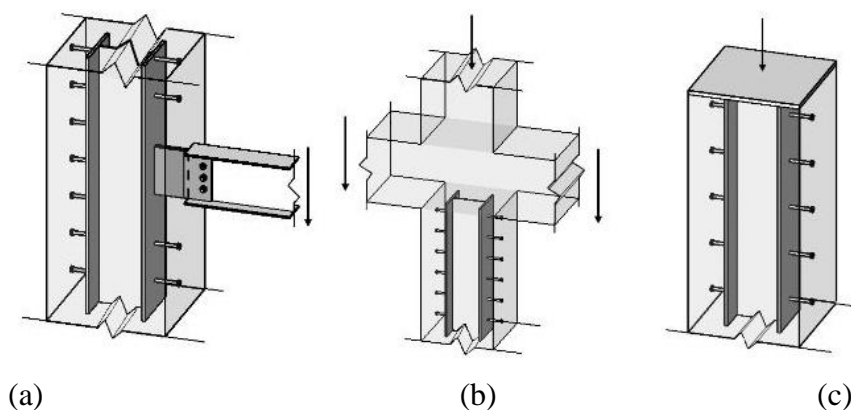


Figura 2.27 - Exemplo de introdução de carga em pilar misto revestido. (Jacobs e Hajjar, 2010)

Roeder *et al.* (1999) fizeram um estudo da tensão de aderência e utilização dos conectores de cisalhamento em pilares mistos envolvidos. Foi analisada a influência de três configurações diferentes de disposição da armadura: armadura mínima de acordo com a especificação do ACI (Figura 2.28-a), acréscimo de uma camada adicional de estribos em formato octogonal (Figura 2.28-b) e armadura em espiral (Figura 2.28-c). Uma quarta configuração foi a utilização de conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça (Figura 2.28-d).

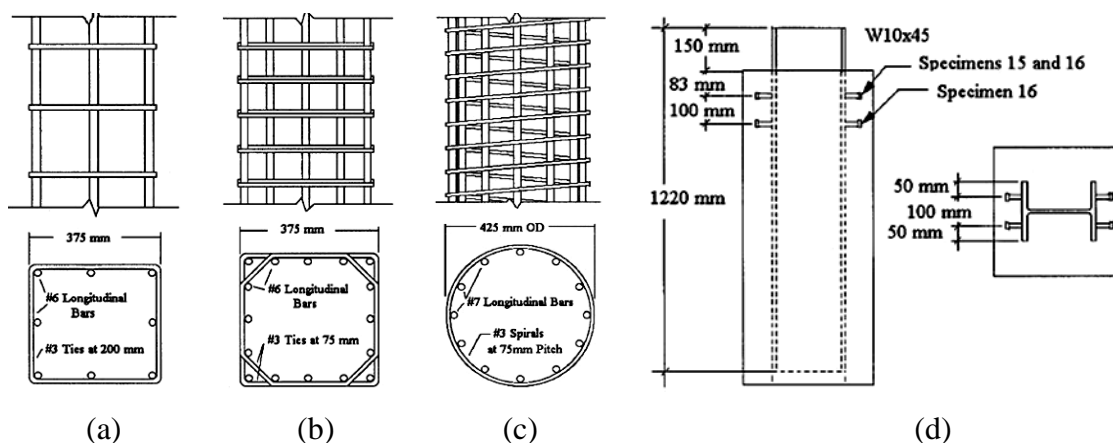


Figura 2.28 - Detalhes das configurações de disposição das armaduras estudadas e modelo com conector. (Roeder *et al.* 1999)

Os resultados mostraram que o tipo de seção de revestimento e o comprimento de contato afeta a capacidade de aderência. O confinamento proporcionado pelas armaduras tem um pequeno impacto na tensão de aderência, mas aumenta a resistência após o início do deslizamento. A tensão de aderência apresenta uma distribuição exponencial para cargas de serviço, porém passa a ser mais uniforme após os deslocamentos iniciais. Os conectores de cisalhamento combinados com a tensão natural de aderência geram uma melhora na transferência de carga entre os dois materiais. São feitas também recomendações de projeto referentes a consideração e estimativa da tensão de aderência natural, e uso de conectores de cisalhamento.

Cardoso *et al.* (2014) realizaram um estudo numérico e experimental de pilares curtos com perfis formados à frio preenchidos com concreto, utilizando como conectores de cisalhamento, parafusos com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna. A Figura 2.29 ilustra a configuração dos protótipos ensaiados, sendo que foram estudados configurações com quatro e oito parafusos, e um detalhe interno da fixação do conector estudado. Dos resultados, foi verificado que o conector apresentou um comportamento

flexível e dúctil. Da análise de influência da utilização de duas linhas de conectores (oito parafusos), constatou-se que a resistência não aumentava na mesma proporção que o número de conectores, apresentando uma redução na carga última por conector.



Figura 2.29 - Configuração dos modelos ensaiados. (Cardoso *et al.* 2014)

Starossek e Falah (2009) realizaram uma série de ensaios experimentais de 71 modelos para análise do comportamento estrutural e transferência de carga em pilares mistos tubulares, sem e com a utilização de conectores mecânicos de cisalhamento. Como conector foi utilizado o parafuso M16 grau 5.6 com comprimento de 65 mm, atuando sobre três condições de carregamento: aplicado somente ao tubo de aço, somente ao concreto e em ambos simultaneamente. A Figura 2.30 ilustra o esquema de ensaio executado. Das análises dos deslocamentos relativos e das deformações medidas nos dois componentes, foi verificado que a transferência de carga entre os dois materiais é melhor com o uso de conector.

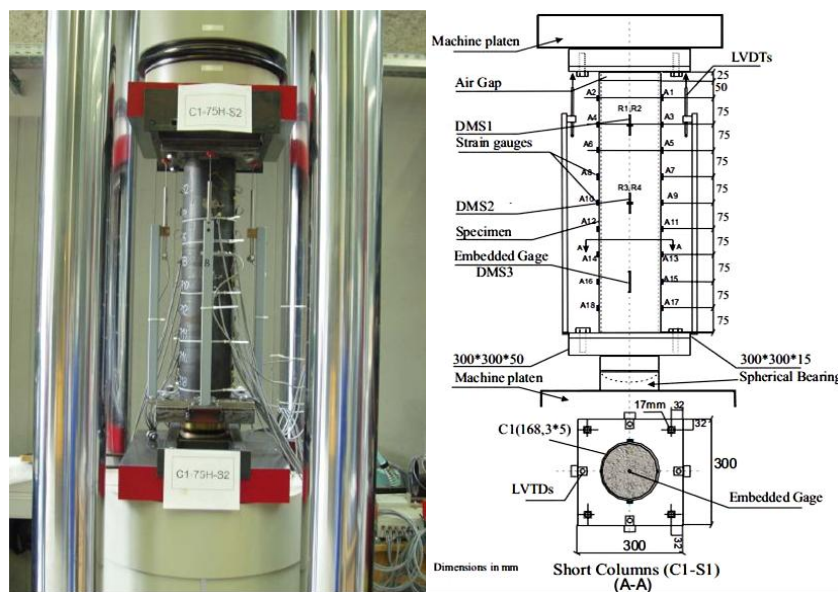


Figura 2.30 - Esquema de ensaio adotado e instrumentação. (Starossek e Falah, 2009)

Os autores também desenvolveram um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, utilizando o software ABAQUS, que se mostrou representativo do modelo experimental. Em função das condições de simetria foi modelado apenas um quarto do pilar, como indicado na Figura 2.31, utilizando-se o elemento sólido C3D8.

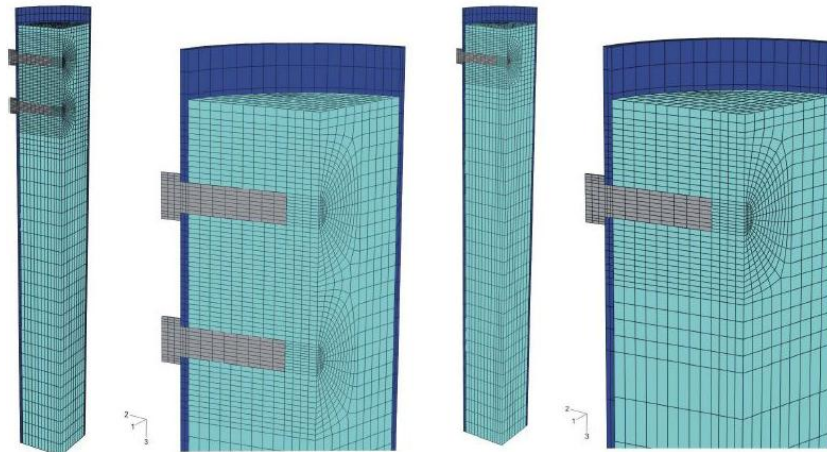


Figura 2.31 - Modelagens em elementos finitos com 2 e 1 conector de cisalhamento (Starossek e Falah, 2009)

A ABNT NBR 16239 (2013), apresenta dois tipos de dispositivos especiais que podem ser utilizados como conectores de cisalhamento na região de introdução de caga, para pilares mistos.

No dispositivo tipo 1 são usados parafusos (comuns ou de alta resistência) cujo espaçamento entre eixos, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o seu diâmetro. A cabeça do parafuso deve ser ponteadada com solda na face externa do perfil tubular, para evitar que esses se desloquem durante a concretagem do pilar. A Figura 2.32 apresenta o referido dispositivo.

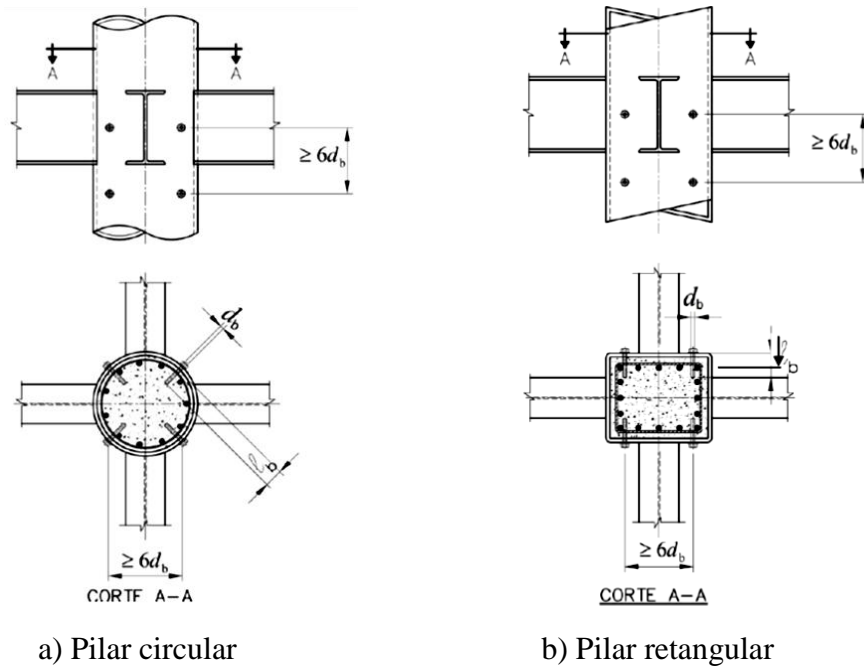


Figura 2.32 - Dispositivo tipo 1. (ABNT NBR 16239 (2013))

A força resistente de cálculo de cada parafuso é dada pelo menor valor obtido das equações 2.23 e 2.24 apresentadas a seguir:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (2.23)$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.24)$$

onde:

l_b é o comprimento efetivo do parafuso conector (descontando a espessura da parede do tubo);

d_b é o diâmetro do parafuso conector;

t é a espessura da parede do tubo;

f_u é a resistência à ruptura do aço do tubo;

f_{ub} é a resistência à ruptura do parafuso conector;

$\sigma_{c,Rd}$ é a tensão resistente de cálculo do concreto à pressão de contato, obtido pela Equação 2.25.

$$\sigma_{c,Rd} = 2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \leq f_{ck} \quad (2.25)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

γ_c é um coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

γ_n é um coeficiente de comportamento igual a 1,40.

No dispositivo tipo 2 são feitas aberturas nas paredes do perfil tubular de aço, nas quais soldam-se chapas com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. A força resistente de cálculo de cada conector de cisalhamento deve ser obtida de O.4.2.1.1 do Anexo O da ABNT NBR 8800 (2008), tomando-se R_g e R_p iguais a 1,0. Para isso, o espaçamento entre os eixos dos conectores, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o seu diâmetro e a solda entre a chapa e o tubo deve ser adequadamente dimensionada conforme os critérios da ABNT NBR 8800 (2008) e da ABNT NBR 16239 (2013), onde aplicáveis. A Figura 2.33 e a Figura 2.34 apresentam as diferentes configurações o dispositivo tipo 2.

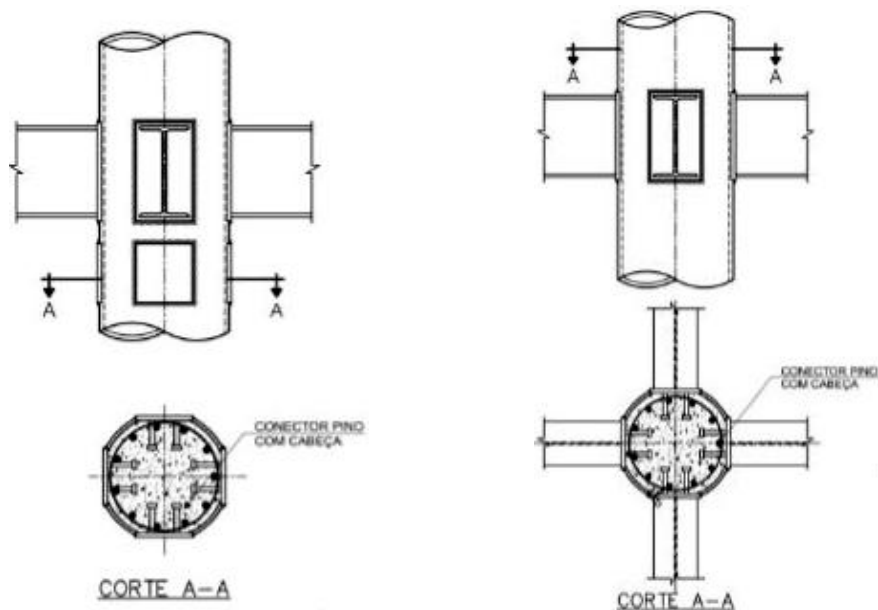


Figura 2.33 - Dispositivo tipo 2 para tubo circular. (ABNT NBR 16239 (2013))

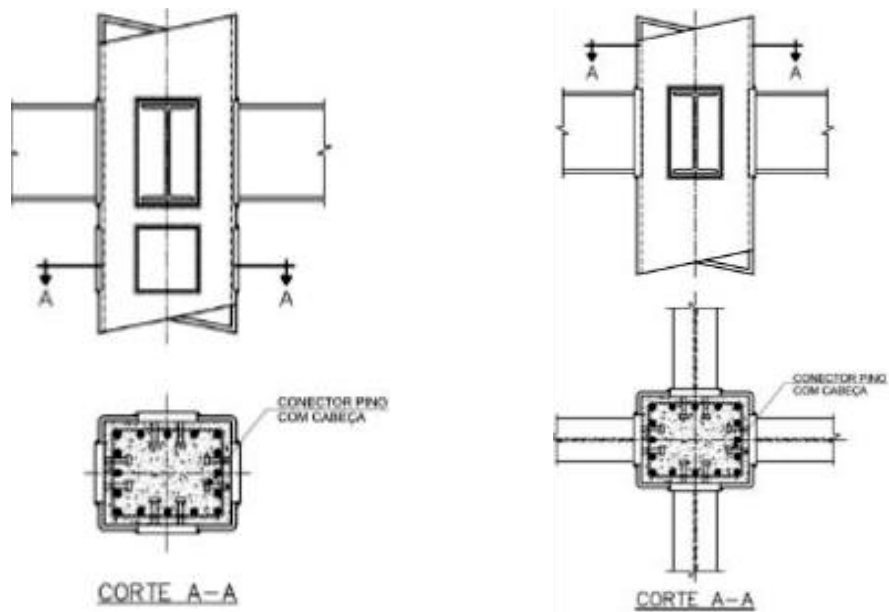


Figura 2.34 - Dispositivo tipo 2 para tubo retangular. (ABNT NBR 16239 (2013))

Almeida *et al.* (2011) e Almeida (2012) desenvolveram um modelo numérico de forma que pudesse ser calibrado com o modelo de Starossek e Falah (2009). A partir da obtenção de um modelo que apresentava uma boa correlação com os resultados do trabalho de referência, foi realizada uma extrapolação para um modelo de estudo com a configuração apresentada na Figura 2.35.

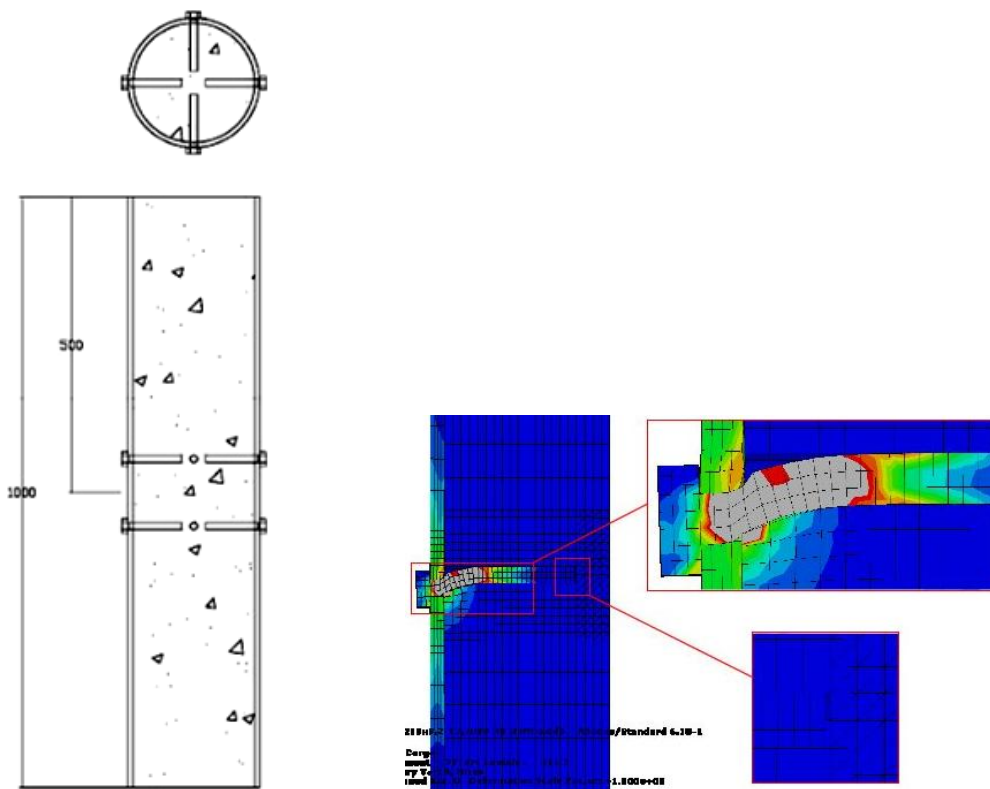


Figura 2.35 - Geometria típica e configuração deformada do modelo. (Almeida, 2012)

Dessa forma, o modelo numérico foi calibrado para uma situação onde os conectores de cisalhamento estavam próximos ao topo do pilar, a carga era aplicada ao perfil de aço e a reação dava-se pelos dois elementos (aço e concreto); mas a análise final foi realizada para um modelo com 1000 mm de altura, conectores situados a meia altura do pilar, carga aplicada ao perfil de aço e reação somente no concreto, permitindo assim o deslocamento relativo do núcleo de concreto em relação ao tubo de aço. Esse estudo foi realizado a fim de se verificar numericamente o comportamento do conector de cisalhamento tipo 1 apresentado na ABNT NBR 16239 (2013).

Os resultados numéricos foram comparados com as capacidades resistentes analíticas obtidas conforme a ABNT NBR 16239 (2013), que se mostraram conservadoras. Observaram também que a rigidez dos parafusos atuando como conectores são inferiores à rigidez de conectores usuais como os pinos com cabeça. Dessa forma, apresentaram um fator de multiplicação do número de conectores com o objetivo de manter a rigidez dos conectores usuais.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentada uma descrição do programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas “Prof. Altamiro Tibiriçá Dias” do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

Foram realizadas três séries de ensaios experimentais de cisalhamento direto por compressão centrada em protótipos formados por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto e com conectores mecânicos a meia altura dos protótipos. Na série A foi fixado o diâmetro externo do tubo e variado a espessura do mesmo, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. A série B não possui conectores de cisalhamento, para avaliação da aderência natural entre a face interna do tubo de aço e o núcleo de concreto, além da influência do confinamento. Na série C, com uma melhor compreensão do efeito da aderência natural e do confinamento no comportamento do pilar misto, definiu-se uma nova configuração de ensaios com

protótipos de menor comprimento e com a minimização da aderência entre a parede interna do tubo de aço e o núcleo com concreto.

A seguir tem-se a descrição do programa experimental considerando as três séries citadas anteriormente.

3.2 Configuração dos Protótipos

3.2.1 Série A

Na série A foram realizados 15 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular com diâmetro (D) de 219 mm e espessuras (t) de 8,2 mm e 15,2 mm a fim de se avaliar a influência da esbeltez, D/t, no comportamento do pilar misto. Quanto ao conector todos os parafusos possuem comprimento de 4" (101,6 mm) e diâmetros de 1/2" (12,7 mm) e 3/4" (19 mm), sendo utilizado um total de 4 unidades para cada modelo fixadas à mesma altura e simétricas entre si. O comprimento total de todos os protótipos é igual a 1000 mm e dois valores de f_{ck} de concreto adotados, 20 MPa e 30 MPa. Avaliou-se também a influência da folga do furo, usualmente adotada no processo de fabricação para facilitar a montagem da estrutura, no comportamento do conector. Dessa forma, foram fabricados modelos com furos ajustados, ou seja, sem folga (SF), e outros com folga (CF). A diferença entre os furos SF e CF foi obtida variando-se o diâmetro de broca utilizada para a perfuração, conforme indicado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Tipologia das brocas utilizadas para a variação da folga no furo.

Nomenclatura	Ø do Parafuso		Ø da Broca	
	(pol.)	(mm)	(pol.)	(mm)
3/4-SF	3/4	19	3/4	19
3/4-CF	3/4	19	13/16	20,6
1/2-SF	1/2	12,7	1/2	12,7
1/2-CF	1/2	12,7	9/16	14,3

A Tabela 3.2 mostra a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos. Observa-se que os valores de resistência média à compressão do concreto, f_{cm} , foram obtidos por meio de ensaios de caracterização realizados no dia do ensaio de cada protótipo. Na tabela 3.2 tem-se a nomenclatura utilizada para cada protótipo

ensaiado em que se tem a espessura do perfil tubular, o diâmetro do conector e o f_{cm} dos protótipos. Destaca-se que os modelos C11 e C14, que estão destacados em cor clara na tabela, não tiveram seus resultados considerados nas análises em função de problemas de queda de energia ocorrida durante a execução dos seus ensaios.

Tabela 3.2 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série A.

Nomenclatura	Ø x t Tubo (mm)	Ø Parafuso (pol.)	Ø do Furo (pol.)	Tipo de furo	f_{cm} (MPa)
C1-15,1-3/4-SF-21,7	219x15,1	3/4	3/4	SF	21,7
C2-15,1-3/4-SF-22,9	219x15,1	3/4	3/4	SF	22,9
C3-15,1-3/4-SF-30,8	219x15,1	3/4	3/4	SF	30,8
C4-15,1-3/4-SF-31,1	219x15,1	3/4	3/4	SF	31,1
C5-15,1-3/4-CF-31,1	219x15,1	3/4	13/16	CF	31,1
C6-15,1-3/4-CF-22,9	219x15,1	3/4	13/16	CF	22,9
C7-15,1-1/2-SF-26,0	219x15,1	1/2	1/2	SF	26,0
C8-15,1-1/2-SF-24,4	219x15,1	1/2	1/2	SF	24,4
C9-15,1-1/2-CF-22,7	219x15,1	1/2	9/16	CF	22,7
C10-8,2-3/4-SF-21,7	219x8,2	3/4	3/4	SF	21,7
C11-8,2-3/4-CF-21,6	219x8,2	3/4	13/16	CF	21,6
C12-8,2-3/4-CF-22,7	219x8,2	3/4	13/16	CF	22,7
C13-8,2-1/2-SF-21,7	219x8,2	1/2	1/2	SF	21,7
C14-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6
C15-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6

A geometria geral dos protótipos da série A é apresentada na Figura 3.1. Os conectores foram posicionados a meia altura do tubo de aço e dispostos simetricamente, conforme indicado na Figura 3.1-a. A cabeça de todos os parafusos foi ponteadas com solda na parede externa do tubo, para impedir o deslocamento durante a concretagem e garantir a horizontalidade do conector (ver detalhe na Figura 3.1-b).

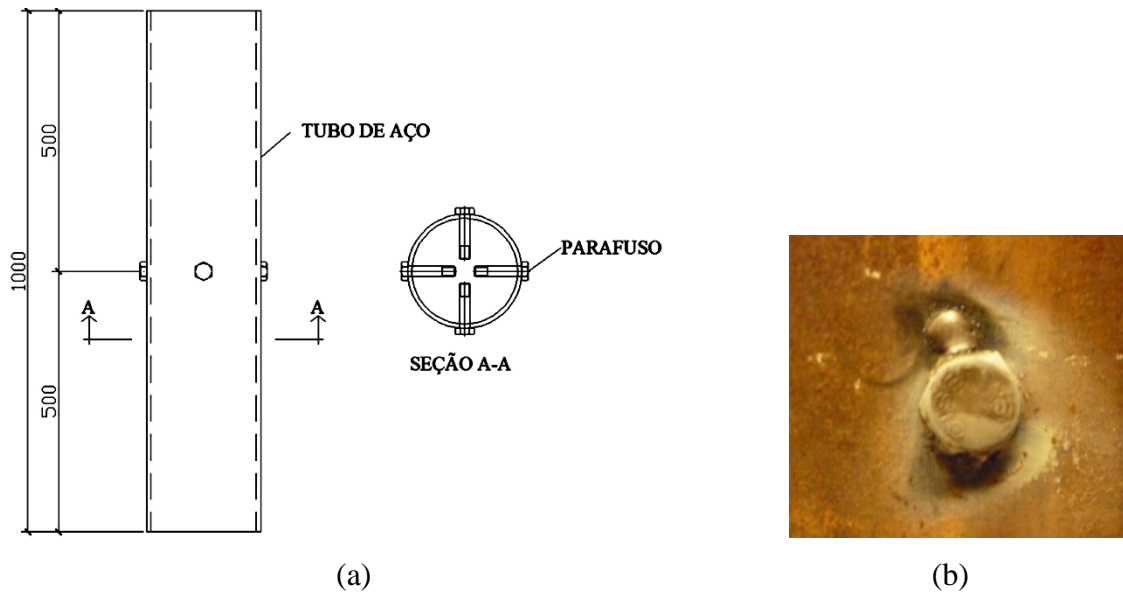


Figura 3.1 - Geometria geral dos protótipos da série A com a posição dos parafusos no tubo de aço e detalhe do ponteadado de solda.

3.2.2 Série B

Na série B foram realizados 4 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular com diâmetro externo, D , de 219 mm, espessuras, t , iguais a 8,2 mm e 15,2 mm, e sem conector de cisalhamento (SC). Esta série visa verificar o comportamento da tensão de aderência natural entre a parede interna do tubo de aço e o concreto de preenchimento, além de avaliar a influência da esbeltez, D/t , sobre o seu comportamento.

Na Tabela 3.3 tem-se a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos. Observa-se que os valores de f_{cm} são iguais para todos os protótipos, tendo em vista que foram ensaiados todos no mesmo dia.

Tabela 3.3 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série B.

Nomenclatura	$\varnothing \times t$ Tubo (mm)	Conector	f_{cm} (MPa)
C16-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C17-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C18-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2
C19-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2

A Figura 3.2 ilustra a geometria geral dos protótipos da série B.

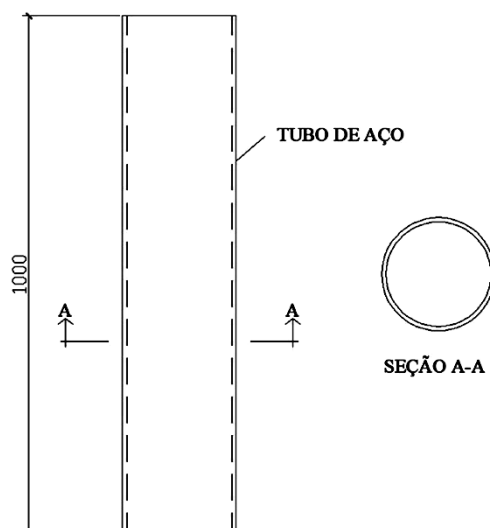


Figura 3.2 - Geometria geral dos protótipos da série B.

3.2.3 Verificação da eficiência dos mecanismos de isolamento da aderência

Antes da definição dos protótipos da série C, tem-se uma série preliminar com 4 modelos a fim de verificar a melhor forma de eliminação dos efeitos de aderência natural e do atrito da parede do perfil tubular na resistência do ensaio de cisalhamento, observados na série B. Para minimizar estes efeitos, inicialmente foi determinada a redução do comprimento do protótipo para 500 mm e adotada uma única seção 219x8,2 para esta série, mas foram levantadas duas possibilidades de redução da aderência que necessitaram de uma melhor verificação.

Na primeira possibilidade, a face interna do tubo de aço seria lubrificada com uma camada simples de graxa, conforme ilustra a Figura 3.3-a. Entretanto não havia uma total certeza que isso seria o suficiente para anular esse efeito de aderência, sendo preparados 2 modelos idênticos denominados C20 e C21.

Na segunda hipótese, seriam aplicadas duas camadas de graxa e uma de borracha na face interna do tubo. Dessa forma, ter-se-ia não somente uma interface de isolamento entre o tubo e o núcleo de concreto, mas uma camada formada por graxa-borracha-graxa, conforme ilustra a Figura 3.3-b. Esperava-se que essa configuração apresentasse uma melhor eficiência em relação à primeira, porém ela apresentava uma maior dificuldade de fabricação dos protótipos e execução da concretagem, sendo preparados 2 modelos idênticos denominados C22 e C23.

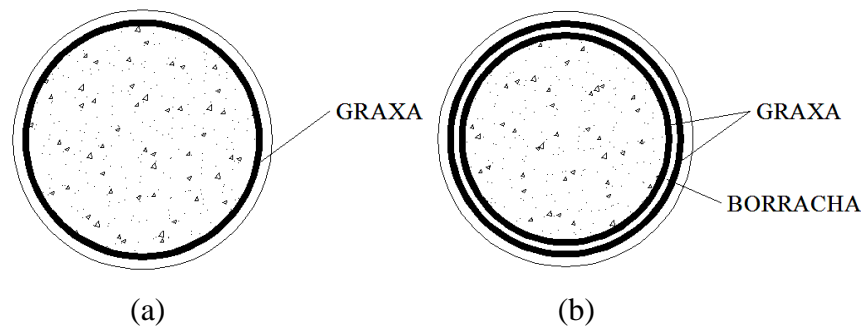


Figura 3.3 - Representação dos sistemas de eliminação da aderência entre o tubo de perfil tubular e o núcleo de concreto: (a) protótipo C20 e C21; (b) protótipo C22 e C23.

3.2.4 Série C

Na série C foram realizados 36 ensaios experimentais de cisalhamento direto, utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular com diâmetro, D , de 219 mm e espessuras, t , iguais a 8,2 mm e 9,5 mm. Essa variação de espessura ocorreu em função da disponibilidade de material para a fabricação dos protótipos, não sendo uma variável significativa de análise em função da pequena diferença de 1,3 mm entre elas.

Os parâmetros analisados foram: a quantidade de parafusos (4 ou 8, obtidos pela variação de 1 ou duas linhas de conectores, respectivamente); a variação do diâmetro dos parafusos em 1/2" (12,7 mm), 5/8" (16 mm) e 3/4" (19 mm); a variação do comprimento dos conectores em 2" (50,8 mm) e 4" (101,6 mm); e o valor de f_{ck} do concreto de 20 MPa e 30 MPa.

O acréscimo do parafuso com diâmetro intermediário de 5/8", em relação aos diâmetros adotados na série A de 1/2" e 3/4", foi realizado para se obter um ponto intermediário de resistência na análise comparativa em relação à influência do diâmetro do conector de cisalhamento. Um outro parâmetro adicional de análise da série C foi o parafuso com comprimento de 2", com o objetivo de se verificar a influência da rigidez à flexão no comportamento do conector.

Esta série foi ensaiada a fim de verificar o comportamento do conector em uma situação de minimização do efeito de confinamento observado na série A, devido à perda da aderência natural entre a parede interna do tubo de aço e o concreto de preenchimento, por meio da lubrificação com graxa (procedimento testado na série B). Apesar do procedimento padrão do EUROCODE 4: 2004 especificar a realização de 3 ensaios para cada configuração de protótipo, por questões de viabilidade da execução dos ensaios,

foram fabricadas duas peças idênticas diferenciadas em A e B. Assim, em função dessa repetição em pares dos protótipos, foram analisadas 18 configurações diferentes de conectores resultando em um total de 36 protótipos ensaiados.

Na Tabela 3.4 tem-se a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos. Observa-se que os valores de f_{cm} são iguais dentro da mesma classe de concreto (20 MPa ou 30 MPa) devido a realização de apenas uma caracterização em função dos protótipos terem sido ensaiados todos em sequência.

Tabela 3.4 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série C.

Nomenclatura	Ø x t Tubo	n° de parafusos	Ø Parafuso	L do Parafuso	f _{cm}
	(mm)		(pol.)	(pol.)	(MPa)
C24A-8,2-4P-1/2-2-19,7	219x8,2	4	1/2	2"	19,7
C24B-8,2-4P-1/2-2-19,7	219x8,2	4	1/2	2"	19,7
C25A-8,2-4P-1/2-4-19,7	219x8,2	4	1/2	4"	19,7
C25B-8,2-4P-1/2-4-19,7	219x8,2	4	1/2	4"	19,7
C26A-8,2-4P-1/2-2-28,7	219x8,2	4	1/2	2"	28,7
C26B-8,2-4P-1/2-2-28,7	219x8,2	4	1/2	2"	28,7
C27A-9,5-4P-1/2-4-28,7	219x9,5	4	1/2	4"	28,7
C27B-8,2-4P-1/2-4-28,7	219x8,2	4	1/2	4"	28,7
C28A-9,5-8P-1/2-2-19,7	219x9,5	8	1/2	2"	19,7
C28B-9,5-8P-1/2-2-19,7	219x9,5	8	1/2	2"	19,7
C29A-9,5-8P-1/2-4-19,7	219x9,5	8	1/2	4"	19,7
C29B-9,5-8P-1/2-4-19,7	219x9,5	8	1/2	4"	19,7
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	219x8,2	4	5/8	2"	19,7
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	219x8,2	4	5/8	2"	19,7
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	219x8,2	4	5/8	4"	19,7
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	219x8,2	4	5/8	4"	19,7
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	219x8,2	4	5/8	2"	28,7
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	219x8,2	4	5/8	2"	28,7
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	219x8,2	4	5/8	4"	28,7
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	219x8,2	4	5/8	4"	28,7
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	219x9,5	8	5/8	2"	19,7
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	219x9,5	8	5/8	2"	19,7
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	219x9,5	8	5/8	4"	19,7
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	219x9,5	8	5/8	4"	19,7
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	219x8,2	4	3/4	2"	19,7
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	219x8,2	4	3/4	2"	19,7
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	219x9,5	4	3/4	4"	19,7

Tabela 3.5 - Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série C. (Continuação)

Nomenclatura	Ø x t Tubo	n° de parafusos	Ø Parafuso	L do Parafuso	f _{cm}
	(mm)		(pol.)	(pol.)	(MPa)
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	219x9,5	4	3/4	4"	19,7
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	219x9,5	4	3/4	2"	28,7
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	219x9,5	4	3/4	2"	28,7
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	219x9,5	4	3/4	4"	28,7
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	219x9,5	4	3/4	4"	28,7
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	219x9,5	8	3/4	2"	19,7
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	219x9,5	8	3/4	2"	19,7
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	219x9,5	8	3/4	4"	19,7
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	219x9,5	8	3/4	4"	19,7

Na fabricação dos protótipos desta série, além da lubrificação interna dos perfis, modificou-se os comprimentos de 1000 mm para 500 mm. Os conectores foram posicionados a meia altura do tubo de aço e dispostos simetricamente para os protótipos com quatro parafusos, conforme indicado na Figura 3.4.

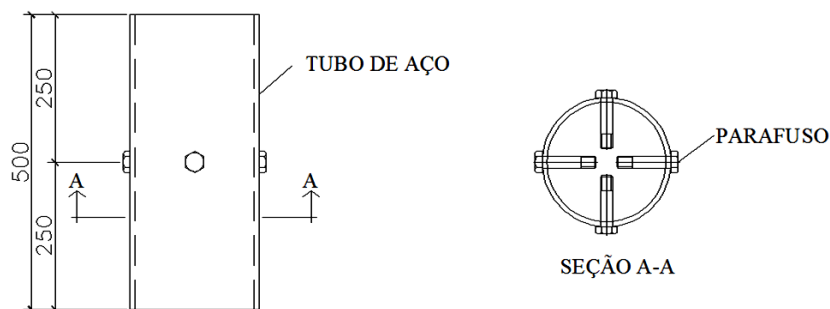


Figura 3.4 - Representação dos protótipos da série C com quatro parafusos.

Nos modelos com duas linhas de conectores, foi respeitada a distância mínima entre linha de eixo dos parafusos estabelecida pela ABNT NBR 16239 (2013) equivalente a seis vezes o diâmetro do parafuso. Nessa configuração, os parafusos foram dispostos simetricamente a partir da linha de centro do tubo, como indicado para os parafusos de diâmetro de 1/2" (Figura 3.5-a), 5/8" (Figura 3.5-b) e 3/4" (Figura 3.5-c).

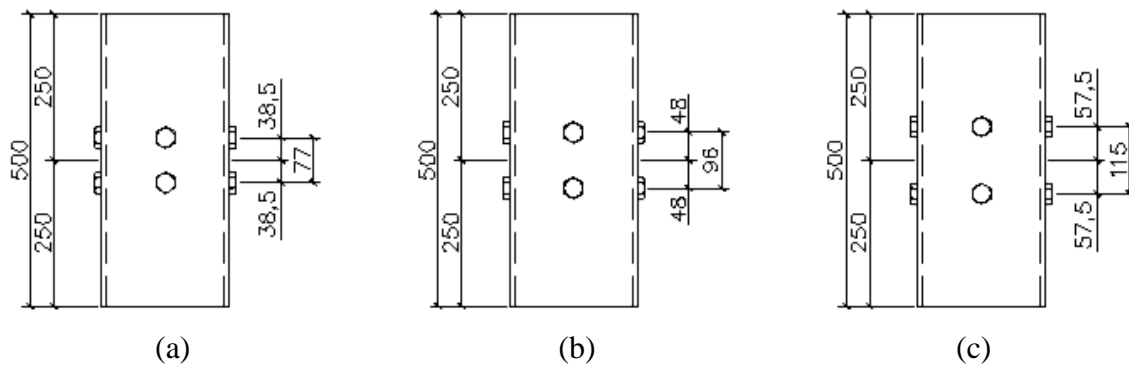


Figura 3.5 - Representação dos protótipos da série C com oito parafusos.

3.3 Concretagem

3.3.1 Concretagem da série A

A concretagem dos modelos da série A foi realizada em duas etapas, uma para cada tipo de f_{ck} de concreto (20MPa e 30 MPa). Antes das concretagens, as peças foram limpas internamente. A Figura 3.6-a apresenta os protótipos preparados para concretagem, e a Figura 3.6-b indica um detalhe interno do conector de cisalhamento tipo parafuso estrutural utilizado para transferência de carga em pilares mistos aço-concreto.



(a)



(b)

Figura 3.6 - Preparação dos protótipos da série A para concretagem.

Para se obter uma região de sobressalto de concreto na extremidade superior do pilar e um vazio na extremidade inferior, que possibilitasse o deslocamento relativo entre o perfil tubular de aço e o núcleo de concreto, foi soldado um anel de 50 mm em uma das extremidades (ver Figura 3.7-a). O anel é formado pelo mesmo perfil utilizado na

fabricação do protótipo para que não ocorresse diferença entre os diâmetros do protótipo e do anel. Os protótipos foram concretados em posição invertida da de ensaio e sobre uma fôrma de madeirite, para que se obtivesse uma superfície de aplicação de carga nivelada e lisa quando da retirada do anel. Na extremidade oposta à do anel tem-se uma região de vazio com 50 mm sem preenchimento de concreto durante a concretagem, conforme ilustra a Figura 3.7-b.



(a)

(b)

Figura 3.7 - (a) Detalhes do anel soldado utilizado para o sobressalto de concreto; (b) detalhes da região com vazio de 50mm sem preenchimento de concreto durante a concretagem.

A Figura 3.8 ilustra a configuração típica dos protótipos da série A após a concretagem e já na posição de ensaio.

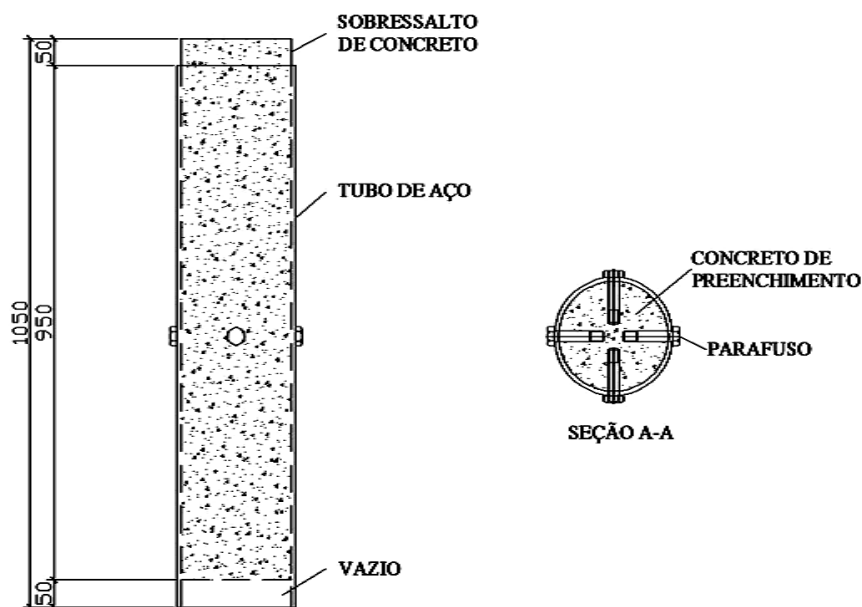


Figura 3.8 - Representação da configuração típica dos protótipo da série A.

3.3.2 Concretagem da série B

A concretagem dos modelos da série B foi realizada em etapa única e com um tipo de f_{ck} de concreto igual a 20 MPa. Antes da concretagem os perfis tubulares foram limpos internamente.

Adotou-se o mesmo procedimento para se obter a região de sobressalto e vazio descrito no item anterior para a série A. A Figura 3.9 ilustra a configuração típica dos protótipos da série B após a concretagem, já na posição de ensaio.

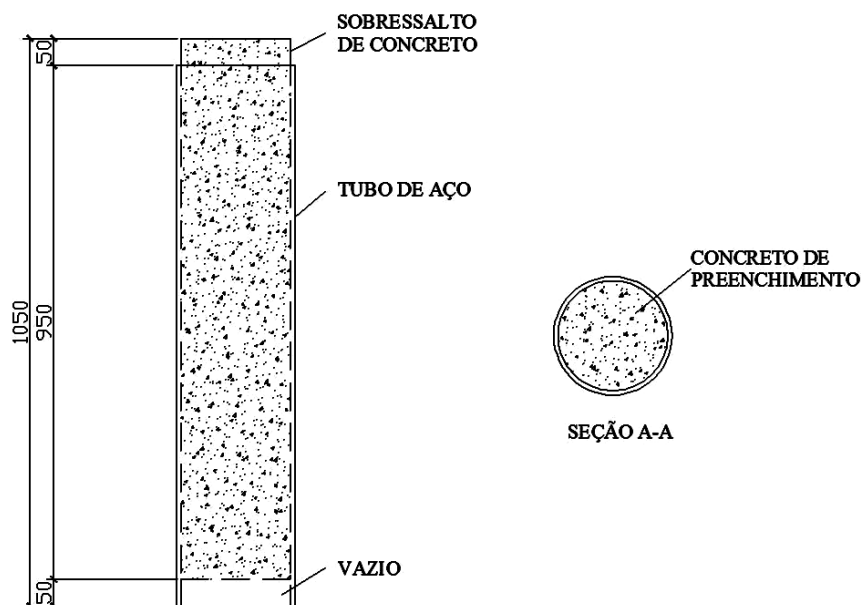


Figura 3.9 - Representação da configuração típica dos protótipo da série B.

3.3.3 Concretagem da série C

A concretagem dos modelos da série C foi realizada em duas etapas, uma para cada tipo de f_{ck} de concreto utilizados nesta série (20 MPa e 30 MPa). Antes das concretagens as peças foram limpas internamente e lubrificadas com uma camada uniforme de graxa.

Esta série não possui o sobressalto na extremidade do protótipo, deixando-se de utilizar o anel soldado no perfil. Entretanto foi mantido o mesmo procedimento adotado nas séries A e B para deixar um vazio de 50 mm na extremidade dos protótipos, o qual foi concretado na posição invertida daquela do ensaio. A Figura 3.10 ilustra a configuração típica dos protótipos da série C após a concretagem, já na posição de ensaio.

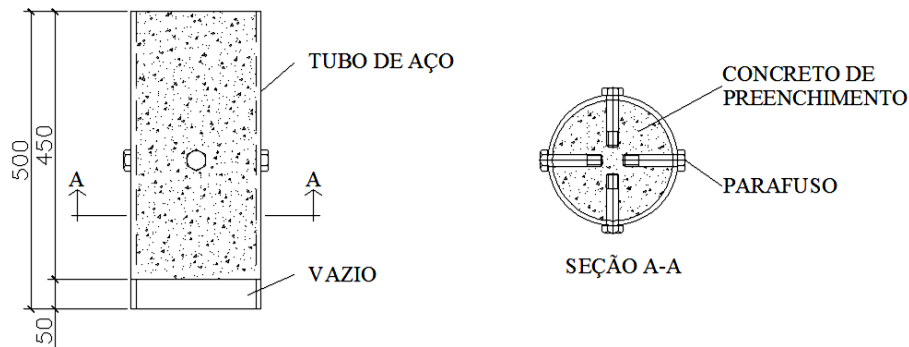


Figura 3.10 - Representação da configuração típica dos protótipos da série C.

3.4 Caracterização dos materiais

3.4.1 Resistência do concreto da série A

Para cada protótipo da série A foram retirados três corpos-de-prova de concreto cilíndricos de 150x300 mm e ensaiados conforme os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 5739:1994. O valor da resistência do concreto foi obtida segundo ensaio de caracterização e no dia da realização de cada ensaio. Os resultados de resistência para cada corpo de prova já foram apresentados na Tabela 3.2.

O concreto usado na série A foi usinado e comprado da empresa Lafarge de Ouro Preto.

3.4.2 Resistência do concreto da série B

O concreto da série B foi dosado e preparado no Laboratório de Materiais de Construção da UFOP. Para que houvesse um melhor controle do ganho de resistência foram retirados nove corpos-de-prova de concreto cilíndricos de 150x300 mm, com o objetivo de obter a resistência aos 3, 7 e 28 dias de idade do concreto e os resultados são apresentados na Tabela 3.6.

Como todos os protótipos foram ensaiados em dias seguidos e logo após o 28º dia, foi considerada a mesma resistência (f_{cm} igual a 25,2 MPa) para todos os protótipos, conforme já foi apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.6 - Acompanhamento do ganho de resistência do concreto série B.

Dia	Corpo de prova	Resistência (MPa)	f_{cm} (MPa)
3	3D-CP1	11,3	11,2
	3D-CP2	11,2	
	3D-CP3	11,2	
7	7D-CP1	12,0	13,8
	7D-CP2	15,7	
	7D-CP3	13,5	
28	28D-CP1	26,5	25,2
	28D-CP2	24,6	
	28D-CP3	24,5	

3.4.3 Concreto da série C

O concreto da série C foi usinado pela empresa Lafarge de Ouro Preto e para cada protótipo foram retirados três corpos-de-prova de concreto cilíndricos de 150x300 mm, para serem rompidos no dia de cada ensaio. Como todos os protótipos foram ensaiados em dias seguidos e logo após o 28º dia, foi considerada a mesma resistência (f_{cm} igual a 19,7 MPa e 28,7 MPa) para todos os protótipos de resistência característica de 20 e 30 MPa respectivamente, conforme já foi apresentado na Tabela 3.3.

3.4.4 Caracterização do aço

Para a caracterização dos aços empregados na realização deste estudo, foram determinadas a resistência ao escoamento e a resistência a ruptura à tração do aço dos perfis tubulares, f_y e f_u , respectivamente. Para o aço do parafuso foi determinada a resistência à ruptura, f_{ub} .

Os perfis tubulares estruturais utilizados foram fabricados pela empresa Vallourec do Brasil, que forneceu os resultados dos ensaios de caracterização mecânica do aço apresentados na Tabela 3.7. O aço empregado na fabricação dos perfis tubulares é do tipo VMB350 (valores nominais: $f_y= 350$ MPa e $f_u= 485$ MPa, segundo a norma ASTM A 501 grau B).

Tabela 3.7 - Propriedades mecânicas dos aços dos tubos.

Ø x t Tubo (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento (ΔL) (%)
219x8,2	385	582	33
219x9,5	398	570	40
219x15,1	384	598	41

Os parafusos estruturais foram fabricados pela empresa CISER, que forneceu os resultados dos ensaios de caracterização do aço apresentados na Tabela 3.8. O aço dos parafusos é do tipo SAE J429 ($f_{ub} = 414$ MPa, segundo norma dimensional ASME B18.2.1), equivalente ao aço ASTM A307.

Tabela 3.8 - Propriedades mecânicas dos aços dos parafusos.

Parafuso Ø x l	f_{ub} (MPa)
1/2"x4"	660
5/8"x4"	650
3/4"x4"	665

3.5 Equipamento de ensaio

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP em uma prensa servo-hidráulica modelo HVL da série INSTRON SATEC 5569, com célula de carga com capacidade de 2.000 kN fabricada pela empresa Instron.

3.6 Metodologia de aplicação de carga

Os protótipos foram ensaiados com carga de compressão centrada aplicada diretamente no núcleo de concreto por controle de deslocamento. Para se garantir a verticalidade e a centralização da carga aplicada ao longo de todo o ensaio, foi utilizada uma rótula acoplada ao prato superior da prensa. Dessa forma, a base do pilar ficou em contato direto com o prato inferior da máquina e o topo com a rótula do prato superior.

Como não havia um procedimento de ensaio padrão a ser seguido, foi feita uma adaptação do procedimento prescrito pela norma europeia de estruturas mistas EUROCODE 4 (2004) para testes em conectores de cisalhamento, conforme apresentado a seguir:

- A aproximação do prato de aplicação de carga para todas as etapas foi feita por controle de deslocamento de 2 mm/min até atingir uma carga de 3 kN.
- Após essa pré-carga, foi realizada a aplicação de 5 ciclos de carga e descarga de até 40% da carga teórica esperada para os conectores, com controle de carga de 10 kN/min.
- Finalizados os ciclos de pré-cargas, os modelos foram carregados continuamente por controle de deslocamento de 0,0025 mm/s até o fim do ensaio.

Este procedimento foi adotado para todos os protótipos das séries A e C. Para a série B, os protótipos receberam a pré-carga de 3 kN e então foram carregados continuamente, sem a realização dos 5 ciclos de carga e descarga devido à ausência de conectores nos protótipos desta série.

O critério de parada dos ensaios, para todos os protótipos da série C e parte das séries A e B, foi a perda de carga de 20% em relação a uma leitura de carga máxima. Entretanto para alguns protótipos das séries A e B com grande resistência, o critério de parada foi a aproximação da capacidade de carga máxima do equipamento de ensaio que é de 2000 kN.

3.7 Instrumentação e aquisição de dados

3.7.1 Transdutor de deslocamento (LVDT)

Todos os protótipos da série A foram instrumentados com dois transdutores lineares de deslocamento (Linear Variational Displacement Transducer - LVDT) posicionados na extremidade superior dos protótipos para medição do deslocamento relativo entre o perfil tubular e o núcleo de concreto (ver Figura 3.11). Essa medição em dois pontos foi realizada para que, em caso de falha na leitura de um LVDT, o outro pudesse continuar as medições do segundo LVDT.

Os LVDT's foram fixados na face externa do tubo de aço com o auxílio de bases magnéticas e assim possibilitar a leitura do deslocamento relativo entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. A haste de um dos LDVT's foi posicionada em uma chapa rígida apoiada na face superior da região de concreto (entre o protótipo e a rótula) e do outro em uma cantoneira fixada com massa plástica na lateral do concreto (ver detalhe na Figura 3.12).

Em função de problemas na fixação da cantoneira em que ocorria descolamento desta durante o andamento do ensaio, o seu uso foi eliminado nas séries B e C. Dessa forma, para as séries finais foi realizada a aquisição dos dados de deslocamento vertical por apenas um LVDT (com haste na placa rígida), conforme ilustra a Figura 3.13.

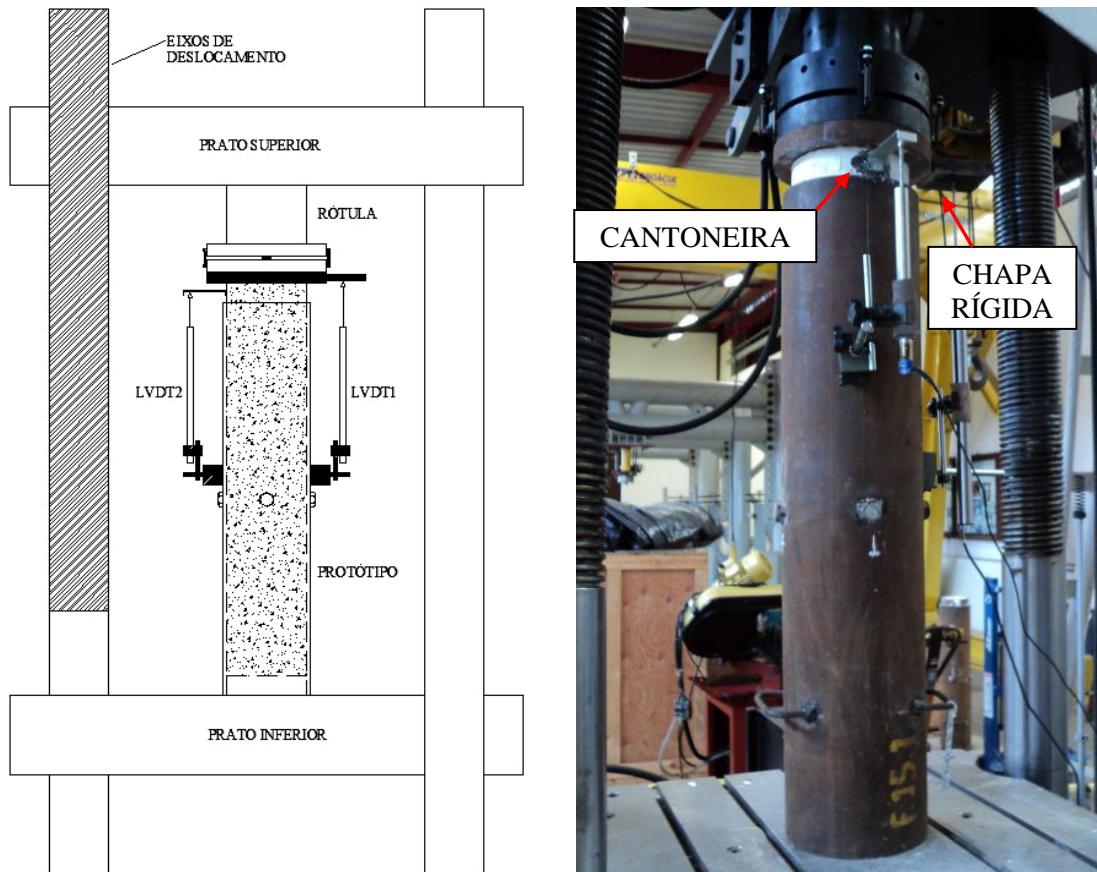


Figura 3.11 - Representação do posicionamento dos LVDT's da série A.

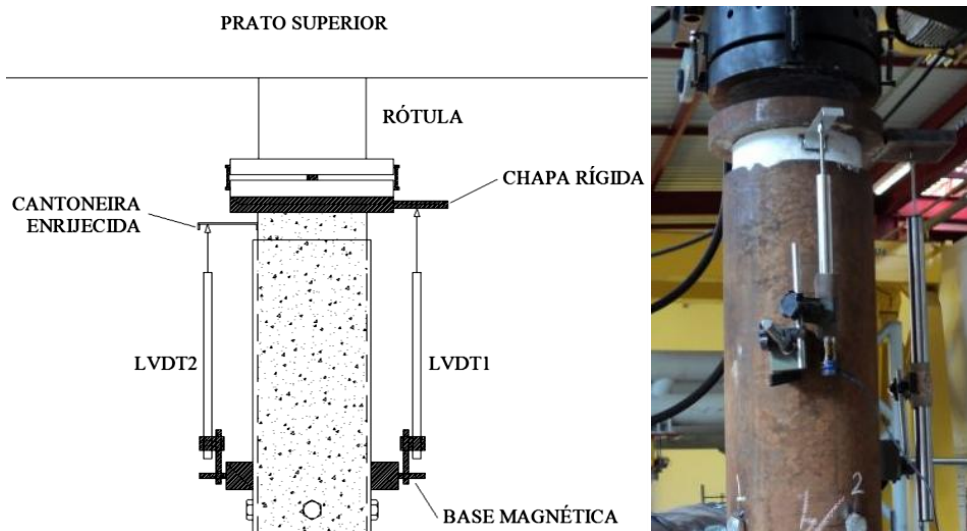


Figura 3.12 - Detalhe da posição do LVDT, acessórios e rótula da série A.

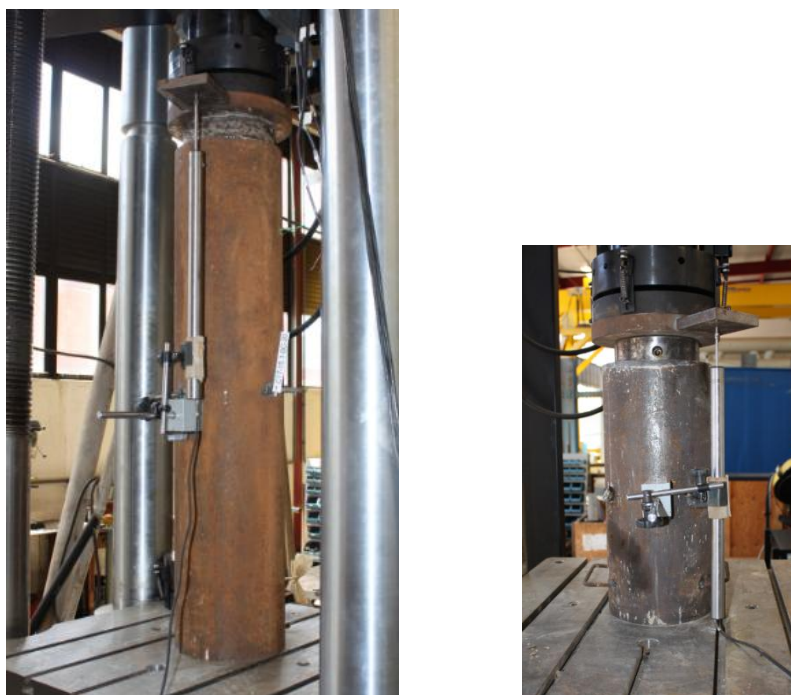


Figura 3.13 - Representação do posicionamento dos LVDT's das séries B e C.

Durante a realização do primeiro ensaio da série C foi observada uma grande rotação do parafuso na face externa do tubo. Para que houvesse um maior controle do início desse processo e se pudesse identificar alguma interferência desse mecanismo na resistência do conector, foram acrescentados mais dois LVDT's (Figura 3.14).

Esses novos LVDT's foram posicionados perpendicularmente ao eixo do protótipo, de forma que registrassem a evolução do deslocamento da cabeça do parafuso. Nos modelos com quatro conectores os LVDT's foram posicionados simetricamente (ver

Figura 3.14-a), e nos protótipos com 8 parafusos eles foram posicionados do mesmo lado (ver Figura 3.14-b), a fim de verificar se o deslocamento da cabeça acontecia uniformemente nas duas linhas de conectores.

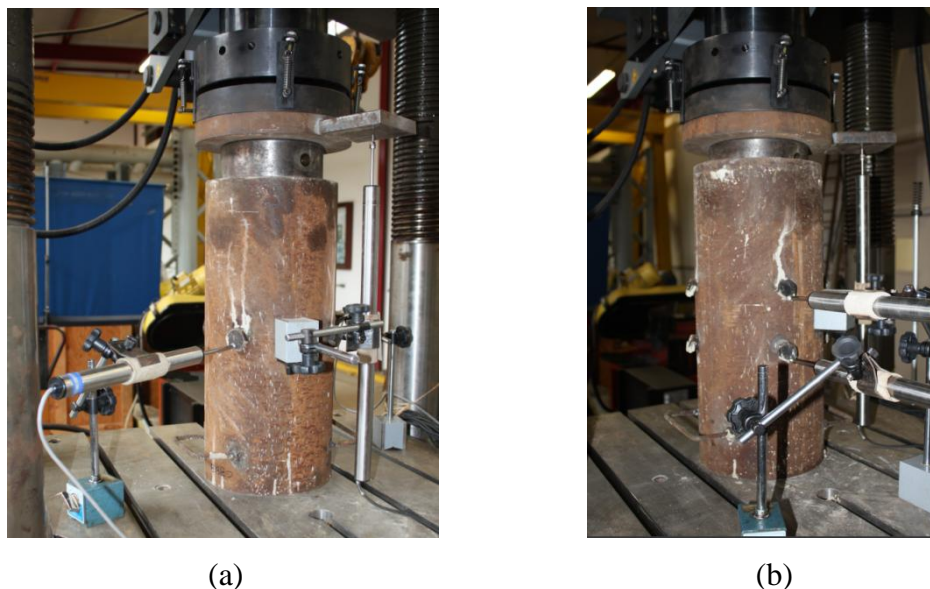


Figura 3.14 - Representação do posicionamento final dos LVDT's das série C: (a) protótipo com 4 parafusos; (b) protótipo com 8 parafusos.

3.7.2 Extensômetros

A extensometria não foi a mesma para todas as peças, sofrendo alterações de tipologia de extensômetro elétrico de resistência (EER) e de posição, durante a evolução dos ensaios. A primeira tipologia de extensometria adotada utilizou extensômetros lineares (modelo KFG-5-120-C1-11) e nas demais, foram utilizadas rosetas de 90° (modelo KFG-2-D16-11), ambos fabricados pela KYOWA. A Tabela 3.9 apresenta a distribuição da extensometria utilizada segundo 5 configurações diferentes e considerando o tipo de extensômetro e sua quantidade no protótipo. Os protótipos que não constam na Tabela 3.9 não possuem extensômetros.

Tabela 3.9 - Distribuição dos modelos para cada tipo de extensometria adotada.

Configurações	Extensometria	Quantidade (und.)	Protótipos
1	Extensômetro linear	5	C3,C4, C5 (série A)
2	2 linhas de rosetas de 90°	16	C13 (série A)
3	1 linha de rosetas de 90°	8	C1,C10,C12,C15,C9 (série A)
4	1 linha de rosetas de 90°	5	C16,C18 (série B)
5	1 linha de rosetas de 90 °	4	C24B, C25B, C36B, C37B (série C)

A Figura 3.15 apresenta a posição dos extensômetros ao longo do comprimento do protótipo para cada uma das cinco tipologias de extensometria das séries A e B.

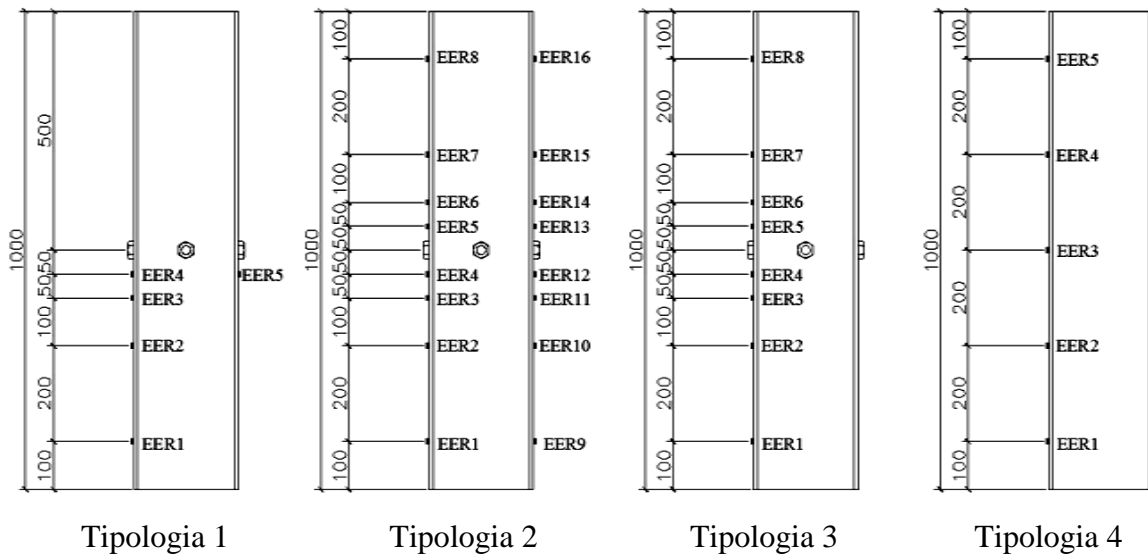


Figura 3.15 - Posição dos extensômetros ao longo do comprimento dos protótipos para cada tipologia de instrumentação das séries A e B.

A Figura 3.16 ilustra a posição dos extensômetros no tubo de aço e a instrumentação geral das peças das séries A e B.

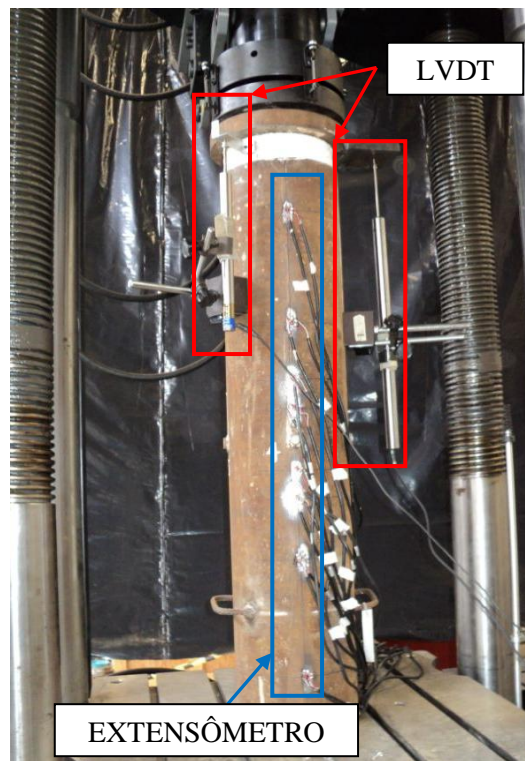
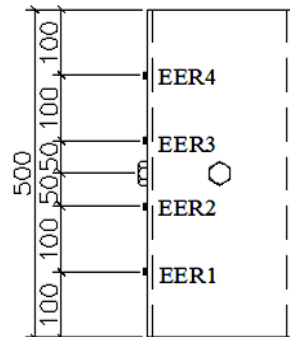


Figura 3.16 - Esquema geral de ensaio das séries A e B.

A Figura 3.17 apresenta a posição dos extensômetros ao longo do comprimento do protótipo para a configuração 5 de extensometria, e a Figura 3.18 apresenta a instrumentação final aplicada a quatro protótipos da série C.



Tipologia 5 de extensometria

Figura 3.17 - Posição dos extensômetros ao longo do comprimento dos protótipos da série C.

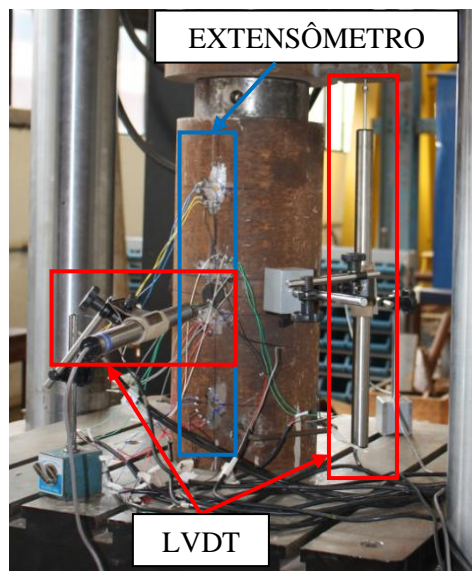


Figura 3.18 - Esquema geral de ensaio da série C.

3.7.3 Célula de carga

A medição da carga aplicada ao protótipo foi feita pela célula de carga da prensa servo-hidráulica INSTRON, com capacidade de carga de 2000 kN e precisão de +/- 0,5% da carga aplicada.

3.7.4 Aquisição de dados

As aquisição dos valores de cargas e deslocamentos do LVDT posicionado na chapa rígida foi realizada pelo sistema de aquisição de dados acoplado à máquina de ensaio, controlado pelo software Partner 8.4a da Instron (ver Figura 3.19).



Figura 3.19 - Sistema de aquisição de dados Partner.

As medições dos valores de deformações dos extensômetros e deslocamento dos demais LVDT's foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados Spider 8 que é controlado pelo software Catman 4.5 (ver Figura 3.20), ambos fabricados pela HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik, 2003).

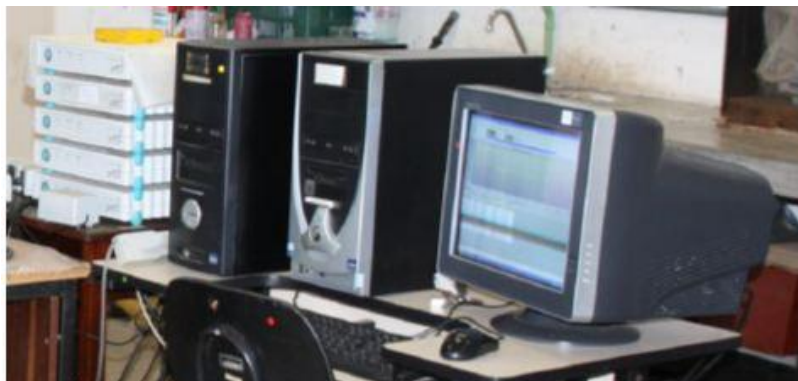


Figura 3.20 - Sistema de aquisição de dados Spider 8.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS - SÉRIES A E B

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados para as séries A e B. A série A compreende a realização de 15 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando protótipos de 1000 mm de comprimento, com duas seções de perfis de aço tubular circular (219x8,2 e 219x15,1), dois diâmetros de parafusos (1/2" e 3/4") e dois valores de f_{ck} do concreto (20MPa e 30 MPa), além da presença ou não de folga no furo (CF e SF, respectivamente). Na série B foram realizados 4 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular (219x8,2 e 219x15,1), sem conector de cisalhamento e adotando um valor de f_{ck} do concreto (20MPa).

Para a série A, serão comparados os valores experimentais de resistência com a previsão teórica feita com base na ABNT NBR 16239 (2013) e a análise das curvas carga *versus* deslocamento relativo e deformações, além da análise e classificação dos tipos de conectores com base na rigidez desses. Os resultados da tensão de aderência experimental da série B serão analisados e comparados com os valores de referência

estabelecidos pela ABNT NBR 8800 (2008), verificando a influência do efeito de confinamento do concreto.

4.2 Série A

4.2.1 Curvas carga *versus* deslocamento relativo

Os resultados dos protótipos C11 e C14 foram descartados desta análise, devido a problemas ocorridos durante a execução de seus ensaios com a perda das medições pela queda de energia. As curvas carga *versus* deslocamento relativo de todos os protótipos da série A são apresentadas separadamente no Apêndice A. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez, segundo o critério de classificação do EUROCODE 4 (2004). Com base nesse parâmetro, o conector de cisalhamento que apresentar uma capacidade de deslocamento relativo inferior a 6 mm é considerado rígido, acima desse valor é classificado como flexível.

A Figura 4.1 e a Figura 4.2 apresentam as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C9 e C13, representativos desta série.

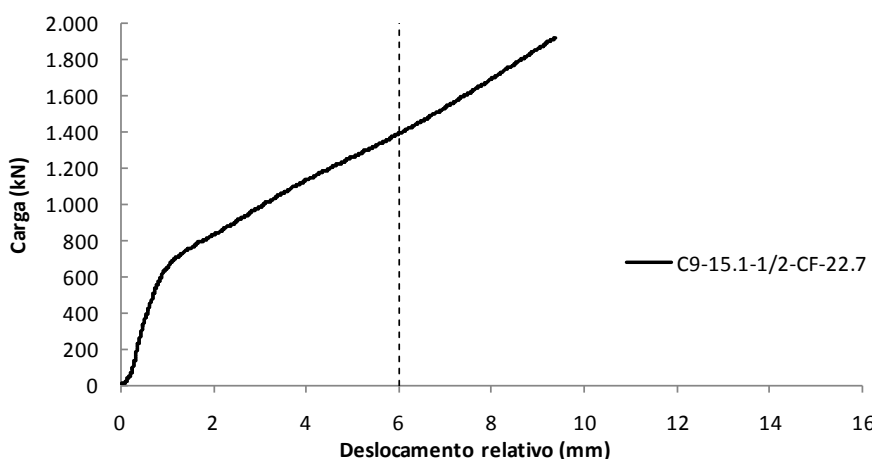


Figura 4.1 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C9 da série A.

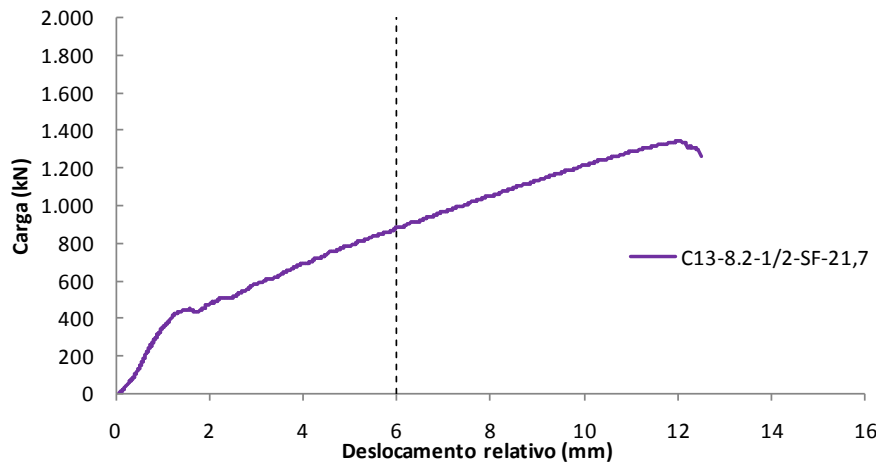


Figura 4.2 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C13 da série A.

Verifica-se que, apesar de se tratar do mesmo conector (parafuso com diâmetro de 1/2") e do mesmo tipo de concreto (f_{ck} igual a 20 MPa), o protótipo C9 apresenta uma maior capacidade de carga e rigidez que o protótipo C13. A única diferença significativa entre os protótipos é a espessura do tubo, sendo 15,1 mm para o protótipo mais rígido (Figura 4.1) e 8,2 mm para o menos rígido (Figura 4.2).

A Figura 4.3 ilustra todas as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos da série A em um único gráfico. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez. Para facilitar a visualização, são destacados os grupos com mesma esbelteza do tubo (relação D/t).

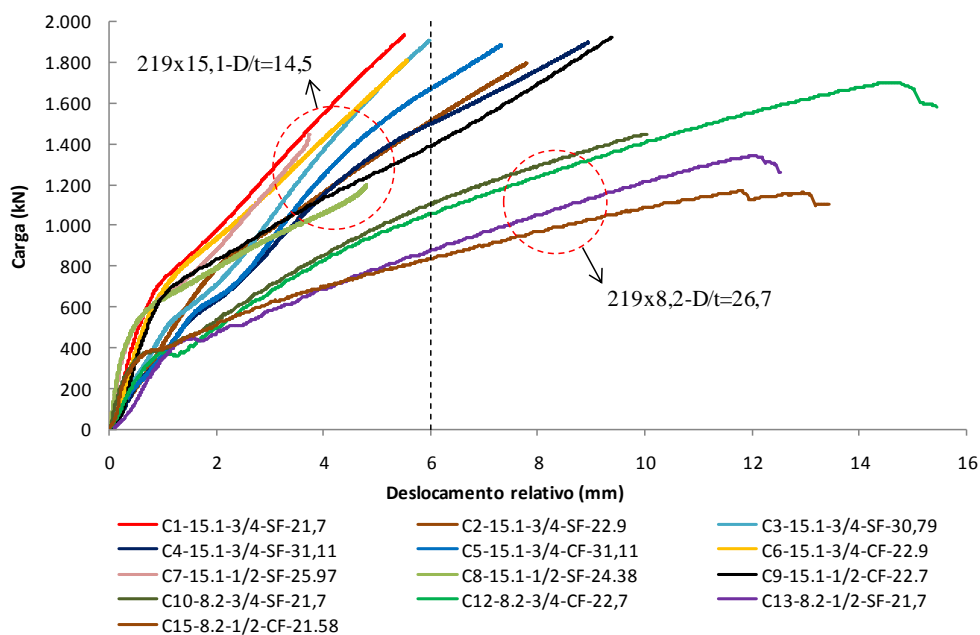


Figura 4.3 - Sobreposição das curvas carga *versus* deslocamentos relativo da série A.

Pode-se observar uma clara separação das curvas em dois grupos, os de perfis 219x8,2 com índice de esbeltez do tubo, D/t , de 26,7 e os de perfis 219x15,1 com relação D/t de 14,5. Verifica-se dessa forma que a esbeltez do tubo influencia na capacidade de carga e no deslocamento relativo entre o tubo e o concreto. Os conectores em perfil tubular com esbeltez de 26,7 apresentam-se mais flexíveis e dúcteis que os de esbeltez 14,5. Destaca-se que a diferença de comportamento entre os conectores de um mesmo grupo de esbeltez do tubo, ocorre em função da diferença do tipo de f_{ck} do concreto e do diâmetro do próprio conector.

Observa-se que todos os conectores em perfis tubulares de espessura 8,2 mm apresentaram valores de deslocamentos relativos bem superiores a 6 mm. Já a maioria dos conectores em perfis tubulares de 15,1 mm apresentam valores menores e outros ligeiramente superiores. Tal fato indica que para perfis tubulares com menor índice de esbeltez o efeito de confinamento no concreto é mais expressivo, em função da maior espessura da parede oferecer uma maior restrição à expansão lateral do núcleo de concreto.

4.2.2 Força máxima e modo de falha

Como critério de análise a Tabela 4.1 apresenta os valores das forças máximas experimentais aplicadas à extremidade do núcleo de concreto, comparadas com as resistências isoladas de cada parte do protótipo, sendo representadas por: esmagamento da seção de concreto à compressão simples (Equação 4.1) e escoamento da seção transversal do tubo de aço (Equação 4.2).

$$A_c f_{cm} \quad (4.1)$$

$$A_a f_y \quad (4.2)$$

onde:

A_c é a área da seção transversal do núcleo de concreto;

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço tubular circular;

f_{cm} é a resistência nominal à compressão do concreto;

Tabela 4.1 - Comparação entre a força aplicada e as capacidades resistentes do aço e do concreto.

Protótipo	Força máxima aplicada (KN)	Resistência à compressão (kN) $A_c f_{cm}$	Resistência ao escoamento (kN) $A_a f_y$	(1)/(2)	(1)/(3)
	(1)	(2)	(3)		
C1	1.940	608	3.714	3,19	0,52
C2	1.800	641	3.714	2,81	0,48
C3	1.894	862	3.714	2,20	0,51
C4	1.900	871	3.714	2,18	0,51
C5	1.889	871	3.714	2,17	0,51
C6	1.813	641	3.714	2,83	0,49
C7	1.375	728	3.714	1,89	0,37
C8	1.190	683	3.714	1,74	0,32
C9	1.925	636	3.714	3,03	0,52
C10	1.451	700	2.091	2,07	0,69
C12	1.699	732	2.091	2,32	0,81
C13	1.334	700	2.091	1,91	0,64
C15	1.171	696	2.091	1,68	0,56

Observa-se que a força máxima aplicada supera a resistência à compressão simples do concreto (relação (1)/(2)) de 1,68 a 3,19 vezes. Essa dispersão explica-se em função de que o concreto encontra-se em um estado multiaxial de tensões, gerado pelo efeito de confinamento do núcleo de concreto pelas paredes do tubo de aço, que aumenta a sua resistência.

Quanto à resistência do aço, observa-se que a relação entre a carga atuante e a carga de escoamento da seção (relação (1)/(3)) varia de 0,32 à 0,81. Pode-se constatar que o tubo de aço apresenta uma maior resistência, estando trabalhando com valores mais conservadores em relação ao núcleo de concreto e que não atinge sua resistência ao escoamento.

A resistência experimental foi obtida do primeiro ponto de inflexão das curvas carga *versus* deslocamento relativo, apresentadas da Figura 1 à Figura 13 no Anexo A. Para ilustrar esse procedimento a Figura 4.4 indica como foi realizada a determinação da resistência para o protótipo C1. A Figura 4.4 (a) apresenta a curva carga *versus* deslocamento relativo completa para o protótipo C1, já a Figura 4.4 (b) apresenta somente um trecho da curva limitada a um deslocamento de 1,5 mm, determinado visualmente como próximo ao ponto de inflexão. A partir do ponto de encontro da

projeção das duas retas que representam a curva, obtêm-se graficamente o valor de carga aplicada de 650 kN. Admitindo que neste ponto o conector perca o comportamento elástico-linear admitido para as condições de projeto, esse valor foi considerado como sendo a resistência experimental $V_{Rd,exp}$.

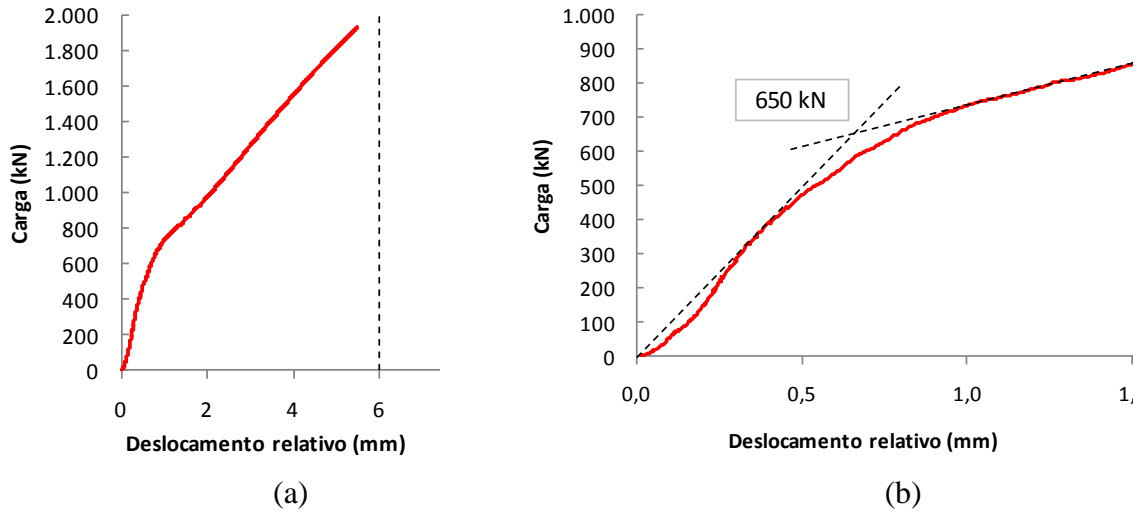


Figura 4.4 - Determinação de $V_{Rd,exp}$ para protótipo C1 da série A.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados de todos os ensaios da série A, comparados com as resistências teóricas avaliadas para cada modo de falha considerado pela ABNT NBR 16239 (2013), já apresentados nas equações 2.23 e 2.24. Os valores de resistência teórica ($V_{Rd,teo}$) e experimental ($V_{Rd,exp}$) referem-se a um único conector, ou seja, a carga aplicada no ensaio foi dividida por quatro. Para possibilitar a comparação entre os valores de resistência experimentais e teóricos, obtidos com base nas equações da ABNT NBR 16239 (2013), foram adotados coeficientes de ponderação da resistência unitários.

Os valores destacados na Tabela 4.2 referem-se ao estado limite dominante para cada protótipo, ou seja, o menor dos quatro valores obtidos das prescrições analíticas da norma. De forma similar ao que ocorre em ensaios de cisalhamento direto para avaliação de conectores de vigas mistas, os resultados de modelos idênticos apresentam significativa variabilidade que podem ser causadas principalmente pela forma de concretagem, adensamento e arranjo dos agregados.

Tabela 4.2 - Comparação das resistências dos conectores de cisalhamento.

Protótipo	Verificação do concreto (kN)		Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	$V_{Rd,teo}$ (kN)	$V_{Rd,exp}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,exp}}{V_{Rd,teo}}$
	$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4}$	$2,4d_b t f_u$			
C1-15.1-3/4-SF-21,7	51	56	76	413	51	163	3,18
C2-15.1-3/4-SF-22,9	54	59	76	413	54	191	3,55
C3-15.1-3/4-SF-30,8	73	80	76	413	73	124	1,71
C4-15.1-3/4-SF-31,1	73	81	76	413	73	133	1,81
C5-15.1-3/4-CF-31,1	73	81	76	413	73	140	1,91
C6-15.1-3/4-CF-22,9	54	59	76	413	54	171	3,18
C7-15.1-1/2-SF-26,0	41	30	33	275	30	125	4,17
C8-15.1-1/2-SF-24,4	38	28	33	275	28	133	4,72
C9-15.1-1/2-CF-22,7	36	26	33	275	26	160	6,11
C10-8.2-3/4-SF-21,7	55	56	76	218	55	95	1,72
C12-8.2-3/4-CF-22,7	58	59	76	218	58	98	1,69
C13-8.2-1/2-SF-21,7	37	25	33	146	25	105	4,20
C15-8.2-1/2-CF-21,6	37	25	33	146	25	88	3,51

Dos valores apresentados na Tabela 4.2, pode-se observar que o mecanismo de falha dominante das expressões analíticas da ABNT NBR 16239 (2013) é o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso. Entretanto, observa-se que os valores experimentais apresentam uma variação de 1,71 à 6,11 vezes maior que o teórico. Isso indica que o confinamento do núcleo pelas paredes do tubo de aço, aumenta a resistência do concreto.

Nos protótipos C2 e C15 foram feitas aberturas para se observar a configuração deformada final dos conectores de 3/4" e 1/2", respectivamente (Figura 4.5-a e Figura 4.5-b). Pode-se observar nos detalhes, o efeito de flexão do parafuso para os dois diâmetros e que o concreto ao redor não apresenta fissuras. A Figura 4.5-c apresenta um detalhe da deformação por cisalhamento na região de interface entre o tubo de aço e o concreto para o modelo com conector 1/2", com visível deslocamento vertical do fuste em relação à cabeça do parafuso. Destaca-se que este efeito de cisalhamento do conector não é visível para o parafuso de 3/4", ficando mais evidente o mecanismo de flexão. Pode-se explicar essa diferença pelo maior diâmetro, que resulta em uma maior resistência ao cisalhamento. Como ambos possuem um comprimento de 4", considerado

grande para os padrões executivos convencionais, essa maior esbelteza faz acentuar o efeito de flexão, não desejável para um conector de cisalhamento.

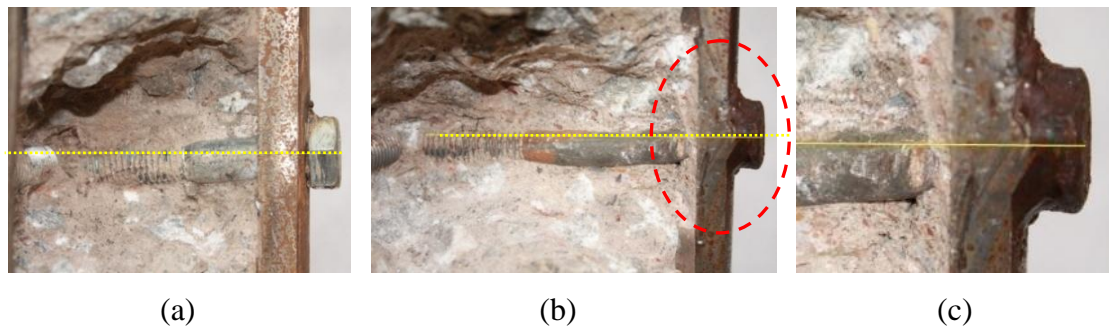


Figura 4.5 - Configuração final deformada dos conectores da série A.

4.2.3 Análise paramétrica

Para verificar a influência da folga do furo no comportamento estrutural e na resistência do conector, a Figura 4.6 apresenta as curvas dos modelos C8 e C9 na fase inicial do carregamento. Pode-se observar que o modelo com folga (C9) apresenta um maior deslocamento relativo para o mesmo nível de carga que o modelo sem folga (C8) até um nível de deslocamentos de aproximadamente 1,0 mm, valor próximo à metade da folga do furo ($1,6/2$ igual 0,8 mm, representado pela linha tracejada do gráfico). Como após esse valor as duas curvas encontram-se e continuam paralelas, pode-se concluir que é eliminada a folga e os pilares passam a ter um mesmo comportamento estrutural. Um comportamento semelhante também é observado para os protótipos C10 e C12, de acordo com a Figura 4.7. Esse comportamento indica que a folga de montagem no furo, uma recomendação prática necessária na execução de estruturas metálicas, não influencia na capacidade resistente final do conector de cisalhamento.

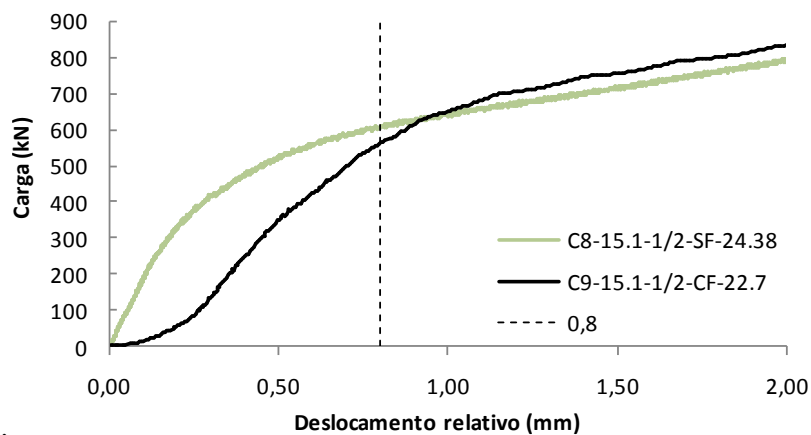


Figura 4.6 - Curvas carga *versus* deslocamentos relativo - influência da folga do furo para os protótipos C8 e C9.

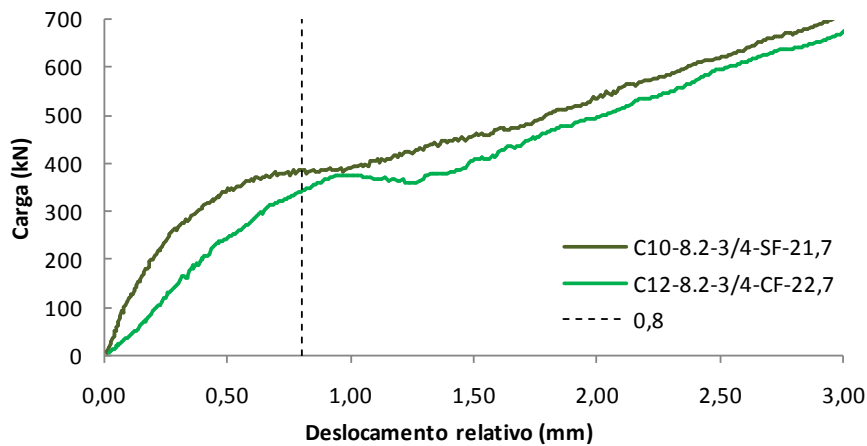


Figura 4.7 - Curvas carga *versus* deslocamentos relativo - influência da folga do furo para os protótipos C10 e C12.

Analisando a Figura 4.8, que apresenta as curvas carga *versus* deslocamento relativo somente para os protótipos fabricados com tubo 219x8,2 e concreto com f_{ck} de 20MPa, pode-se observar que inicialmente, os conectores apresentam um comportamento semelhante. Nos estágios mais avançados de carregamento os conectores de 3/4" apresentam uma maior rigidez e mais resistência que os de 1/2", evidenciando a influência do diâmetro do parafuso nesses dois aspectos. Os demais protótipos têm comportamento similar.

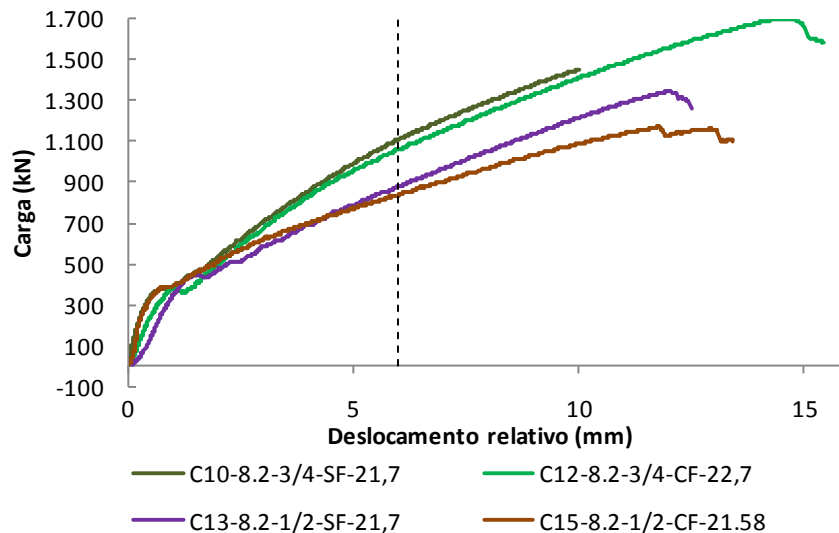


Figura 4.8 - Curvas carga *versus* deslocamentos relativo para os ensaios com perfil tubular 219x8,2 mm e f_{ck} de 20 MPa.

Na Figura 4.9 apresenta-se a comparação do comportamento dos conectores de 3/4", para os concretos de resistência à compressão de 22,9 e 31,1 MPa (protótipos C2 e C4 respectivamente). Observa-se que a variação deste parâmetro não altera o

comportamento do conector, chegando a níveis de capacidade de carga e deslocamentos praticamente idênticos. Essa pouca influência do f_{ck} do concreto, para estes protótipos em análise, pode ser justificada pela predominância do mecanismo de confinamento no aumento da resistência do concreto. Dessa forma a diferença de 10 MPa entre as resistências dos dois concretos torna-se insignificante para a determinação da resistência do conector, que passa a trabalhar em um mecanismo de interação entre o cisalhamento e a flexão, conforme já identificado na Figura 4.5.

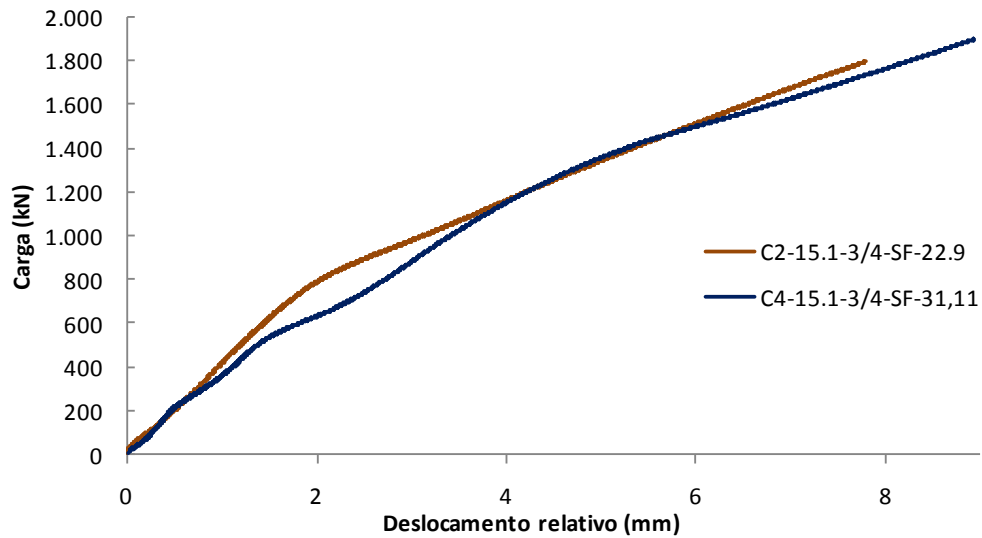
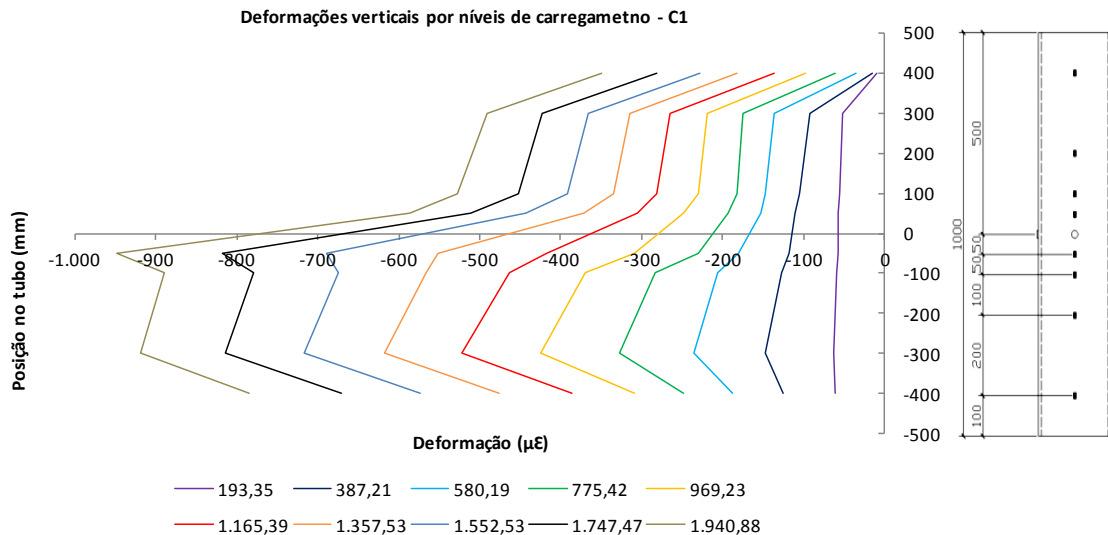


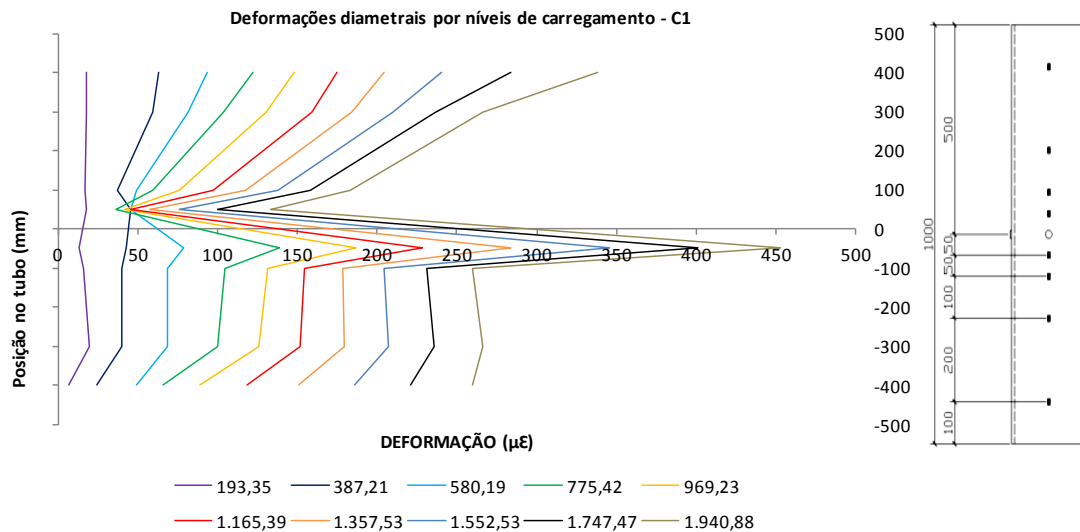
Figura 4.9 - Curvas carga *versus* deslocamentos relativo - influência do f_{ck} do concreto para os protótipos C2 e C4.

4.2.4 Deformações específicas

A Figura 4.10 apresenta as curvas das deformações específicas verticais (a) e diametrais (b) medidas pelas rosetas e extensômetros colados ao longo da altura do tubo para o protótipo C1, 400 mm acima e abaixo da posição dos conectores (centro) para diferentes níveis de carregamentos, variando de 10 a 100% da carga máxima aplicada.



(a) Deformações específicas verticais.



(b) Deformações específicas diametraes.

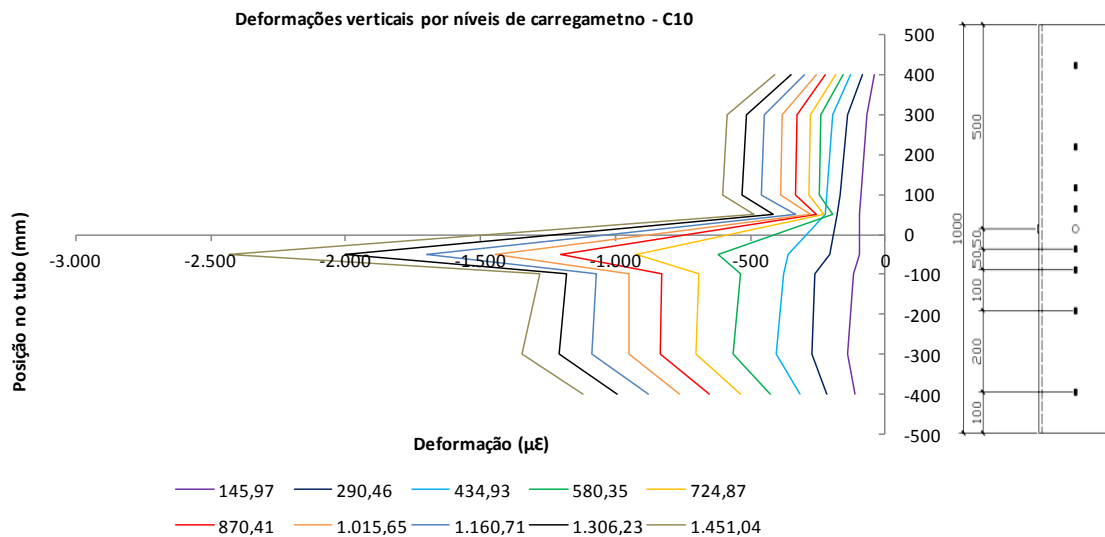
Figura 4.10 - Curvas de distribuição das deformações ao longo do tubo - C1-15.1-3/4-SF-21,7.

Observa-se que para os estágios iniciais de carregamento até 387 kN (20% da carga máxima aplicada), as deformações são aproximadamente constantes ao longo do comprimento do tubo, indicando que a transferência dos esforços entre o núcleo de concreto e a parede do tubo é feita de forma gradual pelos mecanismos de aderência natural. Para os níveis de carregamento a partir de 580 kN (30% da carga máxima aplicada), verifica-se que os conectores mecânicos começam a ser solicitados e a fazer parte do sistema de transferência de cargas, em virtude do não paralelismo das deformações específicas verticais.

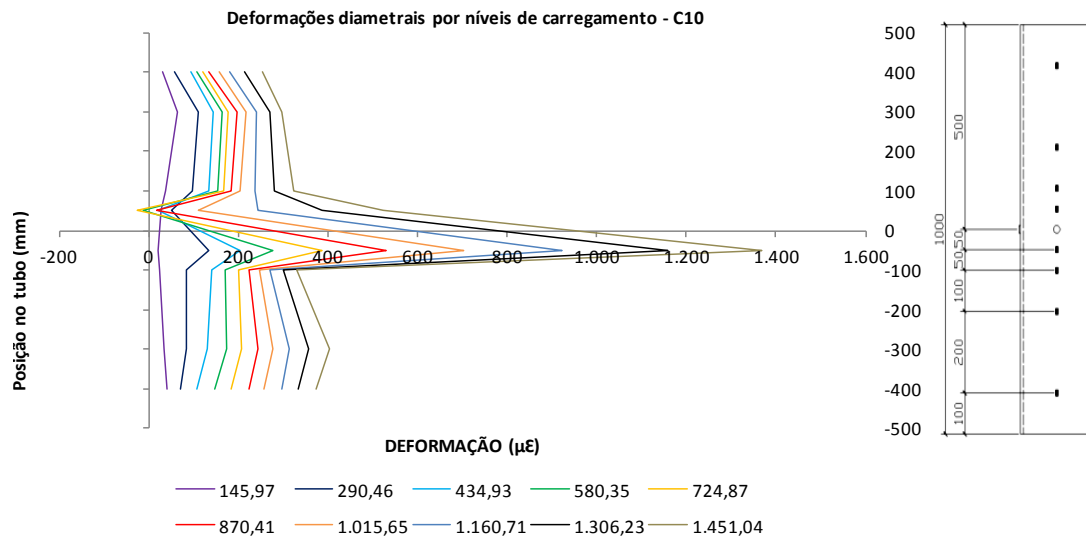
Para as deformações diametrais, observa-se o mesmo efeito para os estágios iniciais de carregamento com grandes acréscimos de deformações para os níveis a partir de 580 kN (30% da carga máxima aplicada) na região mais próxima abaixo do conector. Este fato evidencia o surgimento das tensões de confinamento que tendem a expandir o tubo diametralmente.

Tanto para as deformações verticais quanto para as diametrais, observa-se que há um acréscimo de esforços na região abaixo do conector. Esse salto nos gráficos, evidencia que há uma maior concentração de tensões na parede do tubo nessa região. Isso ocorre em função da transferência de carga entre o núcleo de concreto e a parede do tubo ser pontual, através do contato entre o fuste do parafuso e a borda do furo.

Na Figura 4.11 observa-se que o comportamento do protótipo C10-8.2-3/4-SF-21,7 é similar ao do C1-15.1-3/4-SF-21,7. Pode-se destacar que, em função da menor espessura do tubo (maior relação D/t) e conseqüente diminuição do efeito de confinamento, o modelo C10 apresenta uma perda de homogeneidade na distribuição de tensões para um nível de carga mais baixo (290 kN), quando comparado com o modelo C1 (387 kN).



(a) Deformações específicas verticais.



(b) Deformações específicas diametrais.

Figura 4.11 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo para o protótipo C10-8.2-3/4-SF-21,7.

4.3 Série B

Esta série foi realizada sem a presença de conectores de cisalhamento, para avaliação da aderência natural entre a face interna do tubo de aço e o núcleo de concreto, além da influência do confinamento.

4.3.1 Análise da aderência natural

Para avaliação da aderência natural foram realizados os ensaios nos protótipos C16 ao C19, sendo suas curvas carga *versus* deslocamento relativo apresentadas na Figura 4.12 e na Figura 4.13.

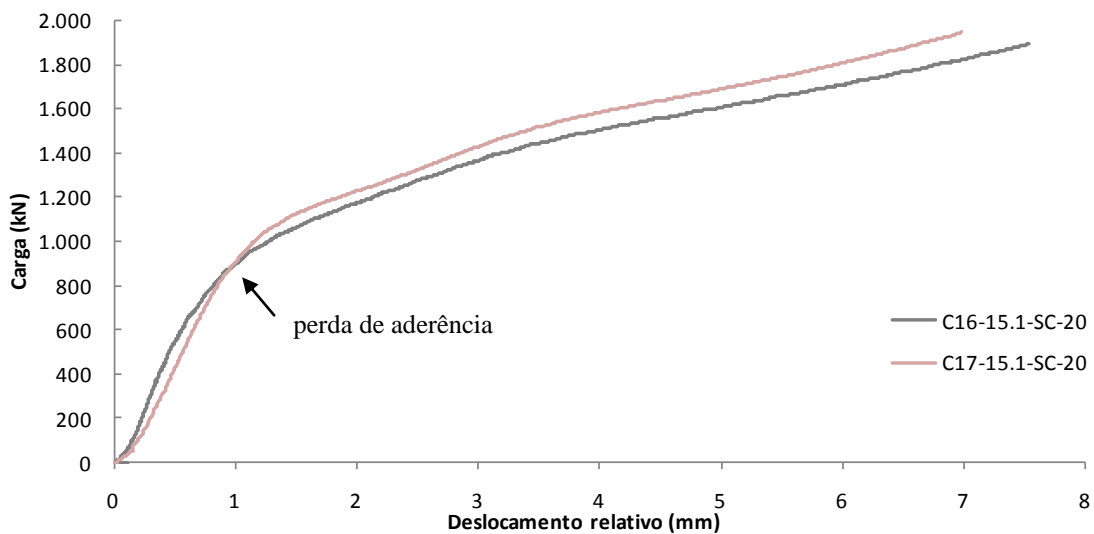


Figura 4.12 - Curva força *versus* deslocamento relativo C16 e C17.

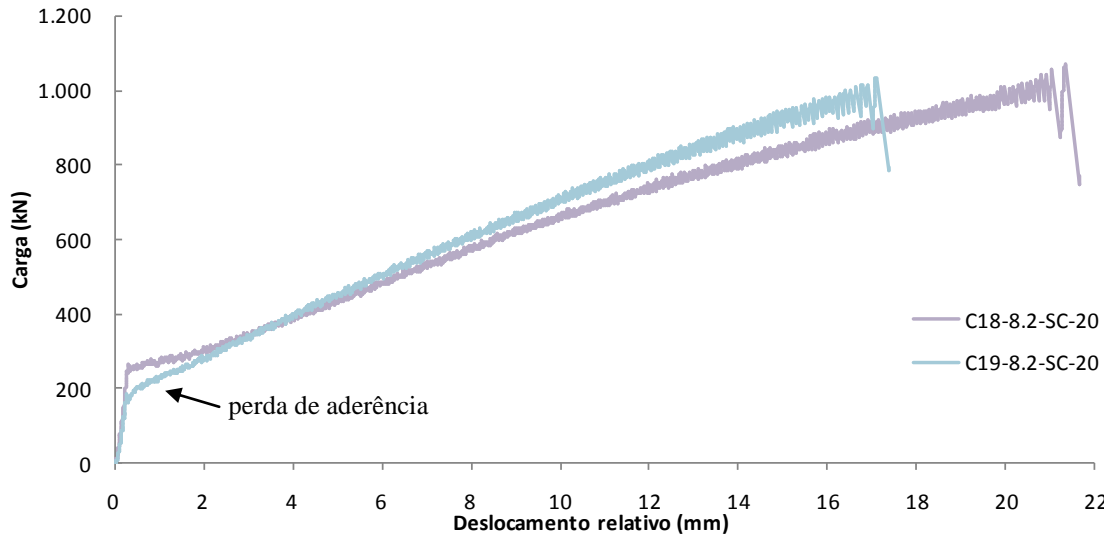


Figura 4.13 - Curva força *versus* deslocamento relativo C18 e C19.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de carga máxima aplicada e deslocamento relativo, medidos no ponto da perda de aderência natural entre o núcleo de concreto e o tubo de aço, considerado como sendo o primeiro ponto de inflexão das curvas, conforme indicado na Figura 4.12 e na Figura 4.13.

Tabela 4.3 - Carga e deslocamento relativo na perda de aderência - série B.

Protótipo	Carga aplicada (kN)	δ (mm)
C16-15,1-SC-25,2	823	0,86
C17-15,1-SC-25,2	974	1,10
C18-8,2-SC-25,2	266	0,32
C19-8,2-SC-25,2	185	0,28

A Tabela 4.4 apresenta os valores da tensão de aderência experimental (τ_{exp}), calculados com base na Equação 2.4. Também é apresentada uma comparação com o valor de referência (τ_{Rd}) estabelecido pela ABNT NBR 8800 (2008) para tubos circulares preenchidos, já apresentado na Tabela 2.1, e o valor de $f_{2\sigma}$ proposto por Roeder et al (1999) que é calculado pela Equação 2.3.

Tabela 4.4 - Tensão de aderência experimental.

Protótipo	D/t	Carga aplicada (kN)	τ_{exp} (MPa)	$f_{2\sigma}$ (MPa)	τ_{Rd} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{2\sigma}$	τ_{exp}/τ_{Rd}
C16-15,1-SC-25,2	14,5	823	1,46	1,73	0,55	0,84	2,66
C17-15,1-SC-25,2	14,5	974	1,73	1,73	0,55	1,00	3,14
C18-8,2-SC-25,2	26,7	266	0,44	1,41	0,55	0,31	0,80
C19-8,2-SC-25,2	26,7	185	0,31	1,41	0,55	0,22	0,56

Pode-se observar que as relações entre a tensão de aderência experimental e a tensão obtida pela Equação 2.3 proposta por Roeder *et al.* ($\tau_{exp}/f_{2\sigma}$), para os modelos C16 e C17 (219x15,1), apresentam valores de 0,84 e 1,00 com média 0,92. Já para os modelos C18 e C19 (219x8,2) esses valores são de 0,31 e 0,22 com média 0,27. Isso indica que para seções com menor esbeltez ($D/t=14,5$), a proposta de equação apresenta uma boa correlação com os valores experimentais. Entretanto, quando se tratam de seções com maior esbeltez ($D/t=26,7$), os valores obtidos estão superestimados com relação aos obtidos experimentalmente. Esse comportamento pode ser observado na Figura 4.14, que apresenta a curva $f_{2\sigma}$ versus D/t juntamente com os valores das tensões de aderência natural obtidos nos ensaios, além de destacar o valor de τ_{Rd} igual a 0,55 MPa.

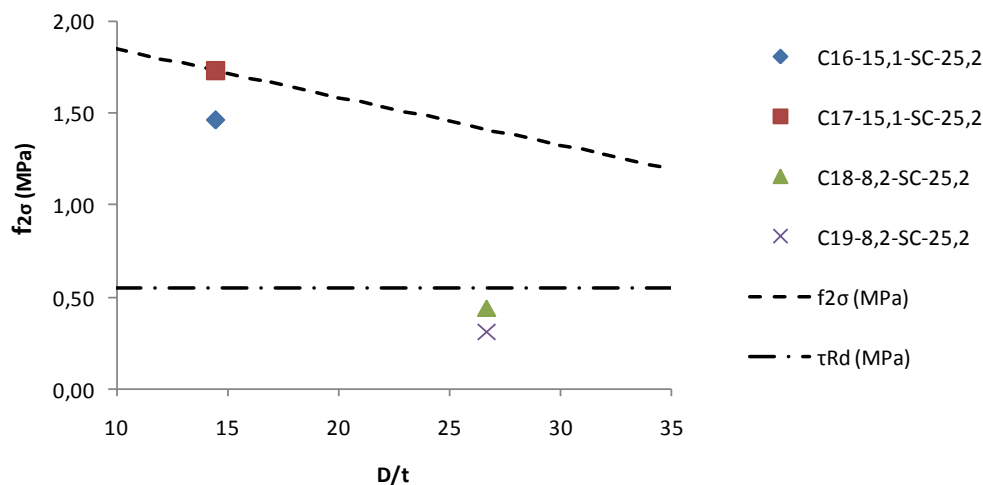


Figura 4.14 - Comparação entre a curva de $f_{2\sigma}$ em função da relação D/t , e a variação da tensão de aderência natural experimental para os protótipos ensaiados.

Quando os valores experimentais são comparados com o valor de referência (τ_{Rd}) igual a 0,55 MPa, observa-se que para os protótipos C16 e C17 as relações são de 2,66 e 3,14 com média de 2,9. Já para os modelos C18 e C19, esses valores são de 0,80 e 0,56 com média 0,68. Destes valores, pode-se verificar que para seções com menor esbeltez ($D/t=14,5$) os valores experimentais são bem superiores ao referencial normativo.

Entretanto, para seções mais esbeltas ($D/t=26,7$) esses valores são menores, estando contra a segurança para as condições admitidas em situação de projeto.

A Figura 4.15 apresenta a sobreposição das curvas carga *versus* deslocamento relativo obtidas para os quatro protótipos ensaiados. Observa-se graficamente a influência da esbeltez D/t na tensão de aderência natural, provocada principalmente pela ação do efeito de confinamento.

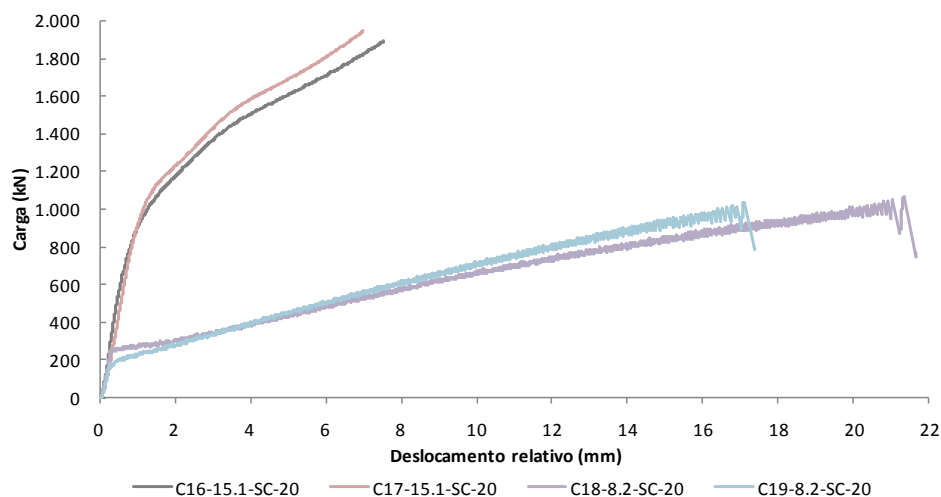


Figura 4.15 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo da série B.

4.3.2 Comparação com protótipos com conector de cisalhamento

A Figura 4.16 apresenta a sobreposição das curvas carga *versus* deslocamento relativo para todos os protótipos fabricados com tubo de 219x8,2 das séries A e B. Pode-se observar a separação das curvas em três grupos, caracterizados pela ausência de conector, presença de conector de 1/2" e de 3/4", destacados no gráfico. Verifica-se que a presença do conector influencia na capacidade de carga do protótipo, aumentando-a também com o aumento do diâmetro do parafuso. Observa-se que, para um mesmo nível de carregamento, os deslocamentos relativos diminuem com a presença e aumento do diâmetro do conector, verificando-se a eficiência do uso do parafuso estrutural como conector de cisalhamento.

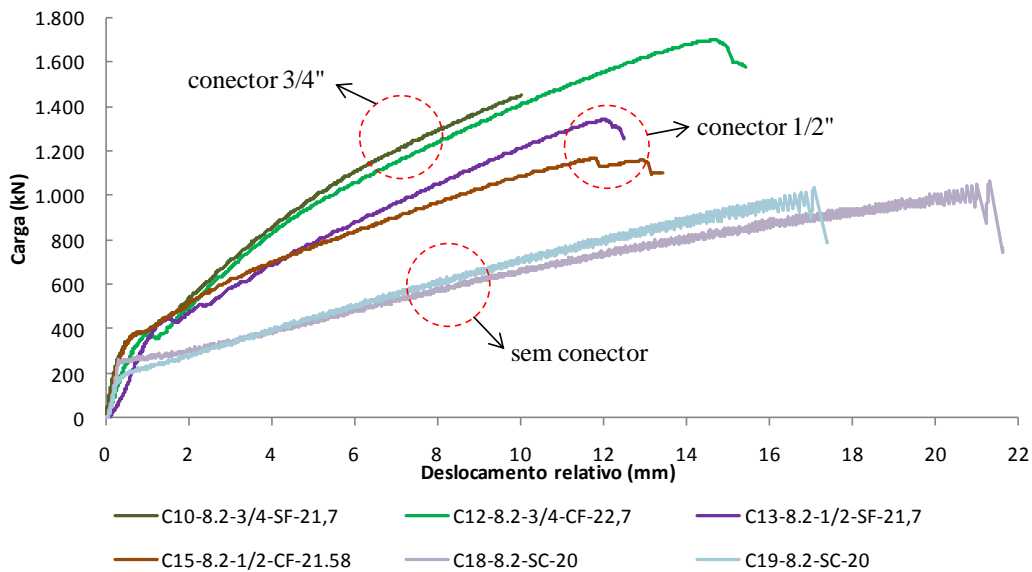


Figura 4.16 - Comparativo entre as curvas carga *versus* deslocamento relativo para o tubo 219x8,2 das séries A e B.

A Figura 4.17 apresenta a sobreposição das curvas carga *versus* deslocamento relativo para alguns dos protótipos fabricados com tubo de 219x15,1 da série A, e os dois da série B com deslocamento relativo limitado a 4 mm. Novamente pode-se observar a divisão das curvas em três grupos, caracterizados pela ausência de conector, presença de conector de 1/2" e de 3/4", destacados no gráfico. Diferentemente do observado para protótipos fabricados com tubos 219x8,2 (Figura 4.16), verifica-se que a presença e o aumento do diâmetro do conector reduz a capacidade de carga do protótipo. Observa-se que, para um mesmo nível de carregamento, os deslocamentos relativos aumentam com a presença de conector e também com o diâmetro deste. Esse comportamento pode indicar que, para seções com baixa esbelteza do tubo, D/t , onde a tensão de aderência natural é suficiente para garantir a interação total entre os dois materiais, a utilização de conectores de cisalhamento pode reduzir a capacidade resistente da conexão e aumentar os deslocamentos relativos.

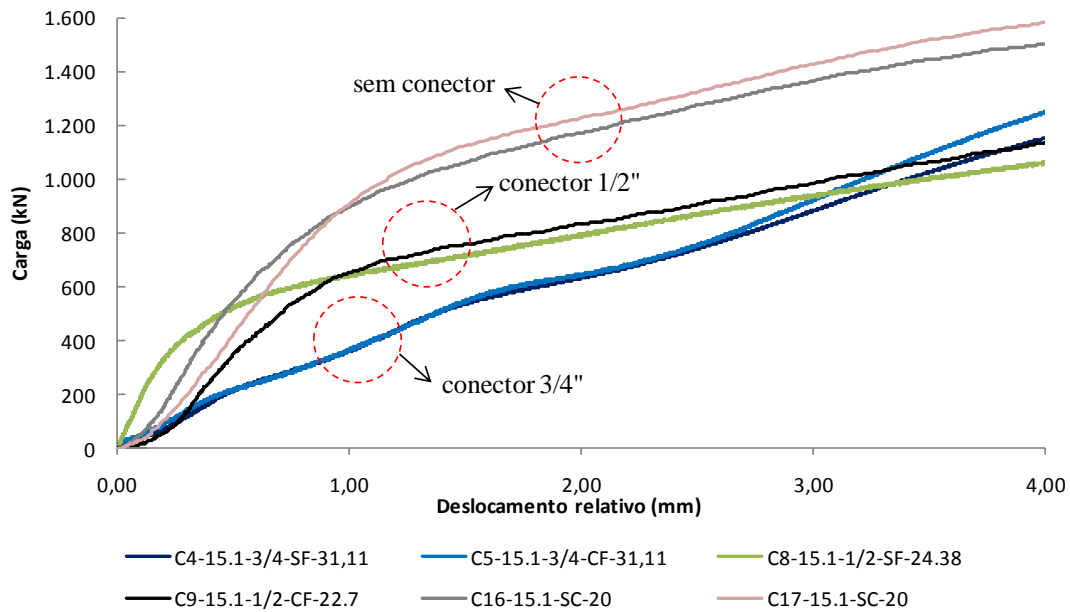
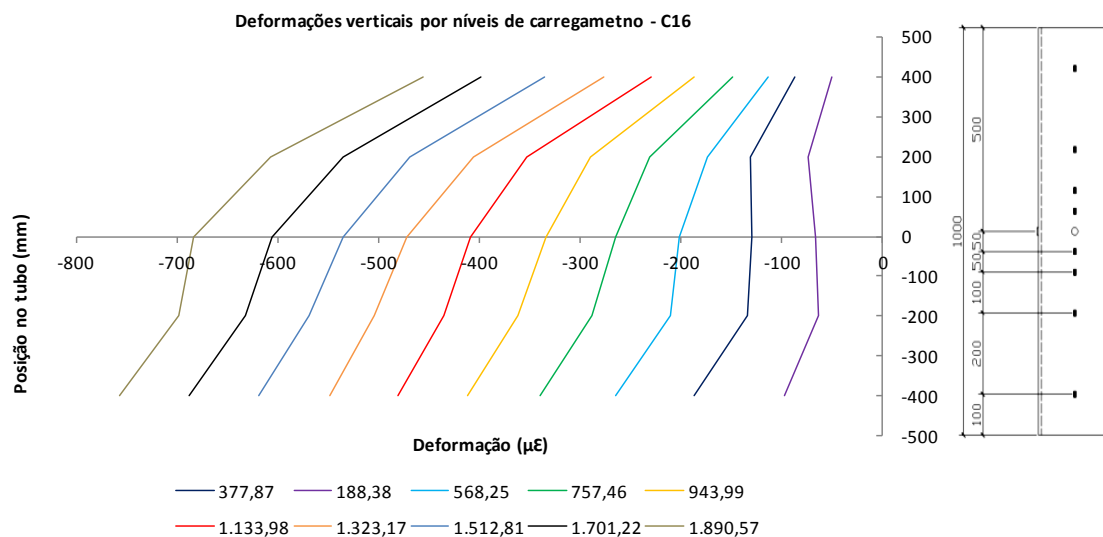


Figura 4.17 - Comparativo entre as curvas carga *versus* deslocamento relativo para o tubo 219x15,1 das séries A e B, limitados aos deslocamento de 4 mm.

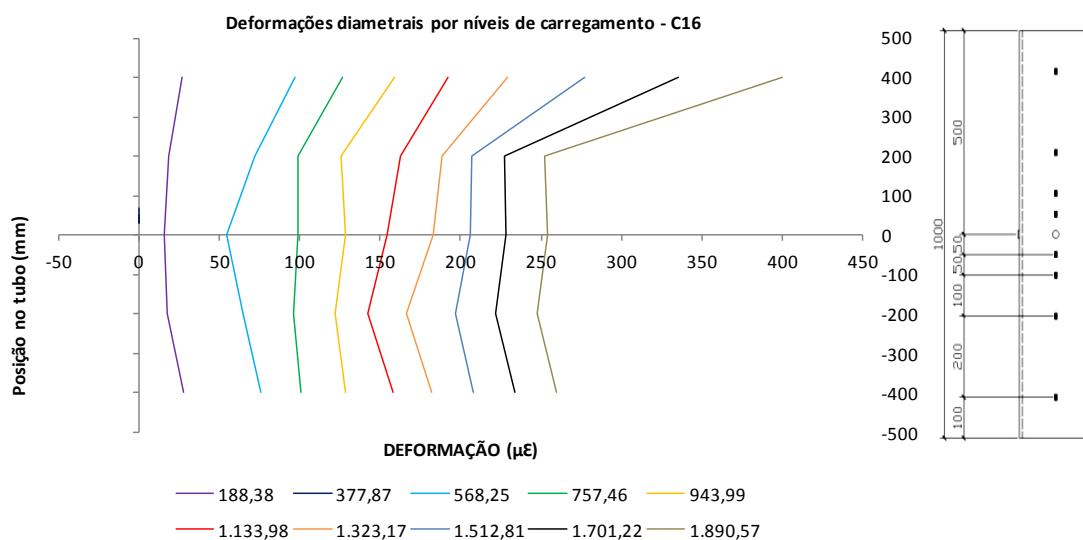
Uma possível explicação para isso é que no modelo sem conector, a distribuição de tensões dá-se de forma uniforme entre a parede interna do tubo de aço e a superfície de contato com o núcleo de concreto. A presença dos conectores de cisalhamento introduz regiões de concentração de tensões na interface entre o aço e o concreto, uma vez que a tensão agora é transmitida de forma concentrada entre o fuste do parafuso e a borda do furo no tubo, o que induz a uma perda prematura da tensão de aderência natural entre os dois materiais.

4.3.3 Deformações específicas

Na Figura 4.18 são apresentadas as distribuições de deformações específicas verticais e diametraes para o protótipo C16-15,1-SC-25,2. Observa-se que, em função da ausência de conector de cisalhamento, a distribuição das deformações específicas verticais (Figura 4.18-a) ocorre de forma homogênea ao longo do comprimento do tubo. Com relação a distribuição das deformações específicas diametraes (Figura 4.18-b), verifica-se que elas ocorrem de forma homogênea e aproximadamente constante ao longo do comprimento, apresentando uma região de variação próximo ao ponto de aplicação de carga.



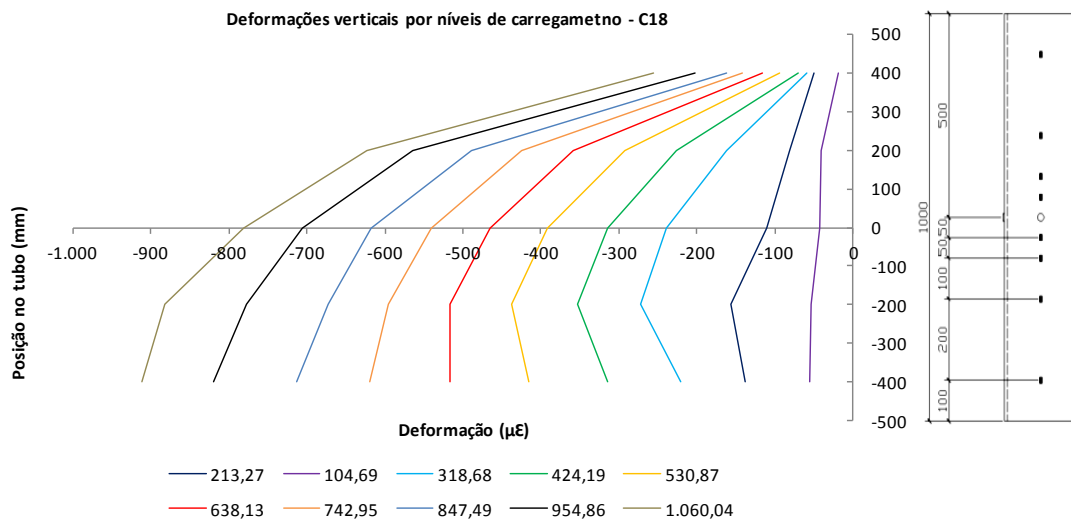
(a) Deformações específicas verticais.



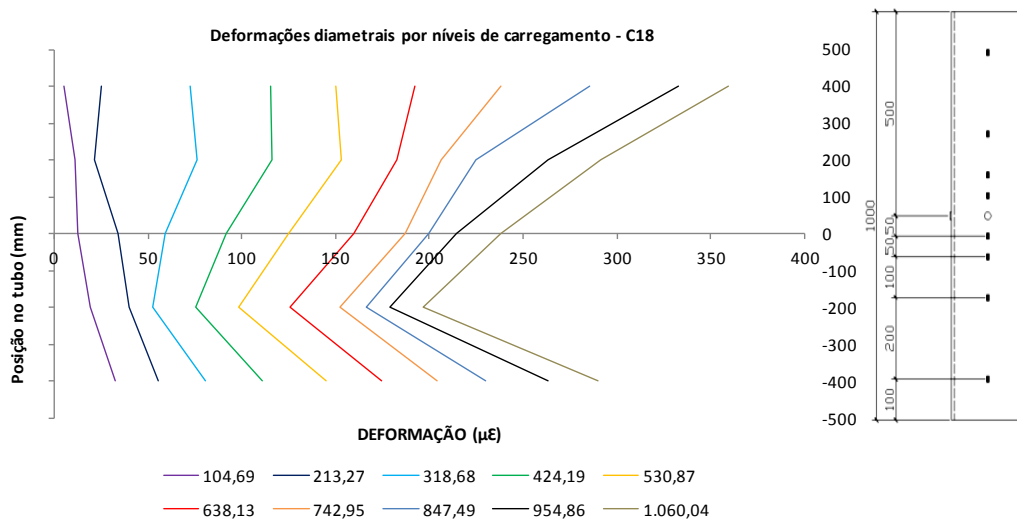
(a) Deformações específicas diametrais.

Figura 4.18 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo - C16-15,1-SC-25,2.

A Figura 4.19 apresenta as distribuições de tensões verticais e diametrais para o protótipo C18-8,2-SC-25,2. Observa-se um comportamento semelhante ao do C16 em relação à distribuição das tensões verticais (Figura 4.19-a), devendo-se destacar que o C18 apresenta maiores deformações para os mesmos níveis de carga. Com relação a distribuição das tensões diametrais (Figura 4.19-b), verifica-se que a partir do nível de carga onde foi detectada a perda da aderência natural (266 kN, conforme apresentado na Tabela 4.3) elas perdem a homogeneidade e apresentam grandes variações ao longo do comprimento. Este comportamento, indica que a maior esbeltez da seção 219x8,2 resulta em uma menor influência do confinamento no pilar misto, em relação à seção 219x15,1.



(a) Deformações específicas verticais.



(a) Deformações específicas diametrais.

Figura 4.19 - Curvas de distribuição das deformações específicas ao longo do tubo - C18-8,2-SC-25,2.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS - SÉRIE C

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios preliminares realizados para a definição de um sistema de redução da aderência entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, além dos protótipos finais definidos como série C. Para a série C, serão comparados os valores experimentais de resistência com a previsão teórica feita com base na ABNT NBR 16239 (2013) e a análise das curvas carga *versus* deslocamento relativo e deformações específicas, além da análise e classificação dos tipos de conectores com base na rigidez. Também será apresentada uma proposta de equação, para a determinação da capacidade resistente do parafuso estrutural atuando como conector de cisalhamento.

5.2 Redução da aderência entre o perfil tubular e o concreto

Antes da definição da configuração final dos protótipos que foram analisados na série C, realizou-se uma série preliminar para determinar uma forma eficiente de redução da aderência entre a parede interna do perfil tubular de aço e o núcleo de concreto. Foram

utilizados quatro protótipos para essa verificação, adotando as seguintes características: comprimento dos protótipos de 500 mm, seção única de perfil tubular de aço 219x8,2, mecanismo de redução da aderência com camada simples de graxa (protótipos C20 e C21) e com camada dupla de graxa e borracha (protótipos C22 e C23). Em função da falta de energia elétrica ocorrida durante a realização do ensaio do protótipo C22, não foi possível armazenar os resultados das medições.

A Figura 5.1 apresenta a sobreposição das curvas carga *versus* deslocamento relativo, medido entre o tubo de aço e o núcleo de concreto através de um LVDT fixado na parede do protótipo. Destaca-se o ponto de perda de aderência natural para cada protótipo, representado pela queda de carga no gráfico.

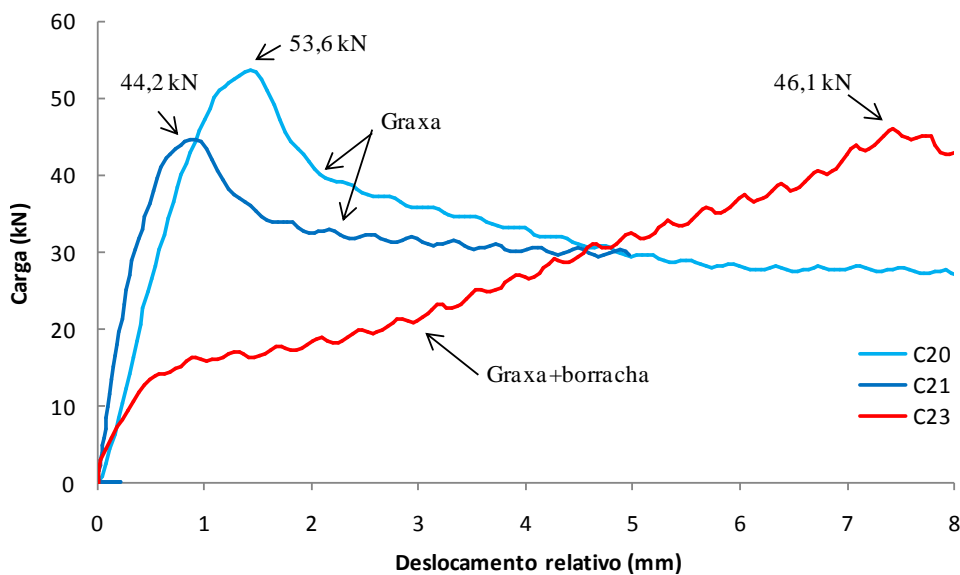


Figura 5.1 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos para estudo de aderência.

A Tabela 5.1 apresenta os resultados da carga máxima aplicada e deslocamento relativo máximo medido no ponto de perda de aderência natural para os protótipos C20 a C23, em função do tipo de revestimento entre o concreto e o aço utilizado dos ensaios.

Tabela 5.1 - Resultados da série preliminar de estudo da aderência.

Protótipo	Revestimento	Carga aplicada (kN)	δ (mm)
C20	Graxa	53,6	0,81
C21	Graxa	44,2	1,35
C22	Graxa+Borracha	-	-
C23	Graxa+Borracha	46,1	7,47

Verifica-se que os protótipos revestidos apenas com graxa (C20 e C21) obtiveram resistências de 53,6 e 44,2 kN respectivamente, resultando em uma resistência média de 48,9 kN. Comparando-se esse valor com o do protótipo C23 que resistiu a uma carga de 46,1 kN, verifica-se uma pequena redução na força de aderência de 5,7 %.

Observa-se que os protótipos C20 e C21 apresentaram uma maior rigidez inicial com deslocamentos de 0,81 e 1,35 mm, resultando em um valor médio de 1,08 mm. Já o protótipo C23 apresentou maiores deslocamentos e um deslocamento relativo referente ao ponto de perda de aderência natural de 7,47 mm, 6,92 vezes maior que o sistema de lubrificação somente com graxa. Desses resultados, pode-se concluir que o sistema em camada dupla de graxa com borracha acaba prolongando a ocorrência da perda de aderência natural entre o perfil tubular e o concreto. Isso se dá, uma vez que há a necessidade de maiores deslocamentos relativos para se atingir o ponto de perda de aderência natural, que os registrados para os protótipos com camada simples de graxa.

Além de apresentar um maior deslocamento relativo até a perda total de aderência natural, o sistema utilizando camada dupla de graxa e borracha (C23) não apresenta uma diferença significativa de redução de carga de aderência (queda de carga média de 48,9 kN para 46,1 kN) quando comparado aos ensaios com camada simples de graxa (C20 e C21). Associada à essa similaridade no nível de carga de aderência entre os ensaios realizados e a dificuldade de execução dos protótipos com borracha e graxa, decidiu-se pelo sistema de camada simples de graxa para a preparação da série C.

5.3 Série C

Para a apresentação e análise dos resultados da série C é seguido, parcialmente, o mesmo padrão de organização e sequência de apresentação e análises de dados, já adotado para as séries A e B. Em função de ajustes realizados para determinar a configuração final dos protótipos desta série, alguns parâmetros e formas de análise sofreram ajustes para melhor caracterizar o comportamento do conector, e não correspondem à mesma sequência adotada para as séries A e B.

5.3.1 Curvas cargas *versus* deslocamento relativo

Os resultados do protótipo C28B foram descartados desta análise, devido a problemas ocorridos durante a execução de seu ensaio com a perda das medições pela queda de

energia. As curvas carga *versus* deslocamento relativo de todos os protótipos da série C são apresentadas separadamente da Figura 29 a Figura 46 no Apêndice B. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez, segundo o critério de classificação do EUROCODE 4 (2004). Com base nesse parâmetro, o conector de cisalhamento que apresentar uma capacidade de deslocamento relativo inferior a 6 mm é considerado rígido, acima desse valor é classificado como flexível.

Devido a verificação de uma grande rotação da cabeça do parafuso na primeira sequência de protótipos ensaiados da série C (sequência designada pela letra A da nomenclatura dos protótipos), a sequência de protótipos B (que completa os pares de repetições de cada configuração) teve o deslocamento horizontal do parafuso monitorado durante o ensaios. Essa medição foi realizada por dois LVDT's posicionados na cabeça do parafuso, de forma que se obtivesse uma noção qualitativa desse deslocamento e sua relação com o comportamento estrutural do conector.

A Figura 5.2 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C24A e C24B, representativos desta série.

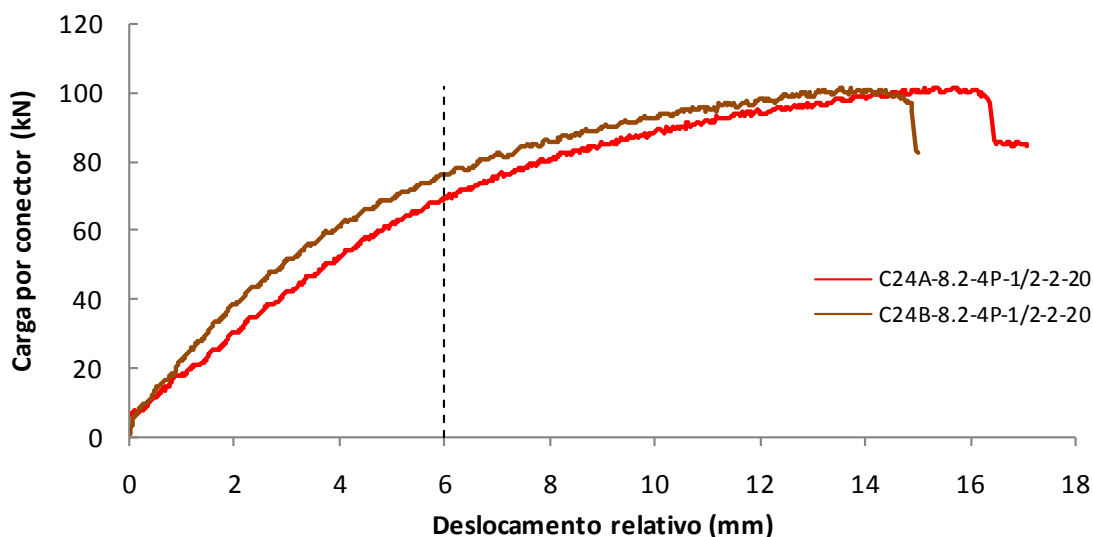


Figura 5.2 - Curva carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C24A e C24B da série C.

A Figura 5.3 ilustra todas as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos da série C em um único gráfico. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto à ductilidade.

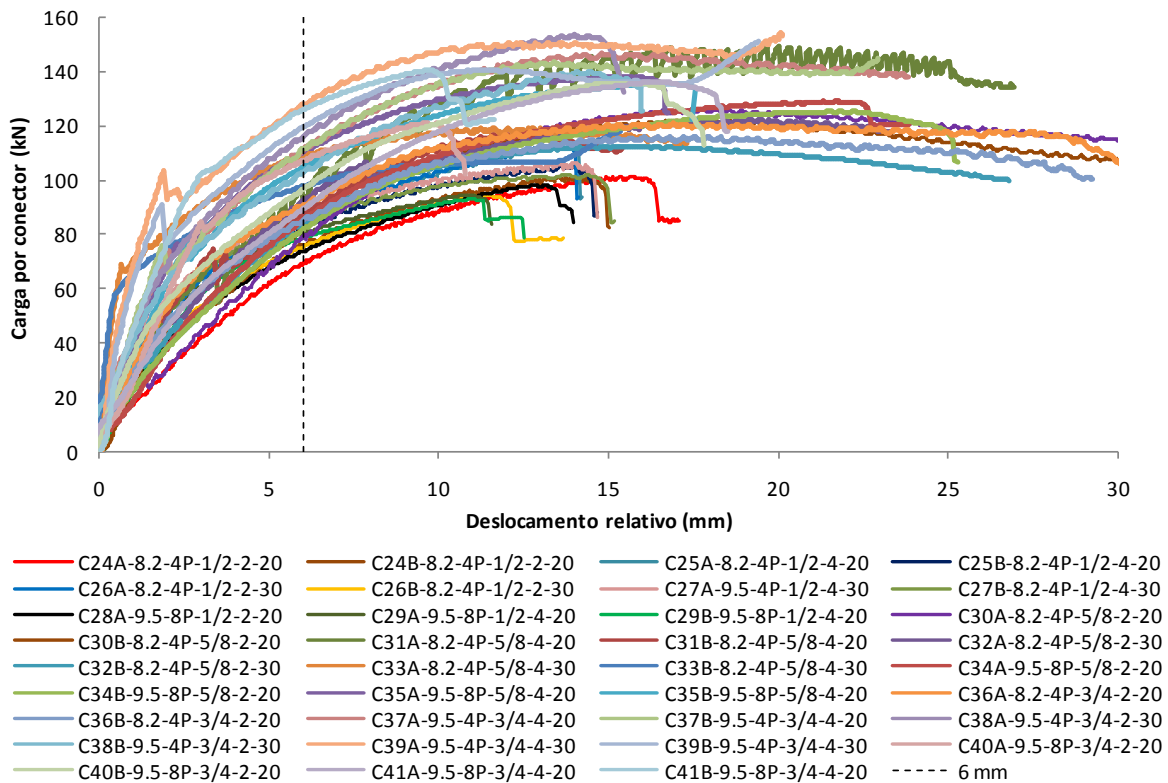


Figura 5.3 Sobreposição das curvas carga versus deslocamentos relativo da série C.

Pode-se observar que para a série C todos os conectores apresentaram um deslocamento relativo final superior a 6 mm, sendo classificados como flexíveis. Observa-se também que o aumento da resistência do conector está associada ao aumento do diâmetro e comprimento do parafuso.

5.3.2 Carga máxima e modo de falha

Como critério de análise a Tabela 5.2 apresenta os valores das cargas máximas experimentais aplicadas à extremidade do núcleo de concreto, comparados com as resistências isoladas de cada parte do protótipo, sendo representadas por: esmagamento da seção de concreto à compressão simples ($A_c f_{cm}$) e escoamento da seção transversal do tubo de aço ($A_a f_y$).

Tabela 5.2 - Comparação entre a carga aplicada e as capacidades resistentes do aço e do concreto da série C.

Protótipo	Carga aplicada (KN)	Resistência à compressão (kN) $A_c f_{cm}$	Resistência ao escoamento (kN) $A_a f_y$	(1)/(2)	(1)/(3)
	(1)	(2)	(3)		
C24A	406	635	2.091	0,64	0,19
C24B	405	635	2.091	0,64	0,19
C25A	452	635	2.091	0,71	0,22
C25B	422	635	2.091	0,66	0,20
C26A	488	925	2.091	0,53	0,23
C26B	379	925	2.091	0,41	0,18
C27A	426	902	2.489	0,47	0,17
C27B	408	925	2.091	0,44	0,20
C28A	786	619	2.489	1,27	0,32
C28B	-	619	2.489	-	-
C29A	755	619	2.489	1,22	0,30
C29B	744	619	2.489	1,20	0,30
C30A	505	635	2.091	0,79	0,24
C30B	489	635	2.091	0,77	0,23
C31A	597	635	2.091	0,94	0,29
C31B	467	635	2.091	0,74	0,22
C32A	490	925	2.091	0,53	0,23
C32B	450	925	2.091	0,49	0,22
C33A	477	925	2.091	0,52	0,23
C33B	473	925	2.091	0,51	0,23
C34A	1.033	619	2.489	1,67	0,41
C34B	1.002	619	2.489	1,62	0,40
C35A	1.106	619	2.489	1,79	0,44
C35B	1.086	619	2.489	1,76	0,44
C36A	484	635	2.091	0,76	0,23
C36B	464	635	2.091	0,73	0,22
C37A	587	619	2.489	0,95	0,24
C37B	580	619	2.489	0,94	0,23
C38A	614	902	2.489	0,68	0,25
C38B	560	902	2.489	0,62	0,23
C39A	617	902	2.489	0,68	0,25
C39B	604	902	2.489	0,67	0,24
C40A	969	619	2.489	1,56	0,39
C40B	1.086	619	2.489	1,75	0,44
C41A	1.090	619	2.489	1,76	0,44
C41B	1.124	619	2.489	1,82	0,45

Observa-se que a relação entre a carga aplicada e a resistência à compressão simples do concreto (relação (1)/(2)) varia de 0,41 a 1,82 vezes. Isso mostra que de uma maneira geral houve uma redução na resistência dos modelos da série C em relação à série B,

com a nova configuração adotada. Apesar de uma grande redução do efeito de confinamento, desejável para se analisar o comportamento do conector de cisalhamento de forma isolada da aderência natural, verifica-se que o concreto ainda se encontra em um estado multiaxial de tensões gerado pelo efeito de confinamento do núcleo de concreto pelas paredes do tubo de aço, o que aumenta sua capacidade resistente.

Quanto à resistência do aço, observa-se que a relação entre a carga atuante e a carga de escoamento da seção (relação (1)/(3)) varia de 0,17 a 0,45. Pode-se constatar que o tubo de aço apresenta uma maior resistência, estando trabalhando em um estado de tensões menos crítico em relação ao núcleo de concreto, além de não atingir o escoamento.

A resistência experimental foi obtida da análise gráfica das curvas carga *versus* deslocamento relativo, como sendo o valor da carga máxima (P_u) resistida pelo conector, apresentadas da Figura 29 a Figura 46 no Apêndice B. Define-se que neste ponto seja caracterizada a ruptura do conector, pois é a condição normativa efetivamente admitida para as considerações de projeto. Para ilustrar esse procedimento a Figura 5.4 indica como foi realizada a determinação da resistência para os protótipos C24A e C24B.

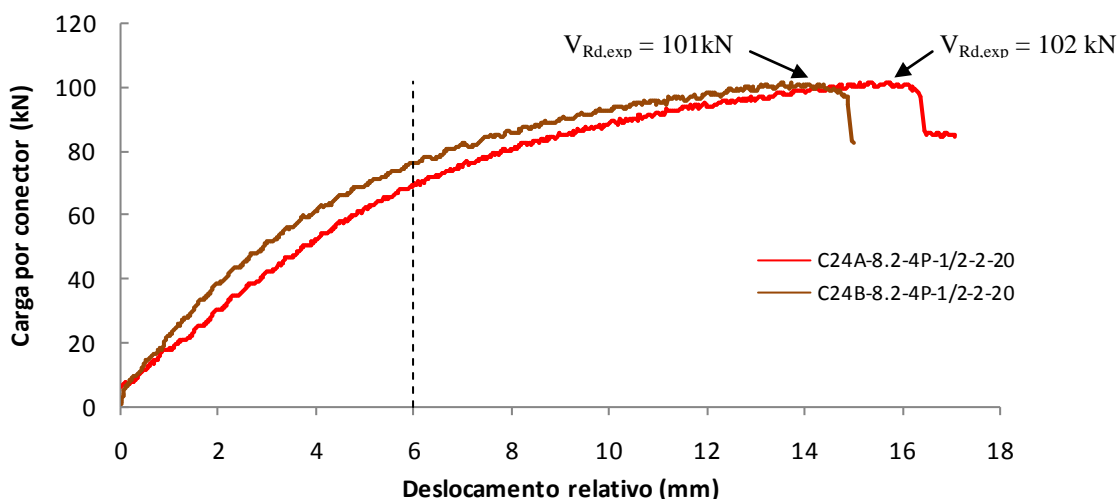


Figura 5.4 - Determinação de $V_{Rd,exp}$ para os protótipos C24A e C24B da série C.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados de todos os ensaios da série C, comparados com as resistências teóricas avaliadas para cada modo de falha considerado pela ABNT NBR 16239 (2013). Os valores de resistência teórica ($V_{Rd,teo}$) e experimental ($V_{Rd,exp}$) referem-se a um único conector, ou seja, a carga aplicada no ensaio foi dividida pela

quantidade de conectores existentes no modelo. Os valores destacados referem-se ao estado limite dominante para cada protótipo.

Tabela 5.3 - Comparação das resistências dos conectores de cisalhamento da serie C.

Protótipo	Verificação do concreto (kN)		Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	V _{Rd, teo} (kN)	V _{Rd, exp} (kN)	V _{Rd, exp} /V _{Rd, teo}
	$l_b d_b \sigma_{c, Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c, Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4}$	$2,4d_b t f_u$			
C24A-8,2-4P-1/2-2-19,7	15	23	34	146	15	102	6,68
C24B-8,2-4P-1/2-2-19,7	15	23	34	146	15	101	6,66
C25A-8,2-4P-1/2-4-19,7	33	23	34	246	23	113	4,98
C25B-8,2-4P-1/2-4-19,7	33	23	34	246	23	105	4,64
C26A-8,2-4P-1/2-2-28,7	22	33	34	146	22	122	5,50
C26B-8,2-4P-1/2-2-28,7	22	33	34	146	22	95	4,26
C27A-9,5-4P-1/2-4-28,7	48	33	34	169	33	107	3,22
C27B-8,2-4P-1/2-4-28,7	48	33	34	169	33	102	3,08
C28A-9,5-8P-1/2-2-19,7	15	23	34	169	15	98	6,64
C28B-9,5-8P-1/2-2-19,7	15	23	34	169	15	-	-
C29A-9,5-8P-1/2-4-19,7	33	23	34	169	23	94	4,16
C29B-9,5-8P-1/2-4-19,7	33	23	34	169	23	93	4,10
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	36	53	182	19	126	6,60
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	36	53	182	19	122	6,39
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	42	36	53	182	36	149	4,19
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	42	36	53	182	36	117	3,28
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	52	53	182	28	122	4,40
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	52	53	182	28	112	4,04
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	61	52	53	182	52	119	2,30
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	61	52	53	182	52	118	2,28
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	19	36	53	211	19	129	6,98
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	19	36	53	211	19	125	6,77
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	41	36	53	211	36	138	3,88
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	41	36	53	211	36	136	3,81
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	51	75	218	23	121	5,30
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	51	75	218	23	116	5,09
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	51	75	252	49	147	2,98
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	51	75	252	49	145	2,95
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	74	75	252	32	154	4,77
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	74	75	252	32	140	4,35
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	74	75	252	72	154	2,15
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	74	75	252	72	151	2,11
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	51	75	252	22	121	5,48
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	51	75	252	22	136	6,14
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	51	75	252	49	136	2,77
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	51	75	252	49	141	2,86

Dos valores apresentados na Tabela 5.3, pode-se observar que o mecanismo de falha dominante das expressões analíticas da ABNT NBR 16239 (2013) é o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso. Entretanto, observa-se que os valores experimentais apresentam uma variação de 2,11 a 6,98 vezes maior que o teórico. Isso indica que o confinamento do núcleo pelas paredes do tubo de aço, aumenta a resistência do concreto.

Apesar da maioria dos resultados da série C apresentarem pouca variabilidade, de forma similar ao que ocorre em ensaios de cisalhamento direto para avaliação de conectores de vigas mistas, os resultados de modelos idênticos ainda apresentam significativa variabilidade que podem ser causadas principalmente pela forma de concretagem, adensamento e arranjo dos agregados.

Nos protótipos C24A e C37B foram feitas aberturas para se observar a configuração deformada final dos conectores de 1/2" e 3/4", respectivamente (ver Figura 5.5 e Figura 5.6). Pode-se observar na Figura 5.5-a que após a retirada da lateral do perfil tubular é visível uma pequena fissura no núcleo de concreto no alinhamento entre os conectores. Na Figura 5.5-b verifica-se que o parafuso de 1/2" apresenta uma grande deformação por flexão e que o concreto ao redor não apresenta fissuras. Já na Figura 5.6-a, após a retirada da lateral do perfil tubular, observa-se que o concreto no alinhamento dos conectores está rompido. Destaca-se na Figura 5.6-b uma grande rotação do conector, sem que seja visível uma excessiva deformação do mesmo.



Figura 5.5 - Abertura do protótipo C24A da série C.



Figura 5.6 - Abertura do protótipo C37B da série C.

Analisando a Figura 5.7, que apresenta a sobreposição das curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C24A e C37B, pode-se verificar que o parafuso com diâmetro de 3/4" apresenta uma maior rigidez e maior resistência que o parafuso de 1/2". Considerando a sua função como conector de cisalhamento, é desejável que o mesmo seja capaz de transmitir esforço cortante na interface entre o aço e o concreto sem apresentar deformações excessivas por efeito de flexão. Diante desse critério, esse resultado sugere que um conector de maior diâmetro é mais eficiente para a transmissão de esforços entre os dois materiais, uma vez que sua maior rigidez restringe os efeitos indesejáveis da flexão.

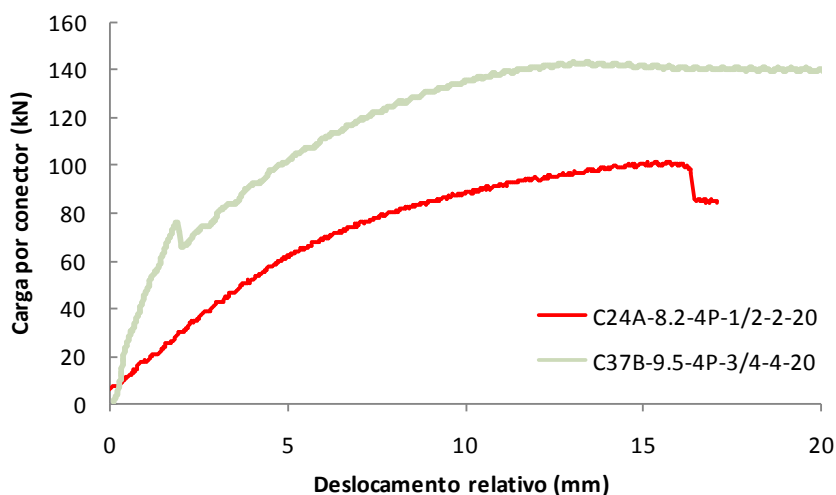


Figura 5.7 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C24 e C37B da série C.

5.3.3 Classificação dos conectores

Os parâmetros utilizados para a classificação de um conector de cisalhamento são: carga última (P_u), capacidade de deslizamento (δ_u), resistência característica (P_{Rk}) adotada como 90% de P_u , capacidade de deslizamento característico (δ_{uk}) tomado como 90% de

δ_u , rigidez secante ($S_{i(0,6P_{Rk})}$) calculada para 60% da resistência característica. Os valores foram obtidos diretamente da análise gráfica das curvas características carga *versus* deslocamento relativo de cada protótipo, apresentados no Apêndice B. A Figura 5.8 ilustra a determinação desses parâmetros para o protótipo C24A, sendo adotado o mesmo procedimento aos demais protótipos.

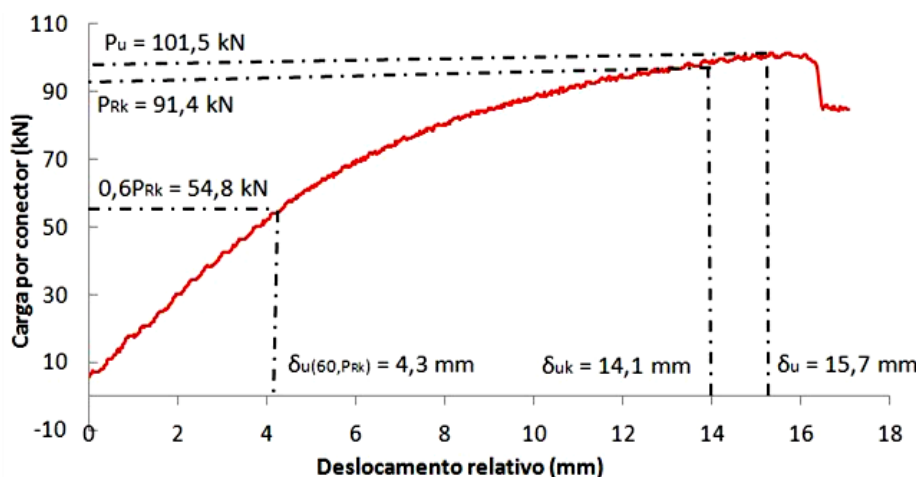


Figura 5.8 - Determinação dos parâmetros de classificação do conector para o protótipo C24A.

A Tabela 5.4 apresenta todos os parâmetros de classificação dos conectores de cisalhamento.

Tabela 5.4 - Parâmetros de rigidez e ductilidade experimentais da série C.

Protótipo	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_{Rk} (kN)	δ_{uk} (mm)	$0,6P_{Rk}$ (kN)	$\delta_u(0,6P_{Rk})$ (mm)	$S_{i(0,6P_{Rk})}$ (kN/mm)
C24A-8,2-4P-1/2-2-19,7	101,5	15,7	91,4	14,1	54,8	4,3	12,8
C24B-8,2-4P-1/2-2-19,7	101,3	13,6	91,2	12,2	54,7	3,3	16,5
C25A-8,2-4P-1/2-4-19,7	113,1	13,5	101,8	12,1	61,1	2,8	21,6
C25B-8,2-4P-1/2-4-19,7	105,4	14,0	94,8	12,6	56,9	2,9	20,0
C26A-8,2-4P-1/2-2-28,7	122,1	13,4	109,9	12,1	65,9	3,6	18,4
C26B-8,2-4P-1/2-2-28,7	94,7	11,6	85,2	10,4	51,1	2,8	18,6
C27A-9,5-4P-1/2-4-28,7	106,5	14,0	95,9	12,6	57,5	2,1	27,5
C27B-8,2-4P-1/2-4-28,7	101,9	13,9	91,7	12,5	55,0	2,1	25,8
C28A-9,5-8P-1/2-2-19,7	98,3	12,8	88,4	11,5	53,1	3,1	16,9
C28B-9,5-8P-1/2-2-19,7	-	-	-	-	-	-	-
C29A-9,5-8P-1/2-4-19,7	94,4	11,1	85,0	10,0	51,0	2,7	18,7
C29B-9,5-8P-1/2-4-19,7	93,0	11,0	83,7	9,9	50,2	2,5	20,2
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	126,2	18,2	113,5	16,4	68,1	5,1	13,3
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	122,1	17,02	109,9	15,3	65,9	4,4	15,1
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	149,3	13,7	134,4	12,3	80,6	4,9	16,5
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	116,9	12,0	105,2	10,8	63,1	2,7	23,6
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	122,4	19,5	110,1	17,5	66,1	3,7	18,1

Tabela 5.5 - Parâmetros de rigidez e ductilidade experimentais da série C (Continuação).

Protótipo	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_{Rk} (kN)	δ_{uk} (mm)	$0,6P_{Rk}$ (kN)	$\delta_u(0,6P_{Rk})$ (mm)	$S_i(0,6P_{Rk})$ (kN/mm)
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	112,4	16,8	101,2	15,2	60,7	3,7	16,5
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	119,2	12,8	107,2	11,5	64,3	0,6	110,9
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	106,0	12,3	95,4	11,0	57,2	0,5	124,4
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	129,1	21,7	116,2	19,6	69,7	4,4	15,8
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	125,3	22,3	112,8	20,0	67,7	4,6	14,9
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	138,3	15,5	124,5	14,0	74,7	2,5	30,4
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	135,8	16,9	122,2	15,2	73,3	2,5	29,9
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	120,9	16,5	108,8	14,9	65,3	2,9	22,9
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	116,0	16,0	104,4	14,4	62,6	3,2	19,9
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	146,6	14,8	132,0	13,3	79,2	3,0	26,2
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	145,0	13,3	130,5	12,0	78,3	3,0	26,3
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	153,5	14,4	138,2	13,0	82,9	2,9	28,8
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	140,0	14,1	126,0	12,6	75,6	2,9	25,9
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	154,1	20,1	138,7	18,1	83,2	1,4	61,2
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	151,1	19,4	136,0	17,5	81,6	1,5	53,3
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	121,1	9,6	109,0	8,6	65,4	2,3	28,5
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	135,7	14,9	122,1	13,4	73,3	3,5	21,0
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	136,3	16,0	122,7	14,4	73,6	4,3	17,2
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	140,5	9,7	126,5	8,7	75,9	2,0	38,7

A partir dos valores de δ_{uk} , pode-se classificar o comportamento de todos os conectores como dúcteis de acordo com a classificação do EUROCODE 4 (2004), pois apresentam deslizamento característico superior a 6 mm. Em termos de rigidez, todos os conectores comportam-se como flexíveis por apresentarem valores de S_i superiores ao valor de referência de 200 kN/mm.

Conforme já abordado por Almeida (2012) em seu trabalho com foco na modelagem numérica, observa-se que a rigidez secante a 60% da resistência característica para os conectores do tipo parafuso estrutural, apresentam um valor significativamente menor que os obtidos em ensaios experimentais. Como referência cita-se o trabalho de Lam *et al.* (2005), que estudaram conectores tipo stud de diâmetros 13, 16, 19 e 22 mm e f_{ck} variando de 25 à 40 MPa, obtendo rigidezes médias de 95,3, 124,5, 139,9 e 162,8 kN/mm respectivamente. Com essa constatação também experimental, ressalta-se a necessidade de maiores estudos para entender a influência dessa maior flexibilidade no comportamento do pilar misto. Em uma primeira hipótese, assim como já constatado por Almeida (2012), pode-se considerar a necessidade de uma condição adicional à resistência do conector, caracterizada por um fator de multiplicação da quantidade de

conectores, para que se mantenha uma rigidez compatível com os conectores tipo pino convencionais.

5.3.4 Análise paramétrica

A Figura 5.9 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C24A, C30A e C36A, que possuem parafusos com comprimento de 2" e diâmetros variando em 1/2", 5/8" e 3/4", respectivamente.

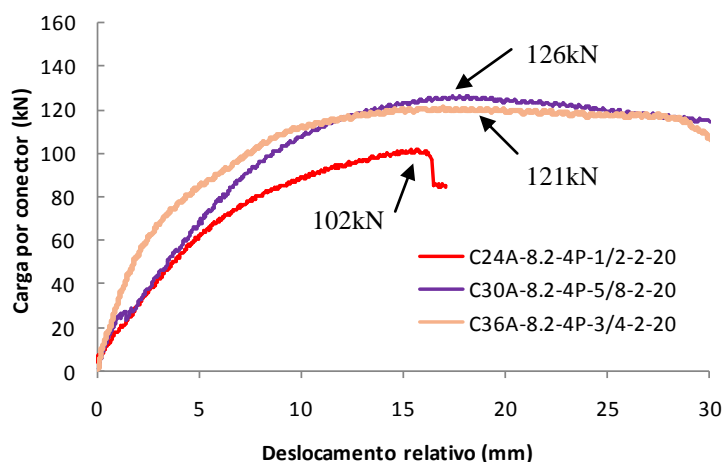


Figura 5.9 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do diâmetro do parafuso para os protótipos C24A, C30A e C36A.

Observa-se que há um ganho de resistência com o aumento do diâmetro do parafuso de 1/2" para 5/8", passando de 102 kN para 126 kN. Entretanto, verifica-se que apesar de uma maior rigidez no trecho inicial da curva, praticamente não há alteração no comportamento final e na resistência do conector quando se aumenta o diâmetro de 5/8" para 3/4". No resultado experimental observa-se até mesmo um pequeno decréscimo de resistência de 126 kN para 121 kN com o aumento do diâmetro, entretanto esse resultado não se justifica, devendo estar relacionado a alguma variação de resultado típica desse tipo de ensaio, conforme já comentado anteriormente.

A Figura 5.10 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos C25A, C31A e C37A, que possuem parafusos com comprimento de 4" e diâmetros variando em 1/2", 5/8" e 3/4", respectivamente.

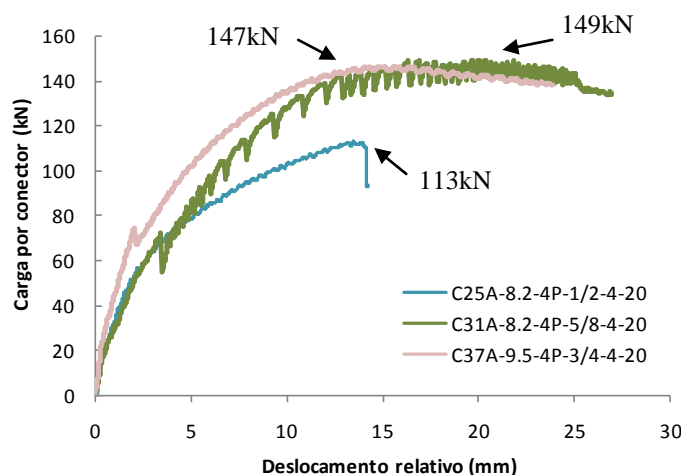


Figura 5.10 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do diâmetro do parafuso para os protótipos C25A, C31A e C37A.

Observa-se que há um ganho de resistência com o aumento do diâmetro do parafuso de 1/2" para 5/8", passando de 113kN para 147kN. Entretanto verifica-se que, de forma análoga ao comportamento observado para os protótipos C24A, C30A e C37A, apesar de uma maior rigidez no trecho inicial da curva, praticamente não há alteração no comportamento final e na resistência do conector quando se aumenta o diâmetro de 5/8" para 3/4". No resultado experimental observa-se resistências muito próximas e com um pequeno decréscimo de 149kN para 147kN, com o aumento do diâmetro.

Da Figura 5.11 a Figura 5.13 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento relativos para os protótipos C24A, C25A, C30A, C31A, C36A e C37A com o objetivo de analisar a influência do comprimento do parafuso da resistência do conector de cisalhamento.

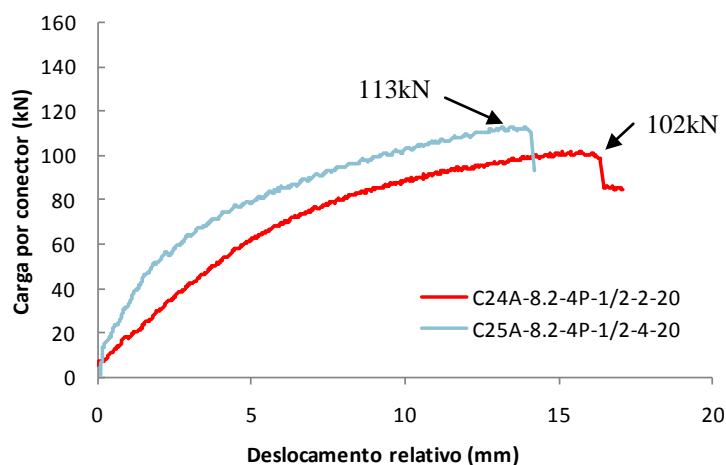


Figura 5.11 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C24A e C25A.

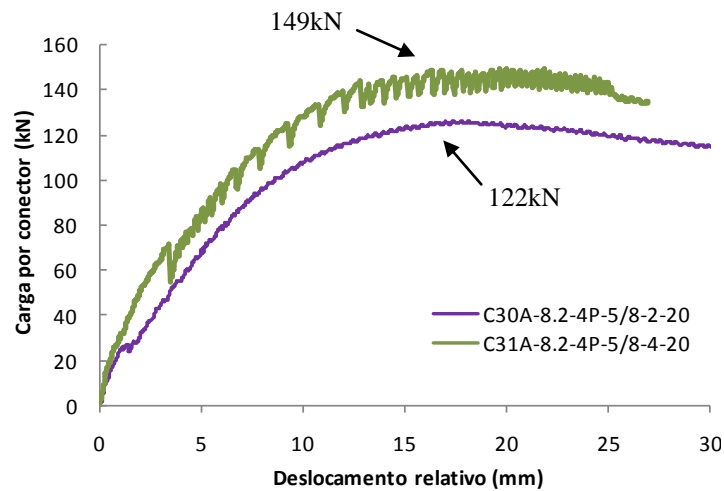


Figura 5.12 - Curvas carga versus deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C30A e C31A.

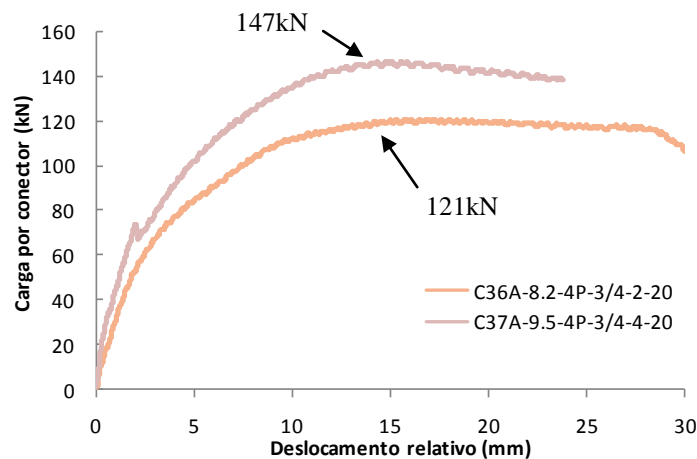


Figura 5.13 - Curvas carga versus deslocamento relativo - influência do comprimento do parafuso para os protótipos C36A e C37A.

Para os três gráficos apresentados, verifica-se que o aumento do comprimento do parafuso de 2" para 4" gera uma maior rigidez no comportamento do conector de cisalhamento e também uma maior resistência. Para os protótipos C24A e C25A com parafuso de diâmetro de 1/2" (ver Figura 5.11) pode-se observar uma variação na resistência de 102 kN para 113 kN, o que representa um aumento de 10,8%. Para os protótipos C30A e C31A com parafuso de diâmetro de 5/8" (ver Figura 5.12) pode-se observar uma variação na resistência de 122 kN para 149 kN, o que representa um aumento de 22,1%. Já para os protótipos C36A e C37A com parafuso de diâmetro de 3/4" (ver Figura 5.13) pode-se observar uma variação na resistência de 121 kN para 147 kN, o que representa um aumento de 21,5%. Percebe-se que a proporção de ganho de

resistência para os parafusos de 5/8" e 3/4", quando aumentado o seu comprimento, é maior que para o parafuso de 1/2". Isso indica que o menor diâmetro do parafuso de 1/2" torna o conector muito esbelto, e essa maior flexibilidade associada a um maior comprimento reduz a eficiência da conexão.

Da Figura 5.14 a Figura 5.16 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento relativos para os protótipos C24A, C28A, C30A, C34A, C36A e C40A, agrupados por diâmetro de parafuso, com o objetivo de analisar a influência do número de parafusos (4 ou 8 por protótipo) na resistência do conector de cisalhamento.

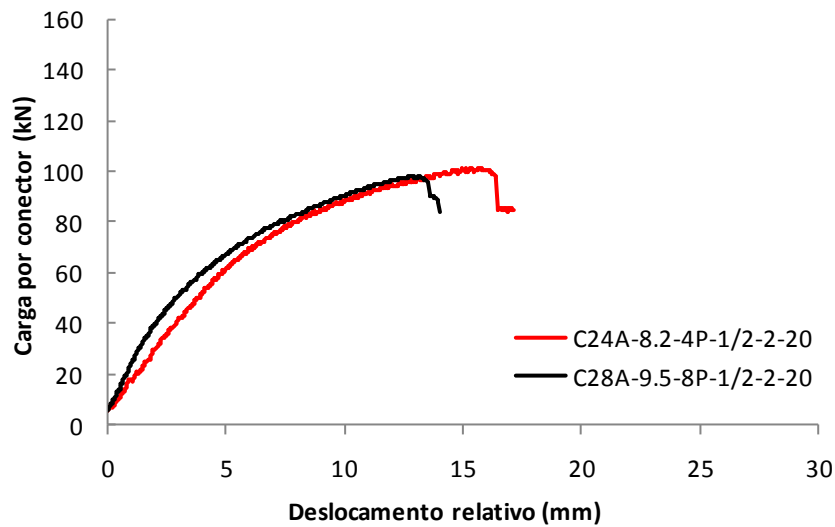


Figura 5.14 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C24A e C28A.

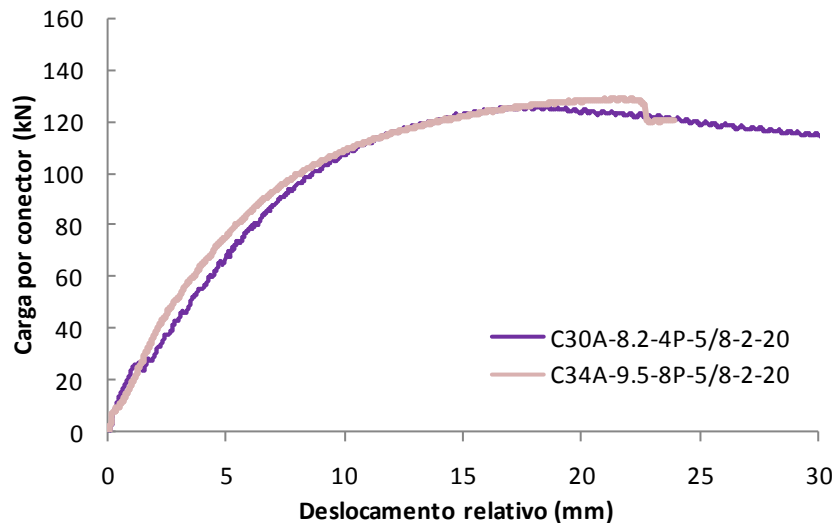


Figura 5.15 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C30A e C34A.

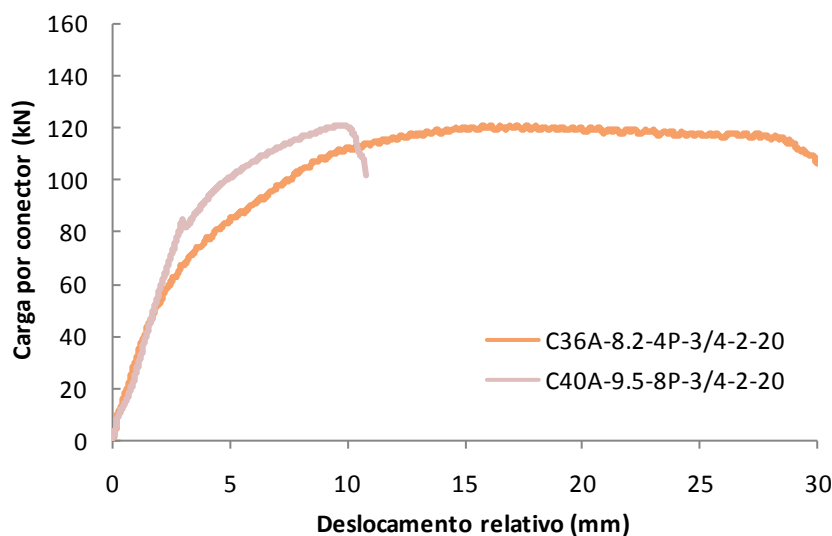


Figura 5.16 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo - influência do número de parafusos para os protótipos C36A e C34A.

Na Figura 5.14 observa-se que a utilização de duas linhas de conectores (protótipo C28A com 8 parafusos) provoca uma redução na resistência do conector, se comparado ao protótipo com uma linha de conectores (protótipo C24A). Esse resultado confirma um comportamento já verificado por Almeida (2012) e Cardoso (2014), que observaram que o acréscimo de resistência final do protótipo não é proporcional à quantidade de conectores. Uma possível explicação para essa redução da resistência é a proximidade entre as linhas de conectores, que provoca uma maior concentração de tensões no concreto situado entre as duas linhas e antecipa o mecanismo de colapso. São necessários mais estudos a respeito desse fator, mas há indícios de que o espaçamento mínimo entre linhas de centro dos conectores deve ser melhor analisado, para que se evite uma prescrição normativa que conduza a valores de resistência de projeto contra a segurança.

Para os gráficos da Figura 5.15 e da Figura 5.16 não fica tão evidente essa perda de resistência em função da utilização de duas linhas de conectores, sugerindo que para conectores de maior diâmetro talvez essa interferência não seja tão expressiva. Observa-se para os protótipos com 8 conectores que há uma melhora na rigidez da conexão, com consequente redução dos deslocamentos relativos.

5.3.5 Proposta de formulação para a capacidade resistente do conector

Observou-se nas análises dos resultados experimentais que o comprimento do parafuso influencia na resistência do conector, bem como o seu diâmetro. Além disso, nas

análises observou-se que os parafusos com maior comprimento estão mais suscetíveis a efeito de flexão que deve ser considerado na avaliação da sua capacidade resistente. Um outro fator observado foi que, para a série de ensaios experimentais desse trabalho, não houve uma influência do aumento do f_{ck} do concreto no comportamento do conector.

Com o exposto foi realizado um estudo considerando a rigidez flexional do conector, dada pelo produto do módulo de elasticidade longitudinal do aço (E igual a 200 GPa para o aço) e pelo momento de inércia do parafuso (I_b), e a esbeltez dada pela relação entre o comprimento (l_b) e o diâmetro (\varnothing_b) do parafuso. As análises foram realizadas considerando a média das resistências experimentais ($V_{Rd,exp}$), das repetições dos protótipos A e B e atribuído à esse novo parâmetro a nomenclatura de $P_{m\acute{a}x}$. A Tabela 5.6 apresenta esses parâmetros que foram considerados para o estudo de regressão numérica.

Tabela 5.6 - Parâmetros para análise de regressão.

Protótipo	\varnothing_b (mm)	l_b (mm)	l_b/\varnothing_b	$V_{Rd,teo}$ (kN)	P_u (kN)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)
C24A-8,2-4P-1/2-2-19,7	12,7	50,8	4,00	15	102	101
C24B-8,2-4P-1/2-2-19,7	12,7	50,8	4,00	15	101	101
C25A-8,2-4P-1/2-4-19,7	12,7	101,6	8,00	23	113	109
C25B-8,2-4P-1/2-4-19,7	12,7	101,6	8,00	23	105	109
C26A-8,2-4P-1/2-2-28,7	12,7	50,8	4,00	22	122	108
C26B-8,2-4P-1/2-2-28,7	12,7	50,8	4,00	22	95	108
C27A-9,5-4P-1/2-4-28,7	12,7	101,6	8,00	33	107	104
C27B-8,2-4P-1/2-4-28,7	12,7	101,6	8,00	33	102	104
C28A-9,5-8P-1/2-2-19,7	12,7	50,8	4,00	15	98	98
C28B-9,5-8P-1/2-2-19,7	12,7	50,8	4,00	15	98	98
C29A-9,5-8P-1/2-4-19,7	12,7	101,6	8,00	23	94	94
C29B-9,5-8P-1/2-4-19,7	12,7	101,6	8,00	23	93	94
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	16	50,8	3,18	19	126	124
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	16	50,8	3,18	19	122	124
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	16	101,6	6,35	36	149	133
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	16	101,6	6,35	36	117	133
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	16	50,8	3,18	28	122	117
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	16	50,8	3,18	28	112	117
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	16	101,6	6,35	52	119	119
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	16	101,6	6,35	52	118	119
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	16	50,8	3,18	18	129	127
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	16	50,8	3,18	18	125	127

Tabela 5.7 - Parâmetros para análise de regressão. (Continuação)

Protótipo	\varnothing_b (mm)	l_b (mm)	l_b/\varnothing_b	$V_{Rd,teo}$ (kN)	P_u (kN)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	16	101,6	6,35	36	138	137
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	16	101,6	6,35	36	136	137
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	19	50,8	2,67	23	121	118
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	19	50,8	2,67	23	116	118
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	19	101,6	5,35	49	147	146
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	19	101,6	5,35	49	145	146
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	19	50,8	2,67	32	154	147
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	19	50,8	2,67	32	140	147
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	19	101,6	5,35	72	154	153
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	19	101,6	5,35	72	151	153
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	19	50,8	2,67	22	121	128
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	19	50,8	2,67	22	136	128
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	19	101,6	5,35	49	136	138
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	19	101,6	5,35	49	141	138

Considerando o exposto tem-se as seguintes análises a partir de uma variação quadrática do comprimento (l_b^2) em função da rigidez flexional (EI_b), dada pela Equação 5.1 denominado P_a .

$$P_a = \frac{EI_b}{l_b^2} \quad (5.1)$$

Considerando-se a inércia do parafuso dada por:

$$I_b = \frac{\pi\varnothing_b^4}{64} \quad (5.2)$$

Substituindo-se a Equação 5.2 na Equação 5.1, obtém-se a Equação 5.3:

$$P_a = \frac{E\pi\varnothing_b^4}{64l_b^2} \quad (5.3)$$

A análise paramétrica da resistência dos conectores foi realizada através de gráficos, onde o eixo das abscissas corresponde à esbeltez do conector (relação l_b/\varnothing_b) e o eixo das ordenadas corresponde à relação $P_{m\acute{a}x}/P_a$. Uma forma de controle da eficiência da equação obtida realmente representar o modelo, é através do parâmetro R^2 . Esse

parâmetro é chamado de coeficiente de correlação e quanto mais próximo de 1, mais ajustada à função em relação aos dados observados.

A Figura 5.17 apresenta o gráfico obtido para todos os conectores analisados, juntamente com a equação obtida dessa regressão linear. Para a equação obtida representada por $y = 3 \cdot 10^{-5} X^{2,92}$, observa-se que o coeficiente de determinação R^2 igual a 0,956, indicando que há uma boa correlação entre a equação obtida e os pontos experimentais.

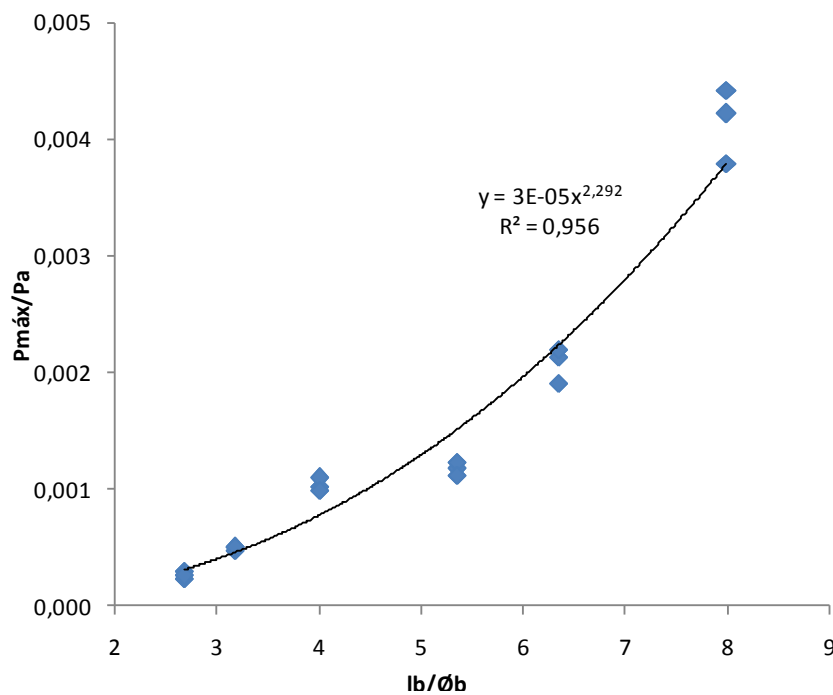


Figura 5.17 - Regressão com função de potência para todos os conectores.

Entretanto, verifica-se que alguns pontos encontram-se abaixo da linha de tendência, o que em termos de dimensionamento representa que, para essas situações, a capacidade resistente do conector ficaria super estimada. Dentre as possibilidades de curvas analisadas, observou-se que a mais adequada foi um polinômio de quinto grau apresentado na Figura 5.18. Apesar de apresentar um parâmetro R^2 igual a 0,991, a utilização de uma função do tipo $y = 3 \cdot 10^{-5} X^5 - 0,006 X^3 + 0,029 X^2 - 0,064 X + 0,053$ como equação de dimensionamento torna-se inviável.

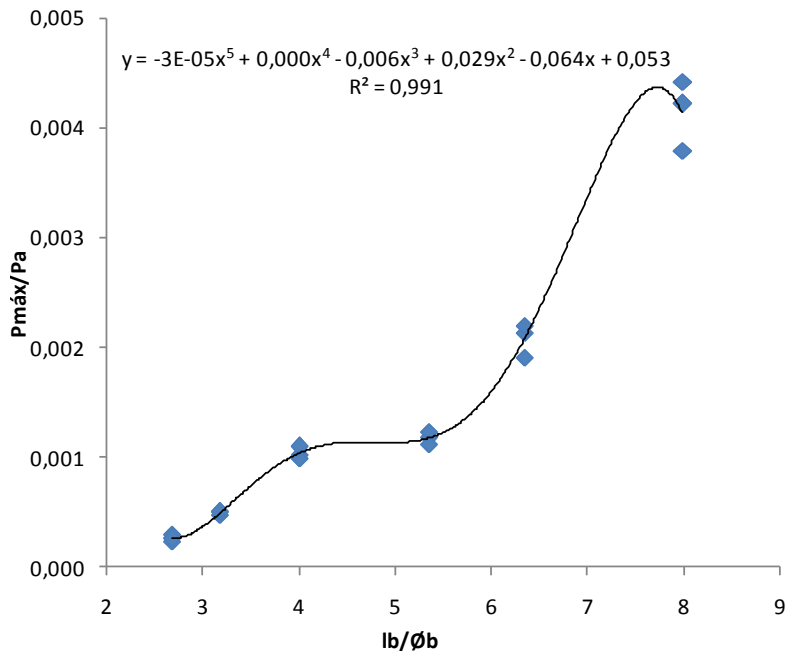


Figura 5.18 - Regressão com função polinomial para todos os conectores.

Para facilitar a análise e melhorar a visualização do comportamento da distribuição gráfica dos resultados, foi elaborado o gráfico apresentado na Figura 5.19.

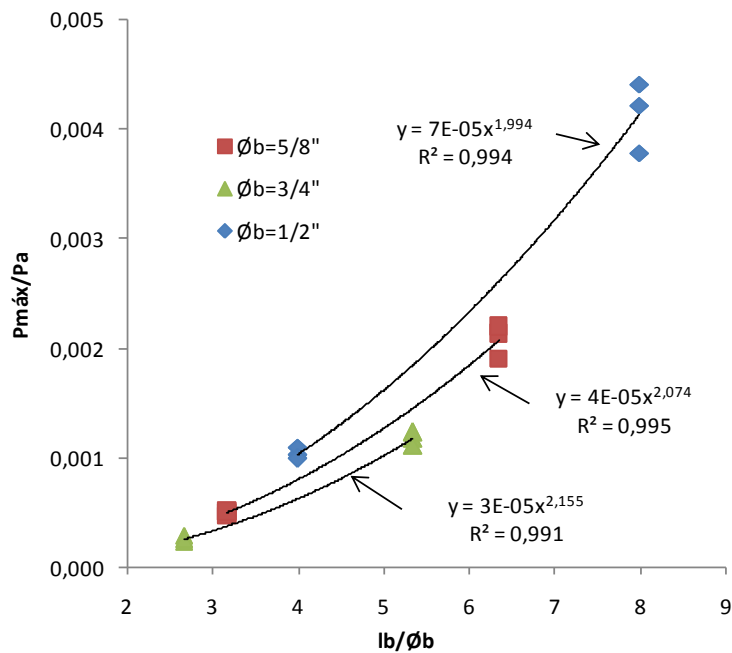


Figura 5.19 - Regressão com função de potência por tipo de conector.

Pode-se observar que há uma clara separação do comportamento dos conectores em três curvas que se diferem em função do diâmetro do parafuso e apresentam um comportamento crescente em função da relação de esbeltez (l_b/\varnothing_b). Verifica-se que o crescimento da relação $P_{máx}/P_a$ é inversamente proporcional ao diâmetro dos

conectores, pois a primeira curva refere-se ao parafuso de 3/4" e a última ao parafuso de 1/2". Desta análise gráfica pode-se concluir que há uma grande interferência da esbelteza na capacidade resistente do conector, pois quanto maior a relação l_b/ϕ_b maior também o valor de $P_{m\acute{a}x}/P_a$. E esse crescimento da razão entre as resistências acentua-se para os parafusos de menor diâmetro.

Com base nessa constatação foi elaborado o gráfico da Figura 5.20, que apresenta a distribuição dos pontos experimentais juntamente com a equação obtida na primeira análise, porém com o coeficiente ajustado. Para esta condição observa-se que a maioria dos pontos estão acima da curva de tendência, critério necessário para que se possa determinar a capacidade resistente em uma situação de projeto. Dessa forma, opta-se por adotar a curva $y = 3 \cdot 10^{-5} X^{2,2}$ como função de correlação entre a razão $P_{m\acute{a}x}/P_a$ e a esbelteza do conector l_b/ϕ_b .

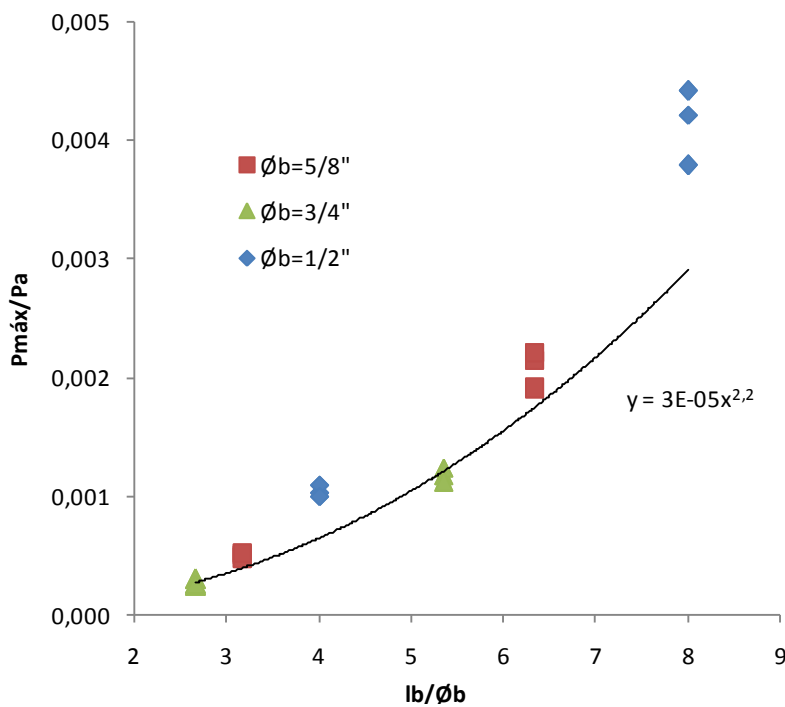


Figura 5.20 - Regressão com função de potencia final.

Reescrevendo a equação em função dos parâmetros analisados, obtém-se a Equação 5.4:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_a} = 3 \cdot 10^{-5} \left(\frac{l_b}{\phi_b} \right)^{2,2} \quad (5.4)$$

Substituindo a Equação 5.3 na Equação 5.4 e desenvolvendo os termos, obtém-se:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{\frac{E\pi\phi_b^4}{64l_b^2}} = 3 \cdot 10^{-5} \left(\frac{l_b}{\phi_b}\right)^{2,2}$$

$$P_{m\acute{a}x} = 3 \cdot 10^{-5} \left(\frac{l_b}{\phi_b}\right)^{2,2} \frac{E\pi\phi_b^4}{64l_b^2} = \frac{3 \cdot 10^{-5} E\pi\phi_b^{1,8} l_b^{0,2}}{64}$$

que resulta na Equação 5.5:

$$P_{m\acute{a}x} = 4,7\pi 10^{-7} E\phi_b^{1,8} l_b^{0,2} \quad (5.5)$$

Como o objetivo desta análise é desenvolver uma equação para a predição da capacidade resistente nominal do conector de cisalhamento (P_R), pode-se reescrever a função final sobre a forma da Equação 5.6:

$$P_R = 4,7\pi 10^{-7} E\phi_b^{1,8} l_b^{0,2} \quad (5.6)$$

A Tabela 5.8 apresenta um resumo das resistências experimental ($P_{m\acute{a}x}$), teórica obtida pelas prescrições da norma ($V_{Rd,teo}$) e a obtida pela equação proposta (P_R). Analisa-se as relações $P_{m\acute{a}x}/V_{Rd,teo}$ e $P_{m\acute{a}x}/P_R$, e ao final da tabela são apresentados os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação para essas relações.

Tabela 5.8 - Comparação geral dos resultados de capacidade resistente.

Protótipo	$V_{Rd,teo}$ (kN) (1)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN) (2)	P_R (kN) (3)	$P_{m\acute{a}x}/V_{Rd,teo}$ (2)/(1)	$P_{m\acute{a}x}/P_R$ (2)/(3)
C24A-8,2-4P-1/2-2-19,7	15	101	63	6,66	1,61
C24B-8,2-4P-1/2-2-19,7	15	101	63	6,66	1,61
C25A-8,2-4P-1/2-4-19,7	23	109	72	4,81	1,51
C25B-8,2-4P-1/2-4-19,7	23	109	72	4,81	1,51
C26A-8,2-4P-1/2-2-28,7	22	108	63	4,89	1,72
C26B-8,2-4P-1/2-2-28,7	22	108	63	4,89	1,72
C27A-9,5-4P-1/2-4-28,7	33	104	72	3,15	1,44
C27B-8,2-4P-1/2-4-28,7	33	104	72	3,15	1,44
C28A-9,5-8P-1/2-2-19,7	15	98	63	6,66	1,56
C28B-9,5-8P-1/2-2-19,7	15	98	63	6,66	1,56
C29A-9,5-8P-1/2-4-19,7	23	94	72	4,13	1,30
C29B-9,5-8P-1/2-4-19,7	23	94	72	4,13	1,30

Tabela 5.9 - Comparação geral dos resultados de capacidade resistente. (Continuação)

Protótipo	$V_{Rd,teo}$ (kN) (1)	$P_{máx}$ (kN) (2)	P_R (kN) (3)	$P_{máx}/V_{Rd,teo}$ (2)/(1)	$P_{máx}/P_R$ (2)/(3)
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	118	130	5,20	0,91
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	118	130	5,20	0,91
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	146	149	2,96	0,98
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	146	149	2,96	0,98
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	147	130	4,56	1,13
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	147	130	4,56	1,13
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	153	149	2,13	1,02
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	153	149	2,13	1,02
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	128	130	5,81	0,99
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	128	130	5,81	0,99
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	138	149	2,81	0,93
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	138	149	2,81	0,93
Média				4,52	1,25
Desvio Padrão				1,52	0,24
Coefficiente de Variação (CV)				33,59%	19,35%

Observa-se que os valores de resistência obtidos pela equação proposta aproximam-se mais dos valores experimentais, sendo que a relação (3)/(1) varia de 0,91 à 1,72 com média 1,25 e desvio padrão de 0,24. Enquanto a relação (2)/(1) varia de 2,13 à 6,88 com média 4,52 e desvio padrão de 1,52.

Um outro parâmetro que indica uma melhor eficiência da equação proposta é o coeficiente de variação CV (razão entre o desvio padrão e a média). Um parâmetro $CV \leq 15\%$ indica uma baixa dispersão, $15\% < CV < 30\%$ representa média dispersão e acima de 30% aponta para uma alta dispersão entre os resultados. Para a relação (3)/(1)

observa-se um CV de 19,35% o que indica uma média dispersão, já para a relação (2)/(1) esse valor é de 33,59% apresentando uma alta dispersão.

Analisando-se somente os resultados da relação $P_{m\acute{a}x}/P_R$, pode-se observar que para a série de protótipos C24 a C29 há uma maior dispersão entre os resultados experimentais e os obtidos pela Equação 5.6, variando de 1,30 a 1,73. Apesar dos resultados dos ensaios estarem a favor da segurança em relação aos obtidos pela expressão, observa-se uma menor eficiência da equação para faixas de esbeltez (relação l_b/\emptyset_b) maiores do conector de cisalhamento. Considerando-se que o parafuso de 1/2" apresenta um diâmetro muito pequeno se comparado às dimensões dos pilares, e às práticas executivas de engenharia, recomenda-se que o seu uso seja evitado.

Considerando-se essa recomendação de se evitar o uso de conectores de cisalhamento muito esbeltos, a tabela de resultados foi refeita para que se possa realizar uma comparação entre as resistências de conectores com diâmetros que, na prática, seriam os mais usuais. Essa nova comparação sem os resultados dos protótipos C24 à C29 é apresentada na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Comparação dos resultados de capacidade resistente com parafusos de 5/8" e 3/4" apenas.

Protótipo	$V_{Rd,teo}$ (kN) (1)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN) (2)	P_R (kN) (3)	$P_{m\acute{a}x}/V_{Rd,teo}$ (2)/(1)	$P_{m\acute{a}x}/P_R$ (2)/(3)
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22

**Tabela 5.11 - Comparação dos resultados de capacidade resistente sem parafuso de 1/2".
(Continuação)**

Protótipo	$V_{Rd,teo}$ (kN) (1)	$P_{máx}$ (kN) (2)	P_R (kN) (3)	$P_{máx}/V_{Rd,teo}$ (2)/(1)	$P_{máx}/P_R$ (2)/(3)
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C30A-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C30B-8,2-4P-5/8-2-19,7	19	124	95	6,51	1,30
C31A-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C31B-8,2-4P-5/8-4-19,7	36	133	109	3,74	1,22
C32A-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C32B-8,2-4P-5/8-2-28,7	28	117	95	4,23	1,23
C33A-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C33B-8,2-4P-5/8-4-28,7	52	119	109	2,29	1,09
C34A-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C34B-9,5-8P-5/8-2-19,7	18	127	95	6,88	1,34
C35A-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C35B-9,5-8P-5/8-4-19,7	36	137	109	3,85	1,25
C36A-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	118	130	5,20	0,91
C36B-8,2-4P-3/4-2-19,7	23	118	130	5,20	0,91
C37A-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	146	149	2,96	0,98
C37B-9,5-4P-3/4-4-19,7	49	146	149	2,96	0,98
C38A-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	147	130	4,56	1,13
C38B-9,5-4P-3/4-2-28,7	32	147	130	4,56	1,13
C39A-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	153	149	2,13	1,02
C39B-9,5-4P-3/4-4-28,7	72	153	149	2,13	1,02
C40A-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	128	130	5,81	0,99
C40B-9,5-8P-3/4-2-19,7	22	128	130	5,81	0,99
C41A-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	138	149	2,81	0,93
C41B-9,5-8P-3/4-4-19,7	49	138	149	2,81	0,93
Média				4,25	1,12
Desvio Padrão				1,56	0,15
Coefficiente de Variação (CV)				36,72%	13,13%

Analisando-se os novos parâmetros estatísticos da Tabela 5.10 em relação à Tabela 5.8, observa-se uma melhora em todos os eles. Há uma queda na média de 1,25 para 1,12 e o desvio padrão cai de 0,24 para 0,15. O coeficiente de variação CV que antes era de 19,35% para a ser 13,13%, representando não só uma queda mas também uma mudança de classificação para baixa dispersão ($CV \leq 15\%$). Dessa forma, verifica-se que a equação proposta apresenta uma melhor correlação com os resultados experimentais, para diâmetros mais usuais de conectores.

Ressalta-se que com a equação proposta obtêm-se um valor de resistência nominal para o conector de cisalhamento. Deve-se realizar um estudo específico de segurança e confiabilidade estrutural, para que se possa determinar um coeficiente de ponderação da resistência (γ_m) adequado para esse tipo de conector, chegando-se à uma equação final de determinação da resistência de projeto (Equação 5.7).

$$P_R = \frac{4,7\pi 10^{-7} E \phi_b^{1,8} l_b^{0,2}}{\gamma_{a1}} \quad (5.7)$$

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

A análise dos resultados experimentais dos protótipos ensaiados em cisalhamento direto (série A), visando ao estudo do comportamento estrutural de parafusos como conector mecânico de cisalhamento em pilar tubular misto de aço e concreto, demonstra que é viável a utilização desse tipo de elemento. Pode-se observar também que os resultados de resistência obtidos dos ensaios foram acima dos valores obtidos pelas expressões de resistência apresentadas na ABNT NBR 16239 (2013). Desta forma, verifica-se que as equações estão a favor da segurança e podem ser ajustadas para fornecer um valor de resistência mais próximo do experimental.

Da análise das curvas carga *versus* deslocamento relativo pode-se concluir que os parafusos apresentam um comportamento dúctil e flexível, sendo esta uma característica fundamental para sua aplicação como conector. A esbeltez D/t do tubo influencia na rigidez e na resistência da conexão, em função do aumento das tensões de confinamento no concreto.

A presença de folga no furo, critério construtivo usual na execução de estruturas metálicas para facilitar a montagem das peças, exerce influência na rigidez da conexão apenas nos estágios iniciais de carregamento, não interferindo de forma significativa no comportamento global do conector.

A distribuição das deformações verticais e diametrais ao longo da parede do tubo, confirmam a eficiência do mecanismo de conexão mecânica na transferência dos esforços de cisalhamento na interface entre os dois materiais, principalmente para os protótipos com tubo de espessura 8,2 mm que possuem uma menor aderência natural. Também fica clara a presença das tensões de confinamento que tendem a expandir o tubo diametralmente e aumentam a resistência do concreto.

Da série B, observa-se que o valor de referência da tensão de aderência natural estabelecido pela ABNT NBR 8800 (2008) está subestimado para seções circulares com baixa esbeltez, relação D/t , mas superestimado para seções de menor espessura quando comparados com os valores experimentais. Tal comportamento sugere que para seções mais esbeltas, maior relação D/t , a previsão normativa pode estar contra a segurança. Isso indica a necessidade de maiores estudos sobre o assunto, bem como o desenvolvimento de metodologias de análise que levem em consideração a relação D/t na determinação da tensão de aderência natural (τ_{Rd}), não se restringindo apenas ao tipo de seção (circular, retangular, total ou parcialmente revestida).

Fazendo uma comparação entre as curvas carga *versus* deslocamento relativo os resultados das séries A e B, agrupados pela seção do tubo analisado, verificou-se que para o tubo 219x8,2 os conectores de cisalhamento aumentaram a capacidade do elemento e reduziram os deslocamentos. Entretanto, para o tubo de 219x15,1 esse comportamento foi contrário, indicando que a presença de conectores de cisalhamento em alguns casos podem fragilizar a conexão na interface aço e concreto. Essa observação não é totalmente conclusiva, necessitando de mais análises, mas sugere que a presença de conectores de cisalhamento em situações onde a tensão de aderência natural é suficiente para transmissão dos esforços, provoca uma redução na capacidade de carga do pilar misto preenchido.

Antes da definição da configuração final dos protótipos da série C, por falta de um procedimento de ensaio já definido para a situação de análise de conectores de

cisalhamento em pilar misto preenchido, foi realizado um estudo preliminar para a redução da aderência natural entre a parede interna do perfil tubular de aço e o núcleo de concreto. Dessa análise, pode-se verificar que o sistema de revestimento da parede interna do tubo de aço com uma camada simples de graxa é suficiente para eliminar ao máximo a parcela de contribuição da aderência natural nos resultados experimentais.

Dos protótipos ensaiados na série C, pode-se confirmar a eficiência do uso de parafuso estrutural como conector de cisalhamento em pilar mistos de perfil tubular circular preenchido com concreto. Verificou-se que o acréscimo de resistência não é diretamente proporcional ao número de conectores, o que sugere a necessidade de uma melhor limitação no espaçamento mínimo entre conectores. Obteve-se através dos resultados experimentais, aplicando-se um processo de regressão numérica, uma equação semi-empírica para predição da resistência nominal do conector com uma melhor aproximação que a atual prescrição analítica da ABNT NBR 16239 (2013), representada pela equação abaixo:

$$P_R = \frac{4,7\pi 10^{-7} E \phi_b^{1,8} l_b^{0,2}}{\gamma_{a1}}$$

Esta equação, obtida com base nos resultados dos ensaios experimentais realizados neste trabalho, indica que a resistência do conector depende somente da rigidez flexional no mesmo. Ressalta-se a importância de mais estudos para que haja uma melhor compreensão do efeito da variação da resistência do concreto (f_{ck}), no comportamento desse tipo de conector de cisalhamento.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros, recomenda-se

- a realização de mais ensaios de cisalhamento direto sem a presença de conectores de cisalhamento, com o objetivo de um melhor entendimento a respeito do comportamento da tensão de aderência natural;
- mais estudos sobre o comportamento de pilares mistos com a presença de conectores de cisalhamento, na situação onde a tensão de aderência natural já seria suficiente para a transmissão de esforços;

- realização de ensaios de cisalhamento direto com outros tipos de seções tubulares (quadrada e retangular);
- realização de modelagem numérica que possibilite uma análise paramétrica mais extensa, com o objetivo de aumentar o conhecimento a respeito do comportamento estrutural desse tipo de conector.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, P. H. F., Caldas, R. B., Fakury, R. H., Araújo, A. H. M., Souza, P. A. (2011). *Modelo numérico para um dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE, Ouro Preto, Brasil.

Almeida, P. H. F. (2012). *Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1994). *Concreto – ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos*. ABNT NBR 5739. Brasil

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008). *Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. ABNT NBR 8800. Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). *Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. ABNT NBR 16239. Brasil.

Bartschi, R. (2005). *Load-Bearing Behavior of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*. Tese de Doutorado, Federal Institute of Technology of Zurich.

Bezerra, L. M. (2011). *Estudo Teórico Experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

British Standards (2004). *Design of composite steel and concrete structures*. Eurocode 4. Brussels.

Cardoso, H. S., Rodrigues, F. C., Fakury, R. H., Caldas, R. B., Candelma, I. (2014). *Conectores de Cisalhamento Constituídos por Parafuso e Rebite Tubular com Rosca Interna em Pilares Mistos de Aço e Concreto com Perfis Formados a Frio*. Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, São Paulo, Brasil.

Chaves, I. A. (2009). *Viga Mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Chin, J. W., Kang, J.Y., Choi, E. S., Lee, J. W. (2008). *Study on Structural behavior characteristics of concrete filled steel tube girder bridges*. *Taylor Made Concrete Structures*, p. 821-826.

Ciser (2013). Catálogo Ciser, www.ciser.com.br.

CODEME (2012). CODEME Engenharia de Estruturas.

David, D. L. (2007). Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

De Nardim, S. (1999). Estudo teórico experimental de pilares mistos compostos por tubo de aço preenchidos com concreto de alta resistência. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

De Nardim, S. e El Debs, A. L. C. (2006). *Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns*. *Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings*, n. 160, p. 13-22.

Faleiros, J. P. M., Junior, J. R. T., Santana, B. M. (2014). O crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil: um panorama do período 2001-2010. *BNDS Setorial* 35, p. 47-84.

Figueiredo, L. M. B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Giakoumelis, G e Lam, D. (2004). *Axial capacity of circular concrete-filled tube columns*. *Journal of Constructional Steel Research*, n. 60, p. 1049-1068.

- Han, L. H., Liu, W., Yang, Y. F. (2007). *Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression*. Journal of Constructional Steel Research, n. 64, p. 377-387.
- Huang, C. S., Yeh, Y. K., Liu, G. Y., Hu, H. T., Tsai, K.C., Weng, Y. T., Wang, S. H., Wu, M. H. (2002). *Axial Load Behavior of Stiffened Concrete - Filled Steel Columns*. Journal of Structural Engineering, v. 128, n. 9, p. 1222-1230.
- Inaba, R. (2010). *Construções Metálicas: o uso do aço na construção civil*. Artigo Técnico, Portal Metálica, São Paulo.
- Jacobs, W.P. e Hajjar, J. F. (2010). *Load transfer in composite constructions*. ASCE 2010 Structures Congress, Orlando, Flórida.
- Johansson, M e Gylltoft, K (2002). *Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns*. Journal of Structural Engineering, v. 128, n. 8, p. 1073-1081.
- Johansson, M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. Steel and composites Structures, v. 3, n. 1, Feb.
- Johansson, M. e Akesson, M. (2002). Finite element study of concrete-filled steel tube using a new confinement-sensitive concrete compression model. Nordic Concrete Research, v. 2, n. 27, p. 43-62.
- Kilpatrick, A. E., Rangan, B. V. (1999). *Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns*. ACI Structural Journal, v. 96, n. 2, p. 268-274.
- Lopes, J. A. E. (2001). *Produtividade da mão de obra em projetos de estruturas metálicas*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Malite, M. (1993). *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Nguyen, H. T. e Kim, S. E. (2009). *Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors*. Journal of Constructional Steel Research, n. 6, p. 273-284.

Oliveira, W. L. A. (2008). *Análise teórico - experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Ogueijiofor e Housain (1994). *A parametric study of Perfobond rib shear connectors*. Canadian Journal of Civil Engineering, n.21, p. 614-625.

Queiroz, G., Pimento, R. J., Mata, L. A. C. *Elemento das estruturas mistas aço-concreto*. Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001. 336p.

Roeder, C. W., Cameron, B., Brown, C. B. (1999). *Composite action in concrete filled tubes*. Journal of Structural Engineering, v. 125, n. 5, p. 477-484.

Shakir - Khalil, H. (1993). *Push out strength of concrete-filled steel hollow sections*. The Structural Engineer, v.71, n.13, p. 230-233.

Silva, R. D. (2006). Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Simões, R. (2008). *Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas.

Sohel, K. M. A., Liew, J. Y. R., Yan, J.B., Zhang, M. H., Chia, K. S. (2012). *Behavior of Steel-Concrete-Steel sandwich structures with lightweight cement composite and novel shear connectors*. Composite Structures, n. 94, 3500-3509.

Starossek, U. e Falah, N. (2009). The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns. Tubular Structures XII, London.

Veríssimo, G. S. (2007). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais.

V&M do Brasil (2008). Coleção técnica e científica V&M do Brasil. Tubos Estruturais, Seção Circular, Quadrada e Retangular.

Vincent, T., Ozbakkaloglu, T. (2015). *Influence of Slenderness on Stress-Strain behavior of Concrete-Filled FRP Tubes: Experimental Study*. Journal of Composites for Construction, ASCE.

Xiao, Y., He, W. Choi, K. (2005). Confined Concrete-Filled Tubular Columns. Journal of Structural Engineering, v. 131, n. 3, p. 488-497.

Nie, J. G., Li, Y. X., Tao M. X., Nie, X. (2015). Uplift-Restricted and Slip-Permitted T-Shape Connectors. Journal of Bridge Engineering, ASCE.

Yang, Y. F. e Han, L. H. (2010). Behaviour of concrete filled steel tubular (CFST) stub columns under eccentric partial compression. Thin - Walled Structures, n. 49, p. 379-395.

APÊNDICE A

Resultados dos ensaios experimentais da série A

Em função da grande quantidade de pontos de aquisição de dados os resultados experimentais não serão apresentados na forma de tabelas, somente como gráficos. Da Figura 1 à Figura 13 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento relativo para todos os protótipos da série A. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez, segundo o critério de classificação do EUROCODE 4 (2004).

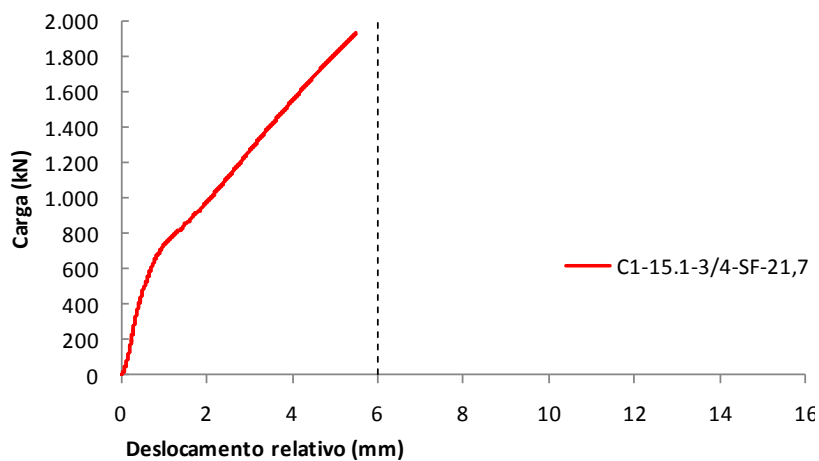


Figura 1 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C1 da série A.

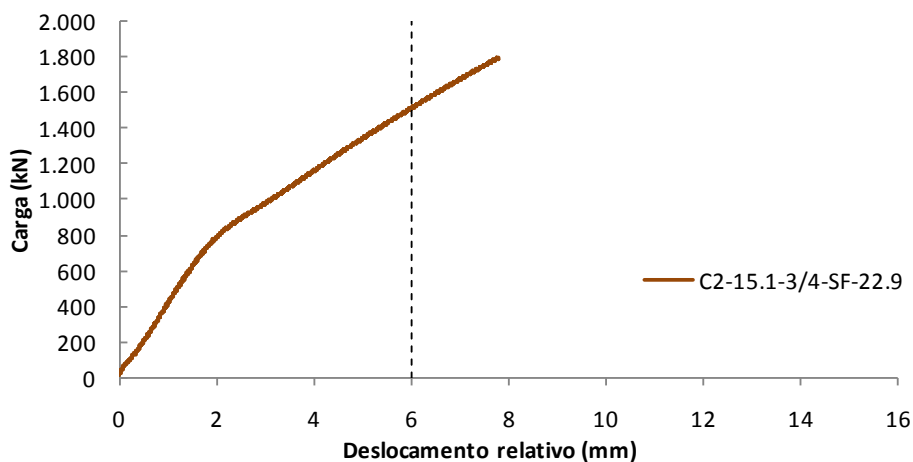


Figura 2 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C2 da série A.

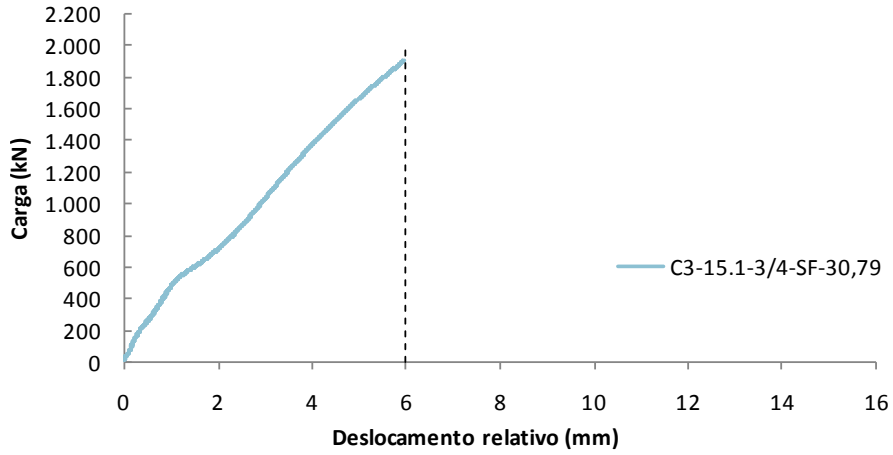


Figura 3 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C3 da série A.

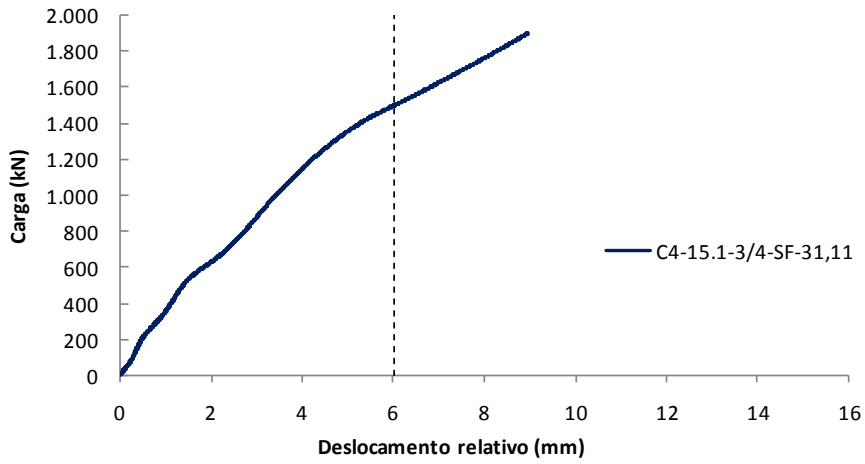


Figura 4 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C4 da série A.

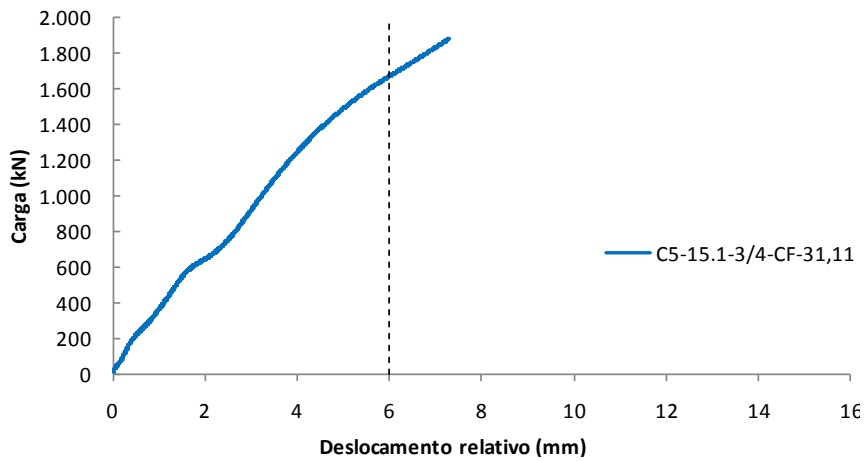


Figura 5 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C5 da série A.

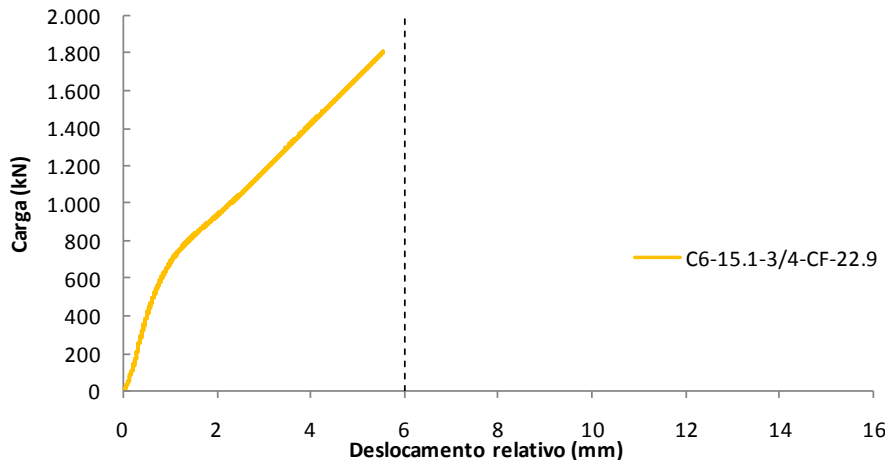


Figura 6 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C6 da série A.

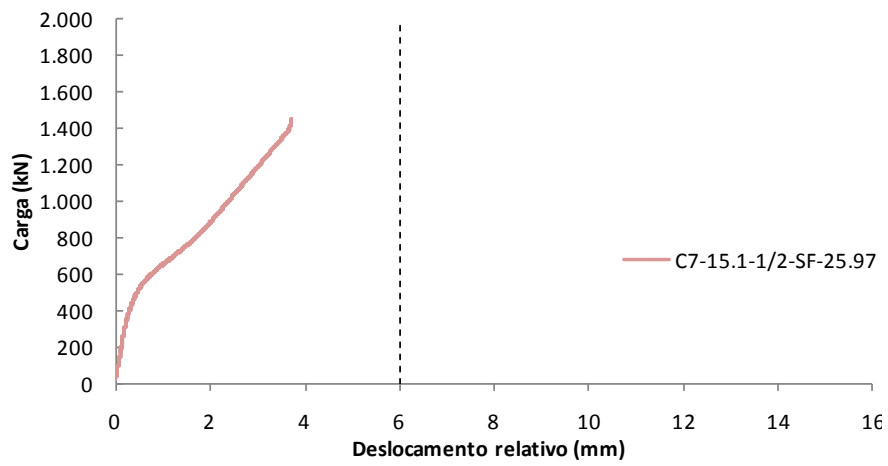


Figura 7 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C7 da série A.

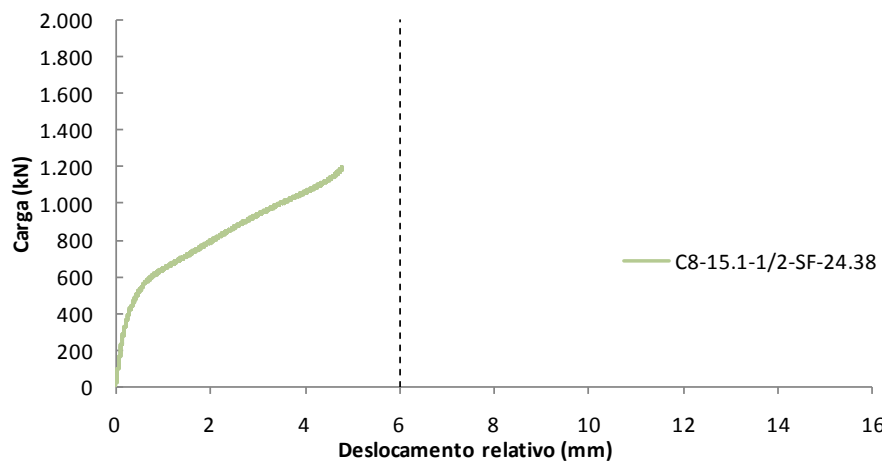


Figura 8 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C8 da série A.

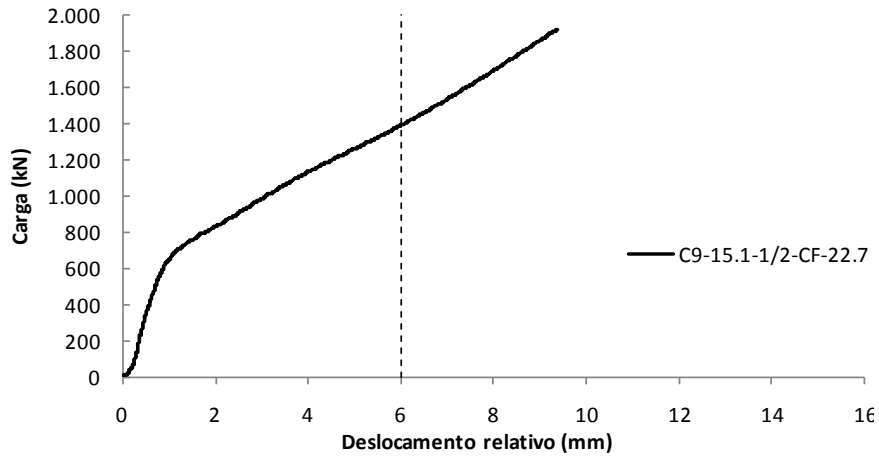


Figura 9 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C9 da série A.

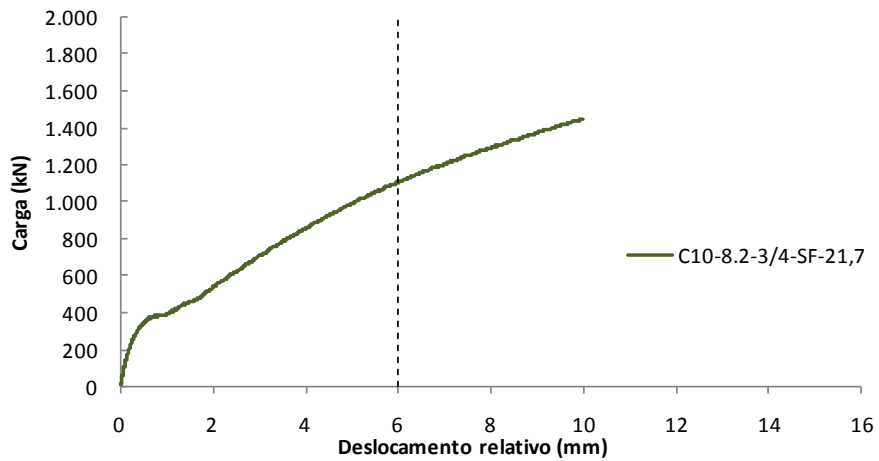


Figura 10 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C10 da série A.

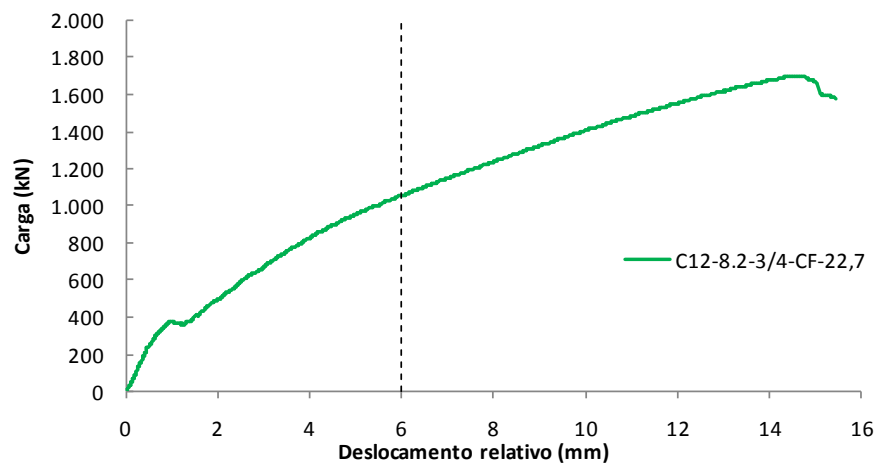


Figura 11 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C12 da série A.

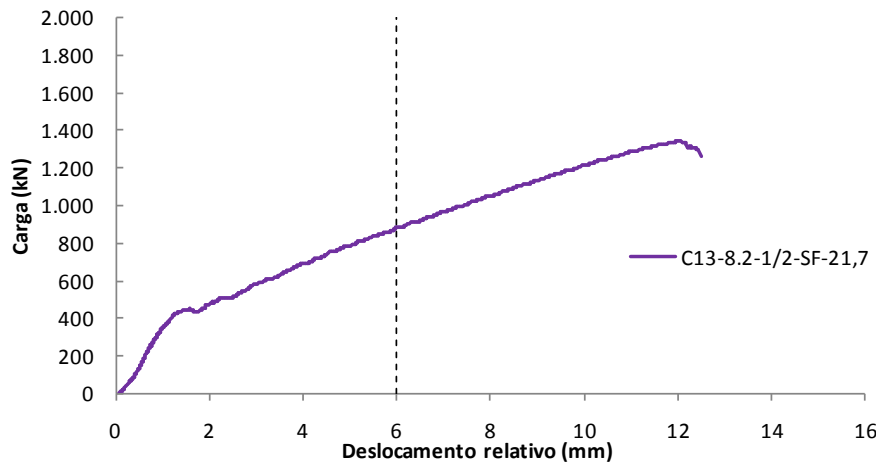


Figura 12 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C13 da série A.

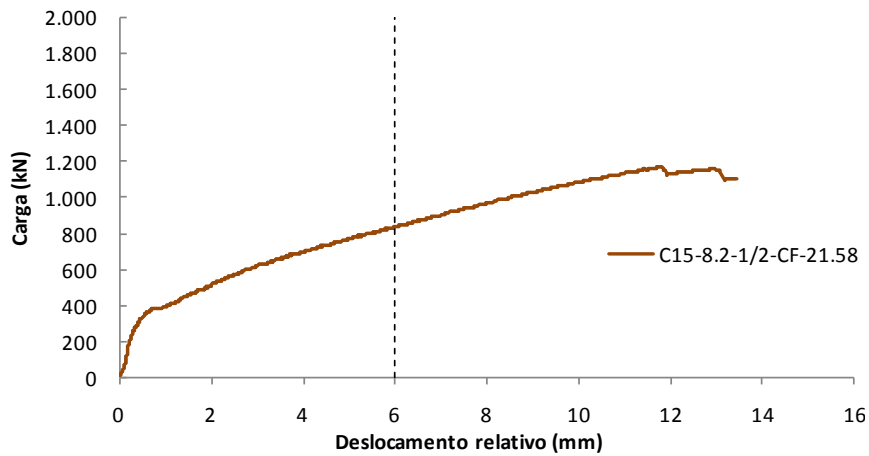


Figura 13 - Curva carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C15 da série A.

Da Figura 1 à Figura 28 são apresentadas as curvas carga *versus* deformação específica para todos os protótipos da série A que foram instrumentados com extensômetros elétricos.

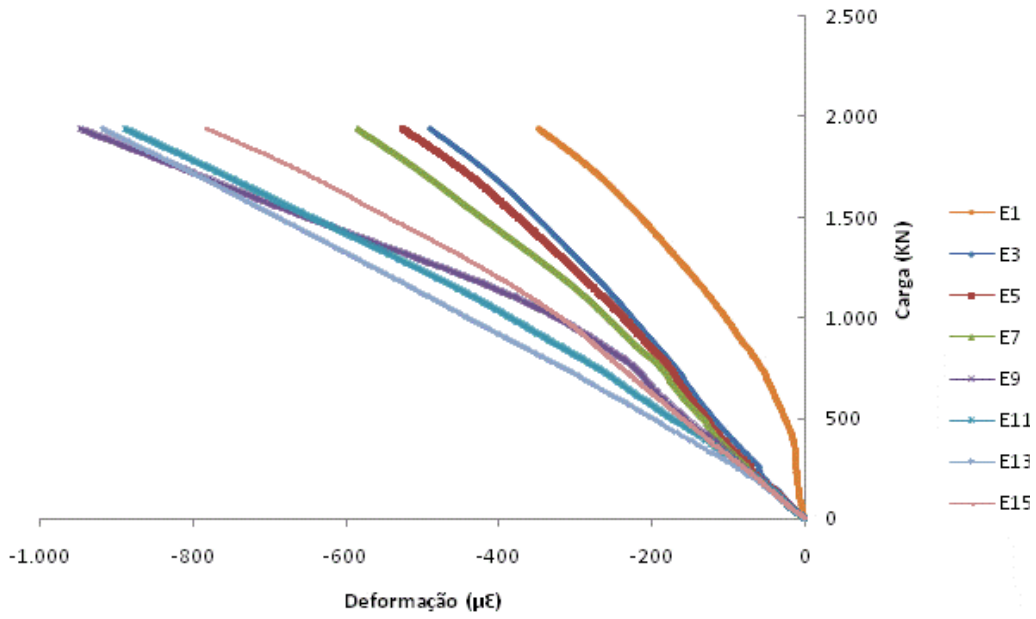


Figura 14 - Deformações verticais do protótipo C1 da série A.

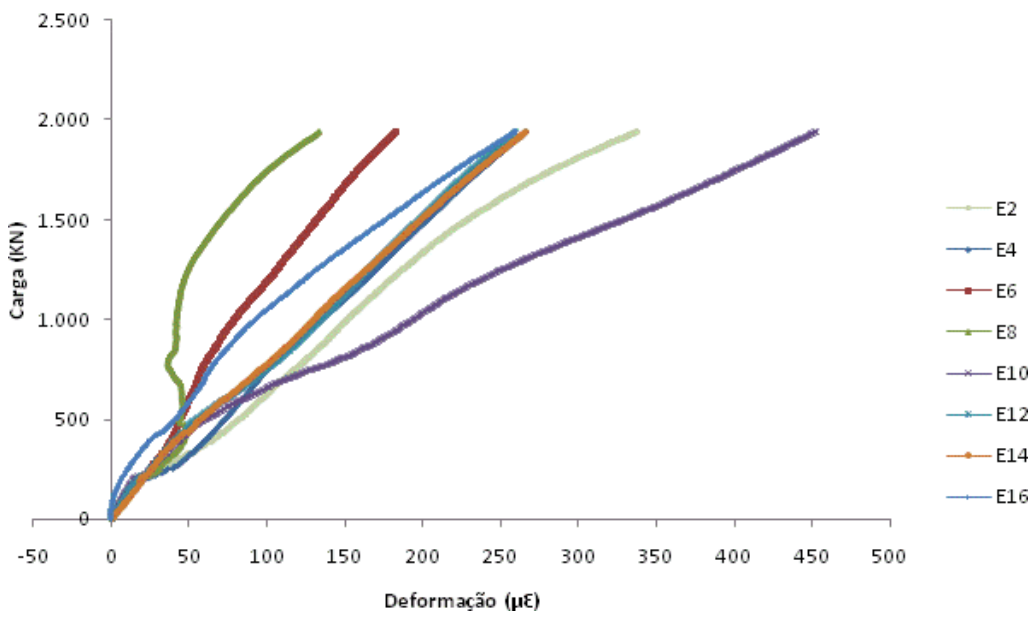


Figura 15 - Deformações diametrais do protótipo C1 da série A.

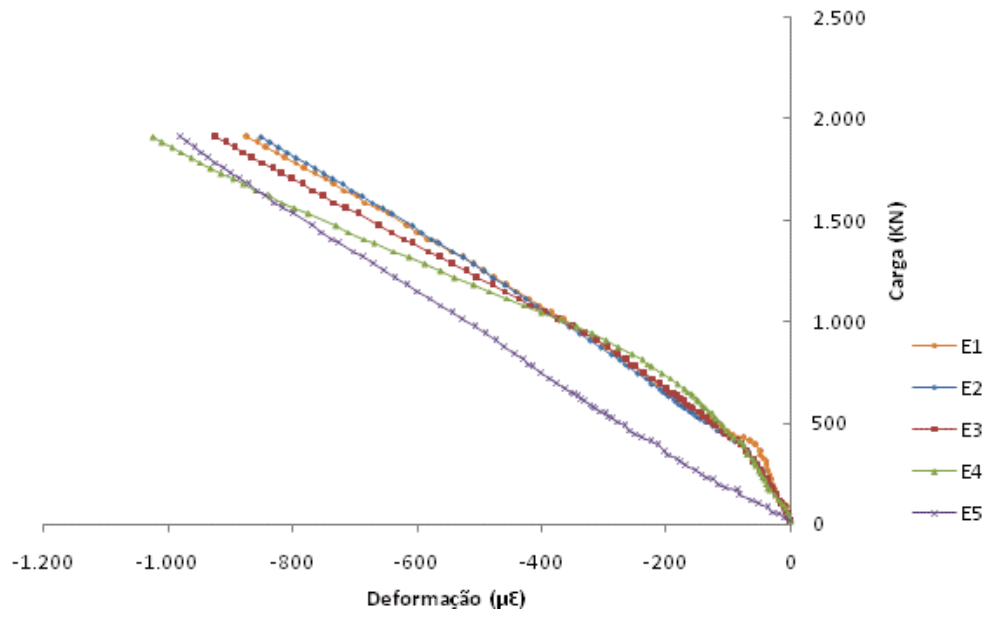


Figura 16 - Deformações verticais do protótipo C3 da série A.

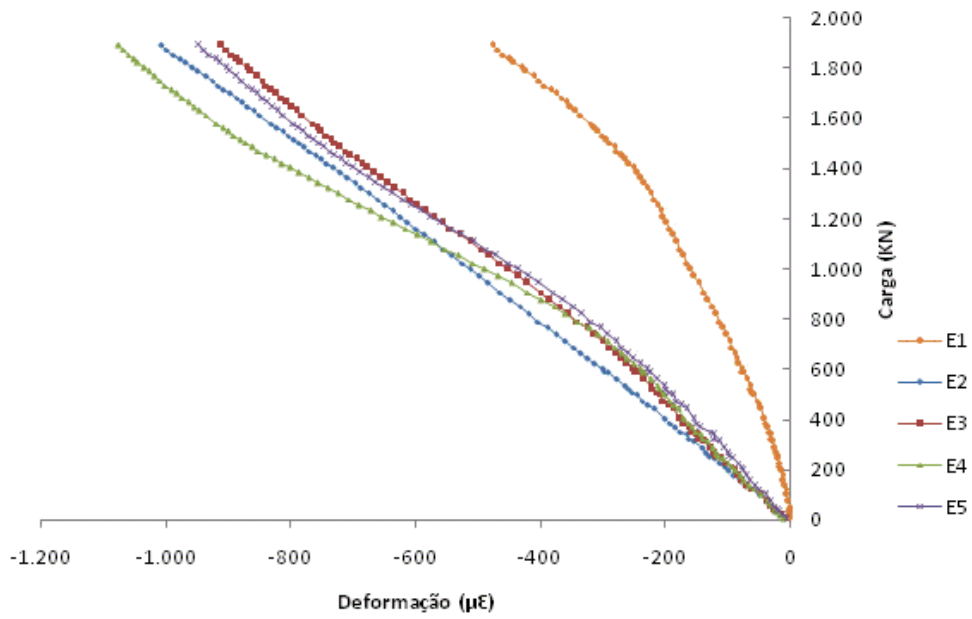


Figura 17 - Deformações verticais C4.

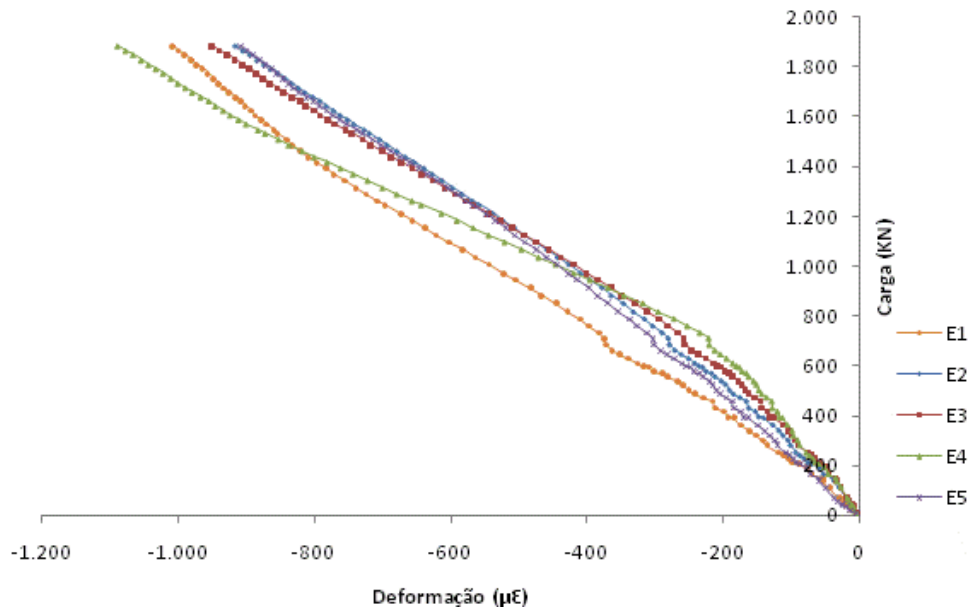


Figura 18 - Deformações verticais do protótipo C5 da série A.

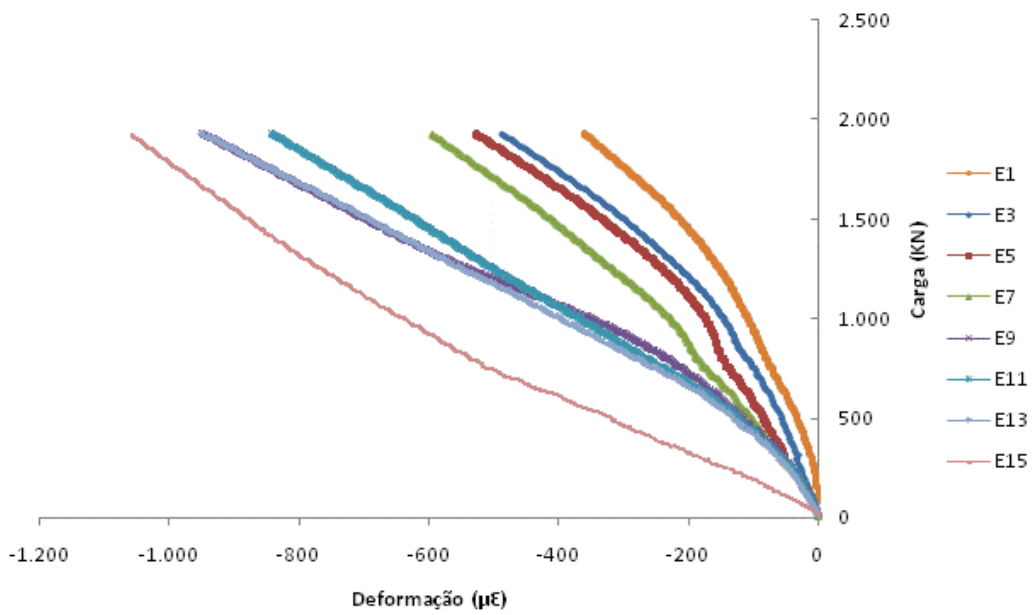


Figura 19 - Deformações verticais do protótipo C9 da série A.

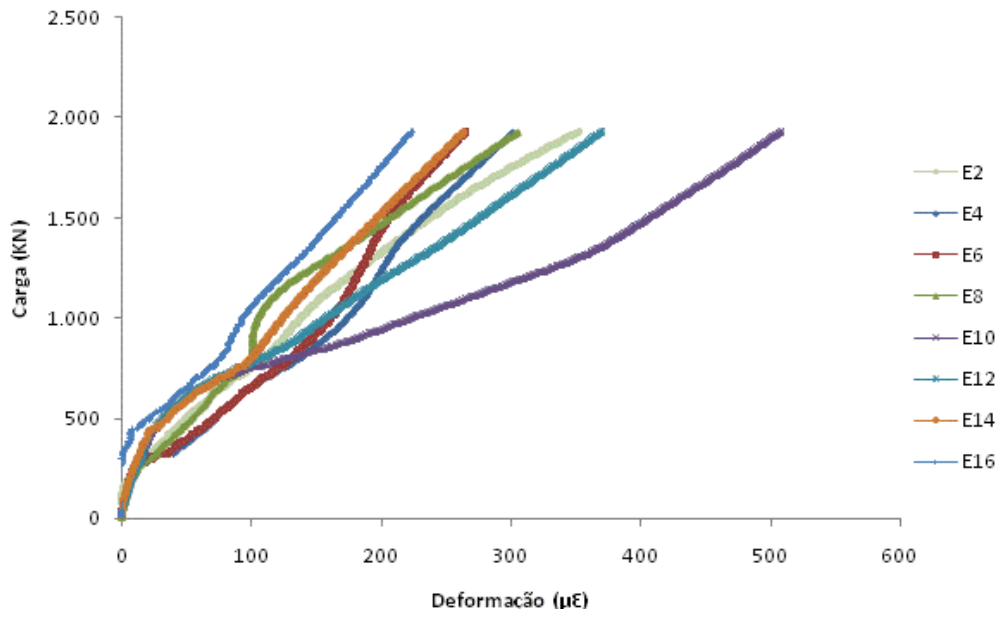


Figura 20 - Deformações diametrais do protótipo C9 da série A.

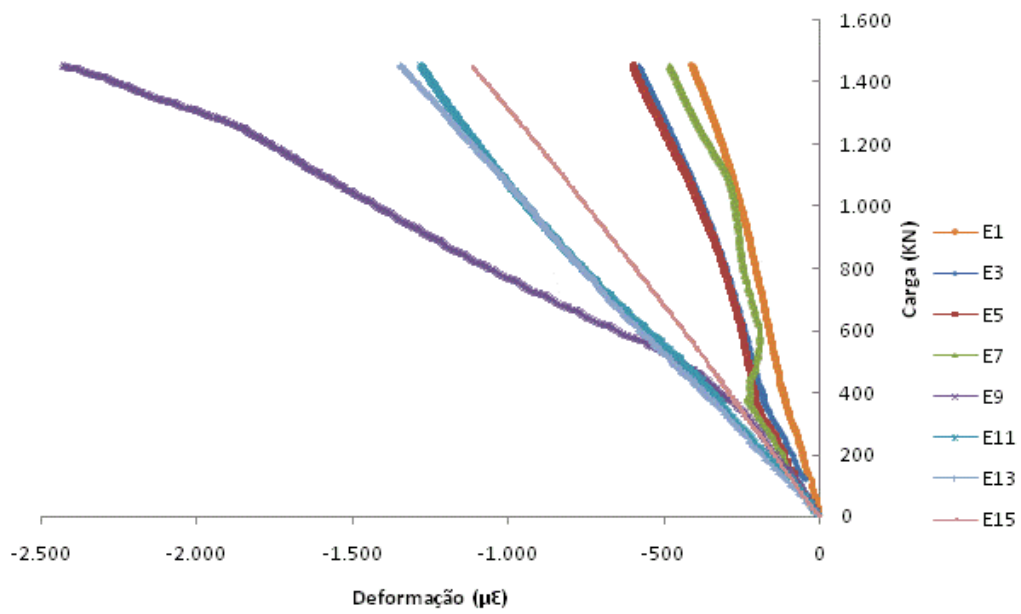


Figura 21 - Deformações verticais do protótipo C10 da série A.

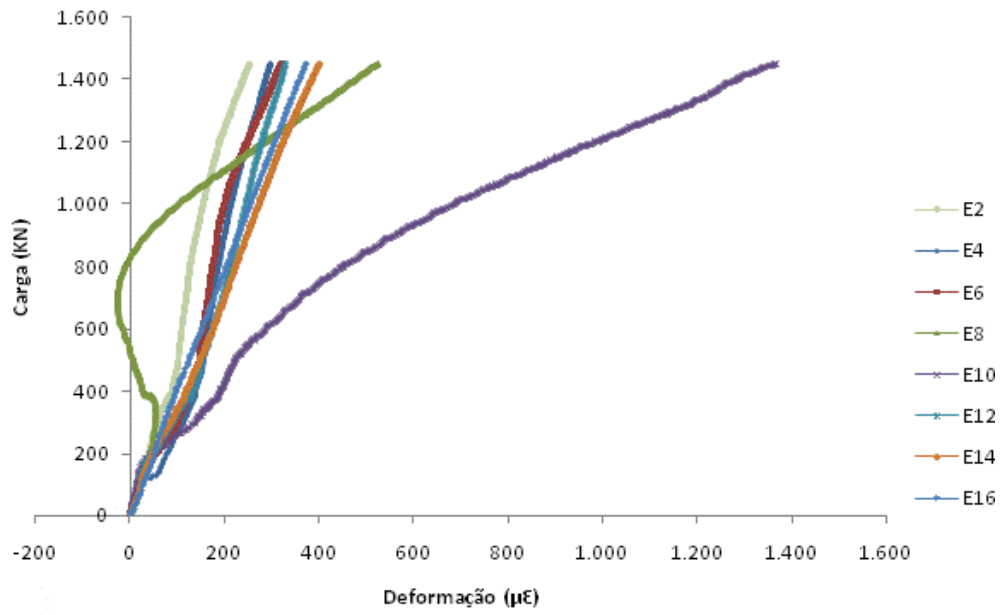


Figura 22 - Deformações diametrais do protótipo C10 da série A.

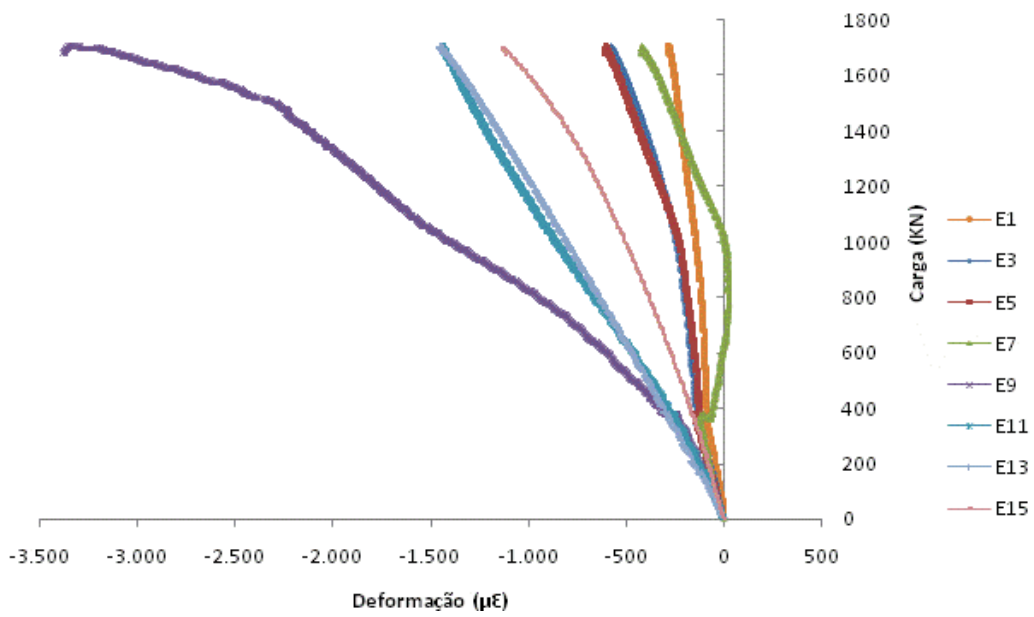


Figura 23 - Deformações verticais do protótipo C12 da série A.

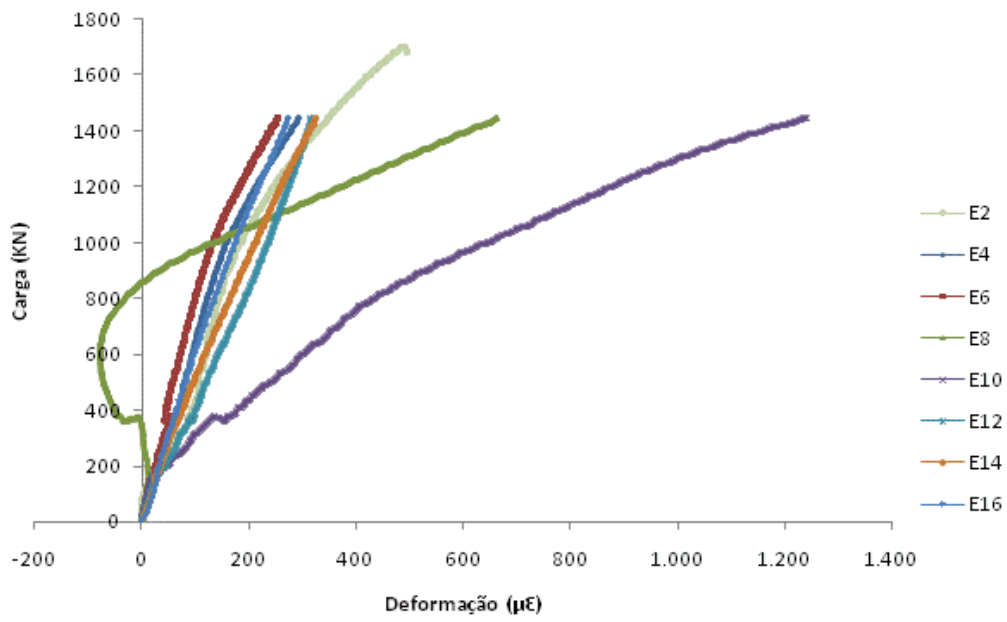


Figura 24- Deformações diametraes do protótipo C12 da série A.

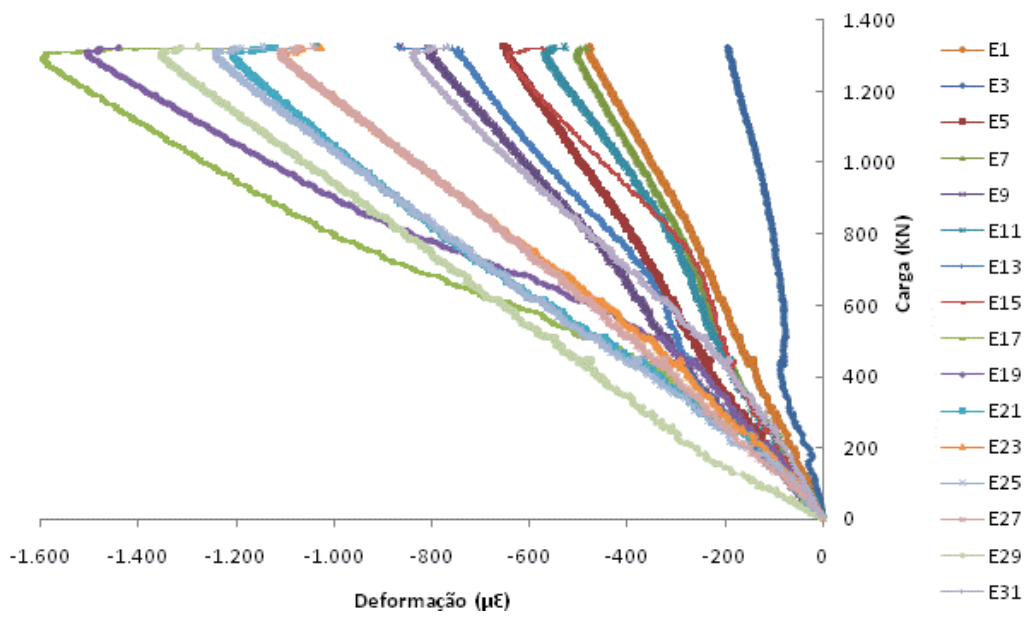


Figura 25 - Deformações verticais do protótipo C13 da série A.

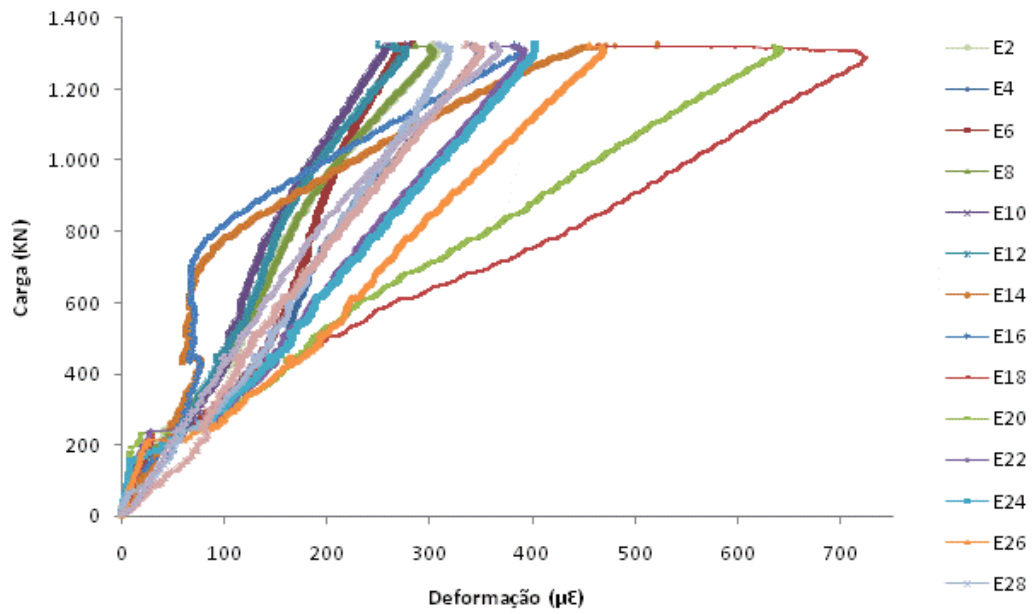


Figura 26 - Deformações diametrais do protótipo C13 da série A.

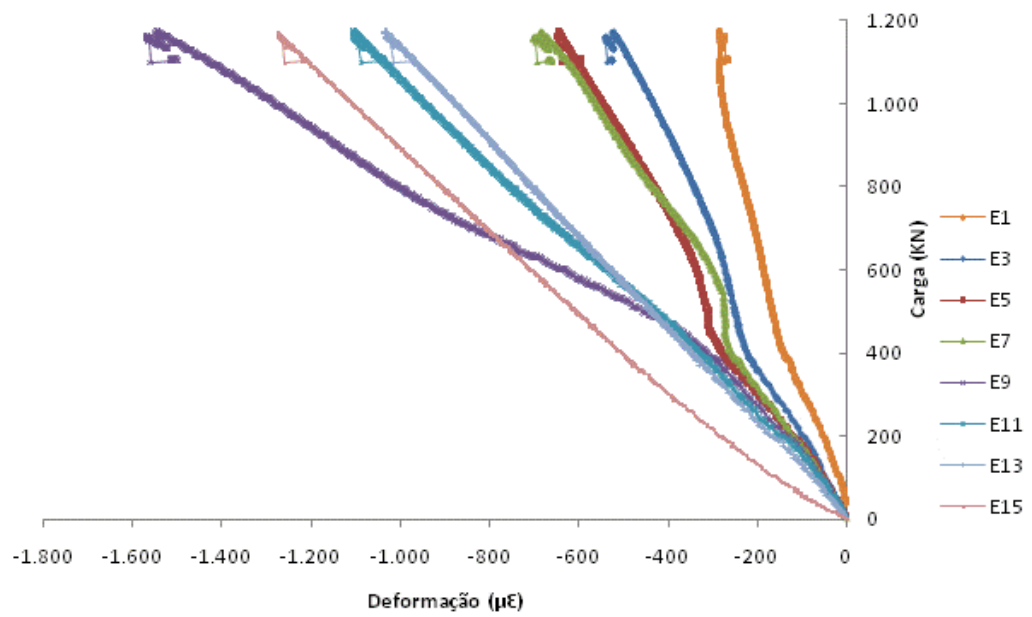


Figura 27 - Deformações verticais do protótipo C15 da série A.

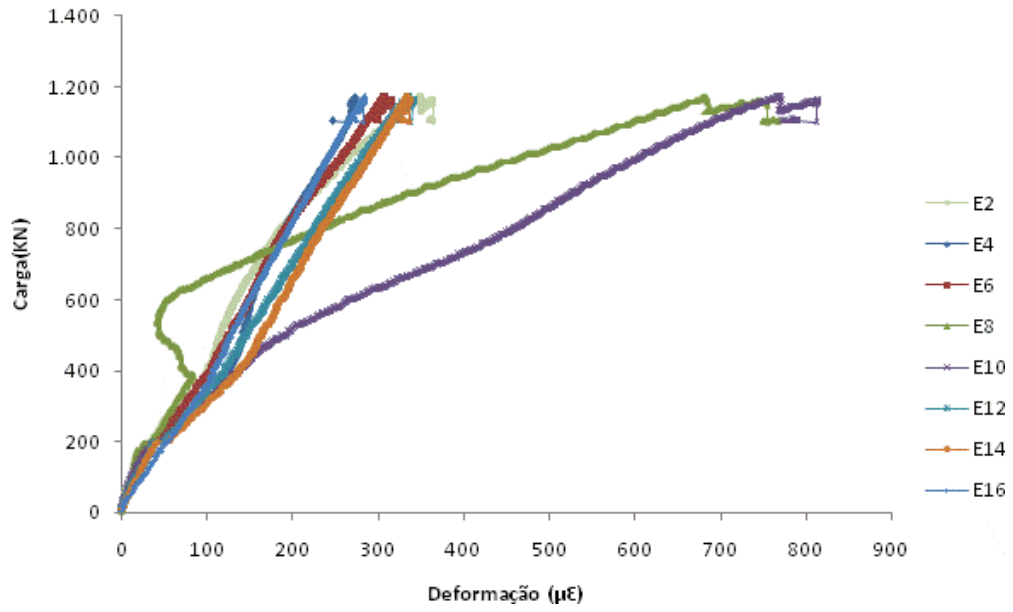


Figura 28- Deformações diametraes do protótipo C15 da série A.

APÊNDICE B

Resultados dos ensaios experimentais da série C

Em função da grande quantidade de pontos de aquisição de dados os resultados experimentais não serão apresentados na forma de tabelas, somente como gráficos. Da Figura 29 à Figura 46 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento relativo para todos os protótipos da série C. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez, segundo o critério de classificação do EUROCODE 4 (2004).

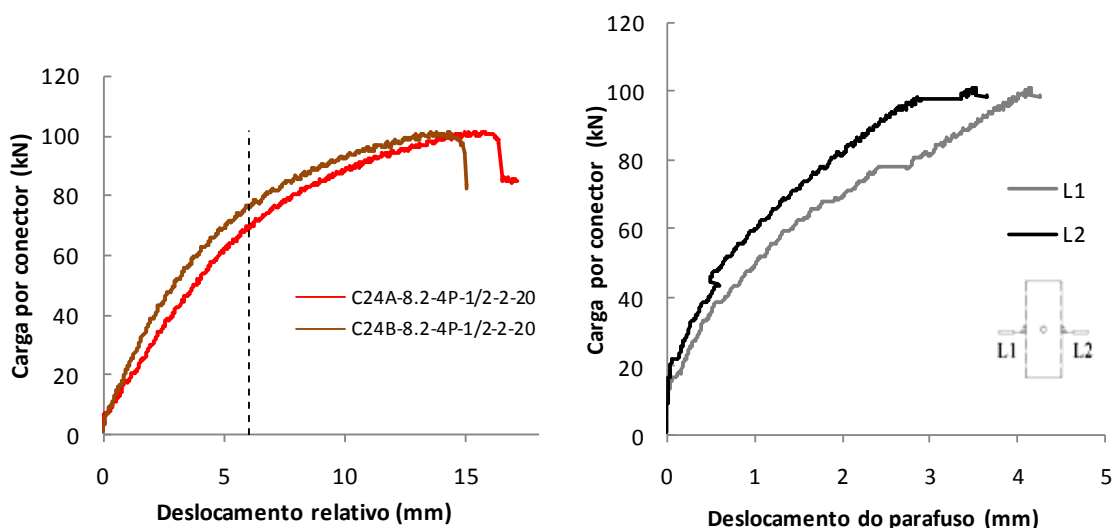


Figura 29 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C24A e C24B da série C.

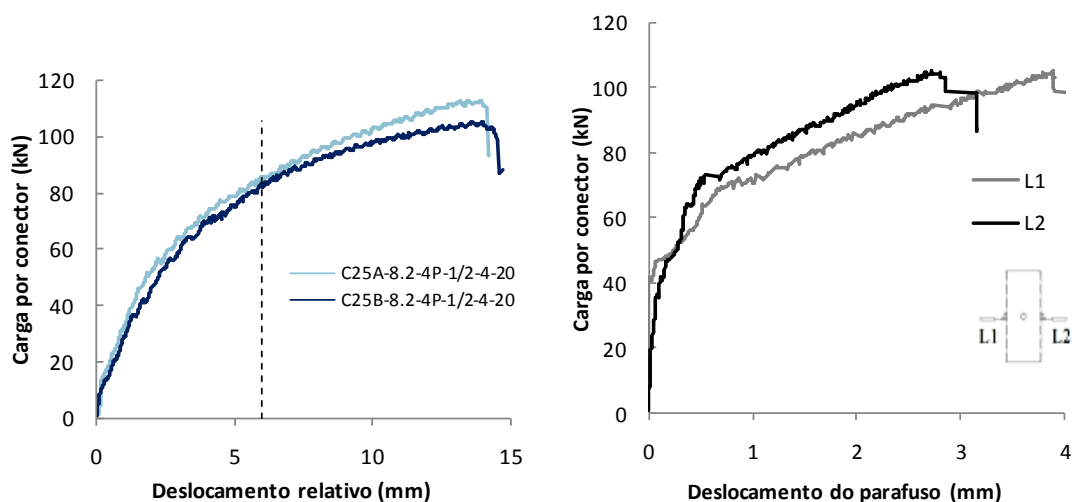


Figura 30- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C25A e C25B da série C.

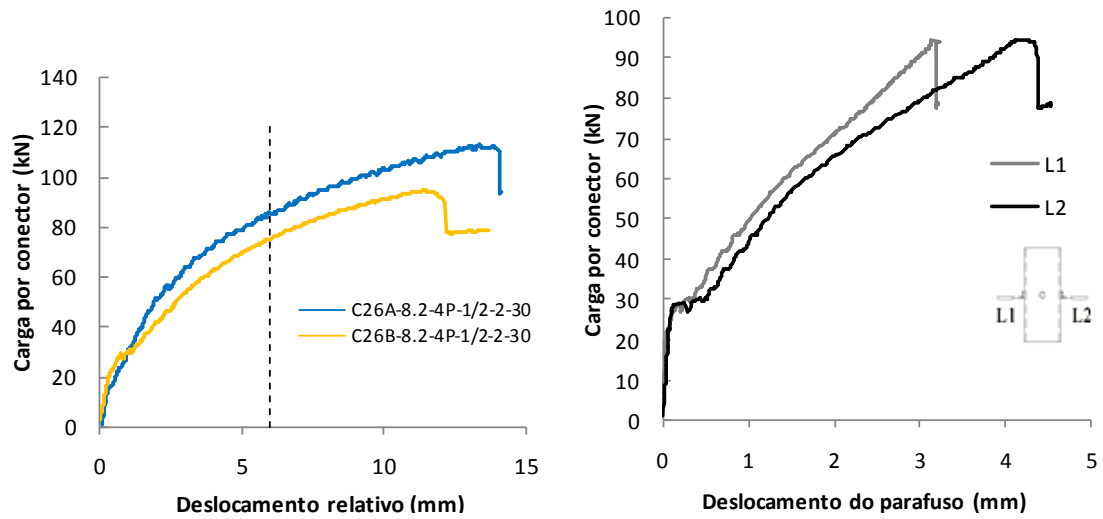


Figura 31- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C26A e C26Bda série C.

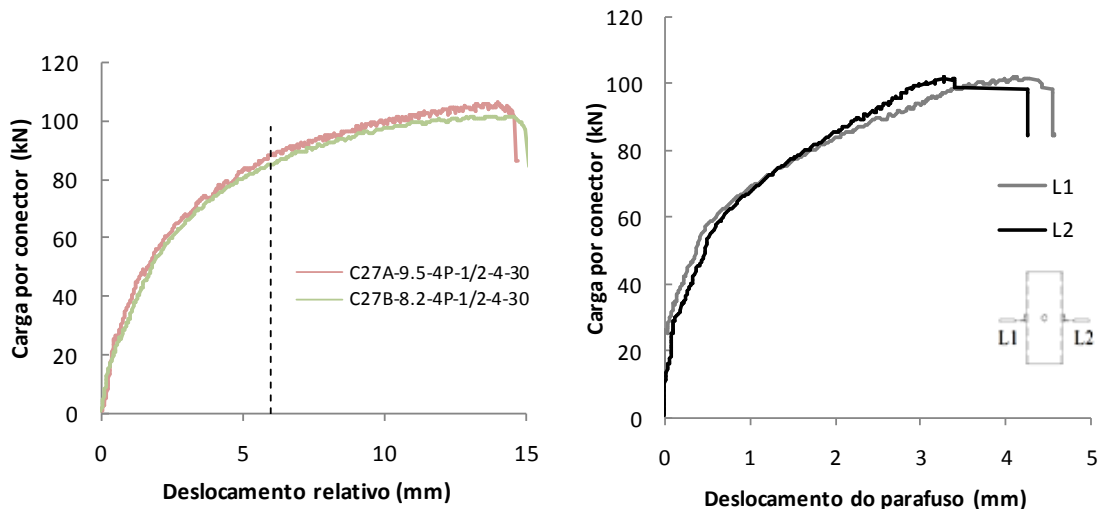


Figura 32 - Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C27A e C27Bda série C.

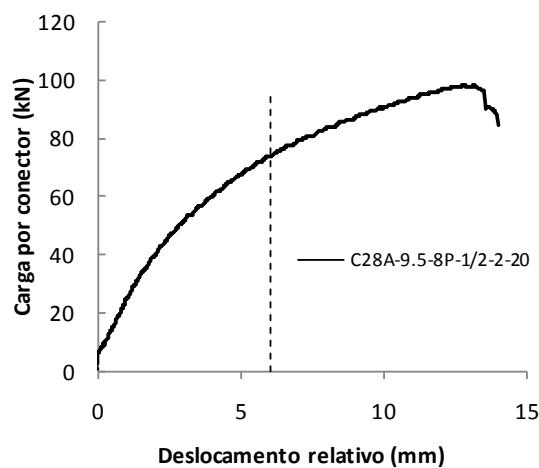


Figura 33- Curvas carga *versus* deslocamento relativo do protótipo C28Ada série C.

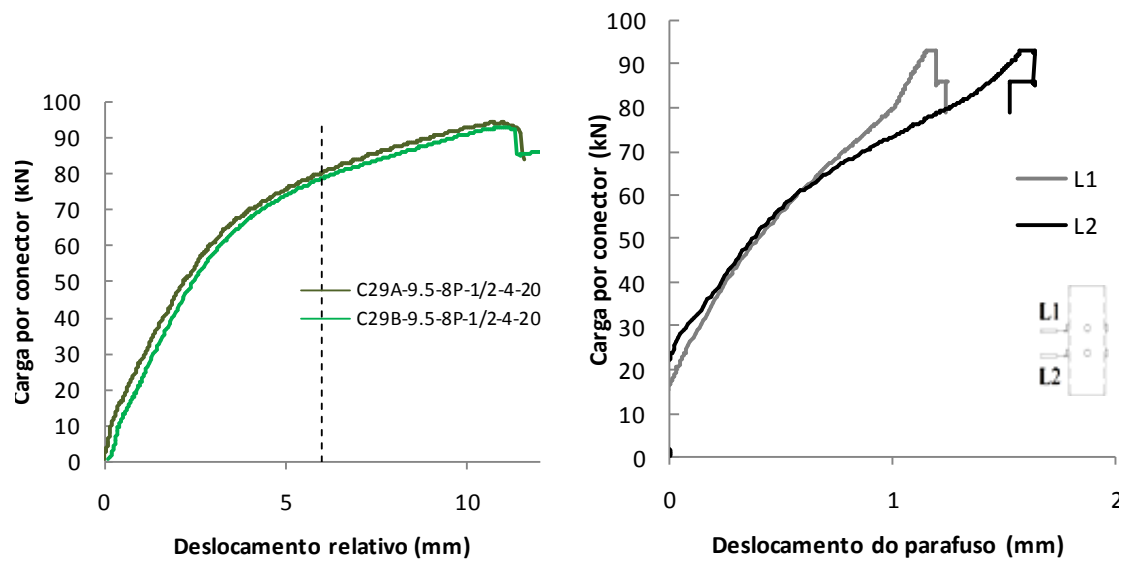


Figura 34- Curvas carga versus deslocamento relativo dos protótipos C29A e C29Bda série C.

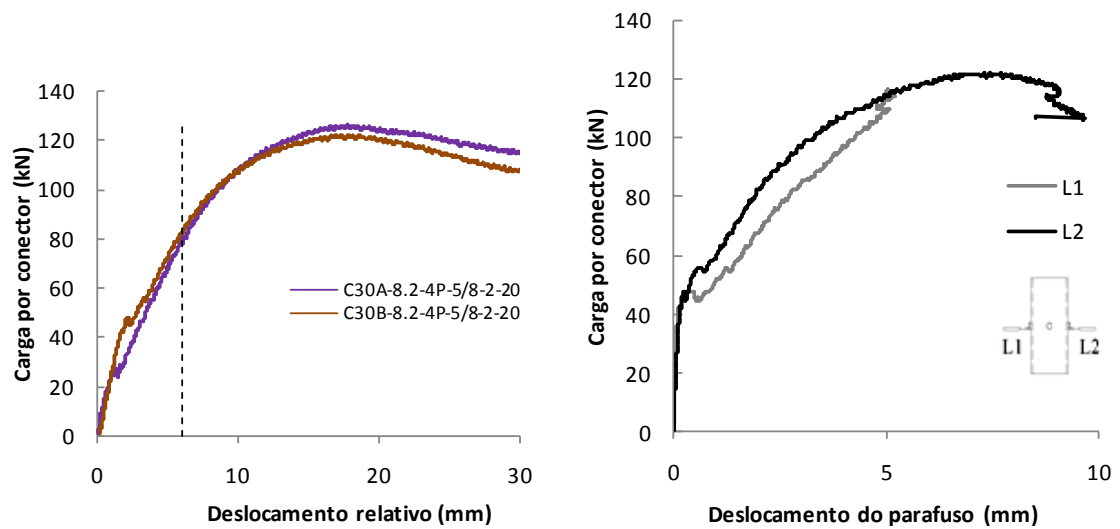


Figura 35 - - Curvas carga versus deslocamento relativo dos protótipos C30A e C30Bda série C.

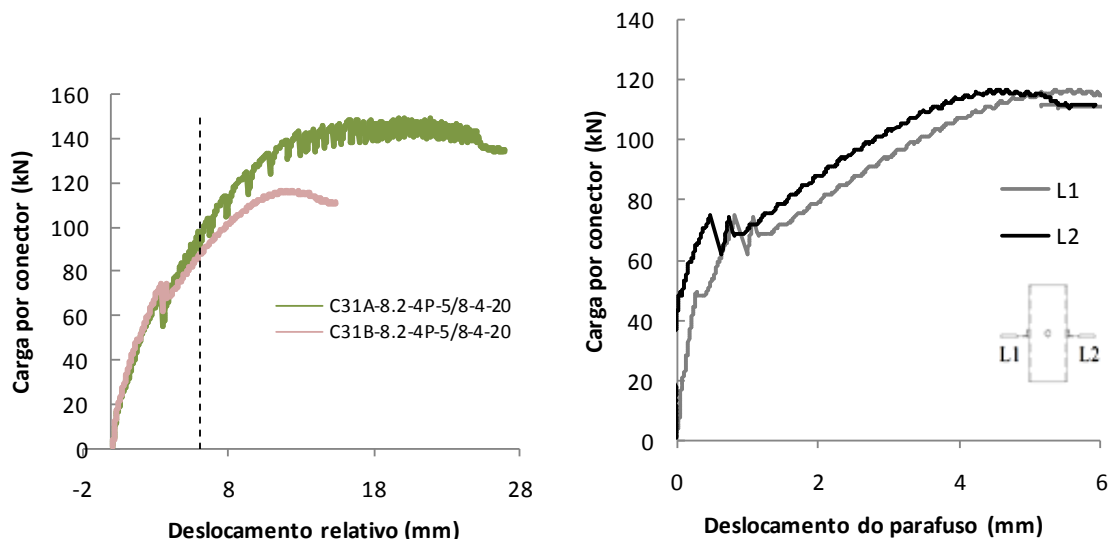


Figura 36 - Curvas carga versus deslocamento relativo dos protótipos C31A e C31Bda série C.

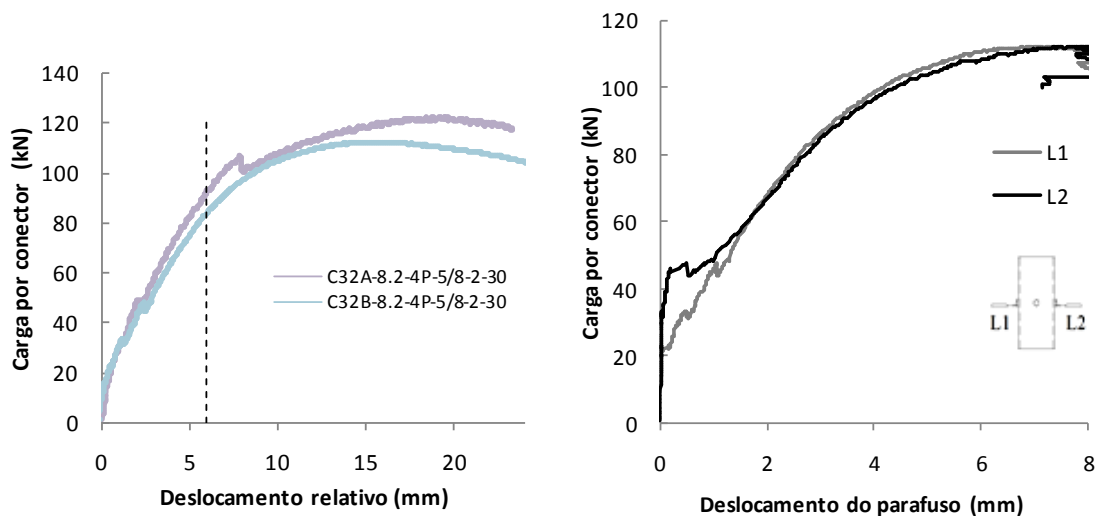


Figura 37- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C32A e C32Bda série C.

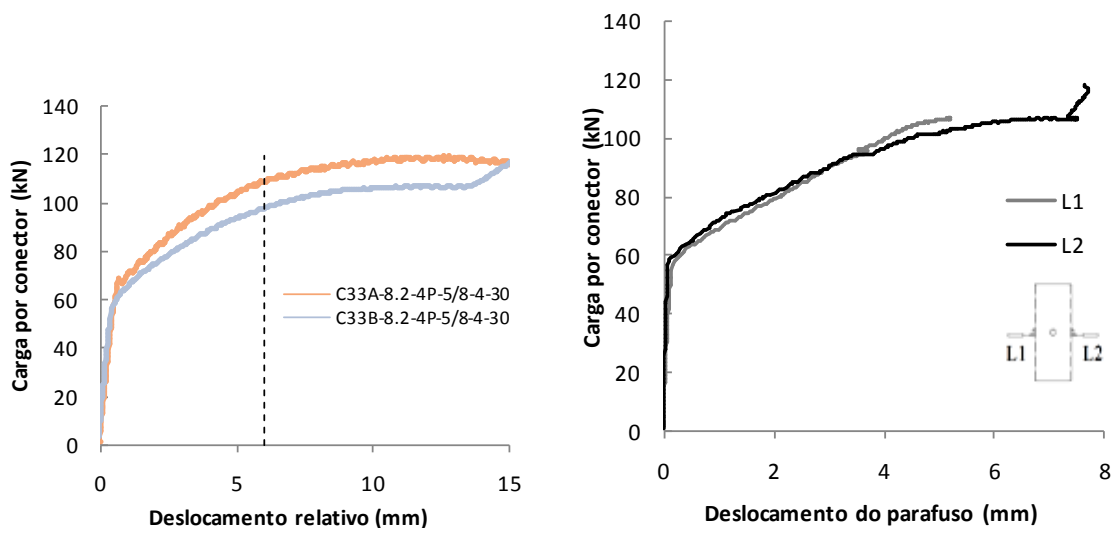


Figura 38- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C33A e C33Bda série C.

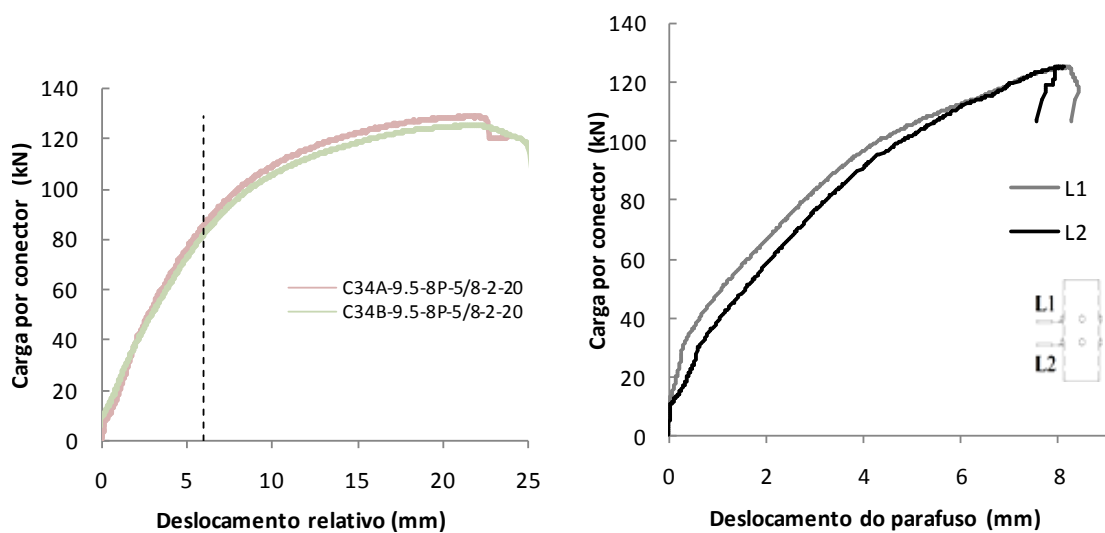


Figura 39- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C34A e C34Bda série C.

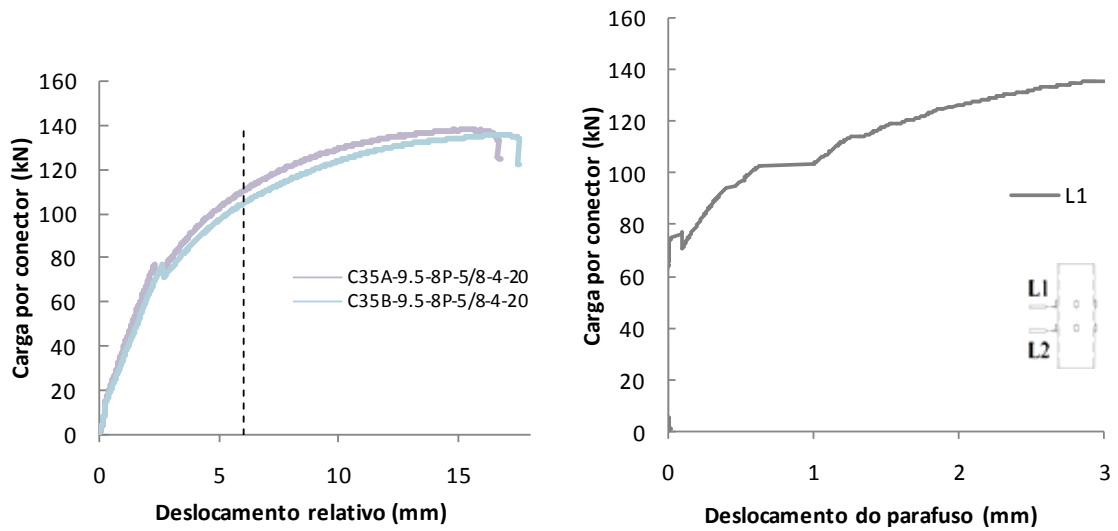


Figura 40- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C35A e C35Bda série C.

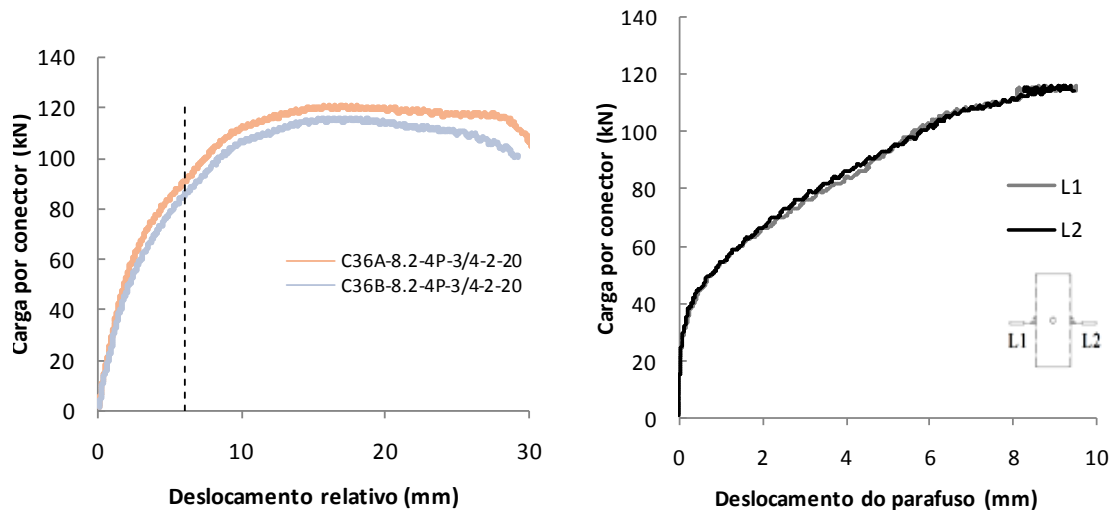


Figura 41- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C36A e C36Bda série C.

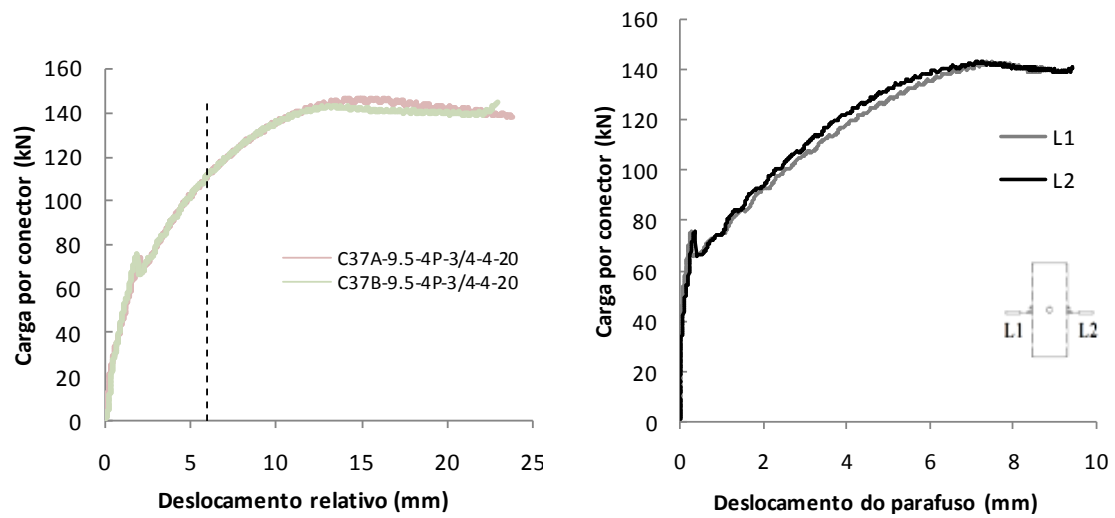


Figura 42- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C37A e C37Bda série C.

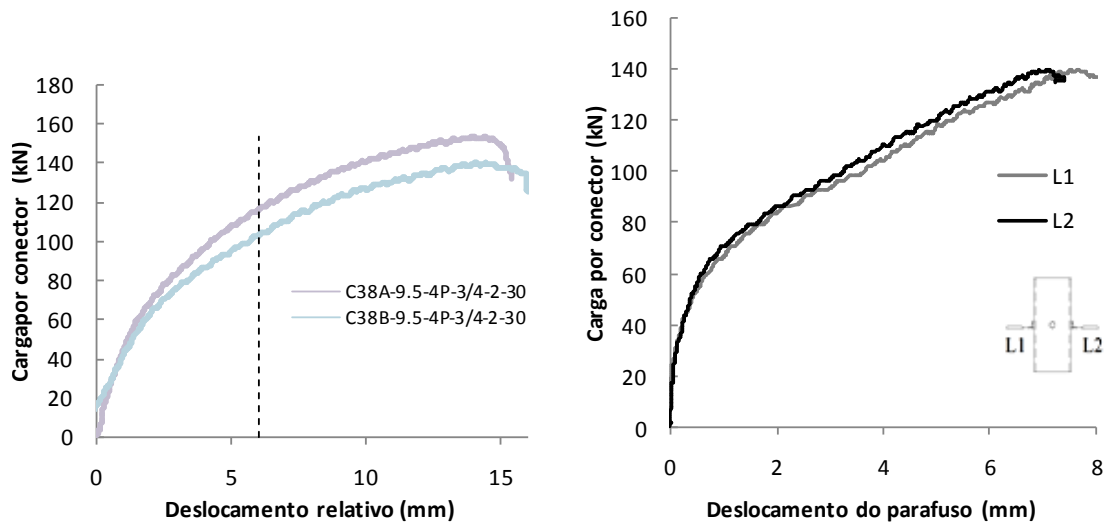


Figura 43- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C38A e C38Bda série C.

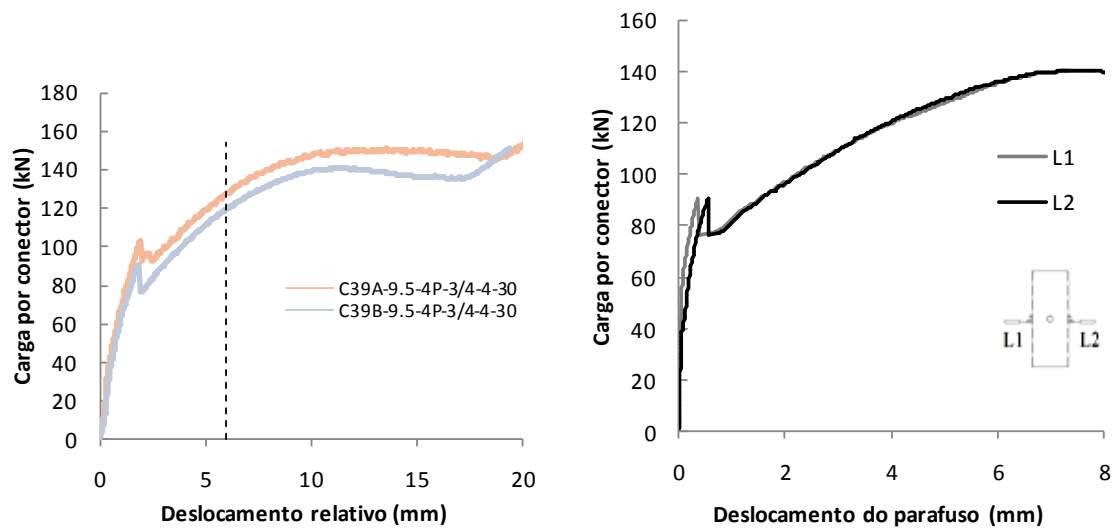


Figura 44- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C39A e C39Bda série C.

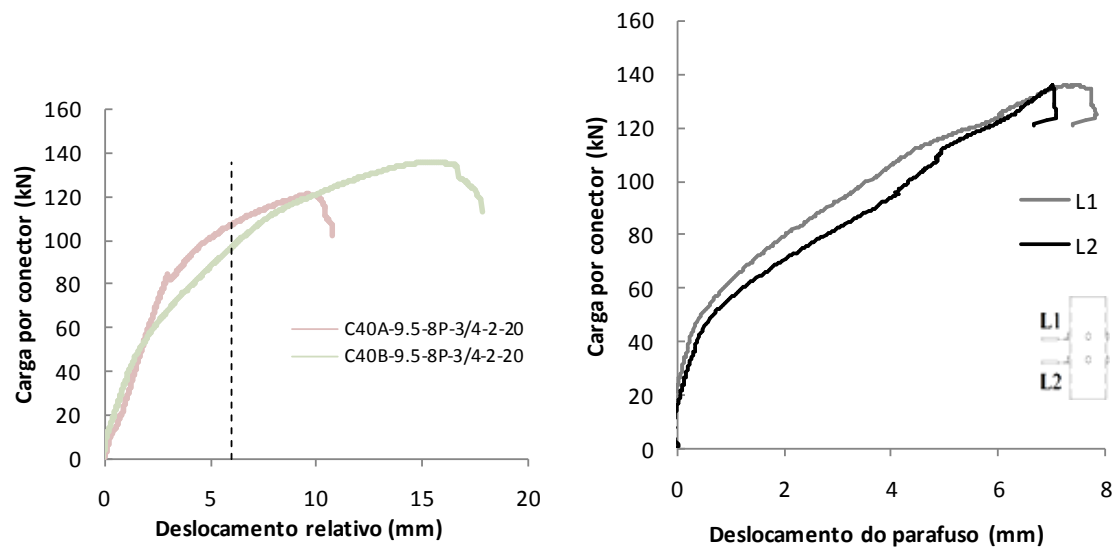


Figura 45- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótiposC40A e C40Bda série C.

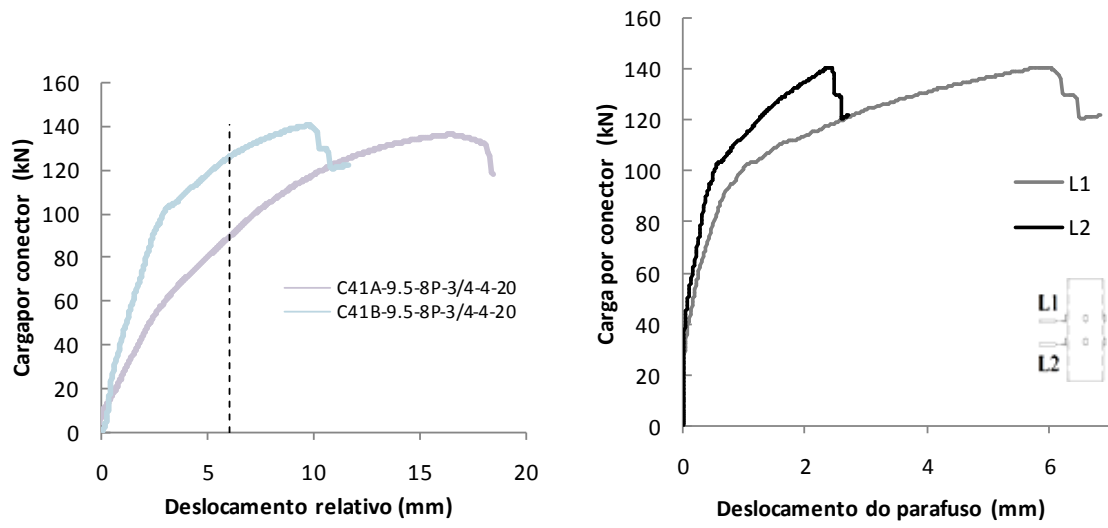


Figura 46- Curvas carga *versus* deslocamento relativo dos protótipos C41A e C41Bda série C.