

Universidade de São Paulo
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Engenharia de Estruturas

**Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-
compressão e de ligações viga-pilar**

SILVANA DE NARDIN

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

Orientadora: Profa. Dra. Ana Lucia H. de C. El Debs

São Carlos

2003

Aos meus pais, Ladi e Lucrecia, minhas irmãs Luciana e Juliana, meu sobrinho João Pedro e meu marido Alex,
uma verdadeira família.

... "Cheguei à conclusão de que, ao invés do grande número de normas de que compõe a lógica, eu devia achar quatro que passaria a considerar absolutas, desde que adotasse o firme e constante propósito de nunca, em circunstância alguma, deixar de observá-las:

A *primeira* delas seria não aceitar nada como verdade enquanto não o reconhecesse claramente como tal, ou seja, evitar cuidadosamente precipitações e preconceitos nos julgamentos e aceitar somente aquilo que se apresentasse à minha razão tão clara e distintamente que não deixasse nenhum motivo de dúvida.

A *segunda* seria dividir cada uma das dificuldades que eu examinasse em tantas partes quanto possível, e como fosse oportuno, a fim de que pudessem ser resolvidas da melhor maneira possível.

A *terceira* seria conduzir as minhas reflexões na devida ordem, começando pelos assuntos mais simples e de fácil compreensão, para depois, gradativamente, chegar ao conhecimento dos mais complexos, adotando uma ordem fictícia para aqueles que não mantivessem entre si uma seqüência natural.

A *quarta* seria fazer sempre enumerações tão completas e revisões tão precisas que me permitissem ter certeza de nada haver omitido."

***Discurso sobre o método de bem conduzir a razão e procurar a verdade
nas ciências***

René Descartes

1596-1650

Agradecimentos

À minha querida orientadora Professora Dra. Ana Lúcia, minha gratidão pelo incansável apoio e orientação, por sua imprescindível presença em todos os momentos importantes deste trabalho e pela oportunidade de realizá-lo sob sua orientação.

À Fapesp - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pela bolsa de estudos e reserva técnica, que permitiram o desenvolvimento deste trabalho.

À empresa Holdercim, que gentilmente cedeu o cimento para a confecção dos pilares preenchidos investigados experimentalmente.

A Nadir Minatel, bibliotecária do Departamento de Engenharia de Estruturas, por sua importante contribuição na pesquisa bibliográfica, pela paciente revisão das referências bibliográficas contidas neste trabalho e por sua simpatia em nos receber na biblioteca deste departamento.

Ao Francisco, desenhista do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelo esmero e dedicação na confecção das figuras contidas neste trabalho.

Aos dedicados funcionários do laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas desta Escola: Amauri, Luiz Vareda, Mauri, Valdir, Mário, Fabiano, Juliano e Jorge, sem os quais o programa experimental presente neste trabalho não teria se realizado.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela atenção nos momentos de necessidade, sobretudo à Rosi e à Marta.

Agradecimento especial ao Professor Dr. Severino Marques, da Universidade Federal de Alagoas (UFAL), por possibilitar o acesso e utilização de seu programa CFT, que viabilizou a análise paramétrica desenvolvida neste trabalho.

À minha orientadora de iniciação científica Isete Marina (UEM), por me proporcionar o primeiro contato com a pesquisa e pelos ensinamentos dentro e fora da sala de aula.

Ao meu amigo Adilson, presença constante em minha vida desde a graduação, pelo apoio e pela amizade.

Aos meus queridos amigos Patrick, Renata, o pequeno Rafael, Luciano, Marilene e a pequena Lorena, pelas maravilhosas horas de lazer, pelo agradável convívio, apoio incondicional e pelas longas reflexões que me proporcionaram.

Aos meus pais, Ladi e Lucrecia, que me apoiaram na decisão de prosseguir os estudos com todo o apoio necessário, às minhas irmãs Luciana e Juliana e ao meu sobrinho João Pedro, por serem tão especiais.

Por fim, mas não menos importante, ao meu amor Alex, marido, companheiro e amigo incansável, por sua dedicação, apoio, incentivo, compreensão, carinho e alegria em todos os momentos da minha vida. E mais, pelas muitas opiniões e contribuições a este trabalho.

Sumário

RESUMO.....	VII
ABSTRACT.....	IX
1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	2
1.2 JUSTIFICATIVAS.....	6
1.3 OBJETIVOS	7
1.4 METODOLOGIA.....	9
1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	11
2. ESTADO DA ARTE	13
2.1 O PILAR PREENCHIDO FLEXO-COMPRIMIDO	14
2.1.1 VISÃO GERAL DAS PESQUISAS	14
2.1.2 ASPECTOS RELATIVOS AO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	32
2.1.2.1 Propriedades mecânicas dos materiais.....	32
a) O concreto de alta resistência	32
b) O perfil tubular	34
2.1.2.2 DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO	38
2.1.2.3 ADERÊNCIA	40
2.1.2.4 CONFINAMENTO	46
2.1.2.5 RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E DUCTILIDADE.....	48
2.2 O PILAR PREENCHIDO E SUA LIGAÇÃO COM AS VIGAS	50
2.2.1. INTRODUÇÃO.....	50
2.2.2 TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES PREENCHIDOS E VIGAS	51
3. ASPECTOS NORMATIVOS IMPORTANTES.....	71
3.1 NORMAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PILARES PREENCHIDOS: SEMELHANÇAS E DIFERENÇAS	72
3.1.1 NOMENCLATURA.....	73
3.1.2 FILOSOFIA DE PROJETO, TERMOS E ESPECIFICAÇÕES	75

3.1.3	DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O CONCRETO	78
3.1.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL DO CONCRETO	79
3.1.5	EXCENRICIDADES ACIDENTAIS	79
3.1.6	ÍNDICE DE ESBELTEZ	80
3.1.7	EFEITO DAS AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO	80
3.1.8	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	81
3.1.9	CURVAS DE INTERAÇÃO.....	82
3.1.10	CAPACIDADE RESISTENTE: VALORES TEÓRICOS X EXPERIMENTAIS	85
3.1.11	CONSIDERAÇÃO DO TRABALHO A FRIO EM PERFIS TUBULARES	91
3.2	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS "APLICÁVEIS" A LIGAÇÕES ENTRE PILARES	
PREENCHIDOS E VIGA DE AÇO		93
3.2.1	RECOMENDAÇÕES DA NBR 8800:1986	94
3.2.1.1	Ligações parafusadas.....	94
3.2.1.2	Ligações soldadas.....	95
3.2.2	PROCEDIMENTO DESCRITO NO EUROCODE 3:1993	96
3.2.2.1	Ligações parafusadas.....	96
3.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
<u>4. ESTUDO DE PILARES PREENCHIDOS FLEXO-COMPRESSOS</u>		<u>101</u>
4.1	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	102
4.1.1	ASPECTOS GERAIS DO PROGRAMA COMPUTACIONAL <i>CFT</i>	102
4.1.1.1	Hipóteses Básicas e Relações Constitutivas.....	102
4.1.1.2	Procedimentos numéricos do modelo.....	103
4.1.1.3	Utilização do programa <i>CFT</i>	104
4.1.2	AFERIÇÃO DO PROGRAMA	105
4.1.2.1	Bridge apud ZHANG & SHAHROOZ (1999a).....	105
4.1.2.2	SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) e SHAKIR-KHALIL (1994).....	106
4.1.2.3	CEDERWALL & ENGSTROM & GRAUERS (1990).....	108
4.1.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	109
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	110
4.2.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS: DEFINIÇÃO DAS SÉRIES E MODELOS	110
4.2.2	CONDIÇÕES DE VINCULAÇÃO DAS EXTREMIDADES DOS MODELOS	112
4.2.3	O ESQUEMA DE ENSAIO.....	113
4.2.4	MATERIAIS E DOSAGEM UTILIZADOS NO CONCRETO.....	116
4.2.5	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	117
4.2.5.1	Concreto	118

4.2.5.2 Aço do perfil tubular.....	118
4.2.6 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS DE PILARES PREENCHIDOS.....	119
4.2.6.1 Registros de deformações	120
4.2.6.2 Registros de deslocamentos	122
4.2.7 MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA	123
<u>5. PILARES FLEXO-COMPRESSOS: RESULTADOS E ANÁLISE</u>	125
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	126
5.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA	126
5.2.1 ANÁLISE DA FORÇA ÚLTIMA	126
5.2.1.1 Elementos CFTS-3.....	126
5.2.1.2 Elementos CFTS-6,3.....	131
5.2.1.3 Análise comparativa: CFTS-3/CFTS-6,3.....	133
5.2.1.4 Elementos CFTR-3	136
5.2.1.5 Elementos CFTR-6,3	142
5.2.1.6 Análise comparativa: CFTR-3X e CFTR-6,3X	147
5.2.1.7 Análise comparativa: CFTR-3Y e CFTR-6,3Y	149
5.2.2 DIAGRAMAS MOMENTO FLETOR X FORÇA NORMAL.....	152
5.2.2.1 Elementos CFTS-3.....	152
5.2.2.2 Elementos CFTS-6,3.....	153
5.2.2.3 Elementos CFTR-3	154
5.2.2.4 Elementos CFTR-6,3	156
5.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL	157
5.3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	157
5.3.1.1 Caracterização do concreto.....	157
5.3.1.2 Caracterização do aço do perfil tubular	158
5.3.2 CAPACIDADE RESISTENTE: FORÇA ÚLTIMA E MOMENTO ÚLTIMO.....	159
5.3.3 SÉRIE PILOTO	160
5.3.3.1 Deformação axial dos materiais – Série Piloto	161
5.3.3.2 Deslocamentos – Série Piloto	162
5.3.3.3 Configuração final – Série Piloto.....	164
5.3.4 SÉRIE 1	164
5.3.4.1 Deformação axial dos materiais – Série 1.....	166
5.3.4.2 Deslocamentos – Série 1	170
5.3.4.3 Configuração final – Série 1	172
5.3.5 SÉRIE 2	173

5.3.5.1. Deformação axial dos materiais - Série 2.....	173
5.3.5.2 Deslocamentos – Série 2	178
5.3.5.3 Configuração final – Série 2.....	181
5.3.6 SÉRIE 1R	182
5.3.5.1. Deformação axial dos materiais - Série 1R.....	182
5.3.5.2 Deslocamentos – Série 1R.....	185
5.3.5.3 Configuração final – Série 1R.....	187
5.3.7 SÉRIE 2R	187
5.3.7.1. Deformação axial dos materiais - Série 2R.....	188
5.3.7.2 Deslocamentos – Série 2R.....	191
5.3.7.3 Configuração final – Série 2R.....	193
5.3.8 ANÁLISES COMPARATIVAS	194
5.3.8.1 A questão da aderência.....	194
5.3.8.2 Comportamento do concreto: compressão simples x flexo-compressão.....	196
5.3.8.3 Comportamento teórico x comportamento experimental	198

LIGAÇÕES VIGA-PILAR PREENCHIDO: RESULTADOS E ANÁLISES..... 229

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	230
7.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA	230
7.2.1 TIPOLOGIA 1	231
7.2.1.1 Panorama de tensões, deformações e deslocamentos.....	231
7.2.1.2 Deficiências na modelagem da Tipologia 1	236
7.2.2 TIPOLOGIA 4	237
7.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	241
7.3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	241
7.3.1.1 Caracterização do núcleo de concreto	242
7.3.1.2 Caracterização do aço.....	242
7.3.2 CAPACIDADE RESISTENTE.....	244
7.3.3 TIPOLOGIAS 1 E 2	244
7.3.3.1 Deformações nos parafusos.....	245
7.3.3.2 Deformações nas vigas.....	247
7.3.3.3 Chapa de extremidade: deformações e deslocamentos	253
7.3.3.4 Deformações no pilar preenchido.....	258
7.3.3.5 Deslocamentos verticais.....	260
7.3.3.6 Curvas Momento x Rotação	261
7.3.3.7 Configurações finais.....	262

7.3.4 TIPOLOGIAS 3 E 4	264
7.3.4.1 Deformações nas vigas	264
7.3.4.2 Deformações no pilar preenchido	270
7.3.4.3 Deslocamentos verticais	274
7.3.4.4 Deformação nas cantoneiras – Tipologia 4.....	274
7.3.4.5 Curvas Momento x Rotação	276
7.3.4.6 Configuração final	277
7.4 ANÁLISE COMPARATIVA DA CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO NA EXTREMIDADE DAS VIGAS.....	279
<u>8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS</u>	<u>281</u>
O PILAR PREENCHIDO FLEXO-COMPRIMIDO	282
A LIGAÇÃO VIGA-PILAR PREENCHIDO.....	287
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	291
<u>APÊNDICE A: CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE DAS TIPOLOGIAS 1, 2 E 3</u>	<u>303</u>
A-1 TIPOLOGIAS 1 E 2.....	303
A-1.1 RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 3:1993	303
A-1.2 VERIFICAÇÃO DO EFEITO ALAVANCA	304
A-1.3 RECOMENDAÇÕES DA NBR 8800:1986	305
A-2 TIPOLOGIA 3	306
A-2.1 RECOMENDAÇÕES DA NBR 8800:1986	306
<u>APÊNDICE B: PILARES FLEXO-COMPRIMIDOS: RESULTADOS COMPLEMENTARES DA ANÁLISE PARAMÉTRICA.....</u>	<u>309</u>
B.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA	309
B.1.1 ANÁLISE DA FORÇA ÚLTIMA.....	310
<u>APÊNDICE C: RESULTADOS COMPLEMENTARES DOS ENSAIOS DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO.....</u>	<u>313</u>
C.1 TIPOLOGIA 01.....	313
C.2 TIPOLOGIA 02.....	316
C.3 TIPOLOGIA 03.....	319

Resumo

DE NARDIN, S. (2003). *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar*. São Carlos, Tese (Doutorado). 323p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho aborda o estudo de pilares preenchidos flexo-comprimidos e algumas ligações viga-pilar preenchido. Para ambos, são realizadas experimentações com modelos físicos e numéricos, sendo que para os pilares preenchidos um amplo estudo paramétrico foi desenvolvido. Ao todo, foram ensaiados 13 pilares preenchidos flexo-comprimidos, cujos valores de força última são comparados com aqueles provenientes da simulação numérica via programa CFT e, os demais resultados, comentados e discutidos. Aferido, o programa CFT foi utilizado no estudo paramétrico com o intuito de avaliar a influência de parâmetros como resistência dos materiais, excentricidade da força axial, eixo de flexão e relação lado/espessura na capacidade resistente do pilar preenchido. Quanto às ligações viga-pilar, foram ensaiadas 4 tipologias de ligação, sendo duas compostas por chapas de extremidade e parafusos passantes e duas soldadas, sendo uma delas enrijecida por cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular. Discutem-se os resultados, sobretudo quanto ao comportamento momento-rotação das tipologias investigadas. As ligações também foram investigadas via simulação numérica e os resultados obtidos permitiram elaborar diretrizes para o aprimoramento de tais simulações. Por fim, são apresentadas as conclusões pertinentes a este trabalho e recomendações para novas pesquisas.

Palavras-chave: pilar misto preenchido, flexo-compressão, análise experimental, ligações viga-pilar, concreto de alta resistência, estruturas mistas.

Abstract

DE NARDIN, S. (2003). *Concrete filled steel columns: a study of combined bending and compression and beam-column connections*. São Carlos, Doctoral Thesis. 323p. The School of Engineering at Sao Carlos, University de São Paulo.

This research thesis presents a study of concrete filled steel columns subjected to combined bending and compression and beam-column connections. In both cases, tests were conducted on physical and numerical models, resulting in the development of a wide range of parametric studies for the case of the concrete filled steel columns. 13 concrete filled steel columns were tested under combined bending and compression loads whose ultimate values were compared to ultimate forces obtained from numerical simulations using the CFT computer program. After calibration, the computer program was used in the parametric study with the aim of verifying the influence of parameters, such as the material strength, eccentricity of the axial force, bending axis and breadth/thickness relation, on the ultimate load carrying capacity of the concrete filled steel columns. With respect to the beam-column connections, four types of connections were tested, two of them composed of endplate and bolts, while the other two were welded, with one of them stiffened by an angle steel placed inside the steel tube. The obtained results are discussed, giving more emphasis to the bending moment-rotation behaviour of the tested specimens. The beam-column connections were also investigated numerically. The obtained results permit the laying out of important directives for the improvement of such numerical simulation tools as the one employed in the present thesis. Lastly, pertinent conclusions relative to this thesis and recommendations for future research are presented.

Keywords: concrete filled steel tube, combined bending and compression, experimental analysis, beam-column connections, high strength concrete, composite columns.



Introdução

Neste capítulo é feita uma breve descrição das principais características do pilar preenchido, que é nosso objeto de estudo, destacando seu surgimento, algumas aplicações e características relevantes, no que se refere a aspectos construtivos, econômicos e estruturais, e sua utilização em edifícios.

A quantificação dos custos envolvidos na utilização de pilares preenchidos em sistemas estruturais de edifícios aponta a viabilidade econômica deste elemento estrutural. Entretanto, a carência de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e demais elementos estruturais e a ausência de recomendações e normas técnicas para dimensionamento e verificação de tais dispositivos são obstáculos a serem superados. Feito isso, elementos mistos como os pilares preenchidos passarão a ocupar uma importante posição no rol de opções para composição dos sistemas estruturais de edifícios.

O objetivo deste capítulo é ressaltar a importância de estudos como este, apresentar as justificativas e objetivos inerentes a este trabalho e, por fim, descrever sucintamente a metodologia empregada no seu desenvolvimento.

Como último tópico, é apresentada a organização dos capítulos desta tese, fazendo uma breve descrição do conteúdo presente em cada um deles.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um pilar preenchido é formado por um perfil tubular de aço preenchido com concreto estrutural. Ou, numa definição mais formal, trata-se de um elemento estrutural sujeito predominantemente a solicitações normais, no qual a seção de aço é formada por um ou mais perfis em aço estrutural, preenchida com concreto.

O concreto associado ao aço compondo elementos mistos surgiu como uma alternativa simples e pouco onerosa de proteção contra o fogo e a corrosão e, portanto, sem função estrutural. A idéia de proteção dos pilares metálicos impulsionou o surgimento dos primeiros pilares mistos aço-concreto que, desde então, evoluíram e hoje apresentam variações no arranjo e composição destes materiais.

Além dos pilares preenchidos, existem outros tipos de pilares mistos que diferem daqueles pela posição que o concreto estrutural ocupa na seção transversal. Em função desta posição, os pilares mistos podem ser classificados em revestidos e preenchidos. Nos pilares revestidos, o concreto envolve o perfil de aço. Na FIGURA 1.1 são apresentados alguns exemplos de pilares mistos aço-concreto.

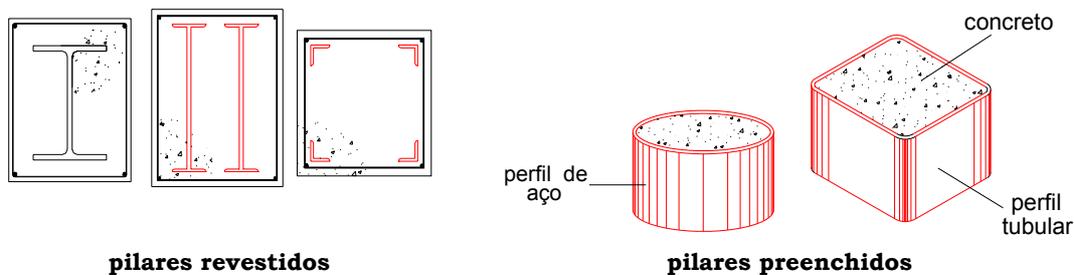


FIGURA 1.1: EXEMPLOS DE PILARES MISTOS AÇO-CONCRETO

A utilização de elementos mistos na composição de sistemas estruturais apresentou crescimento significativo nas últimas décadas. Tal crescimento, sobretudo quanto à utilização de pilares mistos, justifica-se por vantagens econômicas, construtivas e estruturais inerentes a estes elementos. Neste sentido, podem ser destacadas vantagens como: redução das dimensões dos elementos estruturais, com conseqüente economia de materiais, mão-de-obra e maior área livre por pavimento; grande resistência, rigidez e ductilidade, especialmente com o advento dos aços e concretos de alta resistência. Em relação aos aspectos construtivos, destaca-se a ausência de formas e a

possibilidade de eliminar ou reduzir armaduras, propiciando economia de materiais e mão-de-obra, redução do desperdício de materiais e maior limpeza nos canteiros de obra.

Algumas destas vantagens foram comprovadas por TAKEUCHI (1998) ao estudar a aplicabilidade de pilares preenchidos constituídos por perfis de chapa fina em usinas nucleares. O estudo mostrou redução de 20% no consumo de aço, redução de 30% no número de operários necessários, além de algumas facilidades de execução decorrentes da necessidade de executar apenas serviços simples na obra, tais como: montagem de painéis, bombeamento do concreto e soldagens. Em função destes fatores, o tempo de construção pode ser reduzido em até cinco meses, em relação a uma edificação em concreto armado. O estudo em questão foi realizado considerando uma estrutura mista composta por vigas, lajes e pilares mistos.

Estes aspectos justificam o crescente interesse em ampliar o conhecimento atual e desenvolver pesquisas que visem aprimorar e agilizar a aplicação das normas e recomendações de projeto existentes. E, justificam ainda, a utilização de sistemas estruturais formados pela associação de elementos mistos e elementos de concreto armado ou de aço. Como exemplo mais recente desta associação de tecnologias, cita-se o Edifício *Millennium Tower* localizado em Viena – Áustria mostrado na FIGURA 1.2.



FIGURA 1.2: EDIFÍCIO MILLENNIUM TOWER ¹

A torre do edifício tem seu sistema estrutural constituído por um núcleo central de concreto armado circundado por dois círculos concêntricos, formados por pilares e lajes mistas. São 50 pavimentos, que somam 202m de altura. Os pilares mistos são do tipo preenchido ou revestido e têm seção circular. Na FIGURA 1.3 são apresentadas as seções transversais dos pilares

¹ Fonte: Revista *Structural Engineering International*, V.09, n.03, p.176, 1999.

mistos utilizados na torre do Edifício *Millennium Tower* e nela pode-se observar a versatilidade que resulta da opção por um pilar misto.

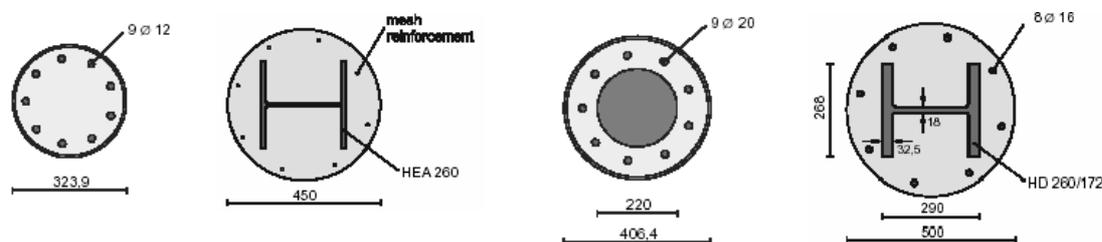


FIGURA 1.3: EDIFÍCIO MILLENNIUM TOWER: SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES MISTOS²

O edifício é composto por três setores: um setor comercial com 25.000 m², um setor residencial com 37.000 m² e a torre de escritórios com 38.000 m², totalizando 100.000 m² de área construída, executados em oito meses, a uma velocidade de duas e meia a três semanas por pavimento.

Na verdade, o Edifício Millennium Tower tem estrutura híbrida, constituída por elementos mistos e elementos em concreto armado.

Outro excelente exemplo da aplicação dos pilares mistos, neste caso do tipo preenchido, é o *Shopping Center Iso Omena*, localizado na Finlândia e que envolve uma área para lojas, uma torre comercial e outra residencial, localizadas acima do shopping center. A estrutura do shopping center é formada por lajes alveolares pré-moldadas com 50 cm de espessura, vigas metálicas e pilares preenchidos; nestes pilares foram acrescentadas barras de armadura para aumentar a taxa de armadura longitudinal. O fechamento da estrutura é constituído por painéis pré-fabricados do tipo sanduíche. Na FIGURA 1.4 são ilustrados alguns aspectos da estrutura deste shopping center em sua fase construtiva.



FIGURA 1.4: DETALHES DO SHOPPING CENTER ISO OMENA EM SUA FASE CONSTRUTIVA³

² Fonte: http://www.aisc.org/Content/ContentGroups/Documents/Connections_IV_Proceedings/138.pdf (11-03-2003, 16:07h)

³ Fonte: Prof. Mounir Khalil El Debs

Ainda na Finlândia, em Hämeenlinna, encontra-se um edifício comercial de dois pavimentos e área total de 4.000 m², no qual os pilares internos são do tipo preenchido⁴ e as vigas são metálicas, de seção I e abas desiguais. As ligações viga-pilar são todas parafusadas.

Outros exemplos da presença de pilares preenchidos na composição do sistema estrutural de edifícios são mostrados na TABELA 1.1.

TABELA 1.1: EXEMPLOS DA UTILIZAÇÃO DE PILARES PREENCHIDOS NA COMPOSIÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS

 <p>Ed. Casselden Place: Melbourne-Austrália, possui 46 pavimentos e sistema estrutural composto por lajes tipo steel deck, vigas mistas e pilares preenchidos com concreto C70 e seção transversal circular. Concluído em 1992⁵.</p>	 <p>Ed. Forrest Centre: localizado em Perth – Austrália⁶.</p>	 <p>Ed. Two Union Square: localizado em Washington-EUA, possui 60 pavimentos, nos quais foram utilizados pilares preenchidos com concreto de até 130MPa de resistência à compressão⁷.</p>	 <p>Ed. Commerzbank: Frankfurt-Alemanha, tem 63 pavimentos e sistema estrutural constituído por 3 grandes pilares preenchidos de seção triangular⁸.</p>
---	---	--	---

Estes exemplos estão espalhados em diversos continentes e demonstram que as boas características dos elementos mistos e, em especial, dos pilares preenchidos constituem fato já comprovado pelo meio técnico. No Brasil, provavelmente já tenham sido usados pilares preenchidos na composição de sistemas estruturais de alguns edifícios, entretanto, o acesso a tais informações é difícil e fica restrito à Cidade ou ao Estado em que tais elementos estruturais foram utilizados. Contudo, há diversos edifícios executados no Brasil em que foram utilizados sistemas estruturais mistos, compostos por lajes, vigas e pilares mistos, mas estes são do tipo revestido ou parcialmente revestido.

⁴ Fonte: *Proceedings 9th Nordic Steel Construction Conference (NSCC 2001)* p. 185.

⁵ *Council on tall buildings and urban habitat. Committee 3*, p. 128, 1985.

⁶ *Council on tall buildings and urban habitat. Committee 3*, p. 357, 1985.

⁷ *Commercial design (1998)*. <http://www.nbbj.com/SEAPRO~3.HTM> (06/06/1998).

⁸ *The highest office building in Europe (1998)*. <http://www.hebel.com/commerz.htm> (06/06/1998).

Os exemplos citados vêm confirmar a versatilidade dos pilares mistos e reforçar a necessidade de pesquisas que permitam compreender o comportamento de tais elementos. Hoje, os pilares preenchidos tendem a fazer parte do cotidiano de um engenheiro projetista, daí a necessidade do desenvolvimento e conhecimento de procedimentos de dimensionamento e verificação da segurança, simples e ao mesmo tempo confiáveis. Isso tem levado o meio técnico a estudar os diversos aspectos inerentes ao comportamento dos pilares preenchidos.

A aplicação dos pilares preenchidos em sistemas estruturais de edifícios altos é uma opção atrativa, entretanto tal aplicação não deve ser vista como restrita a tais edifícios. Deve-se lembrar que os pilares preenchidos não são vantajosos apenas do ponto de vista estrutural. Em diversas situações, características como velocidade construtiva e economia de materiais e mão-de-obra são tão importantes quanto o aspecto estrutural e, nestes casos, é fundamental ter em mente que é viável executar edifícios de altura usual empregando pilares preenchidos.

1.2 JUSTIFICATIVAS

As atividades de pesquisa no campo das estruturas mistas aço-concreto são importantes para a modernização dos sistemas estruturais e construtivos, sobretudo no que se refere à melhoria do comportamento conjunto dos dois materiais mais empregados na construção, buscando otimizar consumo de materiais e mão-de-obra, sem comprometer a segurança da edificação.

A competitividade e aplicabilidade dos pilares preenchidos esbarram na seguinte pergunta: como ligar estes elementos às vigas? Respondida tal questão, nos parece relativamente fácil introduzir este tipo de elemento estrutural no leque de opções à mão dos profissionais da construção civil.

Este trabalho justifica-se, então, por objetivar resolver o principal obstáculo à utilização dos pilares preenchidos, buscando mostrar aos profissionais a viabilidade de sua utilização. Além deste aspecto relativo à ligação, o estudo e a compreensão do comportamento de pilares preenchidos flexo-comprimidos também merece esforços, pois, no Brasil, ainda não foram desenvolvidos estudos neste sentido.

É função dos pesquisadores da área de engenharia ampliar a utilização dos vários materiais disponíveis, visando economia de materiais, mão-de-obra e uma utilização racional destes materiais.

Desenvolver e propor dispositivos de ligação aplicáveis a pilares preenchidos e outros elementos estruturais permitirá, aos profissionais da área da Engenharia Civil, a utilização mais racional e econômica dos materiais aço e concreto. Esta utilização racional é fundamental para o crescimento da construção civil brasileira, pois os engenheiros devem sempre ter em mente que a utilização de elementos mistos permite grande versatilidade de dimensões e formas das seções transversais dos elementos estruturais, resultando em estruturas mais leves e econômicas. Ou seja, o conhecimento das diversas opções estruturais existentes conduz à utilização mais racional dos recursos de materiais e mão-de-obra disponíveis. Este aspecto econômico e de desenvolvimento justifica investimentos em pesquisas de ponta, que se propõem a disseminar aspectos importantes do comportamento estrutural de dispositivos de ligação destinados a elementos mistos, como é o caso do trabalho aqui proposto.

A opção pelos dois grandes temas de estudo aqui propostos - o pilar preenchido flexo-comprimido e a ligação viga-pilar preenchido - deve-se à completa ausência de estudos brasileiros abordando o pilar preenchido.

1.3 OBJETIVOS

Contribuir para ampliar a utilização dos pilares preenchidos no Brasil é o principal objetivo deste trabalho. Tal contribuição será dada investigando e oferecendo aos profissionais da área resultados que permitam explorar e compreender o comportamento dos pilares preenchidos sejam eles elementos isolados flexo-comprimidos ou a região de ligação viga-pilar.

No que se refere ao pilar preenchido submetido à flexão normal composta estudado como elemento isolado, se busca avaliar os mecanismos de transferência de forças entre aço e concreto, a capacidade resistente da seção mista preenchida e o comportamento dos materiais, sobretudo do núcleo em concreto de alta resistência.

Explorado e conhecido o comportamento do pilar preenchido flexo-comprimido como elemento isolado, foram estudados dispositivos que permitissem unir tal elemento estrutural às vigas, responsáveis por transmitir os esforços do pavimento ao pilar.

O estudo dos pilares preenchidos flexo-comprimidos tem como principal objetivo, identificar e disseminar alguns dos principais aspectos que interferem no seu comportamento. Ou seja, trata-se de um estudo aprofundado, que busca oferecer bases para o dimensionamento e a verificação destes elementos estruturais.

Por outro lado, o estudo de dispositivos de ligação tem caráter exploratório prospectivo e, como principal objetivo, visa oferecer aos profissionais, algumas tipologias de ligação inspiradas em detalhes já utilizados em estruturas de aço. Lembrando que, neste caso, não há qualquer estudo no Brasil, seja ele teórico ou experimental, abordando ligações viga-pilar preenchido. Como não poderia deixar de ser, estudos pioneiros trazem, em sua grande maioria, mais perguntas que respostas, contudo permitem identificar importantes aspectos que devem ser considerados e resolvidos durante os processos de dimensionamento e execução das ligações viga-pilar.

Além disso, este estudo explora dispositivos de ligação visando a continuidade das vigas, ou seja, aborda o pilar misto preenchido como um obstáculo a esta continuidade.

Sendo assim, os objetivos deste estudo podem ser reunidos em dois grandes grupos:

- 1. estudo do pilar preenchido flexo-comprimido:** realizado com o objetivo de investigar o comportamento do pilar preenchido isolado, submetido à flexão normal composta, visando:
 - ❑ conhecer os mecanismos de transferência de forças entre os materiais aço e concreto;
 - ❑ compreender o comportamento do elemento estrutural e dos materiais presentes na seção mista preenchida;
 - ❑ avaliar, via análise paramétrica, a sensibilidade da capacidade resistente frente a parâmetros como: resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, eixo de flexão e excentricidade do carregamento; e

- avaliar as normas técnicas aplicáveis a pilares preenchidos flexo-comprimidos quanto à previsão da capacidade resistente destes.

2. estudo de ligações viga de aço-pilar preenchido: desenvolvido com o objetivo de explorar detalhes de ligação buscando:

- reunir alguns detalhes de ligação viga-pilar já estudados e/ou utilizados;
- selecionar e/ou elaborar algumas tipologias de ligação cujas principais características sejam a simplicidade e a facilidade de execução;
- investigar, de forma teórica e experimental, alguns dispositivos de ligação viga de aço-pilar preenchido;
- estudar o comportamento das tipologias de ligação selecionadas, compreendendo os mecanismos de transferência de força viga-pilar;
- explorar a aplicabilidade de recomendações de dimensionamento e verificação de dispositivos de ligação já existentes e utilizados pelo meio técnico; e
- oferecer alternativas de ligação viga-pilar, desenvolvidas com base na realidade brasileira.

1.4 METODOLOGIA

A busca dos objetivos descritos no item anterior foi feita mediante utilização da metodologia descrita a seguir.

A forma de estudo do pilar preenchido consistiu de ampla revisão bibliográfica com objetivo de identificar características importantes a serem investigadas mais detalhadamente. Realizada a revisão bibliográfica, foi elaborado o programa experimental definindo-se: dimensões dos elementos, séries, tipo de ensaio, forma de aplicação da força axial excêntrica, excentricidades e procedimento de ensaio. A definição das dimensões dos elementos foi elaborada com base naqueles já utilizados por DE NARDIN (1999) em seu programa experimental de Mestrado. A escolha das mesmas dimensões permitiu importantes comparações de comportamento, sobretudo do concreto

de alta resistência comprimido axialmente por forças decorrentes da compressão simples e da flexo-compressão. Para previsão da capacidade resistente dos pilares preenchidos flexo-comprimidos foi utilizado o programa computacional CFT, elaborado pelo professor Severino Marques da Universidade Federal de Alagoas - UFAL.

Com os resultados da experimentação física, foi realizada a experimentação numérica tomando como variáveis a resistência à compressão do concreto, a resistência ao escoamento do aço, o eixo de flexão e a excentricidade força axial.

Portanto, as experimentações com modelos físicos permitiram conhecer o mecanismo de transferência de forças entre aço e concreto, compreender o comportamento do pilar preenchido flexo-comprimido e avaliar a aplicabilidade de algumas normas técnicas existentes. Além disso, os resultados experimentais permitiram validar a utilização do programa computacional CFT na avaliação da sensibilidade da capacidade resistente a variações na resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, eixo de flexão e excentricidade da força axial.

O estudo de tipologias de ligação entre vigas de aço e pilares preenchidos foi iniciado com uma ampla revisão bibliográfica, que permitiu traçar o panorama atual das pesquisas. Na revisão bibliográfica foi possível também identificar as principais tipologias estudadas e, a partir daí, elaborar algumas tipologias de ligação voltadas à realidade brasileira. Seleccionadas as tipologias, foram realizadas simulações numéricas e/ou estudos teóricos visando estimar a capacidade resistente destas. Concluída esta etapa, foi elaborado o programa experimental que consistiu na experimentação física de quatro diferentes tipologias de ligação. Para elaboração do programa experimental foi necessário fazer o levantamento dos equipamentos disponíveis e, a partir destes, definir o esquema de carregamento a ser utilizado. A definição da geometria dos modelos foi inspirada em alguns estudos experimentais com ligações entre elementos de aço já realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, limitada pela capacidade dos equipamentos.

Assim, a revisão bibliográfica permitiu reunir os detalhes de ligação já utilizados e/ou estudados e elaborar alguns detalhes de ligação simples e de fácil execução. A realização da simulação numérica possibilitou a previsão da capacidade resistente de algumas das tipologias de ligação investigadas

experimentalmente. Com a realização de experimentações físicas foi possível investigar algumas tipologias de ligação, compreender o seu comportamento, avaliar a aplicabilidade de algumas recomendações normativas existentes e oferecer ao meio técnico alternativas de ligação viga-pilar já estudadas e compreendidas.

Com esta metodologia acredita-se terem sido atingidos os objetivos propostos e elaboradas conclusões bastante significativas.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O corpo desta tese foi organizado em nove capítulos. Neste primeiro capítulo são tecidos comentários sobre a importância e a viabilidade de empregar os pilares preenchidos na composição do sistema estrutural de edifícios, apresentando diversos exemplos deste tipo de aplicação. Também neste capítulo, são apresentadas as justificativas e objetivos que motivam esta pesquisa, seguidos pela metodologia empregada para atingir tais objetivos.

O *Capítulo 2* é denominado "Estado da arte" e foi elaborado a partir da extensa revisão bibliográfica realizada no decorrer desta pesquisa, enfocando o pilar preenchido flexo-comprimido e, posteriormente, a ligação entre este elemento estrutural e as vigas de aço. Num primeiro momento, é abordado o pilar preenchido flexo-comprimido, organizando as citações em ordem cronológica e, em seguida, agrupando-as em função dos diferentes aspectos que interferem no seu comportamento. Por fim, as tipologias de ligação pilar preenchido-viga de aço são abordadas.

No *Capítulo 3* é feito um breve relato sobre algumas normas técnicas e códigos, destinados ao dimensionamento e verificação de pilares preenchidos flexo-comprimidos. Em seguida, são descritos sucintamente os procedimentos adotados na verificação de ligações entre pilares e vigas de aço, que foram aplicados às tipologias de ligação estudadas neste trabalho.

A descrição da metodologia empregada para o estudo de pilares preenchidos flexo-comprimidos é apresentada no *Capítulo 4*, destacando procedimentos empregados no decorrer da simulação numérica e da experimentação com modelos físicos.

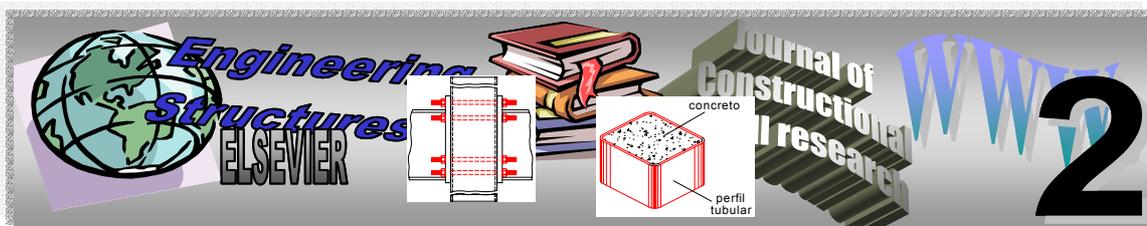
O *Capítulo 5* contém a descrição dos procedimentos utilizados no estudo de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos de seção quadrada e vigas de aço de seção I. Aspectos referentes à simulação numérica e experimentação física são descritos de forma detalhada.

No *Capítulo 6*, denominado "Pilares preenchidos flexo-comprimidos: resultados e análise" são apresentados os resultados obtidos na análise numérica e nos ensaios com modelos físicos de pilares preenchidos flexo-comprimidos. Para todos os resultados apresentados, são tecidos comentários e discussões a respeito do comportamento dos elementos, valores de capacidade resistente teórico e experimental, configurações de ruína, etc.

Da mesma forma, no *Capítulo 7* são dados os resultados decorrentes das experimentações numéricas e físicas com algumas tipologias de ligação, bem como discussões a respeito destes.

O *Capítulo 8* traz as conclusões finais deste trabalho e algumas sugestões para novas pesquisas sobre o assunto.

As referências bibliográficas e bibliografia complementar são relatadas no *Capítulo 9*.



Estado da arte

Neste capítulo são descritos os diversos trabalhos relacionados a pilares preenchidos e tipologias de ligação encontrados na literatura técnica nacional e estrangeira, também aqueles encontrados em anais de congressos.

Com o intuito de possibilitar uma visão geral da evolução dos conceitos e da abordagem destinada à flexo-compressão em pilares mistos preenchidos e às tipologias de ligação, o estado da arte foi organizado respeitando a ordem cronológica de publicação dos artigos. Desta forma, é possível traçar um perfil dos estudos realizados e acompanhar os avanços mais relevantes.

Além da organização cronológica, os trabalhos técnicos abordando pilares preenchidos flexo-comprimidos foram reorganizados em função dos diversos parâmetros que interferem em seu comportamento.

Os trabalhos de maior contribuição são relatados de forma mais detalhada, permitindo assim a compreensão do contexto em que as conclusões apresentadas foram geradas.

2.1 O PILAR PREENCHIDO FLEXO-COMPRESSÃO

Neste item, os trabalhos referentes a pilares preenchidos são apresentados segundo sua ordem cronológica e, na seqüência, organizados de acordo com os parâmetros que influenciam seu comportamento sob flexo-compressão.

2.1.1 Visão geral das pesquisas

A idéia de associar perfis tubulares de aço e concreto simples gerando elementos mistos vem do século XIX, quando os pioneiros do concreto armado utilizavam cantoneiras, barras e perfis de ferro fundido e, posteriormente, de aço, como armaduras. Como não havia expressões consagradas para determinar a capacidade resistente destes elementos mistos, sua utilização tinha por base ensaios experimentais realizados com cada tipo de seção transversal a ser usada nos projetos. Muitos trabalhos publicados na época refletem esta condição e destes resultaram expressões particulares para determinar a resistência dos pilares mistos, que neste caso eram do tipo revestido.

Os pilares mistos preenchidos começaram a ser utilizados na composição de sistemas estruturais por volta de 1950. Desde então, os estudos desenvolvidos ao longo dos anos têm aperfeiçoado o dimensionamento destes elementos por meio de análises envolvendo tipos variados de seções e solicitações, mas não têm sido suficientes para suprir deficiências em diversos aspectos. Essas deficiências tornaram-se mais evidentes com o surgimento de aços e concretos de alta resistência, com os quais é possível ampliar o leque de vantagens inerentes à utilização dos pilares preenchidos e tornar a seção preenchida ainda mais eficiente.

Embora as primeiras aplicações de pilares preenchidos de que se tem notícia datem do século XX, mais precisamente da década de 50, no âmbito mundial o primeiro estudo abordando a questão da flexo-compressão foi publicado somente em 1967 por FURLONG¹ apud GOMES (1994).

¹ FURLONG, R. W. (1967). *Strength of steel encased concrete beam column*. ASCE Journal of the Structural Division, October.

Na seqüência, os trabalhos teórico-experimentais de KNOWLES & PARK (1969) e NEOGI & SEN & CHAPMAN (1969), que fazem parte de um amplo programa experimental desenvolvido no Imperial College – Londres, serviram como base para a incorporação dos pilares preenchidos à norma britânica British Standard 5400 de 1979.

Estes primeiros estudos teóricos e experimentais, aliados a resultados obtidos por outros importantes pesquisadores, geraram expressões para o projeto de pilares preenchidos, as quais foram incluídas em normas como o ACI Building Code edição de 1970 e a BS 5400². Com isso, os trabalhos que se seguiram tinham como um dos objetivos avaliar a eficiência destas normas e, se necessário, propor formas mais adequadas e simples de dimensionamento.

Dentro deste contexto, em 1988 o pesquisador SHAKIR-KHALIL inicia uma série de estudos que envolvem a norma britânica BS 5400 e pilares preenchidos flexo-comprimidos. No livro "*Steel-concrete composite structures: stability and strength*", publicado em 1988, há um capítulo denominado "*Steel-concrete composite columns*" escrito por Shakir-Khalil, no qual são descritos os critérios adotados pela norma BS 5400: parte 5, para o dimensionamento de pilares submetidos à compressão simples e flexo-compressão. Na seqüência, SHAKIR-KHALIL & ZEGHICHE (1989) apresentam o resultado de um estudo experimental que, além de avaliar a eficiência da aplicação da norma britânica BS 5400² na previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos, permitiu algumas análises interessantes. Por exemplo, foi constatado que as deformações axiais dos materiais têm comportamento linear até muito próximo de atingir a capacidade resistente – até cerca de 96% desta capacidade. Embora as deformações tenham comportamento linear, os deslocamentos apresentam comportamento não linear, caracterizado por um ramo ascendente até a ruína.

Ainda investigando o comportamento à flexo-compressão, SHAKIR-KHALIL & MOULI (1990) investigam a influência da presença do núcleo de concreto na capacidade resistente, via experimentação física. A partir da variação de parâmetros como: resistência dos materiais, esbeltez do pilar, plano de flexão e excentricidade da força aplicada, foram observados ganhos de capacidade resistente de até 45% em relação ao perfil tubular isolado. Tais acréscimos de

² Edição de 1979.

resistência foram fortemente influenciados pela variação da excentricidade e pelo plano de flexão: para flexão em torno do eixo de menor inércia foram encontrados ganhos de 45% para a menor excentricidade considerada – 0,03b – e de 25% para a maior. Ganhos semelhantes foram constatados para flexão em torno do eixo de maior inércia. Este ganho de resistência consideravelmente maior para excentricidades menores é facilmente explicado: quando a excentricidade do carregamento é muito pequena, a linha neutra encontra-se fora da seção transversal, o que faz com que toda a seção de concreto esteja comprimida. Ao aumentar a excentricidade, a linha neutra aproxima-se da seção transversal e, nos casos em que divide esta em duas regiões, uma tracionada e outra comprimida, diminui a parcela de contribuição do núcleo de concreto na capacidade resistente, pois a sua resistência à tração é desprezível.

Soma-se aos trabalhos de SHAKIR-KHALIL & ZEGHICHE (1989) e SHAKIR-KHALIL & MOULI (1990), o artigo publicado por SHAKIR-KHALIL em 1994, também relacionado à aplicabilidade da norma britânica BS 5400² a pilares preenchidos flexo-comprimidos. A principal constatação destes três artigos remete para a problemática aplicação da norma britânica à situação de flexo-compressão cuja flexão ocorre em torno do eixo de menor inércia. Neste caso, os diversos resultados experimentais indicam capacidades resistentes inferiores às previstas pela BS 5400. Os valores de força última experimentais encontram-se no intervalo de 84 a 92% dos valores previstos. Portanto, há fortes indícios de que, para tal situação, o procedimento recomendado deve ser revisto e aprimorado. Adicionalmente, SHAKIR-KHALIL (1994) verificou que os valores de capacidade resistente previstos pela norma britânica para flexão em torno do eixo de maior inércia são inferiores aos experimentais – as diferenças variam entre 20 e 66%, sendo menores para pilares mais curtos.

Com a mente voltada para as questões normativas, ELNASHAI & EL-GHAZOULI & DOWLING (1990) descrevem as principais recomendações e fazem um estudo comparativo das normas BS 5400: parte 5, ACI 318, AISC-LRFD e Eurocode 4. No estudo são considerados aspectos como: resistência dos materiais, limitações geométricas, índices de esbeltez e formulações para o cálculo da capacidade resistente de pilares submetidos a solicitações geradas por compressão simples ou flexão normal composta.

De fundamental importância para a elucidação de importantes aspectos referentes ao comportamento de pilares preenchidos submetidos a flexo-compressão é a investigação realizada por CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990). Em sua análise prospectiva, pilares preenchidos de seção quadrada com $\lambda=86$, bi-rotulados, são submetidos a forças aplicadas com 2cm de excentricidade. Para cada pilar preenchido ensaiado à flexão normal composta (F_u), um exemplar com propriedades afins, porém com $\lambda=14$, era submetido à compressão simples (N_o).

Na TABELA 2.1 são apresentadas as principais propriedades e resultados obtidos, lembrando que, nesta, F_u corresponde à máxima força excêntrica aplicada na seção preenchida.

TABELA 2.1: ELEMENTOS PREENCHIDOS INVESTIGADOS E PRINCIPAIS RESULTADOS OBTIDOS POR CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990)

Pilar	t (cm)	e (cm)	f_y (kN/cm ²)	f_{ck} (kN/cm ²)	E_c (kN/cm ²)	F_u (kN)
1	0,5	2	30,4	4,70	2966,1	610
2		2	43,8	4,60	2941,7	700
3		2	32,7	9,60	3942,9	710
4		2	43,9	9,60	3942,9	830
5	0,8	2	32,3	3,90	2763,3	740
6		2	30,0	4,60	2941,7	770
7		2	37,6	4,70	2966,1	870
8		2	32,3	10,30	4059,4	820
9		2	37,9	10,30	4059,4	1000
10		2	37,9	3,90	2763,3	820
13		1	39,0	8,00	3659,5	1160

t: espessura do perfil tubular; e: excentricidade; dimensões da seção: (120x120)mm

Com base nos resultados encontrados por CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990), os seguintes aspectos merecem destaque:

- os gráficos que ilustram a relação entre o momento aplicado e o deslocamento lateral medido no meio do vão apresentam duas mudanças acentuadas de rigidez. A primeira ocorre quando o momento aplicado corresponde à força máxima resistente: as leituras registradas nos extensômetros elétricos indicam o escoamento do aço do perfil, na região mais comprimida; entretanto, até este instante, não são observadas regiões de instabilidade local

no perfil. A segunda mudança de rigidez corresponde ao escoamento do aço da região menos comprimida (ou tracionada). Estes aspectos remetem ao fato de que a capacidade resistente do pilar preenchido é regida pela resistência ao escoamento do aço. Esta conclusão é confirmada pela FIGURA 2.1, que relaciona N_u/N_o com N_c/N_s , sendo N_c a parcela de resistência correspondente ao concreto ($= A_c \cdot f_c$) e N_s , a parcela referente ao aço, dada por $A_s \cdot f_y$.

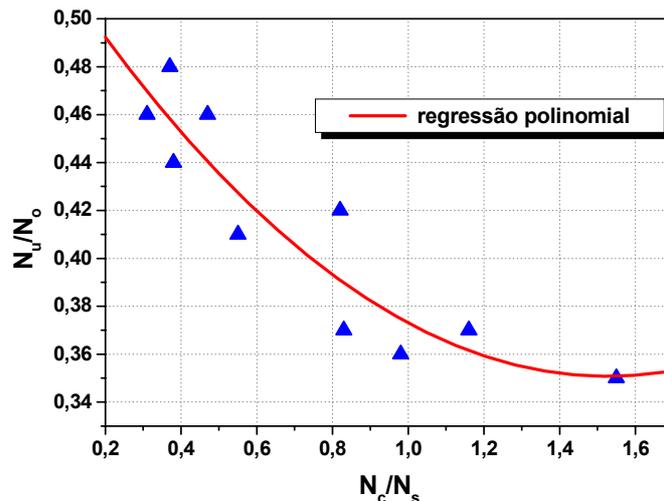


FIGURA 2.1: RELAÇÃO ENTRE AS CAPACIDADES RESISTENTES DE PILARES PREENCHIDOS FLEXO-COMPRIMIDOS E SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES (N_u/N_o) E AS PARCELAS DE RESISTÊNCIA (TEÓRICAS) CORRESPONDENTES AO CONCRETO E AO AÇO (N_c/N_s)

Fazendo uma regressão polinomial, encontra-se uma expressão que relaciona a força normal resistente de um pilar flexo-comprimido com a força normal resistente de um pilar à compressão simples. Essa expressão permite variações na resistência dos materiais e nas dimensões da seção transversal; entretanto, foi determinada para seções mistas quadradas, submetidas a forças com excentricidade constante – pilares 1 a 10 da TABELA 2.1.

$$N_u = \left[0,53805 - 0,24537 \left(\frac{N_c}{N_s} \right) + 0,08036 \left(\frac{N_c}{N_s} \right)^2 \right] \cdot N_o \quad (2.1)$$

- Para seções afins, que diferem entre si apenas na resistência do concreto, aquelas cuja resistência f_c é maior, apresentam maior ductilidade. Os autores afirmam que, quando a força máxima é atingida, apenas 30% da resistência do concreto foi utilizada e, portanto, se o pilar continuar sendo carregado até apresentar deslocamentos laterais excessivos, esta reserva de resistência

compensa o escoamento do aço. Entretanto, o ganho de ductilidade devido ao aumento da resistência do concreto é observado somente em pilares esbeltos, sujeitos a forças de excentricidade considerável. Neste caso, a contribuição do concreto na capacidade resistente da seção mista é pequena.

- O estudo comparativo de quatro seções preenchidas, cuja resistência ao escoamento é o diferencial, mostra que pilares com perfis tubulares de espessura maior possuem maior rigidez e capacidade resistente, porém menor ductilidade (a partir das curvas *Força x Deslocamento lateral*).
- Com o intuito de avaliar a contribuição do efeito de confinamento, as medidas de deformação longitudinal e transversal no perfil tubular são comparadas. A relação entre elas corresponde apenas ao efeito de Poisson não sendo constatado nenhum acréscimo que possa ser atribuído ao confinamento. Este resultado é perfeitamente explicável, pois o concreto do núcleo foi solicitado em apenas 30% de sua capacidade; isto produz deformações muito pequenas e que não chegam a ativar o efeito de confinamento gerado pelo perfil tubular.
- Dois tipos de armadura longitudinal adicional são investigados. O primeiro consiste em dispor 4 barras com 13mm de diâmetro, uma em cada canto da seção preenchida. Esta disposição de barras de armadura aumenta a capacidade resistente e a ductilidade do pilar. Em contrapartida, ao utilizar armadura em espiral, não ocorre nenhum tipo de acréscimo e a capacidade resistente do pilar continua sendo determinada pelo aço do perfil tubular. Este é um outro indicativo de que o nível de solicitação a que o concreto está sujeito não é suficiente para despertar efeitos de confinamento significativos.
- Além da excentricidade de 20mm, empregada na maioria dos pilares preenchidos, são aplicadas forças com 10mm de excentricidade e alguns pilares são submetidos à compressão simples. O comportamento *Força x Deslocamento lateral* evidencia que excentricidades maiores levam a reduções na capacidade resistente e na rigidez do pilar preenchido. Por outro lado, os pilares com forças de maior excentricidade apresentam maior ductilidade.

Em 1995 é publicado o trabalho de MATSUI et al. (1995) cujo estudo teórico-experimental avalia o comportamento de pilares preenchidos esbeltos, de seção quadrada e circular, submetidos a flexo-compressão. A partir da variação da excentricidade e da esbelteza, são feitas experimentações físicas com pilares compostos por materiais de resistência usual. O comportamento destes pilares é estudado através de gráficos que relacionam *Força x Deslocamento lateral no meio do vão* e *Momento x Força Normal*. Os resultados são indicativos de que, à medida que a esbelteza aumenta, o efeito da magnitude da excentricidade torna-se menos importante.

Nesta época, o surgimento de materiais cuja principal característica é a alta resistência desperta para a necessidade de novos estudos, principalmente no que se refere ao comportamento dos pilares preenchidos compostos por estes materiais.

Neste contexto, HAYASHI et al. (1995) publicam os resultados experimentais de um estudo com pilares preenchidos de seção quadrada, submetidos a força axial constante e forças laterais cíclicas. Na composição dos pilares são utilizados materiais de alta resistência.

Conhecer o comportamento de pilares preenchidos flexo-comprimidos em altas temperaturas é o objetivo do estudo realizado por FANG et al. (1995). Diversas seções quadradas são submetidas a uma temperatura de 700°C e exposição por até 180 minutos. Os resultados encontrados são expressos através de gráficos *Força Crítica x Comprimento* e *Força Normal x Momento Fletor* e serviram como ponto de partida para a elaboração de um método de projeto destinado a pilares preenchidos flexo-comprimidos em situação de incêndio.

Preocupados com os avanços tecnológicos e a conseqüente utilização de aços de alta resistência no projeto de edifícios altos, UY & PATIL (1996) iniciam os estudos com tal material utilizado em pilares preenchidos. Seus estudos visam avaliar a capacidade resistente de pilares curtos, submetidos a flexo-compressão e a influência da resistência do aço em seu comportamento, sobretudo quanto à ductilidade. A verificação da ductilidade destes pilares apresentou comportamento satisfatório, o que indica segurança no emprego deste material.

SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997) descrevem, de forma ampla e detalhada, o estado da arte de pilares preenchidos submetidos a solicitações normais de

compressão simples e flexo-compressão enfatizando importantes aspectos do seu comportamento. Resultados de experimentações numéricas e físicas, avaliando a influência de fatores como: a ação conjunta aço-concreto, aderência, relação lado/espessura (b/t) e ação de forças cíclicas, assim como a descrição sucinta dos critérios de dimensionamento e verificação adotados pelas normas AISC-LRFD de 1994 e ACI 318-89 são relatados.

No mesmo ano, em PICARD & BEAULIEU (1997) são apresentados alguns comentários e esclarecimentos sobre a norma canadense CAN/CSA-S16.1-94, no que se refere ao cálculo da capacidade resistente de pilares preenchidos sujeitos a compressão simples e flexo-compressão. Partindo das equações propostas na norma canadense, são apresentados alguns exemplos de dimensionamento que enfatizam as mudanças incorporadas na edição de 1994 desta norma.

Alegando complexidade nos métodos de dimensionamento propostos pelo Eurocode 4 e BS 5400, WANG & MOORE (1997) sugerem algumas modificações na norma BS 5950, originalmente aplicável a perfis de aço, a fim de torná-la adequada a pilares preenchidos. Para tanto, os resultados da experimentação física de diversos pilares esbeltos de seção retangular, submetidos a flexo-compressão com momento fletor gerando "curvatura reversa de flexão"³, são utilizados para aferir as mudanças propostas. O estudo comparativo mostra que as modificações propostas conduzem a valores de força normal mais próximos dos experimentais que aqueles decorrentes das normas para pilares mistos - Eurocode 4 e BS 5400. Além disso, o confronto entre resultados experimentais de pilares submetidos a flexo-compressão com momento fletor gerando "curvatura simples de flexão"⁴ e aqueles resultantes do método proposto evidencia que há uma tendência destes valores se aproximarem daqueles à medida que a esbeltez aumenta: para pilares com esbeltez igual ou superior a 80, a correlação é de 80%. O estudo comparativo foi realizado para diferentes tipos de seção transversal, curvatura de flexão, excentricidade e esbeltez.

³ Termo muito utilizado em estruturas metálicas para representar a curvatura provocada pela atuação de momentos fletores de mesmo sentido nas duas extremidades do pilar. Denominação pouco usual para elementos de concreto armado.

⁴ Termo utilizado para representar a curvatura provocada pela atuação de momentos fletores de sentidos contrários nas duas extremidades do pilar.

A questão da ductilidade dos pilares preenchidos continua sendo investigada por UY (1998). Além deste aspecto, o pesquisador investigou o comportamento dos pilares quanto à capacidade resistente e estabilidade, incorporando em sua modelagem, a presença de tensões residuais nos perfis tubulares e a não-linearidade física do concreto. Seu estudo considerou o emprego de aços e concretos de resistência usual e de alta resistência. Dentre os resultados obtidos destaca-se a influência da resistência ao escoamento do aço: os acréscimos na capacidade resistente são proporcionais aos aumentos na resistência ao escoamento, entretanto os aços de alta resistência são responsáveis por uma leve redução na ductilidade do pilar preenchido.

Em UY (1998) aparece a primeira proposta para quantificação da ductilidade dos pilares preenchidos, até então avaliada pela forma do diagrama *Momento x Curvatura*. A proposta consiste em calcular o *índice de ductilidade* com o auxílio deste diagrama.

A ductilidade também é preocupação de MATSUI et al. (1998), que a estuda para pilares preenchidos submetidos a uma força axial constante, utilizando diagramas *Momento x Deslocamento lateral no meio do vão* para isso.

A partir de ROEDER (1998) se tem uma visão geral dos sistemas mistos e híbridos utilizados nos Estados Unidos e, dentro deste contexto, são abordados brevemente os pilares preenchidos. O autor ressalta que, embora o Japão seja o grande produtor de pesquisas abordando estes elementos estruturais, os resultados obtidos não têm aplicação direta nos Estados Unidos, pois há uma grande diferença de esbeltez nos elementos comumente utilizados nestes países: no Japão se utiliza elementos com $d/t \leq 60$, ao passo que nos Estados Unidos, é comum utilizar $d/t > 100$. Sendo assim, atualmente as pesquisas desenvolvidas nos Estados Unidos abordam pilares esbeltos preenchidos com concreto de alta resistência.

Embora o estudo de TAKEUCHI et al. (1998) não aborde diretamente o pilar preenchido flexo-comprimido, traz importantes informações sobre o processo construtivo empregado na execução de uma usina nuclear. Empregando uma estrutura totalmente composta por elementos mistos, o processo construtivo de cada pavimento foi executado da seguinte forma: colocação e fixação dos perfis tubulares, vigas, paredes e forma metálica para laje. Após o posicionamento das barras de armadura da laje, o concreto foi lançado no interior dos perfis tubulares, das vigas cuja forma de aço é do tipo incorporada

e sobre a laje. Por fim, foi realizada a ligação entre os painéis que compõem cada parede. A utilização do sistema estrutural misto e do processo construtivo decorrente desta escolha permitiu que a usina nuclear estivesse concluída em três meses. Na FIGURA 2.2 é apresentada a geometria da seção transversal de alguns dos elementos utilizados no sistema estrutural da usina nuclear.

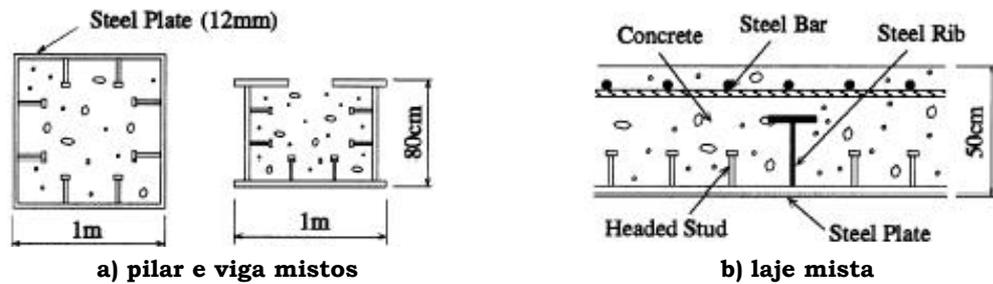


FIGURA 2.2: DETALHES DAS SEÇÕES MISTAS UTILIZADAS NO SISTEMA ESTRUTURAL DA USINA NUCLEAR - TAKEUCHI ET AL. (1998)

O conjunto de trabalhos publicados por ZHANG & SHAHROOZ (1999a, b) enfatiza a preocupação em avaliar a aplicação das normas técnicas ACI 318 e AISC-LRFD a pilares preenchidos, sejam compostos por materiais de resistência usual ou de alta resistência. Em ZHANG & SHAHROOZ (1999a), o método de cálculo proposto na norma americana ACI 318 é descrito e avaliado através de um estudo comparativo entre os valores de capacidade resistente previstos e aqueles resultantes de experimentações com modelos físicos. Partindo de resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores, os autores avaliam a resposta de pilares preenchidos submetidos à flexão normal composta sob a atuação de forças monotônicas ou cíclicas, em pilares curtos e esbeltos. Os valores de momento fletor previstos pelo ACI 318 e aqueles experimentais apresentam diferenças que flutuam entre 5 e 80%. Ao considerar as modificações propostas pelo ACI 318-R 95, que difere do anterior apenas na distribuição de tensões no aço do perfil tubular, admitindo plastificação em toda a seção transversal, as diferenças diminuem drasticamente e são inferiores a 5%. Dando continuidade aos estudos, em ZHANG & SHAHROOZ (1999b) encontra-se um estudo comparativo de valores de capacidade resistente decorrentes de experimentações físicas e recomendações normativas contidas no AISC-LRFD de 1994 e no ACI 318, revisado em 1995. Além dessas recomendações, os autores utilizam os resultados fornecidos por um programa computacional que permite a análise

de pilares preenchidos curtos. Neste programa computacional foram incorporados fenômenos como: instabilidade local, tensões residuais e efeitos de trabalho a frio nos perfis e confinamento do núcleo de concreto para seções circulares.

WANG (1999) faz experimentações com modelos físicos de pilares preenchidos retangulares, esbeltos, formados por materiais de resistência usual e sujeitos a curvatura reversa de flexão. Ao avaliar a aplicabilidade da norma britânica BS 5400 e do Eurocode 4 por meio de estudo comparativo, verifica-se o conservadorismo de tais recomendações de projeto.

As prescrições normativas presentes nas normas BS 5400: parte 5 e AISC-LRFD e recomendações dadas pelo Eurocode 4, são detalhadamente descritas e analisadas por SAW & LIEW (2000). Os autores avaliam, de forma consistente, os principais aspectos e parâmetros envolvidos no dimensionamento de pilares preenchidos flexo-comprimidos, sob a ótica das normas técnicas em questão.

De caráter mais específico é o trabalho apresentado por UY (2000), que envolve experimentações físicas e numéricas de pilares preenchidos curtos, submetidos à compressão simples, flexão pura e flexo-compressão. A influência da instabilidade local, decorrente da utilização de chapas de aço com esbeltez (b/t) superior aos limites impostos por códigos como o ACI 318-R 95 e Eurocode 4, é estudada de forma experimental e incorporada a um modelo teórico. Este, partindo do conceito de "área efetiva", apresenta variabilidade desprezível no caso dos pilares submetidos à compressão simples. Para solicitação de flexão pura, além do conceito de área efetiva, foi incorporada a presença de tensões residuais e, neste caso, o diagrama *Momento-Curvatura* apresenta excelente correlação no trecho elástico; porém, vencido o limite elástico, o modelo teórico é mais rígido que o experimental, e os valores de força máxima previstos são inferiores aos experimentais. Quanto à utilização de chapas de aço com esbeltez superior àquela sugerida pelas normas técnicas, é necessário incorporar o fenômeno de instabilidade local aos procedimentos existentes para determinação da capacidade resistente.

Um extenso estado da arte sobre pilares preenchidos é apresentado em SHANMUGAM & LAKSHMI (2001) e as referências bibliográficas referentes a pilares preenchidos flexo-comprimidos, sucintamente citadas, vão desde 1969 a 1999. Além do extenso rol de referências bibliográficas, são abordadas

brevemente questões como diagrama de interação, configuração de ruína, emprego de concreto de alta resistência, fluência, aderência, resistência ao cisalhamento, ductilidade, comportamento sísmico, efeito da instabilidade local e, por fim, as principais normas técnicas abordando pilares preenchidos.

UY (2001) apresenta um estudo teórico-experimental sobre o comportamento de pilares curtos preenchidos, utilizando perfis de aço de alta resistência (AAR) e, na sua experimentação numérica, considera a presença da tensão residual decorrente dos cordões de solda utilizados para compor o perfil tubular quadrado⁵. As seções transversais são submetidas a solicitações normais de compressão axial, flexão pura e flexão normal composta. Os valores de capacidade resistente (M, N) oriundos da experimentação numérica e física, ao serem comparados com aqueles advindos do Eurocode 4 - edição de 1994 - evidenciam que as recomendações contidas lá conduzem a valores de capacidade resistente superiores aos experimentais. Isto ocorre porque as recomendações do Eurocode 4 não se aplicam a pilares preenchidos cujo perfil tubular é de aço de alta resistência.

Com o objetivo de elaborar um método para estimar a rigidez de seções quadradas preenchidas submetidas à flexo-compressão, FUJINAGA et al. (2002) investigam pilares preenchidos tendo como variáveis a intensidade da força axial, a relação lado/espessura e a resistência à compressão do concreto (30 e 60MPa). Os modelos investigados experimentalmente foram submetidos a forças axiais centradas, mantidas constantes, e a uma força horizontal variável aplicada numa das extremidades ⁶.

A rigidez horizontal foi avaliada por três diferentes métodos: considerando as hipóteses de Navier e módulo de Young, hipóteses de Navier e módulo tangente, módulo tangente e perda de aderência aço-concreto. Este último método apresentou os melhores resultados de rigidez quando comparados aos experimentais.

A versatilidade e a viabilidade econômica, estrutural e construtiva foram fatores decisivos na escolha dos pilares preenchidos como elemento para compor os sistemas estruturais de edifícios residenciais localizados em áreas urbanas do Japão. Em função disso, em 1985 foi criado o "*New urban housing*

⁵ Cordões de solda nos quatro cantos da seção tubular.

⁶ Pilar com uma extremidade engastada e outra livre.

project - NUHP' com o objetivo de investigar pilares preenchidos submetidos a compressão simples e a flexo-compressão. Uma síntese dos trabalhos desenvolvidos pelo NUHP é apresentada em MORINO (2002), no qual são abordados: pilares a compressão simples e a flexo-compressão, ligações viga-pilar, pórticos, propriedades do concreto de preenchimento, projeto de pilares preenchidos e panorama da utilização de pilares preenchidos no Japão, destacando que nos últimos cinco anos, foram construídos mais de 40 edifícios utilizando pilares preenchidos.

Saindo do âmbito internacional, no Brasil o que se verifica é o pouco uso dessa tecnologia de pilares preenchidos, por parte dos profissionais de engenharia. Alguns trabalhos surgiram no final do século XX, mais precisamente na década de 90 e representam as primeiras iniciativas no sentido de introduzir este elemento estrutural no rol de opções oferecidas aos profissionais. Um passo importante foi dado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) que, ao elaborar a NBR 14.323: 1999 - que trata do dimensionamento de elementos de aço e mistos aço-concreto incorporou, num de seus anexos, o dimensionamento de pilares preenchidos.

O primeiro trabalho brasileiro abordando os pilares preenchidos foi desenvolvido na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP) por GOMES (1994), e abrange uma série de fatores que interferem no comportamento dos pilares preenchidos. O trabalho em questão traz resultados teóricos e experimentais de seções preenchidas em relação à aderência, retração e deformação lenta, e também o primeiro levantamento bibliográfico realizado no Brasil sobre o assunto. Vale destacar que foram estudadas seções preenchidas submetidas à compressão simples.

Contribuição para o desenvolvimento e a aplicação dos pilares preenchidos vem sendo dada pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, com trabalhos desenvolvidos nessa linha. Nos últimos anos este assunto tem sido tratado por diversos trabalhos de mestrado que, de forma ampla ou específica, contribuem para a amplificação do conhecimento e quiçá, a popularização do uso dos pilares preenchidos em sistemas estruturais diversos.

Em MALITE (1994) são tecidos comentários sobre alguns aspectos relativos ao dimensionamento de pilares preenchidos, segundo a norma americana AISC-LRFD e apresentados exemplos da aplicação desta. São consideradas as

situações de compressão simples e flexo-compressão. E, em MALITE et al. (1995), são fornecidos resultados decorrentes do ensaio de um pilar preenchido submetido à compressão simples, realizado no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (LE-EESC).

Como um primeiro trabalho de pós-graduação nesta linha, FIGUEIREDO (1998) apresenta um estado da arte sobre pilares mistos, incluindo os do tipo preenchido; nesse trabalho são estudados diversos aspectos relativos ao seu comportamento e especificações técnicas normativas existentes na época.

Em seguida, DE NARDIN (1999) apresenta um estudo teórico-experimental sobre pilares mistos, preenchidos com concreto de alta resistência e submetidos à compressão simples. A partir da experimentação física de pilares preenchidos e da sua modelagem no software de simulação numérica *Ansys*, são feitas diversas análises do comportamento de tais pilares, avaliando a influência de fatores como: forma da seção transversal, relação lado/espessura (b/t) e efeito de confinamento, sobre o comportamento da seção mista.

Em DE NARDIN & EL DEBS (1999a) e DE NARDIN & EL DEBS (2000a) são divulgados os resultados encontrados na experimentação física de pilares preenchidos submetidos à compressão simples. Também em 1999, DE NARDIN & EL DEBS (1999b) apresentam, no 41º. CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON, alguns resultados decorrentes do mestrado de DE NARDIN (1999), no qual foram investigados experimentalmente pilares preenchidos submetidos a compressão simples.

De caráter mais geral é o trabalho de ALVA (2000), que aborda o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto e, dentre outros elementos, descreve os pilares preenchidos relatando aspectos de seu comportamento, utilização e normas técnicas.

Uma importante avaliação do emprego de algumas normas técnicas estrangeiras na previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos é apresentada em DE NARDIN & EL DEBS (2000b). Este trabalho é fruto dos primeiros estudos realizados no início deste doutorado.

Um breve estudo sobre a aplicabilidade do programa computacional CFT, desenvolvido em linguagem FORTRAN, para previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos é apresentado em DE NARDIN & EL

DEBS & MARQUES (2001). Tal programa computacional foi utilizado na previsão da capacidade resistente dos pilares preenchidos flexo-comprimidos estudados neste trabalho.

O estudo comparativo de custos entre pilares de aço, pilares parcialmente revestidos e pilares preenchidos, realizado por TARNOCZY JR (2001) é importantíssimo, pois permite avaliar a viabilidade da utilização dos pilares preenchidos e mais, o cálculo de custo está voltado para a realidade brasileira. Tomando como referência as recomendações normativas existentes na NBR 8800: 1986 e na NBR 14.323: 1999, e considerando custos de R\$2,80/kg para estrutura metálica montada e R\$500/m³ para concreto armado, foi iniciada a avaliação, adotando para força vertical, valores entre 500 e 5.600kN. Para preenchimento do perfil tubular foi utilizado concreto C30.

Embora a avaliação de custo tenha sido feita considerando apenas a economia de material decorrente da redução da seção transversal, para uma força vertical de 2000kN, a utilização do pilar preenchido resultou em 29% de economia em relação ao pilar de aço. Quando a força vertical é de 5600kN, a economia em R\$ foi de 42% em relação ao pilar de aço e de 13% em relação ao pilar parcialmente revestido.

Em seguida, DE NARDIN & EL DEBS (2002a) apresentam um extenso estudo paramétrico, realizado a partir da utilização do programa CFT, avaliando a sensibilidade da capacidade resistente frente a variações na resistência compressão do concreto, na resistência ao escoamento do aço, no eixo de flexão e na excentricidade da força axial.

Os primeiros resultados experimentais brasileiros, decorrentes da experimentação com modelos de pilares preenchidos flexo-comprimidos são publicados por DE NARDIN & EL DEBS (2002b).

Outras pesquisas como as desenvolvidas na Universidade de Campinas (UNICAMP) estudam, de forma indireta, os pilares preenchidos, pois têm como objetivo principal o estudo de concretos de alta resistência (CAR) e, neste caso, a utilização de perfis tubulares de aço substituindo as armaduras longitudinais e transversais e "ductilizando" o CAR é uma excelente alternativa.

Dentro deste contexto, PERDÃO JR. (1994) estuda algumas alternativas para minimizar o comportamento frágil do concreto de alta resistência e, ao utilizar

armadura helicoidal, constata que são necessárias altas taxas desta para conseguir o efeito desejado. As dificuldades de execução, somadas às altas taxas necessárias, levam à sua substituição pela armadura contínua do perfil tubular de aço. As experimentações físicas realizadas comprovam a eficiência do perfil tubular na ductilização do núcleo de concreto.

Posteriormente, FERNANDES (1997) estuda e compara o comportamento de pilares curtos em concreto armado com pilares preenchidos, ambos de seção quadrada ou retangular, mantendo constante a taxa de armadura. Os resultados atestam que os perfis tubulares conferem ao concreto de alta resistência uma maior capacidade de deformação, se comparados aos elementos em concreto armado. O estudo foi desenvolvido considerando a aplicação de força axial centrada.

E, BONALDO & AGOSTINI (2000) propõem a experimentação física de alguns pilares preenchidos curtos submetidos a flexão normal composta, com o intuito de estudar o comportamento do concreto de alta resistência, confinado por perfis de aço.

Na Universidade Federal de Alagoas - UFAL - MARQUES & MARQUES (2000) desenvolvem um programa computacional que permite a análise de pilares preenchidos de seções diversas, submetido a flexão normal composta. Os valores de capacidade resistente previstos por este programa aproximam-se muito dos resultados encontrados por outros pesquisadores em experimentações físicas.

Na revisão bibliográfica, observa-se que a principal fonte de trabalhos sobre pilares preenchidos flexo-comprimidos consiste de revistas técnicas como o ACI Structural Journal, Journal of Structural Engineering, Journal of Constructional Steel Research e The Structural Design of Tall Buildings, entre outros. Ao longo das últimas décadas, estas revistas técnicas têm publicado trabalhos que demonstram o interesse e a preocupação de pesquisadores do mundo inteiro em conhecer, compreender e equacionar o comportamento dos pilares preenchidos flexo-comprimidos. Contudo, este esforço mundial é menos intenso no Brasil, onde o tema em questão e assuntos afins são pouco estudados.

Na TABELA 2.2 estão agrupadas as referências bibliográficas encontradas na literatura técnica de circulação internacional. Nela é apresentado um quadro-resumo que permite a visualização das principais características dos estudos realizados até o momento com o intuito de elucidar o comportamento dos pilares preenchidos flexo-comprimidos. Como consequência, é possível traçar um perfil dos estudos em questão.

TABELA 2.2: QUADRO-RESUMO DE REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Trabalhos estrangeiros				
Autor	Tipo de seção	Tipo de estudo	Resistência dos materiais	Tipo de carregamento
FURLONG apud Gomes (1994)	Quadrada, circular	Teórico	Usual	Estático
SHAKIR-KHALIL (1988)	-	Teórico	Usual	Estático
SHAKIR-KHALIL & ZEGHICHE (1989)	Retangular	Experimental	Usual	Estático
SHAKIR-KHALIL & MOULI (1990)	Retangular	Experimental	Usual	Estático
ELNASHAI & EL-GHAZOULI & DOWLING (1990)	-	Teórico	Usual	Estático
CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990)	Quadrada	Experimental	Usual	Estático
SHAKIR-KHALIL (1994)	Retangular	Experimental	Usual	Estático
MATSUI et al. (1995)	Quadrada, circular	Teórico-experimental	Usual	Estático
HAYASHI et al. (1995)	Quadrada	Experimental	CAR	Vertical estático e lateral cíclico
FANG et al. (1995)	Quadrada	Teórico-experimental	Usual	Estático + ação do fogo
UY & PATIL (1996)	Quadrada	Teórico-experimental	AAR	Estático
SHAMS & SAADEGHVAZIRI	Circular, quadrada	Teórico-experimental	Usual	Estático e cíclico
PICARD & BEAULIEU (1997)	Quadrada	Teórico	Usual	Estático
WANG & MOORE (1997)	Retangular	Teórico-experimental	Usual	Estático
UY (1998)	Retangular	Teórico	Usual + CAR + AAR	Estático
MATSUI et al. (1998)	Retangular	Teórico	Usual	Estático
ZHANG & SHAHROOZ (1999A)	-	Teórico	Usual + CAR	Estático
ZHANG & SHAHROOZ (1999B)	Retangular	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático

WANG (1999)	Retangular	Teórico-experimental	Usual	Estático
SAW & LIEW (2000)	-	Teórico	Usual	Estático
UY (2000)	Quadrada	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático
UY (2001)	Quadrada	Teórico-experimental	Usual + AAR	Estático
SHANMUGAM & LAKSHMI (2001)	-	Teórico	Usual	Estático
FUJINAGA et al. (2002)	Quadrada	Experimental	Usual + CAR	Estático
Trabalhos brasileiros				
Autor	Tipo de seção	Tipo de estudo	Resistência dos materiais	Tipo de carregamento
GOMES (1994)	Quadrada, circular	Teórico-experimental	Usual	Estático: compressão simples
MALITE (1994)	-	Teórico	Usual	Estático: compressão simples e flexo-compressão
MALITE et al. (1995)	Quadrada	Teórico-experimental	Usual	Estático: compressão simples
FIGUEIREDO (1998)	-	Teórico	Usual	Estático: compressão simples
DE NARDIN (1999)	Quadrada, circular e retangular	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático: compressão simples
DE NARDIN & EL DEBS (1999a)	Quadrada, circular e retangular	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático: compressão simples
DE NARDIN & EL DEBS (1999b)	Quadrada, circular e retangular	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático: compressão simples
ALVA (2000)	-	Teórico	Usual	Estático: compressão simples e flexo-compressão
DE NARDIN & EL DEBS (2000b)	Quadrada e retangular	Teórico	Usual + CAR	Estático: flexo-compressão
DE NARDIN & EL DEBS & MARQUES (2001)	Quadrada e retangular	Teórico	Usual + CAR	Estático: flexo-compressão
TARNOCZY JR. (2001)	Quadrada	Teórico	Usual	Estático: flexo-compressão
DE NARDIN & EL DEBS (2002a)	Quadrada e retangular	Teórico	Usual + CAR	Estático: flexo-compressão
DE NARDIN & EL DEBS (2002b)	Quadrada e retangular	Teórico-experimental	Usual + CAR	Estático: flexo-compressão
CAR: concreto de alta resistência; AAR: aço de alta resistência				

A partir dos dados apresentados no quadro-resumo da TABELA 2.2 percebe-se que a maioria dos estudos emprega a experimentação física como metodologia

para investigar o comportamento dos pilares preenchidos flexo-comprimidos. Além disso, as pesquisas mais recentes destacam a utilização de materiais de alta resistência na composição da seção preenchida.

2.1.2 Aspectos relativos ao comportamento estrutural

2.1.2.1 Propriedades mecânicas dos materiais

Os materiais aço e concreto são associados visando obter uma seção mista que reúna as qualidades inerentes a estes dois materiais, explorando-as da melhor forma possível. Para associá-los, é necessário conhecer suas propriedades mecânicas, e assim obter valores adequados de resistência e rigidez utilizados nas equações de dimensionamento e verificação da seção mista.

As propriedades mecânicas dos materiais são avaliadas por meio de ensaios de caracterização. Conhecendo as características mecânicas de cada um destes materiais e utilizando conceitos adequados, é possível estudar o comportamento dos pilares preenchidos. A seguir, os dois elementos que compõem a seção mista serão abordados sob a ótica de suas propriedades mecânicas.

a) O concreto de alta resistência

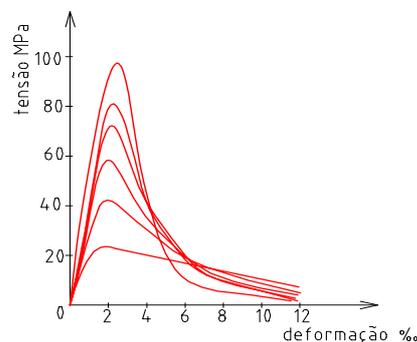
Avanços na tecnologia dos materiais têm permitido a obtenção de concretos com resistência cada vez maior, e a utilização destes concretos de alta resistência (CAR) como preenchimento do perfil tubular amplia o leque de vantagens inerentes aos pilares preenchidos. Além disso, a opção por um pilar preenchido traz consigo uma evolução no processo construtivo e tecnológico; por isso, suas principais vantagens são realçadas com a utilização de concretos de alta resistência.

Para a obtenção de concretos de alta resistência são utilizados os mesmos materiais empregados nos concretos usuais, acrescidos de adições, comumente sílica ativa e aditivos superplastificantes. Entretanto, na obtenção de concretos de alta resistência, é preciso atentar para algumas características dos materiais constituintes, especialmente dos agregados. Para estes, existem

recomendações de distribuição granulométrica, módulo de finura e diâmetro máximo que devem ser respeitadas sempre que possível.

Os concretos de alta resistência apresentam comportamento diferente dos concretos de resistência usual quando submetidos às mesmas solicitações. Suas propriedades mecânicas dependem das propriedades da pasta de cimento hidratada, dos agregados e, principalmente, das propriedades da zona de transição pasta-agregado, considerada a zona mais fraca da mistura.

O comportamento do concreto de alta resistência pode ser analisado a partir da relação *Tensão x Deformação*, obtida em ensaios de corpos-de-prova submetidos à compressão uniaxial. A observação de diagramas que relacionam tensão e deformação axial evidencia a diferença de comportamento entre o concreto de alta resistência e o concreto de resistência usual (FIGURA 2.3a). A ruptura de corpos-de-prova de concreto de alta resistência ocorre de forma brusca, sem plastificação, caracterizada pelo pico no diagrama *Tensão x Deformação*. Na FIGURA 2.3b se observa que parte dos agregados sofre ruptura por cisalhamento.



a) diagrama Tensão axial x Deformação axial

b) ruptura de um corpo-de-prova de CAR, comprimido axialmente

FIGURA 2.3: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL DO CONCRETO NA RELAÇÃO TENSÃO X DEFORMAÇÃO AXIAL

Uma justificativa para essa diferença de comportamento observada na forma da curva *Tensão x Deformação* está relacionada à microfissuração do concreto. Para concretos usuais, a ocorrência da microfissuração impede a ruptura frágil. Já os concretos de alta resistência, quando levados à ruína, quase não apresentam microfissuração e, por isso, a ruptura é “explosiva”. Para uma mesma deformação, os CAR’s apresentam menos microfissuração que os concretos usuais e, assim, o aumento relativo na deformação é menor para aqueles.

Este comportamento elasto-frágil indesejável em elementos de concreto armado pode ser melhorado substancialmente com a utilização de altas taxas de armadura longitudinal e transversal, fato que ocorre com os pilares em concreto de alta resistência, armado. Entretanto, as altas taxas de armadura trazem uma série de inconvenientes econômicos e de execução. Nestes casos, uma alternativa cada vez mais presente e importante é a utilização de perfis tubulares, que por sua armadura contínua confinam todo o núcleo de concreto, e conferem ao mesmo uma maior capacidade de deformação axial, se comparada ao CAR com armadura simples. Na FIGURA 2.4 são apresentados os resultados de deformação axial obtidos por DE NARDIN (1999) em seus ensaios de pilares preenchidos com CAR submetidos à compressão simples. Nela, os pontos intitulados "concreto livre" correspondem ao ensaio de pilares em concreto simples e aqueles correspondentes a "concreto confinado", referem-se ao concreto no interior do perfil tubular. A "ductilização" do concreto de alta resistência é evidente, pois este, quando confinado, não apresenta mais o comportamento elasto-frágil do concreto simples.

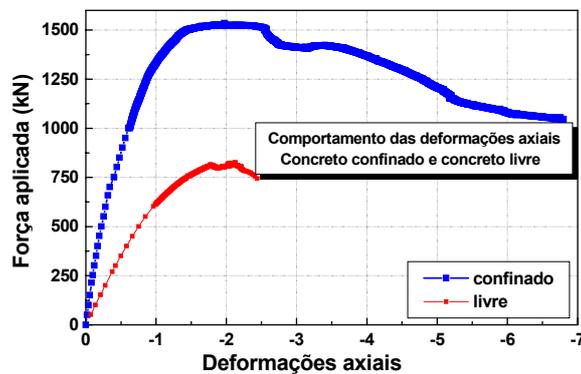


FIGURA 2.4: COMPORTAMENTO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA, SIMPLES E CONFINADO - DE NARDIN (1999)

Ainda com relação aos pilares em concreto de alta resistência, para aqueles do tipo armado a seção resistente corresponde à área confinada pelos estribos. Já nos pilares preenchidos, a área resistente é igual à área da seção transversal mista.

b) O perfil tubular

Em virtude do elevado custo dos perfis laminados, é comum o emprego de perfis dobrados, que sofrem trabalho a frio e, por isso, estão sujeitos aos seus

efeitos. O trabalho a frio provoca deformações plásticas no perfil tubular de aço e seus efeitos incidem diretamente sobre os valores de resistência e ductilidade do aço trabalhado, podendo ser reduzidos com o alívio térmico de tensões ou recozimento.

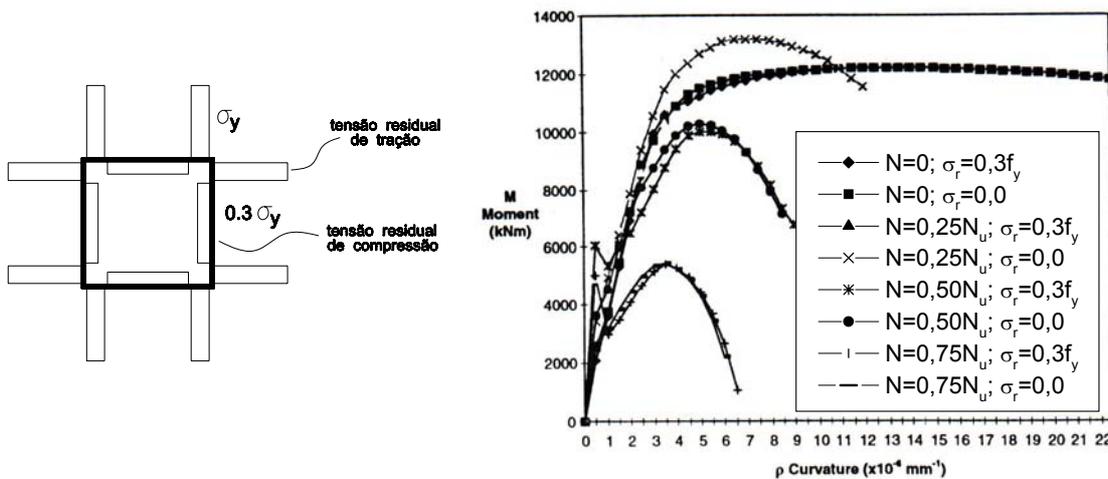
Nos cantos ou regiões de dobras da seção tubular, a influência do trabalho a frio é mais significativa do que nas partes planas. Este efeito é perceptível quando se observa a variação das propriedades mecânicas do aço em diferentes pontos da seção transversal, pois a formação a frio aumenta a resistência ao escoamento e a resistência à tração, ao passo que diminui a ductilidade nas regiões de dobramento.

Os ensaios realizados por YU (1985) em uma seção formada por cantos a 90° mostram que a resistência ao escoamento aumenta em até 65% da região plana para o canto, enquanto a resistência à tração cresce em cerca de 25%. Portanto, ocorre grande acréscimo nos valores de resistência ao escoamento e acréscimos significativamente menores na resistência à ruptura, o que implica na redução da ductilidade, quando a chapa recebe trabalho a frio.

Segundo GOMES (1994), pesquisadores japoneses avaliaram as tensões residuais impostas pelo processo de formação a frio em seções quadradas e circulares. Os resultados mostraram tensões residuais plásticas significativas, decorrentes da conformação da chapa metálica que forma o perfil tubular. Tais tensões podem atingir até 200MPa no sentido longitudinal e 140MPa no sentido radial, na região dos cantos. São altos valores de tensão, localizados em pequenas porções da seção transversal; o que leva a crer que não produzem variações significativas nos valores de capacidade resistente de uma seção preenchida.

A fim de avaliar a influência das tensões residuais no comportamento de pilares preenchidos submetidos à flexo-compressão, UY (1998) adotou um modelo simplificado que considera tensão residual distribuída uniformemente e correspondente a 30% da resistência ao escoamento f_y - de acordo com a FIGURA 2.5a - ao construir diagramas *Momento x Curvatura*. Parte dos resultados obtidos é reproduzida na FIGURA 2.5b e verifica-se que não é necessário considerar a presença de tensões residuais no perfil tubular, quando são analisadas seções preenchidas como as estudadas por UY (1998), pois sua presença não altera, de forma significativa, o comportamento da seção mista. Ocorrem pequenos acréscimos de rigidez somente até ser atingida

a resistência ao escoamento, ou seja, no regime elástico. Quanto à capacidade resistente, não há variações relevantes devidas à presença de tensões residuais, entretanto há um pequeno acréscimo nos valores da curvatura última neste caso. Vale ressaltar que o estudo da influência das tensões residuais no comportamento da seção mista foi realizado considerando diferentes intensidades de força axial, e para todas foi verificado o mesmo comportamento.



a) distribuição de tensões residuais simplificada b) relação *Momento x Curvatura*, considerando ou não a presença de tensões residuais

FIGURA 2.5: EFEITOS DAS TENSÕES RESIDUAIS NO COMPORTAMENTO DE UMA SEÇÃO PREENCHIDA QUADRADA - RESULTADOS OBTIDOS POR UY (1998)

Corroborar com esta afirmativa o trabalho de ZHANG & SHAHROOZ (1999b), que estudaram perfis de seção quadrada com 25,4cm de lado e 0,794cm de espessura, e tomaram como variável a intensidade da força axial, representada por uma parcela da capacidade resistente à compressão simples - N_0 - e tomada igual a: 0 N_0 ; 0,18 N_0 ; 0,29 N_0 .

Sem determinar experimentalmente a distribuição de tensões residuais para os perfis estudados, foi adotada a distribuição de tensões residuais mostrada na FIGURA 2.6, a qual foi introduzida nos modelos de cálculo utilizados para a construção dos diagramas *Momento fletor x Curvatura*.

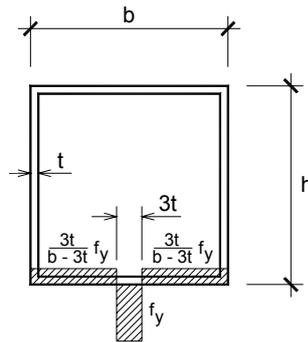


FIGURA 2.6: DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES RESIDUAIS ADOTADA POR ZHANG & SHAHROOZ (1999B)

A boa correlação entre os valores de momento último decorrentes do modelo analítico e da experimentação física - máxima diferença de 6% - levou a uma análise mais detalhada na qual foram avaliados os seguintes parâmetros:

- resistência à compressão do concreto: 35 e 76 MPa;
- resistência ao escoamento do perfil tubular; e
- intensidade da força axial: 0; 0,25 N_o ; 0,5 N_o e 0,75 N_o .

Representando a variação na relação b/t por meio da relação de áreas A_s/A_c , os resultados são confrontados comparando este quociente de áreas com uma relação de momentos. Para o cálculo dos momentos foram consideradas duas situações: um momento calculado considerando a variação do valor da resistência ao escoamento em função do trabalho a frio e outro, atribuindo o mesmo valor de resistência a toda a seção transversal. Conclusão: a presença de tensões residuais produz acréscimos inferiores a 10% nos valores de momento máximo, quando a relação de áreas é inferior a 50% e a força aplicada é inferior a 0,5 N_o . Esta diferença tende a diminuir para aços e concretos de alta resistência e, perfis maiores com menor espessura - A_s/A_c menor. Tais conclusões são decorrentes das relações *Tensão x Deformação* assumidas para os aços das porções planas e cantos, que introduzem diferenças de resistência ao escoamento maiores para os aços de resistência comum em relação a aços de alta resistência.

Assim, com base nos estudos realizados por UY (1998) e ZHANG & SHAHROOZ (1999b) conclui-se que a presença do trabalho a frio não altera, de forma significativa, o comportamento e a resistência dos pilares preenchidos flexo-comprimidos.

2.1.2.2 Diagramas de interação

Uma das formas de conhecer o comportamento de uma seção transversal qualquer, flexo-comprimida, é a construção dos diagramas de interação *Momento fletor x Força normal*. Tais diagramas relacionam o momento resistente e o esforço normal resistente, valores que representam a capacidade resistente da seção mista flexo-comprimida. Se aos diagramas de interação for adicionada a habitualmente denominada "reta de carregamento", é possível encontrar a capacidade resistente (par M, N) da seção transversal em questão, para valores conhecidos de força axial excêntrica aplicada - F.

Os diagramas de interação são construídos a partir de equações de equilíbrio e da variação da posição da linha neutra y. Neste caso, os diagramas têm forma parabólica, oriunda da relação quadrática entre M e N. As equações de equilíbrio são construídas levando em conta a compatibilidade de deformações e dependem inteiramente das relações constitutivas adotadas para cada um dos materiais presentes na seção transversal.

Da observação de muitos destes diagramas, percebeu-se que alguns pontos da curva parabólica mereciam destaque. Segundo UY & PATIL (1996) são eles:

- *ponto A*: correspondente à situação de compressão simples, com ruína caracterizada por esmagamento do concreto e escoamento do aço;
- *ponto B*: seção transversal submetida à flexão pura, cuja ruína convencional é caracterizada pela deformação máxima no concreto comprimido ε_{cu} ;
- *ponto C*: convencionalmente denominado de ponto de "meio escoamento", pois a ele corresponde uma deformação máxima à tração no aço do perfil igual a $\varepsilon_y/2$;
- *ponto D*: é denominado "ponto de equilíbrio" pois corresponde à situação em que ocorrem simultaneamente, o escoamento do aço tracionado e o esmagamento do concreto comprimido.

Estes pontos estão representados na FIGURA 2.7, juntamente com a curva parabólica que representa a relação M-N.

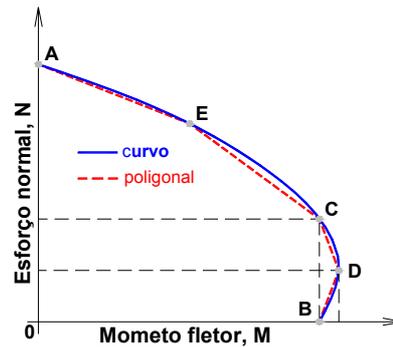


FIGURA 2.7: FORMA TÍPICA DO DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M - N

O conceito de "ponto de equilíbrio" descrito há pouco, foi utilizado por BRADFORD (1996) para avaliar o comportamento de pilares preenchidos esbeltos sujeitos à flexo-compressão. O pesquisador denomina tal ponto de "ruína equilibrada" e este corresponde a uma situação em que a deformação do concreto na região mais comprimida é convencionalmente 0,003 (3‰) e a deformação do aço na região mais tracionada é $\varepsilon_y = f_y / E_s$. Após diversas simulações numéricas, BRADFORD (1996) concluiu que o ponto de equilíbrio corresponde a uma força aplicada de aproximadamente $N_o/3$, sendo N_o a capacidade resistente da seção preenchida à compressão simples.

A situação de máxima capacidade resistente à flexo-compressão é atingida quando a seção mista está sujeita a uma força de compressão de pequena intensidade – ponto D (FIGURA 2.7). Nesta situação, a força aplicada atuará como uma força de protensão, aumentando consideravelmente o momento resistente à flexão pura. Algumas normas, como a NBR 14323:2000 desprezam este ponto no dimensionamento e verificação de seções preenchidas flexo-comprimidas.

Alguns aspectos do comportamento dos pilares podem ser identificados a partir dos diagramas M-N. Por exemplo, os pilares curtos apresentam relação M-N linear até a ruína, evidenciando que o efeito do deslocamento lateral sobre o esforço M é desprezível, quando comparado à magnitude do esforço de flexão decorrente da excentricidade da força – $M_1 = F \cdot e$. Portanto, os esforços de segunda ordem não são relevantes para pilares preenchidos curtos. À medida que a esbelteza do pilar aumenta, a relação M-N deixa de ser linear e começa a apresentar não linearidades decorrentes do acréscimo no deslocamento lateral do pilar, o qual introduz esforços de segunda ordem que irão se somar aos já existentes, aumentando o momento atuante no meio do vão para $M_1 + M_2$.

Quanto mais esbelto o pilar, mais significativos são os efeitos de segunda ordem e, conseqüentemente, maior a não linearidade na relação M-N.

2.1.2.3 Aderência

O dimensionamento de um pilar preenchido como elemento misto pressupõe a transferência de tensões entre o núcleo de concreto e o perfil tubular metálico. A análise dos poucos resultados experimentais existentes evidencia aspectos interessantes no que se refere à influência da aderência na resposta global do pilar misto e na transferência de tensões aço-concreto.

O primeiro estudo buscando avaliar a importância da aderência aço-concreto foi desenvolvido por HUNAITI (1991). Embora seja o primeiro estudo encontrado na literatura, é importante ressaltar que os pilares mistos estudados foram do tipo "battened", que são elementos formados por dois perfis tipo U, separados entre si por pequenas chapas metálicas e preenchidos por um núcleo de concreto. A forma da seção transversal destes pilares é mostrada na FIGURA 2.8.

Ao todo, foram investigados 139 elementos submetidos à compressão simples e os resultados mostraram que a presença ou não da aderência é irrelevante para a capacidade resistente.

Ao estudar seções "battened" flexo-comprimidas, HUNAITI et al. (1992) ensaiaram 14 pilares divididos em dois grupos: um primeiro grupo em que foi mantida a aderência natural aço-concreto e um segundo grupo em que a aderência era minimizada passando-se uma espécie de graxa na superfície interna dos perfis U. As principais características da seção transversal são apresentadas na FIGURA 2.8, ressaltando que o concreto de preenchimento possuía resistência média à compressão de 17MPa. Neste caso, os principais parâmetros analisados foram: eixo de flexão, excentricidade da força aplicada e presença ou não da aderência.

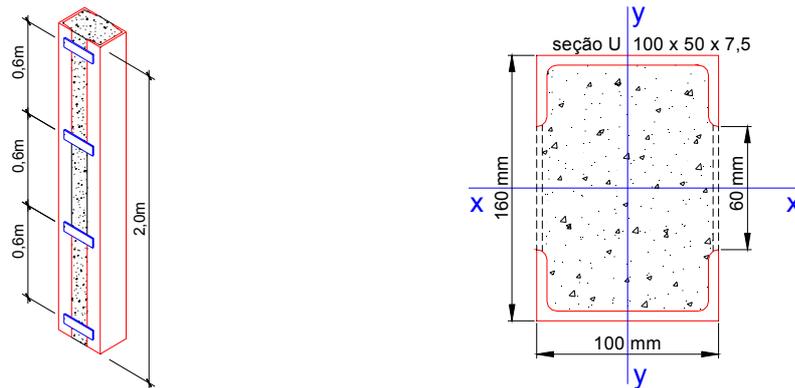


FIGURA 2.8: SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES "BATTENED" INVESTIGADOS POR HUNAITI ET AL. (1992)

A capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares "battened" foi calculada utilizando as recomendações do Eurocode 4:1985, que são aplicáveis somente a pilares preenchidos ou revestidos. Como não se aplicam a este tipo de pilar, os valores normativos de capacidade resistente à flexão (M_{teo}) apresentam diferenças significativas e que chegam a 62%, sendo maior para flexão no eixo X e excentricidades menores. Assim, é descartado o emprego do Eurocode 4 para calcular a capacidade resistente de pilares tipo "battened".

De acordo com os resultados obtidos por HUNAITI et al. (1992), a aderência aço-concreto não exerce nenhum efeito sobre a capacidade resistente dos pilares mistos tipo battened submetidos à flexo-compressão – FIGURA 2.9. O pesquisador ressalta ainda que, por se tratar de uma seção battened, os resultados encontrados podem ser estendidos para as seções revestidas e preenchidas e, portanto, valem também as mesmas conclusões. Desta forma, é possível afirmar que a aderência aço-concreto não exerce influência significativa sobre o comportamento e a capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares preenchidos.

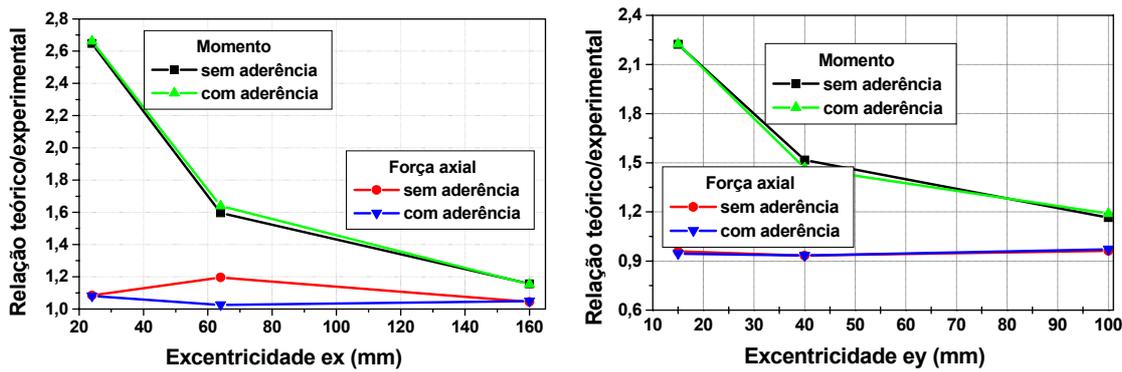


FIGURA 2.9: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS, PARA DIFERENTES EXCENTRICIDADES - HUNAITI ET AL. (1992)

O primeiro estudo visando avaliar a importância da aderência nos pilares preenchidos submetidos à flexo-compressão foi realizado por OKAMOTO & MAENO ⁷ apud SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997). Utilizando concreto de alta resistência ($f_{ck}=98,1\text{MPa}$) como material de preenchimento, foi aplicada força somente no perfil tubular. A fim de controlar a tensão de aderência aço-concreto, foi colocada uma camada de argamassa com 10mm de espessura entre o núcleo de concreto e o perfil tubular metálico.

Os resultados encontrados revelam que a aderência não tem efeito significativo sobre a capacidade resistente à flexo-compressão de pilares preenchidos.

Embora seja o primeiro estudo encontrado que aborda a questão da aderência em pilares preenchidos flexo-comprimidos, merece algumas críticas. Para cada elemento estudado, dois parâmetros variam (intensidade da força axial e resistência da argamassa). Esta variação dificulta e compromete as conclusões decorrentes deste estudo experimental.

Uma forma mais usual de estudar a aderência aço-concreto em pilares preenchidos flexo-comprimidos é empregada por CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990). A aderência é estudada da seguinte forma: em alguns pilares preenchidos, a aderência é eliminada utilizando filme plástico no interior dos perfis. A área de aplicação do carregamento excêntrico também varia: aplicação somente no concreto, aplicação somente no perfil ou simultânea nos dois materiais. Na TABELA 2.3 são reproduzidos os valores de capacidade resistente encontrados.

⁷ OKAMOTO, T.; MAENO, T. (1988). *Experimental study on rectangular steel tube columns infilled with ultra high strength concrete hardened by centrifugal force. Annual Meeting of AIJ, Proceedings, Chiba, p.1359.*

TABELA 2.3: ESTUDO DA ADERÊNCIA PARA PILARES QUADRADOS COM (12x12x0,5) CM, $\lambda = 86$ - CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990)

Pilar	f_c (MPa)	Aderência	Carregamento	F_u (kN)	N_o (kN)
4	96	Sim	Seção total	830	2240
15	96	Sim	Concreto	920	2340
16	96	Não	Concreto	1040	1160
17	92	Sim	Aço	1010	1380
18	92	Não	Aço	750	1460

F_u : máxima força excêntrica aplicada com 20mm de excentricidade;
 N_o : máxima força axial correspondente à situação de compressão simples.

Os resultados apresentados na TABELA 2.3 permitem afirmar:

- **pilares com aderência:** quando o carregamento é aplicado somente no concreto, a capacidade resistente é menor, se comparada à aplicação do carregamento somente no perfil. Em relação ao comportamento, quando a aderência é mantida, pilares preenchidos carregados excêntricamente apresentam o mesmo comportamento, independente do carregamento ser aplicado no perfil, no concreto ou no perfil + concreto;
- **pilares sem aderência:** eliminando a aderência, maior capacidade resistente é verificada quando o carregamento é aplicado somente no concreto. Ao aplicar a força somente no perfil e eliminar sua aderência ao concreto, aquele se comporta como um perfil tubular isolado, sem núcleo de concreto. Provavelmente, o concreto à flexão apresenta grande número de fissuras e não pode mais contribuir para a capacidade resistente. Ao contrário, quando somente o núcleo de concreto é carregado e não há aderência aço-concreto, a força não pode ser transferida para o perfil e, com isso, seu escoamento na região mais comprimida é adiado em relação ao pilar preenchido em que os dois materiais são carregados simultaneamente e há aderência.

A influência da aderência em pilares submetidos a forças horizontais cíclicas também pode ser importante. Assim, YOSHIOKA⁸ apud SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997) investigam experimentalmente pilares de seção quadrada, submetidos a uma força axial constante e a uma força horizontal

cíclica. Para melhorar a aderência aço-concreto são utilizados alguns perfis tubulares com saliências internas, como as mostradas na FIGURA 2.10. Nesta, é apresentado também, o esquema de ensaio utilizado por YOSHIOKA. Para avaliar a influência da presença de saliências internas no perfil tubular, foram ensaiados pilares nos quais o carregamento era aplicado simultaneamente nos dois materiais e outros em que a força era aplicada apenas no perfil tubular e transferida para o concreto através das saliências.

De uma forma geral, foi constatado que os pilares cujos perfis possuíam saliências nas paredes internas apresentaram maior ductilidade e capacidade de dissipar energia.

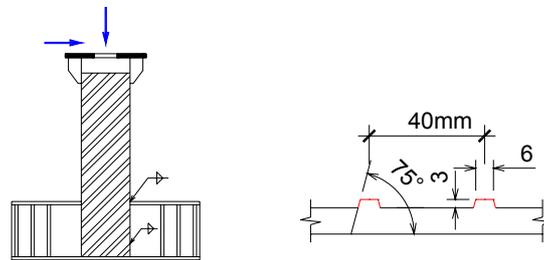


FIGURA 2.10: ALGUNS DETALHES DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL REALIZADA POR YOSHIOKA APUD SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997)

Na FIGURA 2.11 é reproduzido o comportamento *Força x Deslocamento* para os elementos R3S e F3S que correspondem, respectivamente, a perfil com e sem saliências, ambos com a força aplicada apenas no perfil tubular. Em ambos, a força aplicada corresponde a 30% da força resistente à compressão simples (No).

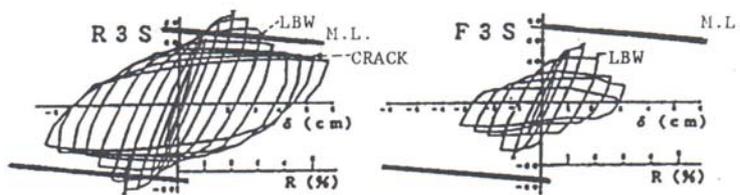


FIGURA 2.11: COMPORTAMENTO "FORÇA X DESLOCAMENTO LATERAL" PARA OS PILARES R3S E F3S⁹

De acordo com os resultados experimentais citados conclui-se que, quando a força é aplicada simultaneamente nos dois materiais, a aderência não tem

⁸ YOSHIOKA, Y. (1992). *State of art of composite steel tube and concrete structures in Japan. US-Japan work shop on composite and hybrid structures. Proceedings, September 10-12, Berkeley, p.119-130.*

⁹ Fonte: YOSHIOKA APUD SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997)

efeito significativo sobre a capacidade resistente à flexão. Em contrapartida, se a força for aplicada somente no perfil tubular, o comportamento global do pilar preenchido é fortemente afetado pela presença de tensão de aderência. E mais, quando a força é aplicada nos dois materiais simultaneamente, a presença das saliências no perfil não é relevante. Por outro lado, as saliências tornam-se importantes, tanto para melhorar o comportamento global quanto para aumentar a capacidade resistente, se a força for aplicada somente no perfil. Isto porque a presença das saliências é fundamental para a transferência das forças aplicadas no perfil para o núcleo de concreto.

Diante dos poucos estudos sobre aderência encontrados, alguns aspectos merecem destaque:

- a utilização de pilares “battened” para prever o comportamento dos pilares preenchidos não se justifica mais, pois o desenvolvimento de novos equipamentos e instrumentos permite as medições de deformações e deslocamentos necessárias ao estudo da aderência, tanto no núcleo de concreto quanto no perfil tubular;
- a escassez de estudos relativos à influência da aderência no comportamento e na capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos dificulta e inibe conclusões definitivas. Entretanto, os dados disponíveis indicam que, quando o carregamento é aplicado simultaneamente nos dois materiais, a influência da aderência não é significativa. Em contrapartida, ao aplicar o carregamento somente no perfil, ocorrem grandes variações no comportamento global do pilar preenchido e, neste caso, a presença de saliências internas aumenta a capacidade resistente do mesmo;
- nos estudos realizados até então, os valores de excentricidade utilizados são pequenos, o que significa dizer que, provavelmente, a linha neutra está localizada fora da seção transversal. Se isto ocorre, toda a seção transversal está comprimida e, portanto, a presença da aderência não parece ser importante;
- por fim, são necessários estudos mais detalhados e aprofundados, sobretudo no que se refere à transferência de forças entre perfil tubular e núcleo de concreto.

2.1.2.4 Confinamento

Os recentes avanços tecnológicos e o progresso nas pesquisas de novos materiais e de aditivos que melhorem o desempenho dos materiais até então utilizados na construção civil, têm tornado cada vez mais fácil a obtenção de concretos de alta resistência. O termo "alta resistência" integra o cotidiano dos engenheiros estruturais e fala-se atualmente em concretos de ultra resistência, cuja resistência à compressão ultrapassa 100 MPa. Se por um lado estes avanços são fundamentais para a evolução e ampliação da utilização do concreto, garantindo sua posição de material mais utilizado na construção civil, por outro, surge a necessidade de conhecer e compreender o comportamento destes concretos de alta resistência, sobretudo no que se refere ao seu aspecto mais vulnerável: a ruptura frágil. Neste âmbito, alguns estudos indicam que a utilização de barras de armadura, compondo arranjos tradicionalmente conhecidos, no caso dos pilares não é uma boa solução, pois estas armaduras não conseguem oferecer o grau de confinamento necessário para minimizar a fragilidade destes concretos. Estes mesmos estudos mostram a necessidade de utilizar altas taxas de armadura, especialmente na forma de estribos, as quais requerem um maior trabalho durante a montagem e cuidados adicionais durante a concretagem, acarretando a elevação dos custos com materiais e mão-de-obra, além de aumentar a possibilidade de defeitos de concretagem (nichos).

São necessárias, portanto, alternativas que reúnam facilidade de mão-de-obra, mínimo custo possível e eficiência no confinamento do concreto. Uma alternativa viável e que reúne as características há pouco citadas é o "encamisamento" do concreto por perfis tubulares. Neste caso, as armaduras transversais e longitudinais são substituídas pelo perfil tubular.

A eficiência deste elemento estrutural no que se refere à melhoria do comportamento do concreto comprimido axialmente foi constatada em estudos como o desenvolvido por DE NARDIN (1999), no qual diversos pilares preenchidos com concreto com 50 de resistência à compressão aos sete dias e seções transversais quadradas, retangulares e circulares foram submetidas à compressão simples. Neste estudo, ao se comparar o comportamento do concreto denominado simples (sem armadura) com o concreto confinado pelo perfil tubular, constatou-se um grande ganho de ductilidade, atribuído à armadura contínua do perfil.

A motivação para utilização de concretos de alta resistência em pilares preenchidos surgiu da necessidade de minimizar a "fragilidade" do concreto utilizando perfis tubulares, tomando por base, três aspectos importantes da substituição dos estribos por armadura contínua:

- 1) a armadura contínua do perfil tubular propicia uma taxa de armadura transversal superior à obtida com os estribos convencionais e oferece maior grau de confinamento;
- 2) toda a seção de concreto encontra-se confinada, o que não ocorre no caso de pilares em concreto armado, em que é necessário considerar como área resistente apenas a porção envolvida pelos estribos; e
- 3) o perfil tubular atua como forma e elemento resistente durante a concretagem e, posteriormente, até o concreto contribuir para a capacidade resistente da seção formando um elemento misto.

Os poucos estudos que fazem alguma menção ao efeito de confinamento normalmente estão voltados a análises teóricas de seções circulares, não tendo sido encontrada nenhuma referência quanto a outras formas de seção transversal, como as quadradas e retangulares.

Diversos trabalhos comprovaram que o efeito de confinamento em seções quadradas e retangulares é muito pequeno no que se refere a aumentos de resistência da seção transversal. Em se tratando de pilares preenchidos com concreto de resistência usual, são possíveis pequenos acréscimos na capacidade resistente de seções quadradas e retangulares, decorrentes da mobilização do efeito de confinamento pela maior capacidade de deformação radial do concreto. Quando o núcleo do pilar preenchido é de concreto de alta resistência, apresenta capacidade de deformação muito pequena e insuficiente para mobilizar o efeito de confinamento. Tal efeito é significativo e essencial apenas na "ductilização" do concreto de alta resistência, conferindo-lhe capacidade de deformar-se plasticamente até a ruptura.

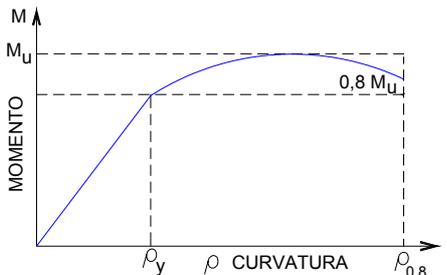
Portanto, não há estudos abordando apenas a questão do confinamento em seções flexo-comprimidas retangulares e quadradas e, sendo assim, este efeito é desconsiderado.

2.1.2.5 Resistência dos materiais e ductilidade

Inquestionavelmente, os avanços tecnológicos, sobretudo das últimas décadas, têm impulsionado o desenvolvimento de materiais cada vez mais resistentes para aplicação na construção civil. Os aços e concretos de alta resistência são fortes exemplos disso e estão presentes no projeto de pontes, viadutos e edifícios. A utilização destes materiais de alta resistência com comportamento até certo ponto desconhecido têm motivado muitos pesquisadores. O estudo realizado por UY & PATIL (1996) ressalta esta motivação em estudar e conhecer o comportamento de pilares preenchidos, cujos perfis tubulares são constituídos por aços de alta resistência. Este, que é o primeiro estudo encontrado na literatura abordando aços de alta resistência em pilares preenchidos, é uma resposta aos engenheiros que já utilizam tal material em diversos edifícios altos. Como exemplo da utilização de aços de alta resistência pode ser citado o edifício *World Trade Center - Nova York*¹⁰ no qual foram utilizadas várias toneladas de aços com resistência ao escoamento de 450, 620 e 690MPa. A utilização de tais aços em edifícios altos traz vantagens como: redução do peso da estrutura, com conseqüente redução de força nos elementos de fundação e redução das dimensões dos pilares, especialmente nos primeiros pavimentos, permitindo maior área livre por pavimento.

Uma das preocupações em relação à utilização de aços de alta resistência é a ductilidade da seção mista resultante, pois, aços de alta resistência são menos dúcteis que aqueles de resistência usual. Alguns estudos foram realizados neste sentido e os modelos propostos para avaliação da ductilidade de pilares preenchidos flexo-comprimidos são apresentados na TABELA 2.4.

TABELA 2.4: MODELOS PARA AVALIAÇÃO DA DUCTILIDADE DE PILARES PREENCHIDOS FLEXO-COMPRIMIDOS

Pesquisador	Modelo	Método de cálculo
		<p>Método: obter a curvatura correspondente a 80% do momento último no ramo descendente e a curvatura de "escoamento", ambas no diagrama <i>Momento x Curvatura</i>.;</p> <p>"Curvatura de ductilidade":</p> $I^* = \frac{\rho_{0,8}}{\rho_y}$

¹⁰ Um atentado terrorista destruiu este edifício em 11 de setembro de 2001.

<p>UY & PATIL (1996)</p>		<p>Comentários:</p> <p>1- seções quadradas e perfis em ARC: aumentos na intensidade da força axial produzem reduções significativas do índice de ductilidade;</p> <p>2- seção com 100cm de lado e perfil em ARC comparada a seção de 80cm de lado e perfil em AAR, ambos com a mesma capacidade resistente à compressão simples e à flexão pura: para situação de flexão pura, os pilares em ARC apresentam ductilidade maior. Na flexo-compressão, em que predomina a força axial, AAR podem ser usados sem grandes perdas de ductilidade.</p>
<p>UY (1998)</p>		<p>Método: conhecer os valores de curvatura última - ρ_u - e curvatura de escoamento - ρ_y. Calculado a partir da resposta <i>Momento x Curvatura</i>:</p> <p>"Índice de ductilidade": $I = \frac{\rho_u}{\rho_y}$</p> <p>Comentários:</p> <ul style="list-style-type: none"> - a variação da resistência dos materiais pode provocar variações significativas na ductilidade do pilar preenchido. Tais variações dependem da intensidade da força axial atuante no pilar; - a perda de ductilidade é mais significativa para a combinação: CAR + ARC e seção submetida a uma força axial de grande intensidade ($F=0,75N_0$); - a combinação: ARC + CRC é a que apresenta maiores índices de ductilidade, independente da intensidade da força axial de compressão.
<p>MATSUI et al. (1998)</p>		<p>Método: diagramas <i>Momento x Deslocamento</i>, para pilares submetidos a força axial de compressão constante F.</p> <p>Momento fletor:</p> $\gamma = \frac{N_s}{N_s + N_c} \quad \beta = 9,17\gamma^2 - 13,75\gamma + 4,63$ $(1 + \beta) \left(\frac{F}{N_o} \right)^2 - \beta \left(\frac{F}{N_o} \right) + \frac{M}{M_o} \leq 1$ <p>Nc: resistência de um pilar em concreto simples</p> <p>Ns: resistência à compressão do perfil tubular isolado</p> <p>Índice de ductilidade: avaliada por um dos índices a seguir:</p>

		$I = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad I = \frac{\delta_u^*}{\delta_y^*} \quad I = \frac{\delta_y^*}{\delta_y}$
ARC: aço de resistência comum; AAR: aço de alta resistência; CRC: concreto de resistência comum; CAR: concreto de alta resistência.		

Portanto, há diversas propostas para avaliar e quantificar a ductilidade em pilares preenchidos flexo-comprimidos, mas nenhuma recomendação normativa foi elaborada até o momento. Além disso, os índices calculados de acordo com os modelos propostos por UY (1996), UY (1998) e MATSUI et al. (1998) não são comparáveis entre si, pois utilizam diferentes metodologias de cálculo.

E mais, após calcular o índice de ductilidade empregando algum dos métodos apresentados na TABELA 2.4, são necessários valores de referência para classificar a ductilidade de cada seção preenchida e estes valores ainda não estão disponíveis.

2.2 O PILAR PREENCHIDO E SUA LIGAÇÃO COM AS VIGAS

2.2.1. Introdução

A superioridade econômica e de comportamento estrutural dos sistemas mistos aço-concreto justifica a sua utilização em edifícios e, por isso, estão presente nos sistemas aporticados de alguns dos edifícios mais altos do mundo, sobretudo naqueles localizados em regiões de ocorrência de sismos.

A utilização dos pilares preenchidos é justificada por diversas vantagens que envolvem aspectos estruturais, construtivos e econômicos. Entretanto, paralelamente a estas vantagens, uma das maiores preocupações em relação a estes elementos refere-se à sua ligação com outros elementos estruturais.

Um aspecto que dificulta a elaboração de dispositivos de ligação é a questão do confinamento. Embora alguns estudos tenham mostrado que, no caso de seções retangulares e quadradas, o efeito de confinamento do concreto não produz acréscimos consideráveis de resistência, a continuidade do perfil tubular é importante em tais seções e fundamental para as seções circulares. Esta importância deve-se à melhoria conferida pelo efeito de confinamento ao comportamento do concreto, sobretudo àqueles de alta resistência.

Outro fator importantíssimo é a representatividade do custo da ligação em relação ao custo da estrutura como um todo. No caso de estruturas de aço, o custo das ligações representa até 50% do seu custo total e este fator, por si só, já torna imprescindível o desenvolvimento de dispositivos de ligação estruturalmente eficientes, de fácil execução e baixo custo. Assim, um dispositivo de ligação deve ser concebido e dimensionado considerando os seguintes aspectos: capacidade resistente, capacidade de rotação e rigidez adequadas, facilidade de execução e montagem e, custo reduzido.

Estudos de grande importância vêm sendo desenvolvidos com o intuito de abordar casos gerais de ligações entre pilares preenchidos e vigas metálicas, entretanto, até o momento, não há métodos e recomendações normativas para o dimensionamento destes dispositivos. É possível encontrar algumas sugestões na literatura técnica publicada na última década, contudo tais sugestões são fruto de estudos realizados em países que têm grande preocupação com o desenvolvimento de elementos estruturais e tipologias de ligação adequados à atuação de ações sísmicas. Mas, nos detalhes estudados para tal situação é possível encontrar inspiração para o desenvolvimento de tipologias de ligação viga-pilar preenchido aplicáveis à realidade brasileira.

Com o intuito de ilustrar tentativas e estudos realizados na busca de tipologias de ligação adequadas à conexão entre vigas e pilares preenchidos, são apresentados estudos de cunho teórico e experimental de grande importância.

Por fim, vale ressaltar que a maioria dos estudos desenvolvidos buscando propor dispositivos de ligação viga-pilar preenchido abordam pilares de seção retangular ou circular, preenchidos com concreto de resistência média ou alta e vigas de aço (seções I).

2.2.2 Tipologias de ligação entre pilares preenchidos e vigas

É comum utilizar perfis tubulares na composição do sistema estrutural de um edifício em aço. A ocorrência de deformações fora do plano nestes perfis tubulares, na região de ligação com as vigas de seção I, foi a grande preocupação de KANATANI et al. (1987). Para resolver este problema era preciso aumentar a rigidez do perfil tubular na região em questão. Sendo assim, a investigação experimental realizada por KANATANI et al. (1987)

partiu do enrijecimento desta região com concreto, compondo uma ligação entre viga de aço e pilar preenchido parcialmente (somente na região de ligação). O principal objetivo do estudo era propor uma tipologia de ligação simples, de fácil execução e montagem, destinada a edifícios de pequeno porte - cerca de quatro pavimentos.

O primeiro estudo abordando a ligação pilar preenchido-viga de aço foi publicado em 1993 por AZIZINAMINI & PRAKASH (1993). Da observação dos procedimentos adotados na prática, os pesquisadores constataram que as tipologias de ligação utilizadas são caracterizadas, em grande parte, pela soldagem direta da viga ao perfil tubular, quando é almejada uma ligação que permita a transferência de momento fletor. Esta opção de ligação, baseada na experiência individual de alguns engenheiros e nos poucos resultados experimentais disponíveis traz alguns inconvenientes:

1. a transferência das forças de tração da viga para o pilar pode causar a separação entre o núcleo de concreto e o perfil tubular, com conseqüente aumento da tensão neste. Este acréscimo concentrado de tensões produz deformações que aumentam a rotação da ligação e diminuem sua rigidez;
2. a soldagem direta implica em alta concentração de tensões residuais; e
3. os acréscimos de tensões decorrentes da soldagem direta podem comprometer o confinamento lateral que o perfil tubular exerce no núcleo de concreto, importante para melhorar o comportamento, especialmente daqueles de alta resistência.

Com estes inconvenientes das ligações diretas em mente, AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) apresentam diversas propostas de ligações e elegem dentre estas algumas para investigar com experimentações físicas e teóricas. As propostas em questão podem ser agrupadas em dois grupos, a saber:

- **tipo A:** as forças atuantes na viga são transmitidas diretamente para o núcleo de concreto através de parafusos ancorados no mesmo. Uma variação desta opção é a ancoragem dos elementos de ligação diretamente no concreto. Estas duas opções são ilustradas na FIGURA 2.12.

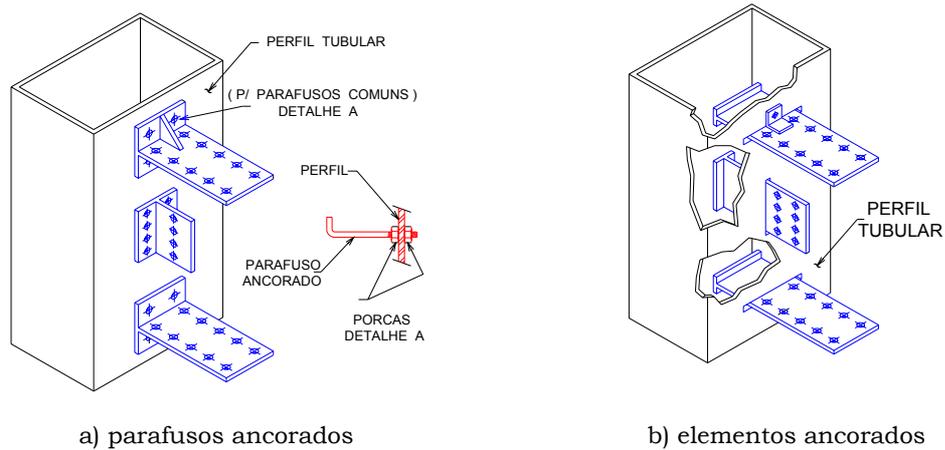


FIGURA 2.12: DETALHE DE LIGAÇÃO TIPO A, PROPOSTO AZIZINAMINI & PRAKASH (1993)

- **tipo B:** a viga de aço atravessa completamente o perfil tubular. Este dispositivo permite que o pilar seja fabricado com as vigas já conectadas, saindo da fábrica como um "pilar em cruz". Tal dispositivo é ilustrado na FIGURA 2.13 e foi escolhido para investigações mais aprofundadas envolvendo procedimentos teóricos via simulação numérica e experimentais através de modelos físicos.

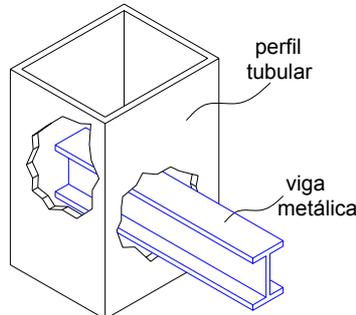


FIGURA 2.13: DETALHE DE LIGAÇÃO TIPO B - PILAR EM CRUZ PROPOSTO POR AZIZINAMINI & PRAKASH (1993)

Nas simulações numéricas foi possível identificar o mecanismo de transferência de forças existente entre a viga de aço e o pilar preenchido, na região de ligação, e este mecanismo foi confirmado pela experimentação física.

Com base nos resultados das análises numéricas e experimentais, os pesquisadores propõem um modelo teórico para o projeto de ligações deste tipo, caracterizada pela passagem da seção total da viga através do perfil tubular. Entretanto, vale lembrar que no decorrer das análises não foi considerada a influência da força axial atuando no pilar preenchido, fato que não pode ser desprezado no projeto e verificação de uma ligação.

Em 1994, PRION & McLELLAN (1994) apresentam uma proposta de ligação viga-pilar que consiste em utilizar longos parafusos pós-tracionados e chapas de extremidade. Este detalhe de ligação envolve um pilar preenchido de seção quadrada preenchido por concreto com 45MPa de resistência à compressão, ao qual estão conectadas 4 vigas metálicas de seção I, conforme ilustra a FIGURA 2.14. A ligação em questão é do tipo parafusada, sendo que os parafusos de alta resistência atravessam o perfil tubular e o núcleo de concreto. Os pequenos furos pelos quais passam os parafusos não chegam a comprometer a ação confinante do perfil tubular e, portanto, a grande preocupação é a transferência das forças de cisalhamento da viga metálica para o núcleo de concreto do pilar preenchido.

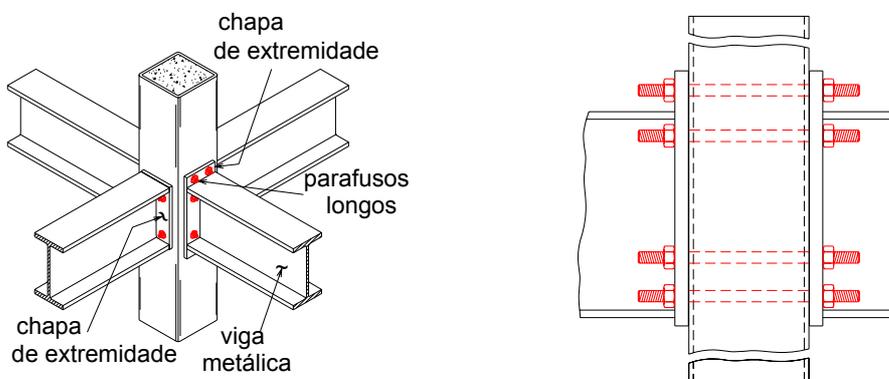


FIGURA 2.14: LIGAÇÃO POR PARAFUSOS "PASSANTES", PROPOSTA POR PRION & McLELLAN (1994)

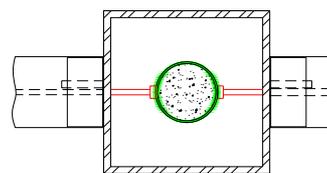
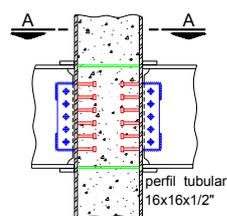
O dispositivo de ligação proposto por PRION & McLELLAN (1994) foi investigado com experimentação física, e os elementos divididos em duas categorias: com aderência e sem aderência entre parafuso e núcleo de concreto. Os elementos sem aderência são assim denominados porque, durante o preenchimento do perfil tubular, os parafusos foram substituídos por tubos plásticos, removidos após o endurecimento do concreto. Nos vazios deixados pelos tubos foram colocados os parafusos longos. Já os elementos com aderência tiveram seus parafusos colocados antes do preenchimento do perfil tubular e ali permaneceram. Os resultados encontrados permitiram algumas considerações e sugestões quanto aos procedimentos de cálculo indicados neste caso.

O dispositivo de ensaio utilizado é caracterizado pela aplicação de forças verticais diretamente nas chapas de extremidade ou seja, os parafusos são submetidos apenas a esforços de cisalhamento.

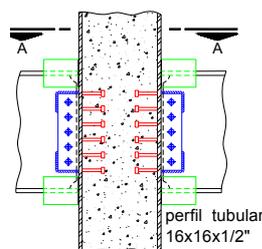
Também foi investigada a correlação entre a força de tração no parafuso e o atrito, através de três ligações por contato, as quais tinham como variável a intensidade da força de protensão aplicada no parafuso devido ao re-aperto após a concretagem.

Com o pensamento voltado para o desenvolvimento de tipologias de ligação adequadas à incidência de ações sísmicas, RICLES et al. (1995) estudam o comportamento da ligação viga-pilar, considerando pilares preenchidos de seção quadrada e vigas de aço de seção I. Os dispositivos são investigados experimentalmente através de modelos submetidos a forças laterais, nos quais se observa a formação de uma biela de concreto comprimido no núcleo do pilar preenchido. O objetivo principal do estudo é avaliar o efeito de enrijecedores horizontais, colocados no interior do pilar preenchido nas posições correspondentes às mesas da viga I, no comportamento da biela comprimida e na resistência ao cisalhamento. Além dos enrijecedores internos, parâmetros como relação lado/espessura do perfil tubular e inclinação da biela de concreto comprimido são investigados.

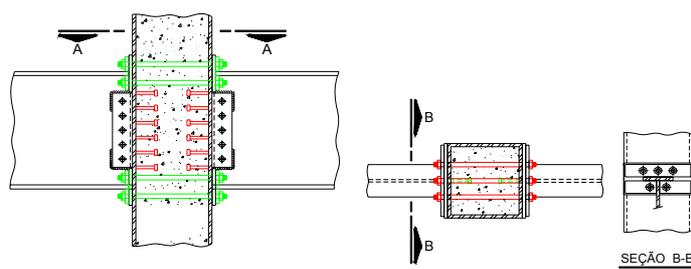
Os dispositivos estudados incluem enrijecedores internos, diafragmas e parafusos passantes. Na FIGURA 2.15 são apresentados os dispositivos de ligação estudados. Em todos os dispositivos ensaiados foram colocados conectores tipo pino com cabeça no interior do perfil tubular, distribuídos na região correspondente à altura da viga I.



a) enrijecedores internos e conectores de cisalhamento. Chapas cobre-junta soldadas às mesas da viga e à face do perfil tubular.



b) os enrijecedores são substituídos por chapas de aço posicionadas externamente.



c) parafusos passantes e chapas de extremidade proporcionam ancoragem para as forças de tração das mesas da viga. As chapas de extremidade foram soldadas ao pilar ainda na usina, onde também foram feitos os furos para a passagem dos parafusos.

FIGURA 2.15: DETALHES DOS DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO ESTUDADOS POR RICLES ET AL. (1995)

Embora o estudo de RICLES et al. (1995) tenha como principal enfoque a atuação de forças cíclicas, apresenta detalhes interessantes em relação à experimentação física das tipologias de ligação propostas. A experimentação física, principal metodologia de estudo utilizada, foi dividida em duas etapas: a primeira considera apenas o painel de cisalhamento enquanto a segunda é composta por ligações cruciformes, que simulam pilares internos.

No mesmo ano, VANDEGANS & JANSS (1995) apresentam dados importantes, decorrentes de estudos teóricos e experimentais com uma tipologia de ligação confeccionada utilizando a técnica "stud". Como a presença do núcleo de concreto dificulta a utilização de parafusos e porcas - dispositivos convencionais utilizados em ligações de elementos de aço -, os autores propõem a utilização de conectores tipo pino com cabeça reduzida, soldados à face externa do perfil tubular com auxílio de pistolas especiais (acredita-se que estas pistolas sejam semelhantes àquelas empregadas para fixar os conectores de cisalhamento às vigas de aço). Os outros elementos de ligação são soldados aos pinos ou presos a estes por porcas. Semelhante ao que acontece com os parafusos, estes pinos estão sujeitos a esforços de tração e cisalhamento.

Tomando como ponto de partida esta forma de fixação dos pinos com cabeça à face do perfil tubular, são investigadas quatro diferentes tipologias de ligação, ilustradas na FIGURA 2.16.

A análise do comportamento *Momento x Rotação* evidencia que a ligação com cantoneiras de alma pode ser classificada como flexível e, as demais, como semi-rígidas.

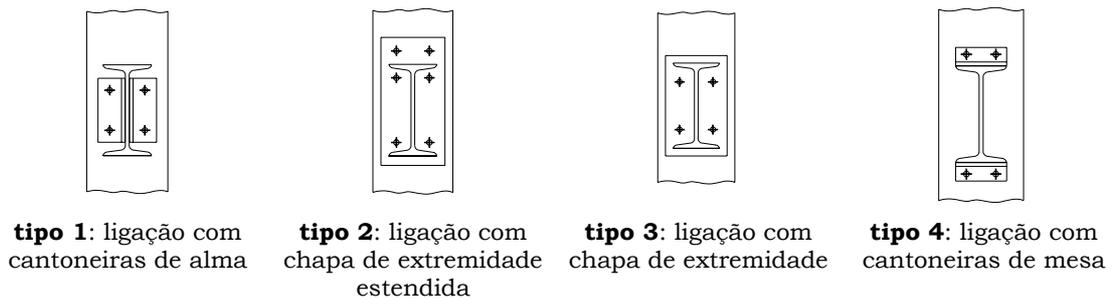


FIGURA 2.16: TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO DESENVOLVIDAS A PARTIR DA FIXAÇÃO DE PINOS COM CABEÇA À FACE DO PERFIL TUBULAR - VANDEGANS & JANS (1995)

O estudo teórico foi desenvolvido com o intuito de aplicar as recomendações existentes no Eurocode 3, baseado no método dos componentes, para o projeto das tipologias investigadas experimentalmente. Além das recomendações existentes neste código, os autores tentaram incorporar a presença dos cantos do perfil ao modelo de cálculo. Os resultados indicam que as recomendações do Eurocode 3 permitem uma boa estimativa da rigidez inicial da ligação. Entretanto, a aplicação do método dos componentes às tipologias em questão requer algumas mudanças para melhorar a precisão do modelo. Além disso, as análises numéricas mostraram que é possível desprezar as deformações laterais do perfil tubular sem grandes perdas de precisão.

A ligação estudada por SHIM & HAM & KIM (1995) é composta por enrijecedores internos, localizados na altura das mesas, e vigas I soldadas a pilares preenchidos quadrados, conforme ilustrado na FIGURA 2.17.

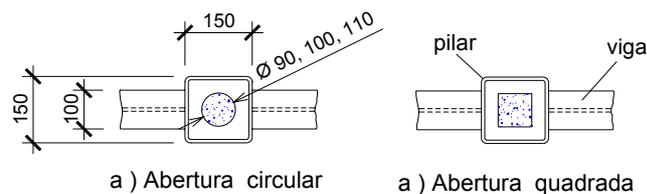


FIGURA 2.17: ALGUNS DETALHES DOS ENRIJECEDORES INTERNOS ESTUDADOS - SHIM & HAM & KIM (1995)

Com o intuito de investigar o comportamento da ligação em questão, foram realizadas experimentações físicas considerando os parâmetros: presença ou não de enrijecedor; espessura do enrijecedor; forma e dimensões da abertura no enrijecedor e; pilares preenchidos e perfis tubulares sem preenchimento. A força aplicada no pilar foi mantida constante ao longo do ensaio e corresponde

a 30% da sua capacidade resistente à compressão simples (N_0). Nas extremidades das vigas foi aplicado carregamento cíclico.

De forma sucinta, a experimentação física desenvolvida por SHIM & HAM & KIM (1995) gerou as afirmações a seguir:

1. os modelos de ligação viga-pilar preenchido apresentam comportamento estável. Além disso, a presença de enrijecedores internos conduz a altos valores de rigidez e capacidade de absorver energia, sobretudo para os modelos submetidos a forças cíclicas de sentidos contrários, que geram forças de cisalhamento no pilar preenchido;
2. em relação à forma da abertura localizada na região central do enrijecedor interno, os modelos com abertura circular apresentam maior resistência e capacidade de deformação se comparados àqueles com abertura quadrada. E mais, nos modelos com abertura circular, se esta corresponder a até 50% da área do enrijecedor, há pouca redução da resistência da ligação;
3. se a espessura do enrijecedor interno corresponder a metade da espessura da mesa da viga I e a abertura circular for inferior a 50% da área do enrijecedor, a ligação apresenta alto valor de rigidez;
4. nas ligações com pilares preenchidos, a ruína ocorreu por distorção no painel de cisalhamento e cisalhamento do concreto, ou por falha localizada na mesa do pilar e esmagamento do concreto próximo desta região.

Tomando como ponto de partida uma ligação viga-pilar preenchido composta por enrijecedores internos com abertura circular, SASAKI et al. (1995) estudam o comportamento de tais ligações quando pilares e vigas são elementos soldados. O perfil tubular, neste caso, é composto por quatro chapas retangulares cujos cantos são soldados com solda de penetração parcial. Na FIGURA 2.18 são ilustrados alguns detalhes do pilar preenchido e das ligações com enrijecedores internos. Os três modelos investigados foram submetidos à atuação de forças cíclicas aplicadas nas vigas e a uma força estática concentrada aplicada no pilar preenchido e de intensidade igual a $0,2N_0$.

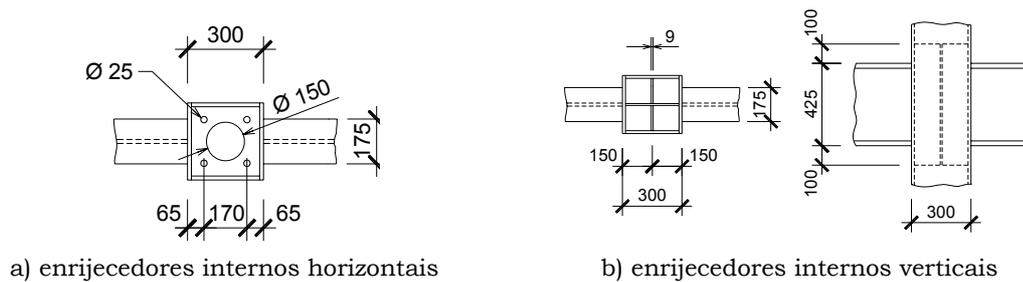


FIGURA 2.18: ALGUNS DETALHES DAS LIGAÇÕES COM ENRIJECEDORES INTERNOS INVESTIGADAS POR SASAKI ET AL. (1995)

O modo de falha das ligações foi caracterizado pela fissuração da solda que une a mesa superior da viga ao perfil do pilar preenchido, além da instabilidade local da alma da viga. Num dos modelos também foi observado o rasgamento da solda que une duas faces do perfil tubular, na região que compõe o painel de cisalhamento.

De fundamental importância é o trabalho desenvolvido por MORITA et al. (1995), pois trata da investigação experimental de ligações viga-pilar preenchido nas quais há excentricidade entre o pilar preenchido e a viga de seção I. A união entre o pilar preenchido de seção quadrada e a viga é feita por meio de solda com penetração total.

Da mesma forma que nos modelos investigados por SASAKI et al. (1995), MORITA et al. (1995) também estudam ligações com enrijecedores internos e aberturas circulares. Alguns detalhes dos modelos investigados são ilustrados na FIGURA 2.19 e nestes, a viga de seção I é substituída por uma chapa de aço tracionada que representa a mesa superior daquela. Neste estudo foi aplicado carregamento monotônico de tração.

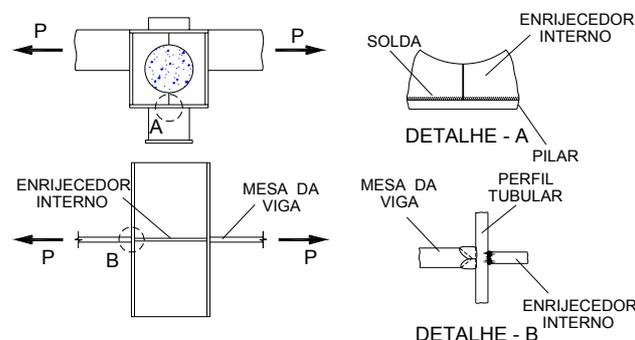


FIGURA 2.19: MODELOS INVESTIGADOS POR MORITA ET AL. (1995)

OH et al. (1995) estudam uma tipologia de ligação viga I-pilar preenchido que consiste na utilização de chapas enrijecedoras triangulares externas, soldadas às mesas da viga I e ao perfil tubular, conforme é ilustrado na FIGURA 2.20. Trata-se de um estudo comparativo do comportamento à flexão de ligações entre vigas de aço de seção I e perfis tubulares, preenchidos ou não com concreto de 20MPa de resistência à compressão. Além do preenchimento, é verificada a influência das dimensões da chapa enrijecedora, por meio de variações de seu comprimento (x) e/ou espessura e das dimensões de vigas e perfis tubulares.

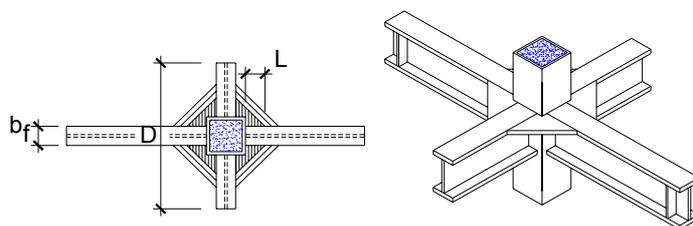


FIGURA 2.20: LIGAÇÃO VIGA I-PERFIL TUBULAR UTILIZANDO CHAPAS ENRIJECEDORAS TRIANGULARES EXTERNAS - OH ET AL. (1995)

Na TABELA 2.5 são dadas algumas das variáveis estudadas. Vale lembrar que para cada ligação foram ensaiados dois modelos: um utilizando pilar preenchido (F) e outro sem preenchimento (H). Em todos, foi aplicada força estática.

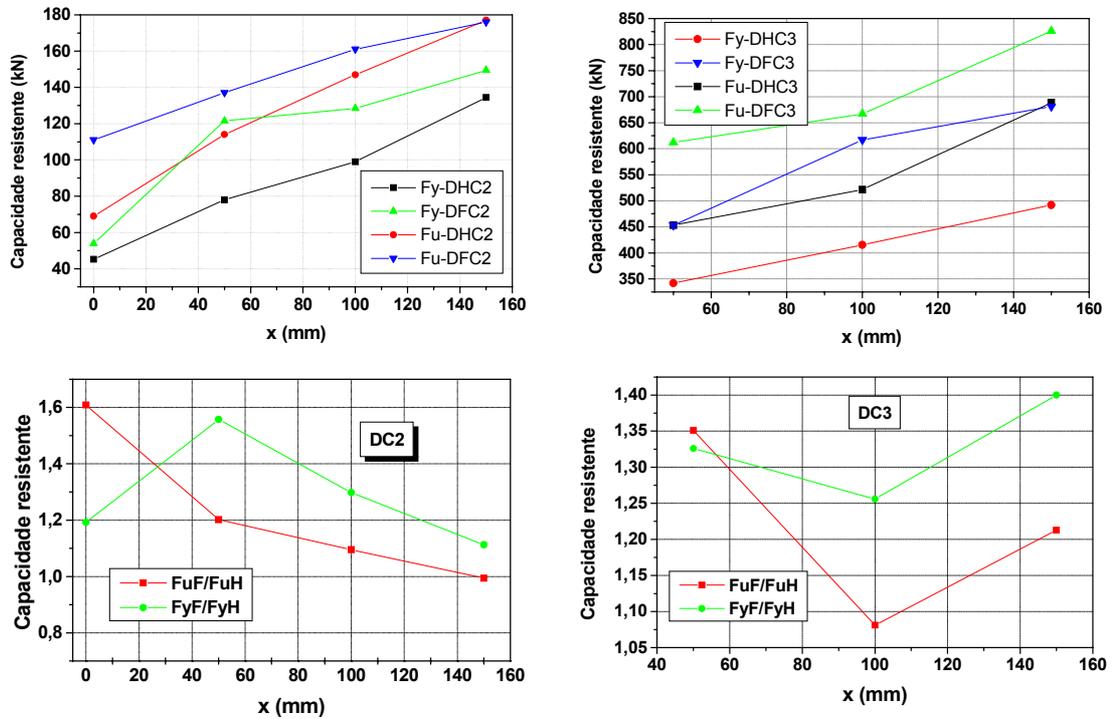
TABELA 2.5: DIMENSÕES DOS ELEMENTOS ESTUDADOS - OH ET AL. (1995)

Elemento	b_f (mm)	h (mm)	b (mm)	x (mm)
DFC2-0	100	200	200 ($b/t=33,3$)	0
DFC2-5				50
DFC2-10				100
DFC2-15				150
DFC3-5	200	400	300 ($b/t=25$)	50
DFC3-10				100
DFC3-15				150

b_f : largura das mesas da viga I; h : altura da viga I; b : largura do perfil tubular
 x : comprimento da chapa enrijecedora triangular (ver **FIGURA 2.20**)

A influência do comprimento da chapa enrijecedora sobre a capacidade resistente da ligação viga-pilar é ilustrada graficamente na FIGURA 2.21. Observando os valores de capacidade resistente da ligação em que os perfis

tubulares não são preenchidos (DHC2 e DHC3), verifica-se a grande influência do aumento do comprimento da chapa enrijecedora, também registrado para as ligações com pilares preenchidos (DFC2 e DFC3).



a) pilar preenchido (200x200x6) mm b) pilar preenchido (300x300x12) mm

FIGURA 2.21: INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA CHAPA ENRIJECEDORA TRIANGULAR NA CAPACIDADE RESISTENTE DA LIGAÇÃO VIGA I-PILAR PREENCHIDO - OH ET AL. (1995)

OH et al. (1995) concluem, ao comparar as relações FyF/FyH e FuF/FuH , que o escoamento e resistência última tendem a diminuir com o aumento do comprimento da chapa enrijecedora. Entretanto, a relação FuF/FuH parece indicar que há um comprimento ótimo para a chapa enrijecedora; valores aquém ou além implicam em redução da resistência última. Este comportamento fica mais evidente para os modelos tipo DC2.

Com relação ao tipo de ruína observado, nos modelos com pilares preenchidos tipo DFC2 ocorre deformação excessiva localizada e conseqüente ruptura da porção de solda entre a chapa enrijecedora e a mesa tracionada das vigas, para chapas enrijecedoras com $x=0$ e $x=50$ mm. Nos modelos tipo DFC2 com $x=100$ e 150 mm, a deformação excessiva ocorre na região comprimida das mesas da viga I. Nos modelos tipo DFC3 a ruína foi similar.

A rigidez inicial de ligações sem chapa enrijecedora externa é alterada pelo preenchimento do perfil tubular: ligações com pilares preenchidos apresentam rigidez superior àquelas com perfis tubulares sem preenchimento; entretanto o

acréscimo é pequeno e de aproximadamente 10%. Ao comparar a rigidez inicial de ligações com chapa enrijecedora externa triangular verifica-se que, neste caso, o preenchimento do perfil tubular não implica em acréscimo significativo de rigidez.

A rigidez inicial também aumenta com o aumento na espessura da chapa enrijecedora ou no seu comprimento (x), mas o acréscimo é inferior a 5%.

De cunho geral é o artigo de HUBER & TSCHERMERNEGG (1998), onde são apresentadas algumas diretrizes para a avaliação do comportamento de dispositivos de ligação, utilizando resultados experimentais como base. Características como rigidez, resistência, limite elástico e capacidade de rotação são sugeridos como parâmetros para calibrar modelos teóricos ou fazer estudos comparativos.

Uma forma interessante de conectar os pilares preenchidos às vigas metálicas de seção I foi proposta por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999b). O dispositivo de ligação idealizado e investigado com modelos físicos consiste em chapas de extremidade e parafusos auto-atarraxantes, fixados ao perfil tubular por meio de furos abertos por processo de rotação contínua. Este dispositivo foi batizado pelos autores com o nome de "flowdrill connection" ou em português, "ligação por rotação contínua", por utilizar o processo "flowdrill" para fazer os furos e o trecho de rosqueamento no perfil tubular. Este processo foi desenvolvido por Jean Claude de Valliere (FRANCE & DAVISON & KIRBY, 1999a) por volta de 1923, como uma forma alternativa para aumentar o rosqueamento de parafusos comuns em chapas de aço de pequena espessura, característica do perfil tubular que compõe o pilar preenchido. O processo consiste em aumentar localmente a espessura da chapa de aço utilizando a energia térmica produzida por uma broca pontiaguda de carboneto de tungstênio que, girando em alta velocidade, é aplicada gradualmente sobre o metal base. O calor gerado pela fricção da broca no aço do perfil produz um furo cujas paredes têm espessura maior que aquela do perfil. Todo o processo é apresentado de forma esquemática na FIGURA 2.22 e pode ser utilizado apenas em chapas de aço com espessura menor que 12,5mm.

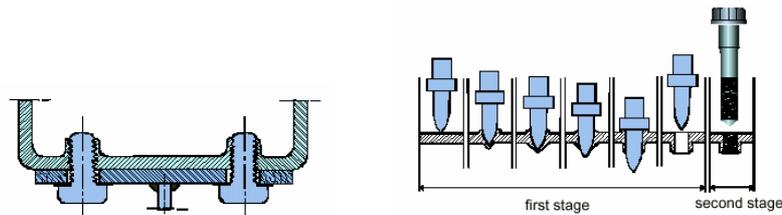


FIGURA 2.22: SEQÜÊNCIA DO PROCESSO "FLOWDRILL" UTILIZADO POR FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999B)

O processo "flowdrill" foi utilizado no dispositivo de ligação proposto por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999b), pois nos pilares preenchidos não são possíveis apertos de porcas e parafusos após a concretagem, por causa do núcleo de concreto.

Utilizando chapas de extremidade com a mesma altura das vigas e chapas estendidas foram definidos, respectivamente, dois tipos de ligação: flexível e rígida. Além da altura da chapa de extremidade, parâmetros como espessura do perfil tubular, dimensões da viga metálica e relação cortante/momento foram investigados.

Dentre os objetivos do trabalho estão: avaliação da ductilidade, rigidez rotacional e resistência à flexão.

Quanto ao processo construtivo, a idéia inicial era simular, no laboratório, os mesmos procedimentos adotados em campo. Entretanto, em função da necessidade de parafusar a chapa de extremidade e a viga de aço ao pilar antes da concretagem e de adversidades impostas por limitações físicas do laboratório, aliadas à necessidade de utilizar parafusos medidores de deformação que deveriam ser reutilizados em outros elementos, os pesquisadores utilizaram parafusos comuns, que foram introduzidos nos furos abertos pelo processo flowdrill e removidos após a concretagem. Nos furos deixados pelos parafusos comuns foram colocados os parafusos medidores que, em função do processo construtivo, não têm aderência ao concreto; fato que difere da condição encontrada em campo.

A ruína das ligações investigadas foi caracterizada pelo arrancamento dos parafusos, mas isto ocorreu quando as faces do perfil tubular já apresentavam grandes deformações.

Recentemente OWENS (2000) abordou, de forma abrangente, a questão da necessidade de padronizar e normatizar algumas tipologias de ligação,

lembrando que estas representam cerca de 50% do custo total de estruturas de aço.

Além dos estudos relatados até aqui, e que abordam tipologias de ligação destinadas a unir pilares preenchidos e vigas de aço, encontram-se referências neste sentido também em alguns trabalhos cuja abordagem está voltada para as ligações mistas. A seguir, são relatados alguns estudos importantes inseridos neste contexto.

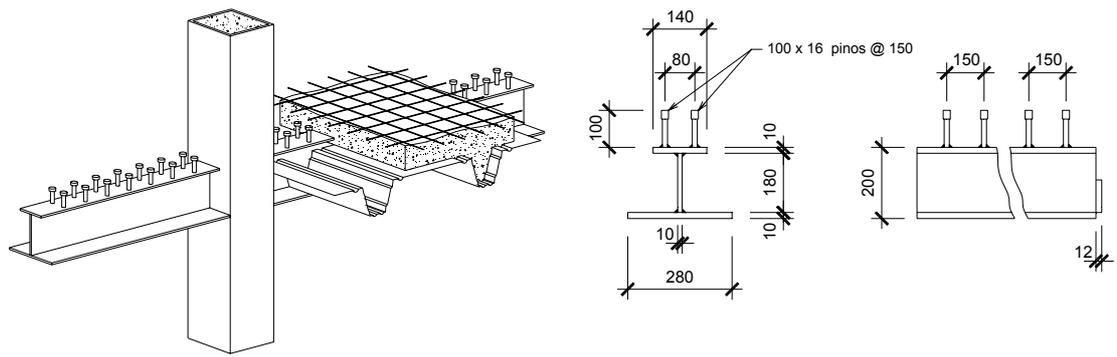
Antes de iniciar a abordagem sobre ligações mistas faz-se necessário defini-las. De forma breve, QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001) definem: “uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente”. Tendo sempre em mente essa definição, os trabalhos que se seguem estão voltados para o estudo de ligações mistas.

Ao ressaltar o surgimento e a importância dos pisos mistos delgados, caracterizados pela presença de vigas embutidas na laje, ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997) sintetizam os principais resultados de estudos com modelos físicos e numéricos desenvolvidos na Universidade de Trento. Entre estes estudos encontram-se alguns em que o pilar é do tipo misto preenchido. Na FIGURA 2.23 é ilustrada parte de um piso misto delgado composto por laje com forma incorporada, viga de aço de seção I com abas desiguais e pilar preenchido.

Assumindo interação completa aço-concreto, são investigados aspectos relativos à influência dos seguintes parâmetros:

- tipo de ligação ou seja, pilares externos ou internos;
- tipo de pilar e forma de sua seção transversal: pilares I de aço ou pilares preenchidos ligados às vigas pelo processo flowdrill;
- taxa de armadura da laje de concreto.

Na TABELA 2.6 são dados alguns detalhes dos elementos investigados.



a) pilar preenchido, viga de aço com abas desiguais e laje com forma incorporada

b) detalhe da viga de aço e conectores de cisalhamento

FIGURA 2.23: EXEMPLO DE PISO MISTO DELGADO - ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997)

TABELA 2.6: ALGUMAS CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS INVESTIGADOS POR ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997)

Elemento	Tipo de ligação	Pilar preenchido	Taxa de armadura
1	 interno	200 x 200 x 10	0,57
2			0,30
3	 externo		0,57
4			0,30

Dentre os resultados encontrados destacam-se: a influência do tipo de pilar no mecanismo de transferência de forças e a importância da utilização de armadura negativa, adequadamente distribuída na região da ligação viga-pilar-laje, visando impedir o fendilhamento do concreto da laje e a ruptura frágil naquela região. A influência destes parâmetros foi verificada, sobretudo para pilares externos.

A utilização freqüente de sistemas de pisos delgados e pilares preenchidos em edifícios residenciais e comerciais na Finlândia inspira o estudo realizado por MALASKA et al. (2001). No projeto convencional destes edifícios, as ligações viga-pilar são consideradas rotuladas, entretanto tal consideração torna-se inconveniente para sistemas de pisos delgados nos quais a continuidade é interessante. Por outro lado, considerar a continuidade da ligação implica em complicações construtivas.

O detalhe de piso delgado investigado por MALASKA et al. (2001) e ilustrado na FIGURA 2.24 é semelhante àquele estudado por ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997). Em síntese, o conjunto investigado é formado por vigas I de mesas desiguais, laje com forma incorporada apoiada na mesa inferior da viga e pilar preenchido de seção retangular. A ligação viga-pilar é feita por uma chapa que atravessa o pilar preenchido e na qual a alma da viga é fixada por meio de parafusos. No interior do pilar preenchido, na altura correspondente à mesa inferior da viga, é colocada uma chapa que funciona como um enrijecedor e absorve parte da força normal.

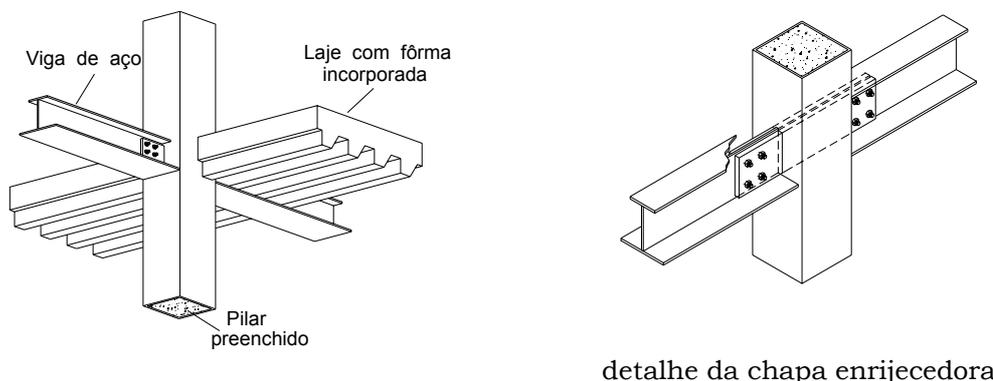


FIGURA 2.24: COMPONENTES DE UM SISTEMA DE PISO DELGADO - MALASKA ET AL. (2001)

Na TABELA 2.7 são apresentadas algumas características importantes dos elementos investigados e nela observa-se variáveis como a taxa de armadura da laje, resistência à compressão do concreto e braço de alavanca, que provoca variação na relação M/V .

TABELA 2.7: CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS INVESTIGADOS POR MALASKA ET AL. (2001)

Elemento	Braço de alavanca (mm)	Armadura	Resistência do concreto (MPa)
CC1	1650	10 ϕ 16 mm	46,8
CC2	1650	10 ϕ 16 mm	34,5
CC3	1650	10 ϕ 20 mm	35,5
CC4	1150	10 ϕ 16 mm	33,9

Em síntese, as características das curvas *Momento-Rotação*, que descrevem as relações entre o momento transmitido pela ligação e a curvatura correspondente, revelam alguns fatores importantes:

- os elementos CC1 e CC2 apresentam comportamento e capacidade resistente muito semelhantes entre si, embora a resistência do concreto

à compressão seja diferente, indicando a pouca influência desta variável;

- quanto à taxa de armadura da laje, sua influência é extremamente importante, principalmente sobre o valor de momento resistente; e
- acréscimos nos valores da relação M/V produzem redução do valor de momento resistente da ligação.

A ligação viga-pilar pode envolver também pilares preenchidos e vigas em concreto armado. Embora, a princípio, a opção por esses dois elementos estruturais possa parecer pouco atrativa no que se refere a custo e processo construtivo, deve-se lembrar que tal escolha envolve outros aspectos, como o comportamento frente a ações sísmicas. Neste contexto, a opção por sistemas estruturais híbridos, constituídos de elementos em concreto armado e mistos é atrativa, e foi investigada por ASHADI & BOUWKAMP (1995) - FIGURA 2.25.

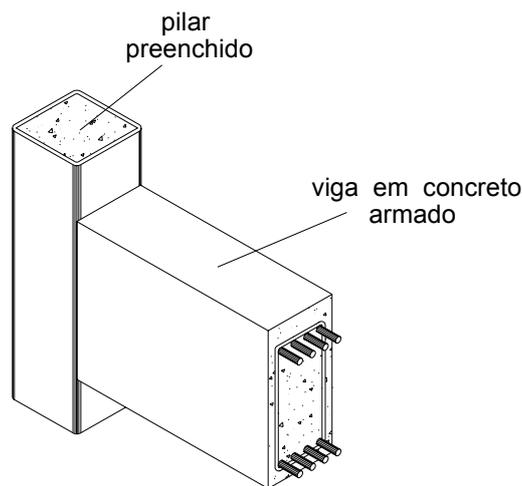


FIGURA 2.25: LIGAÇÃO ENTRE PILAR PREENCHIDO E VIGA DE CONCRETO ARMADO - ASHADI & BOUWKAMP (1995)

A substituição de pilares em concreto armado por pilares preenchidos é interessante, pois aqueles, sujeitos a ações sísmicas, podem atingir a ruína devido ao arranjo inadequado dos estribos e, conseqüentemente, baixo grau de confinamento do concreto. Este comportamento não é verificado nos pilares preenchidos e, neste caso, a espessura do perfil tubular deve ser escolhida com base em valores desejáveis de confinamento.

ASHADI & BOUWKAMP (1995) sugerem que, para estruturas em que os pilares são do tipo preenchido e os demais elementos estruturais são de concreto armado, aqueles sejam pré-fabricados já com as barras de armadura

necessárias à ligação com as vigas. Feita a montagem destes elementos no local da obra, seguindo procedimentos semelhantes àqueles adotados para estruturas de aço, os demais elementos podem ser moldados no local. Para este tipo de estrutura híbrida, dois aspectos merecem grande atenção: o projeto da interface viga-pilar, especialmente após o início do escoamento da armadura da viga e; a aderência das barras horizontais que fazem a ligação entre a viga e o pilar preenchido. Preocupados com este segundo aspecto, os pesquisadores desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar a aderência de barras de armadura ancoradas no concreto do pilar preenchido, considerando três arranjos distintos (FIGURA 2.26):

- ❑ barras com ancoragem reta e comprimento correspondente à dimensão do pilar;
- ❑ barras com ancoragem em gancho; e
- ❑ barras que atravessam o pilar preenchido e cujas extremidades são soldadas a uma chapa posicionada na face externa do perfil tubular.

Além do tipo de ancoragem, foi considerada a presença de uma, duas, três e quatro barras, em pilares internos e externos.

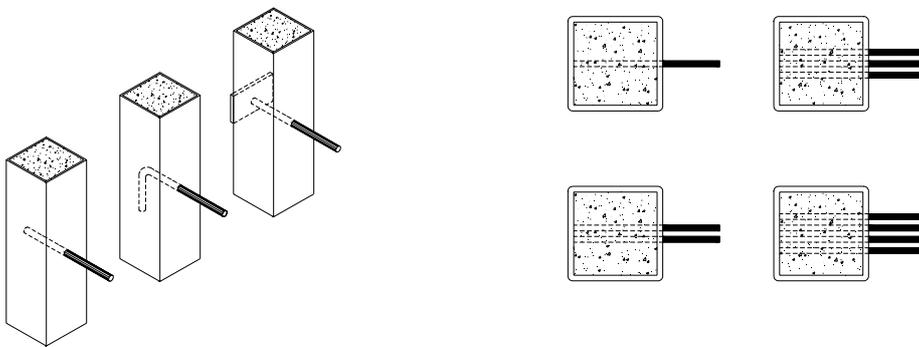
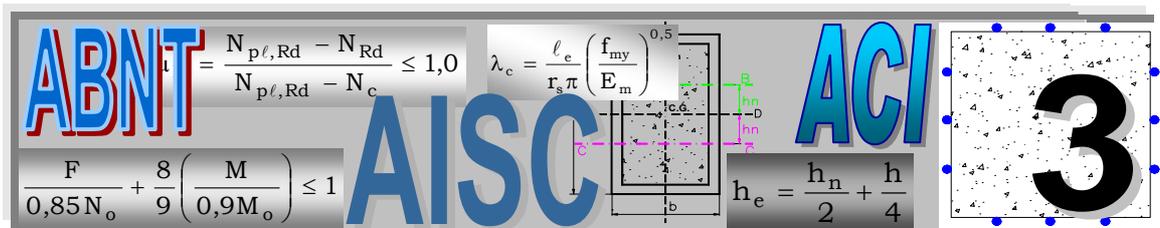


FIGURA 2.26: TIPO DE ANCORAGEM E DISTRIBUIÇÃO DE BARRAS ENSAIADOS POR ASHADI & BOUWKAMP (1995)

Em relação à aderência, as barras com ancoragem reta atingem a ruína por arrancamento com a atuação de uma força próxima à resistência ao escoamento (95%) do aço. Já as barras com ancoragem em gancho têm ruína caracterizada por escoamento do aço; isto ocorre para uma força correspondente à resistência última barra.

Após apresentar as pesquisas realizadas no exterior, abordando a questão da ligação viga-pilar preenchido, em relação à produção científica brasileira abordando tal assunto, a única publicação neste sentido reúne as principais

alternativas de ligação já estudadas mundialmente e foi publicada por DE NARDIN & EL DEBS (2002). Alguns trabalhos desenvolvidos no Brasil abordam as ligações mistas, entretanto, os pilares considerados são de aço. Dentro deste contexto estão inseridos os trabalhos de QUEIROZ & CUNZELANNA & MACHADO (2001), MATA & QUEIROZ (2001), QUEIROZ & MATA (2002) e LAVALL & SOUZA NETO (2002).



Aspectos normativos importantes

Neste capítulo são descritas as principais prescrições das normas técnicas nacionais e internacionais que abordam pilares preenchidos flexo-comprimidos, procurando destacar as características mais importantes de cada uma delas e realçar as principais diferenças existentes. Em seguida, a aplicação destas normas técnicas a diversos pilares preenchidos, cujos resultados de capacidade resistente estão disponíveis na literatura técnica, permite visualizar as principais diferenças e semelhanças existentes.

Além das normas destinadas a pilares preenchidos, são apresentados também, alguns aspectos relevantes quanto à consideração dos efeitos do trabalho a frio em perfis dobrados, que são posteriormente utilizados na composição do elemento misto em estudo.

Por fim, algumas recomendações normativas referentes ao dimensionamento e verificação de ligações entre vigas e pilares de aço são apresentadas e discutidas, com o intuito de identificar e propor as adaptações necessárias à sua aplicação a ligações entre vigas de aço e pilares preenchidos de seção quadrada ou retangular. Tais adaptações são necessárias em virtude da ausência de prescrições normativas destinadas a este tipo específico de ligação.

3.1 NORMAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PILARES PREENCHIDOS: SEMELHANÇAS E DIFERENÇAS

Com a crescente utilização dos pilares preenchidos, surgiu a necessidade de tais elementos serem abordados pelas normas de dimensionamento. Assim sendo, a verificação e o dimensionamento dos pilares preenchidos foram incorporados às normas de projeto já existentes. Isto ocorreu com as normas americanas ACI 318 e AISC-LRFD, que abordavam elementos em concreto armado e aço estrutural, respectivamente, e também com a norma britânica BS 5400 e a canadense CAN/CSA-S16.1:1989, que originalmente enfocavam apenas elementos de aço.

A primeira "norma" criada com o objetivo de abordar exclusivamente elementos estruturais mistos foi o código europeu EUROCODE 4. Da mesma forma, a norma brasileira NBR 14323:1999 aborda, em seu anexo B, o dimensionamento de pilares mistos em temperatura ambiente.

Elementos mistos como pilares e lajes, que não são abordados pela norma de estruturas metálicas NBR 8800:1986, que aborda apenas vigas mistas, foram incluídos em anexos da norma NBR 14323:1999, também para temperatura ambiente. É louvável o esforço de incluir recomendações para o dimensionamento destes elementos mistos e a abordagem adotada foi inspirada, em sua essência, no Eurocode 4:1994. Seria interessante incluir o dimensionamento de pilares e lajes mistas na NBR 8800, que se refere a elementos metálicos em temperatura ambiente. Isto vem sendo feito atualmente e, em breve, pilares e lajes mistas estarão presentes na nova versão da NBR 8800.

Devido à sua origem, as normas de dimensionamento têm diferentes abordagens para os pilares preenchidos. Algumas normas consideram os pilares preenchidos como pilares de aço, cuja capacidade estrutural é aumentada pela presença do núcleo de concreto. Assim, a seção mista é homogeneizada e substituída por uma seção equivalente de aço, modificando-se alguns parâmetros, de forma a considerar a presença do concreto. Com esta filosofia destacam-se a norma americana AISC-LRFD:1999, a norma canadense CAN/CSA-S16.1:1989 e a norma britânica BS 5400:1979. Outra forma de abordar estes elementos mistos é considerá-los pilares de concreto armado, cuja armadura é composta por perfis metálicos. Esta é a filosofia

adotada pelo ACI 318R-95:1995, que aplica aos pilares preenchidos, as mesmas recomendações destinadas a pilares de concreto armado.

3.1.1 Nomenclatura

Ao iniciar o estudo sobre as prescrições de norma referentes a pilares preenchidos, é necessário e imprescindível definir uma nomenclatura geral, que será utilizada amplamente no decorrer deste estudo. A definição desta nomenclatura geral requereu o estudo aprofundado das normas, com o intuito de compreender os diversos símbolos e parâmetros utilizados por cada uma destas e, então, definir símbolos que facilitem a sua compreensão e aplicação. Esta tarefa, por vezes árdua e lenta, exigiu uma série de cuidados, pois as normas em questão, nem sempre adotam os mesmos critérios e, por isso, uniformizar os símbolos exige atenção.

A seguir, é apresentada a nomenclatura básica a ser utilizada ao longo deste capítulo.

- A_c : área de concreto
- A_s : área do perfil tubular
- E_c : módulo de elasticidade secante do concreto
- E_{cm} : módulo de elasticidade secante do concreto para cargas de curta duração (valor tabelado)
- E_m : módulo de elasticidade modificado pela presença do concreto
- E_s : módulo de elasticidade do perfil tubular
- I_c : momento de inércia do concreto
- I_s : momento de inércia do perfil tubular
- M_{Rd} : momento resistente - valor de cálculo
- M_{sd} : momento solicitante - valor de cálculo
- $M_{p\phi,Rd}$: momento resistente de plastificação para solicitação de flexão pura
- N_c : capacidade resistente da seção de concreto
- N_e : força crítica de Euler
- $N_{G,sd}$: parcelas permanente e quase permanente de N_{sd}
- N_{Rd} : força normal resistente do pilar sujeito a flexo-compressão - valor de cálculo
- N_{sd} : força normal solicitante no pilar flexo-comprimido - valor de cálculo
- $N_{p\phi,Rd}$: força normal resistente à compressão simples
- R : relação entre o menor e o maior momento fletor agindo nas extremidades do pilar misto
- b : menor dimensão externa do perfil tubular
- e : excentricidade da força

- f_{ck} : resistência característica do concreto a compressão uniaxial em corpos-de-prova cilíndricos, aos 28 dias
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto a compressão uniaxial, em corpos-de-prova cilíndricos (15x30)cm, aos 28 dias: $\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
- f_{cu} : resistência característica de cubos de concreto com 100mm de lado, aos 28 dias: $f_{cu}=1,25f_{ck}$
- f_y : resistência característica do perfil tubular ao escoamento
- f_{my} : resistência ao escoamento modificada pela presença do concreto
- f_{yd} : resistência de cálculo do perfil tubular ao escoamento: $\frac{f_y}{\gamma_s}$
- h : maior dimensão externa do perfil tubular
- h_n : distância entre o centro geométrico da seção transversal preenchida e a linha neutra
- i : raio de giração
- r : raio de dobramento do perfil tubular
- t : espessura do perfil tubular
- ℓ_e : comprimento efetivo do pilar, medido entre centros de vinculação
- ℓ_E : comprimento do pilar para o qual a força resistente é igual à força crítica de Euler
- α_c : fator de contribuição do concreto
- β : relação entre o maior e o menor momento fletor agindo nas extremidades do pilar misto: $\beta=1/R$
- δ : relação entre a resistência de cálculo da seção de aço e a resistência de cálculo da seção mista, para o estado limite de plastificação
- γ_c : densidade do concreto
- λ : índice de esbeltez
- λ_c : índice de esbeltez modificado pela presença do concreto
- $\bar{\lambda}$: parâmetro de esbeltez reduzida
- λ_E : índice de esbeltez de Euler

A seguir, foram reunidas algumas das principais características de cada uma das normas existentes e, a partir das expressões apresentadas nelas, é possível observar as diferenças existentes.

Neste item, o estudo comparativo inclui as seguintes normas: as americanas ACI 318-R95:1995 e AISC-LRFD:1999, a canadense CAN/CSA-S16.1:1994, a britânica BS 5400:1979, as recomendações européias reunidas no Eurocode 4:1994 e a norma brasileira NBR 14323:1999.

Na TABELA 3.1 são apresentadas as principais especificações das normas de dimensionamento e verificação de pilares preenchidos, com o intuito de destacar e ressaltar as diferenças mais importantes.

TABELA 3.1: ALGUMAS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS IMPORTANTES

Item	Norma	Prescrição
Limites de esbeltez	BS 5400:1979	$\frac{l_e}{b} \leq 65$: seções retangulares
	EUROCODE 4:1994 NBR 14323:1999	$\bar{\lambda} \leq 2,0$
Módulo de elasticidade longitudinal do concreto e do aço	BS 5400:1979	$E_c = 450f_{cu} = 562,5f_{ck}$
	EUROCODE 4:1994	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c = 1,35}$
	NBR 14323:1999	$E_c = 42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$ (γ_c :kN/m ³ ; f_{ck} : MPa) ¹
	AISC-LRFD:1999	$E_m = E_s + 0,4E_c \frac{A_c}{A_s}$ $E_c = 0,040957\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$ (γ_c :kg/m ³ ; f_{ck} :MPa) ¹
Instabilidade local	BS 5400:1979; ACI 318-R 95; AISC-LRFD:1999	$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot E_s}}$
	EUROCODE 4:1994	$t \geq \frac{b}{52\varepsilon}$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ → f_y em MPa
	NBR 14323:1999	$\frac{h}{t} \leq 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$
Coeficientes de ponderação	BS 5400:1979	$\gamma_s=1,10$; $\gamma_c=1,50$
	CAN/CSA-S16.1:1989	
	EUROCODE 4:1994	$\gamma_s=1,10$; $\gamma_c=1,4$
	NBR 14323:1999	

Observando algumas prescrições de norma descritas na TABELA 3.1 foram identificados alguns aspectos que merecem uma discussão mais aprofundada, apresentada a seguir.

3.1.2 Filosofia de projeto, termos e especificações

As normas técnicas relativas a pilares preenchidos apresentam filosofias de projeto muito distintas entre si. A norma ACI 318-R95 aborda o dimensionamento dos pilares mistos de forma breve e sucinta. O modelo de dimensionamento e verificação proposto pelo ACI 318 parte da substituição do

¹ Destas duas expressões resultam valores idênticos.

perfil tubular por barras de aço com área transversal equivalente, distribuídas em volta do núcleo de concreto - FIGURA 3.1.

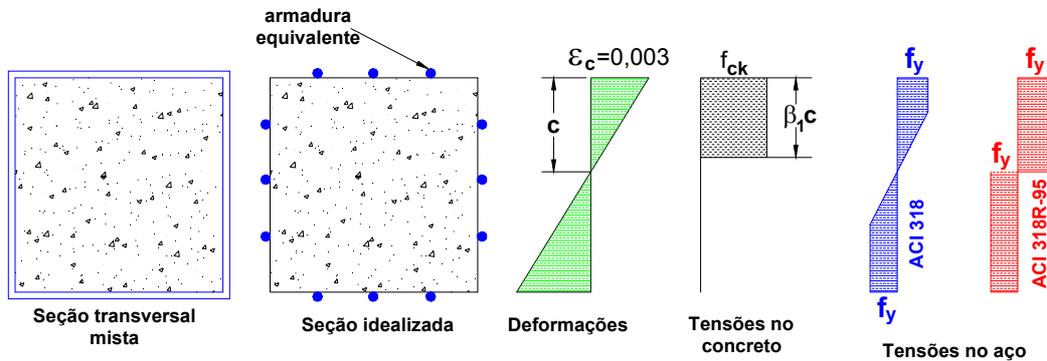


FIGURA 3.1: EQUIVALÊNCIA PROPOSTA PELO ACI 318R-95

Na FIGURA 3.1 percebe-se a mudança que ocorreu na distribuição de tensões no aço entre as edições do ACI 318 e ACI 318 R-95. A versão de 1995 permite plastificação total do perfil tubular.

A formulação apresentada pelo AISC-LRFD:1999 para pilares mistos parte dos procedimentos empregados para o cálculo de pilares de aço, porém parâmetros como esbeltez e módulo de elasticidade são modificados para considerar a presença do concreto.

A norma britânica BS 5400:1979 tem seu procedimento de cálculo fundamentado em estudos experimentais e teóricos desenvolvidos principalmente no *Imperial College*. A distribuição de tensões admitida é apresentada na FIGURA 3.2 e, em seu equacionamento, já estão incluídos o coeficiente redutor da resistência do concreto (γ_c), tomado igual a 1,5 e o efeito da fluência.

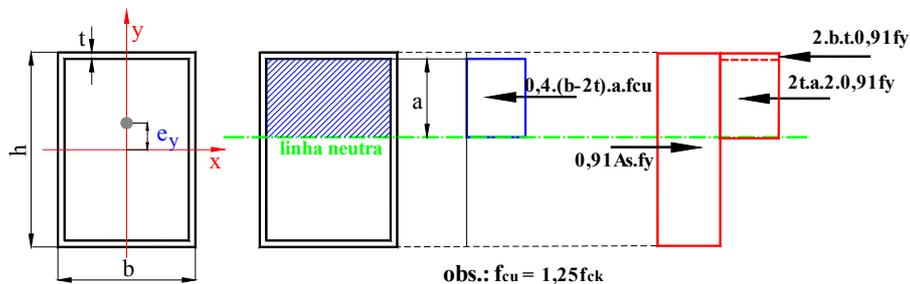


FIGURA 3.2: SEÇÃO PREENCHIDA FLEXP-COMPRESSADA - BS 5400:1979

A altura do bloco de concreto comprimido é dada por:

$$a = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t)\rho + 4t} \quad e \quad \rho = \frac{0,4f_{cu}}{0,91f_y} = \frac{0,5f_{ck}}{0,91f_y}$$

O parâmetro α_c , que representa a contribuição do concreto na resistência da seção mista é dado por:

$$\alpha_c = \frac{0,45 \cdot A_c \cdot f_{cu}}{N_{p\ell,Rd}} = \frac{0,562 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{N_{p\ell,Rd}}$$

Para a BS 5400, são consideradas seções preenchidas, aquelas cujo fator de contribuição do concreto pertença ao intervalo:

$$0,10 < \alpha_c < 0,80$$

Os pilares preenchidos são abordados pela norma canadense CAN/CSA-S16.1, destinada a elementos de aço e as equações de equilíbrio partem da distribuição de tensões sugerida na FIGURA 3.3:

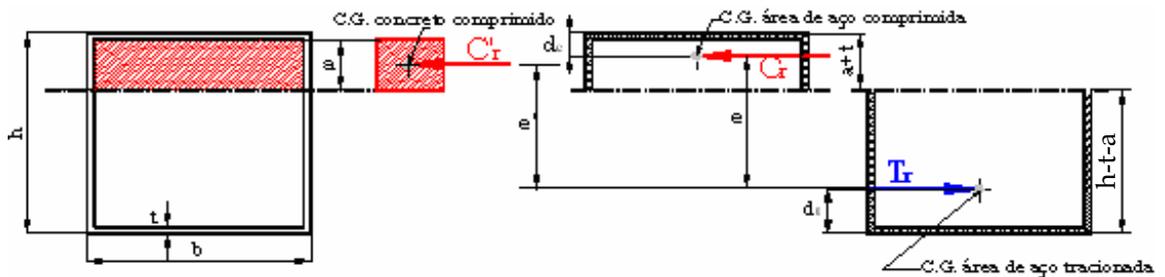


FIGURA 3.3: SEÇÃO PREENCHIDA FLECO-COMPRESSA - CAN/CSA – S16.1:1994

O EUROCODE 4 foi redigido a fim de abordar estruturas mistas formadas por aço e concreto. Dentre as normas e recomendações disponíveis, o Eurocode é a que apresenta a abordagem mais detalhada e completa para o dimensionamento e verificação de pilares preenchidos.

Um aspecto importante é a resistência do concreto e, para cada uma das normas consultadas, é apresentado um limite de resistência diferente. Deve-se lembrar que normas como o Eurocode 4 limitam o valor máximo da resistência à compressão do concreto, ao passo que a norma BS 5400 apresenta apenas um limite inferior para tal valor. Na TABELA 3.2 são dados os limites normativos para a resistência dos materiais.

TABELA 3.2: LIMITES PARA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

Norma	Concreto (MPa)	Aço (MPa)
AISC-LRFD:1999	$20,7 \leq f_{ck} \leq 55,1$	$248 \leq f_y \leq 379$

Eurocode 4:1994	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	$235 \leq f_y \leq 355$
NBR 14323:1999	$20 \leq f_{ck} \leq 40^2$	$250 \leq f_y \leq 350$
BS 5400:1979	$f_{ck} \geq 16$	$275 \leq f_y \leq 355$
ACI-318R:1995	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	-

Outro aspecto importante é o formato dos corpos-de-prova para determinação da resistência à compressão do concreto. A norma BS 5400 utiliza corpos de prova cúbicos, enquanto as demais normas utilizam corpos de prova cilíndricos. Esta diferença na forma dos corpos-de-prova implica na necessidade de conversão dos resultados obtidos pela norma britânica, a fim de torná-los comparáveis aos demais. Neste momento, vale lembrar a relação entre as resistências obtidas empregando corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos:

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{cu}$$

3.1.3 Diagrama de tensões para o concreto

Apesar de todas as normas em questão adotarem diagrama retangular de tensões para o concreto, a largura de tal diagrama varia muito de uma para outra. As recomendações do ACI 318R-95, AISC-LRFD e Eurocode 4 remetem para um diagrama de tensões com largura f_{ck} . Em contrapartida, a norma BS 5400 sugere $0,5f_{ck}$ para a situação de flexo-compressão e a norma canadense CAN-CSA, sugere $0,85f_{ck}$.

Quanto à altura do diagrama de tensões, o ACI 318R-95 apresenta uma particularidade: é utilizado um coeficiente para fazer com que tal altura varie em função da resistência do concreto. A altura do diagrama de concreto comprimido a , é reduzida pelo coeficiente β_1 a fim de utilizar um diagrama de tensões retangular equivalente. O coeficiente β_1 é função da resistência à compressão uniaxial do concreto e assume os seguintes valores:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ para } f_{ck} \leq 28 \text{ MPa}$$

- para $28 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 56 \text{ MPa}$, a cada 7 MPa de acréscimo (além dos 28 MPa) β_1 sofre uma redução de 0,05;

²Limites sugeridos em QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)

- para $f_{ck} > 56 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_1 = 0,65$.

3.1.4 Módulo de elasticidade longitudinal do concreto

Como muito bem observado por SAW & LIEW (2000), o módulo de elasticidade do concreto é a propriedade que mais difere de uma norma para outra, quando aplicada ao cálculo do índice de esbeltez dos pilares preenchidos. Esta variação é atribuída a fatores como: inclusão do fator de fluência e/ou a consideração da seção de concreto fissurada e ainda, à influência do tipo de agregado. O valor de módulo de elasticidade calculado utilizando o Eurocode 4 inclui os fenômenos de fluência e de fissuração do concreto por meio do

$$\text{coeficiente } 0,8 - (EI)_e = E_s I_s + 0,8 \cdot \frac{E_{cm}}{1,35} I_c.$$

A norma americana AISC-LRFD, ao modificar o módulo de elasticidade do aço para incorporar a presença do concreto, aplica um coeficiente 0,4 sobre este, talvez com o intuito de introduzir fenômenos como a fissuração e a fluência do

$$\text{concreto} - E_m = E_s + 0,4E_c \cdot \frac{A_c}{A_s}.$$

Por outro lado, a norma britânica BS 5400 considera apenas o fenômeno de fluência, tomando o concreto não fissurado do que resulta:

$$E_c = 450 \cdot f_{cu} = 562,5 \cdot f_{ck}.$$

3.1.5 Excentricidades acidentais

Para a norma americana ACI 318R-95, os efeitos da excentricidade acidental são introduzidos no cálculo da capacidade resistente pelo coeficiente de redução 0,85 existente na expressão de N_{Rd} . Tal coeficiente é válido para excentricidades acidentais que variem entre 5 e 10% da maior dimensão da seção transversal (5 a 10% de h).

Por outro lado, a norma britânica BS 5400, a fim de introduzir o efeito das imperfeições oriundas do processo construtivo, considera uma excentricidade acidental mínima igual a 3% da menor dimensão da seção transversal, ou seja, $0,03b$. Desta forma, deve ser considerado um momento devido à excentricidade acidental $M_{Sd}=0,03b$, o qual deve ser menor que M_{Rd} . O

momento atuando num dos eixos principais de inércia nunca deve ser inferior ao momento provocado pelas excentricidades acidentais: $M_{Sd}=0,03b.F_d$.

3.1.6 Índice de esbeltez

As expressões que permitem calcular o índice de esbeltez de pilares preenchidos são apresentadas na TABELA 3.3. A aplicação destas expressões requer certa atenção, sobretudo em relação aos coeficientes de segurança aplicados sobre os valores de módulo de elasticidade do concreto. A utilização de valores de cálculo para módulo de elasticidade aumenta o valor do índice de esbeltez do pilar, reduzindo sua capacidade resistente. Na expressão dada pela norma britânica para o cálculo do índice de esbeltez, encontram-se os coeficientes 0,8 e 1,35 que introduzem, respectivamente, o fenômeno de fluência e fissuração do concreto. O cálculo de λ_c , sugerido pela AISC-LRFD, incorpora a presença do concreto nos valores de f_{my} e E_m .

TABELA 3.3: ÍNDICES DE ESBELTEZ

Norma	AISC-LRFD	BS 5400	Eurocode 4
Índice de esbeltez	$\lambda_c = \frac{\ell_e}{r_s \pi} \left(\frac{f_{my}}{E_m} \right)^{0,5}$	$\lambda = \frac{\ell_e}{\pi} \left(\frac{A_s f_y + A_c f_{ck}}{E_s I_s + E_c I_c} \right)^{0,5}$	$\lambda = \frac{\ell_e}{\pi} \left(\frac{A_s f_y + A_c f_{ck}}{E_s I_s + 0,8 \frac{E_c I_c}{1,35}} \right)^{0,5}$

3.1.7 Efeito das ações de longa duração

Em pilares preenchidos submetidos a ações de longa duração, o fenômeno de fluência do concreto causa acréscimos no deslocamento lateral destes elementos, reduzindo a rigidez e a capacidade resistente. As normas prescrevem algumas formas de considerar o efeito das ações de longa duração, que são:

1. **BS 5400:** o valor característico da parcela de resistência correspondente ao núcleo de concreto é reduzido, para o estado limite último, por um coeficiente $\gamma_c=1,5$ e isto implica numa resistência de cálculo para a flexão igual a $0,45.f_{cu}$ ou $0,56.f_{ck}$. Para levar em conta o efeito da fluência, o valor $0,45.f_{cu}$ é reduzido para $0,4.f_{cu}$ ou $0,5.f_{ck}$;
2. **Eurocode 4:** o efeito das ações de longa duração é considerado separadamente. Nos casos em que os efeitos de segunda ordem

produzirem acréscimos inferiores a 10% nos momentos de primeira ordem, os efeitos da fluência podem ser ignorados. Caso contrário, é necessário fazer a verificação a seguir, para constatar se é necessário introduzi-lo. Na verificação devem ser atendidos simultaneamente:

- a relação entre a excentricidade de aplicação da força e a menor dimensão da seção transversal deve ser menor que 2 ($e < 2b$);
- a esbelteza relativa $\bar{\lambda}$ no plano de flexão deve ser:
 - $\bar{\lambda} > \frac{0,8}{1-\delta}$ para pórticos indeslocáveis
 - $\bar{\lambda} > \frac{0,5}{1-\delta}$ para pórticos deslocáveis

Atendidos estes requisitos, o efeito é introduzido no cálculo do módulo de elasticidade efetivo do concreto, em função da parcela de ação permanente aplicada. Se 50% da ação aplicada (valor de cálculo) for permanente, o módulo de elasticidade do concreto deve ser reduzido em relação ao valor correspondente às ações de curta duração. Ou seja:

$$E_c = E_{cd} \cdot \left[1 - 0,5 \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right]$$

Obs.: é importante destacar que tal redução refere-se não somente ao fenômeno de fluência decorrente das ações de longa duração, mas também ao fenômeno de retração, que independe da atuação do carregamento.

3.1.8 Efeitos de segunda ordem

A consideração dos efeitos de segunda ordem depende de alguns fatores descritos a seguir para cada uma das normas abordadas.

1. ACI 318R-95: os efeitos de segunda ordem em elementos comprimidos podem ser desprezados quando:

$$\frac{l_e}{i} < 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{para pórticos indeslocáveis;}$$

$$\frac{l_e}{i} < 22 \quad \text{para pórticos deslocáveis;}$$

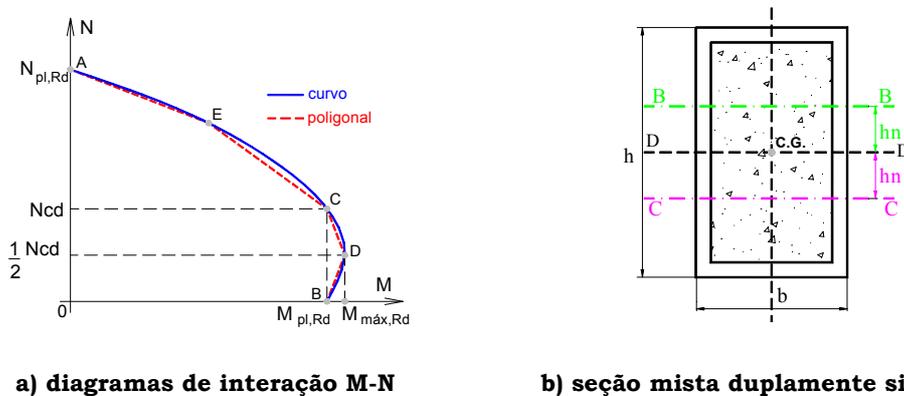
2. Eurocode 4: os efeitos de segunda ordem devem ser considerados se os acréscimos nos momentos de primeira ordem excederem 10%. Nestes casos, tal efeito pode ser introduzido de forma simplificada para pilares isolados, por meio de um coeficiente de amplificação do momento de primeira ordem. Em contrapartida, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados para elementos isolados quando:

- a esbelteza relativa atender a $\bar{\lambda} < 0,2 \cdot (2 - \beta)$, sendo β a relação entre os momentos atuantes nas extremidades;
- ou $\frac{N_{Sd}}{N_e} \leq 0,1$.

3.1.9 Curvas de interação

O dimensionamento e verificação de seções preenchidas via Eurocode 4 têm por base as curvas européias de resistência e há dois métodos para previsão da capacidade resistente à flexão: o método geral, aplicável a qualquer forma de seção transversal e o método simplificado, que é aplicável a seções duplamente simétricas e sem variações de seção ao longo da altura do pilar preenchido.

Pelo método simplificado, o Eurocode 4 reduz a curva parabólica que exprime a atuação simultânea de M e N a uma forma poligonal representada por cinco pontos. Tais pontos ilustram as diversas solicitações normais a que o pilar preenchido está sujeito, conforme ilustra a FIGURA 3.4.



a) diagramas de interação M-N

b) seção mista duplamente simétrica

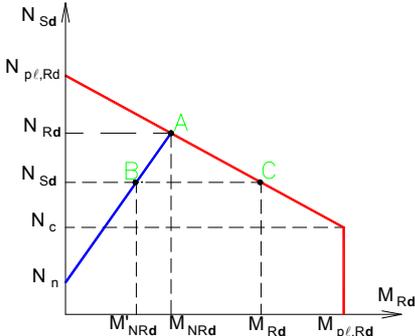
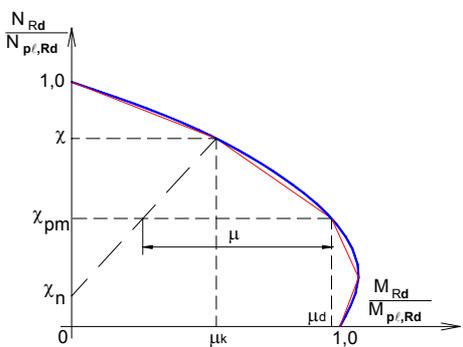
FIGURA 3.4: DIAGRAMA M-N NORMA EUROCODE 4:1994 UTILIZADO PARA O DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES MISTAS FLEXO-COMPRESSAS

Os pontos do diagrama M-N representam:

- **ponto A:** situação de compressão simples ($M=0$; $N_{p\ell,Rd}$)
- **ponto B:** flexão pura com ruptura ocorrendo quando a deformação última do concreto à compressão é atingida ($M_{p\ell,Rd}$; $N=0$)
- **ponto C:** seção submetida à flexo-compressão ($M_{p\ell,Rd}$; N_{cd})
- **ponto D:** seção submetida à flexo-compressão ($M_{máx,Rd}$; $\frac{1}{2}N_{cd}$)
- **ponto E:** seção submetida à flexo-compressão. Para o cálculo do par (M,N), a linha neutra é suposta situada num ponto intermediário entre h_n e a borda da seção, tendo-se $h_e = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4}$ e $N_{Rd,E} = b \cdot (h_E - h_n) \cdot f_{cd} + 2t \cdot (h_E - h_n) \cdot (2f_{yd} - f_{cd}) + N_{cd}$.

Em função da semelhança existente entre a formulação adotada pela NBR 14323 e pelo Eurocode 4, ambas são listadas na TABELA 3.4.

TABELA 3.4: FORMULAÇÃO ADOTADA PELA NBR 14323 E PELO EUROCODE 4

NBR 14323:1999	Eurocode 4:1994
 $\mu_k \cdot \left(\frac{N_{Sd} - N_n}{N_{Rd} - N_n} \right) + \frac{C_m \cdot M_{Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd} - N_n}{N_e} \right) \cdot 0,9M_{p\ell,Rd}} \leq \mu_d$ $C_m = 0,6 - 0,4R \geq 0,4; R = \frac{M_1}{M_2}$ $\mu_k = \frac{N_{p\ell,Rd} - N_{Rd}}{N_{p\ell,Rd} - N_c} \leq 1,0$ $\mu_d = \frac{N_{p\ell,Rd} - N_{Sd}}{N_{p\ell,Rd} - N_c} \leq 1,0$ $N_n = N_{Rd} \cdot \frac{(1-R)}{4} \leq N_{Sd}; N_c = 0,7f_{ck} \cdot A_c$ $M_{p\ell,Rd} = f_{yd} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5f_{cd} \cdot (Z_{pc} - Z_{pcn})$	 $M_{Sd} \leq M_{Rd} = 0,9\mu \cdot M_{p\ell,Rd}$ $\chi_{pm} = \frac{N_c}{N_{p\ell,Rd}}; \chi_n = \chi \cdot \frac{(1-\beta)}{4} \leq \chi_d$ $N_{p\ell,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$ $\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ $\alpha = 0,21 \text{ para curva "a" de flambagem}$ $1. \text{ para } \chi_d \geq \chi_{pm}: \mu = \frac{\chi - \chi_d}{\chi(1 - \chi_{pm})}$

$Z_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)(0,5h-t-r)$ $Z_{pa} = \frac{bh^2}{4} \left[1 - \left(\frac{b-2t}{b} \right) \left(\frac{h-2t}{h} \right)^2 \right]$ $Z_{pcn} = (b-2t)h_n^2; \quad Z_{pan} = bh_n^2 - Z_{pcn}$ $h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{2b \cdot 0,7f_{ck} + 2t(2 \cdot 0,9f_y - 0,7f_{ck})}$ $N_{p\ell,Rd} = 0,7f_{ck} \cdot A_c + 0,9f_y \cdot A_s$ $N_{Rd} = \rho \cdot N_{p\ell,Rd}^*$ $N_e = \pi^2 \frac{(EI)e}{\ell_e^2}$	<p>2. para $\chi_d < \chi_{pm}$: $\mu = \left[1 - \frac{(1-\chi) \cdot \chi_d}{(1-\chi_{pm}) \cdot \chi} \right]$</p> $M_{p\ell,Rd} = M_{m\acute{a}x,Rd} - M_{n,Rd}$ $M_{n,Rd} = Z_{pan} \cdot f_{yd} + 0,5 \cdot Z_{pcn} \cdot f_{cd}$ $M_{m\acute{a}x,Rd} = Z_{pa} \cdot f_{yd} + 0,5 \cdot Z_{pc} \cdot f_{cd}$ $Z_{pc} = \frac{(b-2t) \cdot (h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3} \cdot r^3 - r^2 \cdot (4-\pi) \cdot \left(\frac{h}{2} - t - r \right)$ $Z_{pa} = \frac{b \cdot h^2}{4} - \frac{2}{3} \cdot (r+t)^3 - (r+t)^2 \cdot (4-\pi) \cdot \left(\frac{h}{2} - t - r \right) - Z_{pc}$ $h_n = \frac{N_{cd}}{2b \cdot f_{cd} + 4t \cdot (2f_{yd} - f_{cd})}; \quad N_c = A_c \cdot f_{cd}$ $Z_{pcn} = (b-2t) \cdot h_n^2; \quad Z_{pan} = b \cdot h_n^2 - Z_{pcn}$
<p>* o valor de ρ é tabelado na NBR 8800:1986 em função da curva de flambagem. Para perfis tubulares deve ser usada a curva "a"</p> <p>Zpa: módulo resistente plástico da seção de aço</p> <p>Zpc: módulo resistente plástico da seção de concreto não fissurado</p> <p>Zpan, Zpcn: módulos plásticos de resistência</p> <p>O sinal de R varia em função do tipo de curvatura de flexão: para curvatura reversa, R é positivo e para curvatura simples, R é negativo.</p>	

Para a norma britânica BS 5400, a equação de interação M-N é dada por:

$$N_{Rd} = N_{p\ell,Rd} \cdot \left[k_1 - (k_1 - k_2 - 4k_3) \cdot \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} - 4k_3 \cdot \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^2 \right]$$

sendo:

$$M_{Rd} = 0,91f_y \left[A_s \cdot \frac{(h-a)}{2} + bt \cdot (t+a) \right]$$

$$N_{p\ell,Rd} = 0,91 \cdot A_s \cdot f_y + 0,45 \cdot A_c \cdot f_{cu} = 0,91 \cdot A_s \cdot f_y + 0,562 \cdot A_c \cdot f_{ck}$$

$$k_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{(1+\eta)}{\lambda^2} \right] - \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left[1 + \frac{(1+\eta)}{\lambda^2} \right]^2 - \frac{1}{\lambda^2}}$$

$$\eta = 0,002 \cdot \lambda_{cr} \cdot (\lambda - 0,2) \leq 0; \quad \lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{\frac{1,1 \cdot E_s}{f_y}}$$

k_1 : coeficiente que introduz o efeito da instabilidade global

η : coeficiente que leva em conta as imperfeições iniciais do perfil tubular:

$$0 \leq \frac{k_2}{k_{20}} \leq 1, \quad \text{com } k_{20} \leq 0,75$$

Tal relação assume valores positivos quando ocorre curvatura simples de flexão. Se a relação k_2/k_{20} for negativa, deve ser tomada igual a zero.

$$\frac{k_2}{k_{20}} = \left[\frac{90 - 25 \cdot (2\beta - 1) \cdot (1,8 - \alpha_c) - c_4 \cdot \lambda}{30 \cdot (2,5 - \beta)} \right]$$

$$k_{20} = 0,9 \cdot \alpha_c^2 + 0,2; \quad k_3 = 0,0$$

$C_4=100$ para curva "a" de flambagem

A norma americana AISC-LRFD apresenta duas curvas de interação, que são

função da relação $\frac{N_{Sd}}{0,85N_R}$:

$$\frac{N_{Sd}}{0,85N_R} \geq 0,2; \quad \frac{N_{Sd}}{0,85N_R} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{0,9M_{p\ell,Rd}} \right) \leq 1$$

$$\frac{N_{Sd}}{0,85N_R} < 0,2; \quad \frac{N_{Sd}}{2 \cdot 0,85N_R} + \frac{M_{Sd}}{0,9M_{p\ell,Rd}} \leq 1$$

sendo:

N_{Sd} : força solicitante de cálculo

M_{Sd} : momento fletor solicitante de cálculo

$M_{p\ell,Rd}$: momento fletor resistente de cálculo

N_R : força resistente de cálculo

$$N_R = A_s \cdot f_{cr}$$

$$\text{se } \lambda_c \leq 1,5, \quad f_{cr} = \left(0,658^{\bar{\lambda}_m^2} \right) \cdot f_{my} \quad \text{e se } \lambda_c > 1,5, \quad f_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_m^2} \cdot f_{my}$$

$$f_{my} = f_y + 0,85 \cdot f_{ck} \cdot \frac{A_c}{A_s}; \quad E_m = E_s + 0,40 \cdot E_c \cdot \frac{A_c}{A_s}; \quad \lambda_c = \left(\frac{k\ell}{\pi r_m} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}}$$

Após breve descrição da formulação adotada por algumas normas técnicas para o dimensionamento e verificação de pilares preenchidos flexo-comprimidos, no próximo item são apresentados resultados da aplicação desta formulação a elementos investigados experimentalmente por outros pesquisadores.

3.1.10 Capacidade resistente: valores teóricos x experimentais

Desde o surgimento das normas técnicas para previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos, uma das grandes preocupações tem sido avaliar a aplicabilidade destas, a elementos submetidos a forças axiais excêntricas.

Neste sentido, são vários os artigos técnicos cujo objetivo principal é o estudo comparativo dos valores de capacidade resistente teóricos e experimentais. Estes estudos envolvem uma diversidade muito grande de parâmetros, como: resistência dos materiais aço e concreto, sejam eles de resistência usual ou de alta resistência; índices de esbeltez; presença de tensões residuais; forma da seção transversal; relação lado/espessura e intensidade da força axial em relação à capacidade resistente à compressão simples (N_0).

Com o objetivo de ilustrar este tipo de estudo e de propiciar uma análise crítica da precisão, aplicabilidade e adequabilidade das normas técnicas e códigos disponíveis atualmente, são apresentados a seguir, alguns resultados importantes. Para tal, doravante serão considerados os eixos de flexão e excentricidades mostrados na FIGURA 3.5.

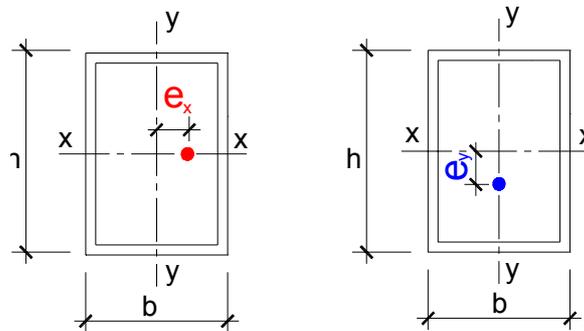


FIGURA 3.5: SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES SOB FLEXO-COMPRESSÃO

A investigação experimental de SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) e SHAKIR-KHALIL (1994) envolveu seções retangulares, para as quais foi avaliada a influência da excentricidade e de sua localização em relação aos eixos principais de inércia, sobre a capacidade resistente à flexo-compressão. Os principais resultados são sintetizados na TABELA 3.5 e ilustrados graficamente na FIGURA 3.6.

TABELA 3.5: ESTUDO COMPARATIVO DE VALORES DE CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAIS E PREVISTOS PELA BS 5400 E NBR 14323

SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989): (120x80x5)mm; $l_x=321$cm; $l_y=294$cm							
Pilar	f_c (MPa)	f_y (MPa)	e_x (cm)	e_y (cm)	F_{exp} (kN)	N_{BS5400} (kN)	$N_{NBR14323}$ (kN)
1	32	386,3	0	2,4	393	330	469
2	32	384,7	0	6	232	239	304
3	35,4	384,7	1,6	0	260	355	426
4	34,4	343,3	4	0	210	243	259
SHAKIR-KHALIL (1994): (150 x 50 x 5) mm							

Pilar	f_c (MPa)	f_y (MPa)	e_x (cm)	e_y (cm)	F_{exp} (kN)	N_{BS5400} (kN)	$N_{NBR14323}$ (kN)
5	37,6	360,8	0	0,6	882,8	506,4	667
6	38,1	355	0	1,5	670,5	462,5	520
7	38,6	350	0	4,5	470,7	357,5	321
8	38,6	342,5	0	7,5	339,2	288	247
9	36,6	368	3	0	402,0	384,7	319

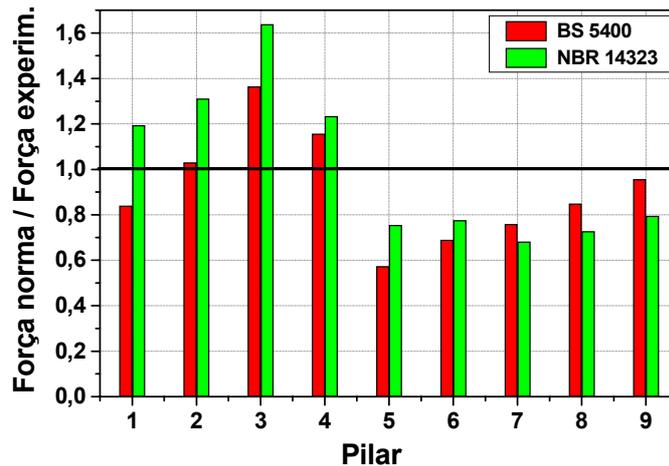


FIGURA 3.6: RELAÇÃO FORÇA TEÓRICA /FORÇA EXPERIMENTAL - SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) E SHAKIR-KHALIL (1994)

Os valores encontrados para força última apontam algumas tendências quanto à previsão da capacidade resistente à flexo-compressão utilizando a norma britânica BS 5400:1979.

O resultado de SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) para o pilar 3 é muito diferente dos normativos, provavelmente por algum problema de ensaio pois tais diferenças ocorrem para as duas norma avaliadas.

Os resultados normativos apresentam boa correlação com os experimentais para os pilares investigados por SHAKIR-KHALIL (1994). Para valores decorrentes da norma brasileira, as diferenças são inferiores a 30%.

Os resultados experimentais publicados em TOMII e SAKINO apud ZHANG & SHAHROOZ (1999) e reproduzidos na íntegra na TABELA 3.6 poderiam auxiliar na investigação da precisão com que as normas americanas ACI 318-R95 e AISC-LRFD prevêem a capacidade resistente de pilares preenchidos de seção transversal quadrada. Entretanto, há grandes diferenças entre os valores previstos pelo AISC-LRFD e os experimentais, destacando que os primeiros foram fornecidos pelo autor.

TABELA 3.6: PRINCIPAIS PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DOS PILARES INVESTIGADOS POR TOMII E SAKINO APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999B)

Pilar	b (cm)	t (cm)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	F/N _{p_l,Rd}	M _{exp} /M _{ACI}	M _{exp} /M _{AISC}
1	10	0,229	24	194	0	0,969	1,124
2			38,2		0,13	1,03	1,774
3			38,2		0,27	1,04	2,465
4			38,2		0,33	1,03	2,795
5			38,2		0,46	1,04	2,054
6			36,7		0,58	0,951	2,523
7		0,227	21,6	305	0	0,974	1,107
8		305		0,09	1,01	1,33	
9		0,22		339	0,18	0,989	1,375
10		339		0,26	0,965	1,57	
11		0,222		289	0,38	1,02	2,165
12		289		0,48	1,02	2,525	
13		289	0,57	1,01	2,963		

Os valores de momento fletor experimentais e teóricos para os diversos pilares preenchidos investigados são representados graficamente na FIGURA 3.7.

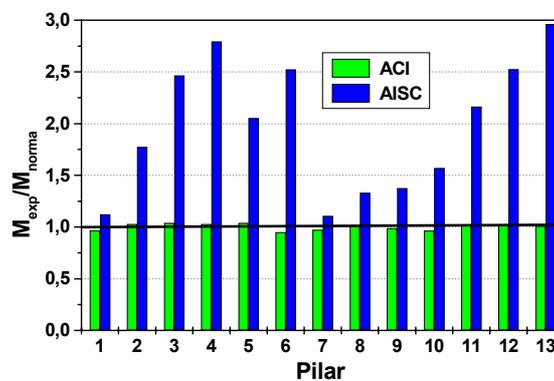


FIGURA 3.7: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E NORMATIVO - PILARES INVESTIGADOS POR TOMII E SAKINO APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999B)

Os resultados do quociente *momento fletor experimental/momento fletor normativo* apresentados na FIGURA 3.7 revelam uma tendência de que a relação $F/N_{p,l,Rd}$ produz pouca variação nos valores de momento fletor calculados segundo o ACI 318-R95. Em relação aos valores decorrentes do AISC, as diferenças expressivas devem ter sido oriundas de algum equívoco no cálculo de M_{AISC} e por isso devem ser ignorados.

Na TABELA 3.7 são apresentados valores de momento fletor que permitem avaliar se as normas ACI 318-R95 AISC-LRFD são aplicáveis a pilares preenchidos flexo-comprimidos constituídos por materiais de alta resistência.

TABELA 3.7: VALORES DE MOMENTO FLETOR CALCULADOS SEGUNDO ACI, AISC E EXPERIMENTAIS - FUJIMOTO APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999B)

Pilar	b (cm)	t (cm)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	e (mm)	M _{exp} /M _{ACI}	M _{exp} /M _{AISC}
1	14,9	0,438	41,1	262	4,5	1,11	0,996
2	14,9		41,1		20	1,167	1,138
3	21,6		25,4		6	0,889	0,84
4			25,4		20	0,991	0,99
5			41,1		6	0,818	0,77
6			41,1		10	0,89	0,86
7			41,1		20	0,998	0,986
8	32,4		80,3		6	0,812	0,767
9			80,3		0	0,921	0,915
10			41,1		6	0,782	0,752
11			41,1		20	0,93	0,927
12	14,4	0,636	41,1	618	4,5	1,552	1,098
13	14,4		41,1		20	1,283	1,04
14	21		25,4		6	1,156	0,826
15			41,1		6	1,127	0,829
16			41,1		10	1,197	0,92

A representação gráfica da relação entre valores experimentais e normativos expressos na TABELA 3.7 é apresentada na FIGURA 3.8.

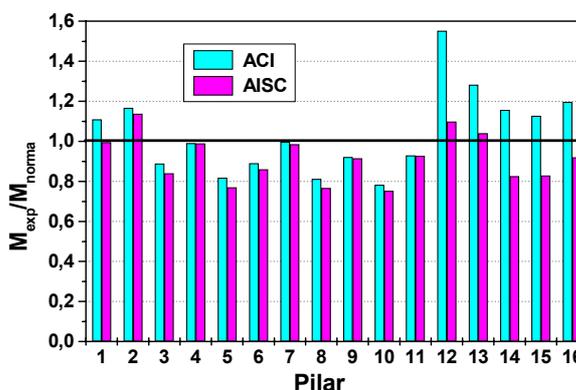


FIGURA 3.8: RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DE MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E NORMATIVO - PILARES INVESTIGADOS POR FUJIMOTO APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999B)

Não foi possível analisar a correlação entre valores de momento fletor para outras normas, diferentes daquelas apresentadas nas TABELAS de 3.6 e 3.7,

pois os artigos correspondentes não trazem maiores informações sobre as características das seções transversais analisadas.

O confronto entre os valores de momento fletor experimentais e aqueles oriundos das normas técnicas ACI e AISC revelam algumas tendências, listadas a seguir:

- aumentando a resistência à compressão do concreto, diminui a correlação entre valores experimentais e teóricos. Este comportamento ocorre com as duas normas; entretanto, para o AISC as diferenças são maiores. Vale lembrar que ambas não se aplicam a concretos de alta resistência;
- acréscimos de resistência ao escoamento e de área do perfil tubular diminuem a correlação entre valores de momento fletor experimentais e teóricos provenientes do ACI. Para a norma AISC, as variações encontradas neste caso são desprezíveis;
- acréscimos na relação lado/espessura produzem variações pouco significativas na correspondência entre valores experimentais e oriundos do ACI, o mesmo ocorrendo para os valores decorrentes do AISC;
- a variação na resistência do concreto diminui, de forma pouco significativa, a correlação entre momentos fletores experimentais e teóricos;
- quanto à excentricidade, se observam indícios de correlações melhores para excentricidades maiores.

Por fim, com base nas comparações estabelecidas neste item, é possível tecer algumas considerações importantes:

1. em função das comparações feitas, a norma BS 5400 não é muito adequada para prever a capacidade resistente à flexão normal composta e vem sendo pouco usada para tal;
2. quanto à norma americana ACI 318, os resultados disponíveis e apresentados na FIGURA 3.8 indicam uma boa correlação com os valores experimentais, para materiais de resistência usual. Quando é utilizado aço de alta resistência (pilares 12 a 16 –

TABELA 3.7), os valores de M previstos apresentam diferenças maiores que as verificadas para aços de resistência usual;

3. os valores de M previstos pela norma americana AISC apresentam boa correlação quando comparados aos experimentais (FIGURA 3.8);
4. todos os resultados disponíveis conduzem à necessidade de novos estudos, que levem a conclusões definitivas;
5. os valores de força última decorrentes da aplicação das recomendações contidas na NBR 14323 - FIGURA 3.6 - apresentam pouca variabilidade em relação aos experimentais (inferior a 30%).

3.1.11 Consideração do trabalho a frio em perfis tubulares

Este item foi incluído neste capítulo por se achar importante apresentar a forma como a norma brasileira incorpora os efeitos do trabalho a frio em perfis formados a frio. Esta importância deve-se à utilização de perfis tubulares resultantes da soldagem de dois perfis U, formados a frio.

A incorporação dos efeitos do trabalho a frio sobre as propriedades mecânicas do aço é prevista em recomendações normativas. Por exemplo, na NBR 14762:2001 - "Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio: Procedimento" há recomendações para a consideração do aumento da resistência ao escoamento devido ao trabalho a frio. Tal recomendação consiste, basicamente, na adoção de uma resistência ao escoamento "modificada" -denotada por f_{ya} - em substituição à resistência ao escoamento f_y .

Atendidos alguns requisitos, a resistência ao escoamento modificada é calculada da seguinte forma:

$$f_{ya} = C \cdot f_{yc} + (1 - C) \cdot f_{yf} \quad (3.1)$$

Sendo:

C: relação entre a área total das dobras e a área total da seção;

f_{ya} : resistência ao escoamento modificada;

f_{yf} : resistência ao escoamento média das partes planas estabelecida por ensaios ou, resistência ao escoamento do aço virgem na ausência de ensaios;

f_{yc} : resistência ao escoamento da região das dobras, dada por:

$$f_{yc} = \frac{B_c \cdot f_y}{\left(\frac{r_i}{t}\right)^m} \quad (3.2)$$

$$B_c = 3,69 \cdot \left(\frac{f_y}{f_u}\right) - 0,819 \cdot \left(\frac{f_y}{f_u}\right)^2 - 1,79 \quad (3.3)$$

$$m = 0,192 \cdot \left(\frac{f_y}{f_u}\right) - 0,068 \quad (3.4)$$

f_y : resistência ao escoamento do aço virgem;

f_u : resistência à ruptura do aço virgem;

r_i : raio interno de dobramento;

t : espessura.

A expressão 3.4 é válida somente quando $f_u/f_y \geq 1,2$; $r_i/t \leq 7$ e o ângulo de dobramento for menor ou igual a 120° .

De acordo com as expressões 3.1 a 3.4, verifica-se que a resistência ao escoamento modificada pelo trabalho a frio é função da relação entre resistência última e resistência ao escoamento, raio de dobramento e espessura da seção e, principalmente, do quociente entre áreas de dobra e área total. A fim de avaliar a contribuição de cada um dos parâmetros citados, foi imposta uma variação para aqueles e verificada sua influência na relação f_{ya}/f_{yf} . A análise foi realizada com base nas recomendações normativas citadas há pouco considerando, inclusive, os limites impostos para a aplicação da expressão 3.4.

A metodologia descrita na norma brasileira para perfis formados a frio foi aplicada aos perfis tubulares resultantes da solda de dois perfis U de dimensões variáveis. Na TABELA 3.8 são apresentados os valores de resistência ao escoamento modificada encontrados neste caso, assim como algumas propriedades mecânicas determinadas através de ensaios de caracterização com amostras retiradas e ensaiadas segundo as recomendações da ASTM A370:2000.

TABELA 3.8: INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO EM PERFIS TUBULARES OBTIDOS A PARTIR DE DOBRAS E SOLDA

Elemento	C	f_y (kN/cm ²) *	f_u (kN/cm ²) *	f_u/f_y	r_i/t	f_{ya} (kN/cm ²)
CFTS-3U	0,0714	20,65	30,55	1,479	2,0	21,55 (4,39%)
CFTS-3B	0,0714	21,14	31,68	1,498	2,0	22,09 (4,51%)

CFTS-6,3U	0,1763	22,98	34,20	1,488	2,0	25,50 (10,99%)
CFTS-6,3B	0,1763	22,90	34,45	1,504	2,0	25,47 (11,23%)
CFTR-3U	0,0714	30,31	37,23	1,228	2,0	31,05 (2,44%)
CFTR-3B	0,0714	28,41	37,54	1,321	2,0	29,33 (3,25%)
CFTR-6,3U	0,1763	23,15	35,70	1,542	2,0	25,87 (11,76%)
CFTR-6,3B	0,1763	24,61	35,26	1,433	2,0	27,09 (10,10%)
CFTS-3: 2U (150 x 75 x 3); CFTS-6,3: 2U (150 x 75 x 6,3); CFTR-3: 2U (200 x 50 x 3); CFTR- 6,3: 2U (200 x 50 x 6,3). *Média de dois valores correspondentes a amostras retiradas das regiões planas dos elementos em questão, ensaiados de acordo com as recomendações da ASTM A370:2000.						

De acordo com os resultados apresentados na TABELA 3.8, os ganhos de resistência ao escoamento nos perfis tubulares analisados foram inferiores a 12% em todos os casos analisados. Em função de sua ordem de grandeza, os efeitos do trabalho a frio podem ser desprezados.

Por fim, vale destacar que a metodologia empregada pela norma brasileira para incorporar os efeitos do trabalho a frio sobre as propriedades mecânicas do aço, assim como os coeficientes presentes nas equações 3.1 a 3.4 foram inspirados na norma americana AISI-LRFD:2001.

3.2 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS "APLICÁVEIS" A LIGAÇÕES ENTRE PILARES PREENCHIDOS E VIGA DE AÇO

Até o momento, não há recomendações normativas elaboradas especificamente para elementos de ligação (enrijecedores, cantoneiras, etc) e meios de ligação (soldas, parafusos, etc) utilizados na união entre vigas de aço e pilares preenchidos. Portanto, tornou-se necessário o estudo das recomendações normativas utilizadas no dimensionamento e verificação de ligações entre elementos de aço.

Os detalhes de ligação a que se pretende aplicar as recomendações presentes nas normas aqui relatadas de forma sucinta consistem em:

- ligação parafusada com chapa de extremidade, em que os parafusos são, na verdade, barras rosqueadas - FIGURA 3.9a;
- ligação soldada - FIGURA 3.9b;

- ligação soldada: solda de filete e cantoneiras formadas a frio, soldadas no interior do perfil tubular - FIGURA 3.9c.

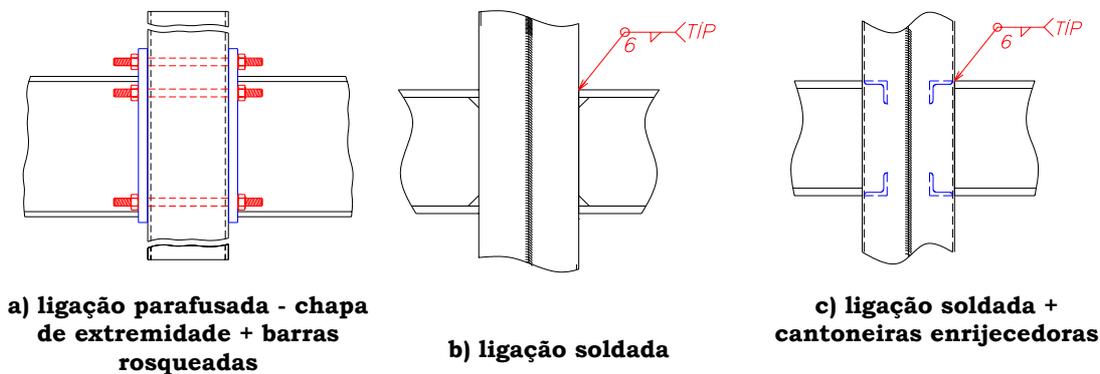


FIGURA 3.9: DETALHES DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES PREENCHIDOS E VIGAS I DE AÇO

3.2.1 Recomendações da NBR 8800:1986

A seguir, são descritas as recomendações presentes na NBR 8800:1986, aplicáveis a ligações parafusadas e soldadas.

3.2.1.1 Ligações parafusadas

As ligações parafusadas podem ser dimensionadas como ligações por atrito ou por contato.

Uma ligação trabalha por atrito desde que não ocorra deslizamento entre seus componentes e isto ocorre quando a força cortante no parafuso não ultrapassa a resistência ao deslizamento. Se ocorrer tal deslizamento, a ligação passa a trabalhar por contato.

Para efeito de cálculo admite-se que a força cortante é uniformemente distribuída entre os parafusos. Desta forma, os parafusos contidos na região comprimida ficam solicitados apenas à força cortante, enquanto aqueles localizados na região tracionada ficam sujeitos à combinação de forças normais e de cisalhamento.

Na TABELA 3.9 é apresentado, de forma resumida, o equacionamento proposto pela NBR 8800:1986 para dimensionamento e verificação ligações parafusadas.

TABELA 3.9: QUADRO RESUMO DAS EXPRESSÕES PROPOSTAS NA NBR 8800:1986 PARA LIGAÇÕES PARAFUSADAS

Ligações por atrito	
Resistência ao deslizamento: $\phi_v R_{nv} = \mu \cdot \xi \cdot (T_b - T)$	
$\phi_v = 1,0$ (ELU); T_b : força de protensão mínima $T_b = 0,7 \cdot A_r f_u$	
T : força de tração no parafuso; A_r : área efetiva do parafuso; f_u : resistência última do parafuso; μ : coeficiente de atrito = 0,28; ξ : fator de redução devido ao tipo de furo; para parafusos padrão $\xi=1,0$.	
Ligações por contato	
Tração: $\phi_t R_{nt} = 0,75 \cdot A_p f_u$; $\phi_t=0,75$ para parafusos de alta resistência; A_p : área bruta do parafuso	
Força cortante:	
* <u>Cisalhamento do parafuso:</u> $\phi_v R_{nv} = 0,42 \cdot A_p f_u$; $\phi_v= 0,65$	
* <u>Pressão de contato no furo:</u> $\phi R_n = \alpha \cdot A_b f_u$ com $\phi_t=0,75$	
A_b : d.t: área efetiva para pressão de contato; d : diâmetro do parafuso; t : espessura da chapa	
- esmagamento sem rasgamento: $\alpha=3,0$	
- rasgamento entre furo e borda: $\alpha = \left(\frac{e}{d}\right) - \eta_2 \leq 3,0$; $\eta_2 = 0$ - furo padrão	
rasgamento entre 2 furos consecutivos: $\alpha = \left(\frac{s}{d}\right) - \eta_1 \leq 3,0$; $\eta_1 = 0,5$ - furo padrão	
Tração e cortante combinadas:	
$\phi_t R_{nt} \leq 0,69 \cdot A_p f_u - 1,93V_d$ plano de corte passa pela rosca	
V_d : força cortante de cálculo, no plano de corte considerado.	
Força no parafuso devido à força cortante é:	
$F_v = \frac{V}{n}$	

3.2.1.2 Ligações soldadas

Neste item será apresentado o equacionamento referente apenas ao dimensionamento e verificação de ligações com solda de filete - TABELA 3.10.

TABELA 3.10: EXPRESSÕES PARA DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES SOLDADOS COM SOLDA DE FILETE

Resistência de cálculo no estado limite de escoamento do metal base	
Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Cisalhamento na seção efetiva ϕR_n

mesma resistência que o metal base	$0,6A_{MB} \cdot f_y (\phi=0,9)$
Resistência de cálculo no estado limite último de ruptura da solda	
Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Cisalhamento na seção efetiva ϕR_n
mesma resistência que o metal base	$0,6A \cdot f_w (\phi=0,75)$
<p>b: perna do filete; L: comprimento do filete; a: garganta efetiva $\cong 0,7b$</p> <p>A: área efetiva da solda $A=a.L$; A_{MB}: área da face de fusão $A_{MB}=b.L$; f_w: resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo.</p>	

3.2.2 Procedimento descrito no Eurocode 3:1993

3.2.2.1 Ligações parafusadas

Os métodos de dimensionamento prescritos pelo Eurocode 3 para ligações viga-pilar resistentes a momento fletor são aplicáveis a tipologias solicitadas predominantemente por forças estáticas. O modelo de dimensionamento prescrito é completo e prevê a verificação de todas as solicitações atuantes nos elementos presentes na ligação, tais como:

- **tração**: nos parafusos, nas almas da viga e do pilar;
- **flexão**: da chapa de extremidade e da mesa do pilar;
- **compressão**: na mesa da viga, enrugamento e instabilidade local da alma do pilar e, pressão de contato dos parafusos com a mesa do pilar e com a chapa de extremidade.

A transmissão do momento fletor é fruto de um binário tração/compressão, cujo braço de alavanca (z) é, para ligações com chapa de extremidade, a distância entre o plano médio da espessura da mesa comprimida e o ponto médio da distância entre as duas linhas de parafusos mais afastados na região tracionada, conforme ilustrado na FIGURA 3.10. Por este método, o esforço de tração admissível em qualquer linha de parafusos é função de sua capacidade resistente e não somente de seu braço de alavanca, resultando em maior solicitação nas linhas de parafusos localizados nas regiões enrijecidas por enrijecedores ou pela mesa da viga.

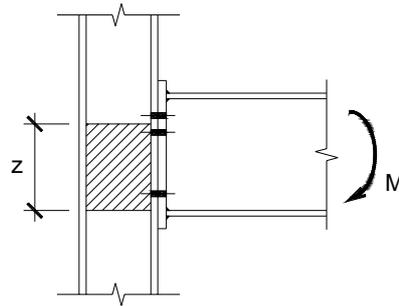


FIGURA 3.10: BRAÇO DE ALAVANCA DO BINÁRIO TRAÇÃO/COMPRESSÃO

Inicialmente, para cada lado da ligação e para cada linha de parafusos determina-se a resistência disponível à tração considerando-se a tração nos parafusos, a flexão da chapa de extremidade e a tração na alma da viga. Para ligações em que o pilar é do tipo preenchido é descartada a flexão da mesa do pilar.

Para cada passo da verificação, todos os parafusos situados entre a linha em questão e a mesa comprimida da viga são ignorados, sendo calculada a resistência da linha mais afastada do centro de compressão como se esta fosse a única.

A verificação da flexão da chapa de extremidade é feita pela verificação da resistência do perfil "T" equivalente, considerando a possibilidade de ocorrência de 3 modos de ruína. A capacidade resistente é calculada em função da força de tração atuante numa linha ou num grupo de linhas de parafusos, sendo adotado o menor valor resultante da verificação para os diferentes modos de ruína possíveis.

Modo 1: escoamento total da chapa:

$$T = 4 \frac{M_p}{m} \quad (3.7)$$

Modo 2: ruptura do parafuso + escoamento da chapa:

$$T = \frac{2M_p + n(\sum P'_t)}{m + n} \quad (3.8)$$

Modo 3: ruptura do parafuso:

$$T = \sum P'_t \quad (3.9)$$

Sendo:

M_p : momento de plastificação total do perfil "T" equivalente representando a chapa de extremidade e calculado pela expressão (3.10):

$$M_p = \frac{\ell_{ef} t^2 f_y}{4} \quad (3.10)$$

ℓ_{ef} : comprimento efetivo da linha de escoamento no perfil "T" equivalente e função da posição das linhas ou do grupo de linhas de parafusos e da presença ou não enrijecedores (expressões para o cálculo apresentados na TABELA 3.9);

t : espessura da chapa de extremidade;

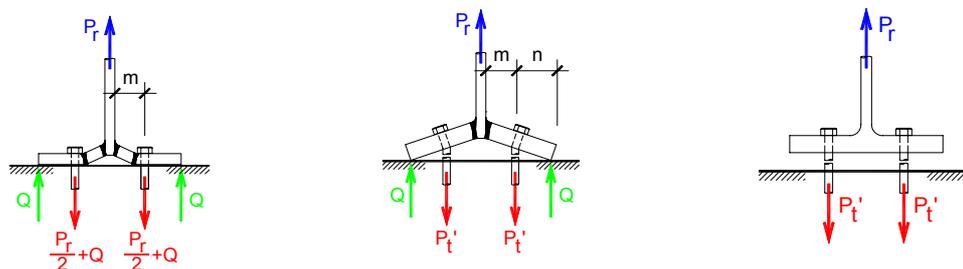
f_y : resistência ao escoamento da chapa de extremidade;

T : capacidade resistente da linha ou grupo de linhas de parafusos;

m e n : parâmetros geométricos ilustrados na FIGURA 3.12.

$$m = 0,5g - 0,5t_w - 0,8s_{ww}$$

Na FIGURA 3.15 são ilustrados os três modos de ruína previstos pelo Eurocode 3:1993.



a) escoamento completo da chapa de extremidade

b) escoamento da chapa e ruptura do parafuso

c) ruptura do parafuso

FIGURA 3.11: CONFIGURAÇÕES DE RUÍNA PREVISTAS NO EUROCODE 3:1993 PARA LIGAÇÕES COM CHAPA DE EXTREMIDADE

Na TABELA 3.11 são fornecidas as expressões para o cálculo da largura efetiva, considerando diferentes linhas de ruptura e posição dos parafusos.

TABELA 3.11: COMPRIMENTO EFETIVO PARA O PERFIL "T" EQUIVALENTE

Linhas de ruptura	Expressões para o cálculo de ℓ_{ef}
Parafusos externos: min {a, b, c, d, e}	
Duas linhas de escoamento	a) $\ell_{ef} = 0,5b$
Escoamento no grupo de extremidade	b) $\ell_{ef} = 2m_x + 0,625e_x + 0,5g$
Escoamento no canto	c) $\ell_{ef} = 2m_x + 0,625e_x + e$; $e = 0,5\ell_{ch} - 0,5g$
Escoamento individual na extremidade da chapa	d) $\ell_{ef} = 4m_x + 1,25e_x$

Escoamento circular	e) $\ell_{ef} = 2\pi m_x$
Parafusos internos	
Escoamento da mesa ou do enrijecedor	f) $\ell_{ef} = \alpha m_1$; $\alpha=f(\lambda_1, \lambda_2)$
x : distância entre a face da mesa da viga e o centro do parafuso g : distância horizontal entre linhas de parafusos	

Para o trecho da chapa de extremidade localizado acima da mesa tracionada são necessárias as dimensões m_x e n_x ilustradas na FIGURA 3.12 e dadas por:

Para chapa de extremidade estendida:

$$m_x = x - 0,8s_{wf}$$

e_x : distância do centro do parafuso à extremidade da chapa de extremidade;

n_x : menor valor entre $\begin{cases} e_x \\ 1,25m_x \end{cases}$

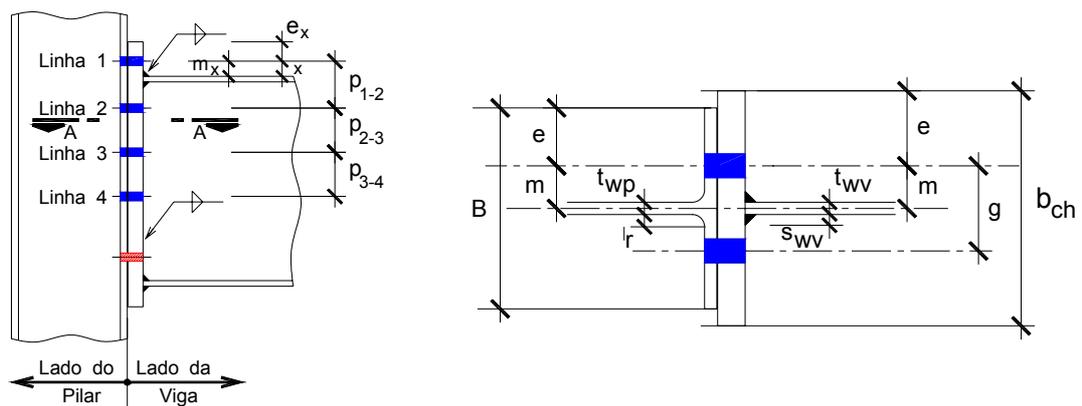


FIGURA 3.12: GEOMETRIA DA LIGAÇÃO E DIMENSÕES MX E NX

Os resultados decorrentes da aplicação das expressões previstas no Eurocode 3 e descritas sucintamente aqui às Tipologias de ligação são apresentados no Apêndice A.

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As normas técnicas referentes a pilares preenchidos flexo-comprimidos adotam diferentes filosofias de projeto e, em função disso, os valores de força e momento resistente oriundos de sua aplicação apresentam certa variabilidade.

A aplicação destas normas deve ser criteriosa, atentando sempre para seus limites de aplicabilidade, sobretudo no que se refere aos intervalos para resistência dos materiais.

Em relação às tipologias de ligação, não há normas aplicáveis diretamente aos detalhes propostos neste trabalho. Portanto, as diretrizes apresentadas neste capítulo resultam de adaptações nas recomendações existentes para detalhes de ligação entre elementos de aço, sejam estas soldadas ou parafusadas.



Estudo de pilares preenchidos flexo-comprimidos

Neste capítulo é apresentado o estudo de pilares preenchidos flexo-comprimidos sob duas abordagens: a experimentação via simulação numérica e a experimentação de modelos físicos via análise experimental.

A simulação numérica de pilares preenchidos foi realizada inicialmente com o intuito de prever a força última aplicável aos modelos investigados experimentalmente. Entretanto, a facilidade e rapidez na utilização do programa computacional adotado para a simulação numérica permitiram também a realização de um amplo estudo paramétrico.

Assim, no item referente à simulação numérica, são descritos o programa computacional e a metodologia utilizados no desenvolvimento desta etapa.

Em relação à experimentação física, são apresentados e descritos todos os aspectos referentes à metodologia utilizada no desenvolvimento do programa experimental referente aos pilares preenchidos flexo-comprimidos.

4.1 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica foi realizada utilizando o programa computacional "CFT", desenvolvido em linguagem FORTRAN.

Tal programa foi desenvolvido pelo Professor Doutor Severino Marques do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – UFAL com o intuito de possibilitar a análise de pilares preenchidos submetidos a esforços combinados de compressão e flexão.

A seguir, são descritas as principais características do programa *CFT*.

4.1.1 Aspectos gerais do programa computacional *CFT*

4.1.1.1 Hipóteses Básicas e Relações Constitutivas

O modelo numérico tem sua formulação baseada nas seguintes hipóteses:

- a) as seções transversais planas permanecem planas depois da deformação;
- b) o pilar tem seus extremos biarticulados e apresenta seção transversal retangular ou circular;
- c) as forças excêntricas devem ser aplicadas de tal forma que provoquem curvatura simples de flexão nos elementos;
- d) a aderência entre o concreto e o perfil de aço é perfeita, não sendo considerado o escorregamento entre ambos;
- e) as forças são aplicadas excêntrica e nas extremidades do pilar, gerando flexão composta reta;
- f) a contribuição do concreto tracionado é desprezada;
- g) a ocorrência de instabilidade local não é considerada;
- h) os efeitos de segunda ordem são incorporados pela atualização da posição deformada do pilar misto preenchido.

O comportamento do concreto comprimido é descrito por uma relação constitutiva secante, que utiliza como parâmetro de controle da degradação de rigidez do material, a deformação transversal de área ε_A , descrita em MARQUES & MARQUES (2000) e expressa por:

$$f_c = \frac{E_c}{1 + A\varepsilon_A^\beta} \varepsilon_c \quad (4.1)$$

f_c : tensão axial de compressão;

ε_c : correspondente deformação no concreto;

E_c : módulo de elasticidade tangente do concreto, dado por $E_c = 3320\sqrt{f_c} + 6900$, com f_c em MPa;

parâmetros A e β : constantes do material concreto.

Considerando o concreto não confinado, o modelo adota as seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \varepsilon_A &= 2\nu\varepsilon_c & \text{se} & \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_c^{\text{lim}} \\ \varepsilon_A &= 2\nu\varepsilon_c + (1 - 2\nu)\alpha\varepsilon'_c \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_c^{\text{lim}}}{\varepsilon'_c - \varepsilon_c^{\text{lim}}} \right)^2 & \text{se} & \quad \varepsilon_c > \varepsilon_c^{\text{lim}} \end{aligned} \quad (4.2)$$

ν : coeficiente de Poisson do concreto

$\varepsilon_c^{\text{lim}}$: deformação axial correspondente ao início da fissuração.

Como aproximação, MARQUES & MARQUES (2000) adotam $\varepsilon_c^{\text{lim}} = 0,001$ e o fator α variando entre 0,90 e 1.

Os parâmetros A e β são obtidos em função das características mecânicas do concreto, pelas seguintes expressões aproximadas:

$$A = \frac{E_c \varepsilon'_c - f'_c}{f'_c} (\varepsilon'_c)^{-\beta}; \quad \beta = \frac{1}{4 - 6\nu} \left(1 + \frac{f'_c}{E_c \varepsilon'_c - f'_c} \right) \quad (4.3)$$

O aço é admitido como material elasto-plástico perfeito ou com encruamento, tendo diagrama tensão-deformação $f_s \times \varepsilon_s$ bilinear. Na análise, foi adotado material com comportamento elasto-plástico perfeito.

4.1.1.2 Procedimentos numéricos do modelo

O modelo de cálculo é baseado no conceito de seção transformada equivalente, no qual uma seção composta por concreto e aço é substituída por uma seção equivalente, constituída por um único material homogêneo, com um módulo de deformação constante E_c .

O modelo permite a obtenção da curva que define a relação entre o deslocamento lateral da seção média do pilar e o correspondente valor da

força. O valor máximo atingido pela força nesta curva é, então, definido como crítico e representado por F_u .

A questão básica da análise se resume em encontrar a posição da linha neutra, definida por c , correspondente a uma dada curvatura ϕ , tal que:

$$F(\phi, c) = I_{tr} - A_{tr} e_{ef} x_{tr} = 0 \quad (4.4)$$

onde:

$e_{ef} = e_{tr} + w$ é a excentricidade efetiva da força;

w : deslocamento lateral do pilar

$$e_{tr} = e_g + c - \frac{h}{2} - x_{tr}$$

e_g : distância do ponto de aplicação da força F ao centro geométrico da seção transversal real – excentricidade da força axial;

c : posição da linha neutra

O modelo admite, como aproximação, que a linha elástica do pilar é dada por um polinômio do quarto grau e a solução da equação não linear (4.4) é obtida pelo método de Newton-Raphson.

4.1.1.3 Utilização do programa CFT

A utilização do programa *CFT* é muito simples. A entrada de dados e a saída de resultados são feitas via arquivo. A entrada de dados contém, basicamente, para cada seção transversal em estudo, as seguintes informações:

- ❑ *características geométricas do pilar*: comprimento efetivo, dimensões da seção transversal, espessura do perfil tubular e excentricidade da força axial;
- ❑ *forma da seção transversal*: ① para seção retangular e ② para seção circular;
- ❑ *tipo de análise*: ① sem confinamento e ② com confinamento;
- ❑ *propriedades dos materiais*: resistência do concreto, módulo de elasticidade do concreto e coeficiente de Poisson do concreto; resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço;
- ❑ número de incrementos de força; deslocamento lateral inicial admitido, variação para o deslocamento lateral;

- *características funcionais do programa*: erro inicial admitido, tolerância.

A saída de dados é constituída por dois arquivos com extensões ".s" e ".g". No arquivo ".s" são listados todos os dados de entrada seguidos das grandezas relacionadas na TABELA 4.1.

TABELA 4.1: SAÍDA DE DADOS DO ARQUIVO ".S" GERADA PELO PROGRAMA CFT

Incremento	Deslocamento lateral	Posição da linha neutra	Deformação de compressão	Deformação de tração	Força	Curvatura
j	y (j)	x (j)	ϵ_{cc} (j)	ϵ_t (j)	P (j)	ϕ (j)

No arquivo com extensão ".g" são listados os valores de deslocamento lateral no meio do vão e força resistente correspondente.

4.1.2 Aferição do programa

Na fase de aferição do programa *CFT*, foram utilizados resultados experimentais de pilares preenchidos submetidos à flexo-compressão, investigados experimentalmente por diversos pesquisadores. Os valores de força última resultantes da utilização do programa *CFT*, assim como aqueles fruto da experimentação física, disponíveis na literatura técnica são apresentados a seguir.

4.1.2.1 Bridge apud ZHANG & SHAHROOZ (1999a)¹

Resultados da experimentação física com seções preenchidas quadradas de relação b/t, excentricidade e esbeltez variável, compostas por materiais de resistência usual. As principais características experimentais e teóricas são dadas na TABELA 4.2.

¹ BRIDGE, R. Q. (1976). *Concrete-filled steel tubular columns*, *Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers Australia*, V. CE 18, p.127-133.

TABELA 4.2: DADOS E RESULTADOS PARA PILARES PREENCHIDOS DE SEÇÃO QUADRADA - BRIDGE APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999A)

Pilar	b (cm)	t (cm)	e (cm)	λ	f_y (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)	Força resistente (kN)	
							Experimental	Teórica
B-1	20,37	1	3,8	36,2	29,1	3,02	1956	2053
B-2	20,33	1	3,8	36,4	31,3	3,45	2180	2218
B-3	20,28	1	3,8	36,3	31,7	3,31	2162	2204
B-4	20,26	1	3,8	52,0	31,9	3,78	2037	2141
B-5	20,32	1	6,4	52,3	31,7	3,21	1623	2015
B-6	15,25	0,65	3,8	69,4	25,4	3,50	680	759
B-7	15,25	0,65	6,4	69,4	25,4	3,50	513	595

A relação entre os valores de força última teóricos e experimentais para os diversos pilares investigados é representada graficamente na FIGURA 4.1.

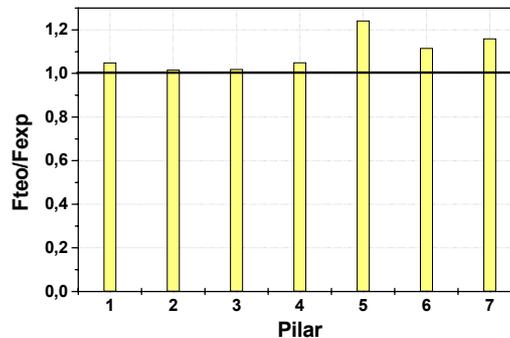


FIGURA 4.1: CORRELAÇÃO FORÇA ÚLTIMA TEÓRICA/FORÇA ÚLTIMA EXPERIMENTAL - BRIDGE APUD ZHANG & SHAHROOZ (1999A)

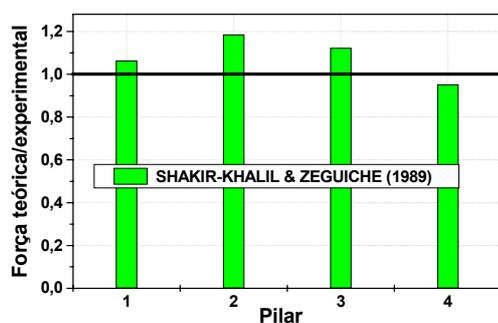
A correlação entre os valores de força última teóricos e experimentais indica pequenas diferenças. Apenas para o pilar P5 o valor teórico supera o experimental em mais de 20%. Nos demais casos a diferença é inferior a 10%, que é considerado um valor aceitável.

4.1.2.2 SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) e SHAKIR-KHALIL (1994)

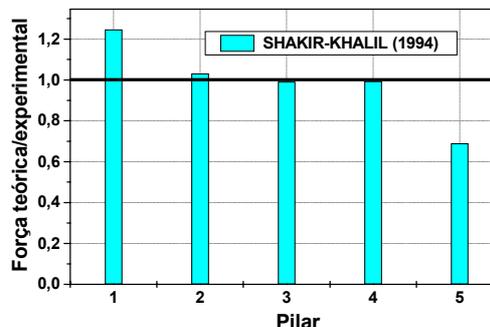
Seções retangulares preenchidas, compostas por materiais de resistência usual tendo como variáveis, esbeltez, eixo de flexão, excentricidade da força aplicada e b/t. Na TABELA 4.3 são indicados os valores referentes às características dos pilares em questão.

TABELA 4.3: DADOS E RESULTADOS DE PILARES RETANGULARES FLEXO-COMPRIMIDOS

SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989): (120x80x5)mm; $l_x=321$ cm; $l_y=294$ cm						
Pilar	f_c (MPa)	f_y (MPa)	e_x (cm)	e_y (cm)	F_{exp} (kN)	F_{teo} (kN)
1	32	386,3	2,4	0	393	418
2	32	384,7	6	0	232	275
3	35,4	384,7	0	1,6	260	292
4	34,4	343,3	0	4	210	200
SHAKIR-KHALIL (1994): (150 x 50 x 5) mm						
Pilar	f_c (MPa)	f_y (MPa)	e_x (cm)	e_y (cm)	F_{exp} (kN)	F_{teo} (kN)
1	37,6	360,8	0,6	0	667,3	831,7
2	38,1	355	1,5	0	650,5	670,8
3	38,6	350	4,5	0	443,3	439,5
4	38,6	342,5	7,5	0	344,8	342,6
5	36,6	368	0	3	348,9	240,7



SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989)



SHAKIR-KHALIL (1994)

FIGURA 4.2: CORRELAÇÃO FORÇA ÚLTIMA TEÓRICA/FORÇA ÚLTIMA EXPERIMENTAL - SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) E SHAKIR-KHALIL (1994)

Dos nove pilares avaliados, apenas em dois resultaram diferenças próximas de 20% entre valores de força última teóricos e experimentais. Tais diferenças podem ser atribuídas à esbelteza elevada dos pilares investigados por SHAKIR-KHALIL & ZEGUICHE (1989) e SHAKIR-KHALIL (1994), lembrando que o programa CFT não se aplica a pilares esbeltos.

Outro valor discrepante foi registrado para o pilar P5 investigada por SHAKIR-KHALIL (1994), cuja relação entre os valores de força última teórica e experimental é cerca de 70%. Provavelmente, o valor de força última experimental está comprometido por algum problema de ensaio.

4.1.2.3 CEDERWALL & ENGSTROM & GRAUERS (1990)

Pilares quadrados com 12cm de lado, espessura e resistência dos materiais variável, cujas principais características e resultados são dados na TABELA 4.4.

TABELA 4.4: DADOS E RESULTADOS DE PILARES PREENCHIDOS - CEDERWALL & ENGSTROM & GRAUERS (1990)

Pilar ²	t (cm)	e (cm)	f _y (kN/cm ²)	f _c (kN/cm ²)	E _c (kN/cm ²)	F _{exp} (kN)	F _{teo} (kN)
1	0,5	2	30,4	4,70	2966,1	610	571
2	0,5	2	43,8	4,60	2941,7	700	687
3	0,5	2	32,7	9,60	3942,9	710	695
4	0,5	2	43,9	9,60	3942,9	830	793
5	0,8	2	32,3	3,90	2763,3	740	754
6	0,8	2	30,0	4,60	2941,7	770	734
7	0,8	2	37,6	4,70	2966,1	870	847
8	0,8	2	32,3	10,30	4059,4	820	863
9	0,8	2	37,9	10,30	4059,4	1000	938
10	0,8	2	37,9	3,90	2763,3	820	830
13	0,8	1	39,0	8,00	3659,5	1160	1147

A representação gráfica da relação *força teórica/força experimental* para os pilares em questão é apresentada na FIGURA 4.3.

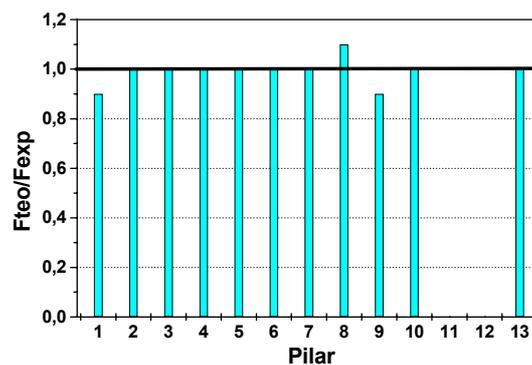


FIGURA 4.3: CORRELAÇÃO FORÇA ÚLTIMA TEÓRICA/FORÇA ÚLTIMA EXPERIMENTAL - CEDERWALL & ENGSTROM & GRAUERS (1990)

Para os pilares ilustrados na FIGURA 4.3 foi encontrada excelente correlação entre valores de força última resultantes da aplicação do programa CFT e experimentais.

Em síntese, o estudo comparativo realizado mostrou que o programa computacional *CFT* permite boa estimativa da força última de pilares preenchidos flexo-comprimidos curtos.

Sendo assim, este programa se constitui numa excelente ferramenta para estimar a capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos com extremidades rotuladas. Sua excelência se dá não apenas pela boa correlação encontrada nos resultados apresentados anteriormente, mas também pela facilidade e rapidez de processamento e utilização.

Esta facilidade e rapidez na estimativa da força última são fundamentais no desenvolvimento de análises com importantes parâmetros de influência no comportamento de pilares preenchidos flexo-comprimidos.

4.1.3 Análise paramétrica

A análise paramétrica de pilares preenchidos submetidos a forças de pequena excentricidade foi realizada por meio do programa computacional *CFT*. No decorrer da análise foram considerados os seguintes parâmetros:

- forma da seção transversal;
- excentricidade da força aplicada (e);
- eixo de flexão;
- resistência à compressão do concreto (f_c);
- resistência ao escoamento do aço (f_y).

Ao todo, foram analisados 1505 pilares preenchidos de seção quadrada e retangular. Na TABELA 4.5 são apresentados os principais aspectos considerados na análise.

TABELA 4.5: CARACTERÍSTICAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Seção	b/t	Elemento	Excentricidade	f_c (MPa)	f_y (MPa)
150x150x3	50	CFTS-3	5 a 70 mm, com incrementos de 5mm. Total de 15 excentricidades*.	50 a 80 MPa, em incrementos de 10 MPa. Total de nove valores.	250, 300, 450. Total de três resistências.
150x150x6,3	23,8	CFTS-6,3			
100x200x3	66,7	CFTR-3			
100x200x 6,3	31,7	CFTR-6,3			

² Os pilares 11 e 12 foram ensaiados aplicando a força axial apenas no perfil tubular e, por isso, os resultados foram suprimidos.

* para as seções retangulares, a excentricidade foi considerada em torno do eixo de menor e maior inércia.

A partir das características definidas na TABELA 4.4, foram criados os arquivos de entrada de dados e estes foram processados no programa *CFT*. Os principais resultados encontrados são apresentados e discutidos no Capítulo 5.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.2.1 Características gerais: definição das séries e modelos

A escolha da geometria dos modelos físicos utilizados na investigação experimental de pilares preenchidos flexo-comprimidos foi fundamentada naquela utilizada por DE NARDIN (1999) na experimentação de modelos submetidos à compressão simples. Tal decisão permitiu uma série de comparações de comportamento estrutural entre pilares flexo-comprimidos e comprimidos axialmente, que serão apresentadas no Capítulo 5.

Em relação à ordem de grandeza da excentricidade da força axial, a escolha foi por forças de pequena excentricidade, que ocorrem com grande frequência, em edifícios. Desta forma, tenta-se aproximar os elementos ensaiados às condições que ocorrem em edifícios usuais.

Como variáveis consideradas na composição do programa experimental tem-se:

- forma da seção transversal: quadrada - série 1 e retangular - série 2;
- relação lado/espessura (b/t) a partir da variação na espessura do perfil tubular;
- aderência aço-concreto: a superfície interna de alguns perfis tubulares foi revestida com desmoldante a fim de minimizar a aderência. Os modelos com aderência são denotados com a letra B (*bonded*) e aqueles sem aderência, com a letra U (*unbonded*);
- núcleo do pilar preenchido em concreto de alta resistência – 50MPa aos sete dias.

Considerando tais variáveis, na experimentação física de modelos de pilares preenchidos submetidos a forças de pequena excentricidade, foram investigados diversos aspectos relativos ao comportamento dos materiais, sobretudo do concreto do núcleo.

Na TABELA 4.6 são sintetizados os 13 modelos de pilares preenchidos que integram o programa experimental. São dadas também algumas características dos modelos *CFT*s tais como: nomenclatura, tipo de seção transversal, dimensões, relação lado/espessura, excentricidade do carregamento aplicado e relação excentricidade/lado. Todos os modelos de pilares preenchidos têm 120cm de comprimento real e comprimento de flambagem apresentado na TABELA 4.6.

TABELA 4.6: MODELOS DE PILARES PREENCHIDOS E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

Série	Seção	Modelo	Aderência	e (mm)	b/t	e/b	ℓe (cm)
Piloto	100x200x3	CFTR-3BP	COM	20	66,7	0,2	141,6
1	150x150x3 Quadrada	CFTS-3B	COM	30	50	0,2	141,6
		CFTS-3U	SEM		50		
	150x150x6,3 Quadrada	CFTS-6,3B	COM		23,8		
		CFTS-6,3U	SEM		23,8		
2	100x200x3 Retangular	CFTR-3B	COM	20	66,7	0,2	141,6
		CFTR-3U	SEM		66,7		
	100x200x6,3 Retangular	CFTR-6,3B	COM		31,7		
		CFTR-6,3U	SEM		31,7		
1R	150x150x6,3 Quadrada	CFTS-6,3BR	COM	30	23,8	0,2	146,7
		CFTS-6,3UR	SEM		23,8		
2R	100x200x6,3 Retangular	CFTR-6,3BR	COM	20	15,9	0,2	146,7
		CFTR-6,3U	SEM		15,9		

As seções retangulares e quadradas são obtidas a partir de chapas de aço tipo SAE 1020, cortadas e dobradas formando perfis tipo U, os quais são soldados com solda tipo MIG, aos pares, a fim de obter a seção fechada.

Na base de cada perfil tubular foi colocada uma chapa de aço com 3mm de espessura e dimensões que variam em função das dimensões dos modelos, parafusada ao perfil. Esta chapa teve a função de impedir a saída do concreto fresco e, após seu endurecimento, pode ser facilmente removida.

A *Série Piloto* foi realizada com objetivos múltiplos. Dentre eles destaca-se, principalmente, a necessidade de conhecer todo o procedimento envolvido no

decorrer dos ensaios dos modelos de pilares preenchidos, desde a concretagem, instrumentação, montagem do modelo e comportamento do dispositivo de ensaio. Com os resultados obtidos, foi possível corrigir alguns problemas de execução e comprovar que o esquema de ensaio inicialmente proposto funciona adequadamente.

Em função do grau de importância do *ensaio piloto*, foi ensaiado um modelo de pilar preenchido de seção retangular, por ser mais sensível às excentricidades na aplicação do carregamento.

4.2.2 Condições de vinculação das extremidades dos modelos

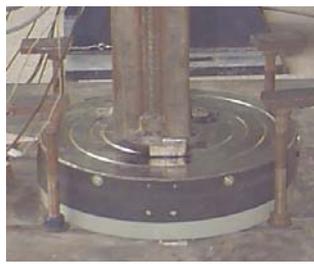
No Laboratório de Estruturas da EESC encontram-se disponíveis dois tipos de rótulas, que podem ser fixadas na Máquina de Ensaio INSTRON e resultam em diferentes possibilidades de rotação para as extremidades do modelo. Uma delas, denominada "unidirecional", permite rotação apenas numa direção. A outra, dita "universal", permite rotação em qualquer direção.

Embora a condição de vinculação fora do plano de flexão estudado não seja muito importante, as duas possibilidades de rotação foram investigadas a fim de verificar qual das duas rótulas traria melhores resultados.

Para tal investigação foi utilizado o modelo da *Série Piloto*, mostrado na FIGURA 4.4 sobre as rótulas unidirecional e universal.



Rótula "unidirecional"



Rótula "universal"



Rótula da Máquina de ensaios

FIGURA 4.4: VISTA GERAL DAS RÓTULAS "UNIDIRECIONAL", "UNIVERSAL" E UNIVERSAL DA MÁQUINA DE ENSAIOS

É importante ressaltar que apenas a rótula da extremidade inferior pode ser escolhida uma vez que, na própria Máquina de ensaios, já está fixada uma rótula do tipo universal, que condiciona o tipo de vinculação da extremidade superior do modelo.

A decisão de utilizar a rótula "universal" foi fundamentada no seu comportamento durante a execução do ensaio, que envolve o posicionamento do modelo na Máquina de ensaios e a aplicação da força excêntrica. Ao posicionar o *modelo piloto* sobre a rótula unidirecional, esta se mostrou excessivamente deslocável, dificultando a colocação do modelo na posição correta. Ao iniciar a aplicação da força, foi constatado que a rotação na extremidade inferior do *modelo piloto* era muito superior àquela registrada na extremidade superior. Este fato não ocorreu quando foi utilizada a rótula "universal", pois neste caso foram constatados deslocamentos similares nas duas extremidades. Esta similaridade de comportamento nas duas extremidades do *modelo piloto* foi decisiva para a escolha da rótula "universal" como peça fundamental na experimentação dos modelos físicos de pilares preenchidos flexo-comprimidos.

4.2.3 O esquema de ensaio

O ensaio dos modelos de pilares preenchidos foi realizado na Máquina de Ensaios servo-controlada com controle digital por computador, marca INSTRON, modelo 8506 e que permite a aplicação de forças com controle de deslocamento do atuador. Tal máquina tem capacidade para aplicar até 2500kN de força estática.

A velocidade de ensaio utilizada foi de 0,005mm/segundo, também utilizada por DE NARDIN (1999) na experimentação física de pilares preenchidos comprimidos axialmente.

Na FIGURA 4.5 é apresentado o esquema de ensaio utilizado na experimentação física dos modelos de pilares preenchidos flexo-comprimidos.

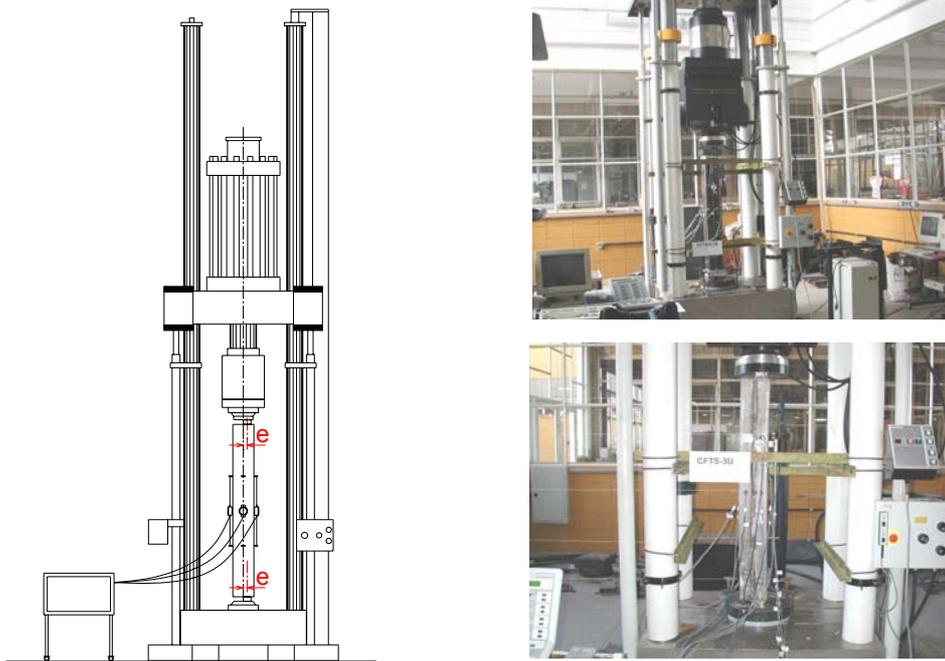


FIGURA 4.5: ESQUEMA DE ENSAIO DOS MODELOS DE PILARES PREENCHIDOS FLEXP-COMPRIMIDOS

Inicialmente, a força excêntrica foi aplicada por chapas de aço fixadas diretamente no modelo utilizando massa plástica. Tais chapas tinham 2,54cm de altura e dimensões em planta que variavam em função da seção transversal do modelo. Este mecanismo de aplicação do carregamento excêntrico foi utilizado nos modelos das *Séries 1 e 2* e é ilustrado na FIGURA 4.6.



Série 1



Série 2

FIGURA 4.6: MECANISMO DE APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO EXCÊNTRICO - MODELOS COM T= 3MM

Nas extremidades dos modelos foi colocada armadura de fretagem para evitar a ruptura prematura por concentração de tensões na região de introdução da força excêntrica. Tais armaduras de fretagem têm 20cm de altura e são constituídas por quatro barras longitudinais de 8mm e estribos transversais de 6,3mm espaçados de 1,5cm. Mais detalhes destas armaduras podem ser vistas na FIGURA 4.7, que ilustra a armadura utilizada nos modelos da *Série 2*.

**FIGURA 4.7: DETALHES DA ARMADURA DE FRETAGEM**

Entretanto, na execução dos ensaios dos modelos com espessura de 6,3mm - modelos CFTS-6,3B, CFTS-6,3U, CFTR-6,3B e CFTR-6,3U - ocorreu ruptura prematura ocasionada pela concentração de tensões na região de introdução das forças. A ausência de cobrimento adequado das armaduras de fretagem ocasionou a formação de "nichos de concretagem" que, por sua vez, provocaram a ruptura prematura dos modelos em questão. Em função disso, duas novas séries foram ensaiadas: as *Séries 1R* e *2R*, que são formadas pelos modelos de seção quadrada e retangular com espessura igual a 6,3 mm - TABELA 4.6.

Não havia como reduzir as dimensões da armadura de fretagem para aumentar o cobrimento de concreto, e por isso foi necessário elaborar outra maneira de evitar a concentração de tensões na região de introdução da força excêntrica. Assim, os modelos daquelas duas novas séries foram concretados sem a colocação das armaduras de fretagem em suas extremidades. Substituindo tais armaduras foram colocadas duas chapas de aço com 2,54cm de espessura, soldada uma sobre a outra, e sobre estas foi soldada a chapa para aplicação da força excêntrica. O novo dispositivo é mostrado na FIGURA 4.8.

**FIGURA 4.8: MECANISMO DE APLICAÇÃO DA FORÇA EXCÊNTRICA - SÉRIES 1R E 2R**

4.2.4 Materiais e dosagem utilizados no concreto

Para o preenchimento do perfil tubular foi utilizado concreto com resistência à compressão de 50MPa aos sete dias, escolhido em função de fatores como:

- ❑ concretos com resistência à compressão de 50MPa foram utilizados por DE NARDIN (1999) na experimentação com pilares preenchidos submetidos à compressão simples;
- ❑ concretos com resistências superiores dificultariam a realização dos ensaios de pilares preenchidos, por limitações na capacidade de aplicação de força da máquina de ensaios. A este fator, se somam as dificuldades e divergências entre as diversas normas existentes para a previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos.
- ❑ resistências inferiores poderiam ser utilizadas, entretanto, a associação aço-concreto de alta resistência em pilares preenchidos permite a obtenção de seções com pequenas dimensões e elevada capacidade resistente.

Definida a resistência à compressão do concreto, sabe-se que as principais propriedades do concreto fresco são determinadas pelas técnicas de execução, que envolvem o transporte, lançamento e adensamento do concreto, bem como pelas características geométricas do elemento a ser concretado. No caso do Laboratório de Estruturas, o concreto foi misturado em betoneira comum, lançado ao interior do perfil tubular por meio de pás e adensado em mesa vibratória.

A presença de armaduras de fretagem no topo e na base dos elementos, exigiu do concreto em estado fresco, trabalhabilidade suficiente para que não ficassem nichos de concretagem nas proximidades de tais armaduras. Com base nesta necessidade, definiu-se que o concreto fresco deveria apresentar um abatimento de tronco de cone de aproximadamente 100mm.

Desta forma, conhecidas a resistência à compressão uniaxial do concreto, a idade em que tal resistência deve ser atingida e a trabalhabilidade desejada, o próximo passo é caracterizar os materiais disponíveis na região e que podem ser utilizados na dosagem do concreto.

Os materiais utilizados na dosagem do concreto são: cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e aditivo superplastificante.

O cimento de alta resistência inicial foi adotado porque se desejava atingir aproximadamente 50MPa em sete dias. As principais características do cimento de alta resistência inicial tipo CP V ARI PLUS foram fornecidas pela fabricante CIMINAS.

Quanto aos agregados, foram caracterizados de acordo com as normas técnicas indicadas para tal. Para caracterização do agregado miúdo foi determinada sua granulometria, módulo de finura e massa unitária. Como agregado miúdo foi utilizada areia de origem quartzosa, proveniente do Rio Mogi - município de Rincão/SP. O agregado graúdo era brita (pedra britada) de origem basáltica, cujas principais propriedades são dadas na TABELA 4.7.

TABELA 4.7: ALGUMAS PROPRIEDADES DOS AGREGADOS UTILIZADOS NO CONCRETO

Agregado miúdo		Agregado graúdo	
Diâmetro máximo do agregado	4,8mm	Diâmetro máximo do agregado	19mm
Módulo de finura	2,37	Massa específica *	2,857 g/cm ³
Massa específica *	2,591 g/cm ³		
* NBR 9776/87			

Após vários testes de dosagem, o traço utilizado para obtenção de um concreto com 50MPa aos sete dias foi:

$$1: 1,152: 2,102: 0,4$$

com consumo de 520kg/m³ de cimento e 0,3% de superplastificante. A dosagem mais adequada de superplastificante foi determinada por tentativas.

Para melhorar a trabalhabilidade do concreto foi utilizado o superplastificante GLENIUM 51 da MBT do Brasil, que permite alta trabalhabilidade e tempo de manipulação com doses pequenas.

4.2.5 Caracterização dos materiais

Neste item é descrita a metodologia adotada para a determinação de algumas propriedades de aço e concreto.

4.2.5.1 Concreto

Para determinar as características mecânicas do concreto foram executados ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e determinação do módulo de elasticidade, todos por meio de corpos-de-prova cilíndricos de (10x20)cm.

Os valores de resistência à compressão f_c foram determinados com ensaios de compressão uniaxial em corpos-de-prova cilíndricos. Para cada modelo ensaiado são moldados doze corpos-de-prova, os quais são utilizados para os fins especificados na TABELA 4.8.

TABELA 4.8: CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO DE PREENCHIMENTO

Número de corpos-de-prova	Idade (dias)	Tipo de ensaio
3	3	Compressão
	7	Compressão
		Tração
		Módulo de elasticidade

Os ensaios dos modelos de pilares preenchidos deveriam ocorrer sete dias após a concretagem. Quando isso não era possível, a caracterização do concreto era realizada no dia de ensaio dos modelos.

Para determinação do módulo de elasticidade do concreto, os corpos de prova foram instrumentados com extensômetro removível ou extensômetros comuns para concreto.

4.2.5.2 Aço do perfil tubular

A caracterização mecânica do aço do perfil tubular foi realizada por ensaios de tração, com amostras extraídas conforme as especificações da ASTM A370/92. Os corpos-de-prova, cujas dimensões são mostradas na FIGURA 4.9 foram ensaiados numa Máquina Universal de ensaios marca INSTRON e instrumentados com um extensômetro removível tipo clip gage. Este ensaio permitiu a obtenção da curva *Força x Deformação axial*, a partir da qual é possível determinar a resistência ao escoamento (f_y) e a resistência última (f_u) do aço que constitui o perfil tubular.

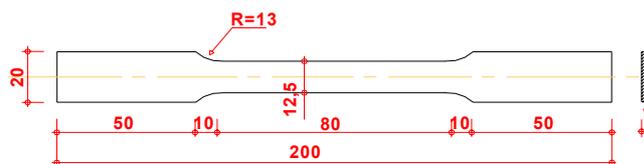
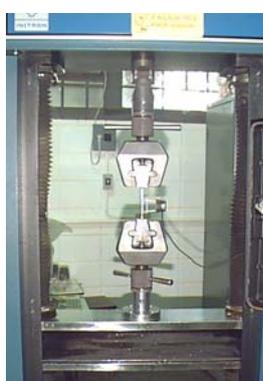


FIGURA 4.9: DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA PARA ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

As amostras de aço foram obtidas por corte do perfil tubular; duas delas retiradas das faces sem solda e duas, das faces com solda. Portanto, para cada modelo ensaiado, foram retiradas quatro amostras de aço. Na FIGURA 4.10 são mostrados alguns detalhes dos ensaios de caracterização do aço.



máquina INSTRON



detalhe da instrumentação



Determinação do alongamento

FIGURA 4.10: CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DOS PERFIS

4.2.6 Instrumentação dos modelos de pilares preenchidos

A instrumentação dos modelos permitiu acompanhar a evolução de deslocamentos e deformações correspondentes à força aplicada pela máquina de ensaios.

No quadro-resumo da TABELA 4.9 são listados os principais equipamentos e dispositivos de medição empregados no ensaio dos pilares preenchidos.

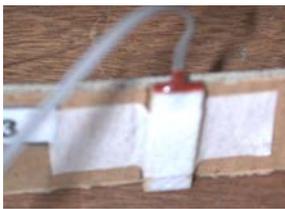
TABELA 4.9: EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTOS UTILIZADOS

Equipamento	Modelo	Finalidade	Marca	Características
Máquina de ensaios servo-hidráulica, com controle digital por computador	Modelo 8506	Aplicação de forças de compressão	INSTRON	Controle de deslocamento do atuador
Sistema de aquisição de dados	System 5000 program power-up	Coleta e gravação automática de dados	MEASUREMENTS GROUP	-
Extensômetros	Uniaxiais	Medição das	KYOWA	Fator do

elétricos de resistência	encapsulados KM 30-120	deformações no concreto		extensômetro: 1,8
Extensômetros elétricos de resistência	Uniaxiais	Medição das deformações no aço	KYOWA	Fator do extensômetro: 2,11
Transdutores de deslocamento	Base de extensômetro	Medição de deslocamentos	KYOWA	Base variável

4.2.6.1 Registros de deformações

O concreto do núcleo do pilar preenchido e o aço do perfil tubular foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência. Para o concreto, foram utilizados extensômetros especiais do tipo encapsulado, introduzidos no modelo durante a etapa de concretagem. Tais extensômetros foram colados num dispositivo de papel, que tinha a forma da seção transversal do perfil tubular. Este dispositivo, assim como os extensômetros mencionados podem ser vistos na FIGURA 4.11.



Extensômetro encapsulado



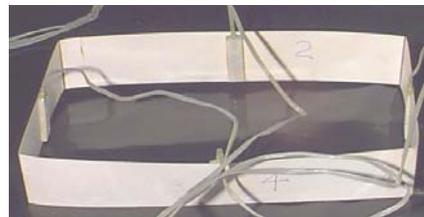
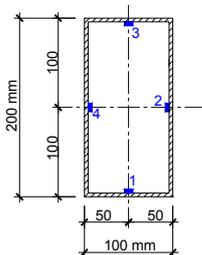
Série 1



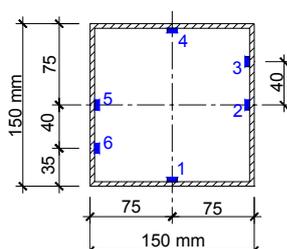
Série 2

FIGURA 4.11: DISPOSITIVO UTILIZADO PARA INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO DE PREENCHIMENTO

Os extensômetros encapsulados foram posicionados como indicado na FIGURA 4.12, na seção média, ou seja, a 60cm da base do pilar preenchido.



Série Piloto



Série 1

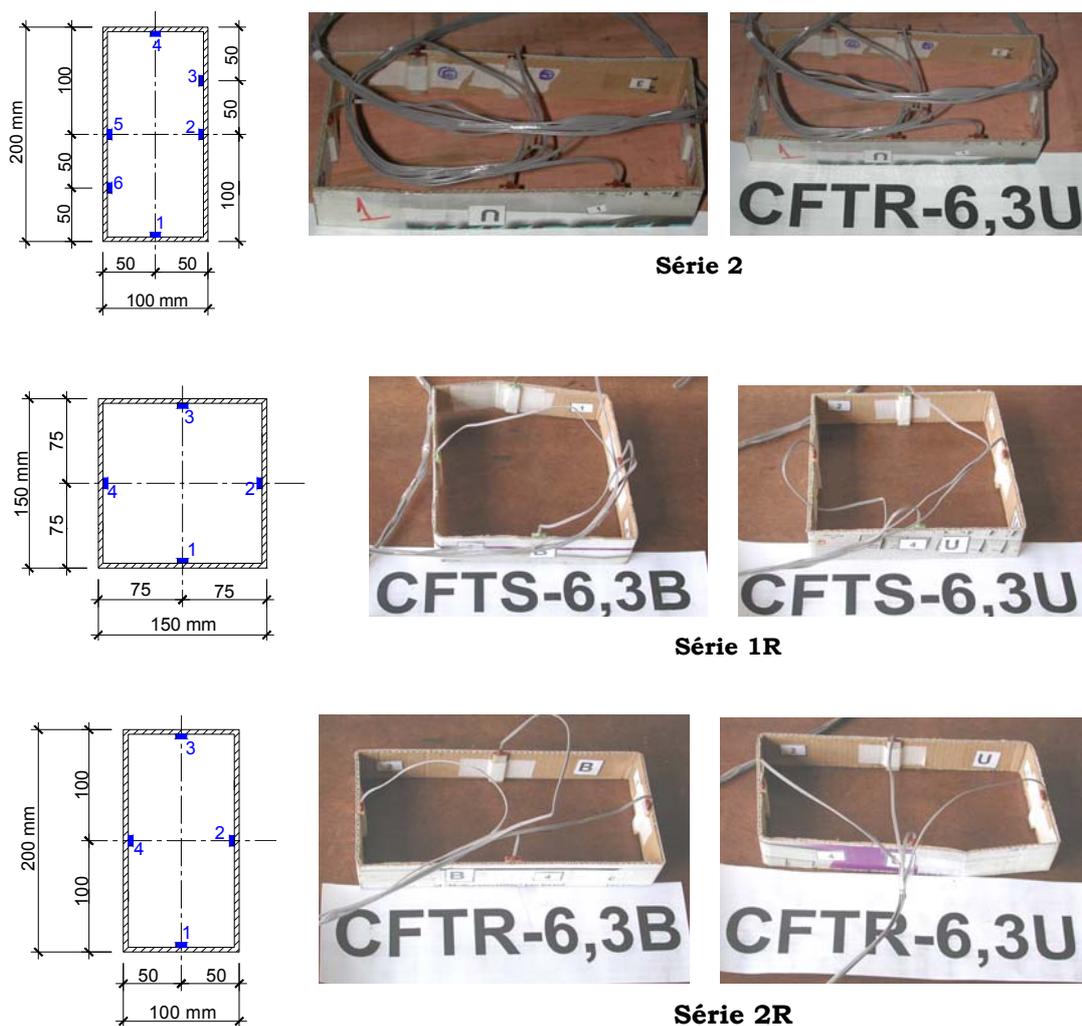
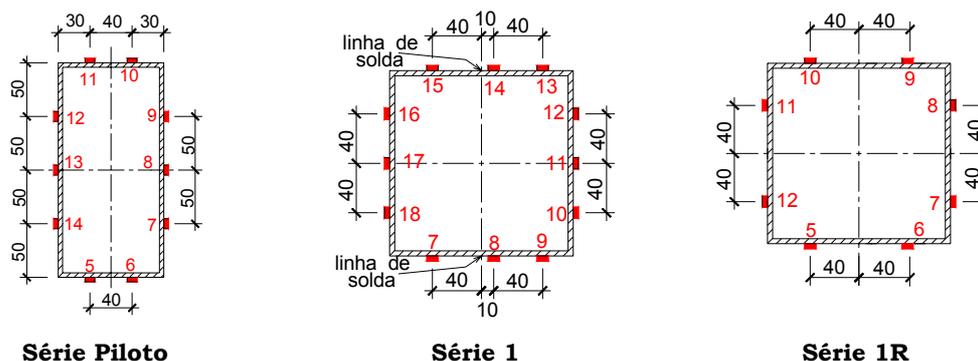


FIGURA 4.12: DISTRIBUIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ENCAPSULADOS - DEFORMAÇÕES AXIAIS NO NÚCLEO DE CONCRETO

As deformações no aço do perfil tubular foram medidas por extensômetros uniaxiais, fixados à face externa daqueles.

A distribuição e quantidade de extensômetros utilizados para medir as deformações no aço do pilar preenchido são mostradas na FIGURA 4.13.



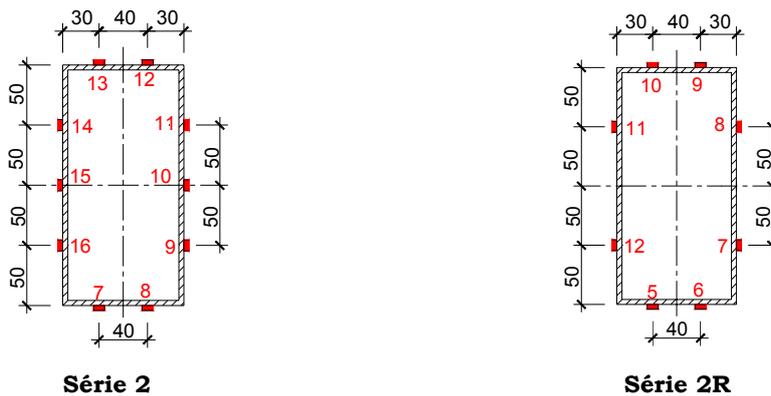


FIGURA 4.13: DISTRIBUIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS UNIAXIAIS - DEFORMAÇÕES AXIAIS NO AÇO DO PERFIL TUBULAR

4.2.6.2 Registros de deslocamentos

Os deslocamentos laterais foram medidos por transdutores de deslocamento, posicionados em diversos pontos, distribuídos ao longo do comprimento do pilar. Tais transdutores foram distribuídos na linha central de duas faces perpendiculares entre si. Estes pontos podem ser vistos na FIGURA 4.14.

Nas duas faces restantes (também perpendiculares entre si) foram colocados relógios comparadores com a função de facilitar o controle da aplicação do carregamento excêntrico durante o posicionamento do pilar na Máquina de ensaios.

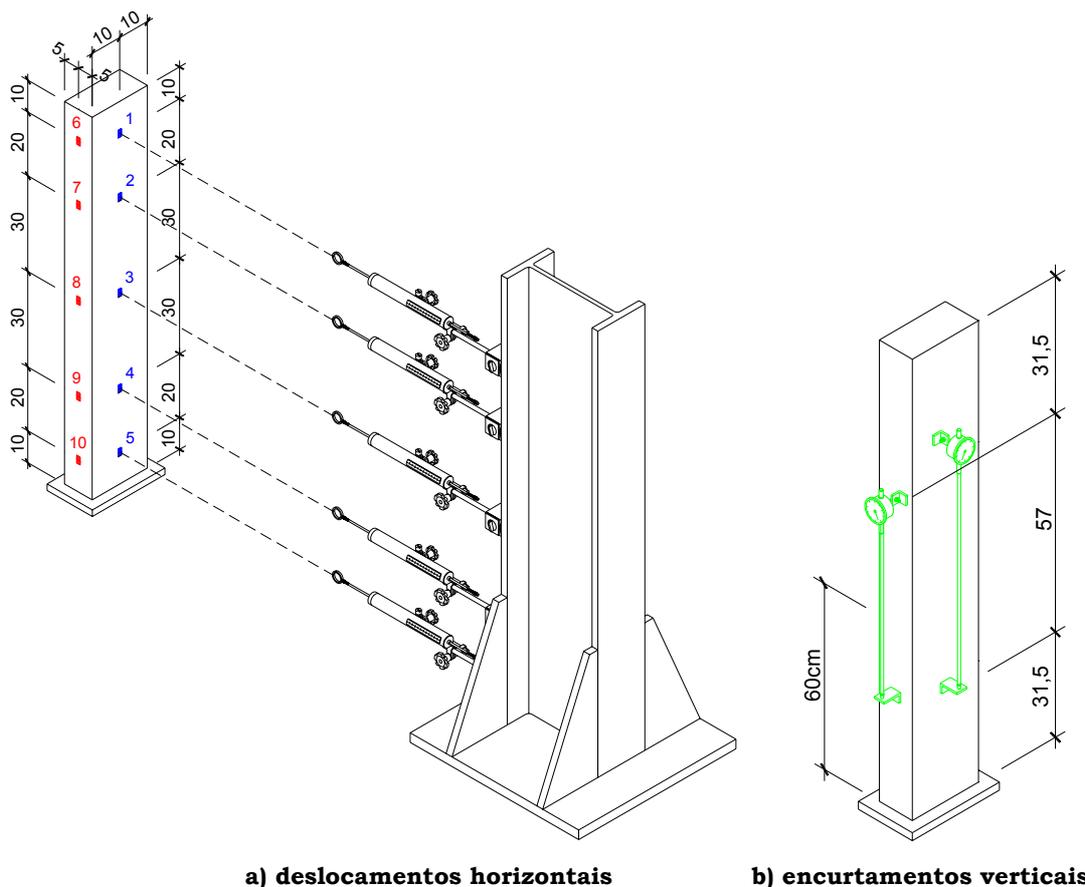


FIGURA 4.14: LOCALIZAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO

4.2.7 Moldagem, adensamento e cura

As etapas de moldagem, adensamento e cura dos modelos de pilares preenchidos são sintetizadas na TABELA 4.10.

TABELA 4.10: MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA DOS MODELOS DE PILARES PREENCHIDOS

Séries 1 e 2	Séries 1R e 2R
<p>1) Preparação dos modelos: vedação de furos, colocação da chapa de base e da armadura de fretagem inferior e aplicação de desmoldante nos modelos tipo U;</p> <p>2) fixação dos modelos na mesa vibratória;</p> <p>3) concretagem e adensamento até 59cm de altura;</p> <p>4) colocação do dispositivo com extensômetros encapsulados, retirada dos cabos dos extensômetros do interior do perfil e vedação do furo;</p> <p>5) concretagem e adensamento até 98cm de altura;</p>	<p>1) Preparação dos modelos: vedação de furos, colocação da chapa de base e aplicação de desmoldante nos modelos tipo U;</p> <p>2) concretagem e adensamento, com vibrador de agulha até 59cm de altura;</p> <p>3) colocação do dispositivo com extensômetros encapsulados, retirada dos cabos dos extensômetros do interior do perfil e vedação do furo;</p> <p>4) concretagem e adensamento, com vibrador de agulha até total preenchimento do perfil e acabamento da superfície;</p>

6) colocação da armadura de fretagem superior;	5) moldagem dos corpos-de-prova.
7) concretagem até total preenchimento do perfil e acabamento da superfície;	
8) moldagem dos corpos-de-prova.	
* A cura dos modelos foi realizada ao ar livre, apenas com espuma umedecida.	
* A cura dos corpos-de-prova foi realizada em câmara úmida, com controle de umidade.	

Os modelos pertencentes às *Séries 1R* e *2R* tiveram seu núcleo de concreto adensado com vibrador de agulha. A mudança na forma de adensamento do concreto foi possível pela ausência de armadura de fretagem nos modelos destas séries.

Alguns detalhes da colocação do dispositivo com extensômetros e da armadura de fretagem nos modelos de pilares preenchidos são ilustrados na FIGURA 4.15.

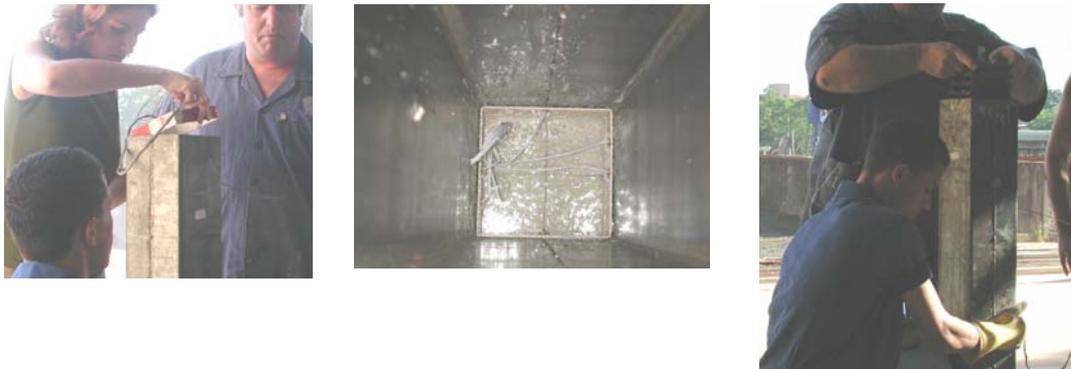
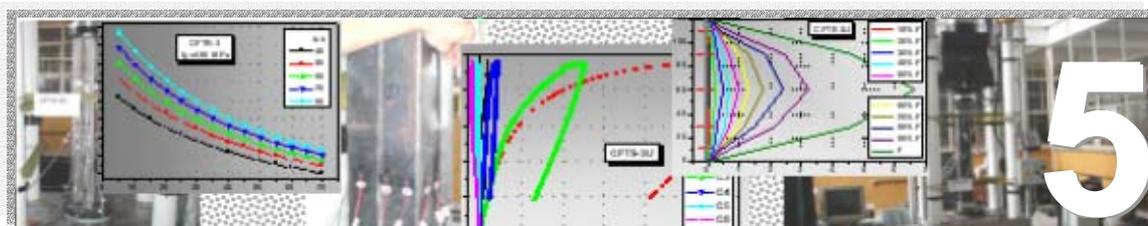


FIGURA 4.15: DETALHES DA CONCRETAGEM DO NÚCLEO DO PILAR PREENCHIDO

Adotando a metodologia descrita detalhadamente neste capítulo foram realizadas as experimentações numéricas e físicas com modelos de pilares preenchidos flexo-comprimidos curtos. Os resultados encontrados a partir da aplicação desta metodologia são apresentados e discutidos no Capítulo 5.



Pilares flexo-comprimidos: resultados e análise

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados referentes à simulação numérica e experimentação física de pilares preenchidos flexo-comprimidos. Estes resultados foram obtidos a partir da metodologia descrita no Capítulo 4.

Este capítulo está dividido em dois itens principais. O primeiro consiste na simulação numérica na qual são apresentados resultados da análise paramétrica realizada com auxílio do programa computacional CFT e que permitiu avaliar a sensibilidade da capacidade resistente à flexo-compressão frente a variáveis como a resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, forma da seção transversal, eixo de flexão e excentricidade da força axial.

O segundo grande item denomina-se "Programa experimental" e reúne os resultados de todos os elementos investigados experimentalmente, agrupados em séries, que são função da forma da seção transversal dos pilares preenchidos.

Para cada série, são apresentados resultados de deslocamento vertical, encurtamento, deformações axiais dos materiais, deslocamento lateral dos elementos e, por fim, a configuração de colapso de cada um destes.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme descrito no Capítulo 4, o estudo de pilares preenchidos flexo-comprimidos foi desenvolvido sob duas frentes:

1. **simulação numérica** realizada via programa computacional *CFT*; e
2. **análise experimental** de modelos de pilares preenchidos submetidos a forças axiais de pequena excentricidade.

Em relação à simulação numérica, a etapa de aferição do programa computacional *CFT*, utilizando valores experimentais de força última disponíveis na literatura técnica, mostrou a viabilidade de utilizá-lo não somente como meio para prever a capacidade resistente dos pilares preenchidos investigados experimentalmente, mas também na realização de uma ampla análise paramétrica. Os resultados encontrados nesta análise são apresentados a seguir.

5.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

No decorrer da análise paramétrica de pilares preenchidos flexo-comprimidos foram consideradas as variáveis apresentadas na TABELA 4.1 – Capítulo 4. Para realizar esta análise foram utilizados pilares preenchidos curtos, com comprimento igual a 120cm, extremidades rotuladas e forças aplicadas com a mesma excentricidade e mesmo sentido nas duas extremidades, provocando curvatura simples de flexão.

5.2.1 Análise da força última

5.2.1.1 Elementos *CFTS-3*

Nos elementos *CFTS-3* foram consideradas as variáveis apresentadas na TABELA 5.1 e, tomando f_y como variável principal, na FIGURA 5.1 é apresentada a variação da força última para diferentes valores de excentricidade e resistência ao escoamento do aço.

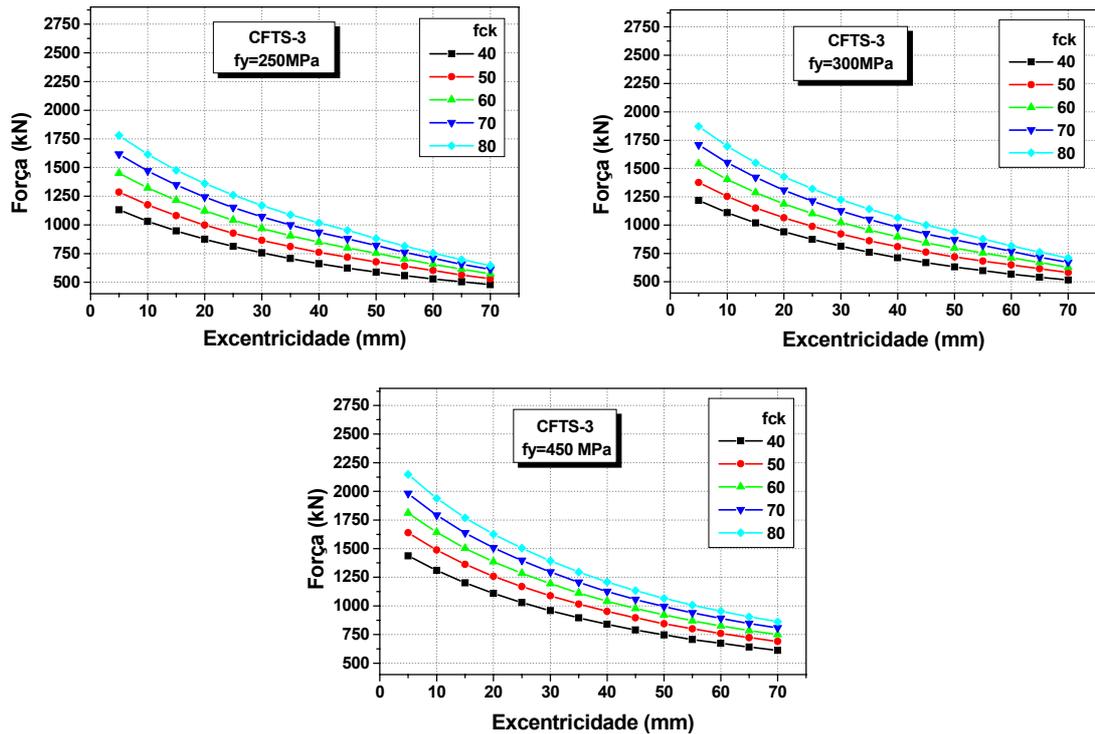


FIGURA 5.1: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X EXCENTRICIDADE PARA DIFERENTES VALORES DE f_y - CFTS-3

Para os elementos CFTS-3 se observa que os valores de força última são mais sensíveis a acréscimos na resistência à compressão do concreto quando a força axial é aplicada com pequena excentricidade. Isto ocorre, por exemplo, para uma excentricidade de 10mm - que corresponde a $e/b = 0,07$. Por outro lado, quando a excentricidade do carregamento é muito grande, acréscimos na resistência à compressão do concreto não se refletem em acréscimos significativos na capacidade resistente do pilar preenchido flexo-comprimido. Como exemplo, basta observar os valores de força última para diferentes valores de resistência à compressão do concreto, quando a excentricidade é igual a 70mm ($e/b = 0,47$).

Portanto, acréscimos nos valores de força última em função de acréscimos em f_c são mais efetivos para excentricidades menores, sendo verificado comportamento similar para resistências ao escoamento de 250 e 300MPa. Para $f_y=450$ MPa, o decréscimo nos valores de força última em decorrência de acréscimos na excentricidade é menos perceptível que nos demais casos analisados.

O mesmo comportamento é observado ao manter constante o valor de f_c e variar o valor de f_y . Grandes excentricidades da força axial diminuem os

acréscimos de capacidade resistente decorrentes do aumento de f_y . Este comportamento pode ser observado nos gráficos da FIGURA 5.2, que relacionam curvas *Força última x Excentricidade* para concretos C40, C60 e C80. Nota-se também que, quando o concreto de preenchimento é C80, a perda de capacidade resistente em função do aumento da excentricidade é menor que aquela verificada para concretos de resistência inferior. Neste caso, a diferença entre os valores de capacidade resistente para $f_y=250$, 300 e 450MPa é pouco significativa, embora a diferença em f_y seja grande.

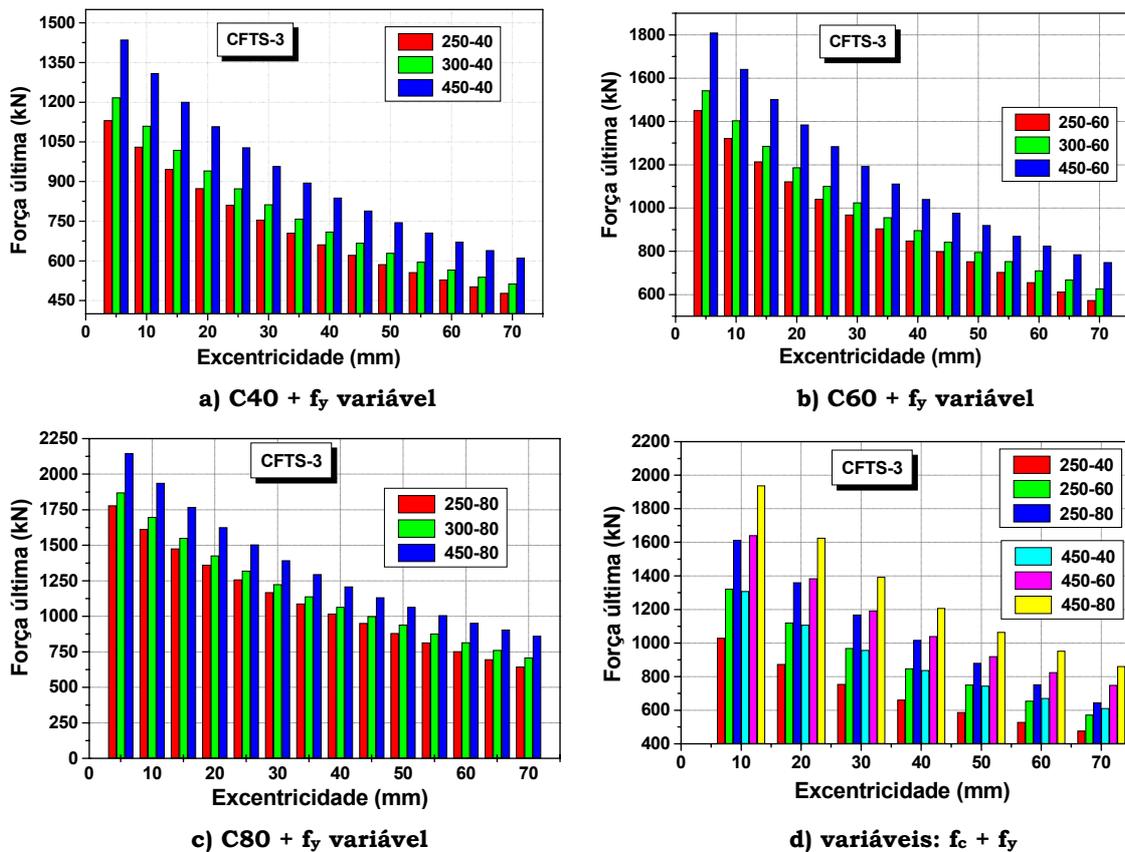


FIGURA 5.2: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO SOBRE A FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO – CFTS-3

Seções preenchidas com concreto de alta resistência (C80) são menos sensíveis a acréscimos em f_y que aquelas preenchidas com concreto de resistência média (C40), pois a maior parcela de contribuição de resistência da seção é dada pelo concreto. Sendo assim, não há variações significativas na capacidade resistente com o aumento de f_y .

A partir dos resultados plotados na FIGURA 5.2d percebe-se que seções com a combinação de materiais 250-60¹ têm, aproximadamente, a mesma capacidade resistente que seções 450-40, para qualquer valor de excentricidade analisada. O mesmo ocorre com as seções 250-80 e 450-60, entretanto somente para excentricidades até 45mm; a partir desta excentricidade, os valores de força última tendem a ser maiores para a combinação 450-60. Este comportamento é representado na FIGURA 5.3, bem como a relação entre os valores de força última para as combinações 450-80 e 250-40, que representam, respectivamente, seções avaliadas com maior e menor capacidade resistente.

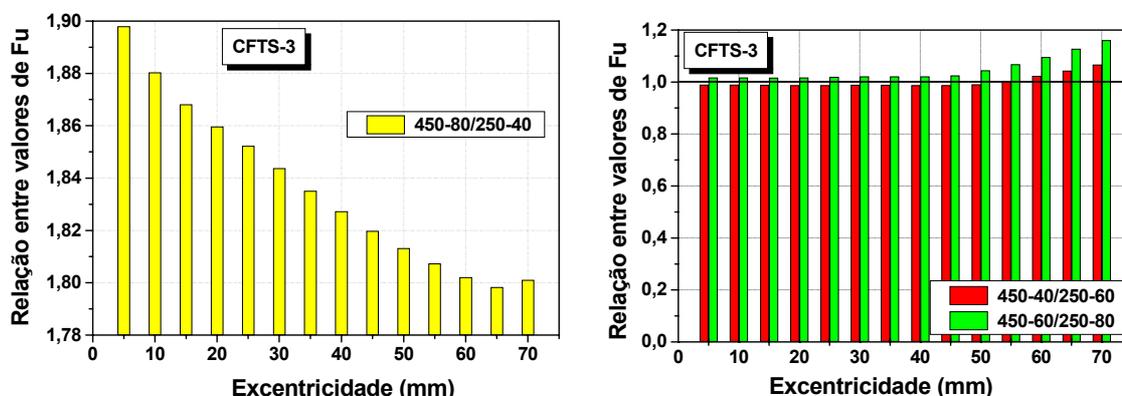


FIGURA 5.3: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE – CFTS-3

O valor de força última correspondente à combinação 450-80 é 90% maior que aquele registrado para a combinação 250-40 quando a excentricidade é de 5mm e tende a diminuir com o acréscimo desta última. Quando a excentricidade atinge 70mm ($e/b=0,47$), o ganho corresponde a 80% em relação à combinação 250-40. Tais informações são oriundas da observação da FIGURA 5.3. Percebe-se, portanto, que a degradação de capacidade resistente decorrente do aumento da excentricidade do carregamento é pequena para estas combinações de resistência dos materiais.

As relações entre valores de força última para as combinações 250-60 e 450-40 são próximas de 1,0 - FIGURA 5.3. Isto significa que destas combinações resultam seções preenchidas com a mesma capacidade resistente e desperta para a necessidade de avaliar os custos envolvidos na produção/obtenção de cada uma delas, visando utilizar a mais barata. Comportamento similar é

¹ A combinação 250-60 representa 250 MPa de resistência ao escoamento e 60MPa de resistência

verificado para as combinações 250-80 e 450-60 entretanto, neste caso, quando a excentricidade do carregamento ultrapassa 60mm ($e/b=0,4$), os valores de força última das seções 450-60 superam em até 18% aqueles registrados para as seções 250-80. Para tal situação, torna-se mais econômico utilizar a combinação 450-60, pois a obtenção de concretos C80 é trabalhosa, de custo relativamente elevado e requer conhecimento específico. Além disso, da combinação 450-60 resultam seções com maior capacidade resistente para excentricidades acima de 60mm e capacidades similares para excentricidades menores.

Portanto, pilares preenchidos de seção quadrada, submetidos a forças axiais excêntricas de pequena excentricidade, podem ter grandes ganhos de capacidade resistente se a resistência dos materiais for aumentada. Pilares flexo-comprimidos submetidos a forças de grande excentricidade não apresentam ganhos de capacidade resistente muito significativos com o aumento da resistência dos materiais que os compõem.

Na FIGURA 5.4 são apresentados os valores de força última para os elementos CFTS-3 tomando como variável a resistência à compressão do concreto.

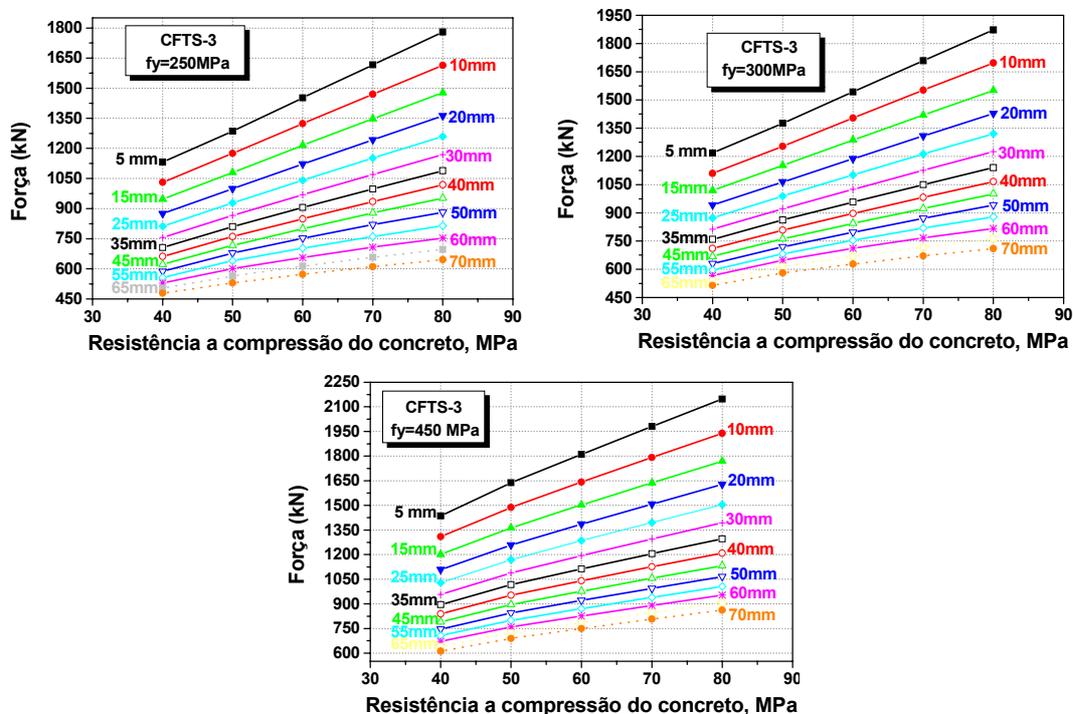


FIGURA 5.4: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - ELEMENTO CFTS-3

à compressão do núcleo de concreto. Nos demais casos, a nomenclatura é similar.

A variação da força última em função da resistência à compressão do concreto é praticamente linear, entretanto tem taxas diferentes de crescimento para diferentes excentricidades.

5.2.1.2 Elementos CFTS-6,3

A variação da força última de elementos CFTS-6,3 compostos por aços e concretos de resistências diversas é apresentada na FIGURA 5.5.

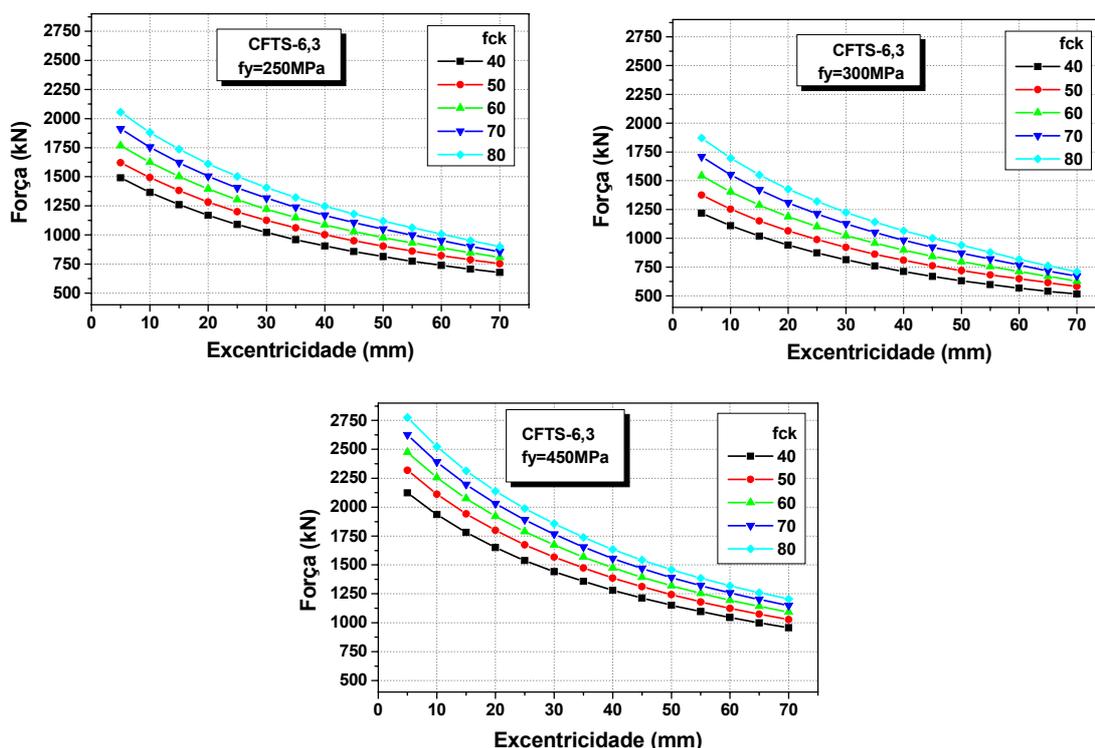


FIGURA 5.5: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X EXCENTRICIDADE - CFTS-6,3

Para os elementos CFTS-6,3 - FIGURA 5.5 – se observa que a variação nos valores de força última em função da excentricidade tem comportamento semelhante àquele verificado para os elementos CFTS-3, mostrados na FIGURA 5.1. Entretanto, neste caso, para os elementos preenchidos com concreto C80, a redução na capacidade resistente (F_u) decorrente do acréscimo na excentricidade do carregamento é menor que aquela verificada para os elementos CFTS-3. Isto pode ser constatado comparando as FIGURAS 5.1 e 5.5.

Nas FIGURAS 5.6a a 5.6c é mantido constante o valor da resistência à compressão do concreto, e tomada como variável a resistência ao escoamento

do aço. Nesta análise verifica-se comportamento similar entre as curvas decorrentes das combinações 250-40, 300-40 e 450-40, o mesmo correndo para os concretos C60 e C80. Não ocorre grande redução da capacidade resistente para acréscimos consideráveis de excentricidade.

Na FIGURA 5.6d verifica-se que as diferenças entre valores de força última diminuem quando a excentricidade aumenta; isto confirma o efeito mais deletério da excentricidade sobre a capacidade resistente de algumas seções preenchidas com combinações mais desfavoráveis de materiais.

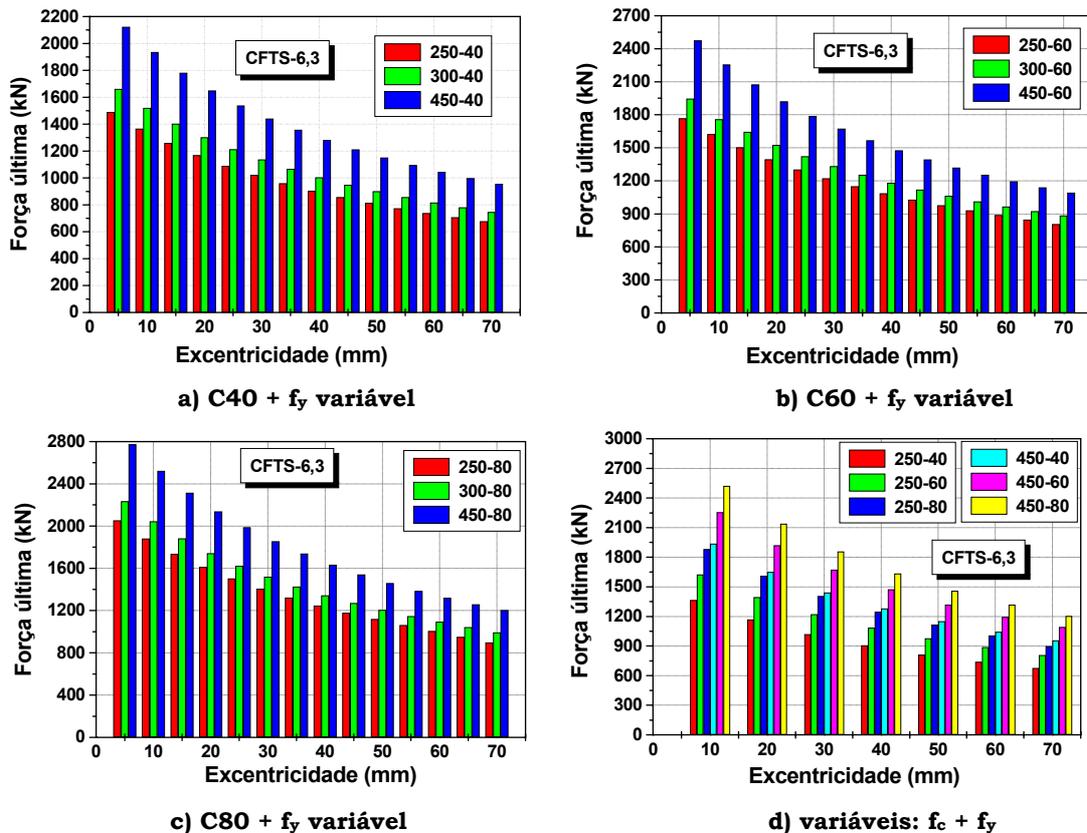


FIGURA 5.6: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO SOBRE A FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO E DO AÇO – CFTS-6,3

A relação entre valores de força última para seções mais e menos resistentes é apresentada na FIGURA 5.7. Destas relações verifica-se que a combinação de materiais de alta resistência (450-80) pode produzir seções preenchidas com capacidade resistente 86% superior àquela decorrente da utilização de materiais de resistência usual (250-40).

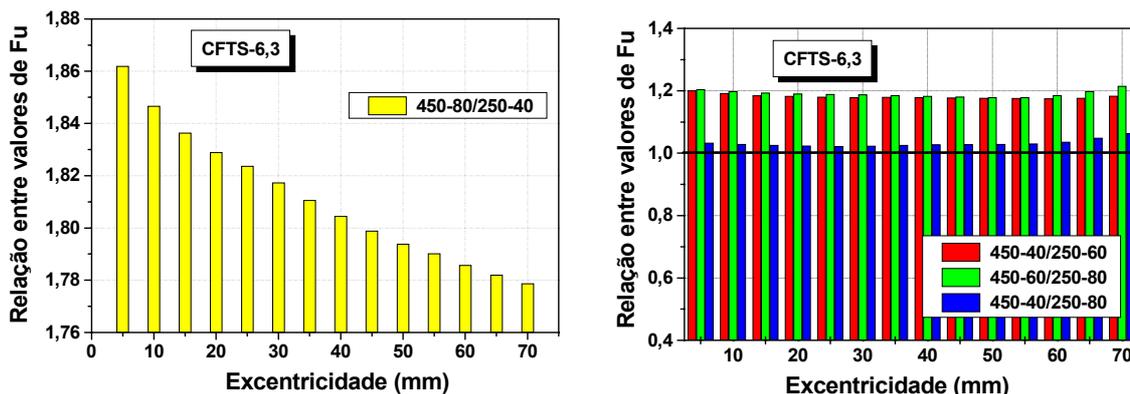


FIGURA 5.7: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE – CFTS-6,3

Algumas particularidades podem ser identificadas na FIGURA 5.7:

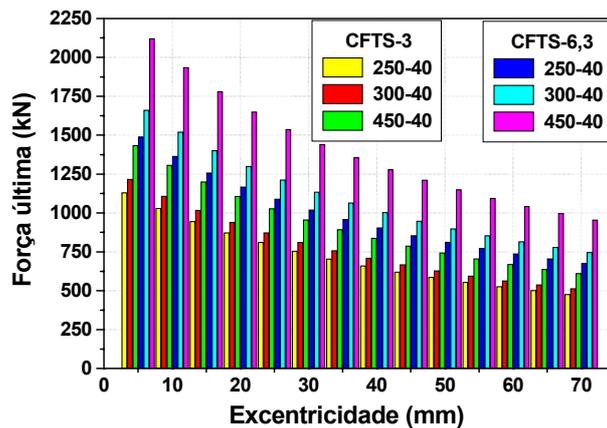
- por exemplo, a relação entre valores de força última resultantes das combinações 450-40/250-60 e 450-60/250-80 se mantém aproximadamente constante independente da excentricidade da força axial;
- das combinações 450-40 e 250-80 resultam seções preenchidas com capacidades resistentes praticamente iguais. Portanto, neste caso, por razões econômicas é conveniente utilizar a combinação 450-40;
- a combinação 450-80 permite aumentar a capacidade resistente da seção preenchida em até 86% em relação à combinação 250-40, para uma relação $e/b=0,03$. Quando esta relação atinge 0,47 ($e=70\text{mm}$), o aumento da capacidade resistente é de 78%, o que significa dizer que a excentricidade do carregamento degenera 8% da capacidade resistente da seção preenchida.

Da mesma forma como ocorreu para seções CFTS-3, a variação da força última em função da resistência à compressão do concreto apresenta comportamento linear e os gráficos deste caso são apresentados no APÊNDICE B.

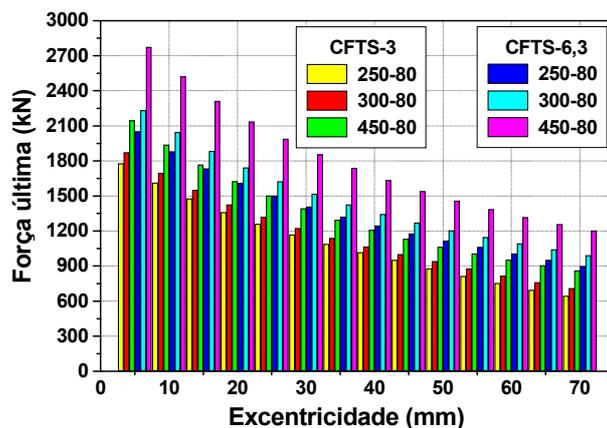
5.2.1.3 Análise comparativa: CFTS-3/CFTS-6,3

Na FIGURA 5.8 é apresentada a análise comparativa entre valores de força última para os elementos CFTS-3 e CFTS-6,3.

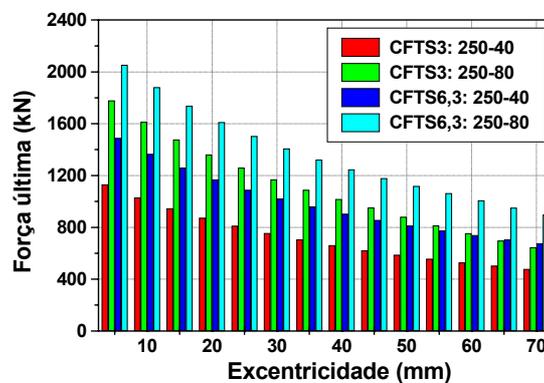
A comparação entre valores de força última para os elementos CFTS-3 e CFTS-6,3 considerando os dois extremos de resistência do concreto - C40 e C80 – evidencia que é possível obter seções de mesmas dimensões e capacidade resistente, variando a resistência dos materiais - FIGURA 5.8a e 5.8b. Assim, na escolha das dimensões e resistência dos materiais é preciso levar em conta os custos envolvidos na composição da seção preenchida.



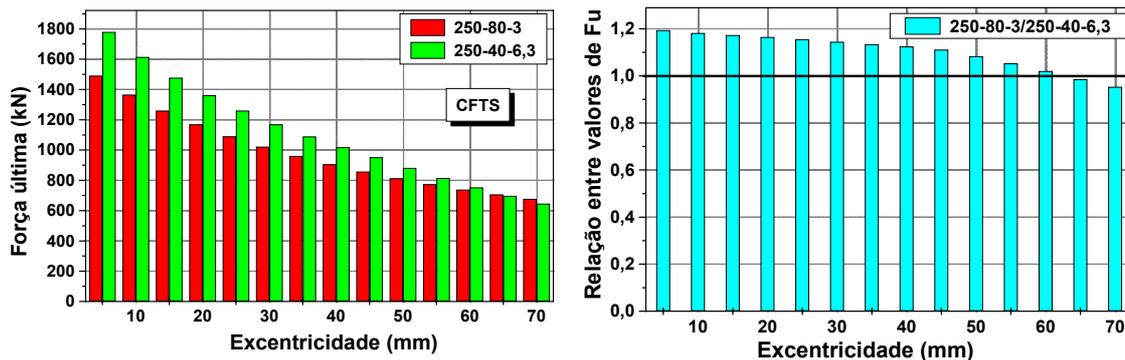
a) concreto C40



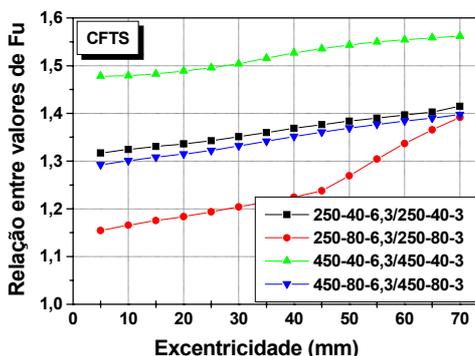
b) concreto C80



c) concreto com resistência variável



d) influência da resistência ao escoamento



e) relação entre valores de força última - variáveis: f_c , f_y e espessura do perfil

FIGURA 5.8: VALORES DE FORÇA ÚLTIMA - ELEMENTOS CFTS-3 E CFTS-6,3: CONCRETOS C40 E C80

Por exemplo, elementos CFTS-3:250-80 e CFTS-6,3:250-40 têm capacidades resistentes que tendem a se aproximar à medida que a excentricidade aumenta - FIGURA 5.8d. Sendo assim, para excentricidades acima de 50mm, por razões econômicas torna-se mais viável utilizar a combinação 250-40-6,3.

Na análise da FIGURA 5.8e merecem destaque:

1. as relações entre valores de força última resultantes das combinações 250-40-6,3/250-40-3, 450-80-6,3/450-80-3 e 450-40-6,3/450-40-3 apresentam comportamento similar, resultando maior acréscimo de capacidade resistente da combinação 250-40-6,3 em relação à combinação 250-40-3 ($\delta=0,61$ e $0,41$ respectivamente). Entre as três combinações citadas, a que apresenta maior ganho de capacidade resistente é a combinação 450-40-6,3/450-40-3;
2. o ganho de capacidade resistente entre as combinações 250-40-6,3 e 250-40-3 varia entre 30 e 40%, sendo maior para excentricidades maiores. Este ganho mais expressivo de capacidade resistente para

forças axiais aplicadas com excentricidade maior é justificado pelos fatores de contribuição do perfil na capacidade resistente da seção preenchida: a combinação 250-40-6,3 tem $\delta=0,61$ enquanto que a combinação 250-40-3 tem $\delta=0,41$. Quando a excentricidade do carregamento aumenta, a linha neutra tende a se aproximar da seção transversal, podendo dividi-la em duas regiões, uma tracionada e outra comprimida. Se isto acontecer, seções cuja maior parcela de resistência provém do aço terão maior ganho de capacidade resistente que aquelas cuja maior parcela de resistência provém do concreto, pois sua resistência à tração é desprezível;

3. a relação entre valores de força última das combinações 250-80-6,3/250-80-3 apresenta ganho mais acentuado que as demais combinações. Neste caso, o acréscimo nos valores de força última varia entre 15 e 40%, sendo mais expressivo a partir de uma excentricidade de 40mm. Este ganho mais significativo a partir de $e=40\text{mm}$ pode decorrer da posição da linha neutra correspondente a esta situação, pois a combinação 250-80-6,3 tem $\delta=0,43$ ao passo que a combinação 250-80-3 tem $\delta=0,25$, indicando que no primeiro caso a parcela de contribuição do aço é bastante superior àquela correspondente ao segundo caso. A divisão da seção transversal numa região tracionada e outra comprimida aliada aos fatores de contribuição citados pode justificar a diferença acentuada entre valores de força última para e superior a 40mm.

5.2.1.4 Elementos CFTR-3

Os elementos de seção retangular, denominados CFTR-3, foram subdivididos em função do eixo em que a força axial excêntrica é aplicada.

a) Excentricidade em X

Nas figuras a seguir são apresentados valores de força última para pilares preenchidos flexo-comprimidos, cuja excentricidade ocorre no eixo X.

Na FIGURA 5.9 é ilustrado o comportamento da força última dos elementos CFTR-3X em função da excentricidade do carregamento. Nessa figura se

verifica que a redução na força última, decorrente da aplicação de forças com grande excentricidade ($e/b=0,7$ ou $e=70\text{mm}$) é mais significativa para seções retangulares que para seções quadradas – FIGURAS 5.1 e 5.5. Nas proximidades da excentricidade máxima analisada ocorre "afunilamento" das curvas *Força x Excentricidade*; fenômeno que é mais acentuado para $f_y=250$ e 300 MPa e concretos de alta resistência.

Para os elementos CFTR-3X se constata que, quando a excentricidade do carregamento é muito grande, aumentar significativamente a resistência à compressão do concreto não resulta em acréscimos consideráveis na capacidade resistente do pilar preenchido flexo-comprimido (FIGURA 5.9) pois as curvas *Força x Excentricidade* convergem para valores semelhantes entre si.

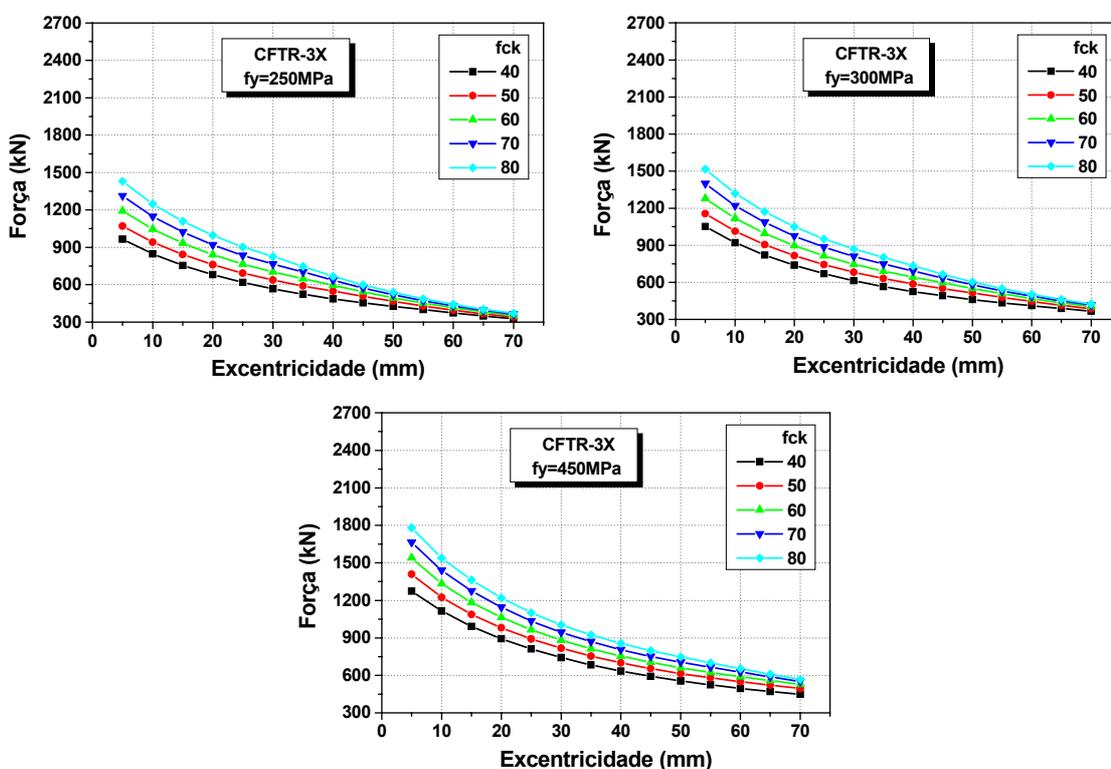


FIGURA 5.9: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X EXCENTRICIDADE - CFTR-3X

Nas FIGURAS 5.10a a 5.10c são apresentados valores de força última resultantes de variações no valor de f_y , mantendo constante a resistência do concreto. Destas figuras conclui-se que os ganhos de capacidade resistente da seção preenchida são mais acentuados para excentricidades menores.

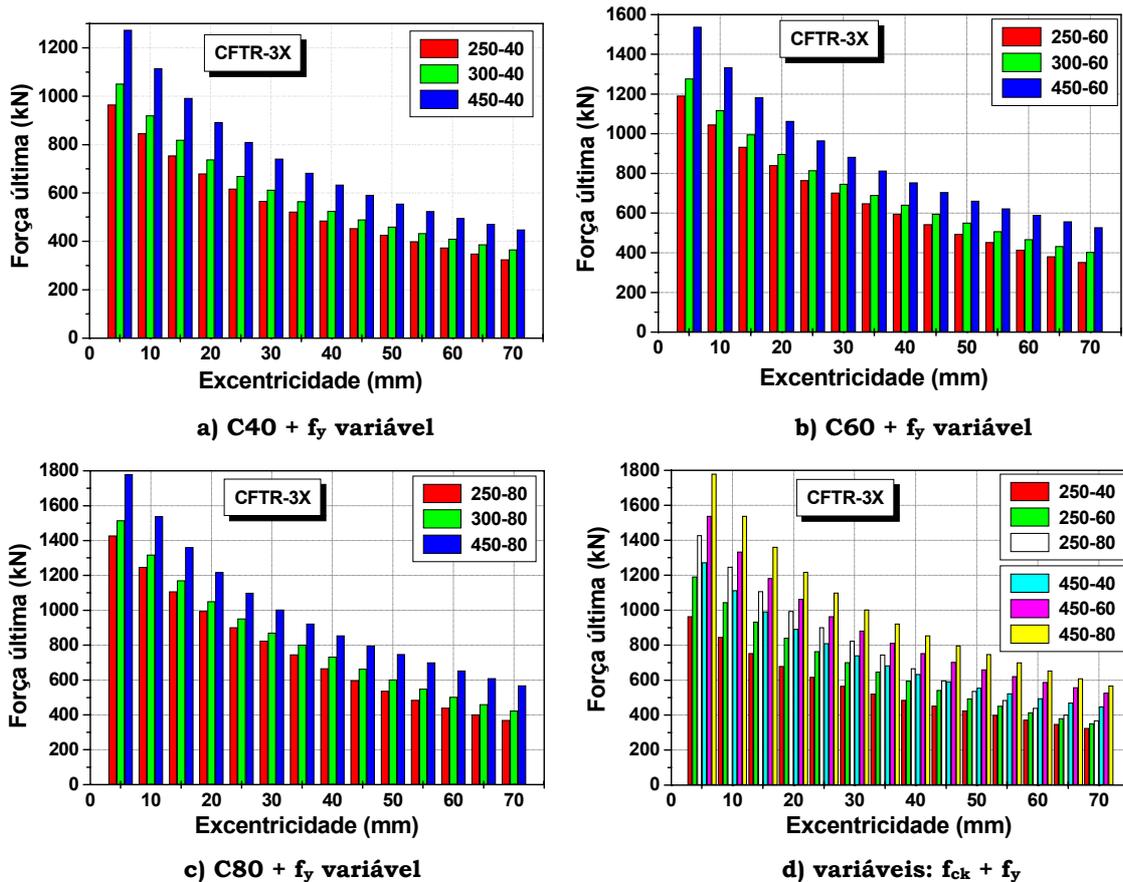


FIGURA 5.10: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO SOBRE A FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO – CFTR-3X

Analisando os valores de força última para as combinações 250-80 e 450-40 verifica-se que da primeira resultam valores maiores, entretanto há uma tendência de ambos se igualarem para uma excentricidade de 45mm ($e/b=0,45$). Para excentricidades acima de 45mm, a combinação 450-40 resulta em seções mais resistentes que aquelas decorrentes da combinação 250-80. Portanto, para excentricidades consideráveis, é mais conveniente utilizar a combinação 450-40 pois dela resultam seções mais resistentes e mais econômicas, se for levado em conta o custo dos materiais envolvidos.

Da combinação 250-80 com pequenas excentricidades resultam seções mais resistentes que da combinação 450-40, pois no primeiro caso a parcela de contribuição do concreto corresponde a 72% da capacidade resistente da seção preenchida, ao passo que no segundo caso esta contribuição corresponde a 42%. Soma-se a este fato a pequena excentricidade da qual resulta seções totalmente comprimidas. Quando a excentricidade é grande, a linha neutra tende a dividir a seção em regiões tracionada e comprimida,

fazendo com que o concreto contribua apenas na região tracionada pois sua resistência à tração é desprezível.

Na FIGURA 5.11 é apresentada relação entre os valores de força última correspondentes a seções compostas por materiais de resistência elevada e por materiais de resistência usual. Nesta mesma figura também são apresentadas as relações entre valores de força última para as combinações 450-40/250-60, 450-60/250-80 e 450-40/250-80.

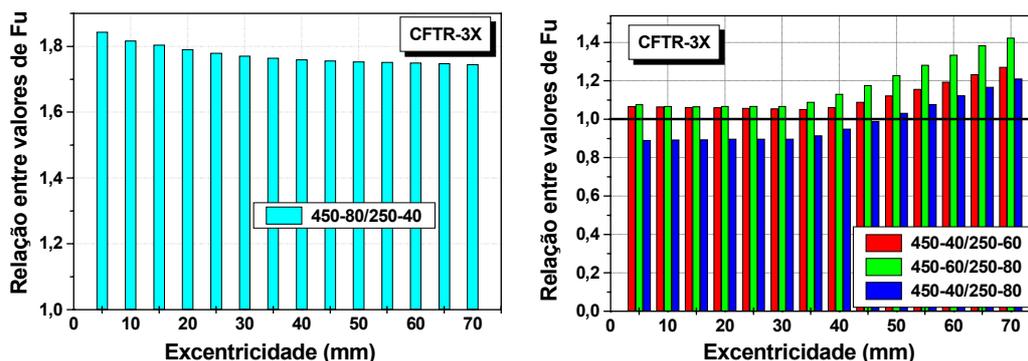


FIGURA 5.11: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE

A relação entre valores de capacidade resistente máximos (450-80) e mínimos (250-40) indica acréscimo de 85% para $e=5\text{mm}$ ($e/b=0,05$) e de 74% para uma excentricidade de 70mm ($e/b=0,7$), evidenciando pouca degradação de resistência decorrente de acréscimos na excentricidade da força axial.

A diferença entre valores de força última das combinações 450-40 e 250-60 é pequena para pequenas excentricidades e tende a aumentar à medida que a excentricidade aumenta - FIGURA 5.11. O mesmo ocorre com a relação entre valores de força última para 450-60/250-80; neste caso, entretanto, os valores são maiores.

Ao manter a excentricidade do carregamento constante e variar a resistência à compressão do concreto, verifica-se que a variação na força última é linear, assim como ocorre com os elementos CFTS-3. Estes gráficos são apresentados no APÊNDICE B.

b) Excentricidade em Y

Nas figuras a seguir, são apresentados valores de força última para pilares preenchidos flexo-comprimidos cuja excentricidade ocorre no eixo Y.

A variação da força última para diferentes valores de excentricidade, f_{ck} e f_y é apresentada na FIGURA 5.12.

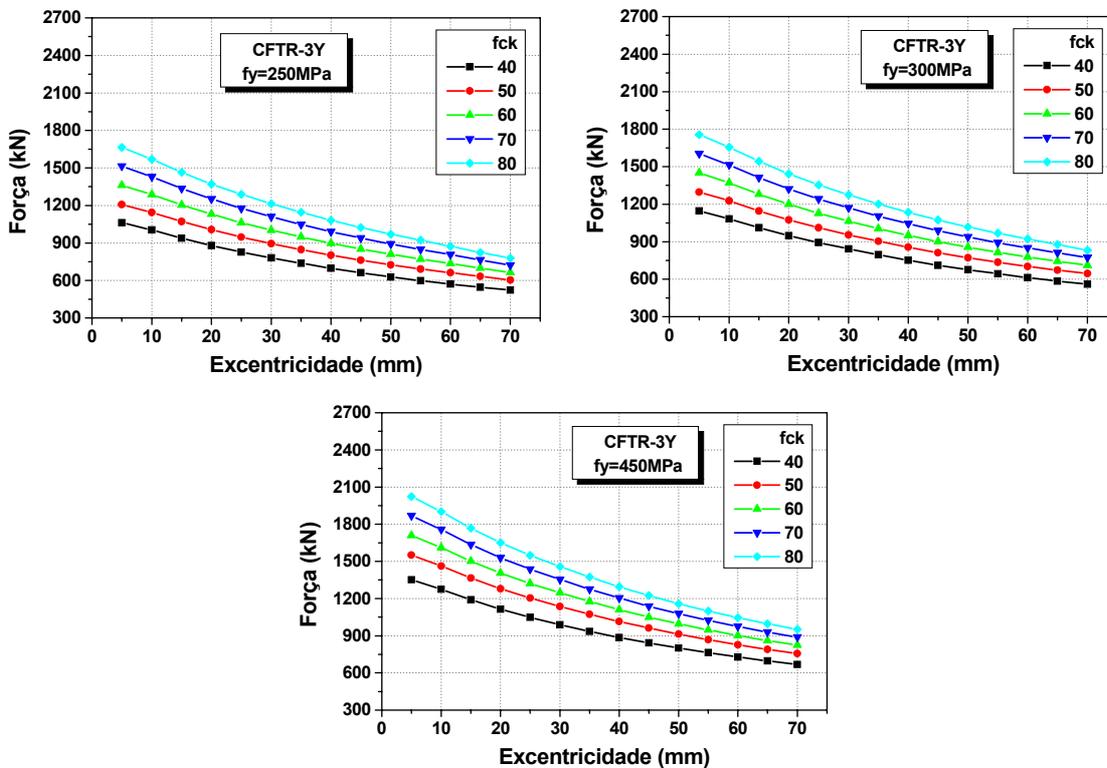
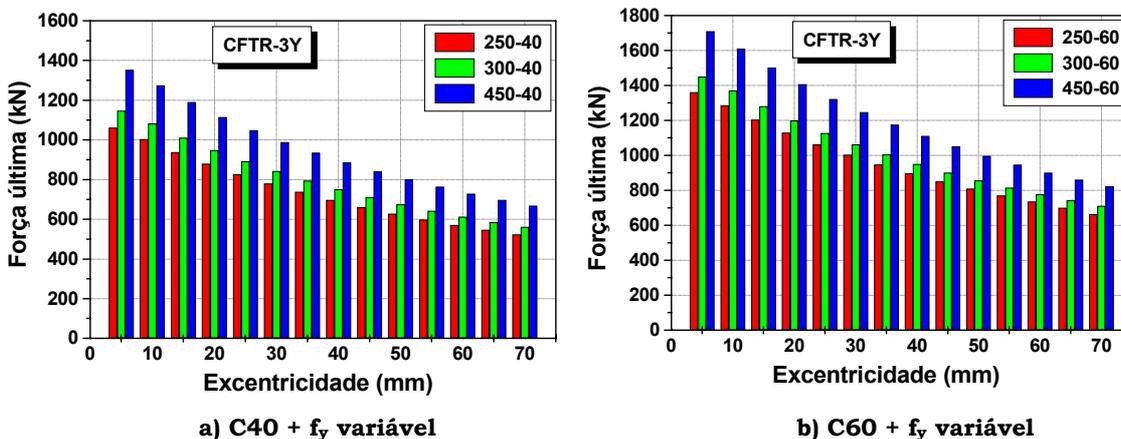


FIGURA 5.12: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X EXCENTRICIDADE - CFTR-3Y

Na FIGURA 5.12 é possível observar que, independente da resistência ao escoamento, a perda de capacidade resistente decorrente do aumento da excentricidade mantém-se proporcional para os diferentes valores de f_{ck} . Não ocorre "afunilamento" das curvas nas proximidades de $e=70\text{mm}$, como ocorreu para os elementos CFTR-3X mas o aumento de resistência é menor.

A influência da variação de f_y nos valores de força última, mantendo a resistência do concreto constante, é apresentada nas FIGURAS 5.13a a 5.13c.



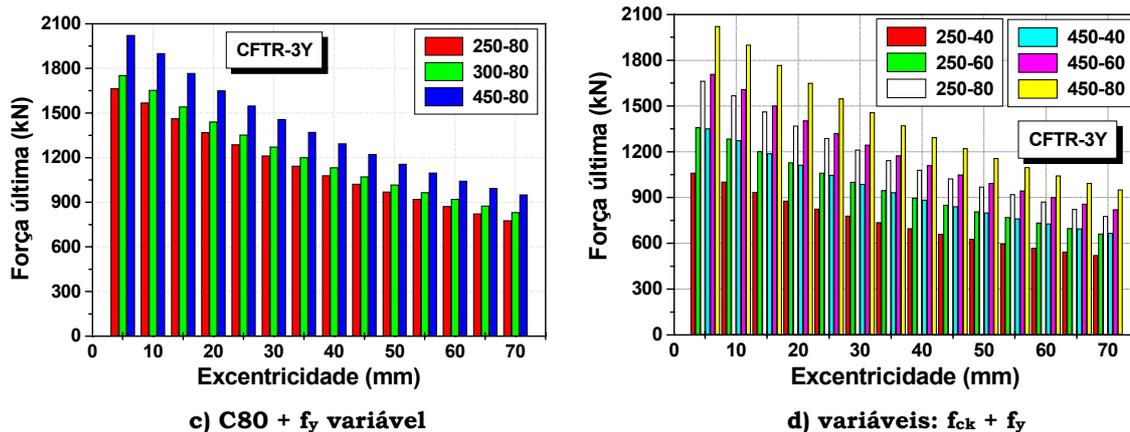


FIGURA 5.13: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO SOBRE A FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO – CFTR-3Y

Verifica-se a pouca redução nos valores de força última em função de acréscimos na excentricidade da força axial para diferentes valores de f_{ck} ; este fato já foi comprovado pelo comportamento das curvas mostradas na FIGURA 5.12, que se mantêm praticamente paralelas independente da excentricidade.

A relação entre valores de força última para seções mais e menos resistentes é apresentada na FIGURA 5.14. Destas relações verifica-se que a combinação de materiais de alta resistência (450-80) pode produzir seções preenchidas com capacidade resistente 90% superior àquela decorrente da utilização de materiais de resistência usual (250-40). Ao aumentar a excentricidade, este ganho de capacidade resistente se reduz para 82%, indicando a pouca perda decorrente de acréscimos na excentricidade da força axial.

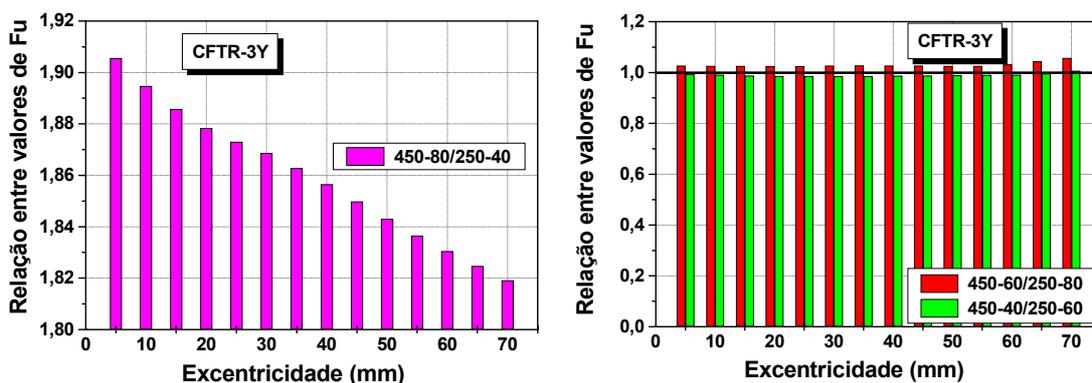


FIGURA 5.14: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE – CFTR-3Y

Os valores de força última para as combinações 450-60 e 250-80 são praticamente iguais, independente da excentricidade da força - FIGURA 5.14. Entre as combinações 250-80 e 450-60 a diferença é muito pequena e tende a

um leve crescimento à medida que a excentricidade aumenta. Neste último caso, torna-se mais econômico utilizar a combinação 450-60.

Assim como ocorreu com os elementos anteriores, a variação da força última, para diferentes valores de f_{ck} também têm comportamento linear e tais gráficos são apresentados no APÊNDICE B.

5.2.1.5 Elementos CFTR-6,3

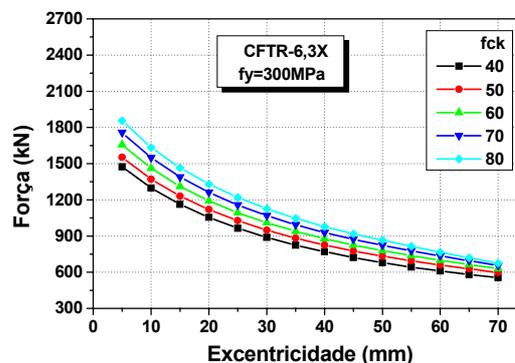
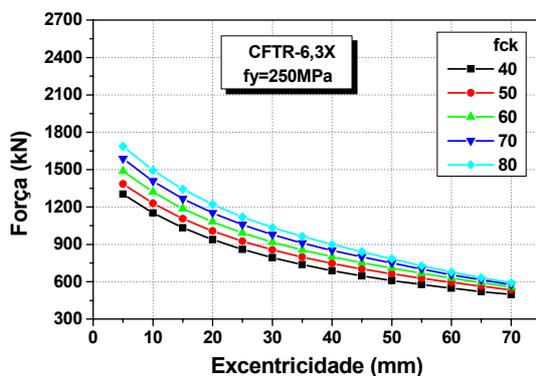
Os elementos CFTR-6,3 também foram agrupados em função do eixo de aplicação da força axial excêntrica.

a) Excentricidade em X

Os elementos aqui apresentados foram submetidos a forças excêntricas aplicadas no eixo X.

Na FIGURA 5.15 é apresentada a variação da força última em função da excentricidade.

O comportamento da força última em função da excentricidade da força axial para os elementos CFTR-6,3X é diferente daquele verificado para os elementos CFTR-3X, onde ocorria "afunilamento" das curvas *Força última x Excentricidade* para acréscimos na excentricidade, sobretudo para valores de f_y iguais a 250 e 300MPa. Neste caso, o comportamento é similar para todos os valores de f_y analisados.



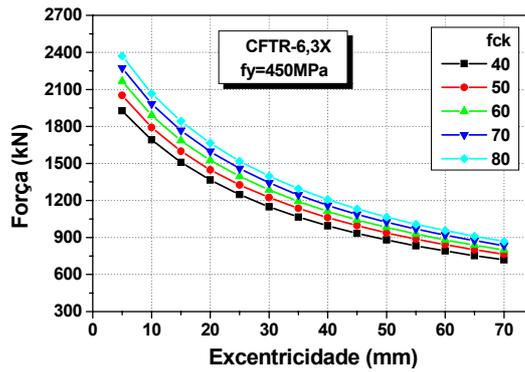


FIGURA 5.15: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X EXCENRICIDADE - CFTR-6,3X

A influência da variação de f_y sobre os valores de força última, mantendo a resistência do concreto constante, é apresentada nas FIGURAS 5.16a a 5.16c. Nesta figura é possível constatar que a variação em f_y não modifica o comportamento *Força última x Excentricidade*. Diferentemente do que ocorre nos casos anteriores, neste não há similaridade entre valores de força última para diferentes combinações de resistência ao escoamento do perfil e resistência à compressão do concreto. Este fato foi identificado na FIGURA 5.16d.

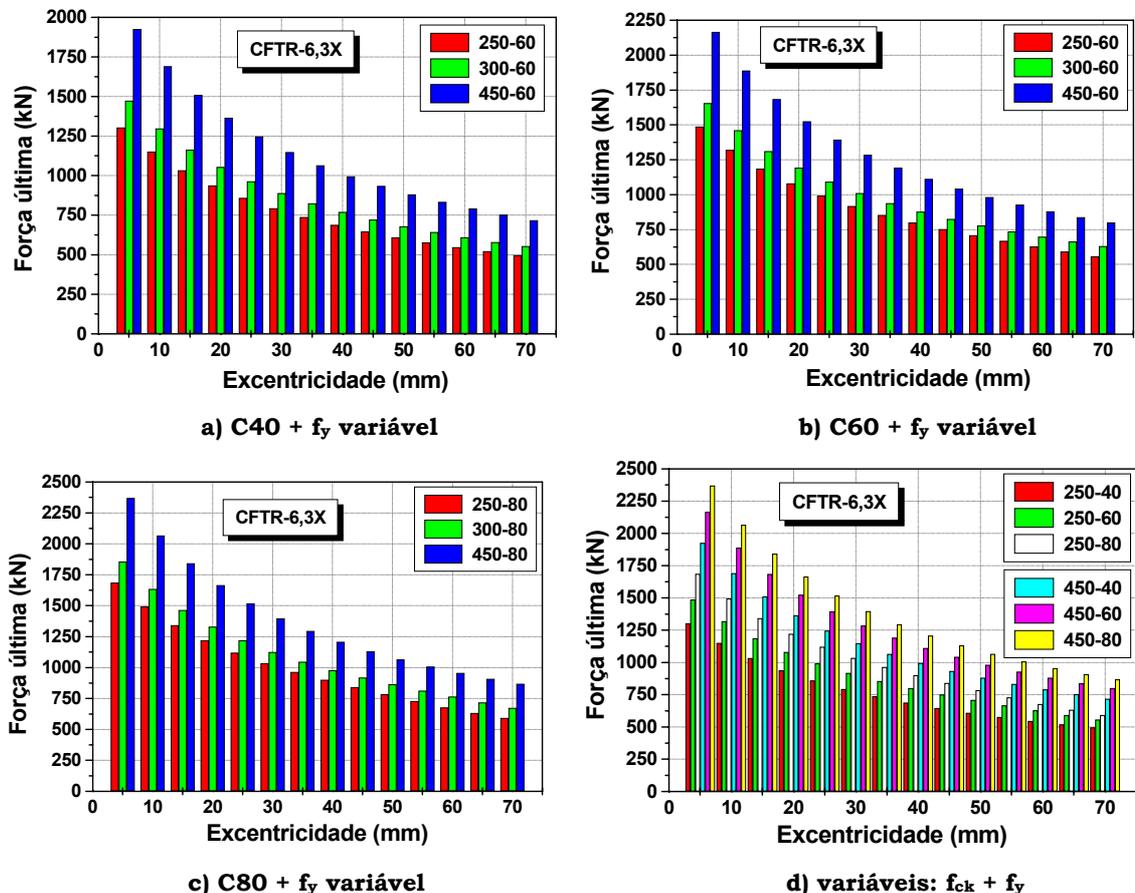


FIGURA 5.16: INFLUÊNCIA DE F_y NA FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE F_{ck} – CFTR-6,3X

Na FIGURA 5.17 são apresentadas relações entre valores de força última para algumas combinações de f_{ck} e f_y .

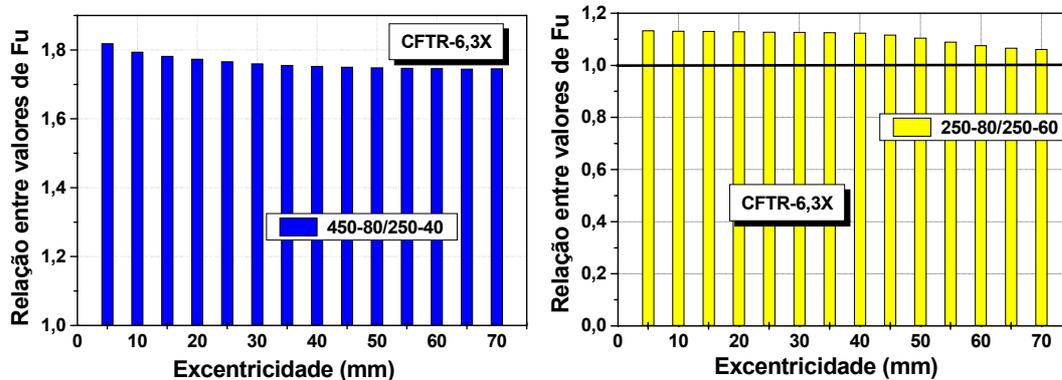


FIGURA 5.17: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE – CFTR-6,3X

A relação entre as combinações 450-80 e 250-40, que correspondem a materiais de resistência elevada e de resistência usual, produz acréscimos de 81% para a menor excentricidade avaliada e de 76% para a maior. As seções CFTR-6,3X apresentaram a menor perda de capacidade resistente entre as combinações citadas de todas as seções avaliadas até aqui.

Na FIGURA 5.17 se verifica que a relação 250-80/250-60 se mantém praticamente constante, independente da excentricidade do carregamento. Ocorre apenas uma leve perda para excentricidades acima de 40mm.

b) Excentricidade em Y

Nas figuras a seguir são apresentados resultados referentes aos elementos CFTR-6,3 submetidos a forças excêntricas aplicadas no eixo Y.

A variação da força última para diferentes valores de resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto é mostrada na FIGURA 5.18.

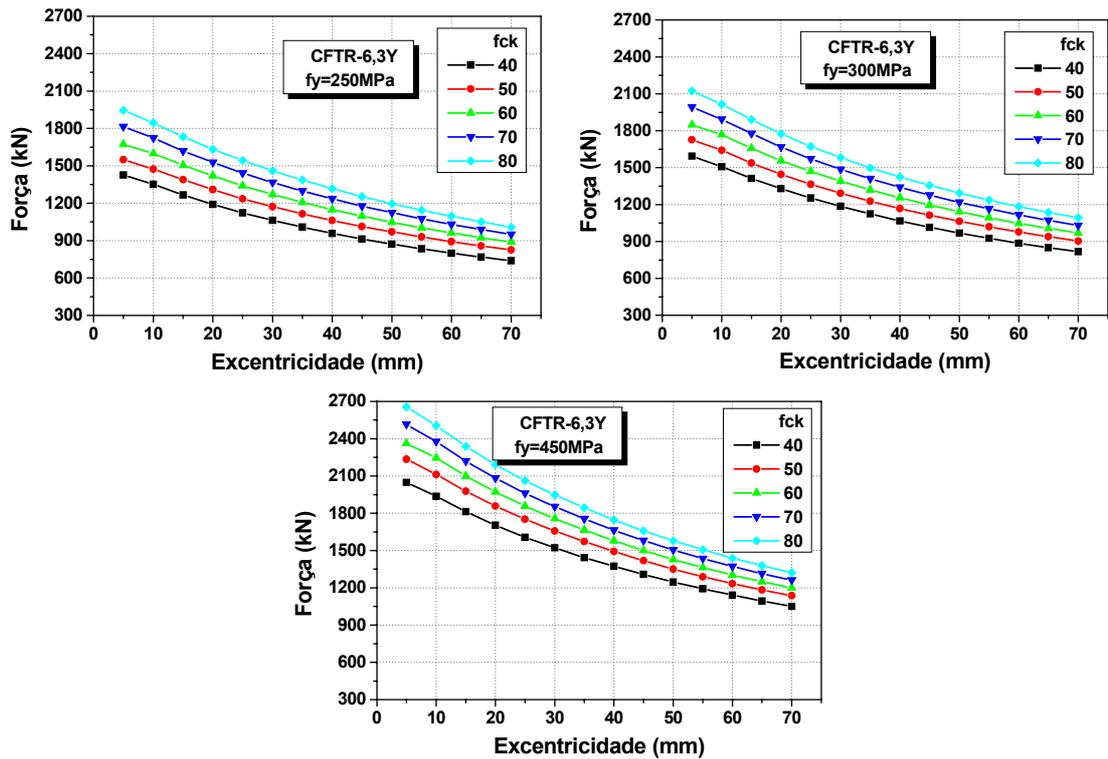
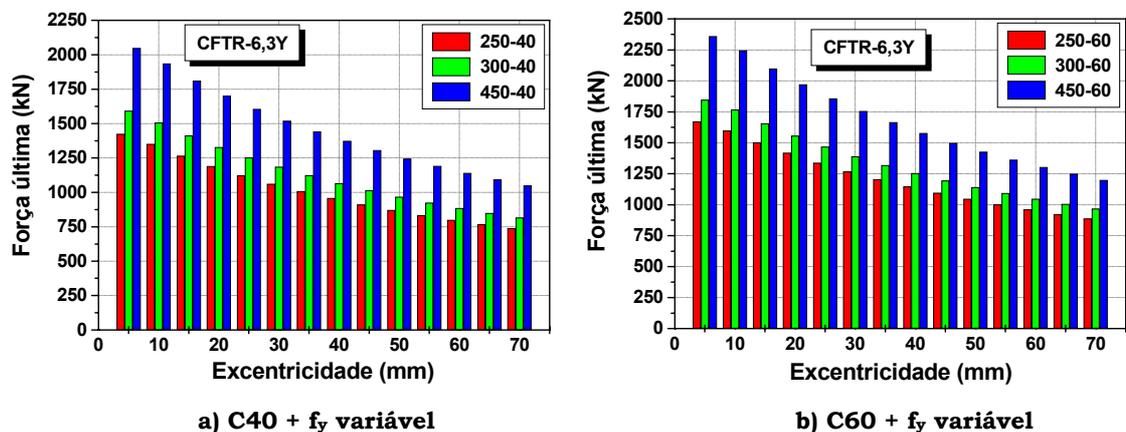


FIGURA 5.18: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTR-6,3Y

As curvas *Força última x Excentricidade* se comportam de forma similar, independente dos valores de f_{ck} e f_y analisados. Não ocorrem perdas acentuadas de capacidade resistente em função de acréscimos consideráveis na excentricidade da força axial e nem "afunilamento" nas proximidades de $e=70\text{mm}$, da mesma forma como não ocorreu para os elementos CFTR-3Y.

A representação gráfica da variação da força última para diferentes valores de f_{ck} é dada no APÊNDICE B.

A influência da variação de f_y sobre os valores de força última, mantendo a resistência do concreto constante é apresentada nas FIGURAS 5.19a a 5.19c.



a) C40 + f_y variável

b) C60 + f_y variável

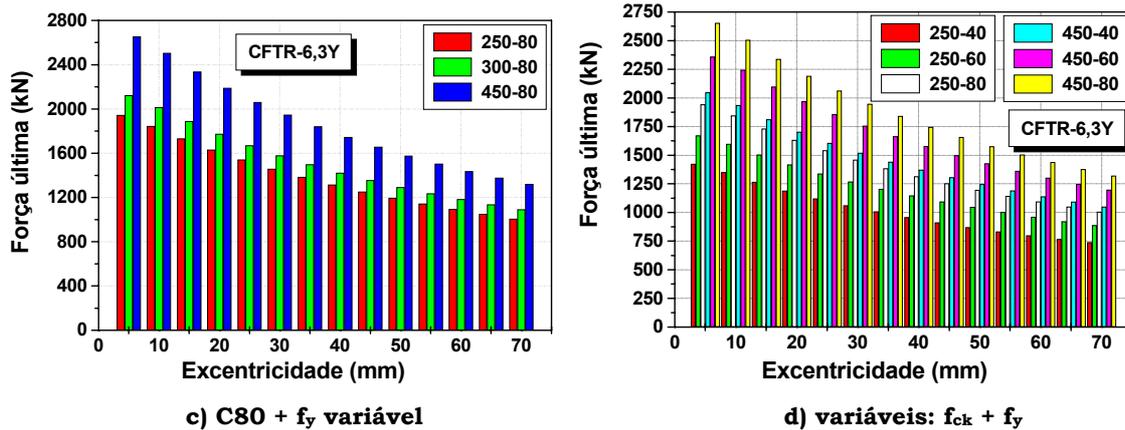


FIGURA 5.19: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO SOBRE A FORÇA ÚLTIMA, PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO – CFTR-6,3Y

Das FIGURAS 5.19a a 5.19c se conclui que há um crescimento bastante significativo nos valores de força última, para pequenas excentricidades, em função de acréscimos na resistência dos materiais. Este crescimento torna-se significativamente menor à medida que a excentricidade aumenta.

Na FIGURA 5.19d se observa que das combinações 250-80 resultam seções preenchidas com capacidade resistente semelhante àquelas resultantes da combinação 450-40, entretanto esta última apresenta valores sempre um pouco superiores aos anteriores. Nesta situação, é preferível utilizar a combinação 450-40 pois, além de resultarem seções mais resistentes, estas são mais baratas em relação às anteriores.

A relação entre valores de força última para seções mais e menos resistentes é apresentada na FIGURA 5.20.

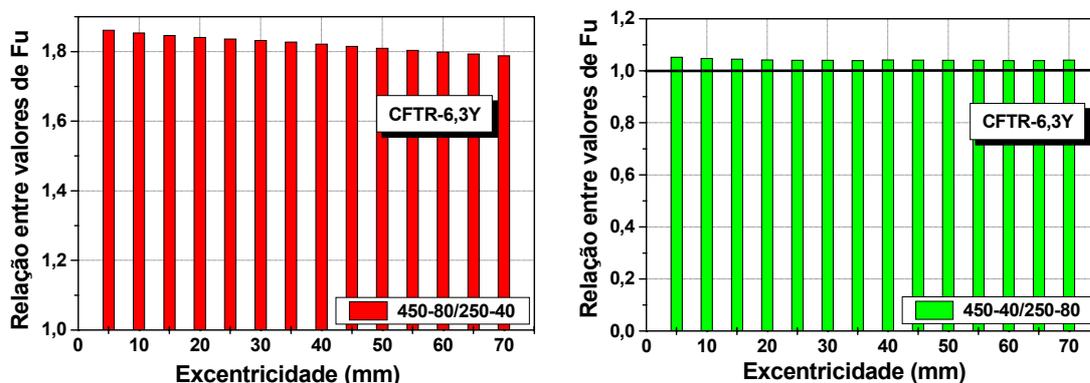


FIGURA 5.20: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E EXCENTRICIDADE - CFTR-6,3Y

A relação entre os valores de força última correspondentes às combinações 450-80 e 250-40 indica acréscimo de 86% para a menor excentricidade

avaliada e de 79% para a maior. Este intervalo indica pouca influência da excentricidade sobre os valores de força última nas duas situações analisadas. Outro aspecto importante é a relação entre valores de força última para as combinações 450-40 e 250-80, que se mantêm constante, independente do valor da excentricidade.

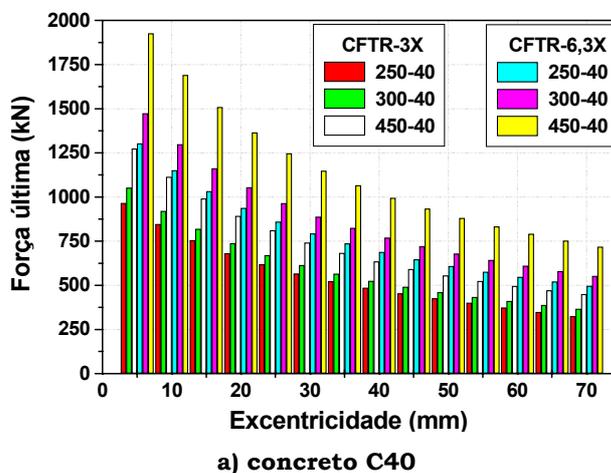
5.2.1.6 Análise comparativa: CFTR-3X e CFTR-6,3X

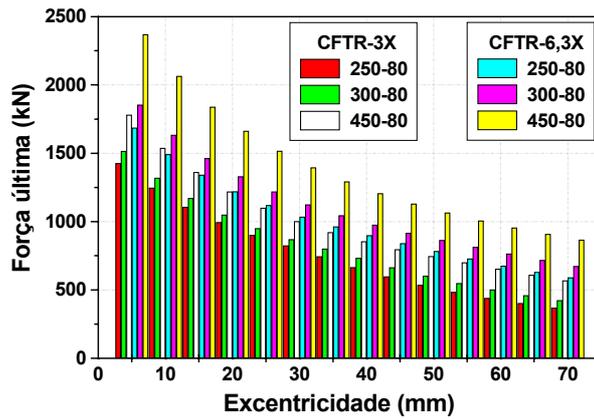
Neste item são tecidas análises comparativas entre as seções retangulares CFTR-3X e CFTR-6,3X, ambas submetidas a forças axiais excêntricas aplicadas sobre o eixo X.

Na FIGURA 5.21 são apresentados valores de força última para diferentes valores de resistência ao escoamento do aço, para os dois extremos de resistência do concreto.

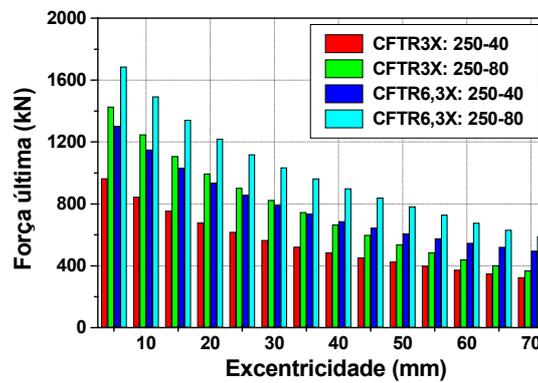
Os gráficos da FIGURA 5.21a e 5.21b são um alerta para a necessidade de selecionar adequadamente a resistência dos materiais que compõem a seção preenchida e a contribuição de cada um destes materiais para sua capacidade resistente.

A partir dos dois extremos de resistência à compressão do concreto - C40 e C80 - percebe-se na FIGURA 5.21a que as seções 450-40-3 e 250-40-6,3 têm valores de capacidade resistente muito semelhantes entre si, entretanto, a espessura do perfil tubular e a resistência ao escoamento do aço são diferentes. Neste caso, a opção pela seção 450-40-3 seria mais indicada em função do custo do aço.

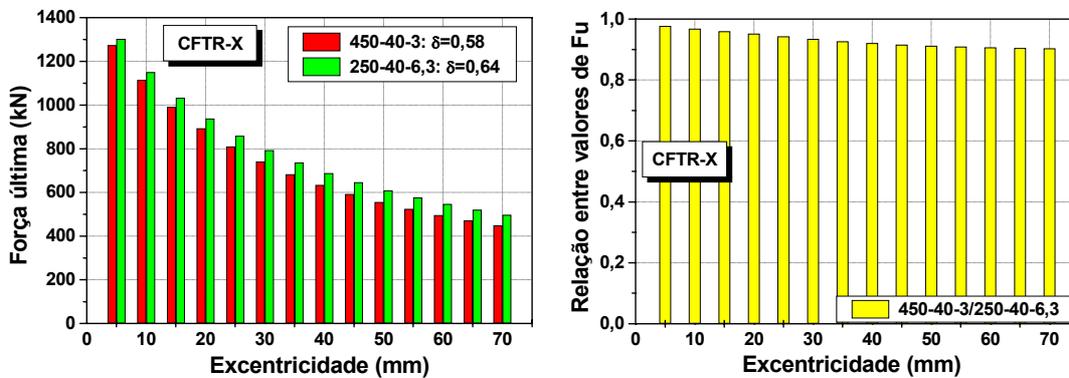




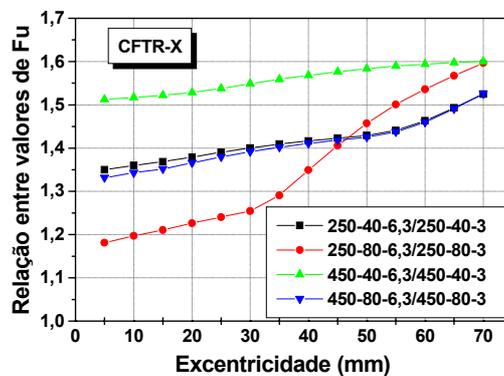
b) concreto C80



c) concreto com resistência variável



d) influência da resistência ao escoamento



e) relação entre valores de F_u - elementos CFTR-3X e CFTR-6,3X: concretos C40 e C80

FIGURA 5.21: FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE F_y E EXCENTRICIDADE – CFTR-3X CFTR-6,3X

A diferença entre os valores de força última para as seções CFTR-3X:450-40 e CFTR-6,3X:250-40 é desprezível para excentricidades pequenas e tende a aumentar com o aumento na excentricidade da força axial - FIGURA 5.21d.

Na FIGURA 5.21e merecem destaque:

- as relações entre as combinações 250-40-6,3/250-40-3 e 450-80-6,3/450-80-3, que apresentam comportamento idêntico e valores similares para pequenas excentricidades. Para excentricidades acima de 45mm, as relações citadas têm valores idênticos;
- o comportamento do quociente entre valores de força última das combinações 250-80-6,3/250-80-3, que é muito diferente do registrado para as demais combinações;
- comparando o comportamento das relações de força última entre as combinações 450-40-6,3/450-40-3 e 250-80-6,3/250-80-3 percebe-se grande diferença para pequenas excentricidades. Para excentricidades acima de 30mm ocorre uma mudança brusca no comportamento e o valor do quociente entre forças últimas das combinações 250-80-6,3/250-80-3 converge para o quociente entre 450-40-6,3/450-40-3, atingindo igual valor para uma força com 70mm de excentricidade;
- das combinações avaliadas, a que resultou em maior aumento de capacidade resistente foi a combinação 450-40-6,3, comparada com a combinação 450-40-3; o quociente entre valores de força última de ambas tende a aumentar com o aumento na excentricidade da força axial.

5.2.1.7 Análise comparativa: CFTR-3Y e CFTR-6,3Y

A análise comparativa entre as seções retangulares CFTR-3Y e CFTR-6,3Y, submetidas a forças axiais excêntricas aplicadas sobre o eixo Y é apresentada neste item.

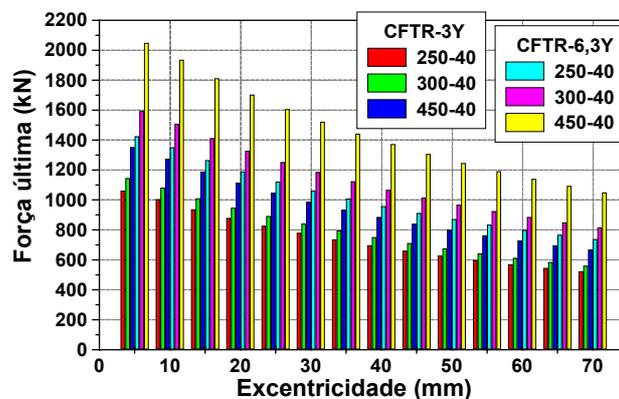
Os valores de força última, para diferentes valores de resistência ao escoamento do aço, levando em conta os dois extremos de resistência do concreto são apresentados na FIGURA 5.22a e 5.22b.

Na FIGURA 5.22a é possível constatar que não há similaridade entre valores de força última para as combinações analisadas, ou seja, variação nos valores

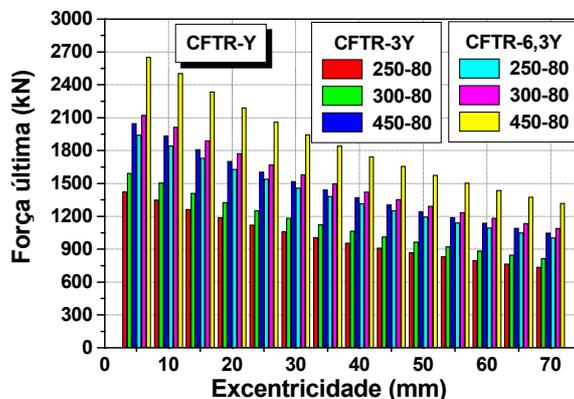
de f_y e na espessura do perfil tubular, mantendo a resistência do concreto em 40MPa. Quando a resistência do concreto é elevada para 80MPa, a similaridade nos valores de força última ocorre entre as combinações 450-80-3 e 250-80-6,3 registrando-se, para o primeiro, valores sempre superiores, independente da excentricidade da força axial - FIGURA 5.22b.

A comparação entre valores de força última apresentada na FIGURA 5.22c permite afirmar que aumentar a resistência do concreto - combinação 250-80-3 - é mais eficiente que aumentar a espessura do perfil tubular - combinação 250-40-6,3. Este fato é consequência dos fatores de contribuição do aço correspondentes a cada uma das combinações: para 250-80-3 tem-se $\delta=0,28$ enquanto para a combinação 250-40-6,3 tem-se $\delta=0,64$. Isto significa que a capacidade resistente da seção 250-80-3 é comandada pela resistência do concreto enquanto na seção 250-40-6,3, a maior parcela de resistência provém do perfil tubular.

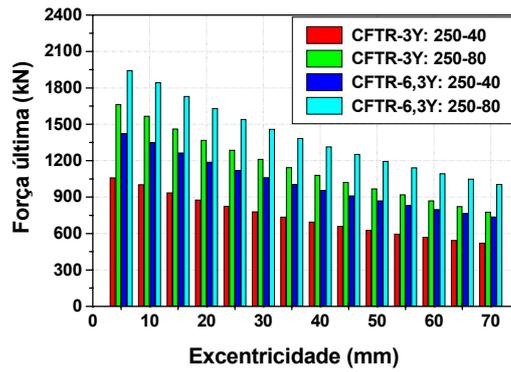
A FIGURA 5.22d confirma a similaridade entre valores de força última já identificada na FIGURA 5.22b, para as combinações 450-80-3 e 250-80-6,3.



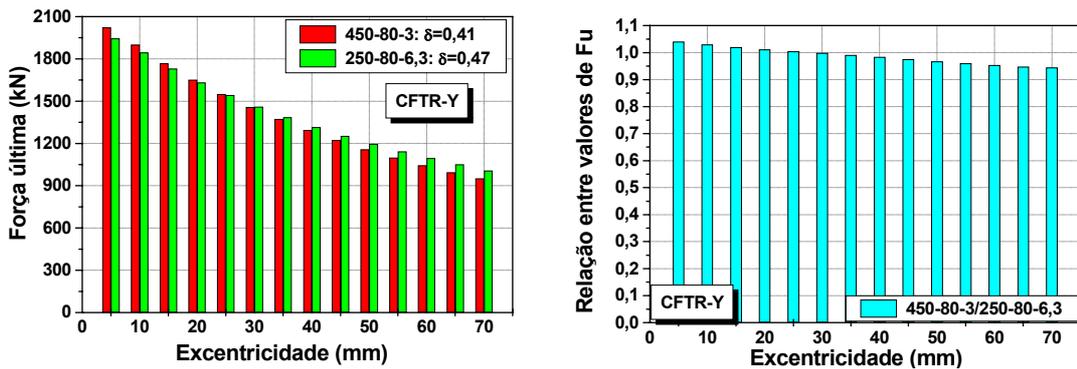
a) concreto C40



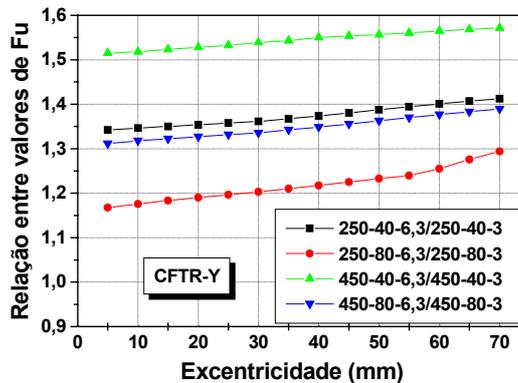
b) concreto C80



c) concreto com resistência variável



d) influência da resistência ao escoamento



e) relação entre valores de força última - elementos CFTR-3Y e CFTR-6,3Y: concretos C40 e C80

FIGURA 5.22: VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTÊNCIA DO AÇO E EXCENTRICIDADE – CFTR-3Y CFTR-6,3Y

A partir da FIGURA 5.22e foram identificados alguns fatores que merecem destaque:

- a relação entre valores de força última e excentricidade apresenta comportamento similar e praticamente linear em todos os casos analisados. Apenas para a relação 250-80-6,3/250-80-3 verifica-se leve crescimento a partir de uma excentricidade de 55mm;

- o comportamento das relações 250-40-6,3/250-40-3 e 450-80-6,3/450-80-3 é idêntico e os valores encontrados são muito próximos entre si;
- a combinação que resulta em maior ganho de capacidade resistente é a 450-40-6,3 em relação à combinação 450-40-3. Foram registrados acréscimos que variam entre 51 e 55%. Para as demais, o maior acréscimo registrado foi de 41%.

5.2.2 Diagramas Momento fletor x Força normal

A partir dos valores de força última e deslocamento lateral no meio do vão dos pilares preenchidos, foi possível traçar os diagramas *Momento fletor x Força normal* para os diversos elementos analisados no estudo paramétrico.

Em todos os casos apresentados a seguir, o momento fletor foi calculado da seguinte forma:

$$M = F_u \cdot (e + \delta_{\max})$$

sendo:

F_u : força última

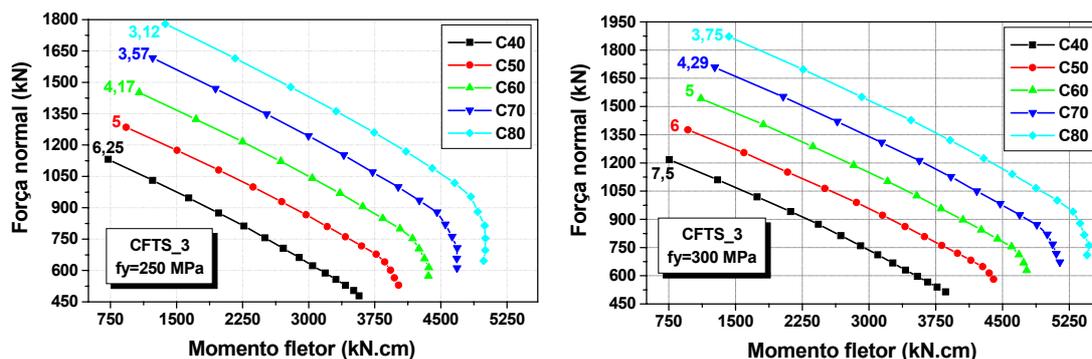
e : excentricidade inicial da força axial

δ_{\max} : deslocamento lateral no meio do vão

F_u e δ_{\max} foram gerados a partir do processamento dos elementos no programa computacional CFT.

5.2.2.1 Elementos CFTS-3

Os diagramas *Momento fletor x Força normal* para os elementos CFTS-3, considerando variações de f_c e f_y , são mostrados na FIGURA 5.23 juntamente com os valores da relação f_y/f_c .



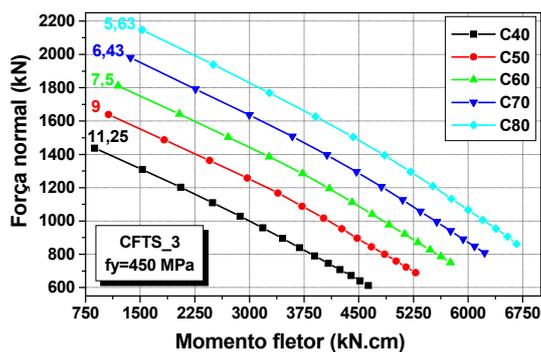


FIGURA 5.23: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTS-3

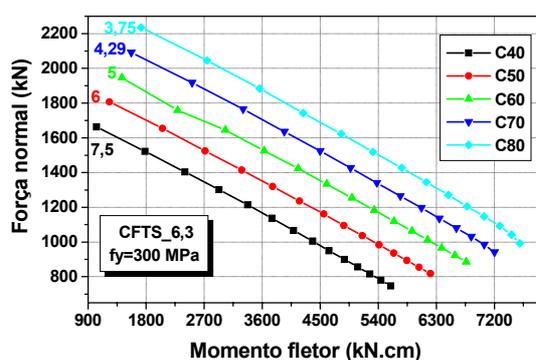
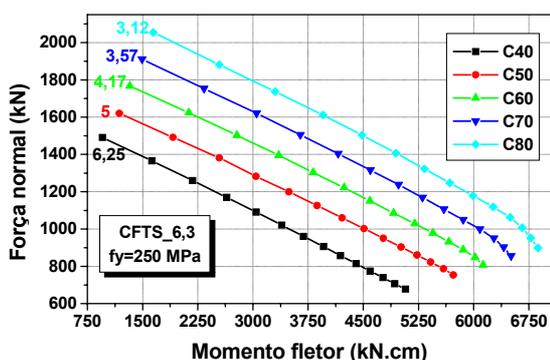
Os diagramas *Momento fletor x Força normal* para resistências ao escoamento de 250 e 300MPa e concretos de diversas resistências são paralelos entre si. Verifica-se que o momento fletor correspondente à maior excentricidade avaliada aproxima-se do valor correspondente à situação de flexão pura.

A forma dos diagramas se aproxima da clássica, que apresenta um ponto com momento fletor superior ao correspondente à situação de flexão pura. A este ponto corresponde uma força normal igual a $0,5N_c$, que é a capacidade resistente apenas da seção de concreto - $N_c = A_c \cdot f_c$. Por exemplo, os elementos CFTS-3 e concreto C80, $N_c=829kN$.

Para os elementos CFTS-3 e $f_y=450MPa$ era necessário aplicar forças axiais com excentricidade ainda maior para encontrar a forma clássica do diagrama M-N.

5.2.2.2 Elementos CFTS-6,3

Na FIGURA 5.24 são plotados os valores de *Momento fletor x Força normal* para cujos elementos CFTS-6,3. Nestes diagramas são plotados também os valores da relação f_y/f_c .



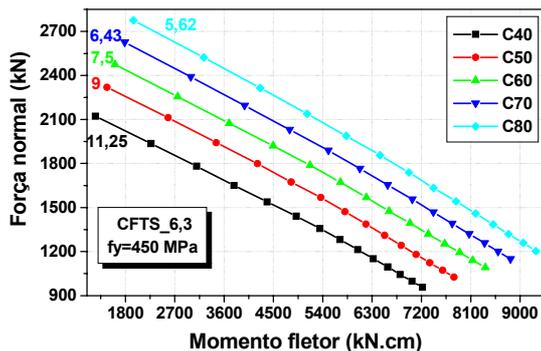


FIGURA 5.24: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTS-6,3

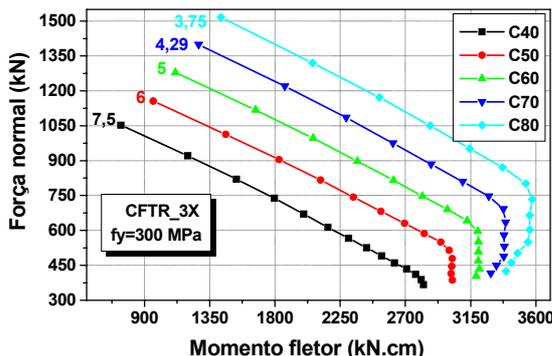
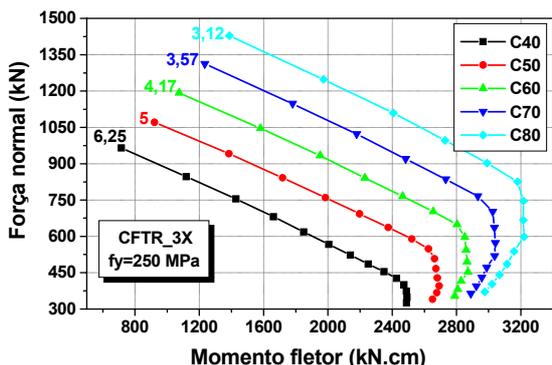
Todas as curvas M-N são paralelas, independente do valor de f_y ou de f_{ck} . As curvas *Momento fletor x Força normal* não apresentam a forma clássica visível, com um ponto correspondente a $0,5N_c$. Para que isto acontecesse seria necessário aplicar forças com excentricidade ainda maior.

O valor de N_c para concreto C80 e elementos CFTS-6,3 é igual a 755 kN.

5.2.2.3 Elementos CFTR-3

Neste item são apresentados os diagramas *Momento fletor x Força normal* para os elementos CFTR-3X e CFTR-3Y.

Na FIGURA 5.25 são mostrados os diagramas *Momento fletor x Força normal* para os elementos CFTR-3X. E, na FIGURA 5.26, os mesmos diagramas para os elementos CFTR-3Y.



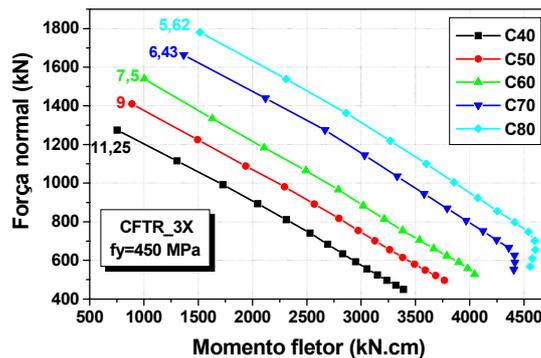


FIGURA 5.25: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTR-3X

Para os elementos CFTR-3X - FIGURA 5.25 - é visível a forma clássica das curvas M-N, com visualização dos pontos correspondentes a N_c , entretanto, estes pontos são mais visíveis para as curvas cujos elementos têm resistência ao escoamento de 250 e 300MPa. Os valores de N_c para concretos C80, C60 e C40 são, respectivamente, 729kN, 547kN e 365kN.

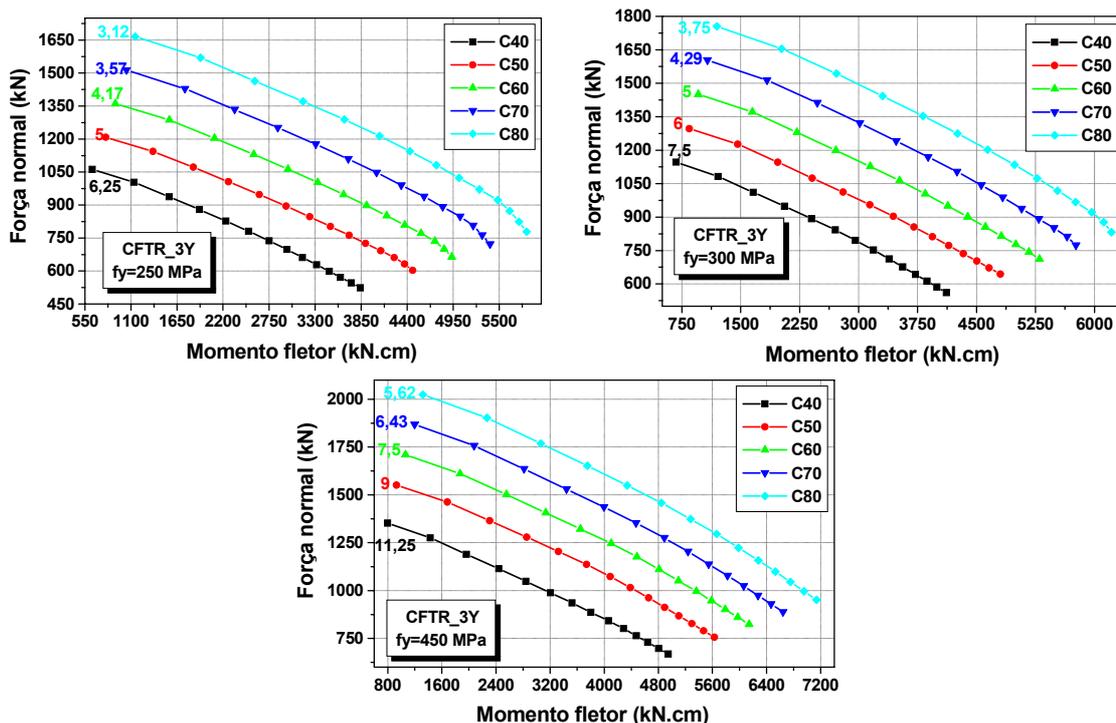


FIGURA 5.26: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTR-3Y

Os valores de momento fletor e força normal encontrados para os elementos CFTR-3Y e plotados nas curvas da FIGURA 5.26 não permitem visualizar claramente a forma clássica para as curvas M-N. Apenas para a combinação $f_y=250$ MPa e concreto C80 é possível, com certo esforço, visualizar o ponto correspondente a $N_c=729$ kN. Para uma visualização perfeita seria necessário aumentar a excentricidade da força axial aplicada.

5.2.2.4 Elementos CFTR-6,3

A seguir, nas FIGURAS 5.27 e 5.28 são apresentados os diagramas *Momento fletor x Força normal* para os elementos CFTR-6,3X e CFTR-6,3Y, respectivamente.

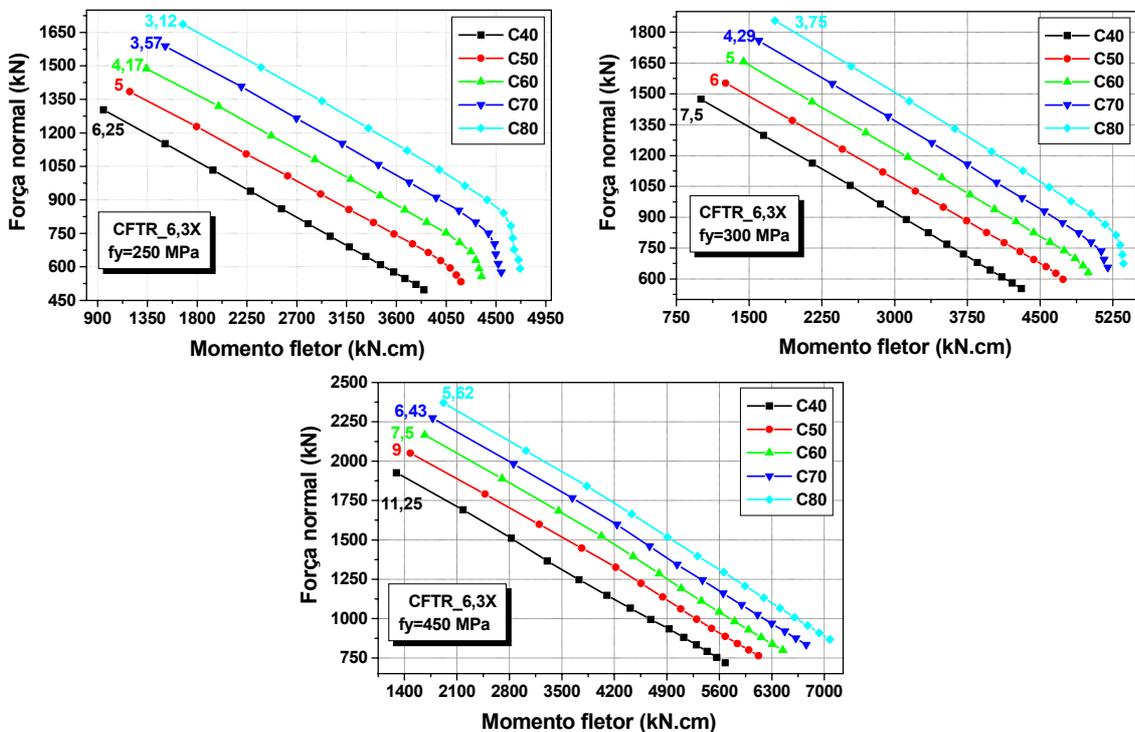
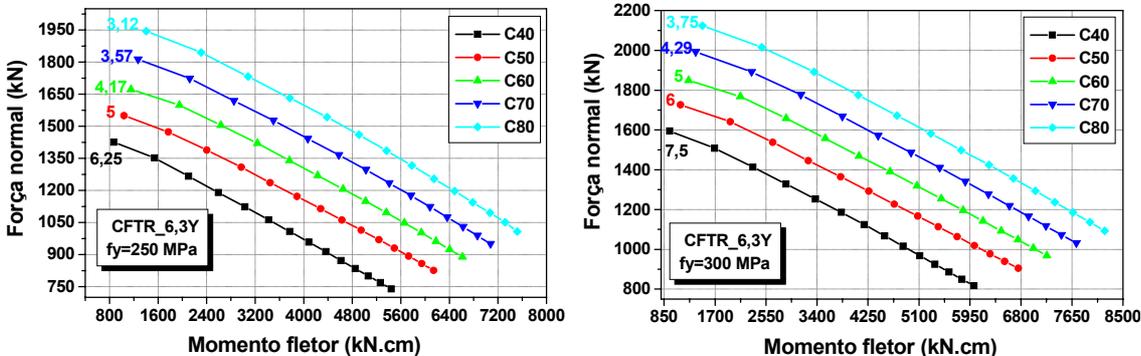


FIGURA 5.27: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTR-6,3X

Para os elementos CFTR-6,3X, cujos diagramas M-N são apresentados na FIGURA 5.27, a visualização do ponto N_c é precária para resistências ao escoamento de 250 e 300MPa; para $f_y=450$ MPa não é possível visualizar o ponto N_c . Para estes elementos os valores de N_c correspondentes a concreto C80, C60 e C40 são, respectivamente, 1310kN, 983kN e 655kN.



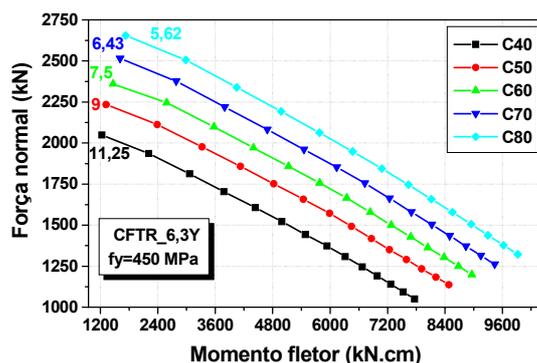


FIGURA 5.28: DIAGRAMA M-N PARA OS ELEMENTOS CFTR-6,3Y

No caso dos elementos CFTR-6,3Y não é possível visualizar o ponto correspondente a N_c para nenhum valor de f_y analisado. A visualização seria possível aplicando forças axiais com excentricidades maiores que as consideradas.

5.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Adotando a metodologia de ensaio descrita no Capítulo 4, foi realizada a experimentação física com modelos curtos de pilares flexo-comprimidos.

Os resultados encontrados são apresentados a seguir, divididos de acordo com as séries consideradas na TABELA 4.1 – Capítulo 4.

5.3.1 Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais presentes na seção preenchida foi realizada de acordo com a metodologia descrita no Capítulo 4. Os resultados encontrados são relatados a seguir.

5.3.1.1 Caracterização do concreto

Os valores de resistência à compressão, de resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade longitudinal do concreto são listados na TABELA 5.1.

TABELA 5.1: RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Série	Modelo	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Piloto	CFTR-3BP	7	58,36 ± 2,79	4,72 ± 0,65	32.713 ± 2938
	CFTS-3B	84*	52,84 ± 2,27	3,33 ± 0,21	31.514 ± 3784
	CFTS-3U				

1	CFTS-6,3B	85*	59,09 ± 3,62	4,27 ± 0,42	35.380 ± 4794
	CFTS-6,3U				
2	CFTR-3B	8	53,29 ± 2,17	3,86 ± 0,36	31.580 ± 2598
	CFTR-3U				
	CFTR-6,3B	86*	61,06 ± 0,94	3,77 ± 0,19	32.857 ± 6381
	CFTR-6,3U				
1R	CFTS-6,3BR	8	73,66 ± 3,06	4,17 ± 0,30	43.375 ± 3142
	CFTS-6,3UR				
2R	CFTR-6,3BR	7	68,88 ± 1,67	5,25 ± 0,32	41.427 ± 4548
	CFTR-6,3UR				

OBS.: além dos valores médios, é apresentado também o desvio padrão para cada modelo.

* Problemas com a Máquina de Ensaios INSTRON 8506 adiaram a realização dos ensaios dos pilares e os corpos-de-prova foram ensaiados no mesmo dia.

5.3.1.2 Caracterização do aço do perfil tubular

Os resultados médios da caracterização do aço dos perfis tubulares que compõem os pilares preenchidos são dados na TABELA 5.2. Para cada modelo foram retiradas quatro amostras das porções planas, sendo duas das faces sem solda e duas das faces com solda. Na TABELA 5.2 são apresentados os valores médios apenas das faces sem solda.

Vale lembrar que os perfis tubulares são em aço sem qualificação estrutural tipo SAE 1020.

TABELA 5.2: PROPRIEDADES MECÂNICAS MÉDIAS DO AÇO DO PERFIL TUBULAR¹

Série	Modelo	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento (%)
Piloto	CFTR-3BP	284 ± 1,8	393,3 ± 1,9	37,7 ± 2,4
1	CFTS-3B	211,4 ± 7,0	315,9 ± 14,7	36,4 ± 0,2
	CFTS-3U	211,4 ± 7,0	315,9 ± 14,7	36,4 ± 0,2
	CFTS-6,3B	229,8 ± 7,8	342,0 ± 3,9	39,0 ± 0,7
	CFTS-6,3U	229,0 ± 6,7	344,5 ± 0,9	35,8 ± 0,1
2	CFTR-3B	284,1 ± 11,4	375,4 ± 3,8	31,5 ± 1,3
	CFTR-3U	303,1 ± 11,2	372,3 ± 2,8	32,6 ± 0,2
	CFTR-6,3B	246,1 ± 0,0	352,6 ± 0,0	35,2 ± 1,7
	CFTR-6,3U	235,1 ± 3,9	357,0 ± 24,5	34,8 ± 1,9

¹ OBS.: além dos valores médios, é apresentado também o desvio padrão para cada modelo. Para o cálculo dos valores médios não foram incluídos os resultados dos corpos-de-prova da região da solda.

1R	CFTS-6,3BR	229,8 ± 7,8	342,0 ± 3,9	39,0 ± 0,7
	CFTS-6,3UR	229,0 ± 6,7	344,5 ± 0,9	35,8 ± 0,1
2R	CFTR-6,3BR	246,1 ± 0,0	352,6 ± 0,0	35,2 ± 1,7
	CFTR-6,3UR	235,1 ± 3,9	357,0 ± 24,5	34,8 ± 1,9

5.3.2 Capacidade resistente: força última e momento último

A força última teórica foi calculada com programa CFT considerando como propriedades dos materiais aquelas obtidas na caracterização - TABELAS 5.1 e 5.2. A comparação entre estes valores e aqueles resultantes da experimentação física é apresentada na TABELA 5.3.

TABELA 5.3: FORÇA ÚLTIMA, DESLOCAMENTO LATERAL MÁXIMO E MOMENTO ÚLTIMO: VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS (VIA PROGRAMA CFT)

Série	Modelo	F _{uEXP} (kN)	F _{uTEO} (kN)	δ _{TEO} (mm)	δ _{EXP} (mm)	M _{EXP} (kN.cm)	M _{TEO} (kN.cm)
Piloto	CFTR-3BP	841,6	802,7	6,81	7,57	2320,3	2152,0
1	CFTS-3B	883,0	851,5	4,31	4,86	3078,1	2921,5
	CFTS-3U	954,0	851,5	4,31	6,65	3496,4	2921,5
	CFTS-6,3B	517,5	1164,2	4,11	1,55	1632,7	3971,1
	CFTS-6,3U	380,7	1162,5	4,11	1,22	1188,5	3965,3
2	CFTR-3B	751,0	765,9	6,51	6,70	2005,2	2030,4
	CFTR-3U	678,9	785,5	6,51	4,23	1645,0	2082,4
	CFTR-6,3B	481,6	1007,7	7,01	2,98	1106,7	2721,8
	CFTR-6,3U	426,0	985,3	7,11	2,61	963,2	2671,1
1R	CFTS-6,3BR	1380,0	1278,4	4,91	9,00	5382,0	4462,9
	CFTS-6,3UR	1427,5	1276,6	4,91	8,60	5510,1	4456,6
2R	CFTR-6,3BR	1064,6	1037,5	7,41	9,13	3101,2	2843,8
	CFTR-6,3UR	1027,1	1015,1	7,51	7,92	2867,7	2792,5
$M_{EXP} = F_{EXP} \cdot (\delta_{EXP} + e)$							

O quociente entre os valores de força última teórica e experimental, para todos os elementos investigados experimentalmente, é apresentado graficamente na FIGURA 5.29, juntamente com quociente entre valores de deslocamento lateral máximo teórico e experimental.

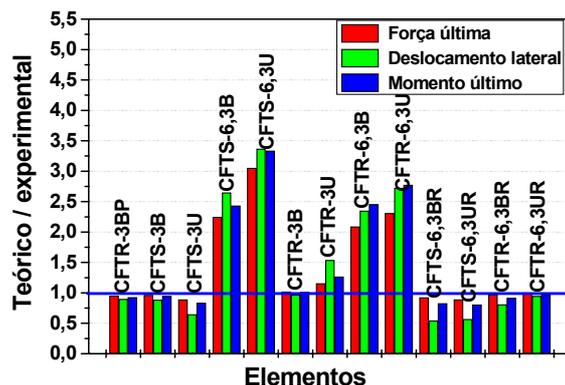


FIGURA 5.29: RELAÇÃO ENTRE VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS - FORÇA ÚLTIMA, DESLOCAMENTO LATERAL MÁXIMO E MOMENTO ÚLTIMO

Percebe-se que o programa CFT permite uma boa estimativa dos valores de força última. Desprezando aqueles valores correspondentes aos elementos CFTS-6,3B, CFTS-6,3U, CFTR-6,3B e CFTR-6,3U, cujos ensaios foram repetidos por problemas de execução, a máxima diferença registrada entre valores de força última teóricos e experimentais é igual a 15% (elemento CFTR-3U). Para os demais elementos, esta diferença foi inferior a 10%, sempre menor que os experimentais.

Estes resultados confirmam a aplicabilidade do programa CFT na previsão da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos; aplicabilidade esta já constatada para resultados experimentais de outros pesquisadores.

Não foi observada a mesma precisão na previsão no deslocamento máximo no meio do vão. Neste caso, as diferenças chegam a 50% e, portanto, os resultados de deslocamento máximo decorrentes da utilização do programa CFT devem ser analisados com cuidado.

Em relação aos valores de momento máximo teóricos e experimentais, a correlação entre ambos foi muito boa desprezando-se, é claro, os elementos CFTS-6,3B, CFTS-6,3U, CFTR-6,3B e CFTR-6,3U, cujos resultados foram comprometidos por problemas no decorrer dos ensaios. A máxima diferença registrada para os elementos válidos foi de 26% mas, na maioria dos casos, a diferença foi inferior a 15%.

5.3.3 Série Piloto

A série piloto, composta por um único elemento de seção retangular, foi ensaiada com o intuito de fornecer subsídios para a definição da metodologia de ensaio a ser empregada nas demais séries.

5.3.3.1 Deformação axial dos materiais – Série Piloto

As deformações axiais na face externa do perfil tubular e no núcleo de concreto, nas quatro faces do modelo CFTR-3BP, são plotadas na FIGURA 5.30, para diversos valores de força axial excêntrica aplicada.

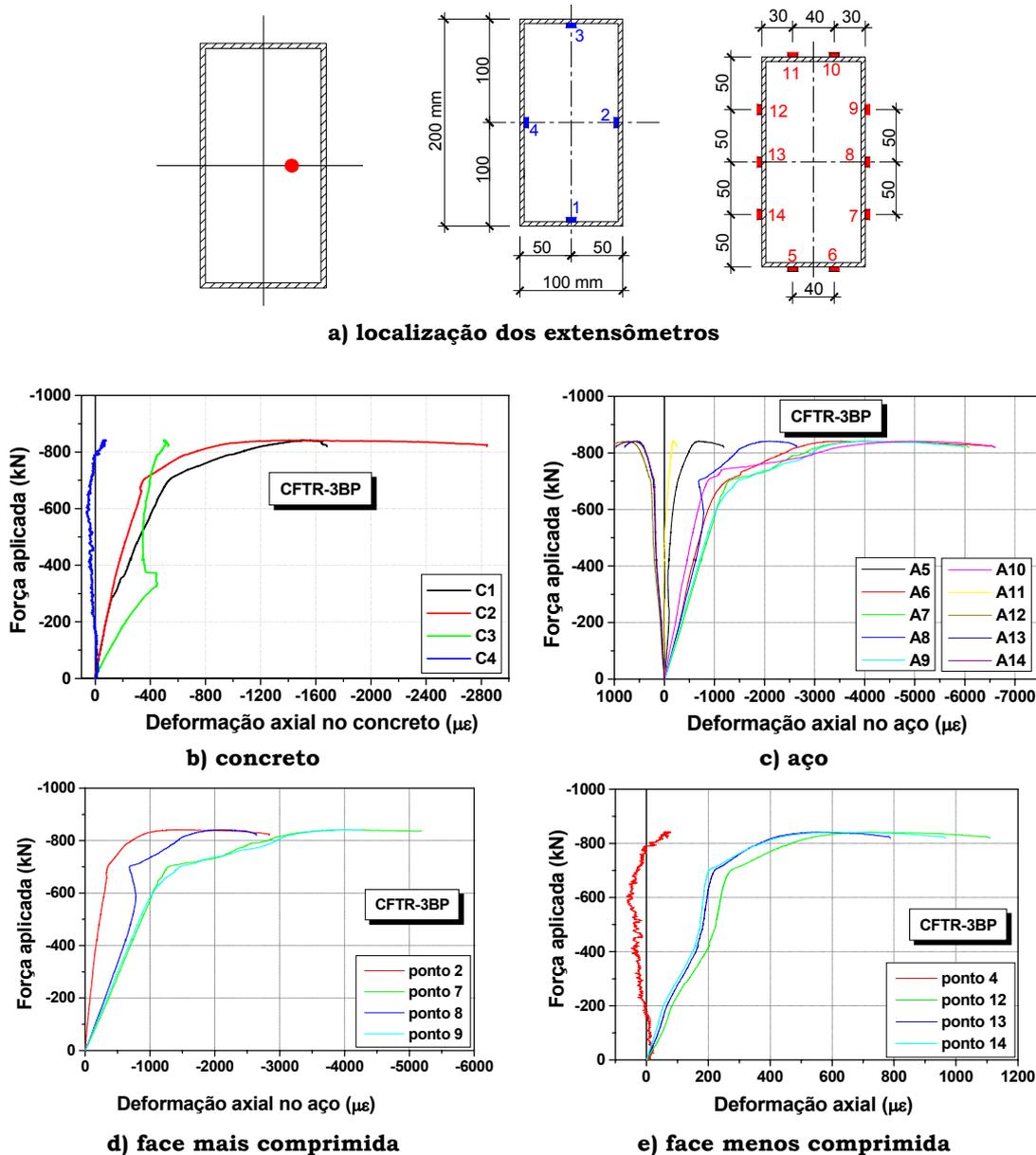


FIGURA 5.30: DEFORMAÇÕES AXIAIS NO MODELO CFTR-3BP - SÉRIE PILOTO

O comportamento das deformações registradas no perfil tubular é coerente com a solicitação de flexo-compressão aplicada. Os pontos 7/8/9 têm comportamento e valores de deformação coerentes com a face mais comprimida. Da mesma forma, para os pontos 12/13/14, que se encontram na face oposta, ou seja, menos comprimida; neste caso, chega a ocorrer tração nesta face.

Os registros de deformação no núcleo de concreto de alta resistência indicam capacidade de deformação plástica deste material, com tendência a se comportar como "elasto-plástico perfeito". Esta capacidade de deformação plástica do concreto de alta resistência é conferida pelo efeito de confinamento que o perfil tubular exerce sobre este. Como consequência deste efeito de confinamento, o concreto ganha capacidade de se deformar plasticamente entretanto, isto não implica em ganho de capacidade resistente da seção preenchida flexo-comprimida.

Na face mais comprimida, as deformações no concreto e no perfil tubular têm comportamento semelhante, entretanto, com valores levemente diferentes, sobretudo na fase inicial de carregamento.

Na face menos comprimida, as deformações no aço e no concreto têm comportamento diferente: no concreto, até próximo da força última são registradas deformações de compressão ao passo que, no perfil tubular, desde o início são registradas deformações de tração. A inversão compressão-tração é registrada no concreto apenas na fase final de carregamento.

5.3.3.2 Deslocamentos – Série Piloto

Foi registrado o deslocamento vertical do atuador que aplicava a força vertical no elemento. Tal registro de deslocamento é ilustrado na FIGURA 5.31 e permite ter uma idéia do comportamento global do elemento misto flexo-comprimido.

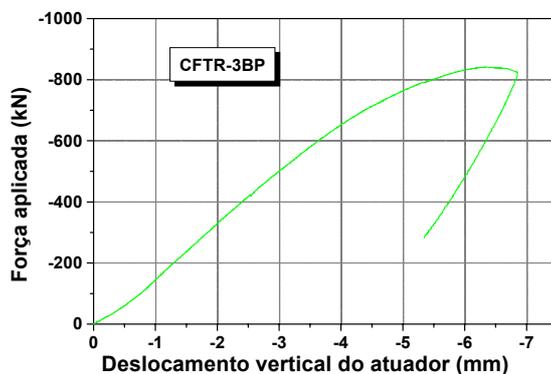


FIGURA 5.31: COMPORTAMENTO DO ELEMENTO CFTR-3BP VIA DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

O encurtamento vertical do elemento CFTR-3BP foi registrado também por dois transdutores de deslocamento fixados em duas faces perpendiculares

entre si. Os encurtamentos registrados são plotados no gráfico da FIGURA 5.32.

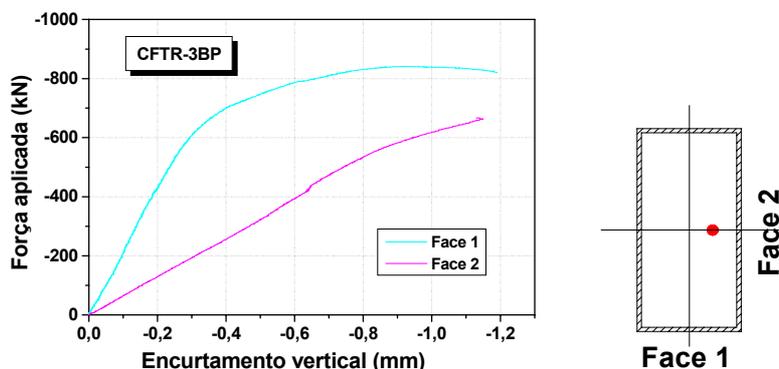


FIGURA 5.32: ENCURTAMENTO VERTICAL EM DUAS FACES PERPENDICULARES ENTRE SI

Como era esperado, o encurtamento vertical registrado na Face 2 (face mais comprimida) é muito superior àquele registrado na Face 1, confirmando a ocorrência de flexo-compressão no plano desejado.

Os deslocamentos laterais registrados pelos transdutores de deslocamento posicionados em dois planos perpendiculares entre si são apresentados no gráfico da FIGURA 5.33, para os cinco pontos distribuídos ao longo da altura do pilar. Nesta mesma figura também são apresentados os deslocamentos laterais, medidos em dois planos perpendiculares, em função da força vertical aplicada. Vale lembrar que a Face 3 é oposta à 1 e a Face 4, oposta à Face 2.

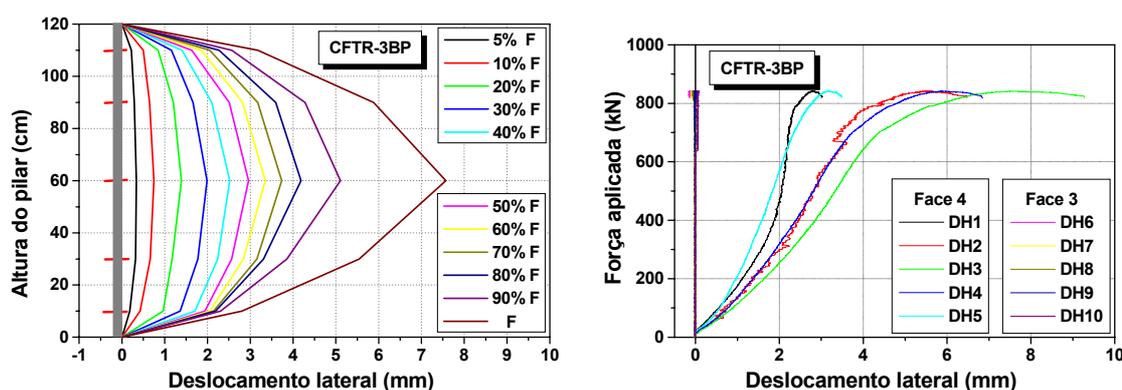


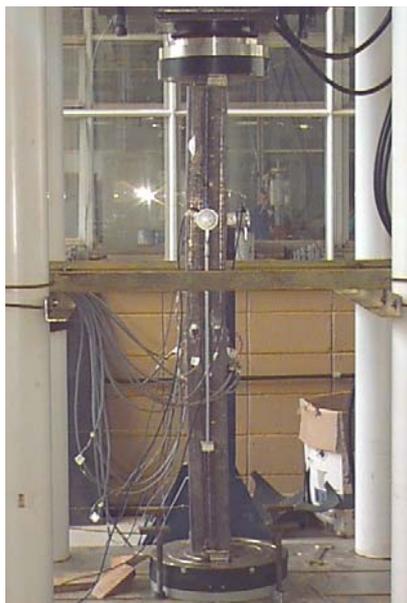
FIGURA 5.33: DESLOCAMENTO LATERAL DO MODELO CFTR-3BP - SÉRIE PILOTO

Os valores de deslocamento lateral registrados no eixo perpendicular ao de aplicação da força axial excêntrica confirmam a ocorrência de flexão normal composta no eixo desejado - FIGURA 5.33. Tais registros permitem visualizar a evolução dos deslocamentos laterais com os acréscimos na força axial excêntrica.

O gráfico *Altura do pilar x Deslocamento lateral* permite visualizar a formação da curvatura simples de flexão do pilar preenchido, que apresenta valores de deslocamento muito semelhantes entre pontos simétricos.

5.3.3.3 Configuração final – Série Piloto

Na FIGURA 5.34 é apresentada a configuração final do elemento da *Série Piloto*.



Curvatura de flexão



Instabilidade local

FIGURA 5.34: CONFIGURAÇÃO FINAL - SÉRIE PILOTO

O aparecimento da instabilidade local mostrada na FIGURA 5.24 foi precedido pelo esgotamento da capacidade resistente do pilar preenchido. Ou seja, a ruína foi caracterizada pela incapacidade do elemento de suportar acréscimos de força axial; este passa a apresentar apenas acréscimos de deformações e deslocamentos, visíveis nas FIGURAS 5.30 a 5.33.

5.3.4 Série 1

Os resultados obtidos na experimentação física dos elementos da Série 1 foram agrupados em função dos registros de deformação e deslocamentos como segue.

Embora os resultados decorrentes dos ensaios dos elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U tenham sido comprometidos pela formação de nichos de concretagem nas suas extremidades, estes são aqui apresentados como um

alerta para a necessidade de garantir que a força seja introduzida simultaneamente no núcleo de concreto e no perfil tubular.

Durante a realização do ensaio do elemento CFTS-3B ocorreram problemas com a bomba hidráulica que comanda o funcionamento da Máquina de Ensaio INSTRON 8506 e, em função disso, o ensaio foi interrompido sendo retomado após 85 dias. Durante este período, o elemento CFTS-3B ficou na Máquina de Ensaio, sob a atuação de uma força de compressão de aproximadamente 20 kN. Apesar deste incidente, os resultados do elemento CFTS-3B puderam ser aproveitados e, tal decisão foi tomada com base no comportamento mostrado na FIGURA 5.35. Nela se verifica que não houve mudança de comportamento em função da atuação de uma força axial por um longo período, talvez porque a intensidade desta tenha sido muito pequena e insuficiente para causar danos ao elemento. Outro fator que chama a atenção é que o ensaio foi interrompido quando a força axial aplicada representava cerca de 80% da força última prevista e, mesmo assim, não houve perda de rigidez. Esta perda de rigidez não ocorreu, provavelmente, porque quando o núcleo de concreto de alta resistência é confinado pelo perfil tubular, sofre pouca microfissuração até atingir a ruína.

Na FIGURA 5.35, a curva denominada "1ª. fase" corresponde à primeira tentativa de ensaiar o elemento e aquela denominada "2ª. fase" é correspondente ao ensaio levado até a ruptura (após 85 dias). Nela se percebe rigidez idêntica entre as duas tentativas. O comportamento passa a ser diferente a partir de uma força axial de aproximadamente 690kN, que corresponde ao valor no qual o atuador parou de aplicar acréscimos de força.

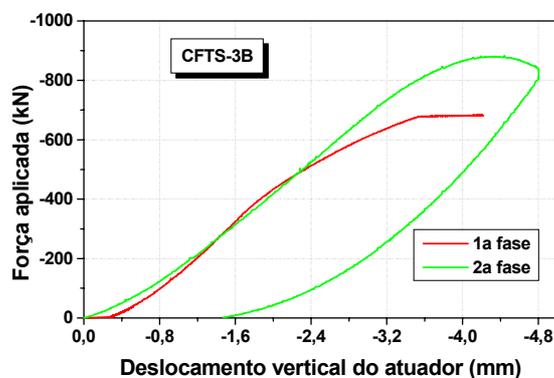
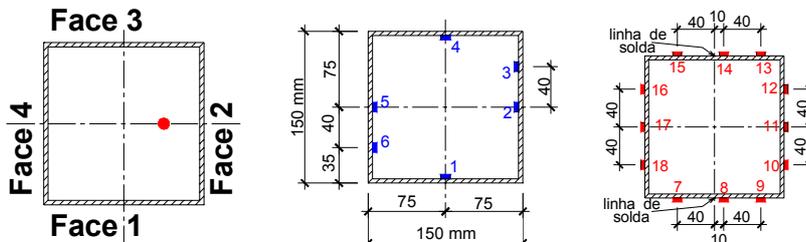


FIGURA 5.35: COMPARAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR NO ELEMENTO CFTS-3B PARA AS FASES 1 E 2 - SÉRIE 1

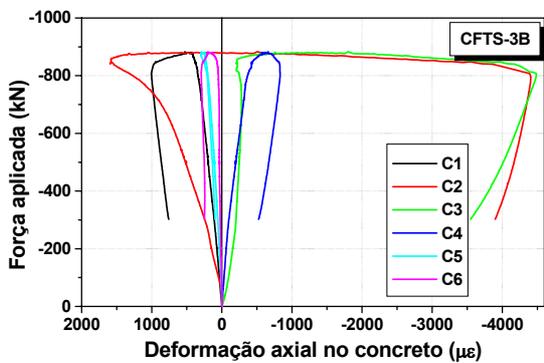
5.3.4.1 Deformação axial dos materiais – Série 1

As deformações axiais no perfil tubular e no núcleo de concreto do pilar preenchido são apresentadas na FIGURA 5.36, para os elementos CFTS-3B e CFTS-3U. Nesta figura também é apresentada a localização dos extensômetros no concreto e no perfil.

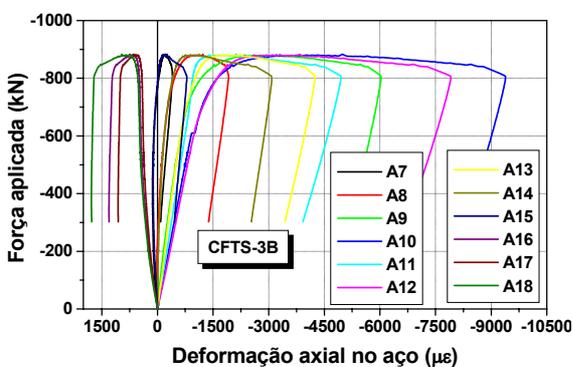
As deformações registradas no núcleo de concreto do elemento CFTS-3B apresentam comportamento um pouco diferente do esperado. As deformações registradas em C2 e C3 deveriam ter comportamento semelhante entretanto, isso só ocorre quando a capacidade resistente é atingida. Na face paralela a esta, os pontos C5 e C6 apresentam comportamento e valores de deformação semelhantes. Provavelmente, o extensômetro localizado no ponto C2 teve problemas e suas leituras devem ser desconsideradas.



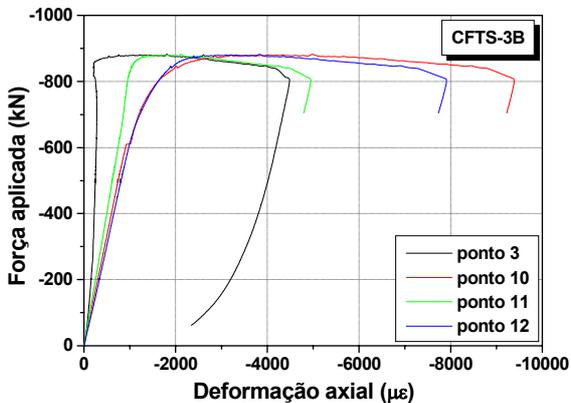
a) localização dos extensômetros



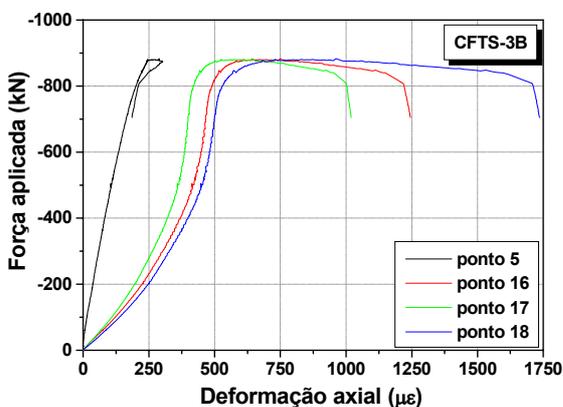
b) concreto



c) aço



d) face mais comprimida



e) face menos comprimida

Elementos CFTS-3B

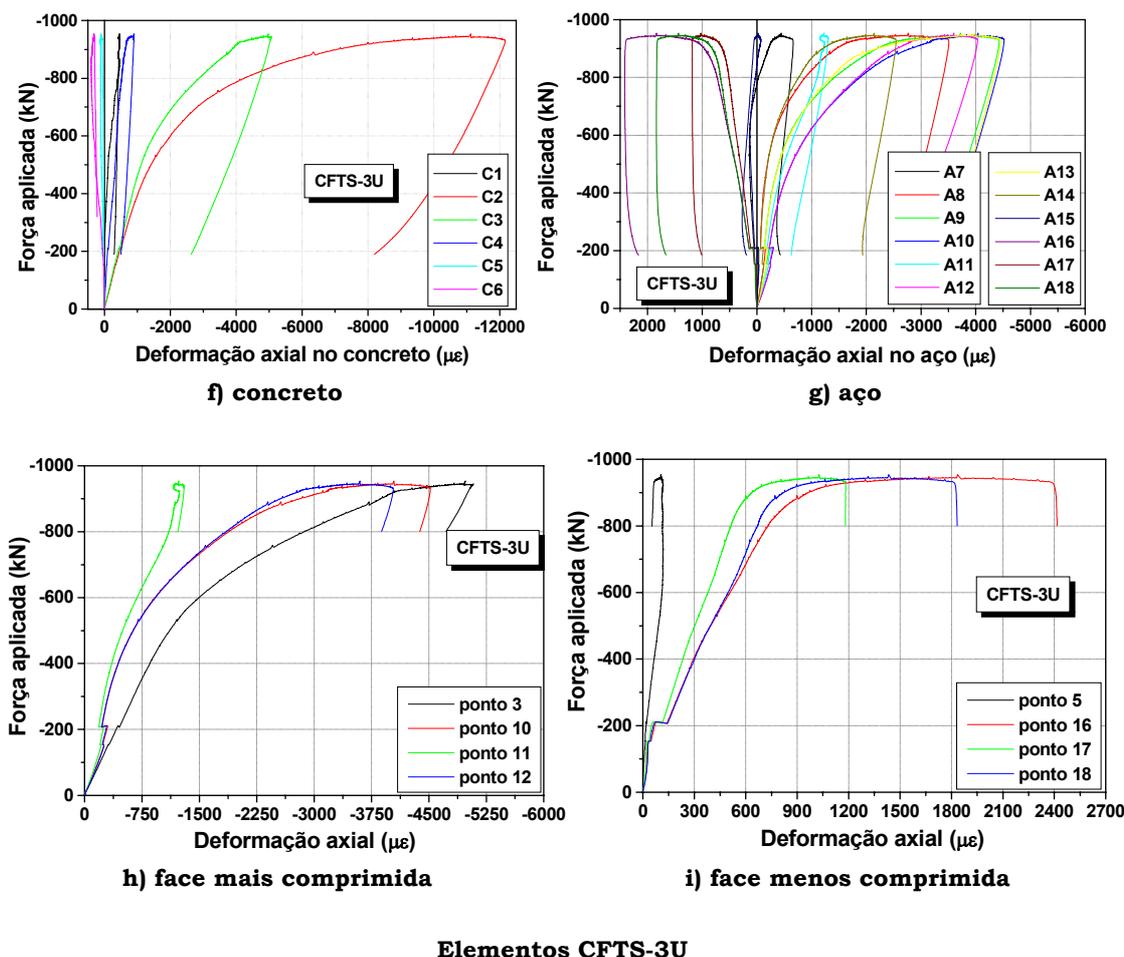


FIGURA 5.36: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTS-3B E CFTS-3U – SÉRIE 1

Nos pontos C1 e C4 deveriam ser registradas deformações semelhantes, entretanto, o ponto C1 registra tração e o ponto C4 registra compressão, que são solicitações incompatíveis com o tipo de força axial aplicada.

Por outro lado, ao observar as deformações registradas no perfil tubular, é possível constatar que o comportamento destas corresponde ao esperado. Nos pontos A7, A8 e A9 ocorre compressão assim como nos pontos A13, A14 e A15. E mais, a comparação entre pontos correspondentes nas duas faces opostas indica valores idênticos de deformações. Devem ser comparados os pontos A7/A15, A8/A14 e A9/A13.

Estes registros, comparados àqueles registrados nos pontos C1 e C4, levam a concluir que as leituras nestes pontos não são confiáveis e devem ser analisadas com bastante cautela.

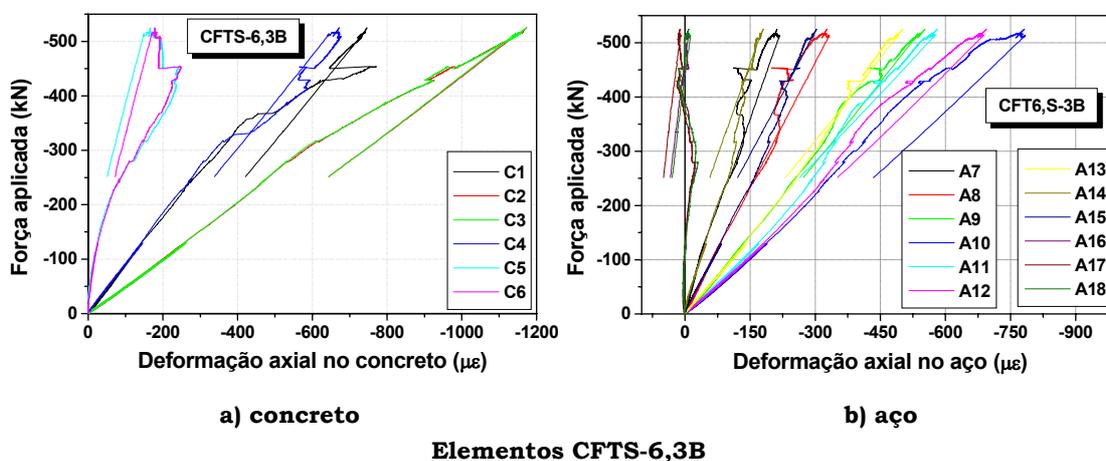
Em relação às deformações registradas no concreto do elemento CFTS-3U, verifica-se comportamento de acordo com o esperado. Os pontos C1 e C4 têm comportamento e valores de deformação idênticos. Os pontos C2 e C3, localizados na face mais comprimida se comportam de forma idêntica para os primeiros estágios de carregamento e, para forças superiores a 400kN, o ponto C2 registra deformações bem maiores que aquelas registradas em C3.

Nos pontos C5 e C6, localizados na face menos comprimida, são registradas deformações com comportamento e valor idêntico; tais deformações são muito inferiores àquelas registradas na face mais comprimida – C2 e C3.

Quanto às deformações registradas no perfil do elemento CFTS-3U, é verificado comportamento coerente indicando, nos pontos A7, A8 e A9 – frente - e nos pontos A13, A14 e A15 – verso, deformações de compressão. Ao comparar os pontos simétricos entre si e localizados em faces opostas é encontrado comportamento idêntico entre os pares.

Na comparação entre deformações no aço e no concreto para as faces mais e menos comprimidas foi constatado que, para a face mais comprimida, a deformação registrada no concreto – C3 - é bastante superior à registrada no perfil. Em contrapartida, na face menos comprimida, a deformação registrada no concreto – C5 - é muito inferior àquela encontrada no perfil. Nestas comparações, o ponto A11 apresenta deformações com comportamento muito diferente daquele verificado para os demais pontos localizados na mesma face e, portanto, tais leituras devem ser desprezadas.

Na FIGURA 5.37 são apresentadas as deformações axiais de aço e concreto, para os elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U.



Elementos CFTS-6,3B

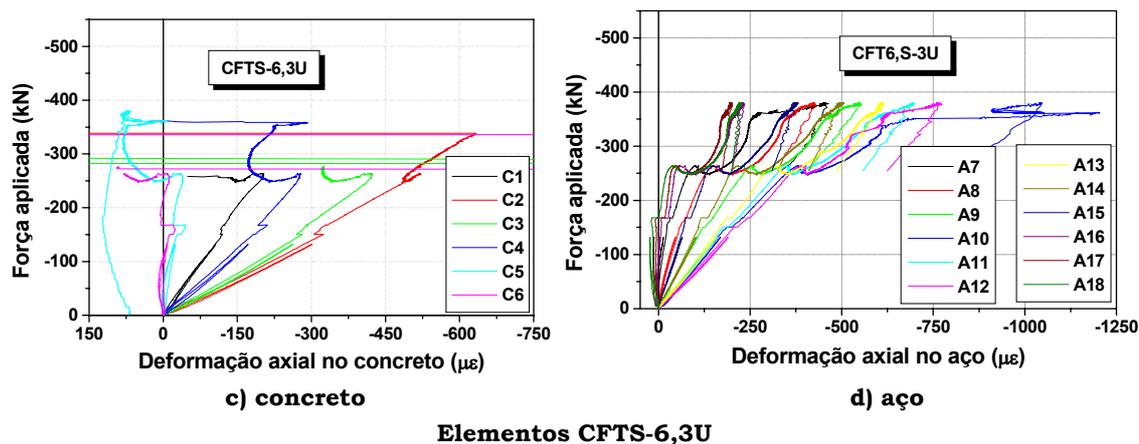


FIGURA 5.37: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTS-6,3B E CFTS-6,3U - SÉRIE 1

A ruína prematura dos elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U, causada pela concentração de tensões na região de introdução do carregamento excêntrico, produziu perturbações significativas nos registros de deformação.

Tal concentração de tensões provocou o escorregamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular dos elementos CFTS-6,3U e CFTS-6,3B.

Na FIGURA 5.38 é apresentada uma foto que ilustra claramente este escorregamento relativo.



Elemento CFTS-6,3U



Elemento CFTS-6,3B

FIGURA 5.38: ESCORREGAMENTO RELATIVO AÇO-CONCRETO NOS ELEMENTOS CFTS-6,3U E CFTS-6,3B - SÉRIE1

No elemento CFTS-6,3B, onde também ocorreu o escorregamento relativo aço-concreto, a capacidade resistente foi atingida para um valor maior de força aplicada. Na observação do topo do elemento CFTS-6,3B foi constatado que o escorregamento relativo ocorreu apenas sob a região da chapa de aço pela qual era introduzida a força excêntrica – FIGURA 5.38.

Conforme comentado anteriormente, os resultados dos elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U foram apresentados com o intuito de alertar para a necessidade de garantir que as forças aplicadas no pilar preenchido sejam introduzidas nos dois materiais simultaneamente.

O problema decorrente da formação de nichos de concretagem nas extremidades dos elementos reduziu, de forma drástica, a capacidade resistente destes elementos. Em função disso, deve-se atentar para que os procedimentos de execução dos pilares preenchidos *in loco*, visando garantir o completo preenchimento do perfil tubular e a ausência de nichos. A região mais propensa a tais problemas é a região de ligação destes elementos com os demais elementos estruturais.

O comprometimento destes resultados levou à realização de uma nova série, denominada 2R.

Nos itens a seguir, os resultados dos ensaios dos elementos CFTS-6,3U e CFTS-6,3B serão omitidos pois sua comparação com os demais elementos da *Série 1* não tem sentido.

5.3.4.2 Deslocamentos – Série 1

Os deslocamentos verticais registrados pelo atuador durante o ensaio dos elementos CFTS-3B e CFTS-3U são apresentados na FIGURA 5.39 e comparados em função da existência ou não de aderência aço-concreto.

As curvas *Força aplicada x Deslocamento vertical do atuador* revelam que o elemento CFTS-3U é mais rígido que o elemento CFTS-3B no trecho inicial de carregamento. Esta menor rigidez do elemento CFTS-3B pode ter sido ocasionada pelas acomodações sofridas na 1ª. fase de carregamento - FIGURA 5.35.

Aparentemente, a ausência de aderência não compromete o comportamento ou a capacidade resistente dos elementos analisados aqui.

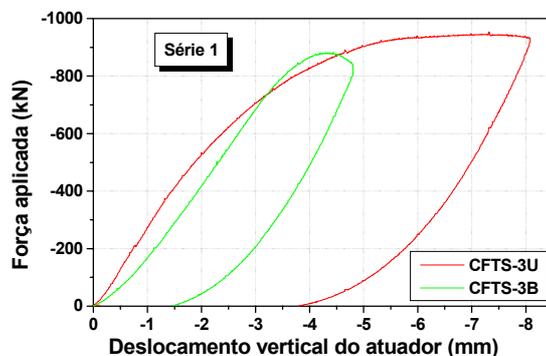


FIGURA 5.39: COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DA SÉRIE 1 VIA DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

O comportamento do encurtamento vertical registrado por transdutores de deslocamento, em duas faces perpendiculares entre si, é apresentado na FIGURA 5.40.

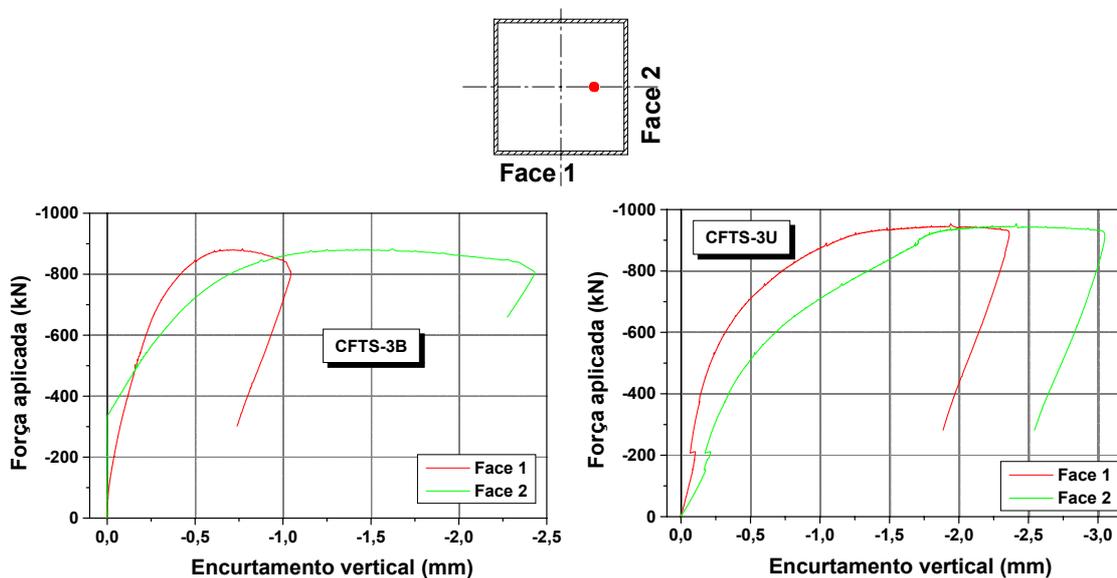
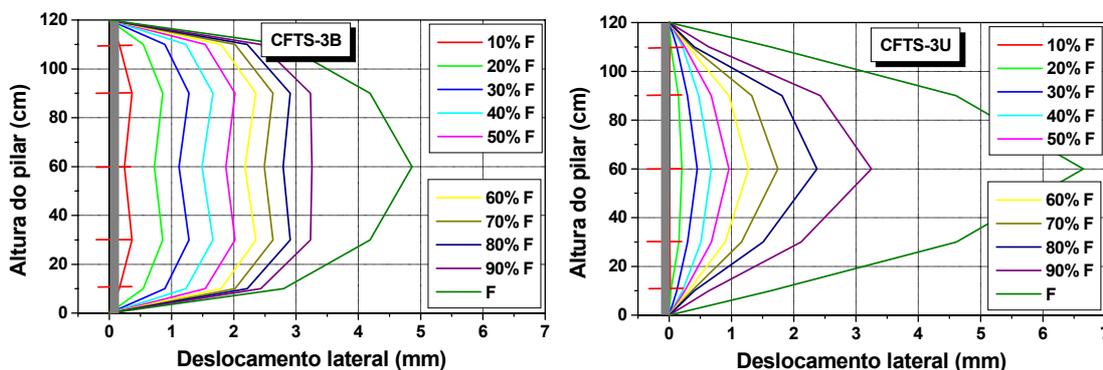


FIGURA 5.40: ENCURTAMENTO VERTICAL EM DUAS FACES OPOSTAS – SÉRIE 1

De acordo com a FIGURA 5.40, a Face 2, que a face mais comprimida da seção transversal foi a que registrou maior encurtamento vertical. Na Face 1 foram registrados encurtamentos bem menores. Estas diferenças já eram esperadas e decorrem da força axial excêntrica que provoca flexo-compressão na seção preenchida.

Na FIGURA 5.41 são apresentados os valores de deslocamento lateral para os elementos CFTS-3B e CFTS-3U.



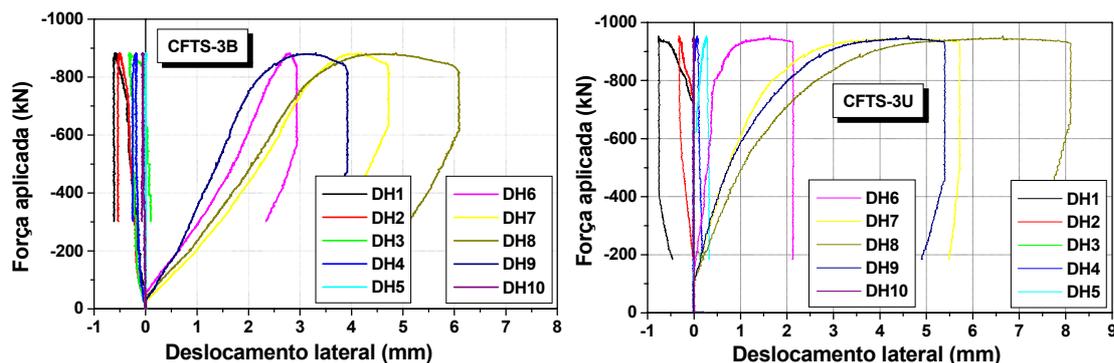


FIGURA 5.41: DESLOCAMENTO LATERAL DOS ELEMENTOS CFTS-3B E CFTS-3U - SÉRIE 1

Foram registrados deslocamentos laterais ínfimos na Face 3, oposta à Face 1, e deslocamentos significativos na Face 4, localizada no plano de flexão.

Para o elemento CFTS-3B foram registrados deslocamentos laterais sensivelmente inferiores àqueles registrados para o elemento CFTS-3U. Esta diferença também pode ter sido gerada pelas acomodações provocadas na 1ª. fase de carregamento a que o elemento CFTS-3B foi submetido.

Na FIGURA 5.41 é possível acompanhar a evolução dos deslocamentos laterais ao longo da altura do pilar com os acréscimos na força axial. No início, a evolução dos deslocamentos tem comportamento linear, mas a partir de um certo estágio de força aplicada, a pequenos acréscimos na força axial correspondem grandes acréscimos nos deslocamentos laterais.

5.3.4.3 Configuração final – Série 1

Na FIGURA 5.42 é apresentada a configuração final dos elementos CFTS-3B e CFTS-3U que pertencem à Série 1.

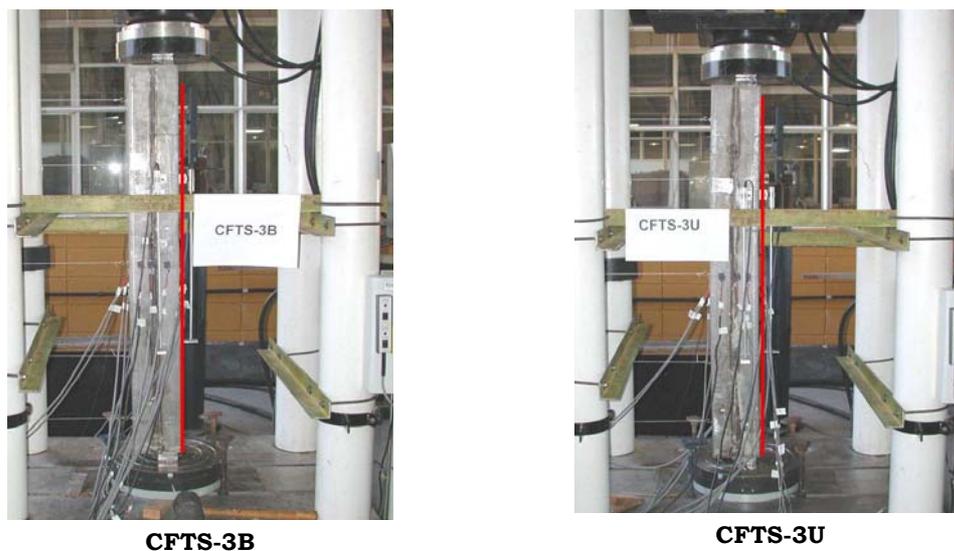


FIGURA 5.42: CONFIGURAÇÃO FINAL - SÉRIE 1: CURVATURA DE FLEXÃO

Nos elementos CFTS-3B e CFTS-3U percebe-se, claramente, a formação de uma curva que confirma a existência de extremidades rotuladas nestes elementos.

Para ambos, a ruína foi caracterizada pelo esgotamento da capacidade resistente da seção preenchida.

5.3.5 Série 2

Os elementos da *Série 2* têm como principal característica, a seção retangular e dois valores de espessura do perfil tubular: 3mm e 6,3mm. Neste item, são apresentados os principais resultados encontrados na experimentação física dos elementos da *Série 2*.

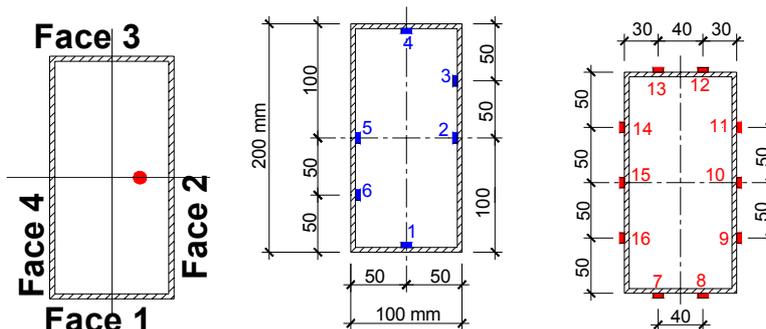
5.3.5.1. Deformação axial dos materiais - Série 2

As deformações axiais na face externa do perfil tubular e no núcleo de concreto, nos quatro lados dos elementos CFTR-3B e CFTR-3U, são plotadas na FIGURA 5.43, para diversos valores de força axial excêntrica aplicada.

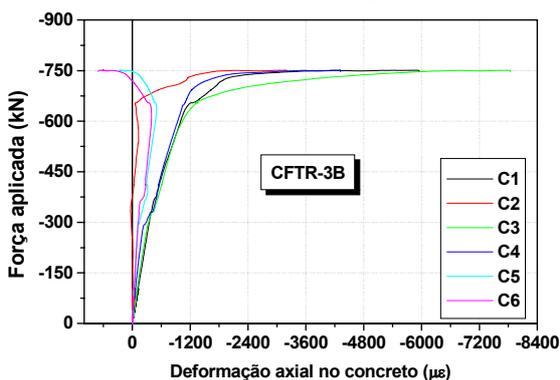
No elemento CFTR-3B, o comportamento das deformações axiais é condizente com aquele esperado para a situação de flexão normal composta. No núcleo de concreto, os valores de deformação registrados nos pontos C1 e C4, localizados em faces opostas, são idênticos e apresentam o mesmo comportamento. Na face mais comprimida, as deformações registradas nos pontos C2 e C3 são

bastante diferentes entre si, mas ambas indicam compressão. Na face oposta, os pontos C5 e C6 registram compressão desde o início do carregamento até muito próximo da força última. Quando a capacidade resistente da seção preenchida é atingida, estes pontos indicam tração nesta face.

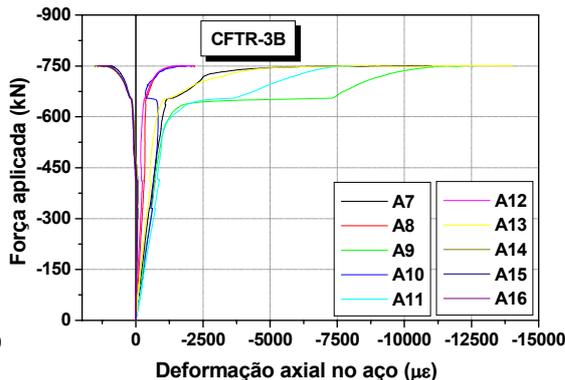
Na face externa do perfil tubular os pontos A9 e A11 registram compressão e os pontos A14 a A16 têm comportamento idêntico e indicam tração nesta face desde o início do carregamento.



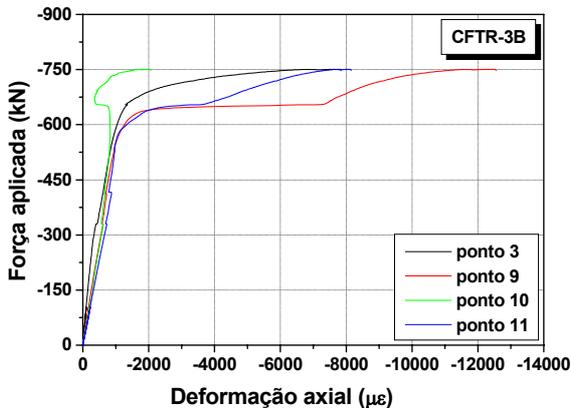
a) localização dos extensômetros



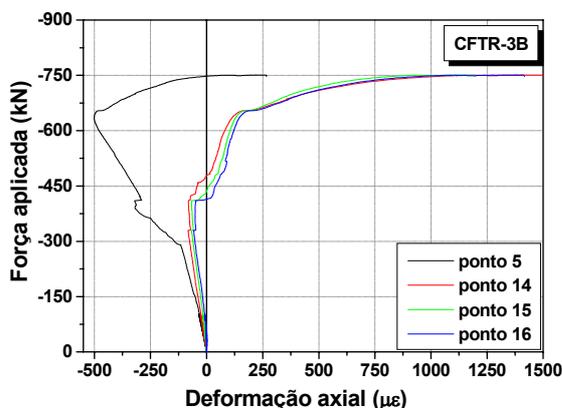
b) concreto



c) aço



d) face mais comprimida



e) face menos comprimida

Elementos CFTR-3B

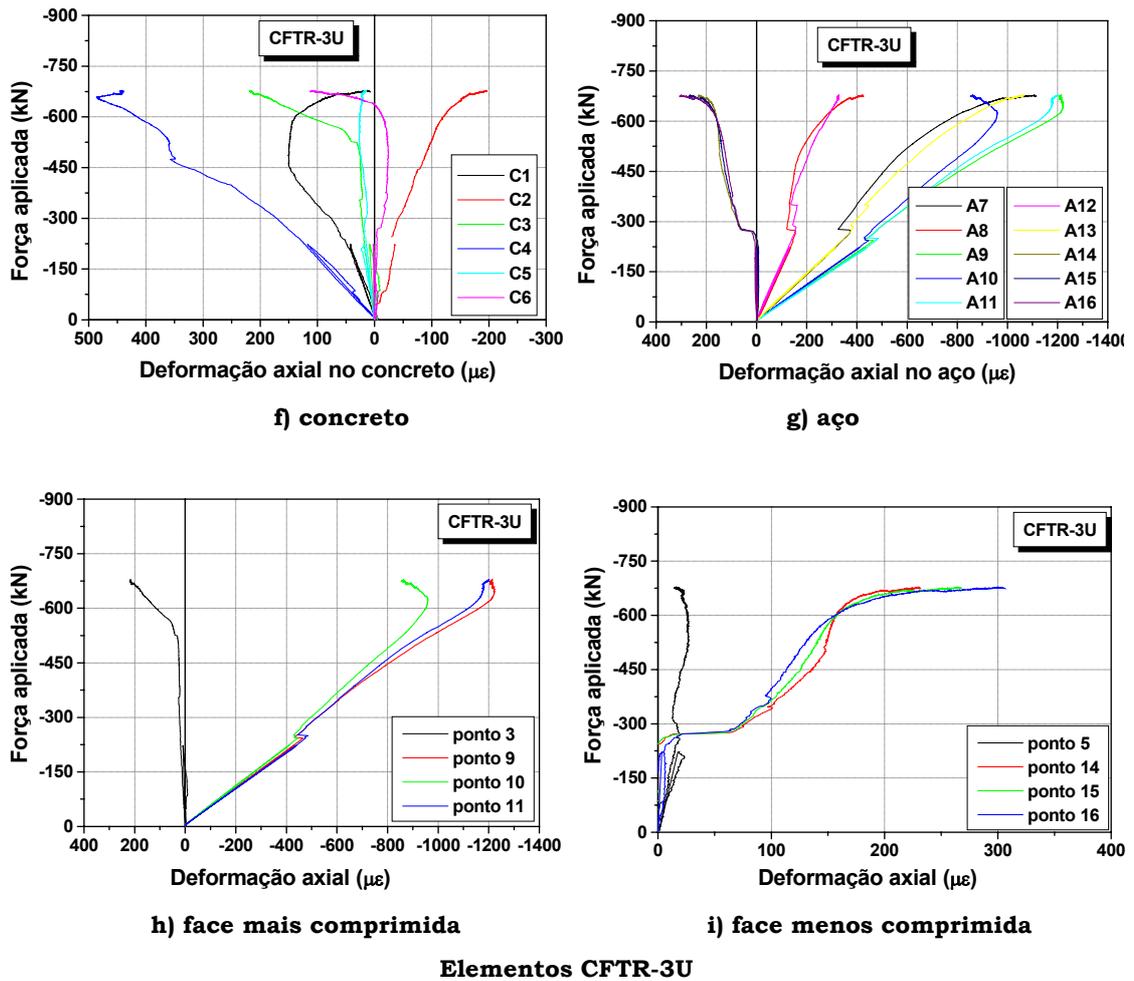


FIGURA 5.43: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTR-3B E CFTR-3U - SÉRIE 2

As deformações no perfil tubular, apresentadas na FIGURA 5.43c, permitem afirmar que a linha neutra corta a seção transversal e localiza-se próximo da face menos comprimida.

Ao comparar as deformações no concreto e no perfil para a face mais comprimida - FIGURA 5.43d - percebe-se que os valores registrados são praticamente iguais.

Na face menos comprimida - FIGURA 5.43e - aço e concreto iniciam com o mesmo comportamento, registrando compressão. A partir de uma força de 150kN, as deformações no concreto e no aço tendem a se distanciar cada vez mais e, para uma força de 450kN, são registradas deformações de compressão no concreto e de tração no aço. As deformações no concreto passam a ser de tração apenas quando a capacidade resistente da seção preenchida é atingida.

A ordem de grandeza das deformações registradas na face mais comprimida indica que, na fase final de ensaio, ocorreram plastificações nesta região com o

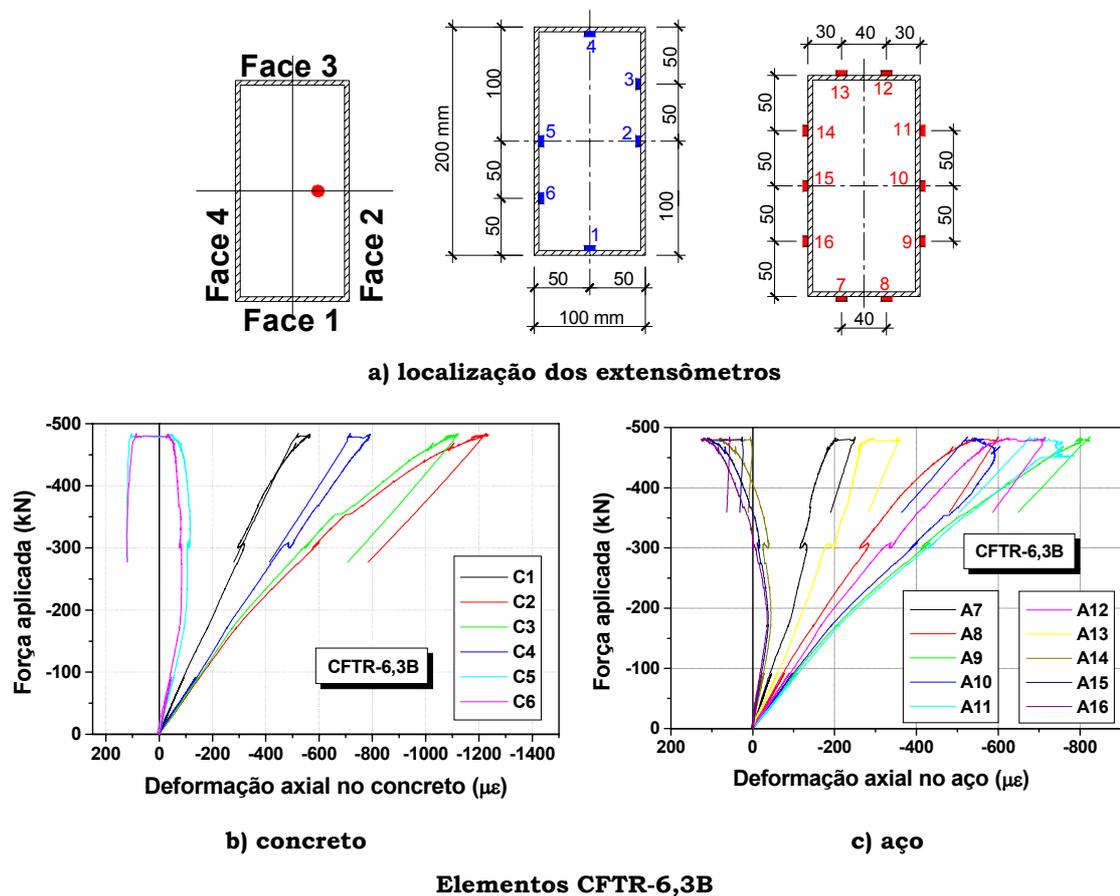
surgimento de instabilidade local no perfil tubular; estas ondulações são mostradas na FIGURA 5.48.

A análise das deformações registradas nos elementos CFTR-3U permite tecer algumas considerações:

- ❑ as deformações registradas no núcleo de concreto apresentam comportamento diferente do esperado. Os pontos C1 e C4 deveriam apresentar comportamento e valores de deformação semelhantes, fato que não ocorre. O mesmo ocorre com os pontos C2 e C3, localizados na face mais comprimida, e com os pontos C5 e C6, localizados na face menos comprimida. Este comportamento "estranho" leva a afirmar que ocorreu algum problema com o dispositivo de fixação dos extensômetros que, por algum motivo qualquer, não ficou na posição desejada;
- ❑ na face externa do perfil tubular as deformações têm comportamento dentro do esperado. A leitura no ponto A7 é idêntica àquela registrada no ponto A13, o mesmo ocorrendo com as leituras nos pontos A8 e A12. Nos pontos A9, A10 e A11, as leituras são idênticas até 300kN. A partir deste valor de força axial, o ponto A10 passa a registrar comportamento um pouco diferente dos demais; isto leva a crer que houve instabilidade local na região deste extensômetro;
- ❑ da análise das deformações registradas no perfil tubular conclui-se que o modelo CFTR-3U estava, de fato, submetido à flexo-compressão. Portanto, a afirmação de que ocorreu algum problema com a localização do dispositivo de fixação dos extensômetros encapsulados para concreto é confirmada já que os registros de deformação feitos por eles não são compatíveis com aqueles registrados no perfil tubular;
- ❑ da mesma forma como ocorreu com o elemento CFTR-3B, a linha neutra corta a seção transversal do elemento CFTR-3U e localiza-se mais próximo da aborda menos comprimida que no caso anterior. Este fato, decorrente da observação da ordem de grandeza das deformações, é confirmado pela intensidade da força última correspondente ao elemento CFTR-3U, que é levemente inferior ao valor encontrado para o elemento CFTR-3B;
- ❑ para o elemento CFTR-3U, a comparação entre deformações no aço e no concreto nas faces mais e menos comprimidas - FIGURAS 5.43h e i -

não faz sentido já que as deformações registradas no concreto não são confiáveis.

Na FIGURA 5.44 são apresentados os resultados de deformação para os elementos CFTR-6,3B e CFTR-6,3U. É importante lembrar que estes elementos apresentaram problemas durante a realização do ensaio, ocasionados por falhas na concretagem e que resultaram na formação de "nichos" nas suas extremidades. Da mesma forma como foi procedido com os elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U- *Série 1*, os resultados aqui apresentados têm o intuito de alertar para a importância de uma concretagem cuidadosa, atentando sobretudo, para as regiões de ligação, que podem oferecer obstáculos à concretagem do núcleo de concreto do pilar preenchido.



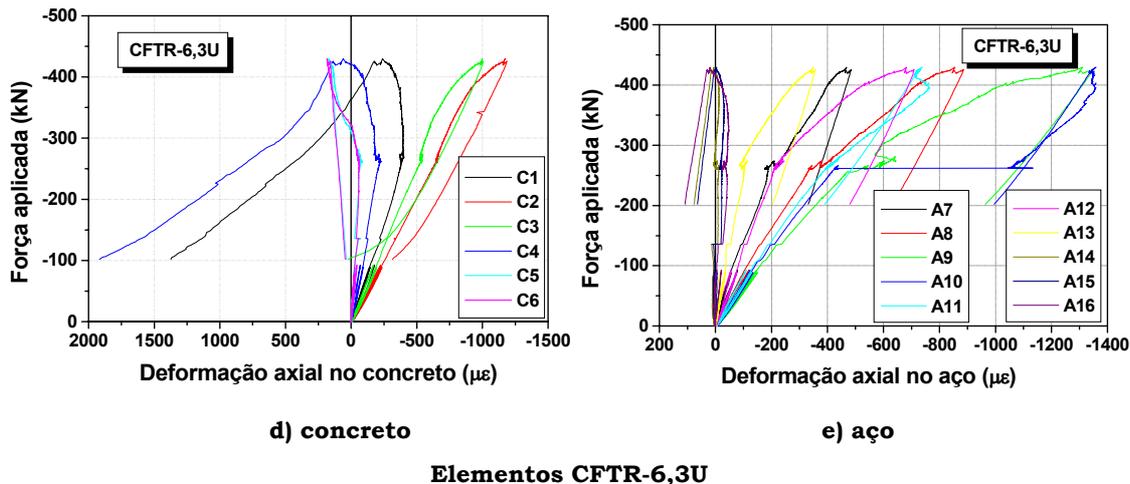


FIGURA 5.44: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTR-6,3B E CFTR-6,3U - SÉRIE 2

O comportamento das deformações no núcleo de concreto nas faces mais e menos comprimidas é coerente com o esperado entretanto, nos pontos C1 e C4, são registradas diferenças consideráveis. O mesmo ocorre com as leituras de deformação no perfil tubular. Isto provavelmente ocorreu porque a chapa que aplica o carregamento excêntrico ficou apoiada só no perfil tubular pois ocorreu escorregamento do núcleo de concreto. Tais afirmações valem para os elementos CFTR-6,3B e CFTR-6,3U.

5.3.5.2 Deslocamentos – Série 2

Na FIGURA 5.45 são apresentados os registros de deslocamento vertical do atuador para os elementos CFTR-3B e CFTR-3U.

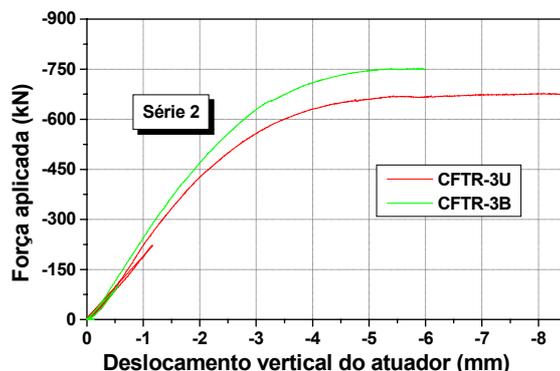


FIGURA 5.45: COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DA SÉRIE 2 VIA DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

O gráfico mostrado na FIGURA 5.45 permite ter uma idéia do comportamento global dos elementos CFTR-3B e CFTR-3U. Verifica-se que, independente da

aderência, os dois elementos têm comportamento muito semelhante, sobretudo no trecho inicial de carregamento, onde os dois apresentam a mesma rigidez. Portanto, se conclui que a aderência não exerce influência significativa sobre comportamento dos elementos flexo-comprimidos aqui apresentados.

A variação do encurtamento vertical, registrado por transdutores de deslocamento, em duas faces perpendiculares entre si, é apresentado na FIGURA 5.46, para todos os elementos CFTR-3B e CFTR-3U.

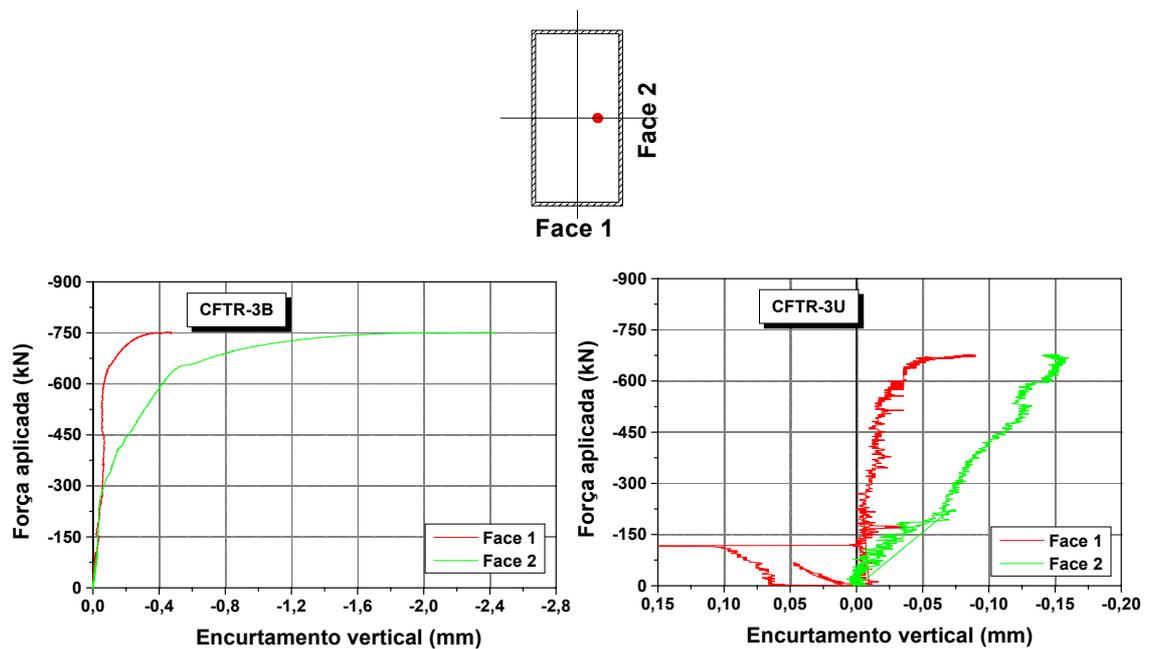


FIGURA 5.46: ENCURTAMENTO VERTICAL EM DUAS FACES PERPENDICULARES ENTRE EM SI – SÉRIE 2

Em relação ao elemento CFTR-3B percebe-se, como era esperado, encurtamento muito superior na Face 2 - face mais comprimida - em relação à Face 1. Os registros de encurtamento vertical para elementos CFTR-3U foram comprometidos por algum problema nos transdutores e não devem ser considerados. Entretanto, como o comportamento dos elementos CFTR-3B e CFTR-3U é muito semelhante - FIGURA 5.45 - é possível afirmar que os valores de encurtamento vertical para este último são próximos daqueles registrados para o elemento CFTR-3B.

Na FIGURA 5.47 são apresentados os valores de deslocamento lateral para os elementos CFTR-3B e CFTR-3U para diferentes valores de força axial excêntrica. Também é mostrada a evolução dos deslocamentos laterais em função da força aplicada.

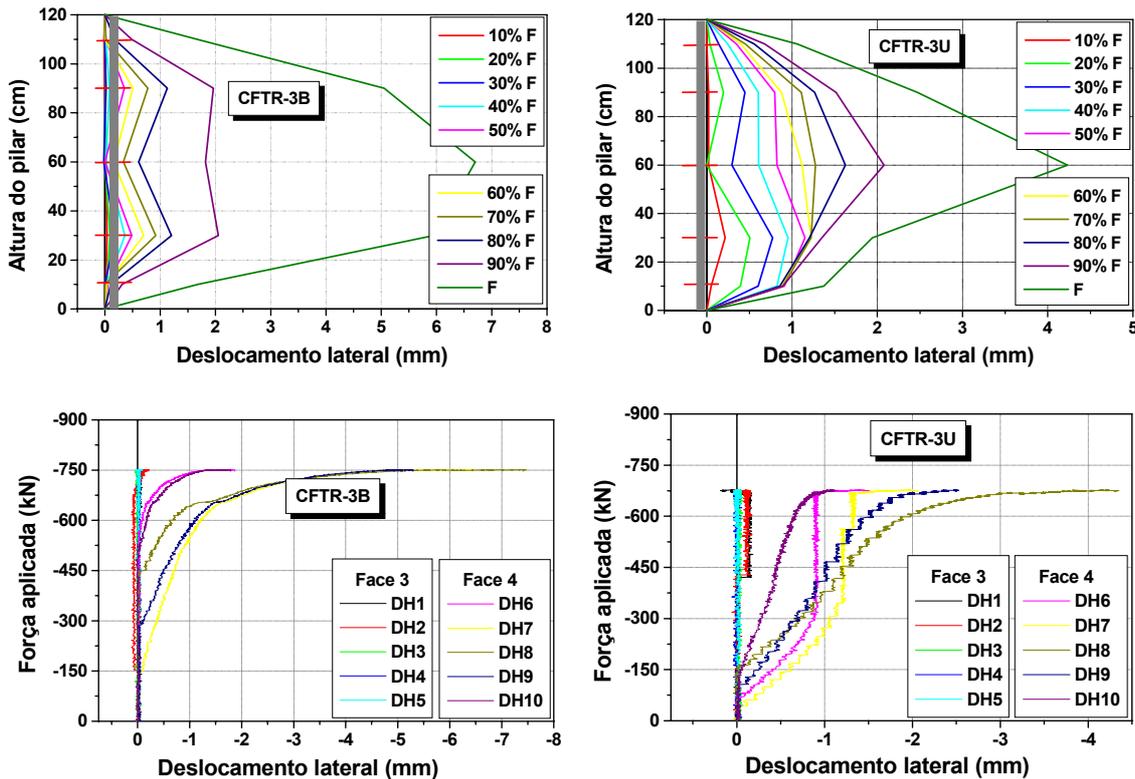


FIGURA 5.47: DESLOCAMENTO LATERAL DOS ELEMENTOS CFTR-3B E CFTR-3U - SÉRIE 2

Para os dois elementos foram registrados deslocamentos mínimos na Face 3 e sensivelmente maiores na Face 4, que corresponde ao plano de flexão. Lembrando que a Face 3 é oposta à 1 e a Face 4, oposta à Face 2.

A evolução dos deslocamentos laterais em função da variação da força axial aplicada, para diversos pontos distribuídos na altura do pilar, permite visualizar, ainda que de forma aproximada, a configuração final dos elementos. Contudo, como os deslocamentos em alguns pontos e para os estágios iniciais de carregamento são muito pequenos, nem sempre o sistema de aquisição de dados consegue registrar, com precisão adequada, tais valores. Isto ocorreu com os deslocamentos laterais na Face 4 para os elementos CFTR-3B e CFTR-3U, de forma mais acentuada para o primeiro.

O comportamento irregular dos deslocamentos laterais, apresentado na FIGURA 5.47, também pode ser ocasionado pela dificuldade de deslizamento da haste dos transdutores que, por motivos diversos, fica impedida de deslizar e, de repente, passa a deslizar sem qualquer problema. Apesar destes problemas, nos dois elementos são registrados deslocamentos laterais maiores nas posições centrais, para os estágios finais de carregamento e no plano de flexão considerado.

5.3.5.3 Configuração final – Série 2

Na FIGURA 5.48 é apresentada a configuração final deformada dos elementos da *Série 2*.

Os elementos CFTR-3B e CFTR-3U apresentam configuração final deformada caracterizada pela visível formação de curvatura de flexão. No elemento CFTR-3B ocorreu instabilidade local apenas no regime pós-pico (ramo descendente) - FIGURA 5.48.

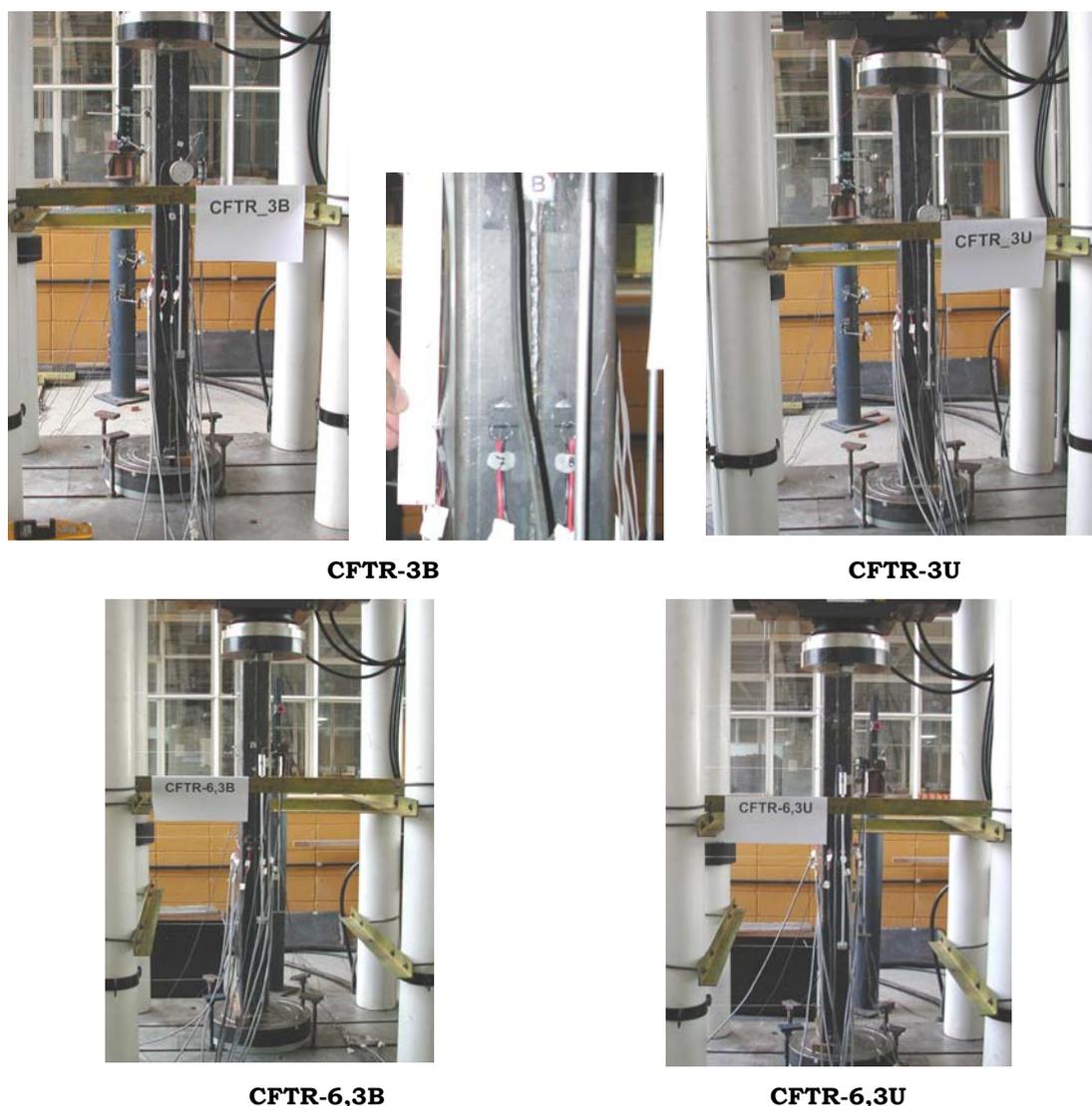


FIGURA 5.48: CONFIGURAÇÃO FINAL - SÉRIE 2

Nos elementos CFTR-6,3B e CFTR-6,3U, a curvatura de flexão não é perceptível, pois estes atingiram a ruína por esmagamento do núcleo de concreto nas extremidades dos modelos, ocasionada pela concentração de tensão nessas regiões, fruto de "nichos de concretagem".

O comprometimento destes resultados levou à realização de uma nova série denominada 2R.

5.3.6 Série 1R

Os elementos da *Série 1R* foram moldados e ensaiados com o intuito de substituir aqueles da *Série 1* cuja espessura do perfil tubular é 6,3mm, diferindo daqueles apenas na ausência de armadura de fretagem. Neste item, são apresentados os principais resultados encontrados na experimentação física dos elementos da *Série 1R*.

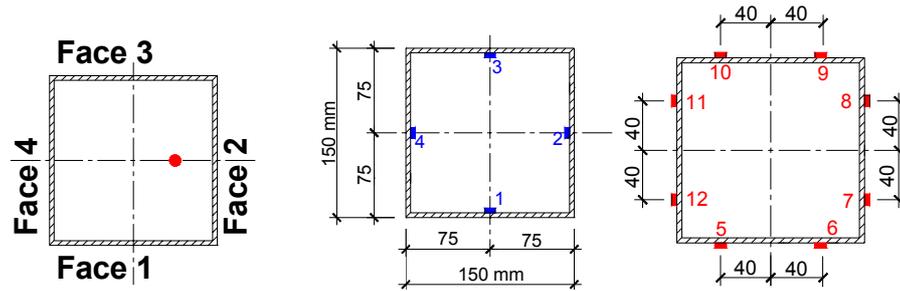
5.3.5.1. Deformação axial dos materiais - Série 1R

As deformações axiais na face externa do perfil tubular e no núcleo de concreto, nos quatro lados dos elementos CFTS-6,3B e CFTS-6,3U, são plotadas na FIGURA 5.49, para diversos valores de força axial excêntrica aplicada.

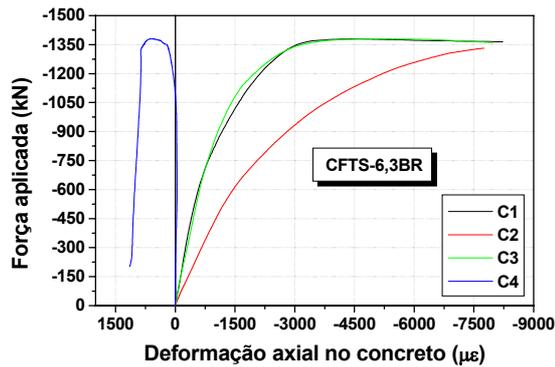
O comportamento das deformações axiais no núcleo de concreto do elemento CFTS-6,3BR, representado graficamente na FIGURA 5.49b, evidencia que os pontos C1 e C3, localizados simetricamente, encontram-se comprimidos e têm comportamento idêntico em todos os estágios de carregamento. No ponto C2 foi registrada compressão e no ponto C4, tração. Isto significa que a linha neutra divide a seção transversal numa região tracionada e outra comprimida e localiza-se muito próximo da face menos comprimida - Face 4.

As deformações registradas na face externa do perfil tubular confirmam a posição da linha neutra. O comportamento de tais deformações na Face 2, para os pontos A7 e A8 é idêntico até uma força de 750kN. A partir deste valor, o comportamento registrado nestes pontos é estranho. Por outro lado, na Face 4, os pontos A11 e A12 registram tração e apresentam comportamento idêntico entre si.

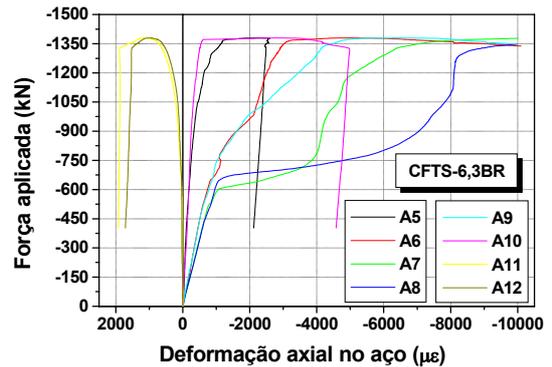
Os pontos simétricos A5 e A10 têm comportamento idêntico em todas as etapas de carregamento e indicam compressão. Nos pontos A6 e A9 também é registrada tração entretanto, o comportamento de ambos é idêntico até 1000kN; a partir deste valor se tornam levemente diferentes.



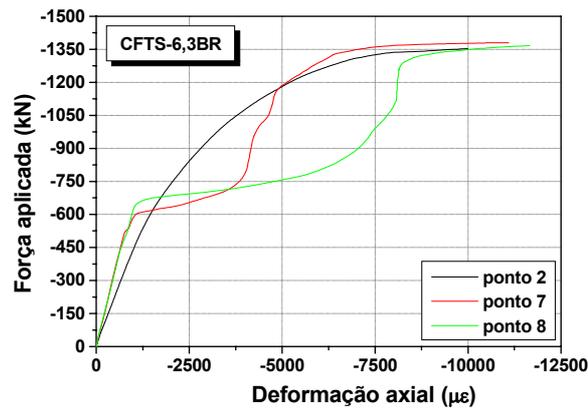
a) localização dos extensômetros



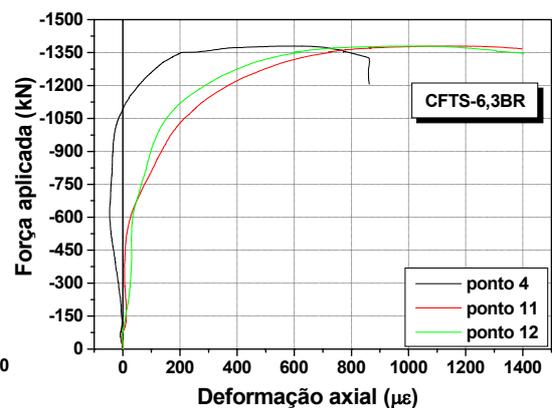
b) concreto



c) aço

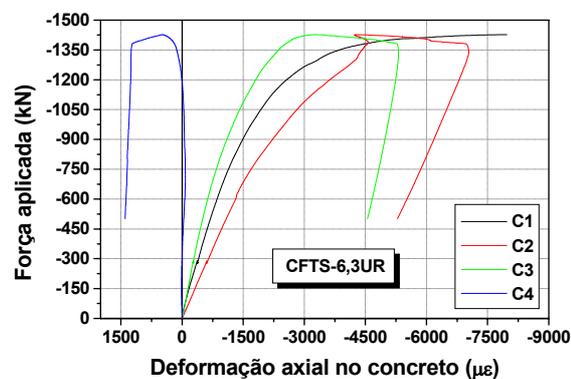


d) face mais comprimida

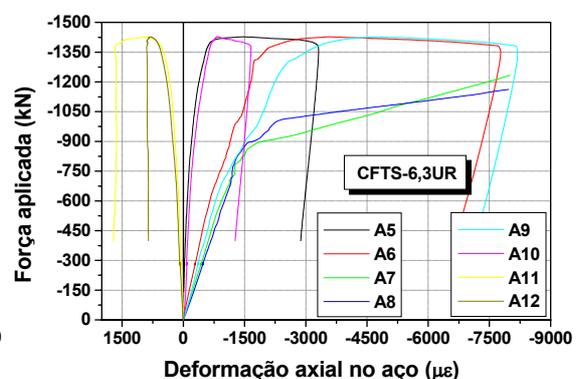


e) face menos comprimida

Elementos CFTS-6,3B



f) concreto



g) aço

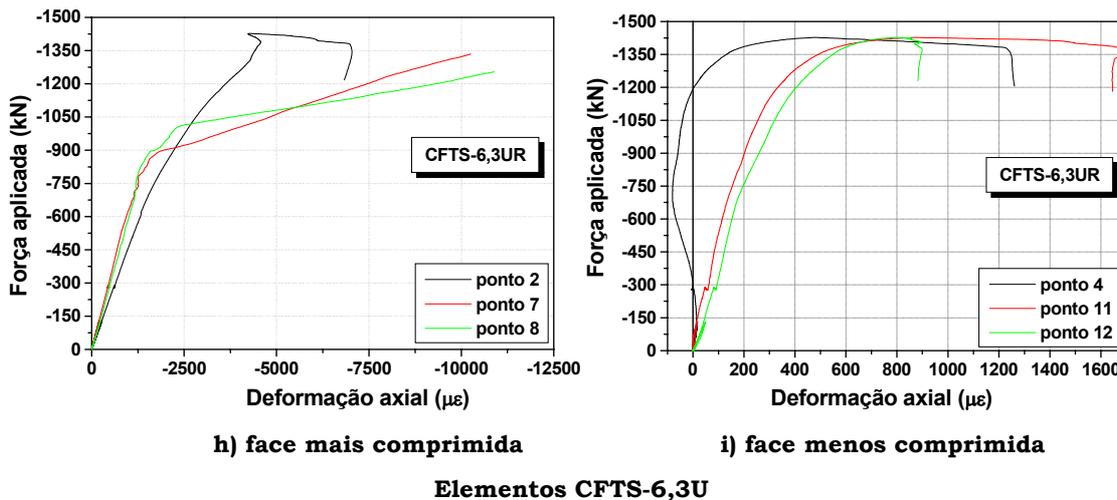


FIGURA 5.49: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTS-6,3BR E CFTS-6,3UR - SÉRIE 1R

A análise da distribuição de deformações axiais no elemento CFTS-6,3UR - FIGURA 5.49f e FIGURA 5.49g - leva a afirmar que:

- os pontos C1 e C3, simétricos em relação ao eixo horizontal, apresentam comportamento semelhante e registram deformações de compressão. No ponto C2 é registrada compressão e no ponto C4, tração;
- o comportamento das deformações no perfil tubular para os pontos A7 e A8 - Face mais comprimida - é idêntico até 900kN e, a partir deste valor de força axial, torna-se levemente diferente. Entre os pontos A11 e A12 - Face menos comprimida - há identidade de comportamento em todos os estágios de carregamento e esta face da seção preenchida encontra-se tracionada. Portanto, a linha neutra corta a seção transversal preenchida;
- nos pontos A5 e A10 o comportamento é idêntico para todos os estágios de carregamento e nos pontos A6 e A9 é semelhante.

Nas FIGURAS 5.49h e 5.49i são comparados os valores de deformação axial no perfil e no concreto, para as faces mais e menos comprimida. Na face mais comprimida, as deformações no perfil e no concreto são semelhantes até uma força aplicada correspondente a 1050 kN. A partir desta força, as deformações passam a apresentar comportamento diferente e esta diferença pode ser causada pelo esmagamento do concreto pois a deformação registrada neste ponto corresponde a $2,5\%$.

A comparação entre deformações na face menos comprimida - FIGURA 5.49i - indicam compressão no concreto até aproximadamente 1200kN e tração no perfil tubular desde o início do carregamento. Este paradoxo tração-compressão pode ser causado por falha na leitura do extensômetro, em consequência da posição da linha neutra, que tende a se aproximar da seção transversal à medida que a força axial aumenta ou pela ocorrência de flexão oblíqua.

5.3.5.2 Deslocamentos – Série 1R

O comportamento do encurtamento vertical registrado por transdutores de deslocamento, em duas faces perpendiculares entre si, é apresentado na FIGURA 5.50, para todos os elementos da *Série 1R*.

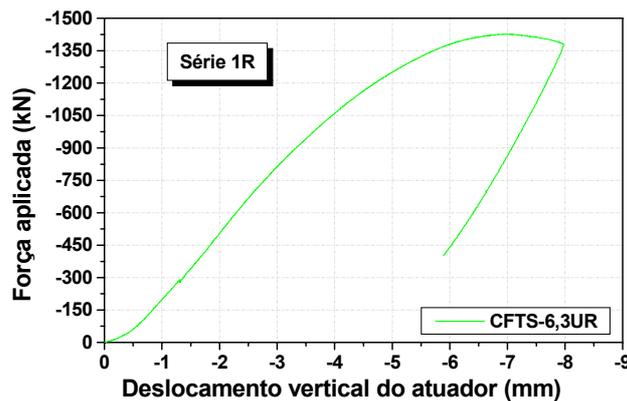
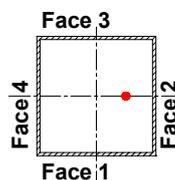


FIGURA 5.50: COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DA SÉRIE 1R VIA DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

O deslocamento vertical do atuador foi registrado apenas para o elemento CFTS-6,3UR porque, durante o ensaio do elemento CFTS-6,3BR, o cabo que permite a leitura deste deslocamento apresentou problemas e não foi possível registrar tais valores.

O encurtamento vertical dos elementos CFTS-6,3BR e CFTS-6,3UR foi registrado também por dois transdutores de deslocamento fixados em duas faces perpendiculares entre si. Os encurtamentos registrados são plotados no gráfico da FIGURA 5.51.



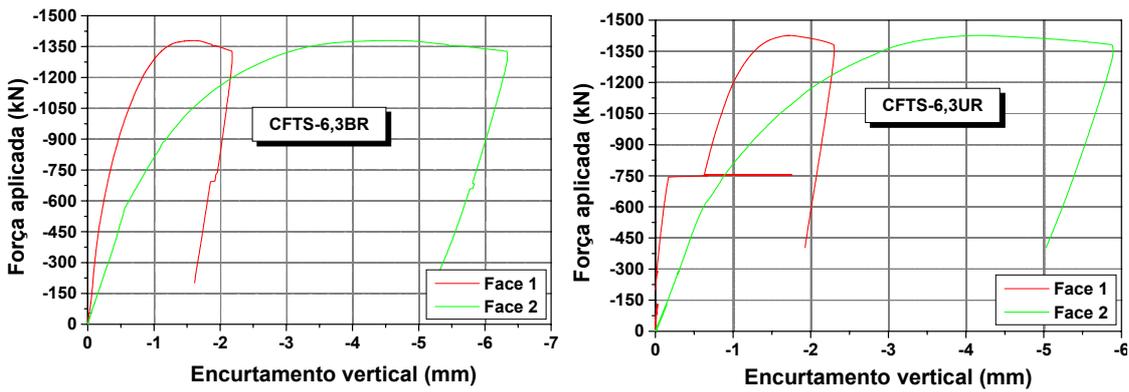


FIGURA 5.51: ENCURTAMENTO VERTICAL EM DUAS FACES PERPENDICULARES ENTRE SI – SÉRIE 1R

O encurtamento vertical registrado na Face 2 é muito maior que aquele registrado na Face 1, para ambos os modelos. Isto indica que a flexão ocorreu no eixo desejado e que se trata de flexo-compressão.

Na FIGURA 5.52 são apresentados os valores de deslocamento lateral para os elementos CFTS-6,3BR e CFTR-6,3UR. Também é mostrada a evolução dos deslocamentos laterais em diferentes pontos do elemento.

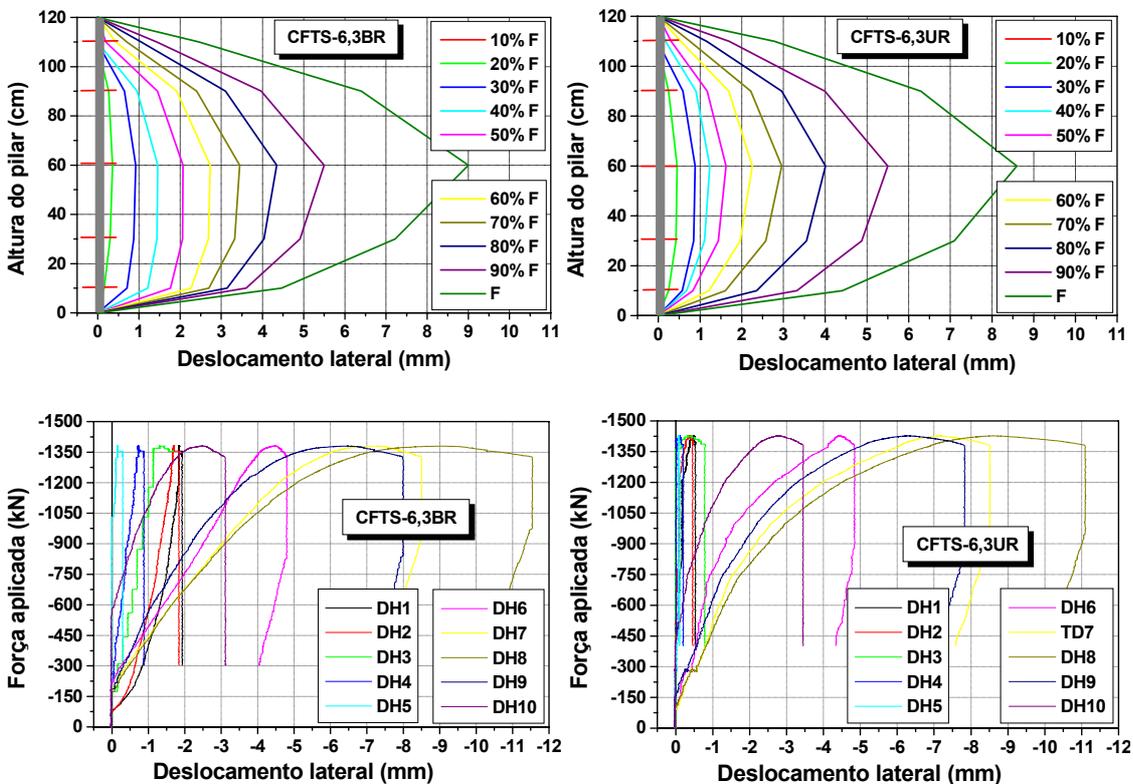


FIGURA 5.52: DESLOCAMENTO LATERAL DOS ELEMENTOS CFTS-6,3BR E CFTS-6,3UR - SÉRIE 1R

A evolução dos deslocamentos laterais apresenta crescimento significativo a partir de um certo estágio de carregamento, que corresponde a 70% da força

máxima aplicada. Percebe-se que os dois elementos apresentam valores de deslocamento último muito próximos.

A partir dos deslocamentos laterais apresentados na FIGURA 5.52 percebe-se que eles são expressivamente maiores no plano de flexão e ínfimos no outro plano, confirmando a ocorrência de flexo-compressão no plano desejado.

5.3.5.3 Configuração final – Série 1R

Na FIGURA 5.53 é apresentada a configuração final deformada dos elementos da *Série 1R*.

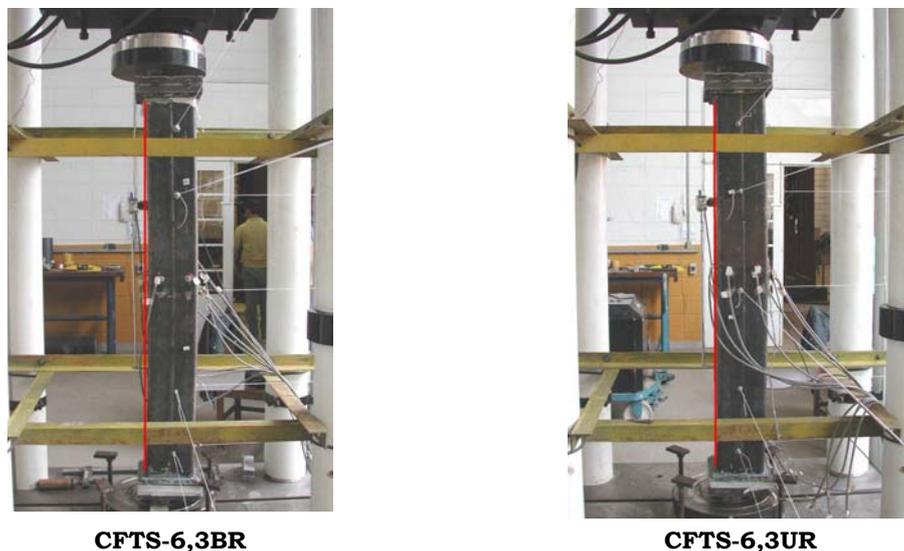


FIGURA 5.53: CONFIGURAÇÃO FINAL - SÉRIE 1R

Nos dois elementos da *Série 1R* se percebe a formação de curvatura de flexão acentuada, característica de elementos com extremidades rotuladas.

Os dois elementos tiveram sua ruína caracterizada pelo esgotamento da capacidade resistente da seção preenchida ou seja, estes elementos não conseguiam receber mais acréscimos de força axial e passaram a apresentar apenas acréscimos de deslocamentos e deformações, conforme confirmam os gráficos da FIGURA 5.49.

5.3.7 Série 2R

Os elementos da *Série 2R* foram confeccionados e ensaiados com o intuito de substituir aqueles da *Série 2* cuja espessura do perfil tubular era de 6,3 mm.

Neste item, são apresentados os principais resultados encontrados na experimentação física dos elementos da *Série 2R*.

5.3.7.1. Deformação axial dos materiais - Série 2R

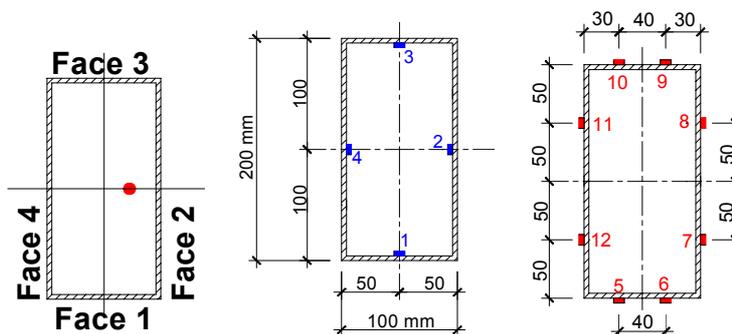
As deformações axiais na face externa do perfil tubular e no núcleo de concreto, nos quatro lados dos elementos CFTR-6,3B e CFTR-6,3U, são plotadas na FIGURA 5.54.

Em relação ao elemento CFTR-6,3BR, as deformações axiais registradas no núcleo de concreto são idênticas nos pontos C1 e C3, que são simétricos e encontram-se comprimidos durante todo o ensaio. Na face mais comprimida encontra-se o ponto C2, onde são registradas as maiores deformações. Na Face 4, o ponto C4 registra as deformações muito pequenas, quase nulas, até uma força vertical de aproximadamente 400kN. A partir deste valor, o ponto passa a registrar deformação de compressão, que sofre uma mudança significativa de comportamento próximo da força última.

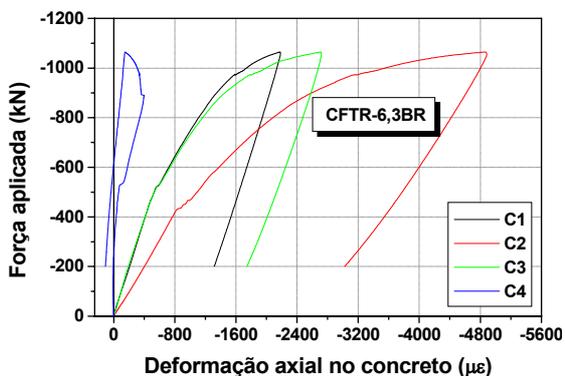
Na face externa do perfil tubular são registradas deformações idênticas entre os pontos A5 e A10 e A6 e A9, que são pares simétricos. Na face mais comprimida, as deformações registradas em A7 e A8 têm comportamento distinto. No ponto A8 são registradas deformações muito superiores às registradas em A7. A formação de uma pequena ondulação na região do ponto A8 pode ter danificado o extensômetro e causado a evolução incompatível da deformação ali. Na Face 4 - face menos comprimida - são registradas deformações idênticas entre os pontos A11 e A12, que inicialmente são quase nulas e tendem a aumentar próximo da força última, para a qual são registradas deformações de tração.

Nas FIGURAS 5.54d e 5.54e são comparadas as deformações do concreto e da face externa do perfil tubular, nas faces mais e menos comprimidas. Na Face 2, que é a face mais comprimida, o comportamento das deformações no núcleo de concreto e no perfil tubular é idêntico no início do carregamento. A partir de uma força igual a 400kN, o comportamento das deformações torna-se muito diferente entre os dois pontos no perfil tubular e entre estes e o começo ponto no concreto.

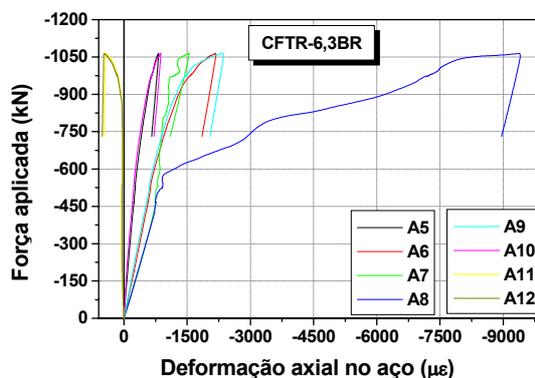
Acredita-se que tais diferenças entre os dois pontos no perfil tubular foram ocasionadas por irregularidades na face deste, formadas durante o carregamento. Na face menos comprimida, é registrada deformação de compressão no concreto e de tração no perfil tubular. O comportamento registrado no concreto é irregular e indica que pode ter ocorrido algum problema com o extensômetro encapsulado durante o ensaio. Sendo assim, a comparação entre deformações no núcleo de concreto e no perfil tubular fica um pouco comprometida.



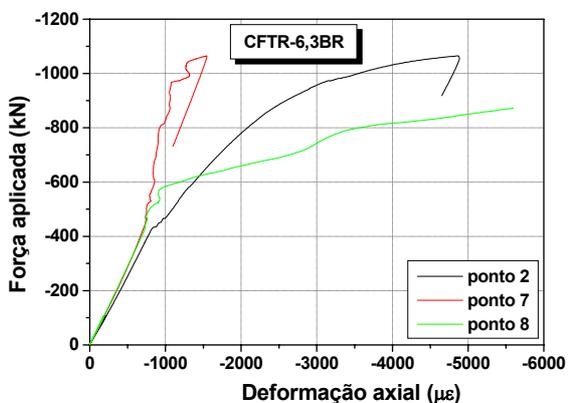
a) localização dos extensômetros



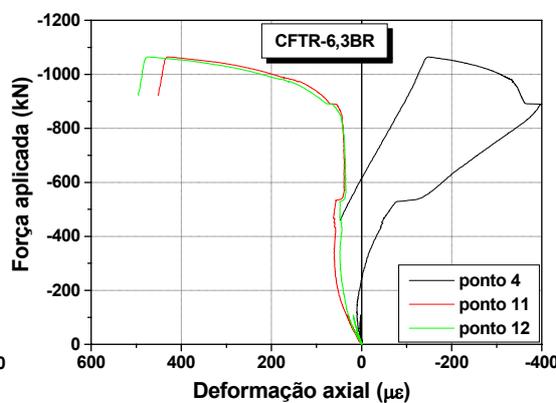
b) concreto



c) aço



d) face mais comprimida



e) face menos comprimida

Elementos CFTR-6,3BR

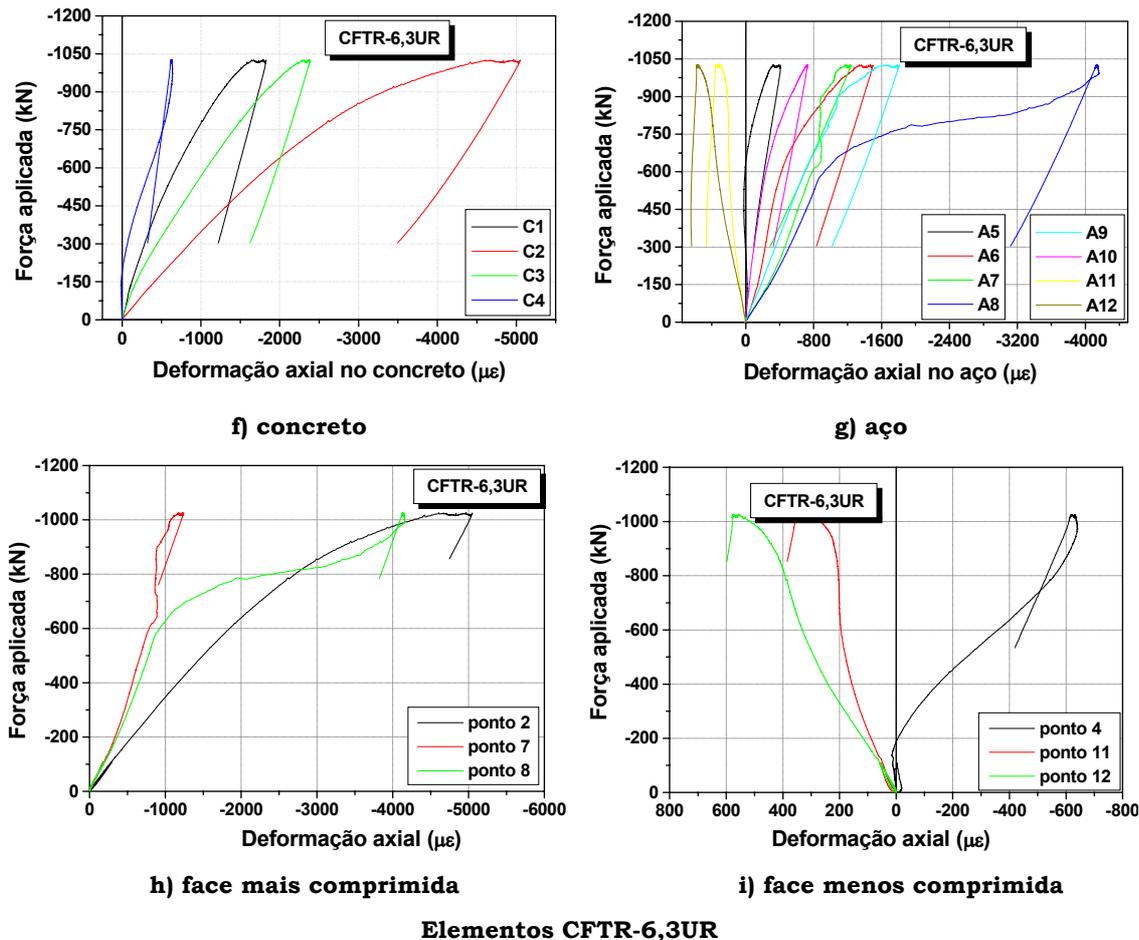


FIGURA 5.54: DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS ELEMENTOS CFTR-6,3BR E CFTR-6,3UR - SÉRIE 2R

A distribuição de deformações no elemento CFTR-6,3UR apresenta comportamento um pouco diferente do esperado para um elemento submetido a flexo-compressão. Para o concreto, as leituras em C1 e C3 são levemente diferentes quando deveriam ser muito próximas. Em C2 são registradas as maiores deformações de compressão, o que é coerente com a situação esperada. E, no ponto C4, que corresponde à face menos comprimida, são registradas as menores deformações.

No perfil tubular, as deformações em A5 e A10 deveriam ser semelhantes e não são; o mesmo ocorre com a comparação entre as deformações em A6 e A9.

Os pontos A7 e A8, localizados na face mais comprimida, também se comportam de forma distinta, ambos registrando compressão. Entre A11 e A12, a diferença é menor e ambos registram tração.

Este comportamento discordante do esperado pode ter sido ocasionado pelo posicionamento incorreto do elemento na Máquina de Ensaio. A situação de flexão normal composta pode ter sido substituída pela de flexão oblíqua.

A comparação entre deformações no concreto e no perfil tubular, para as faces mais e menos comprimidas, é apresentada nas FIGURAS 5.54h e 5.54i.

Na face mais comprimida, é registrada maior deformação de compressão no concreto que no perfil tubular. Os pontos no perfil tubular têm comportamento similar até uma força aplicada correspondente a 600kN; a partir desta etapa de carregamento, o comportamento entre ambos passa a ser diferente, sendo registradas altas deformações no ponto A8 e deformações significativamente menores em A7.

Para a face menos comprimida, são registradas deformações de compressão no concreto e de tração no perfil tubular. O comportamento entre os pontos localizados no perfil tubular é diferente desde o início do carregamento.

Estas comparações de deformação confirmam a possibilidade de ocorrência de flexão oblíqua no elemento CFTR-6,3UR.

5.3.7.2 Deslocamentos – Série 2R

O comportamento global dos elementos CFTR-6,3UR e CFTR-6,3BR pode ser avaliado pelo comportamento do deslocamento vertical do atuador, apresentado na FIGURA 5.55.

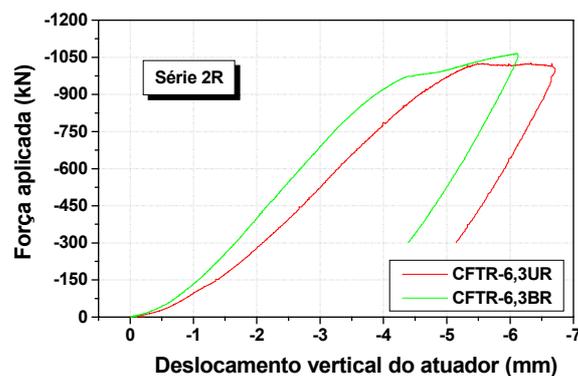


FIGURA 5.55: COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DA SÉRIE 2R VIA DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

O comportamento entre os dois elementos da *Série 2R* é similar entretanto, o elemento CFTR-6,3UR é menos rígido que o elemento CFTR-6,3BR. Esta diferença de rigidez pode ter sido ocasionada pelo mau posicionamento do elemento CFTR-6,3UR na Máquina de Ensaio; este posicionamento incorreto pode ter submetido tal elemento à flexão oblíqua e não à flexo-compressão, como era desejado.

O encurtamento vertical dos elementos CFTR-6,3BR e CFTR-6,3UR foi registrado também por dois transdutores de deslocamento fixados em duas faces perpendiculares entre si. Estes encurtamentos são plotados nos gráficos da FIGURA 5.55.

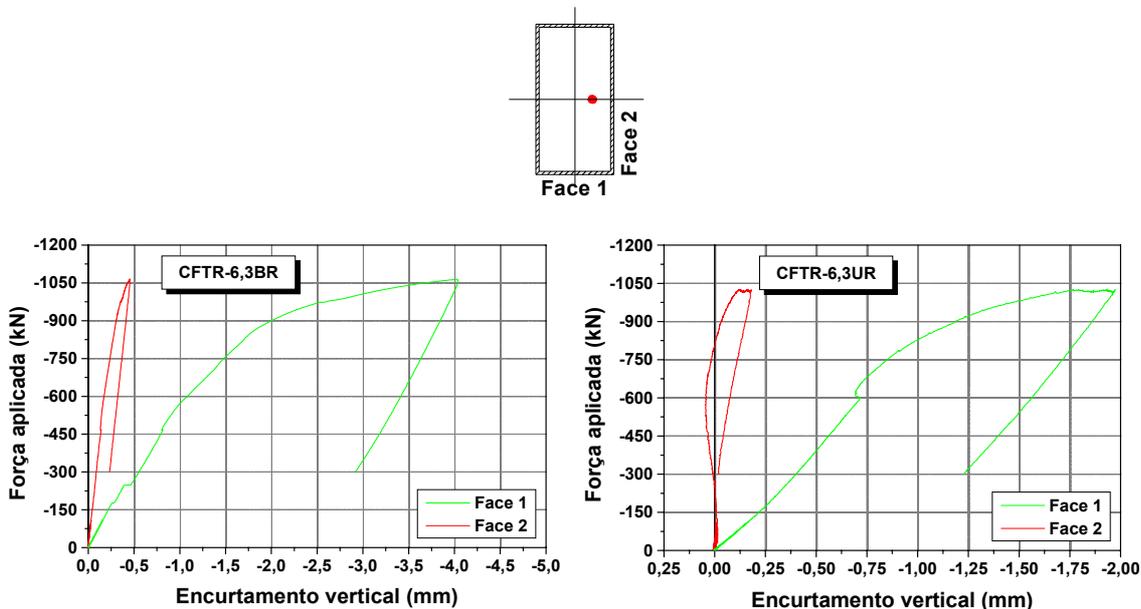
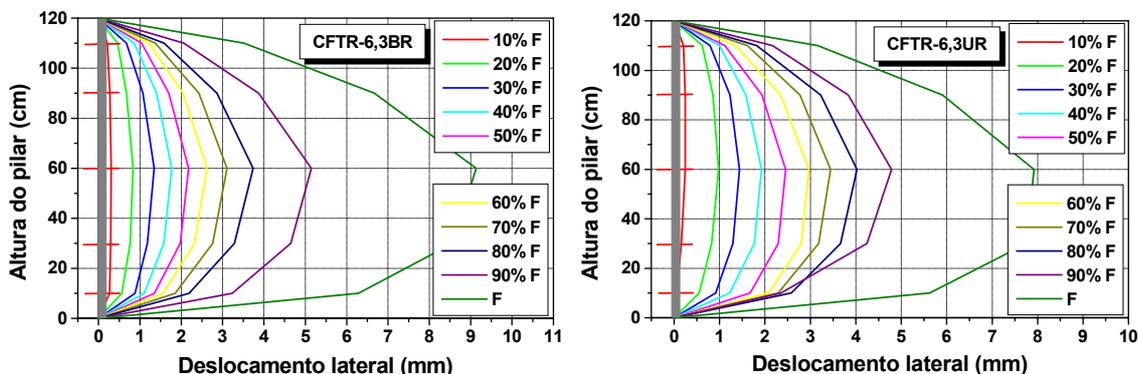


FIGURA 5.56: ENCURTAMENTO VERTICAL EM DUAS FACES PERPENDICULARES ENTRE SI – SÉRIE 2R

Nos dois elementos, são registrados deslocamentos muito superiores na Face 1, que corresponde à face mais comprimida, e ínfimos na Face 2.

Na FIGURA 5.57 são apresentados os valores de deslocamento lateral nos elementos CFTR-6,3BR e CFTR-6,3UR. A evolução dos deslocamentos laterais em diversos pontos dos elementos também é mostrada.



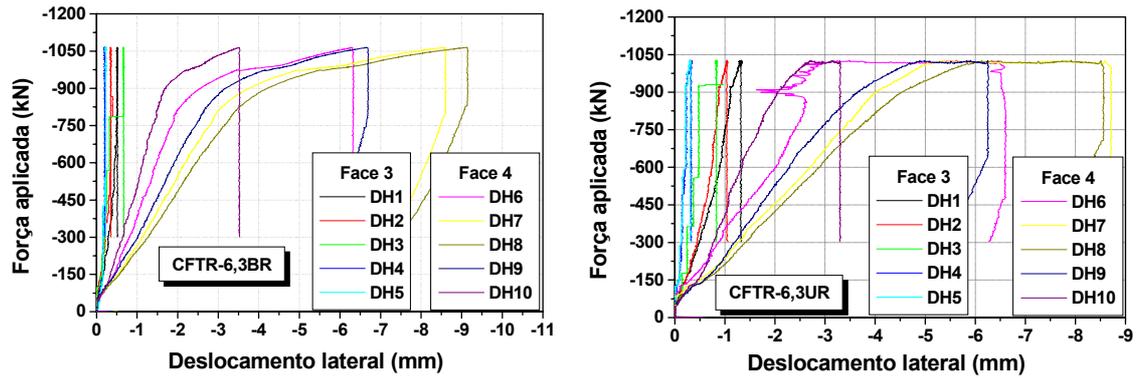


FIGURA 5.57: DESLOCAMENTO LATERAL DOS ELEMENTOS CFTR-6,3BR E CFTR-6,3UR - SÉRIE 2R

A evolução dos deslocamentos laterais ao longo da altura dos elementos CFTR-6,3BR e CFTR-6,3UR evidencia crescimento significativo a partir de uma força correspondente a 70% da força última aplicada.

Nos dois elementos, os deslocamentos laterais registrados na Face 4 são substancialmente maiores que aqueles registrados na Face 3. Contudo, no elemento CFTR-6,3UR os deslocamentos laterais na Face 3 são mais representativos que aqueles registrados no elemento CFTR-6,3BR. Este comportamento dos deslocamentos é mais um indício de que a ocorrência de flexão oblíqua no elemento CFTR-6,3UR é uma hipótese razoável.

5.3.7.3 Configuração final – Série 2R

Na FIGURA 5.58 é apresentada a configuração final dos elementos da Série 2R.



FIGURA 5.58: CONFIGURAÇÃO FINAL - SÉRIE 2R

A configuração final dos elementos da *Série 2R* é caracterizada pela formação de acentuada curvatura de flexão, confirmada pelos registros de deslocamento lateral apresentados na FIGURA 5.57. Em ambos, a ruína é caracterizada pelo esgotamento da capacidade resistente da seção preenchida ou seja, a partir de um certo estágio de carregamento não é mais possível aumentar a intensidade da força axial e passam a ocorrer apenas acréscimos de deslocamentos e deformações.

5.3.8 Análises comparativas

Neste item são tecidas comparações entre os diversos resultados encontrados na experimentação física de pilares preenchidos flexo-comprimidos. Além da comparação entre os resultados provenientes da experimentação física descrita neste trabalho, são utilizados resultados decorrentes das experimentações físicas realizadas por DE NARDIN (1999) com elementos de características geométricas similares, submetidos à compressão simples.

5.3.8.1 A questão da aderência

A avaliação da influência da aderência no comportamento dos pilares preenchidos é um dos objetivos deste estudo. Sendo assim, na FIGURA 5.59 são comparados os deslocamentos laterais no meio do vão, para os elementos com e sem aderência aço-concreto.

A análise comparativa entre elementos com e sem aderência aço-concreto, representada graficamente pelas curvas *Momento fletor x Deslocamento lateral no meio do vão*, evidencia que não há diferença significativa de comportamento, ocasionada pela presença ou ausência da aderência. Algumas diferenças de comportamento foram registradas entre os elementos CFTS-3B e CFTS-3U mas estas foram ocasionadas pelas condições de ensaio a que aquele elemento esteve submetido, lembrando que o ensaio do elemento CFTS-3B foi interrompido e retomado após 85 dias. Além deste aspecto, o outro deve ser considerado: o deslocamento lateral no meio do vão foi registrado por transdutores de deslocamento que, em alguns casos, faziam registros diferentes dos esperados no início do ensaio devido à ordem de grandeza dos deslocamentos, quando comparados ao fundo de escala destes dispositivos.

Para as curvas correspondentes aos elementos CFTR-3B e CFTR-3U, acredita-se que a leve diferença entre ambas possa ser atribuída a este fator de ordem de grandeza pois, para forças superiores a 1250kN as curvas tendem a apresentar o mesmo comportamento.

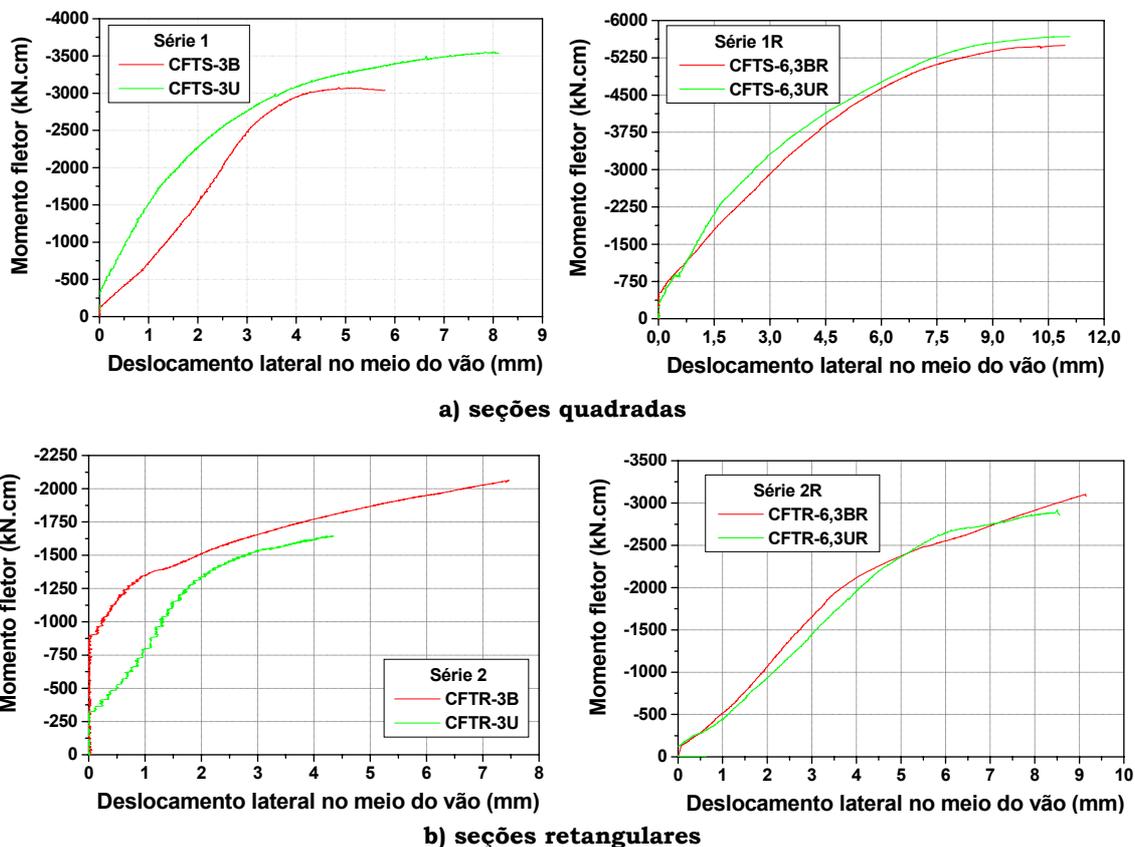


FIGURA 5.59: MOMENTO FLETOR X DESLOCAMENTO LATERAL NO MEIO DO VÃO PARA ELEMENTOS COM E SEM ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Portanto, se forem desprezadas as pequenas diferenças de comportamento, que podem ser justificadas pela ordem de grandeza dos deslocamentos registrados e por possíveis problemas nos transdutores, chega-se à conclusão de que a aderência não exerce influência significativa sobre o comportamento dos pilares preenchidos flexo-comprimidos, quando a força axial é aplicada simultaneamente nos dois materiais que compõem a seção mista.

Outra forma de avaliar a influência da aderência é a partir dos valores de força última correspondentes aos elementos sem aderência e com aderência. A relação entre tais valores de força última é apresentada na FIGURA 5.60 para todos os elementos ensaiados.

A relação entre valores de força última para elementos sem e com aderência mostra diferenças inferiores a 9%; valor insignificante. A observação e

comparação entre os valores de força última vêm confirmar que a aderência não exerce influência significativa na capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos, quando a força axial é aplicada simultaneamente nos dois materiais.

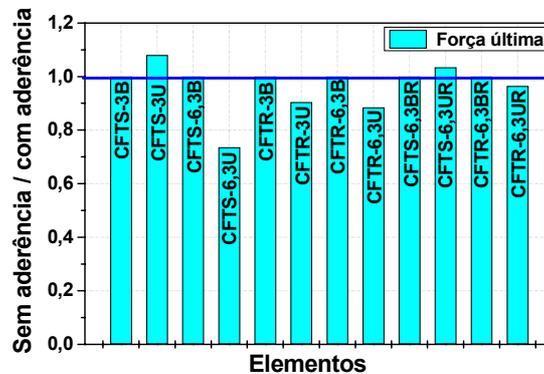


FIGURA 5.60: RELAÇÃO ENTRE VALORES DE FORÇA ÚLTIMA PARA ELEMENTOS SEM E COM ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Naqueles elementos em que houve ruína prematura provocada pela existência de "nichos de concretagem" nas suas extremidades, os valores de força última registrados para aqueles com aderência são superiores aos encontrados para elementos sem aderência. Acredita-se que esta diferença se dê pela ausência de mecanismos que garantam a transferência de parte da força axial de um material para o outro pois, neste caso, ocorre o escorregamento do núcleo de concreto em relação ao perfil tubular e a força passa a ser aplicada apenas no perfil. Assim, como não há nenhum mecanismo, nem a aderência, para transmitir uma pequena parcela da força aplicada do perfil para o concreto, os elementos sem aderência apresentam menor capacidade resistente.

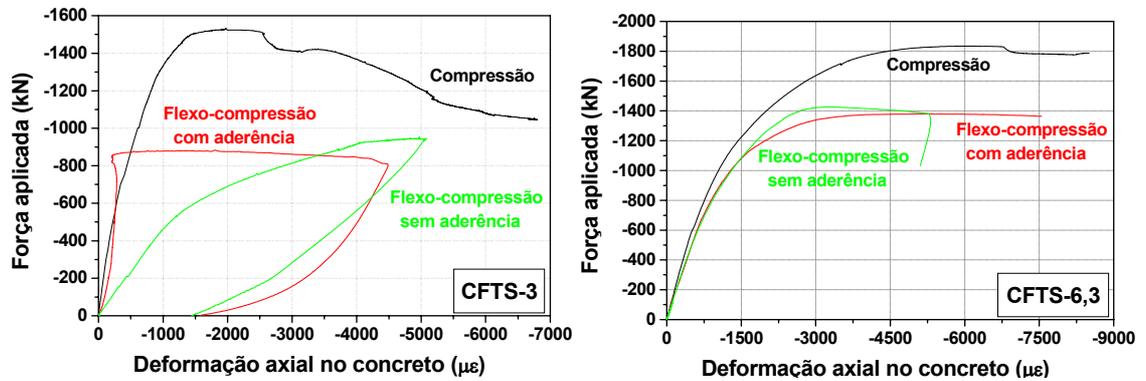
5.3.8.2 Comportamento do concreto: compressão simples x flexo-compressão

A comparação entre o comportamento das deformações axiais no núcleo de concreto para pilares preenchidos submetidos às solicitações de compressão simples e flexo-compressão é possível a partir das curvas *Força aplicada x Deformação axial no concreto* apresentadas na FIGURA 5.61.

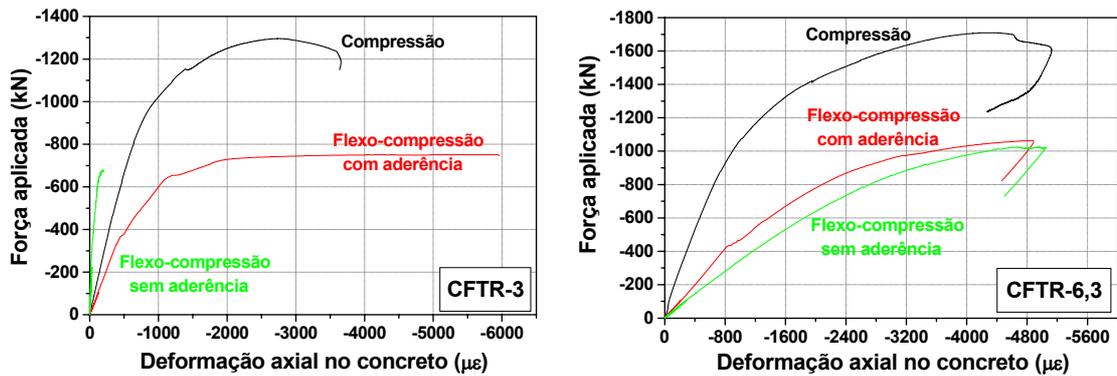
É importante lembrar que as deformações axiais para pilares preenchidos submetidos à compressão simples reproduzidos na FIGURA 5.61 foram obtidas no programa experimental que integra a Dissertação de mestrado desenvolvida por DE NARDIN (1999). Além disso, para efeito de comparação,

nos elementos flexo-comprimidos foi considerada a deformação na face mais comprimida.

Neste item foram suprimidos os resultados daqueles elementos cujos ensaios foram repetidos.



a) seções quadradas



b) seções retangulares

FIGURA 5.61: COMPORTAMENTO DO CONCRETO SUBMETIDO A COMPRESSÃO SIMPLES E A FLEXO-COMPRESSÃO

Para os elementos CFTS-3 foi registrado comportamento bem distinto entre os concretos submetidos à compressão simples, à flexo-compressão com e sem aderência. Já para os elementos CFTS-6,3, o comportamento de tais deformações é similar entre as diferentes condições de carregamento ou aderência.

Nos elementos CFTR-3, a deformação registrada no concreto flexo-comprimidos sem aderência tem comportamento bem diferente daquele registrado nas demais situações. Deve-se lembrar que ao analisar o comportamento das deformações axiais no concreto deste elemento – FIGURA 5.43, elemento CFTR-3U - foi concluído que houve algum problema com o posicionamento dos extensômetros encapsulados, pois todos os registros no concreto apresentaram comportamento estranho.

O comportamento do concreto nos elementos CFTR-6,3 é muito semelhante, independente da solicitação ou das condições de aderência aço-concreto.

Portanto, após a análise do comportamento do concreto, ilustrado na FIGURA 5.61 e desprezando aqueles resultados que foram comprometidos por algum problema com os extensômetros encapsulados, é possível afirmar que, para solicitações de compressão simples ou flexo-compressão, o núcleo de concreto apresenta comportamento semelhante.

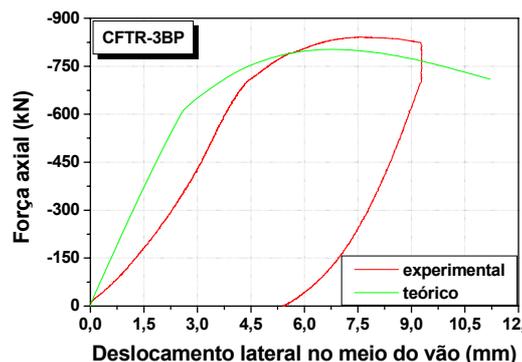
5.3.8.3 Comportamento teórico x comportamento experimental

A partir dos valores de força e de deslocamento lateral no meio do vão, obtidos na experimentação física e simulação numérica via programa CFT, foram construídas as curvas apresentadas na FIGURA 5.62.

Em relação às curvas teórica e experimental do elemento CFTR-3BP, verifica-se que o modelo teórico tem maior rigidez que o experimental.

Para os elementos CFTS-3B e CFTS-3U - FIGURA 5.62b -, ambos da *Série 1*, o comportamento teórico aproxima-se muito daquele registrado para o elemento CFTS-3U, cujos valores de rigidez são semelhantes até muito próximo da força última. O mesmo não ocorre com a curva correspondente ao elemento CFTS-3B, que mostra um elemento mais deformável do que o modelo teórico prevê. Aqui, faz-se necessário lembrar o problema ocorrido durante o ensaio do elemento CFTS-3B.

Os elementos de seção quadrada e perfil com 6,3mm de espessura - CFTS-6,3BR e CFTS-6,3UR - representados na FIGURA 5.62b, têm rigidez inicial muito semelhante à teórica entretanto, para valores de força aplicada acima de 400kN a curva teórica tem comportamento mais rígido que aquelas experimentais, para as quais correspondem deslocamentos laterais maiores.



a) série piloto

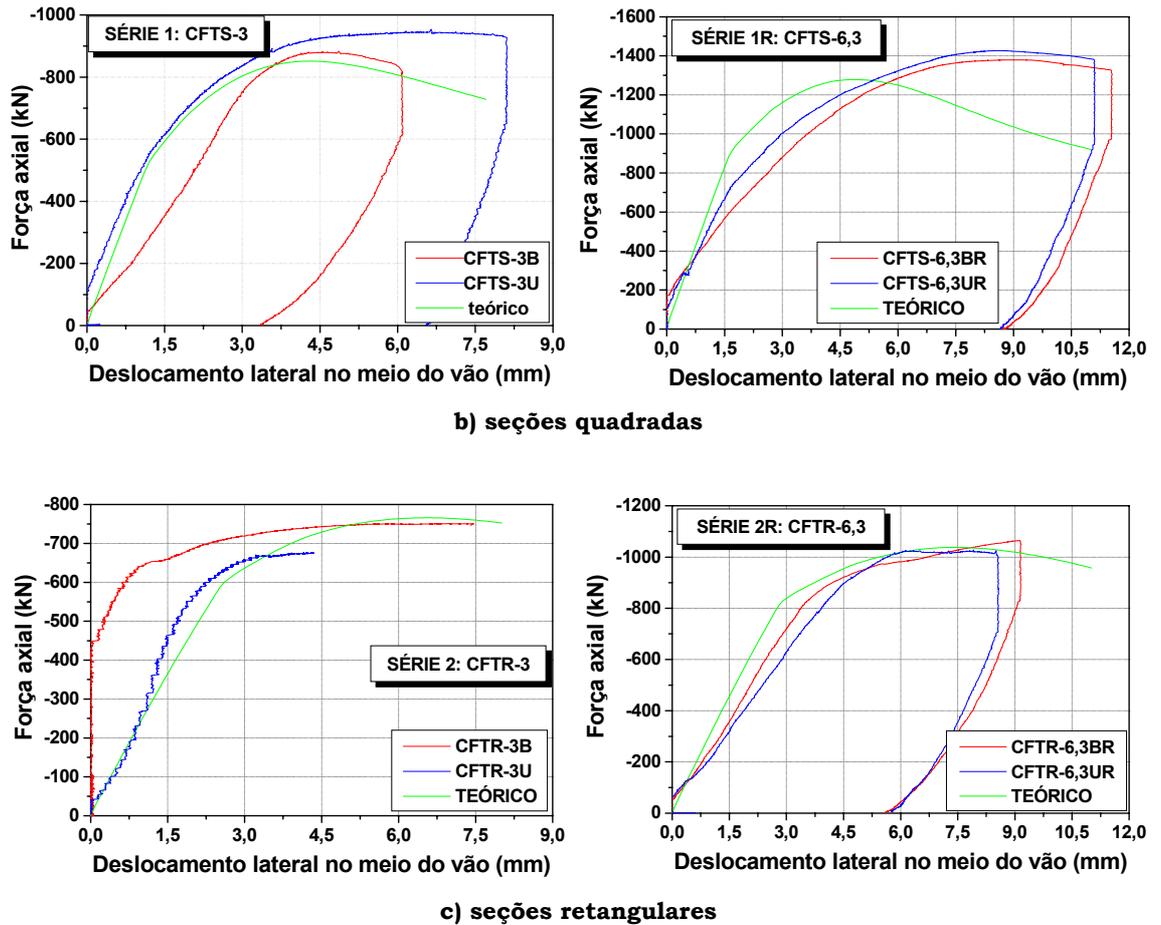


FIGURA 5.62: COMPORTAMENTO FORÇA AXIAL X DESLOCAMENTO LATERAL NO MEIO DO VÃO - TEÓRICO E EXPERIMENTAL

Ainda comparando o comportamento teórico e experimental dos elementos, em relação àqueles denominados CFTR-3B e CFTR-3U, este último apresenta comportamento muito semelhante ao teórico sobretudo na fase inicial de carregamento (até 300kN). Por outro lado, o elemento CFTR-3B se mostra muito rígido até uma força correspondente a 450kN, onde ocorre um leve pico no diagrama e, a partir deste ponto, passam a ser registrados deslocamentos laterais consideráveis. Provavelmente, ocorreu algum problema funcional com transdutores no início do ensaio e isso justificaria o comportamento extremamente rígido no trecho inicial de carregamento. Sendo assim, este elemento não é um bom parâmetro para avaliar o comportamento previsto pelo programa CFT.

Para os elementos CFTR-6,3BR e CFTR-6,3UR, o comportamento previsto é muito similar ao encontrado experimentalmente entretanto, os elementos investigados experimentalmente têm rigidez menor que aquela prevista teoricamente.

Com base nas comparações tecidas neste item chega-se à conclusão de que o programa CFT produz curvas *Força aplicada x Deslocamento lateral no meio do vão* com comportamento mais rígido que aquele encontrado experimentalmente.

Contudo, esta conclusão em nada compromete a utilização do programa CFT para a previsão da capacidade resistente e deslocamento lateral máximo de pilares preenchidos com extremidades rotuladas e submetidos à flexo-compressão.



Estudo de ligações entre pilares preenchidos e vigas de aço

O estudo de algumas tipologias de ligação entre pilares preenchidos e vigas I de aço foi desenvolvido sob duas abordagens: simulação numérica e investigação experimental.

A simulação numérica foi utilizada como uma das ferramentas para previsão da capacidade resistente de algumas das tipologias de ligação posteriormente investigadas experimentalmente. Sendo assim, modelos com certo grau de complexidade, como aqueles com a incorporação da não linearidade de contato, foram utilizados apenas quando se tornaram imprescindíveis para a análise. É o caso da *Tipologia 4*, para a qual não se encontra na literatura técnica ou nas normas técnicas disponíveis, nenhuma recomendação de dimensionamento e, por isso, foi necessário empregar modelos mais refinados de simulação. Para as demais, foram utilizadas recomendações normativas presentes na NBR8800:1986 e no Eurocode 3 para previsão da capacidade resistente. Sendo assim, não foram realizadas simulações numéricas para as *Tipologias 2 e 3* e, na simulação da *Tipologia 1*, foi empregada uma modelagem simples que gerou resultados pouco satisfatórios. A partir da previsão da capacidade resistente via simulação numérica ou procedimentos descritos no Capítulo 3, foi realizada a experimentação física com modelos cruciformes de ligação viga-pilar. A seguir, é descrita a metodologia empregada no estudo das ligações, precedida pela descrição das tipologias de ligação investigadas.

6.1 GEOMETRIA DAS TIPOLOGIAS

Aqui são descritas as características geométricas de cada uma das tipologias de ligação investigadas via simulação numérica e experimentação física. Na TABELA 6.1 são sintetizadas as principais características de cada uma das tipologias investigadas e, a seguir, cada uma destas tipologias é apresentada detalhadamente.

TABELA 6.1: CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Ligação	Características
Tipologia 1: ligação parafusada com aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, COM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido
Tipologia 2: ligação parafusada sem aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, SEM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido
Tipologia 3: ligação soldada	Ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete
Tipologia 4: ligação soldada enrijecida	Ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete + cantoneiras soldadas no interior do pilar preenchido

Nos detalhes de ligação viga-pilar, as vigas empregadas tanto na composição do modelo para experimentação numérica quanto física têm as dimensões ilustradas na FIGURA 6.1.

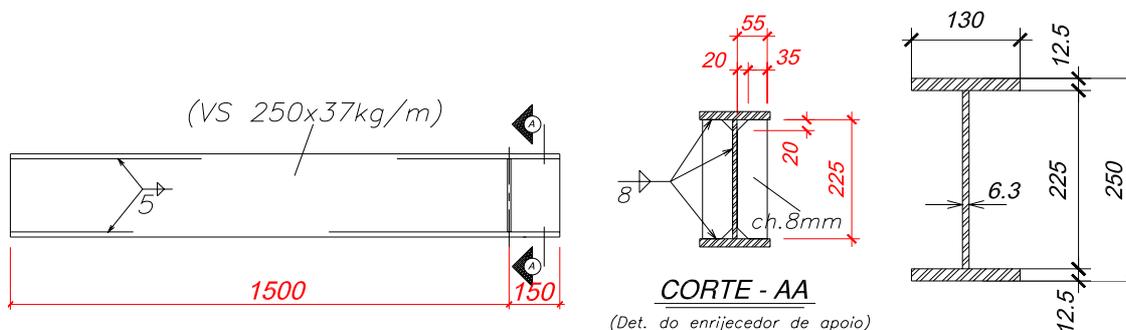


FIGURA 6.1: DIMENSÕES DA VIGA I DE AÇO¹

Os perfis para composição dos pilares preenchidos foram obtidos a partir da soldagem de dois perfis U(200x100x6,3)mm formando uma seção quadrada com 200mm de lado e 1950mm de comprimento. Na extremidade inferior do perfil tubular foi soldada uma chapa com 3mm de espessura e que tem a função de impedir a saída do concreto fresco.

¹ As dimensões mostradas nas FIGURAS 6.1 a 6.4 estão em mm.

6.1.1 Tipologias 1 e 2

As *Tipologias 1 e 2* são compostas por chapas de extremidade e longas barras rosqueadas com 16mm de diâmetro constituídas por aço de alta resistência, doravante denominadas "parafusos passantes". Detalhes destas tipologias são dados na FIGURA 6.2.

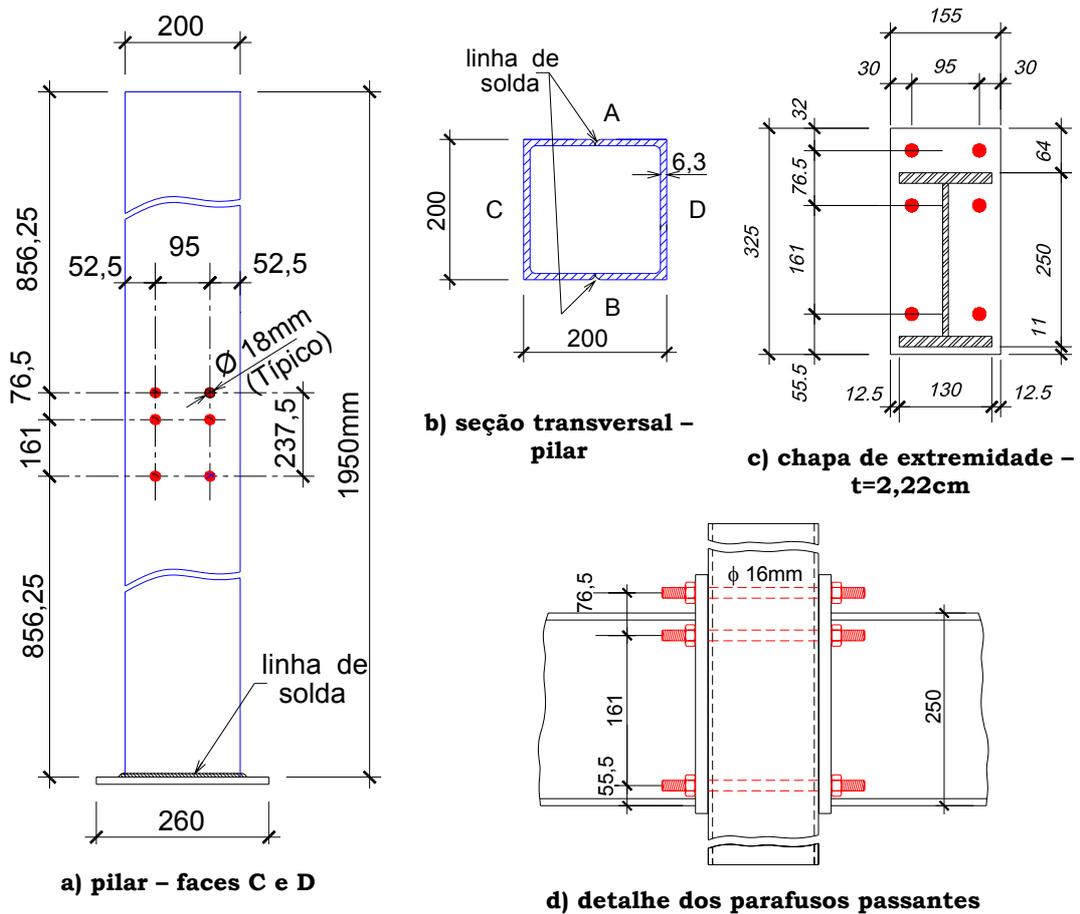


FIGURA 6.2: DIMENSÕES DAS TIPOLOGIAS 1 E 2

As *Tipologias 1 e 2* diferem entre si apenas na aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido. Tal aderência foi eliminada isolando cada um dos parafusos no interior de um tubo de PVC. Os detalhes deste mecanismo são descritos no item 6.3.

6.1.2 Tipologia 3

O dispositivo denominado *Tipologia 3* é uma ligação viga-pilar soldada com solda de filete e cujos detalhes são mostrados na FIGURA 6.3.

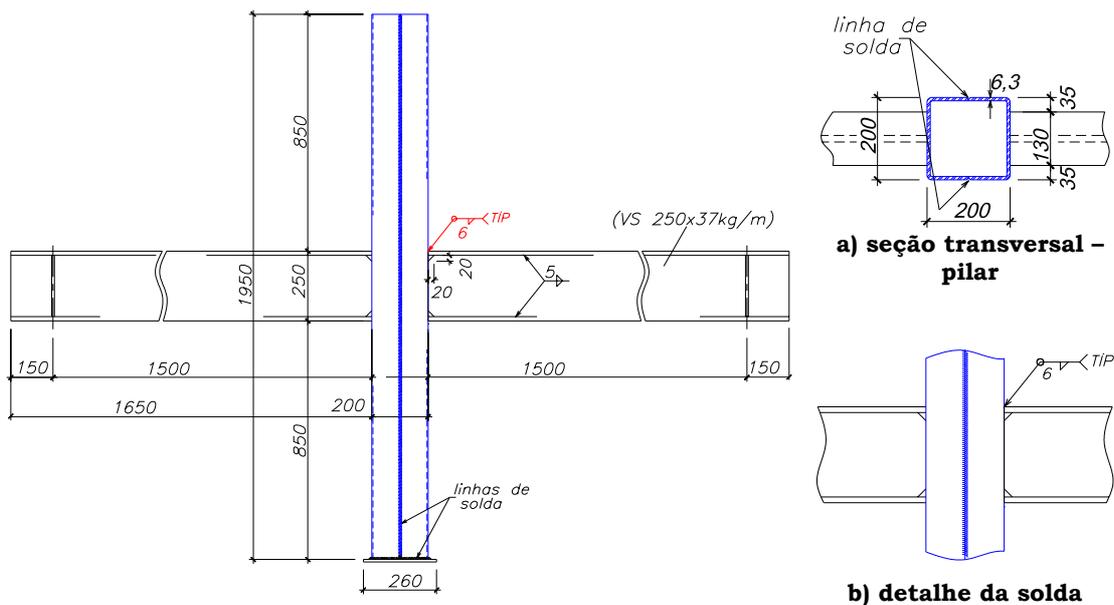


FIGURA 6.3: DIMENSÕES DA TIPOLOGIA 3

6.1.3 Tipologia 4

A *Tipologia 4* é semelhante à *Tipologia 3* entretanto, acrescida de 4 cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular, nas posições correspondentes às mesas da viga I. A FIGURA 6.4 traz as principais dimensões desta tipologia.

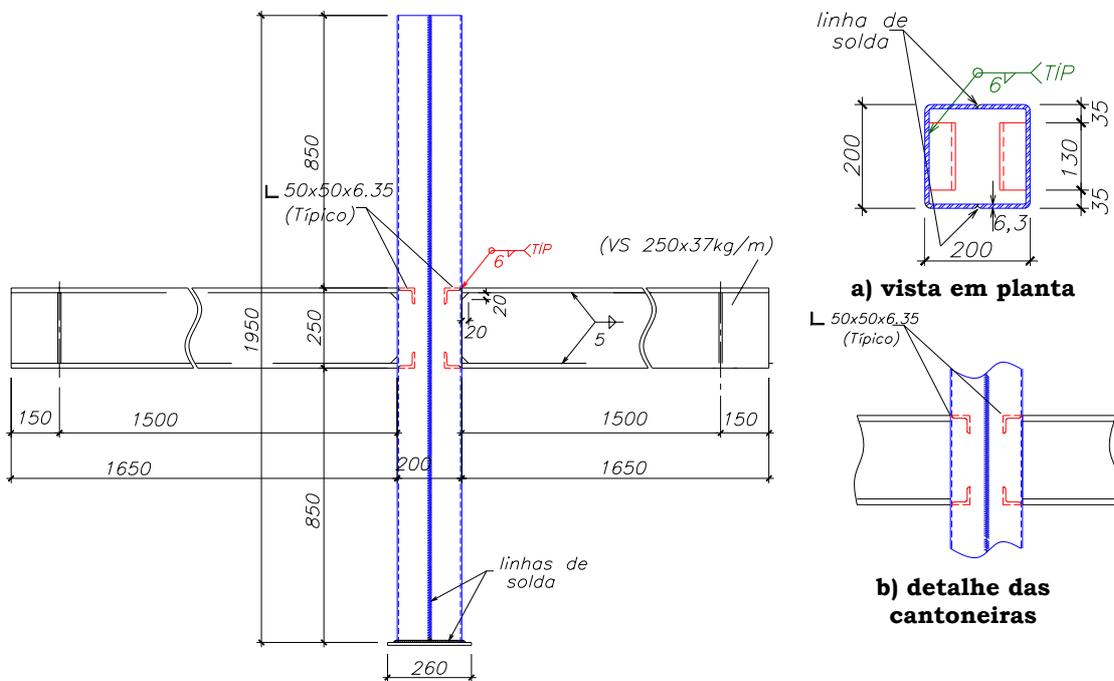


FIGURA 6.4: DIMENSÕES DA TIPOLOGIA 4

6.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica foi realizada no programa *Ansys versão 5.5*, que permite a modelagem via elementos finitos e a consideração das não linearidades física, geométrica e de contato. A seguir, são descritos os principais aspectos referentes à simulação numérica das tipologias analisadas e, posteriormente, características específicas da simulação de cada uma das tipologias, lembrando que foram realizadas simulações apenas para as *Tipologias 1 e 4*.

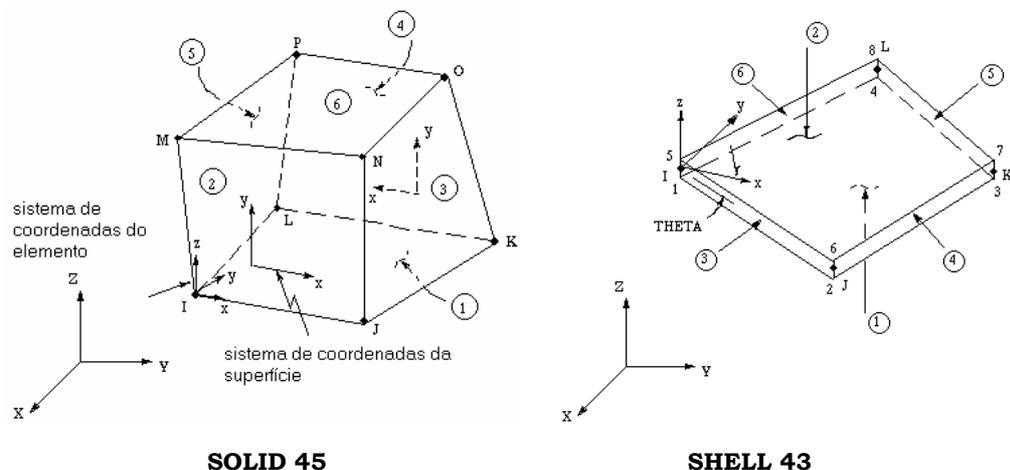
No caso da *Tipologia 1*, a simulação numérica foi realizada como uma das alternativas disponíveis para previsão da capacidade resistente e, por isso, fez-se a tentativa de se utilizar uma modelagem simples.

Na modelagem da *Tipologia 4* foi utilizado um modelo mais refinado justificado pela ausência de alternativas teóricas para previsão da capacidade resistente, pela presença de conectores tipo cantoneira no interior do perfil tubular.

6.2.1 Elementos finitos utilizados

Na modelagem numérica das tipologias de ligação foram utilizados os elementos finitos a seguir:

- concreto: SOLID 45: elemento de volume com oito nós e 3 graus de liberdade por nó (u_x , u_y e u_z) - FIGURA 6.5. Este elemento também foi utilizado na discretização da cantoneira e da chapa horizontal que integram a geometria empregada para representar a *Tipologia 4*;



SOLID 45 **SHELL 43**
FIGURA 6.5: ELEMENTOS FINITOS SOLID 45 E SHELL 43

- aço: SHELL 43: elemento de casca, definido por quatro nós e a espessura - FIGURA 6.5 – utilizado na discretização das vigas, perfil tubular do pilar preenchido e chapas de extremidade da *Tipologia 1*. Possui seis graus de liberdade por nó sendo três deslocamentos e três rotações. Na modelagem dos elementos de aço existentes na *Tipologia 4* foi utilizado o elemento SOLID 45;
- parafusos passantes: BEAM 3: elemento de barra com dois nós e três graus de liberdade por nó sendo 2 deslocamentos (u_x e u_y) e rotação em z – rot_z - FIGURA 6.6. Este elemento tem possibilidade de representar esforços de tração, compressão e flexão;

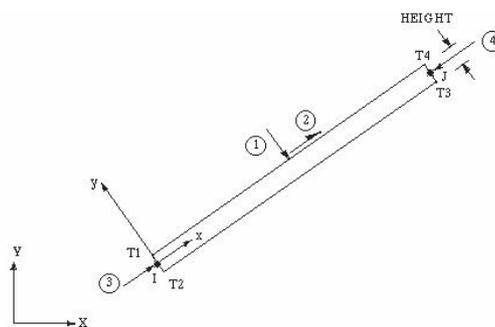


FIGURA 6.6: ELEMENTO FINITO BEAM 3

- Superfícies de contato: TARGE 170 – concreto e CONTA 173 – aço, utilizados apenas na modelagem da *Tipologia 4*. Elementos quadrangulares de superfície, com quatro nós e 3 graus de liberdade por nó (u_x , u_y e u_z) - FIGURA 6.7.

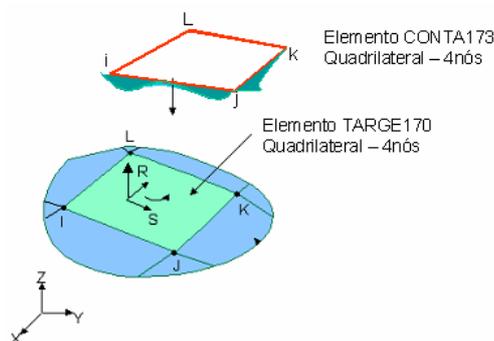


FIGURA 6.7: ELEMENTOS FINITOS PARA SUPERFÍCIE DE CONTATO

6.2.3 Relações constitutivas para os materiais

Na modelagem das *Tipologias 1* e *4* foi considerado, para os materiais aço e concreto, um modelo bi-linear isotrópico, denominado BISO pelo programa

Ansys. Foi adotado encruamento nulo resultando no modelo elasto-plástico perfeito. Para o aço, o início de plastificação ocorre para uma tensão igual à resistência ao escoamento do material, sendo desprezado o efeito das tensões residuais e do trabalho a frio do perfil tubular e das cantoneiras - FIGURA 6.8. Para o concreto, o início de "plastificação" ocorre para tensões iguais a f_c .

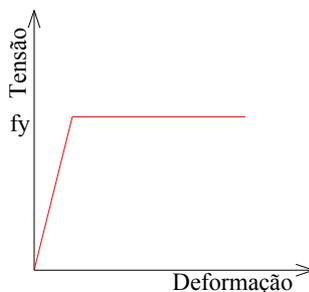
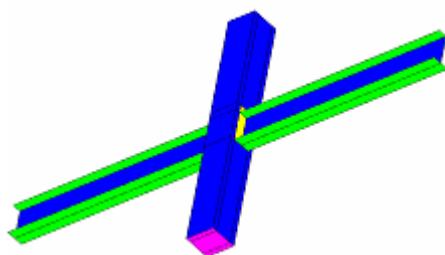


FIGURA 6.8: MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO

Para os dois materiais, foi adotado o critério de resistência de Von Mises.

6.2.4 Tipologia 01

Para a construção do modelo geométrico foi utilizado o Pré-processador *Gid 7.1* aliado à subrotina “*Ansys-composite*”. Em tal pré-processador foi definida a geometria do modelo, materiais, elementos finitos utilizados e a configuração da malha de elementos finitos. Na FIGURA 6.9 são apresentados geometria e materiais adotados.



- Aço: mesas do perfil tubular; $t=12,5\text{mm}$
- Aço: chapa de extremidade; $t=22,2\text{mm}$
- Aço: alma da viga e perfil tubular; $t=6,3\text{mm}$
- Concreto: núcleo de concreto do pilar

FIGURA 6.9: CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA E DISTRIBUIÇÃO DE MATERIAIS UTILIZADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA

A malha de elementos finitos utilizada para discretização da *Tipologia 1* é apresentada na FIGURA 6.10, na qual são destacadas a discretização da chapa de extremidade e dos parafusos passantes.

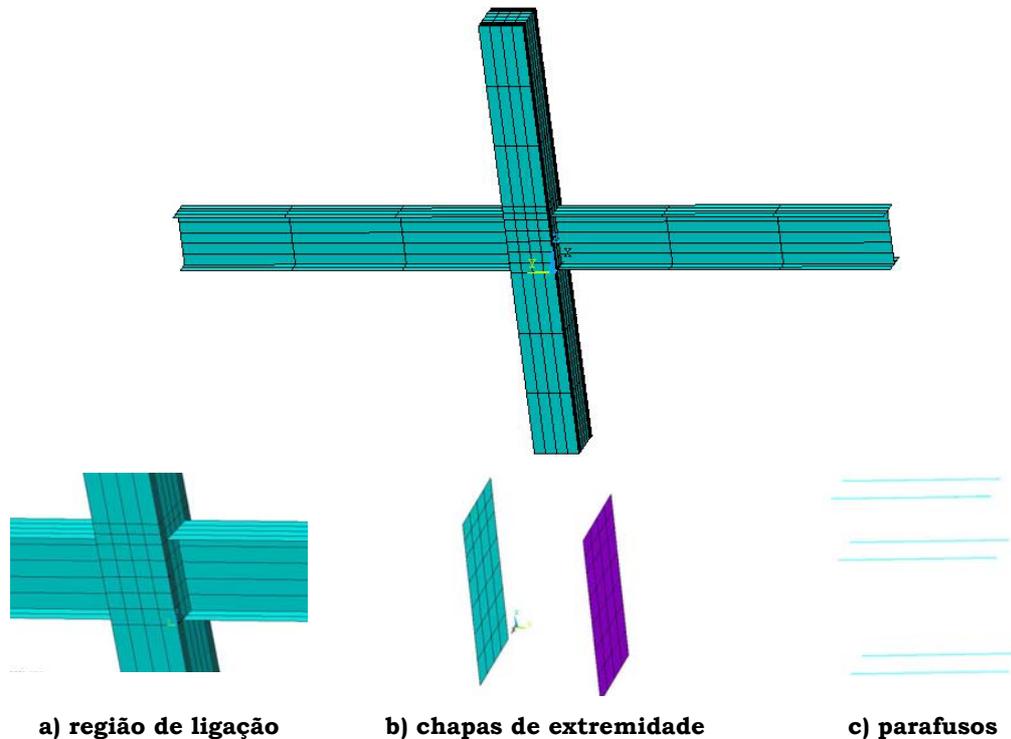


FIGURA 6.10: DISCRETIZAÇÃO DA TIPOLOGIA 1 VIA ELEMENTOS FINITOS

Neste modelo numérico foram aplicados dois carregamentos:

- **F_p**: força de compressão, distribuída na seção transversal do pilar preenchido e correspondente a, aproximadamente, 20% da capacidade resistente do pilar à compressão simples, ou seja:

$$F_p = 0,2 \cdot (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y) = 500 \text{ kN};$$
- **F_v**: forças concentradas, aplicadas nas extremidades das vigas, a 1500cm da face externa do pilar preenchido;
- a força de protensão nos parafusos foi aplicada somente no modelo físico, sendo suprimida no modelo numérico.

A força F_p foi aplicada primeiro e, em seguida, as forças F_v foram aplicadas nas extremidades das vigas. Esta forma de aplicação do carregamento no modelo numérico simula as condições reais empregadas na experimentação com modelos físicos. Ambas as forças foram aplicadas em incrementos.

Na FIGURA 6.12 é apresentado o esquema de carregamento empregado na simulação numérica da *Tipologia 1*.

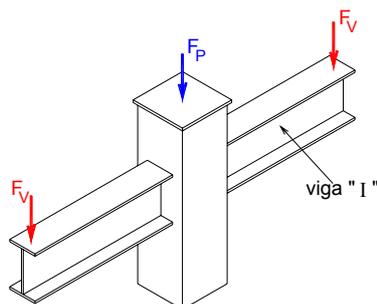


FIGURA 6.11: ESQUEMA DE CARREGAMENTO

6.2.5 Tipologia 04

Não havia modelos de cálculo disponíveis que permitissem prever a capacidade resistente da *Tipologia 4*, pois nenhuma das recomendações normativas consultadas (NBR 8800 e Eurocode 3) considera a presença de cantoneiras trabalhando como "enrijecedores internos".

Sendo assim, para prever a capacidade resistente da tipologia em questão foi realizada uma simulação numérica mais elaborada que aquela desenvolvida para a *Tipologia 1*. O modelo numérico, neste caso, incorpora, além da não linearidade dos materiais, a não linearidade de contato existente entre as cantoneiras e o núcleo de concreto do pilar preenchido, simulando a interação concreto-cantoneira.

Ao realizar a simulação numérica da *Tipologia 4*, foram feitos vários testes a fim de identificar e quantificar os diversos parâmetros que comandam a não linearidade de contato. Os testes realizados para tal são apresentados a seguir.

6.2.6.1 Calibração dos parâmetros para incorporação da não linearidade de contato

O primeiro passo para incorporação do contato na modelagem numérica foi identificar as regiões em que o mesmo ocorre. Em seguida, em relação à superfície de contato tem-se: superfícies rígido-flexível ou flexível-flexível. As superfícies flexíveis são aquelas mais deformáveis e as rígidas, aquelas muito menos deformáveis. Para o contato aço-concreto, o concreto é considerado superfície rígida e o aço, superfície flexível. Assim, o problema de contato que

ocorre na *Tipologia 4* entre as cantoneiras e o núcleo de concreto é definido como *rigido-flexível*.

A modelagem do contato pode ser do tipo nó-nó, nó-superfície e superfície-superfície, dependendo do tipo de contato existente entre as partes. O tipo de contato define os elementos finitos a serem utilizados.

Para criar o contato entre os materiais é preciso criar um par de contato no qual tem-se: superfície rígida como "target" e superfície flexível como "contact".

Para análises incorporando a não linearidade de contato do tipo superfície-superfície foram seguidos os passos:

- ❑ criação da geometria do modelo e malha de elementos finitos;
- ❑ identificação do tipo e par de contato;
- ❑ definição das superfícies rígida e flexível;
- ❑ seleção dos elementos finitos de contato e criação de uma única real constante para ambos (target e contact);
- ❑ inserção do par de contato no modelo;
- ❑ aplicação das condições de contorno necessárias;
- ❑ aplicação das forças e definição dos incrementos de força; e
- ❑ processamento.

Os elementos finitos utilizados para definir o par de contato foram o *Targe 170* e o *Conta 173*, ambos ilustrados na FIGURA 6.7.

Diversas variáveis caracterizam o par de contato *Targe-Conta*. Algumas delas produzem variações mais representativas no comportamento do modelo e outras têm pouca relevância. As principais variáveis identificadas são:

- ❑ FKN: rigidez normal de contato. Seu valor está compreendido entre 0,01 e 100, podendo também assumir valores negativos;
- ❑ FTOLN: tolerância na direção da superfície normal. Este parâmetro varia entre 0,1 e 1.

Uma geometria simplificada foi utilizada para calibrar os parâmetros de contato, visando agilizar o processamento. Assim, a geometria empregada na etapa de calibração, apresentada na FIGURA 6.12, considera apenas um trecho da *Tipologia 4*: a cantoneira, a porção de concreto em torno da

cantoneira e um trecho da mesa superior da viga I, representada por uma chapa horizontal. A malha de elementos finitos utilizada para modelar esta porção da *Tipologia 4* também é apresentada na FIGURA 6.12.

As superfícies de contato consideradas estão presentes nas faces superior e inferior da porção horizontal da cantoneira e na face externa da porção vertical da mesma.

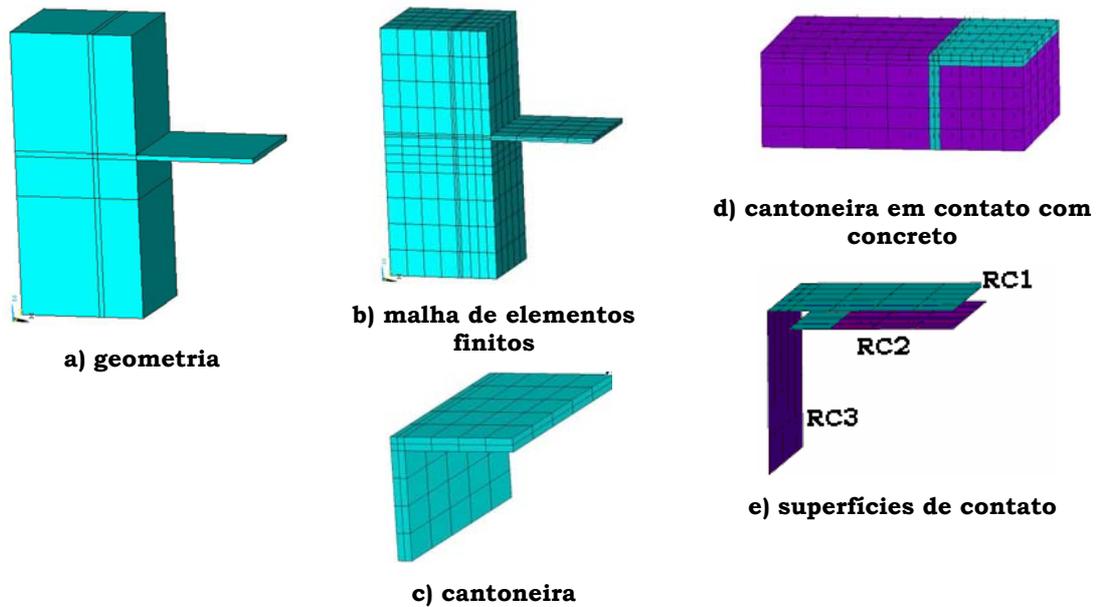


FIGURA 6.12: GEOMETRIA E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA CALIBRAR OS PARÂMETROS DE CONTATO

A partir da definição da geometria da malha de elementos finitos e das superfícies de contato foram aplicados os carregamentos na porção de pilar preenchido (F_P) e na chapa horizontal (F_H). No pilar, foram aplicados 228kN, que correspondem à parcela de força vertical na seção preenchida total - 500kN - a ser aplicada na porção de área do modelo simplificado em questão. O esquema de carregamento é mostrado na FIGURA 6.13.

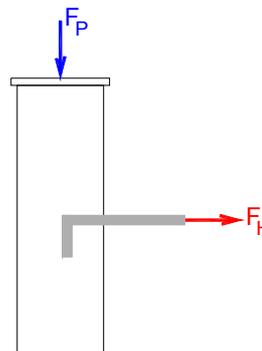


FIGURA 6.13: ESQUEMA DE CARREGAMENTO NA TIPOLOGIA 4

A força horizontal aplicada na chapa que representa a mesa superior da viga I, é variável e os valores encontrados são apresentados na TABELA 6.2. As forças, tanto no pilar quanto na chapa horizontal, foram aplicadas em incrementos.

A simulação foi realizada de forma a aplicar primeiro a força no pilar e, posteriormente, a força horizontal na chapa; esta forma de aplicação das forças simula a condição de ensaio.

No programa de simulação numérica *Ansys* é possível considerar diferentes modelos de contato entre as superfícies. Sendo assim, foram testados todos os modelos de contato possíveis e estes são listados na TABELA 6.2.

TABELA 6.2: CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS PARÂMETROS CONSIDERADOS NA CALIBRAÇÃO DO MODELO DE CONTATO

Teste	Parâmetros			Modelos de contato
	RC1/RC2 ^{2*}	RC3 ³		
	Ta _{umax}	Ta _{umax}	FKN	
1	14,4	0,2	-10	bonded
2	14,4	0,1	-10	bonded
3	14,4	0,1	-10	bonded initial
4	14,4	0,1	-10	rough – atrito
5	14,4	0,1	-10	no separation
6	14,4	0,1	-10	standard
7	14,4	0,1	-500	bonded initial
8	14,4	0,1	1	bonded initial
9	0,4	0,1	-500	bonded initial
10	0,2	0,2	-500	bonded initial
11	0,2	0,2	-500	bonded initial: sem penetração inicial
12	0,2	0,2	-500	rough: sem penetração inicial

* Para RC1 e RC2 foi utilizado FKN=-500; FTOLN=0,1 e Icont=0,001 para todos os testes.

Ta_{umax}: tensão máxima de cisalhamento. $T_{a_{umax}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$; f_y do material deformável.

Os resultados da consideração dos diferentes modelos de contato apresentados na TABELA 6.2 são dados e discutidos no Capítulo 7.

² Superfícies correspondentes às faces superior e inferior da porção horizontal da cantoneira.

³ Superfície correspondente à face vertical externa da cantoneira.- FIGURA 6.13e.

6.3 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

A partir da revisão bibliográfica realizada neste trabalho, foi possível identificar alguns detalhes de ligação viga de aço-pilar preenchido estudados em outros países. As tipologias de ligação encontradas na literatura técnica serviram de inspiração para a definição dos detalhes a serem investigados com modelos físicos.

Dentre os objetivos deste estudo destaca-se a necessidade de oferecer ao mercado, alguns dispositivos de ligação que permitam uma maior utilização dos pilares preenchidos. Desta forma, as soluções aqui apresentadas visam minimizar o maior obstáculo para a utilização dos pilares preenchidos, que é a sua ligação com os demais elementos estruturais. Entretanto, vale lembrar que os estudos experimentais com as tipologias de ligação têm caráter prospectivo.

Portanto, os modelos investigados abordam o pilar preenchido como um obstáculo à continuidade das vigas e, nestas ligações, predomina o momento fletor.

6.3.1 Considerações iniciais

A definição da geometria dos modelos foi inspirada em alguns estudos experimentais de ligações entre pilares e vigas de aço, desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Os modelos físicos foram dimensionados tendo em vista as limitações dos equipamentos disponíveis no Laboratório de Estruturas.

6.3.2 Caracterização dos materiais

Na composição dos modelos de ligação apresentados nas FIGURAS 6.2 a 6.4 foram utilizados dois materiais: aço e concreto. Para ambos, foram realizados ensaios para determinação de algumas de suas propriedades mecânicas. Para o concreto, foram moldados diversos corpos de prova cilíndricos de (10x20)cm. O aço dos perfis tubulares, alma e mesas das vigas, cantoneiras e chapas de extremidade, foi caracterizado utilizando corpos de prova retirados de amostras de aço destes elementos. Os parafusos passantes foram

caracterizados por ensaios de tração com peças de 80cm de comprimento, ensaiados na Máquina de Ensaios INSTRON modelo 8506.

Na TABELA 6.3 são mostrados o número de corpos-de-prova e sua finalidade, para concreto e aço.

TABELA 6.3: CORPOS-DE-PROVA UTILIZADOS NA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Concreto: 12 corpos-de-prova (10x20)cm			
Modelo	n. CP's	Idade	Ensaio
Tipologias 1 e 2	3	3	Compressão
	3	7	Compressão
	3		Tração por compressão diametral
	3		Módulo de elasticidade
Tipologias 3 e 4	3	3	Compressão
	3	7	Compressão
	3		Tração por compressão diametral
	3		Módulo de elasticidade
Aço: determinação da resistência ao escoamento e resistência última			
Corpo-de-prova *	Modelo	Elemento	n. de corpos-de-prova
	Tipologias 1 e 2	Pilar	4
		Mesas das vigas	3
		Almas das vigas	3
		Chapa de extremidade**	3
		Parafusos passantes	4***
	Tipologias 3 e 4	Pilar	4
		Mesas das vigas	3
		Almas das vigas	3
	Tipologia 4	Cantoneiras	4
	* Segundo recomendações da ASTM A370:2000.		
** Corpo-de-prova cilíndrico.			
***Peça com 80cm de comprimento, instrumentada a 40cm da extremidade com um extensômetro elétrico para aço.			

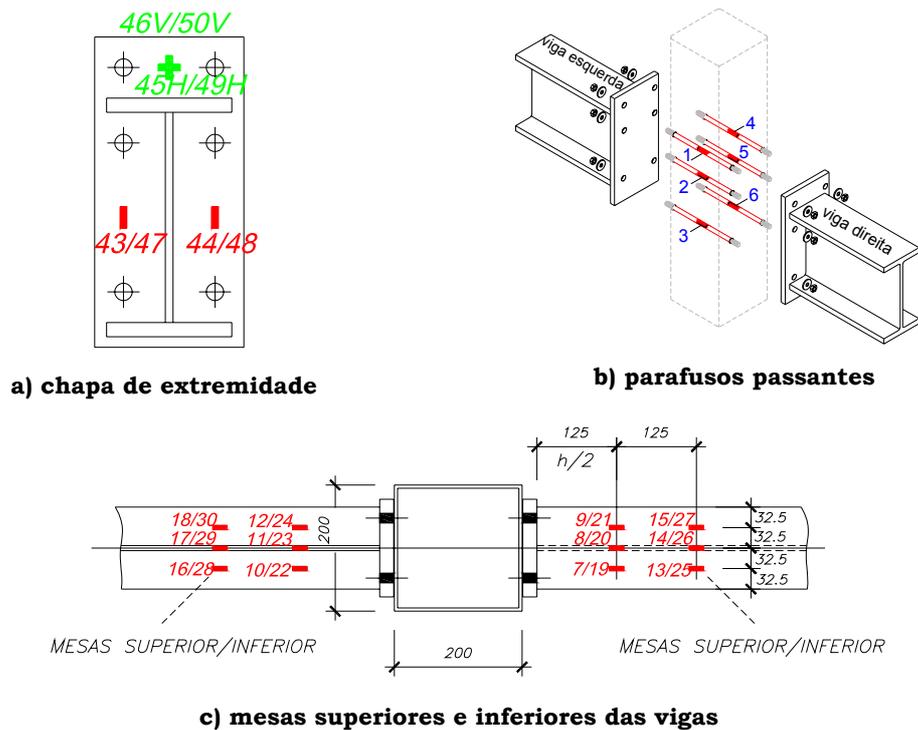
O preenchimento do perfil tubular foi executado em concreto de alta resistência, de aproximadamente 50MPa aos sete dias, utilizando o mesmo traço e materiais adotados para a moldagem dos modelos de pilares preenchidos isolados descritos no Capítulo 4.

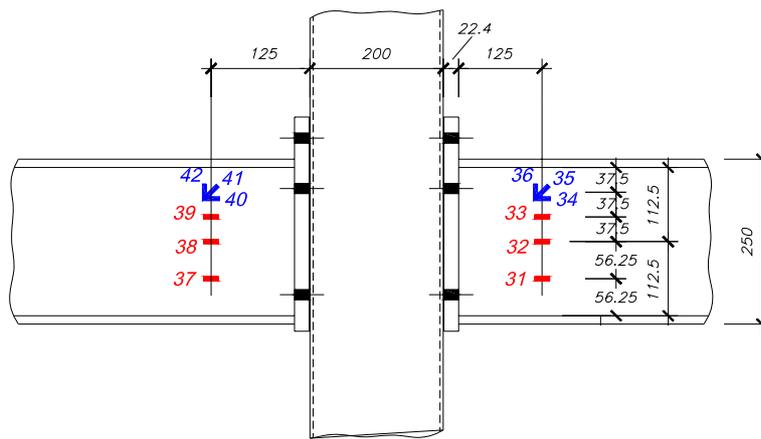
6.3.3 Instrumentação

Para conhecer valores de deformação e deslocamento em diversos pontos das tipologias de ligação estudadas, foram utilizados extensômetros elétricos para aço e transdutores de deslocamento. Cada tipologia apresenta particularidades na instrumentação e, por isso, cada uma é apresentada detalhadamente nos itens a seguir.

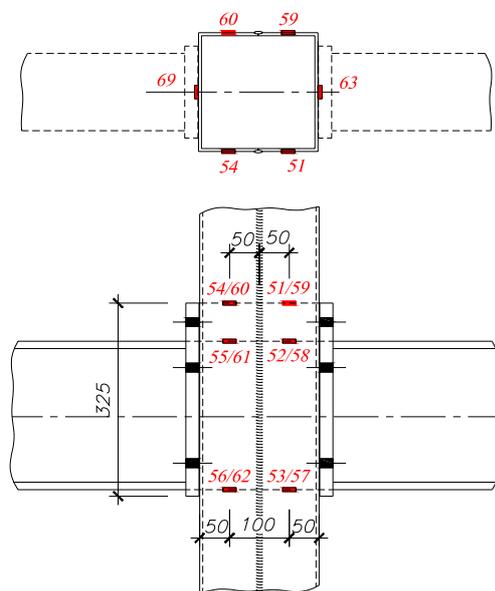
6.3.3.1 Tipologia 1

Para o registro das deformações decorrentes da aplicação dos carregamentos, foram utilizados extensômetros elétricos dispostos nas vigas, pilar preenchido, chapa de extremidade e parafusos passantes. A localização destes extensômetros é mostrada na FIGURA 6.14.

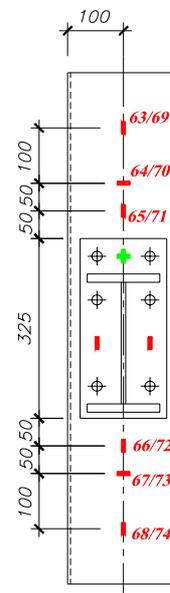




d) almas das vigas



e) pilar preenchido - frente e verso



f) pilar preenchido - faces direita e esquerda

FIGURA 6.14: LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NA TIPOLOGIA 1

Na FIGURA 6.15 são mostradas algumas fotos que ilustram a distribuição de extensômetros nos elementos da *Tipologia 1*.



a) mesas



b) almas



c) pilar

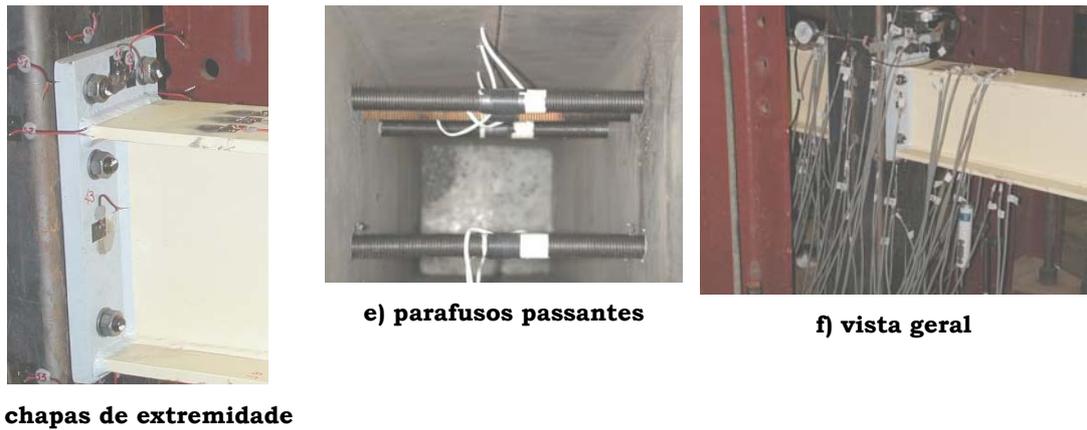


FIGURA 6.15: DETALHES DA INSTRUMENTAÇÃO DA TIPOLOGIA 1 – EXTENSÔMETROS

Para instrumentação dos parafusos passantes, estes foram lixados na região central eliminando a rosca nesta porção. Feito isto, foi colado o extensômetro e feito seu isolamento para impedir que o concreto fresco o danificasse. Os cabos dos extensômetros foram retirados do interior do perfil tubular através de pequenos furos abertos próximo de cada parafuso e fechados antes da concretagem. Todo este procedimento requereu muito cuidado e atenção, pois o diâmetro do parafuso, mesmo com o extensômetro colado e isolado, não podia ultrapassar o diâmetro do furo, que é de 18mm.

Os deslocamentos verticais e laterais foram medidos por transdutores de deslocamento posicionados conforme ilustrado na FIGURA 6.16.

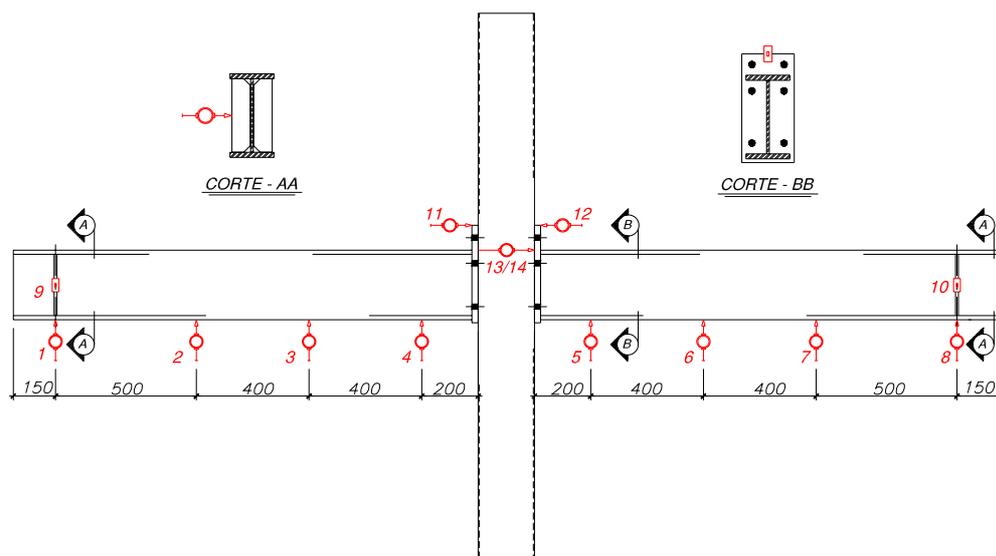


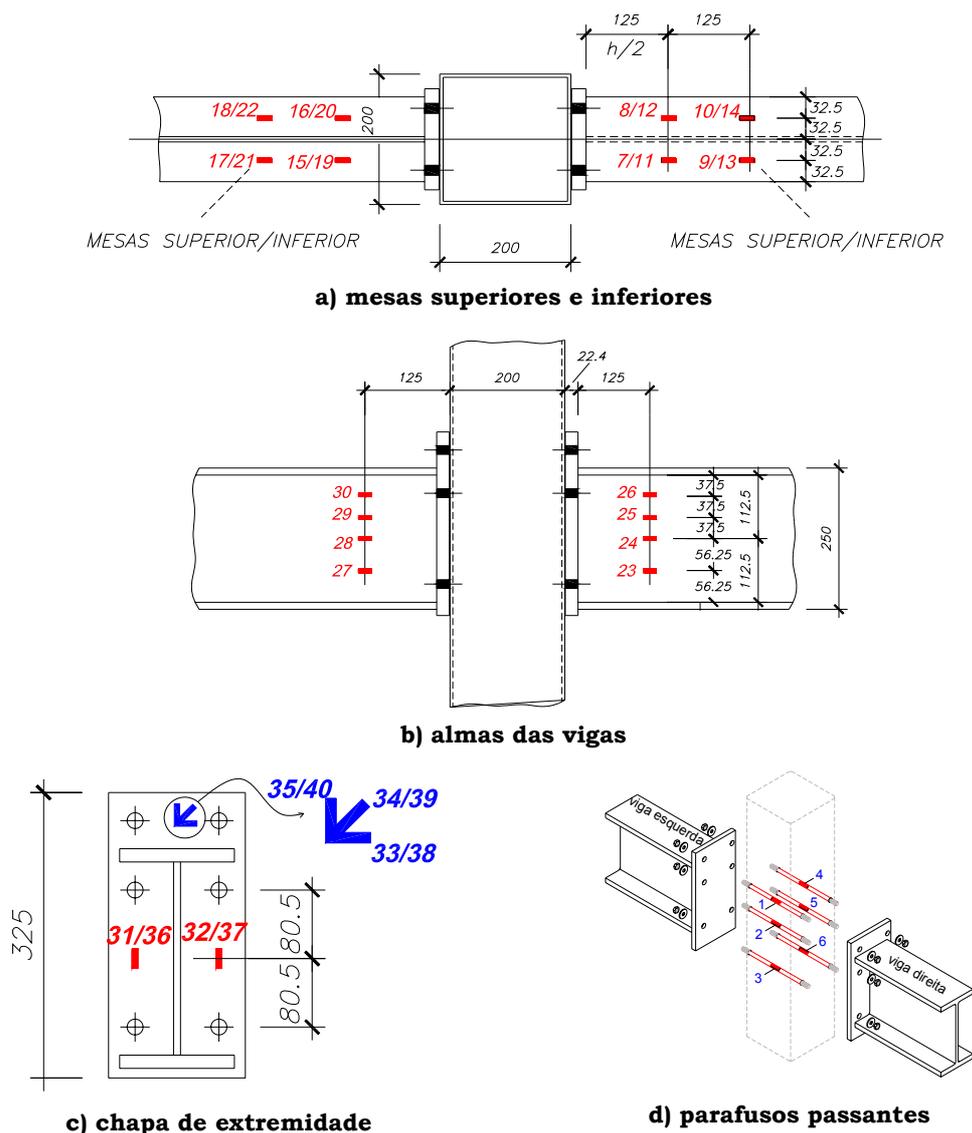
FIGURA 6.16: LOCALIZAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO⁴

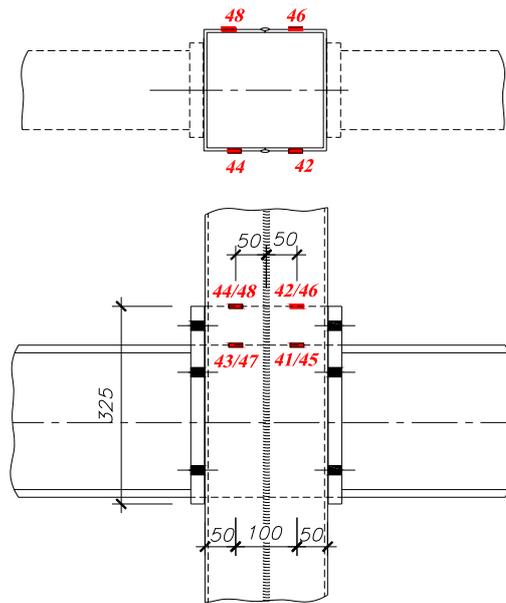
⁴ Dimensões em mm.

6.3.3.2 Tipologia 2

A observação dos resultados encontrados no ensaio da *Tipologia 1* mostrou que não era necessária a linha de extensômetros posicionada nas mesas superior e inferior, alinhada com a alma das vigas. Sendo assim, aqueles extensômetros foram excluídos da instrumentação da *Tipologia 2*. Os resultados de deformação registrados nas referidas posições são idênticos àqueles registrados nas linhas deslocadas de 32,5mm da linha da alma.

Na FIGURA 6.17 é apresentada a distribuição de extensômetros empregada na *Tipologia 2*. Vale lembrar que não houve alteração na instrumentação dos parafusos passantes, apenas o seu envolvimento com tubo de PVC. A introdução dos parafusos passantes em pequenos tubos de PVC (com espessura reduzida por lichamento) foi a maneira encontrada para eliminar a aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto.





e) pilar preenchido - frente e verso

FIGURA 6.17: DISTRIBUIÇÃO DE EXTENSÔMETROS NA TIPOLOGIA 2⁵

A FIGURA 6.18 reúne algumas fotos da instrumentação da *Tipologia 2*.



a) mesas e almas das vigas



b) pilar preenchido



c) chapas de extremidade



d) parafusos passantes

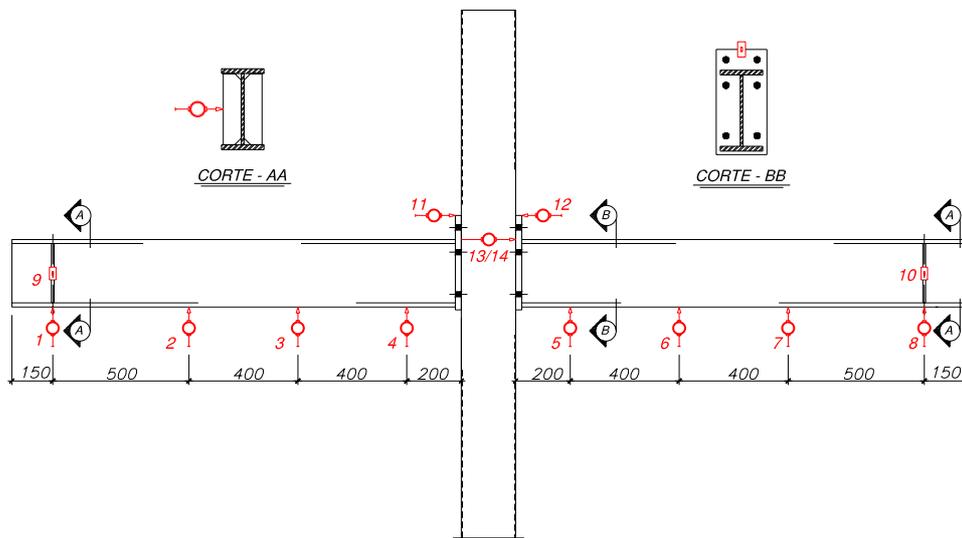
⁵ Dimensões em mm.



e) vista geral dos extensômetros

FIGURA 6.18: DETALHES DA INSTRUMENTAÇÃO DA TIPOLOGIA 2

Os deslocamentos laterais e verticais foram medidos com transdutores de deslocamento distribuídos conforme ilustra a FIGURA 6.19. A distribuição de transdutores é idêntica àquela utilizada na *Tipologia 1*.



a) deslocamentos verticais



b) abertura relativa da chapa de extremidade



c) deslocamento horizontal



d) abertura das chapas de extremidade

FIGURA 6.19: DISTRIBUIÇÃO DE TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO NA TIPOLOGIA 2

6.3.3.3 Tipologias 3 e 4

A instrumentação das *Tipologias 3 e 4* difere apenas no que se refere à instrumentação das cantoneiras presentes na *Tipologia 4*. Sendo assim, a posição dos extensômetros nas *Tipologias 3 e 4* é ilustrada na FIGURA 6.20. O posicionamento dos extensômetros nas almas e mesas das vigas é idêntico ao empregado na *Tipologia 2*.

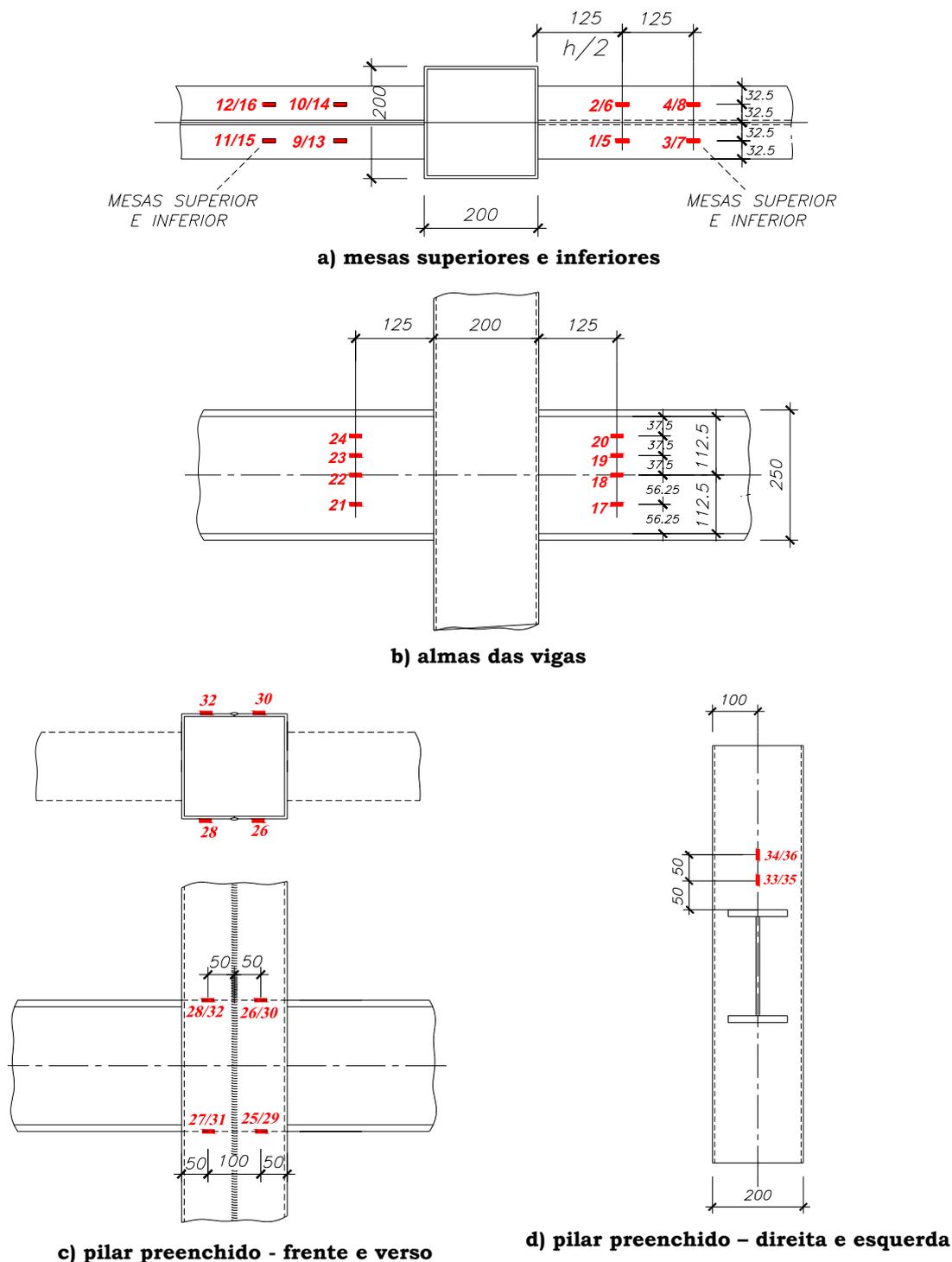


FIGURA 6.20: DISTRIBUIÇÃO DE EXTENSÔMETROS NAS TIPOLOGIAS 3 E 4

Os extensômetros colados nas cantoneiras foram isolados com produtos adequados para tal, visando impedir danos provocados pelo concreto em estado fresco e pelo aquecimento causado pela solda de composição do perfil tubular. A instrumentação utilizada é apresentada na FIGURA 6.21.

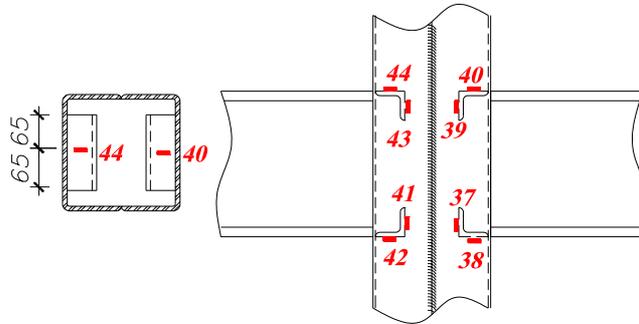


FIGURA 6.21: INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA NAS CANTONEIRAS

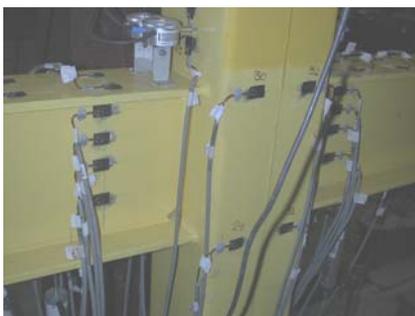
Algumas fotos que detalham a instrumentação para registro de deformações são apresentadas na FIGURA 6.22.



a) mesas e almas das vigas



b) pilar preenchido



c) vista geral dos extensômetros



d) cantoneiras enrijecedoras

FIGURA 6.22: DETALHES DA INSTRUMENTAÇÃO DAS TIPOLOGIAS 3 E 4

A localização dos transdutores de deslocamento é mostrada na FIGURA 6.23.

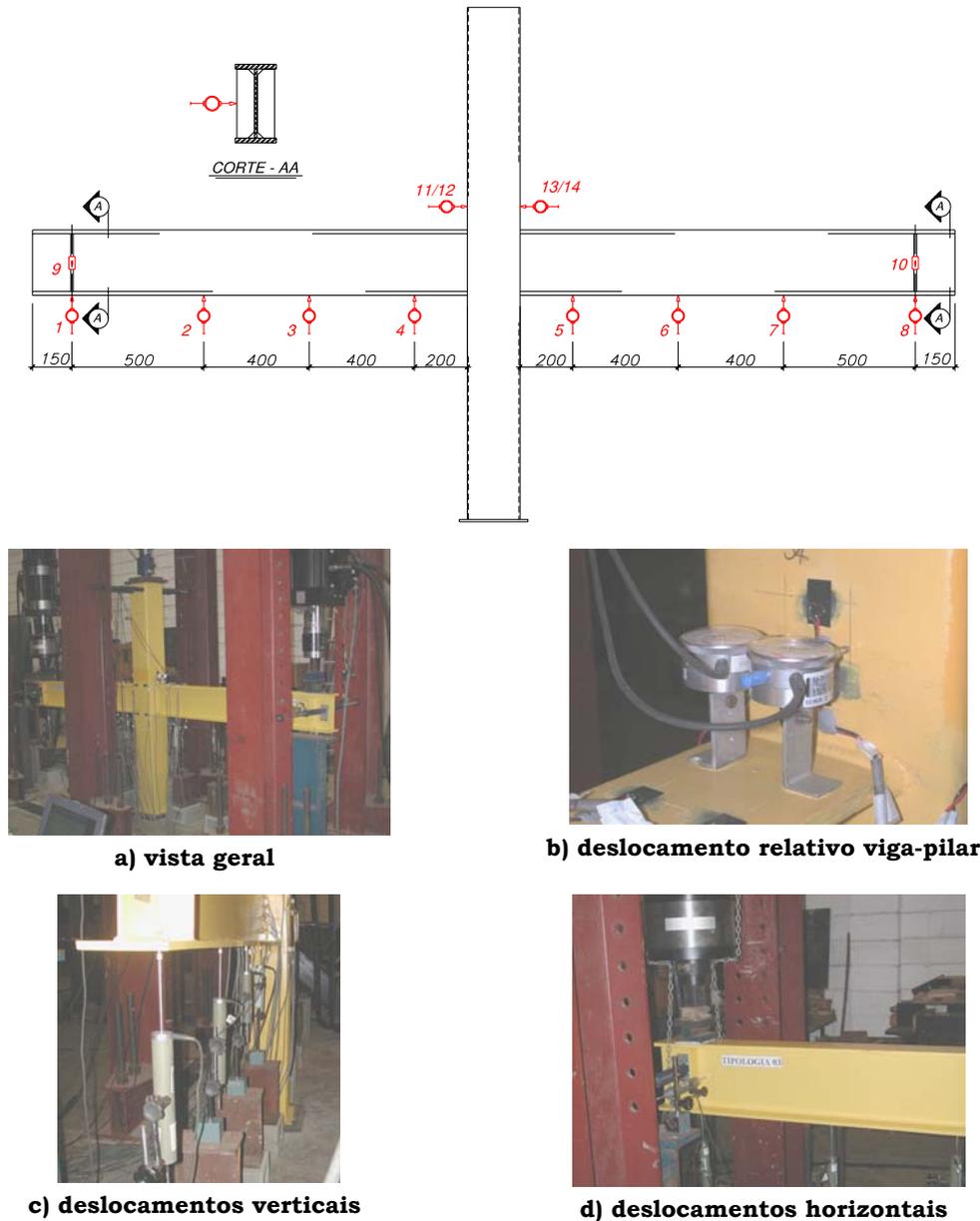


FIGURA 6.23: LOCALIZAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO PARA AS TIPOLOGIAS 3 E 4

6.3.4 Moldagem, adensamento e cura

Os mesmos materiais empregados na moldagem do núcleo de concreto - concreto - utilizado nos pilares preenchidos flexo-comprimidos foram utilizados na produção do concreto empregado nos pilares das *Tipologias 1 a 4*.

Brita, areia, cimento ARI, água e aditivo superplastificante foram misturados em betoneira comum. A concretagem foi realizada dentro do galpão de ensaios do Laboratório de Estruturas e o adensamento feito com vibrador de agulha. Para cura do concreto foi utilizada espuma umedecida com água. Algumas etapas da concretagem são ilustradas na FIGURA 6.24.

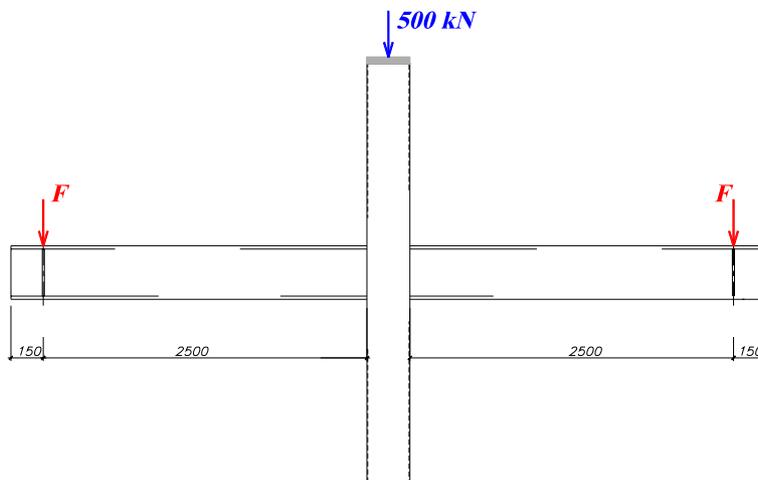


FIGURA 6.24: ALGUMAS ETAPAS DA CONCRETAGEM DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

O preenchimento do perfil tubular e a moldagem dos corpos-de-prova (10x20)cm foram realizados simultaneamente. A cura dos corpos-de-prova foi realizada em câmara úmida.

6.3.5 Esquema de ensaio

As tipologias de ligação foram submetidas à aplicação de forças estáticas, aplicadas no pilar preenchido e nas extremidades das vigas de aço. Nos pilares preenchidos foi aplicada uma força axial de compressão, uniformemente distribuída em toda seção transversal mista, correspondente a cerca de 20% da sua capacidade resistente à compressão simples ou 500kN. Cada uma das vigas foi submetida à aplicação de uma força vertical, aplicada com controle de deslocamento. O esquema de ensaio utilizado é ilustrado na FIGURA 6.26.



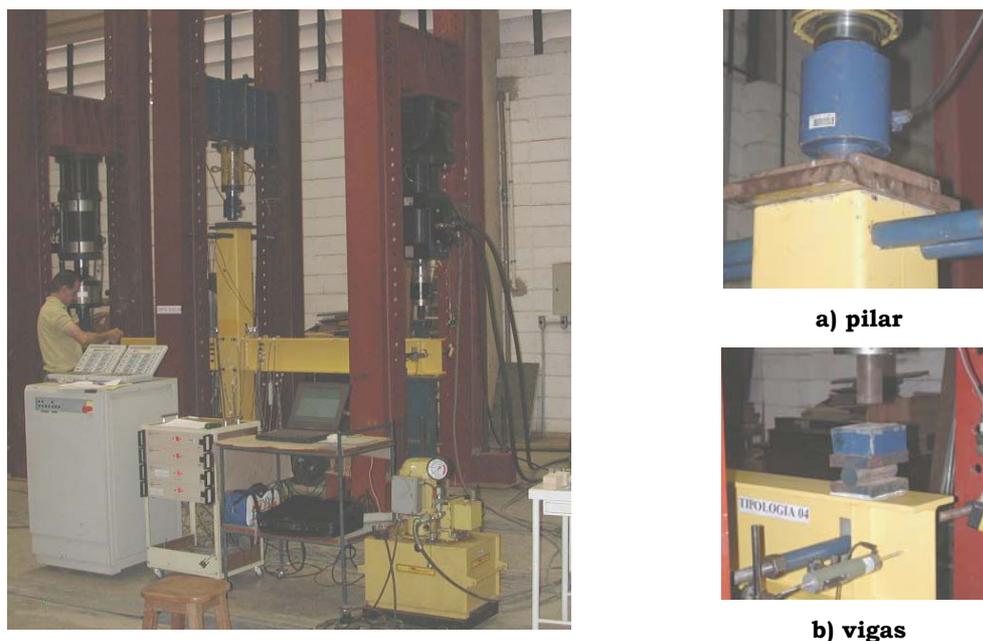


FIGURA 6.25: ESQUEMA DE ENSAIO DAS TIPOLOGIAS 1 A 4

Na experimentação física das tipologias de ligação foram utilizados os equipamentos relacionados na TABELA 6.4.

TABELA 6.4: EQUIPAMENTOS EMPREGADOS NO ENSAIO DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Equipamento	Tipo e quantidade	Finalidade	Marca	Características
Atuadores servo-hidráulicos, com capacidade de 300kN	2 atuadores	Aplicação de forças de compressão	INSTRON e MTS	Controle de deslocamento dos atuadores
Célula de carga com capacidade de 1000kN + Macaco hidráulico	1	Aplicação de forças de compressão	MTS	Controle de força
Sistema de aquisição de dados por extensometria	System 5000 program power-up: 100 canais	Coleta e gravação automática de dados	MEASUREMENTS GROUP	-
Extensômetros elétricos de resistência	Uniaxiais 196 extensômetros*	Medição das deformações no aço	KYOWA	GF= 2,11
Extensômetros elétricos de resistência	Rosetas 4	Medição das deformações no aço	KYOWA	GF= 2,11
Transdutores de deslocamento	14	Medição de deslocamento	KYOWA	Base variável
* Valor total, considerando as quatro tipologias de ligação				

6.3.6 Metodologia de ensaio

Antes da realização de cada ensaio, uma série de atividades eram executadas. Na TABELA 6.5 são sintetizadas algumas destas atividades, bem como os procedimentos executados durante a execução do ensaio propriamente dito.

TABELA 6.5: METODOLOGIA DE ENSAIO

Tipologias 1 e 2	Tipologias 3 e 4
1) montagem dos pórticos e fixação dos atuadores e célula de carga;	1) instrumentação das cantoneiras antes do fechamento do perfil tubular;
2) instrumentação das vigas e chapas de extremidade;	2) montagem dos pórticos e fixação dos atuadores e célula de carga;
3) instrumentação dos parafusos passantes;	3) instrumentação das vigas;
4) montagem da Tipologia com colocação dos parafusos e das vigas;	4) concretagem, adensamento e cura;
5) concretagem, adensamento e cura;	5) posicionamento do modelo sob os pórticos;
6) posicionamento do modelo sob os pórticos;	6) instrumentação do pilar preenchido;
7) instrumentação do pilar preenchido;	7) preparação dos cabos dos extensômetros e conexão com sistema de aquisição de dados;
8) preparação dos cabos dos extensômetros e conexão com sistema de aquisição de dados;	8) posicionamento e fixação dos transdutores deslocamento;
9) posicionamento e fixação dos transdutores deslocamento;	9) aplicação da força no pilar com registro das deformações dos modelos;
10) aplicação da força no pilar com registro das deformações dos modelos;	10) escorvamento com a aplicação de 20% da força máxima prevista nas vigas;
11) protensão dos parafusos com torquímetro e controle da deformação axial nos parafusos;	11) aplicação das forças verticais das vigas, com controle de deslocamento e registro das deformações e deslocamentos dos modelos.
12) escorvamento com a aplicação de 20% da força máxima prevista nas vigas;	
13) aplicação das forças verticais das vigas, com controle de deslocamento e registro das deformações e deslocamentos dos modelos.	

Em relação à protensão dos parafusos das *Tipologias 1 e 2*, alguns esclarecimentos são importantes:

- a. os parafusos passantes foram instrumentados com extensômetros visando, além de outros objetivos, controlar o torque aplicado durante a protensão;
- b. na *Tipologia 1* o controle da força de protensão via deformação dos parafusos foi realizado;

- c. para a *Tipologia 2* não foi possível controlar a força de protensão pelas deformações registradas nos extensômetros pois aquele fixado no parafuso P4 apresentou problemas. Conseqüentemente, a força de proteção foi aplicada até ocorrer o sinal sonoro do torquímetro. Na FIGURA 6.26 é apresentada a localização dos parafusos passantes.

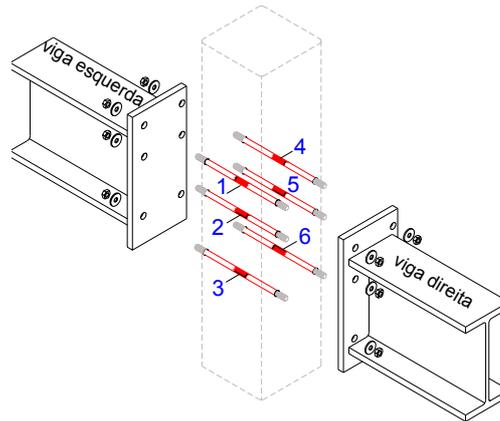
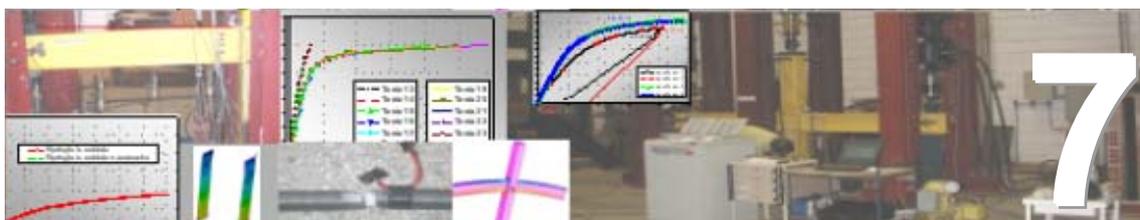


FIGURA 6.26: LOCALIZAÇÃO DOS PARAFUSOS PASSANTES NAS TIPOLOGIAS 1 E 2

Os resultados obtidos na experimentação física das *Tipologias 1 a 4* são apresentados no Capítulo 7.



Ligações viga-pilar preenchido: resultados e análises

A partir da metodologia de estudo descrita no Capítulo 6, foi realizada a simulação numérica e experimentação física com quatro diferentes tipologias de ligação viga de aço-pilar preenchido. Duas destas tipologias consistem em ligações com chapa de extremidade, com parafusos passantes e que diferem entre si apenas na aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido. As duas tipologias restantes são soldadas, e a diferença entre ambas é a presença de quatro cantoneiras, soldadas às paredes internas do perfil tubular na linha correspondente às mesas da viga I.

As *Tipologias 1 e 4* foram investigadas inicialmente com simulações numéricas via método dos elementos finitos (FEM) utilizando o programa *Ansys versão 5.5*.

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na experimentação numérica e física das tipologias de ligação estudadas, ressaltando a distribuição de deformações, comportamento dos materiais presentes na ligação, deslocamentos e comportamento *Momento x Rotação*.

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A fim de facilitar a compreensão dos resultados apresentados nos próximos itens deste capítulo, na TABELA 7.1 são apresentadas as principais características de cada uma das tipologias de ligação investigadas neste trabalho.

TABELA 7.1: CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Ligação	Características
Tipologia 1: ligação parafusada COM aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, COM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido.
Tipologia 2: ligação parafusada SEM aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, SEM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido.
Tipologia 3: ligação soldada	Ligação viga-pilar preenchido, soldada com solda de filete.
Tipologia 4: ligação soldada enrijecida com conectores internos	Ligação viga-pilar preenchido, soldada com solda de filete + cantoneiras soldadas no interior do pilar preenchido e funcionando como conectores.

7.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica foi iniciada com o objetivo de ser uma análise para previsão do comportamento das tipologias de ligação e de sua capacidade resistente. Sendo assim, duas tipologias foram consideradas nesta etapa: a *Tipologia 1*, constituída por parafusos passantes aderidos ao núcleo de concreto do pilar preenchido e chapas de extremidade. A segunda tipologia simulada via FEM no programa *Ansys* foi a *Tipologia 4*, soldada e enrijecida por quatro cantoneiras fixadas no interior do perfil tubular, na altura correspondente às mesas das vigas.

A decisão de realizar a simulação numérica para estas duas tipologias distintas foi baseada na representatividade de tais tipologias e na intenção de conhecer o seu comportamento, sobretudo da *Tipologia 4*.

Entretanto, ao ser iniciada a simulação, os primeiros resultados mostraram que seria necessário despende muito mais tempo do que o previsto e disponível para esta etapa.

Sendo assim, os resultados mostrados neste item representam o esforço em tentar simular, de forma simples, o comportamento das *Tipologias 1 e 4*.

7.2.1 Tipologia 1

Com exceção da aderência, as *Tipologias 1 e 2* têm as mesmas características geométricas. Entretanto, embora a diferença entre ambas seja aparentemente simples, representar o fenômeno da aderência entre uma barra rosqueada e o volume de concreto que a envolve é extremamente complicado. Trata-se de um fenômeno complexo, que exige a utilização de elementos de contato cuja função é reproduzir a interação entre as superfícies de aço e concreto.

Em função dessa dificuldade já sabida, na simulação da Tipologia 1 se partiu do pressuposto de que não há separação entre as barras rosqueadas e o núcleo de concreto do pilar preenchido ou seja, aderência completa entre ambos. Eliminado o que se acreditava ser o maior obstáculo, foi iniciada a simulação numérica da *Tipologia 1*.

Em relação ao carregamento, a aplicação da força axial no pilar foi dividida em 5 incrementos de 100kN, totalizando 500kN. As forças verticais aplicadas nas vigas foram divididas em incrementos de 20kN e, a força máxima aplicada em cada extremidade de viga foi de 90kN. É importante lembrar que o carregamento foi aplicado primeiro no pilar preenchido e, posteriormente, nas extremidades das vigas.

Nos resultados apresentados a seguir, o eixo Z corresponde ao eixo longitudinal do pilar e o eixo Y corresponde ao eixo longitudinal da viga.

7.2.1.1 Panorama de tensões, deformações e deslocamentos

A seguir, são apresentadas as distribuições de tensões, deformações e deslocamentos na Tipologia 1.

A distribuição de tensões na direção Y é mostrada na FIGURA 7.1, na qual é possível observar que são atingidos os valores limites da tensão de escoamento nominal ($f_y=250\text{MPa}$) em algumas regiões da *Tipologia 1*.

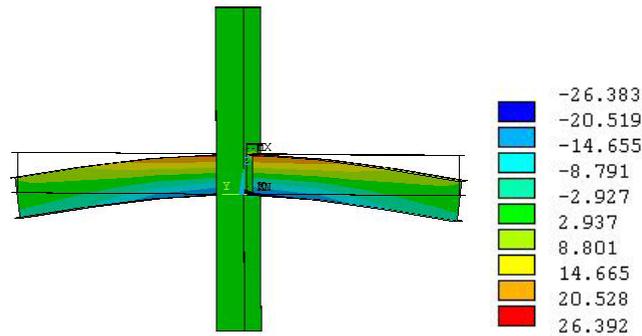


FIGURA 7.1: VISTA GERAL DAS TENSÕES EM Y - TIPOLOGIA 1 - (kN/cm²)

Na FIGURA 7.2 é apresentada a distribuição de tensões no núcleo de concreto, nas direções X e Y. A tensão máxima registrada no concreto para a direção Y foi de 5 kN/cm², na região em que se encontram os parafusos tracionados ou seja, próximo da mesa superior das vigas, na direção Y. Na outra direção as tensões registradas são bem menores.

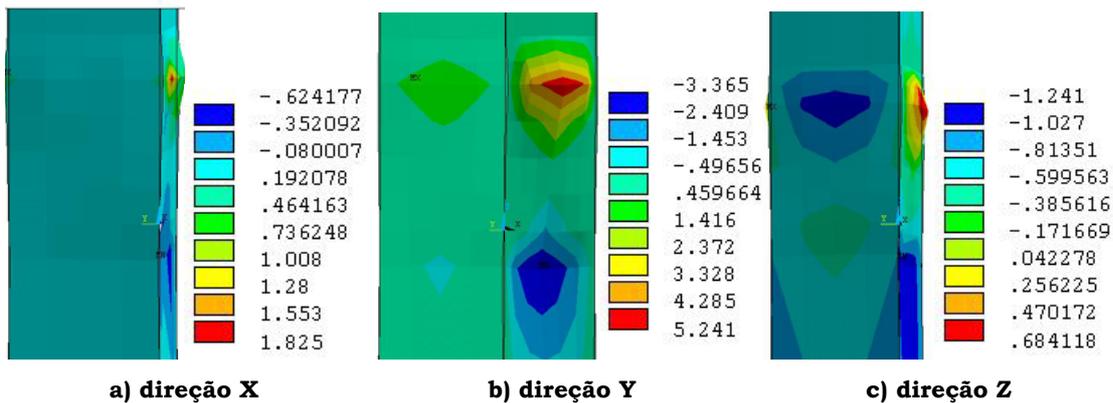


FIGURA 7.2: DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO NÚCLEO DE CONCRETO DO PILAR PREENCHIDO - TIPOLOGIA 1 - (kN/cm²)

Assim como ocorre na direção X, também há concentração de tensões na região dos parafusos, sejam eles tracionados ou comprimidos. Exatamente nos pontos correspondentes aos parafusos passantes, ocorre plastificação do concreto.

Este comportamento é incoerente pois, ao serem aplicadas as forças verticais nas vigas e que provocam tração nas mesas superiores, a porção superior das chapas de extremidade e parafusos, o perfil tubular e o núcleo de concreto, não deveriam ser solicitados por este esforço. A transferência de esforços entre os elementos de ligação (chapas de extremidade e parafusos passantes) e o pilar preenchido ocorre, na realidade, apenas pela aderência entre o perfil tubular e o núcleo de concreto e entre este e a superfície dos parafusos.

Contudo, para incorporar estas possibilidades de separação seria necessário utilizar superfícies de contato entre o perfil tubular e o núcleo de concreto e entre concreto e parafusos passantes.

Nas chapas de extremidade e parafusos passantes são encontradas as distribuições de tensões representadas na FIGURA 7.3.

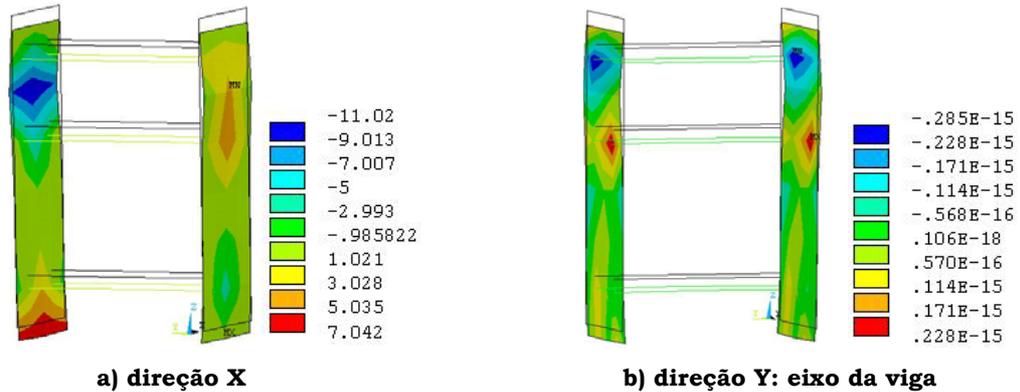


FIGURA 7.3: DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NAS CHAPAS DE EXTREMIDADE - TIPOLOGIA 1 (KN/CM²)

Na direção X as tensões são elevadas mas, na direção Y, tais tensões são ínfimas. Os valores de tensão registrados nos parafusos são muito pequenos, indicando que a força horizontal de tração ou compressão não está sendo transmitida para eles. Isto ocorre porque as extremidades das vigas estão ligadas às chapas de extremidade que por sua vez estão ligadas ao perfil tubular, que está ligado ao concreto e aos parafusos passantes. Assim, quando as forças horizontais atuam, a região de ligação - região que compreende chapa de extremidade, parafusos passantes, perfil tubular e núcleo de concreto - é solicitada como se fosse um único bloco. Como conseqüência, a parcela de força horizontal transmitida para os parafusos passantes é mínima. Isto é confirmado pelos valores de força normal correspondentes aos seis parafusos passantes e que são apresentados na FIGURA 7.4.

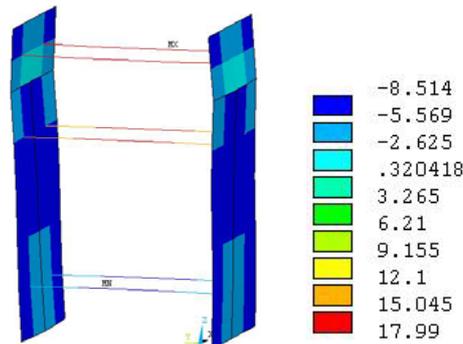


FIGURA 7.4: FORÇA NORMAL NOS PARAFUSOS PASSANTES – (KN)

Nos parafusos passantes são encontrados valores de força normal muito inferiores àqueles esperados e isto decorre da modelagem simplista adotada para representar numericamente a *Tipologia 1*.

Em relação às deformações, na FIGURA 7.5 é apresentada sua distribuição para os eixos X, Y e Z.

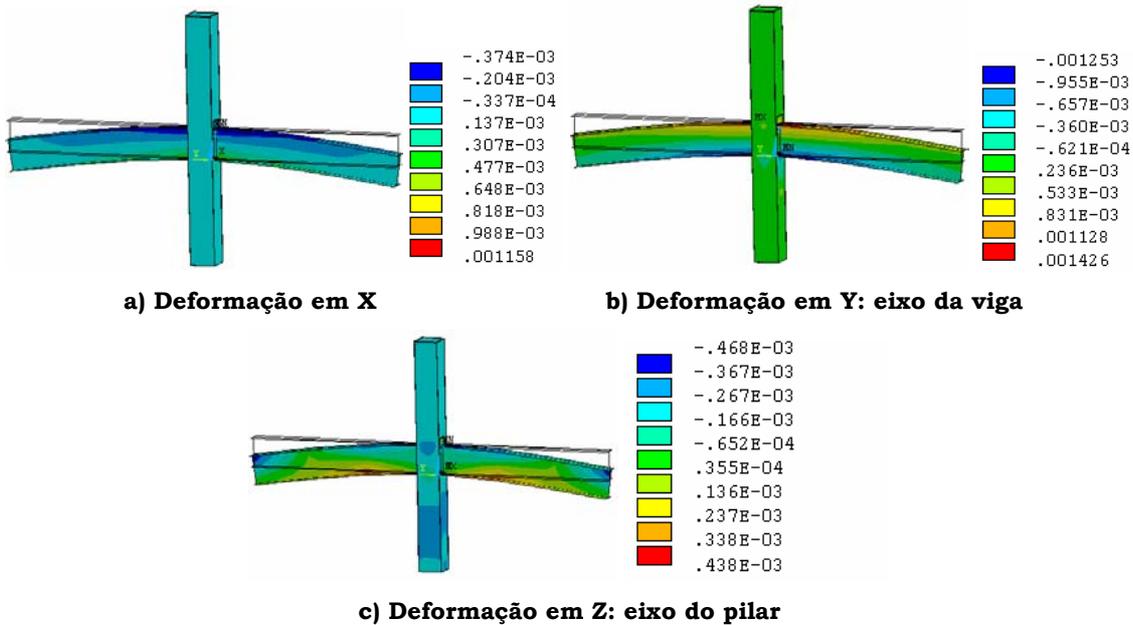
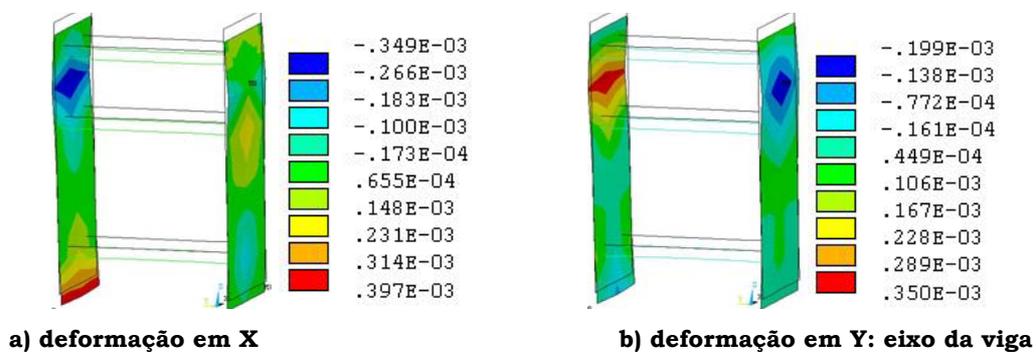
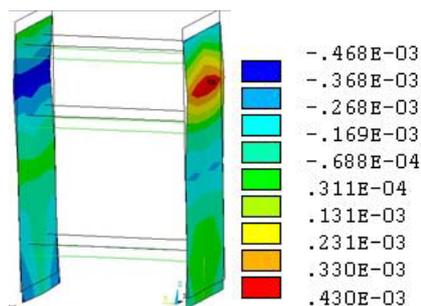


FIGURA 7.5: PANORAMA DE DEFORMAÇÕES - TIPOLOGIA 1

As deformações maiores se concentram na região de ligação, assim como era esperado. Além disso, os maiores valores são registrados na direção Y.

A distribuição de deformações na chapas de extremidade e parafusos passantes, para os eixos X, Y e Z é ilustrada na FIGURA 7.6. Nesta figura se observa que os valores de deformação têm a mesma ordem de grandeza, independente do eixo considerado.





c) deformação em Z: eixo do pilar

FIGURA 7.6: DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÕES NAS CHAPAS DE EXTREMIDADE E PARAFUSOS PASSANTES - TIPOLOGIA 1

Na verdade, as deformações em Z deveriam ser muito inferiores àquelas registradas em Y, entretanto isto não ocorre porque não há elementos de contato entre a chapa de extremidade e o perfil tubular do pilar preenchido. Sendo assim, ao aplicar a força vertical no pilar preenchido, as chapas de extremidade são comprimidas verticalmente, o que não ocorre no modelo físico.

O panorama de deslocamentos, que permite visualizar a configuração final da *Tipologia 1* é mostrado na FIGURA 7.7.

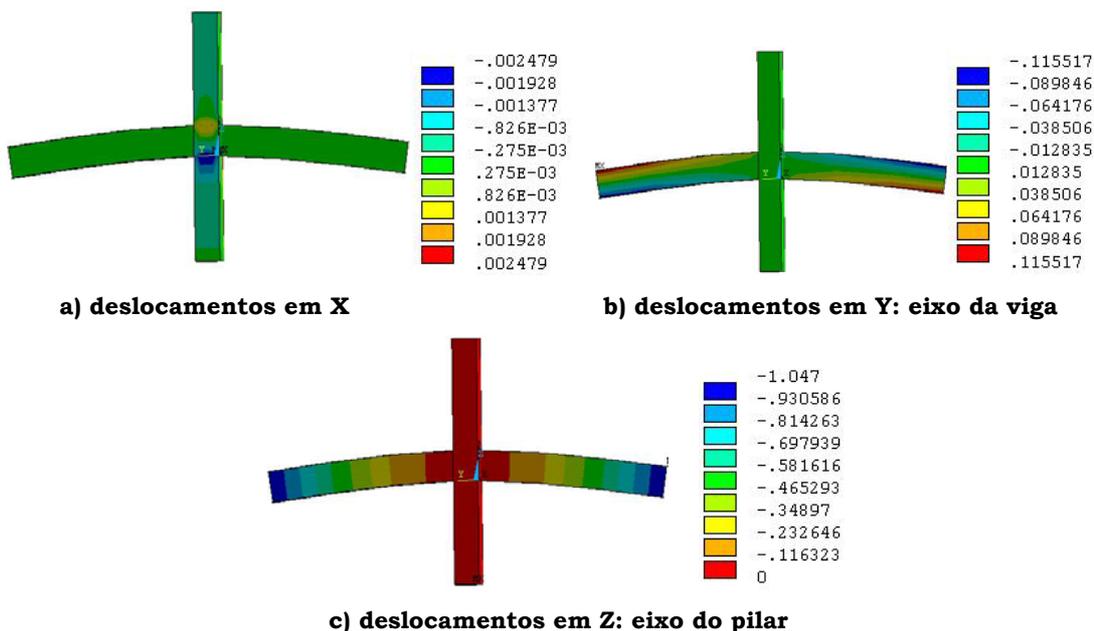


FIGURA 7.7: PANORAMA DE DESLOCAMENTOS - TIPOLOGIA 1 (CM)

Os maiores valores de deslocamento vertical são registrados nas extremidades das vigas I e correspondem a cerca de 1,0 cm.

7.2.1.2 Deficiências na modelagem da Tipologia 1

Os resultados de tensões, deformações e deslocamentos encontrados na simulação numérica da *Tipologia 1* evidenciam uma série de deficiências decorrentes da modelagem simplificada que foi realizada.

A configuração final deformada corresponde, no âmbito qualitativo, àquela encontrada na experimentação física, entretanto, quantitativamente, os valores de tensões, deformações e deslocamentos são bastante diferentes. Tais discrepâncias são atribuídas à ausência de elementos de contato em regiões importantes da ligação. Tal ausência faz com que o modelo não represente, adequadamente, a repartição de forças entre os vários elementos que compõem a ligação.

Uma simulação mais representativa pode ser conseguida incorporando:

1. elementos de contato entre a chapa de extremidade e o perfil tubular, a fim de permitir o deslocamento entre ambos - FIGURA 7.8a;
2. elementos de contato na superfície dos parafusos passantes, permitindo escorregamento relativo entre estes e o núcleo de concreto do pilar preenchido - FIGURA 7.8b;
3. elementos de contato entre o perfil tubular e o núcleo de concreto do pilar preenchido, possibilitando a separação entre ambos durante a aplicação do carregamento nas vigas - FIGURA 7.8c;
4. elementos de contato entre os parafusos passantes e as porcas.

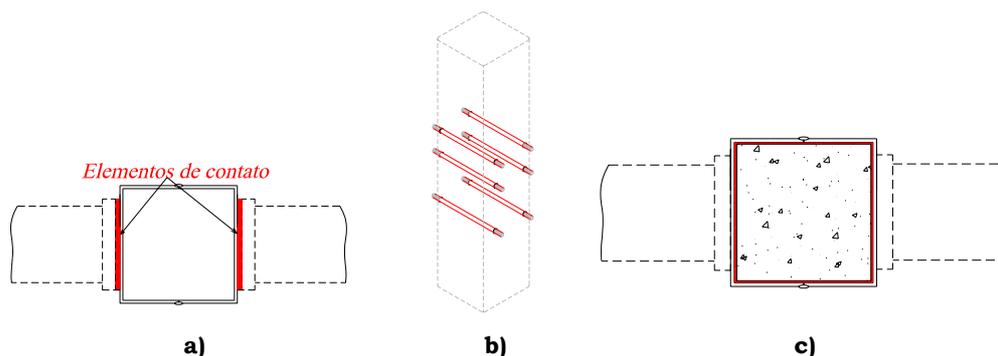


FIGURA 7.8: LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE CONTATO

É importantíssimo destacar que a incorporação de elementos de contato em ligações constituídas por chapas de extremidade, entre vigas e pilares de seção I, ou seja, apenas entre elementos de aço, tem sido alvo de exaustivos estudos no Departamento de Estruturas desta escola, visando encontrar valores

adequados para os parâmetros de contato e, com isso, obter resultados quantitativamente expressivos. É o caso da Dissertação de Mestrado desenvolvida por MAGGI (2000).

O problema da aderência entre o parafuso passante e o núcleo de concreto do pilar preenchido é muito semelhante àquele que ocorre entre barras de armadura e concreto, em estruturas de concreto armado. A modelagem da aderência nestes problemas é extremamente difícil e, nem sempre, o modelo consegue representar de forma adequada o escorregamento entre a barra e o concreto. No programa *Ansys* 5.5 é possível simular o problema de contato, entretanto a perda de aderência requer que o modelo permita o escorregamento relativo entre barra e concreto e este fenômeno é de difícil modelagem.

No estudo realizado por FERNANDES (2000) houve a tentativa de simular o escorregamento relativo aço-concreto, decorrente da perda de aderência, entretanto os resultados encontrados não foram condizentes com os experimentais.

Em função de todos os problemas aqui relatados, percebe-se que a simulação das *Tipologias 1 e 2* envolve problemas muito complexos e ainda não totalmente esclarecidos. E mais, a incorporação de todas as não linearidades de contato, necessárias para que o modelo seja representativo, requer tempo e esforços significativos no sentido de quantificar todos os parâmetros de contato envolvidos na simulação numérica. A incorporação das não linearidades de contato não é objetivo desta tese mas, são dados indicativos de como fazê-lo, deixando a implementação para trabalhos futuros.

Ainda em relação à consideração das não linearidades de contato, os modelos resultantes normalmente requerem muito trabalho computacional, são de difícil convergência e demandam tempo excessivo de processamento e o grande esforço computacional.

7.2.2 Tipologia 4

A partir das características reproduzidas na TABELA 7.2, foram realizadas simulações numéricas com a região da cantoneira envolvida pelo núcleo de concreto do pilar preenchido. A metodologia utilizada foi descrita no Capítulo

5, lembrando que foram avaliados diversos tipos de contato e identificados os parâmetros de maior influência sobre a não linearidade de contato .

TABELA 7.2: CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS PARÂMETROS CONSIDERADOS NA CALIBRAÇÃO DO MODELO DE CONTATO

Teste	Parâmetros			Força na chapa (kN)	Tipo de contato
	RC1/RC2	RC3			
	taumax	taumax	FKN		
1	14,4	0,2	-10	197,73	Bonded
2	14,4	0,1	-10	198,33	Bonded
3	14,4	0,1	-10	198,33	bonded initial
4	14,4	0,1	-10	198,33	rough – atrito
5	14,4	0,1	-10	198,33	no separation
6	14,4	0,1	-10	198,33	standard
7	14,4	0,1	-500	198,33	bonded initial
8	14,4	0,1	1	198,33	bonded initial
9	0,4	0,1	-500	198,33	bonded initial
10	0,2	0,2	-500	198,33	bonded initial
11	0,2	0,2	-500	198,33	bonded initial: sem penetração inicial
12	0,2	0,2	-500	151,67	rough: atrito

O deslocamento horizontal no nó central da cantoneira, em função dos diferentes tipos de contato é ilustrado graficamente na FIGURA 7.9.

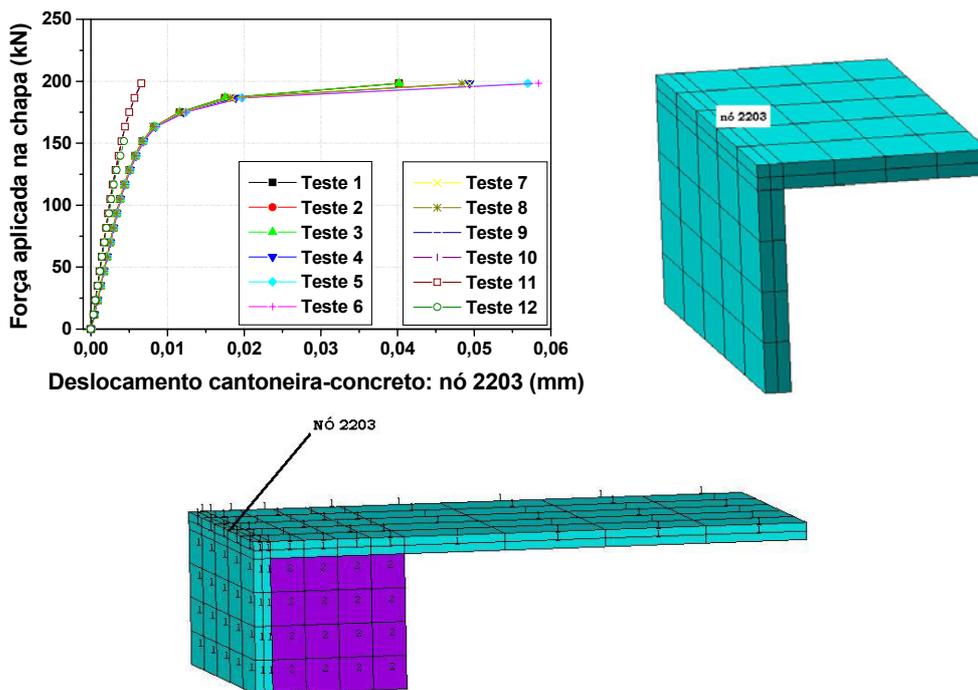


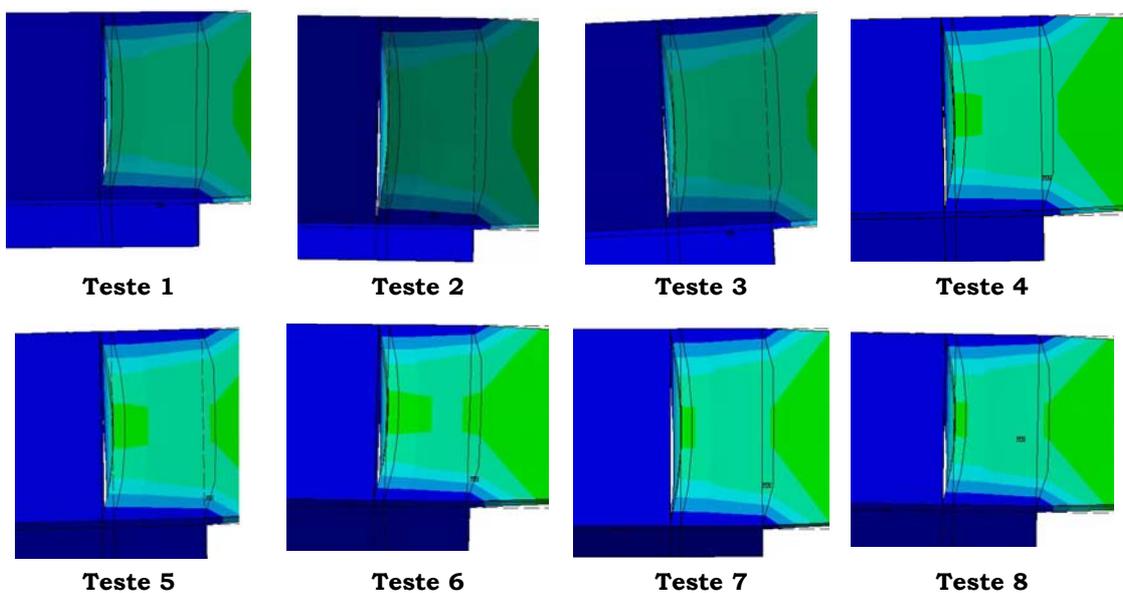
FIGURA 7.9: DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO NÓ CENTRAL DA CANTONEIRA EM RELAÇÃO AO NÚCLEO DE CONCRETO

O comportamento do deslocamento horizontal do nó central da cantoneira, representado na FIGURA 7.9, foi avaliado para diferentes tipos de modelos de contato e diferentes valores de rigidez de contato FKN.

Ao considerar os *Testes 11 e 12*, que diferem entre si apenas no modelo de contato, verifica-se que os deslocamentos encontrados utilizando o modelo "bonded initial" ou "modelo com aderência inicial" apresentam comportamento de acordo com o esperado. Já, do *Teste 12* (atrito) resulta um modelo sem convergência, mesmo para valores de força horizontal inferiores àqueles aplicados nos demais testes.

A influência do tipo de contato pode ser avaliada comparando os resultados de deslocamentos encontrados para os *Testes 2 a 6*, que diferem entre si apenas neste item. Nestes elementos, o tipo de contato não teve grande influência sobre o comportamento do deslocamento horizontal da cantoneira, apenas em alguns casos, com dos *Testes 5 e 6*, foram registrados deslocamentos maiores que aqueles encontrados para os demais tipos de contato. Contudo, o valor da força última registrado para os *Testes 2 e 6* foi o mesmo.

Na FIGURA 7.10 são apresentados alguns detalhes da configuração final na região da cantoneira e do núcleo de concreto, em função do deslocamento horizontal registrado. Nos detalhes, é possível perceber a separação ocorrida entre a face vertical da cantoneira e o núcleo de concreto do pilar preenchido, cujos valores são plotados no gráfico da FIGURA 7.10.



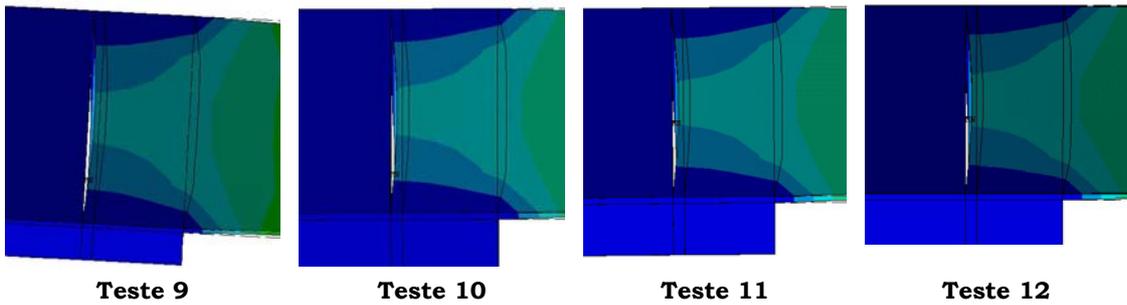


FIGURA 7.10: CONFIGURAÇÃO FINAL DA REGIÃO DA CANTONEIRA - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Em função dos resultados de deslocamento horizontal apresentados na FIGURA 7.9, foi selecionado o *Teste 6* como sendo o mais representativo e de melhores resultados. Para tal foi levado em conta o comportamento da curva *Força aplicada na chapa x Deslocamento horizontal do nó central* - FIGURA 7.9.

A seguir, na FIGURA 7.11 é apresentada a distribuição de deformações para a região da cantoneira localizada no interior do núcleo de concreto.

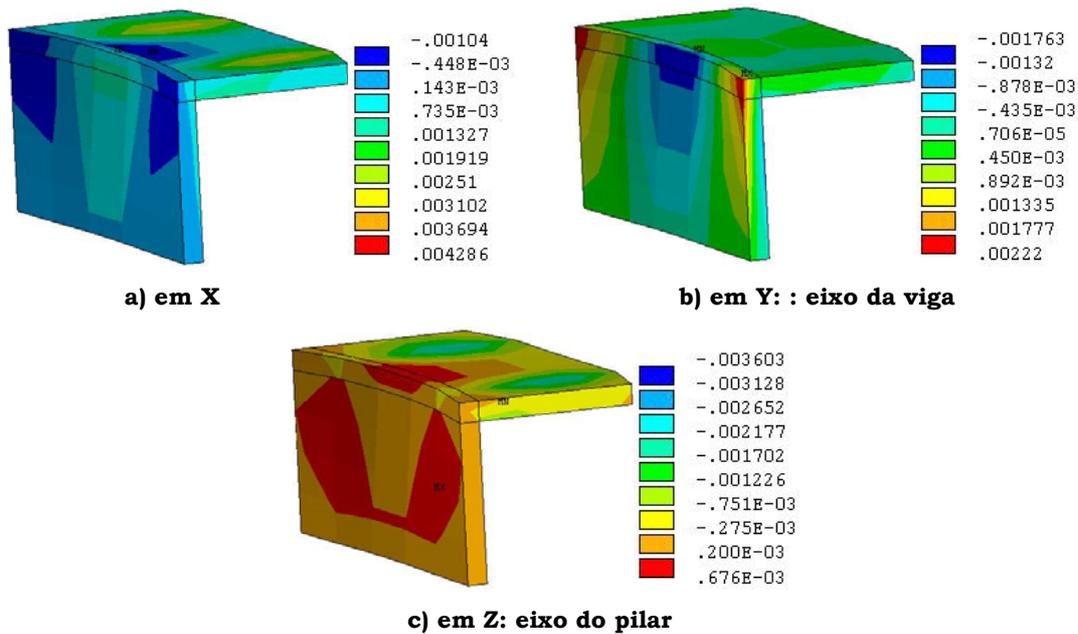


FIGURA 7.11: DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÕES NA CANTONEIRA

O panorama de tensões na região da cantoneira no núcleo de concreto do pilar preenchido é apresentado na FIGURA 7.12.

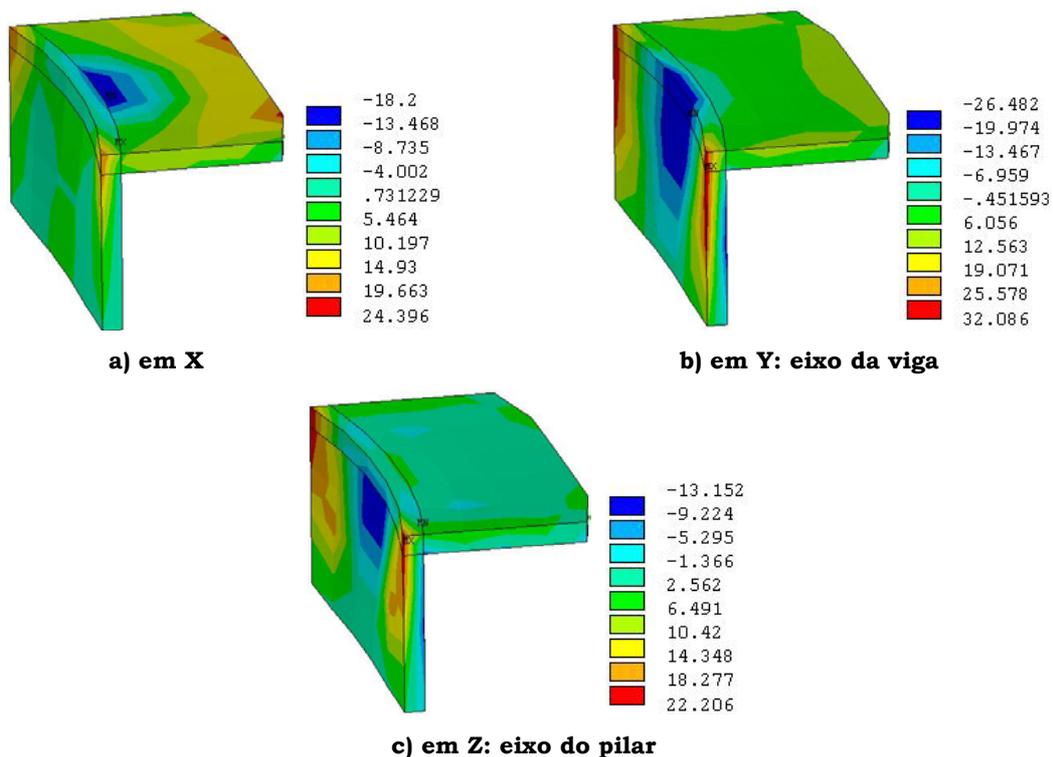


FIGURA 7.12: PANORAMA DE TENSÕES NA CANTONEIRA - (kN/cm²)

Nas FIGURAS 7.11 e 7.12, a direção Z corresponde ao eixo do pilar preenchido e a direção Y corresponde ao eixo longitudinal da viga.

Os maiores valores de tensão ocorrem na porção vertical da cantoneira e chegam a atingir o limite de escoamento nominal (250MPa) - FIGURA 7.12b.

7.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Neste item são apresentados os principais resultados decorrentes da experimentação física com modelos cruciformes de ligação viga-pilar.

7.3.1 Caracterização dos materiais

A determinação das propriedades dos materiais necessárias ao estudo das tipologias de ligação foi realizada de acordo com a metodologia descrita no Capítulo 5. A seguir, são apresentados os valores médios obtidos na caracterização mecânica, acompanhados do seu desvio padrão.

7.3.1.1 Caracterização do núcleo de concreto

Os valores médios de resistência à compressão do concreto, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade longitudinal são dados na TABELA 7.3.

TABELA 7.3: RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Ligação	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Tipologia 1	19	60,62 ± 4,41	4,61 ± 0,60	31.471 ± 4051
Tipologia 2	13	70,99 ± 1,47	3,47 ± 0,60	39.105 ± 3024
Tipologia 3	17	64,24 ± 2,47	4,42 ± 0,66	33.711 ± 2001
Tipologia 4	17	63,04 ± 2,13	4,44 ± 0,41	33.256 ± 4251

OBS.: além do valor médio, é apresentado também o desvio padrão para cada modelo.

7.3.1.2 Caracterização do aço

Os resultados médios da caracterização do aço dos perfis tubulares, almas e mesas de vigas, chapas de extremidade, parafusos passantes e cantoneiras enrijecedoras são dados na TABELA 7.4. O aço do perfil tubular e das cantoneiras é do tipo SAE 1020 e das vigas e chapas de extremidades do tipo ASTM A36.

TABELA 7.4: CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS MÉDIAS DO AÇO PRESENTE NAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Ligação		f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento (%)
Tipologias 1 e 2	Perfil tubular	30,26 ± 1,14	43,02 ± 0,66	32,09 ± 0,21
	Mesas	34,33 ± 0,62	47,28 ± 0,70	40,63 ± 1,14
	Almas	32,78 ± 0,86	46,87 ± 0,89	36,73 ± 1,46
	Chapa de extremidade	26,90 ± 0,86	45,80 ± 0,16	34,80 ± 2,27
Tipologias 3 e 4	Mesas	28,69 ± 0,19	43,92 ± 0,12	42,58 ± 1,48
	Almas	35,60 ± 0,44	48,34 ± 0,66	34,58 ± 0,18
Tipologia 3	Perfil tubular	26,93 ± 1,04	41,63 ± 1,20	28,02 ± 5,49
Tipologia 4	Perfil tubular	38,25 ± 3,75	46,42 ± 4,36	35,05 ± 5,78
	Cantoneiras	26,38 ± 0,44	38,35 ± 0,61	39,86 ± 1,53

OBS.: além dos valores médios, é apresentado também o desvio padrão para cada elemento.

Para caracterização dos parafusos passantes, em aço A325, que compõem as *Tipologias 1 e 2* foram realizados ensaios de tração uniaxial, conforme descrito no Capítulo 5 e os resultados são apresentados na FIGURA 7.11.

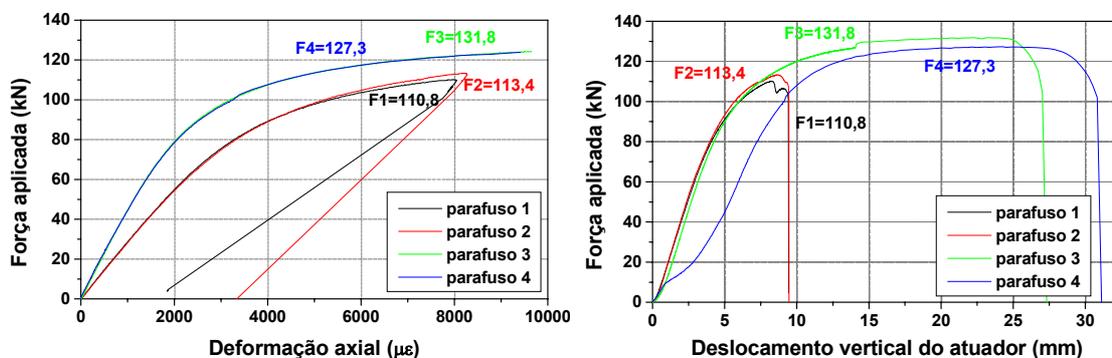


FIGURA 7.11: COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DOS PARAFUSOS PASSANTES - DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E A RUPTURA

Ao todo, foram ensaiados quatro parafusos à tração. Após a execução do ensaio dos dois primeiros parafusos, foi constatado que a ruptura ocorria por escorregamento das porcas. Em função disso, no ensaio dos *Parafusos 3 e 4* foram colocadas duas porcas em cada extremidade de parafuso, resultando em ruptura da seção líquida destes. Isto explica a diferença nos valores de força última verificados nos gráficos da FIGURA 7.11, que traz os comportamentos *Força aplicada x Deformação axial* e *Força aplicada x Deslocamento vertical do atuador*. Na FIGURA 7.12 são apresentados alguns detalhes do ensaio dos parafusos passantes.



FIGURA 7.12: DETALHES DA CARACTERIZAÇÃO DOS PARAFUSOS PASSANTES - DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E À RUPTURA

Em função dos resultados mostrados na FIGURA 7.11 e tendo em vista o fato de que as *Tipologias 1 e 2* foram confeccionadas utilizando apenas uma porca

em cada extremidade de parafuso passante, foram consideradas como propriedades dos parafusos passantes aqueles valores encontrados nos ensaios dos *Parafusos 1 e 2* e dados na TABELA 7.5, juntamente com os correspondentes aos *Parafusos 3 e 4*.

TABELA 7.5: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS PARAFUSOS PASSANTES - TIPOLOGIAS 1 E 2

Parafusos	Resistência ao escoamento (kN)	Resistência à ruptura (kN)
1 e 2	70,20 ± 2,42	76,78 ± 1,26
3 e 4	76,03 ± 0,00	88,73 ± 4,01

7.3.2 Capacidade resistente

Os valores de força última aplicada em cada Tipologia de ligação são apresentados na TABELA 7.6 juntamente com os valores de momento último calculados em função da força última e do braço de alavanca. Vale lembrar que, além das forças verticais aplicadas na extremidade de cada uma das vigas, foi aplicada uma força axial de compressão de 450kN sobre o pilar preenchido, correspondente a aproximadamente 20% de sua capacidade à compressão simples.

TABELA 7.6: VALORES EXPERIMENTAIS DE FORÇA ÚLTIMA E MOMENTO RESISTENTE

Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3		Tipologia 4	
F _u (kN)	M _u (kN.m)						
77,65	116,47	74,6	111,9	28,95	43,42	32,75	49,12

A diferença entre os valores de força última para as *Tipologias 1 e 2* pode ter sido causada pela ausência de aderência nesta última. Já para as *Tipologias 3 e 4*, a diferença entre os valores de força última foi causada pela inclusão das cantoneiras na *Tipologia 4*.

7.3.3 Tipologias 1 e 2

Neste item, são apresentados os resultados decorrentes da experimentação física com as *Tipologias 1 e 2*, constituída por chapas de extremidade e parafusos passantes. Na extremidade de cada uma das vigas I foi aplicada uma força vertical por meio de atuadores hidráulicos servo-controlados. Na FIGURA 7.13 é apresentada a variação da força vertical em cada atuador em

função do deslocamento vertical destes e, os valores médios. Os valores de deslocamento para as duas vigas encontram-se próximos da média logo, as análises posteriores podem ser realizadas com a força média.

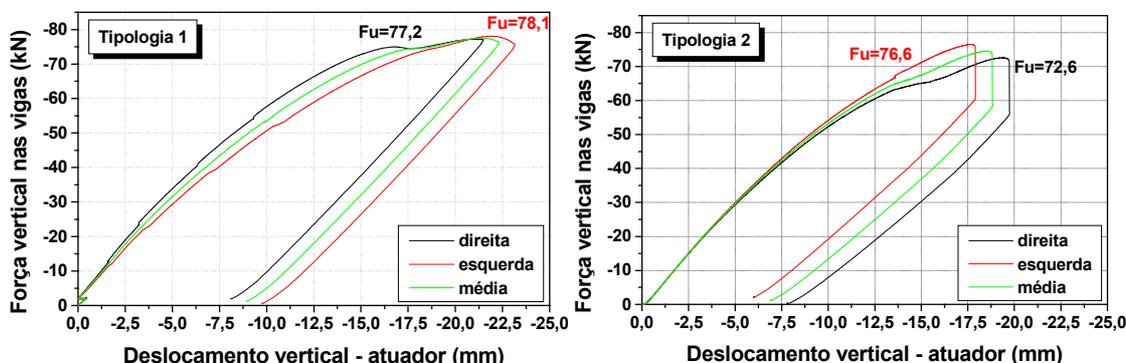


FIGURA 7.13: FORÇA VERTICAL EM CADA VIGA X DESLOCAMENTO VERTICAL DO ATUADOR

7.3.3.1 Deformações nos parafusos

Os extensômetros elétricos colados em cada um dos parafusos passantes permitiram acompanhar a evolução das deformações axiais nestes elementos. Os resultados força vertical média x deformação são apresentados na FIGURA 7.14.

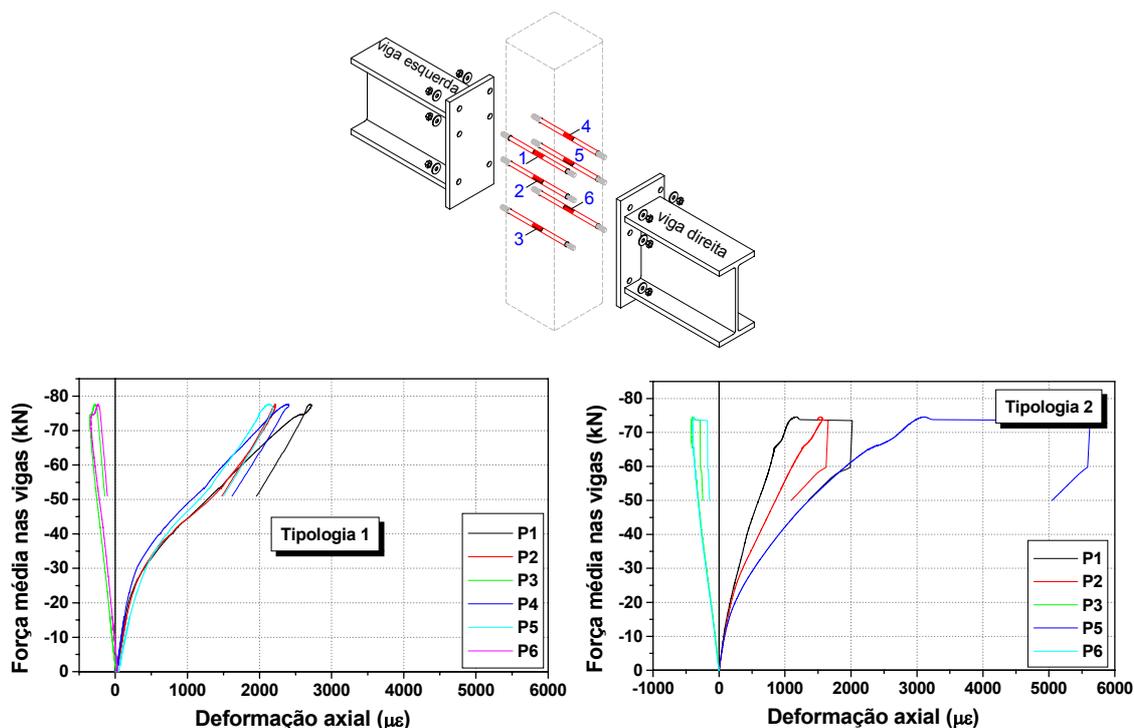


FIGURA 7.14: EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS NOS PARAFUSOS PASSANTES EM FUNÇÃO DA FORÇA MÉDIA APLICADA NAS VIGAS - TIPOLOGIAS 1 E 2

O modo de falha da *Tipologia 2* foi caracterizado pelo escorregamento da porca fixada no parafuso P4, que prendia a viga direita. Problemas funcionais no extensômetro fixado em tal parafuso não permitiram acompanhar a evolução das deformações neste, apenas nos demais. Entretanto, a mudança no comportamento das deformações axiais registradas nos demais parafusos indica a ocorrência da ruptura em algum/alguns elementos de ligação. O escorregamento da porca ocorreu porque esta não tinha a mesma resistência que os parafusos. Este fato ficou evidente durante a caracterização dos parafusos, cujos resultados foram apresentados no item 7.3.1.2, demonstrando que o conjunto *parafuso passante-porca* tem seu modo de falha caracterizado pelo escorregamento da porca. Ao utilizar duas porcas em cada extremidade de parafuso, o modo de falha então se caracteriza pela ruptura deste.

A partir da força vertical aplicada na extremidade da viga (74,6kN) é possível estimar a força axial atuante em cada um dos parafusos. Fazendo-se tais cálculos chega-se a uma força de 112kN no parafuso mais solicitado, considerando que cada parafuso situado em linhas diferentes receba a mesma parcela de força.

Ao calcular a força de "ruptura" decorrente da caracterização do conjunto *parafuso passante-porca* e que corresponde ao escorregamento da porca, encontra-se 112kN, que é a força necessária para produzir tal escorregamento.

Vale lembrar que, considerando os valores de resistência ao escoamento e resistência à ruptura teóricos ($f_y=635\text{MPa}$ e $f_u=825\text{MPa}$), a força necessária para provocar a ruptura do parafuso seria de 120kN. Por outro lado, se forem tomados os valores experimentais encontrados na caracterização dos parafusos 3 e 4, seria necessária uma força de 129kN para provocar a ruptura do parafuso. Portanto, embora tenham ocorrido com o indesejável escorregamento da porca do parafuso P4, os resultados encontrados são muito próximos daqueles correspondentes à situação de falha por ruptura do parafuso. Além disso, uma falha por ruptura do parafuso na *Tipologia 1*, considerando o esquema auto-equilibrado de ensaio, poderia ser perigosa e causar danos aos equipamentos utilizados.

7.3.3.2 Deformações nas vigas

Conforme descrito no Capítulo 5, cada uma das vigas que compõe as *Tipologias 1* e *2* foi instrumentada nas mesas superiores, inferiores e na alma.

7.3.3.2.1 Deformação nas mesas das vigas

Em cada uma das mesas foram dispostas duas linhas de extensômetros, distantes 12,5cm (Linha 1) e 25cm (Linha 2) da face da chapa de extremidade. Na FIGURA 7.15 são apresentados os principais resultados de deformação registrados nas mesas das vigas direita e esquerda das *Tipologias 1* e *2*, para a *Linha 1* de extensômetros.

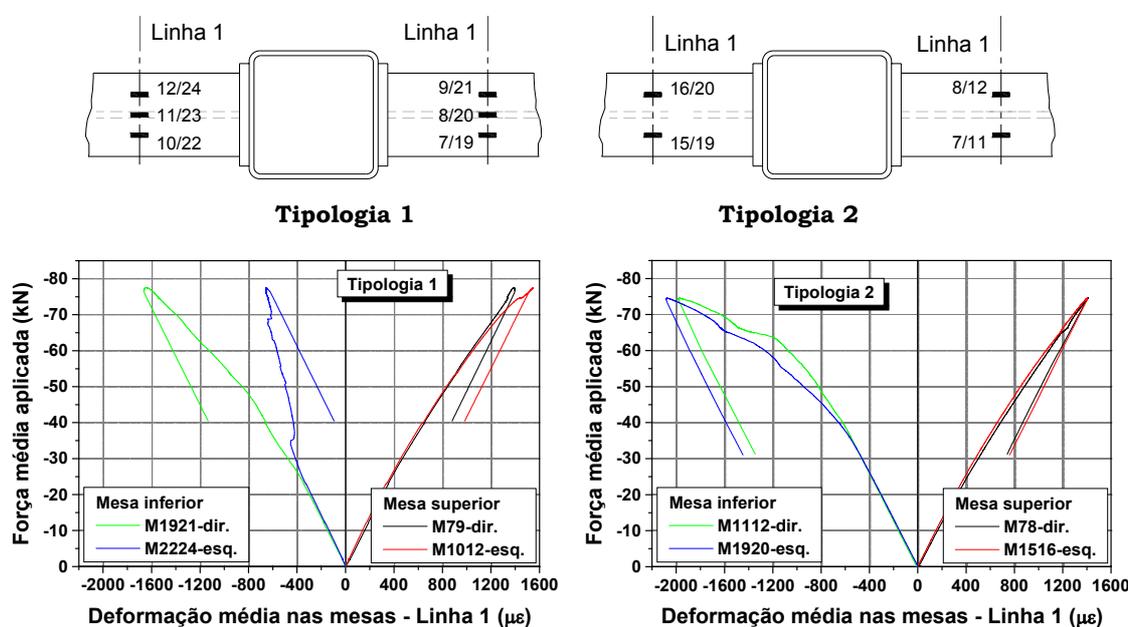


FIGURA 7.15 DEFORMAÇÃO NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1 - TIPOLOGIAS 1 E 2

Em relação às deformações das mesas das vigas correspondentes à Linha 1 de instrumentação verifica-se que:

1. nas mesas tracionadas, o comportamento das deformações entre pontos simétricos é idêntico (médias 7-8; 10-12 e 15-16);
2. nas mesas comprimidas da *Tipologia 2* também se observa simetria de comportamento das deformações. No entanto, na *Tipologia 1*, a partir de uma força nas vigas próxima de 30kN, ocorre uma mudança brusca no comportamento das deformações medidas nos pontos 22 e 24;
3. ao comparar quantitativamente as deformações em igualdade para uma força vertical de 50kN, ocorre similaridade de valores entre as médias 7-

9 e 10-12 o mesmo não ocorrendo entre 19-21 e 22-24 sendo que, neste último se registram valores significativamente inferiores àqueles registrados em 19-21 ($-495\mu\epsilon$ contra $-850\mu\epsilon$). Na *Tipologia 2* ocorre similaridade entre as médias 7-8 e 15-16 e leve diferença entre as médias 11-12 e 19-20 ($-823\mu\epsilon$ e $-943\mu\epsilon$).

Na FIGURA 7.16 é apresentada a evolução das deformações nas mesas das vigas, para os extensômetros posicionados na *Linha 2*.

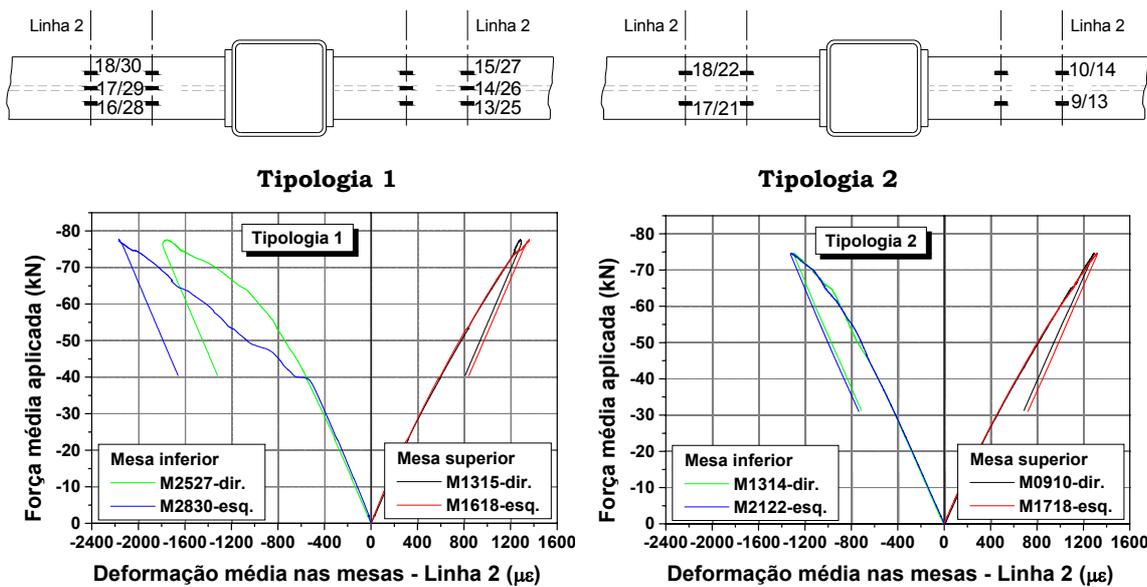


FIGURA 7.16: DEFORMAÇÃO NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 2 - TIPOLOGIAS 1 E 2

A partir das deformações médias registradas na Linha 2 de extensômetros posicionados nas mesas das vigas é possível afirmar que:

1. na região tracionada o comportamento é idêntico entre pontos simétricos para as *Tipologias 1 e 2*;
2. na região comprimida o comportamento é idêntico apenas na *Tipologia 2* ocorrendo, na mesa inferior da viga esquerda - *Tipologia 1* -, algumas perturbações como aquelas ocorridas na Linha 1, porém em menor intensidade;
3. os valores de deformação média entre 13-15 e 16-18 da *Tipologia 1* são idênticos, o mesmo ocorrendo entre 9-10 e 17-18 e entre 13-14 e 21-22, localizados na *Tipologia 2*. Diferença significativa ocorre entre as médias 25-27 e 28-30 da *Tipologia 1* com deformações de $741\mu\epsilon$ e $1017\mu\epsilon$ nestes pontos.

Ao comparar os gráficos das FIGURAS 7.15 e 7.16 que correspondem, respectivamente, a deformações nas *Linhas 1 e 2* das mesas das vigas, se verifica que os registros da *Linha 1*, sobretudo na região comprimida, apresentam perturbações maiores, decorrentes da proximidade entre os extensômetros e a região de ligação.

O comportamento diferenciado das deformações na mesa inferior (comprimida) da *Tipologia 1* pode ter sido ocasionado pelo empenamento acentuado da viga esquerda.

A partir das deformações registradas pelos extensômetros dispostos nas Linhas 1 e 2 das mesas das vigas, é possível calcular a força horizontal correspondente nestas, dada por $F_{H^*} = E_s \cdot \varepsilon \cdot A_m$, considerando $E_s=20.500\text{kN/cm}^2$. Outra forma de avaliar a força horizontal nas mesas (F_H) consiste em decompor o momento produzido pela força vertical num binário tração-compressão. Ou seja, $F_H = \frac{F_u \cdot \text{braço de alavanca} = 150\text{cm}}{(H - t_f) = (25 - 1,25)}$, sendo F_u a

força vertical média aplicada nas extremidades das vigas e dada na TABELA 7.6. Os valores de F_{H^*} e F_H para as *Tipologias 1 e 2* são dados na TABELA 7.7. Para F_H encontra-se 471kN.

TABELA 7.7: VALORES DE FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS – F_{H^*} , CALCULADOS A PARTIR DAS LEITURAS DE DEFORMAÇÃO NOS PONTOS INSTRUMENTADOS - $F_{H^*} = E_s \cdot \varepsilon \cdot A_m$ ¹ (kN)

Tipologia 1							
Mesa tracionada				Mesa comprimida			
Linha 1		Linha 2		Linha 1		Linha 2	
7-9	10-12	13-15	16-18	19-21	22-24	25-27	28-30
462	546	515	218	427	583	452	721
Tipologia 2							
Mesa tracionada				Mesa comprimida			
Linha 1		Linha 2		Linha 1		Linha 2	
7-8	15-16	9-10	17-18	11-12	19-20	13-14	21-22
469	658	467	692	430	432	439	439

Ao verificar a ocorrência de escoamento nas mesas das vigas, verificada considerando os valores de resistência ao escoamento (f_y) obtidos nos ensaios

¹ A_m : área da mesa das vigas igual a $13.1,25=16,25\text{cm}^2$.

de caracterização – TABELA 7.4 – e tomando $E_s=20500\text{kN/cm}^2$, verifica-se que:

1. **Tipologia 1:** ao avaliar a força horizontal nas mesas (F_H) via binário de forças, se verifica que os valores são inferiores àquele correspondente ao escoamento (490kN contra 558kN). Portanto, não ocorre escoamento das mesas das vigas da *Tipologia 1* para tal hipótese. Por outro lado, se a força horizontal (F_{H^*}) for calculada a partir dos registros de deformação (FIGURA 7.17), na viga direita se observa uma distribuição praticamente uniforme das forças horizontais, para ambas as linhas consideradas. Em contrapartida, na viga esquerda esta uniformidade ocorre apenas na Linha 1 sendo que as forças horizontais na Linha 2 são muito diferentes em relação à Linha 1 e entre si - mesa tracionada e mesa comprimida. Tal diferença pode ter sido provocada pelo empenamento da viga esquerda ou pelo giro desta, ocasionado por alguma excentricidade na introdução da força vertical nela aplicada. Os esforços transmitidos pelas mesas tracionadas e comprimidas são muito semelhantes, exceto para a Linha 2 da viga esquerda na qual são verificadas diferenças de até 47% em relação ao valor teórico;

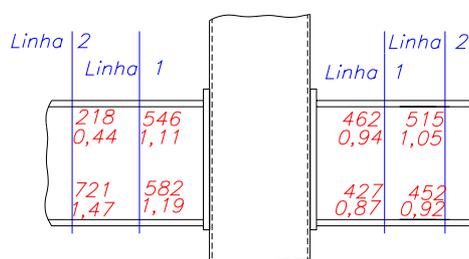


FIGURA 7.17: FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS EM SEÇÕES DISTANTES $H/2$ E H DA FACE EXTERNA DA CHAPA DE EXTREMIDADE – TIPOLOGIA 1²

2. **Tipologia 2:** na Linha 1 são registradas deformações superiores àquelas de escoamento para 11-12 e 19-20, ambas localizadas nas mesas inferiores - mesas comprimidas. Nos pontos 11 e 12 – viga direita - as deformações são maiores que as de escoamento e no ponto 20 - viga esquerda - isto também ocorre. Não ocorrem deformações superiores às de escoamento em nenhum ponto da Linha 2. Em relação à força horizontal (F_H) nas mesas das vigas, calculada a partir da decomposição do momento fletor num binário Tração-Compressão, seu valor é bem inferior ao correspondente ao

² Os valores apresentados abaixo de F_{H^*} correspondem à relação entre F_{H^*} e F_H .

escoamento (471kN contra 558kN). Em contrapartida, se a força horizontal (F_{H^*}) for calculada a partir das deformações registradas nas linhas instrumentadas (TABELA 7.7), são encontrados os valores apresentados na FIGURA 7.18, na qual é possível observar que na mesa superior da viga esquerda são registradas forças horizontais superiores às correspondentes ao escoamento. Para a viga direita, o esforço transmitido pela mesa tracionada é muito semelhante àquele transmitido pela mesa comprimida, o mesmo não ocorrendo para a mesa tracionada da viga esquerda, onde pode ter ocorrido imperfeições de fabricação e/ou montagem do modelo.

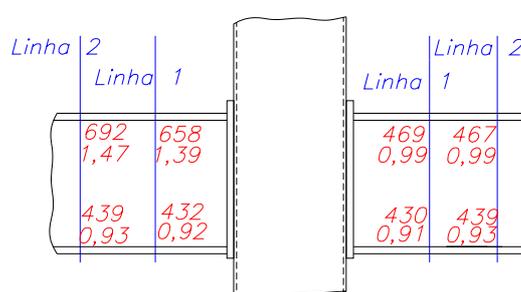
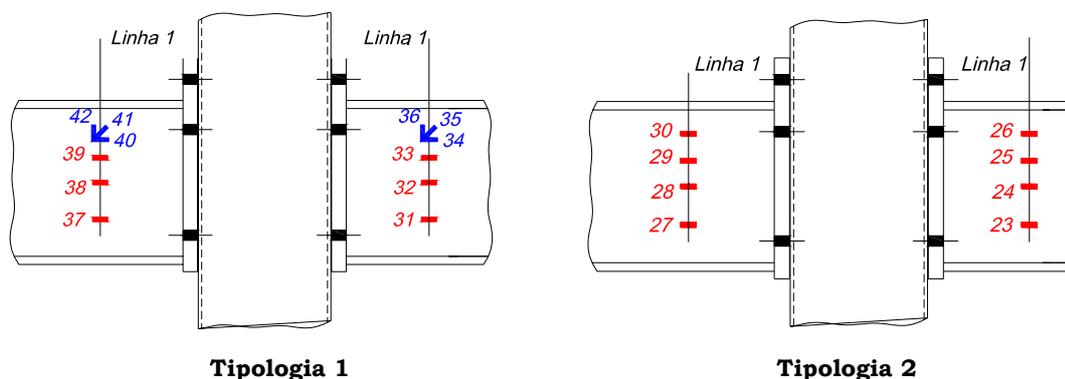


FIGURA 7.18: FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS EM SEÇÕES DISTANTES H/2 E H DA FACE EXTERNA DA CHAPA DE EXTREMIDADE – TIPOLOGIA 2¹

7.3.3.2 Deformação nas almas das vigas

A variação das deformações nas almas das vigas é apresentada na FIGURA 7.19, lembrando que a seção instrumentada dista H/2 da face externa da chapa de extremidade, sendo H a altura da viga.



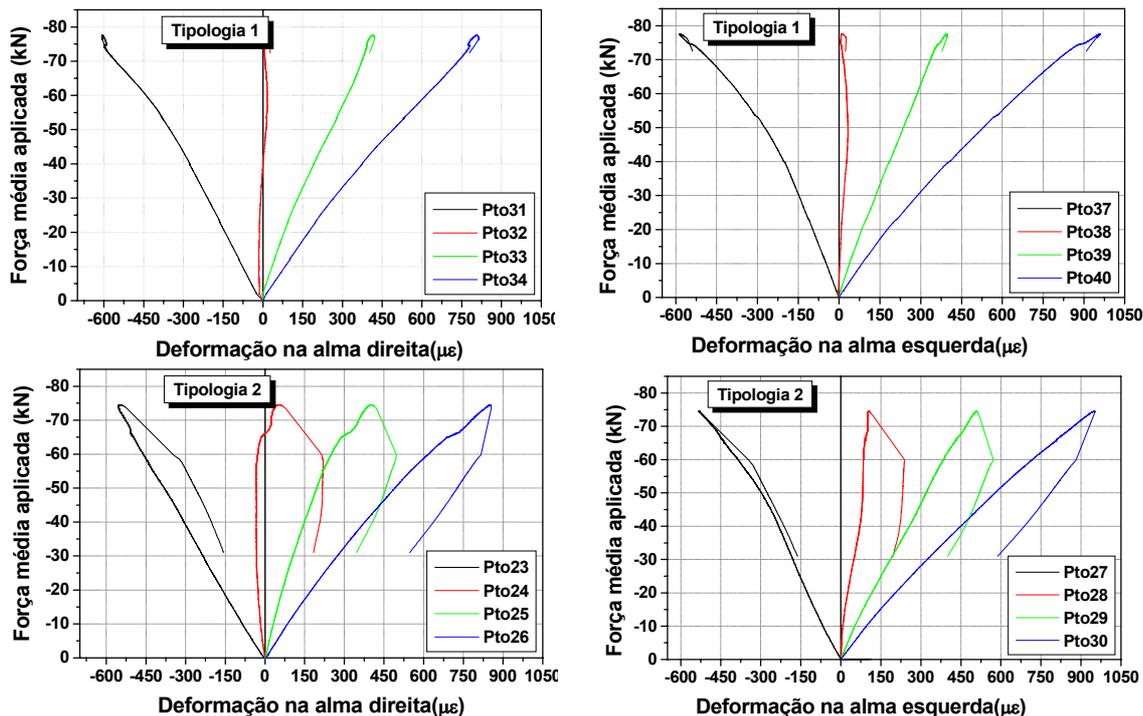


FIGURA 7.19: DEFORMAÇÃO NAS ALMAS DAS VIGAS - TIPOLOGIAS 1 E 2

Para a *Tipologia 1*, teoricamente, as deformações longitudinais registradas nos pontos 32 e 38 deveriam ser nulas pois a linha neutra se situa na altura média da viga. Isto se verifica, de forma aproximada, para as vigas direita e esquerda - FIGURA 7.19 - para as quais são registrados valores de deformação muito pequenos ($29\mu\epsilon$ e $32\mu\epsilon$, respectivamente).

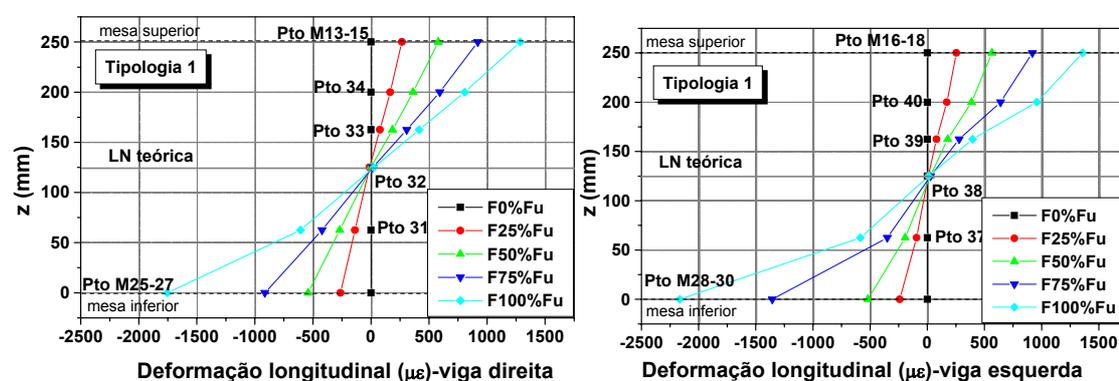
Na *Tipologia 2*, teoricamente, as deformações longitudinais nos pontos 24 e 28 deveriam ser nulas, o que não ocorre. No ponto 24 - viga direita - inicialmente são registradas deformações de compressão e, próximo da força última, deformações de tração ($-35\mu\epsilon$ e $+50\mu\epsilon$, respectivamente); são valores pequenos nos dois casos. Na viga esquerda - ponto 28 - são registradas deformações de tração desde o início (máximo de $+106\mu\epsilon$ para força última). Esta diferença entre as vigas direita e esquerda não é significativa.

Comparando as deformações nas almas para as *Tipologias 1* e *2* se verifica que na *Tipologia 1* a linha neutra encontra-se na posição prevista (teórica) ao passo que, na *Tipologia 2*, encontra-se acima de $H/2$.

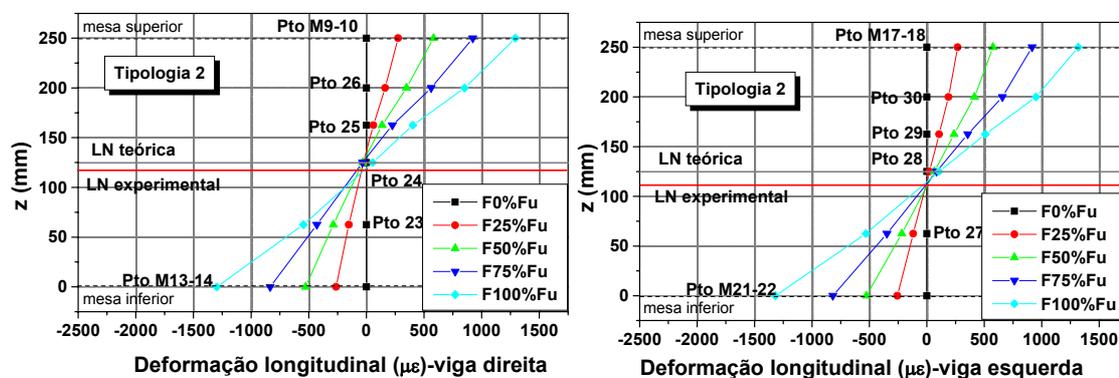
RIBEIRO (1998) investigou experimentalmente ligações parafusadas que diferem das *Tipologias 1* e *2* apenas no tipo de pilar que, naquele caso, tratava-se de uma seção CVS350x105. A distribuição de deformações nas almas das vigas daquela ligação o levou a concluir que a linha neutra havia se

deslocado em relação a $H/2$ devido à diferença de rigidez entre as regiões tracionada e comprimida. Na *Tipologia 1*, a linha neutra encontra-se em $H/2$; isto significa que a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido, na região comprimida, contribuiu para "equilibrar" a rigidez entre as porções tracionada e comprimida – FIGURA 7.20a.

Em contrapartida, se esta aderência for eliminada como é o caso da *Tipologia 2*, há diferença de rigidez entre as referidas porções, fazendo a linha neutra se deslocar para baixo em relação à altura $H/2$ (125mm) - FIGURA 7.20b.



a) Tipologia 1



b) Tipologia 2

FIGURA 7.20: DEFORMAÇÕES LONGITUDINAIS NA SEÇÃO $H/2$ DAS TIPOLOGIAS 1 E 2

Portanto, a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido modifica um pouco a distribuição de deformações na seção $H/2$ das vigas estudadas.

7.3.3.3 Chapa de extremidade: deformações e deslocamentos

Na FIGURA 7.21 são plotadas as deformações registradas em diversos pontos das chapas de extremidade.

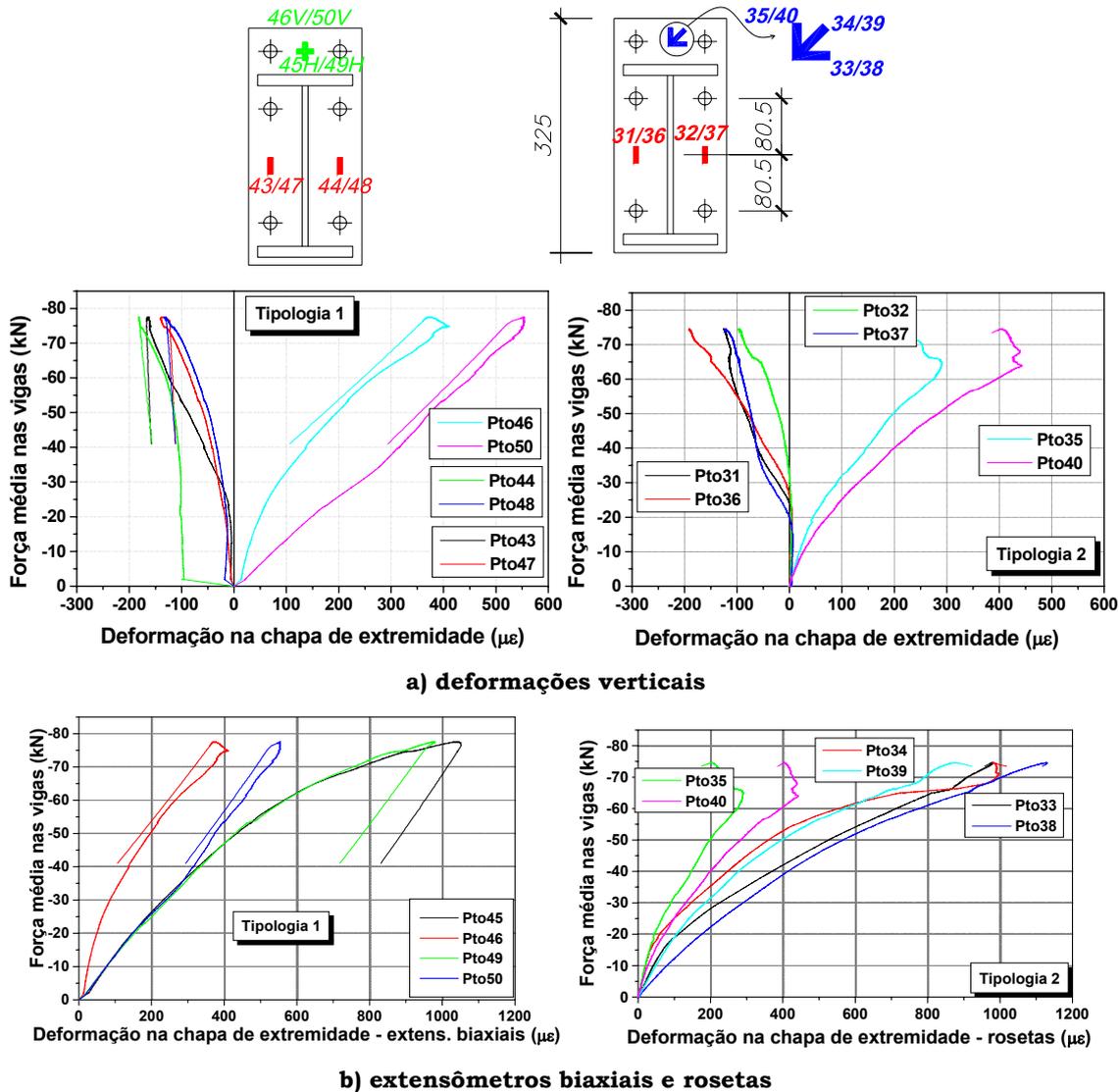


FIGURA 7.21: DEFORMAÇÃO NAS CHAPAS DE EXTREMIDADE - TIPOLOGIAS 1 E 2

De acordo com as deformações nas chapas de extremidade, cujo comportamento é ilustrado na FIGURA 7.21, pode-se afirmar que:

a) Tipologia 1:

□ as deformações correspondentes aos pontos 43 e 44 deveriam apresentar comportamento similar já que são simétricas em relação à alma da viga direita, entretanto um problema funcional com o extensômetro do ponto 44 leva a descartar as leituras registradas neste. Na viga esquerda verifica-se comportamento muito semelhante entre os pontos 47 e 48, simétricos em relação ao eixo da alma;

□ a comparação entre os pontos 43, 47 e 48 evidencia que, para os trechos iniciais de carregamento, o comportamento é idêntico porém, a

partir de uma força vertical levemente superior a 30kN, ocorre uma mudança sensível no comportamento das deformações registradas no ponto 43;

□ entre os pontos 46 e 50, localizados verticalmente entre os parafusos mais tracionados, há diferença de comportamento e de valores de deformação sendo que, no ponto 50 são registradas deformações muito superiores àquelas ocorridas no ponto 46. Em contrapartida, as deformações medidas em 45 e 49 são idênticas quantitativamente e qualitativamente (FIGURA 7.21). A diferença de deformação entre os pontos 46 e 50 é resultante da não uniformidade de protensão dos parafusos entre os lados direito e esquerdo da ligação, que é ocasionado pela aderência parafuso-concreto.

b) Tipologia 2:

□ os pontos 31, 32, 36 e 37 - simétricos entre si - iniciam com comportamento idêntico e, a partir de uma força de 20kN, se diferenciam. Na viga direita, são registradas deformações maiores no ponto 31 em relação ao ponto 32 - FIGURA 7.21; o mesmo ocorre entre os pontos 36 e 37 para forças superiores a 50kN;

□ as rosetas posicionadas nas vigas direita e esquerda indicam comportamento semelhante, com pequenas diferenças apenas entre os pontos 35 e 40 sendo que, neste último são registradas maiores deformações que no ponto 35;

□ na FIGURA 7.22 são apresentadas as deformações na chapa de extremidade para os pontos 31/32 e 36/37, a fim de evidenciar a sutil diferença de comportamento entre eles. Estas diferenças podem ser atribuídas, entre outros fatores, a possíveis empenamentos da chapa de extremidade, ocasionados pelo processo de fabricação das tipologias - soldagem da chapa de extremidade à viga -, a eventuais excentricidades na aplicação dos carregamentos nas vigas e a acomodações da ligação, decorrentes de folgas de montagem.

As chapas de extremidade das *Tipologias 1 e 2* apresentam distribuição de deformações diferentes, embora a capacidade resistente da ligação tenha sido muito próxima para ambas. Esta diferença de comportamento pode ser ocasionada pela protensão dos parafusos, que na *Tipologia 1* foi controlada via

deformação dos mesmos e, na *Tipologia 2* for controlada por torquímetro. Entretanto, esta diferença na forma de controlar a protensão nos parafusos deveria produzir o fenômeno inverso pois, o controle por torquímetro é precário para parafusos longos e, na grande maioria das vezes, são aplicadas forças de protensão inferiores àquelas recomendadas por norma. Entretanto, o que se observa na FIGURA 7.22 é que as deformações na chapa de extremidade da *Tipologia 2* têm comportamento mais uniforme em relação à *Tipologia 1*. Talvez o controle de torque via deformação dos parafusos não tenha sido satisfatório ou, o que é mais provável é que não seja necessário controlar a protensão aplicada, apenas eliminar as folgas entre os componentes da ligação.

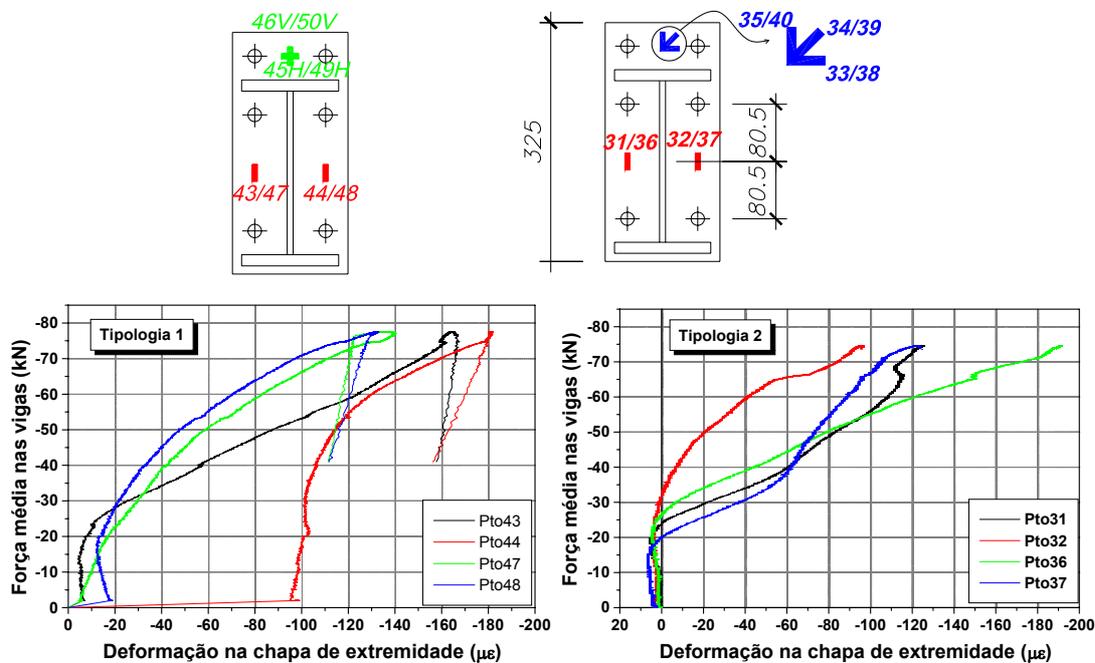
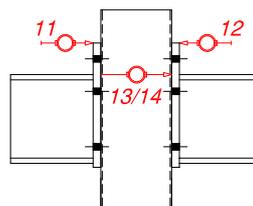


FIGURA 7.22: DEFORMAÇÃO EM PONTOS SIMÉTRICOS LOCALIZADOS NAS CHAPAS DE EXTREMIDADE – TIPOLOGIAS 1 E 2

Os deslocamentos horizontais na chapa de extremidade, registrados pelos transdutores posicionados nos lados direito e esquerdo do pilar preenchido, são dados na FIGURA 7.23.



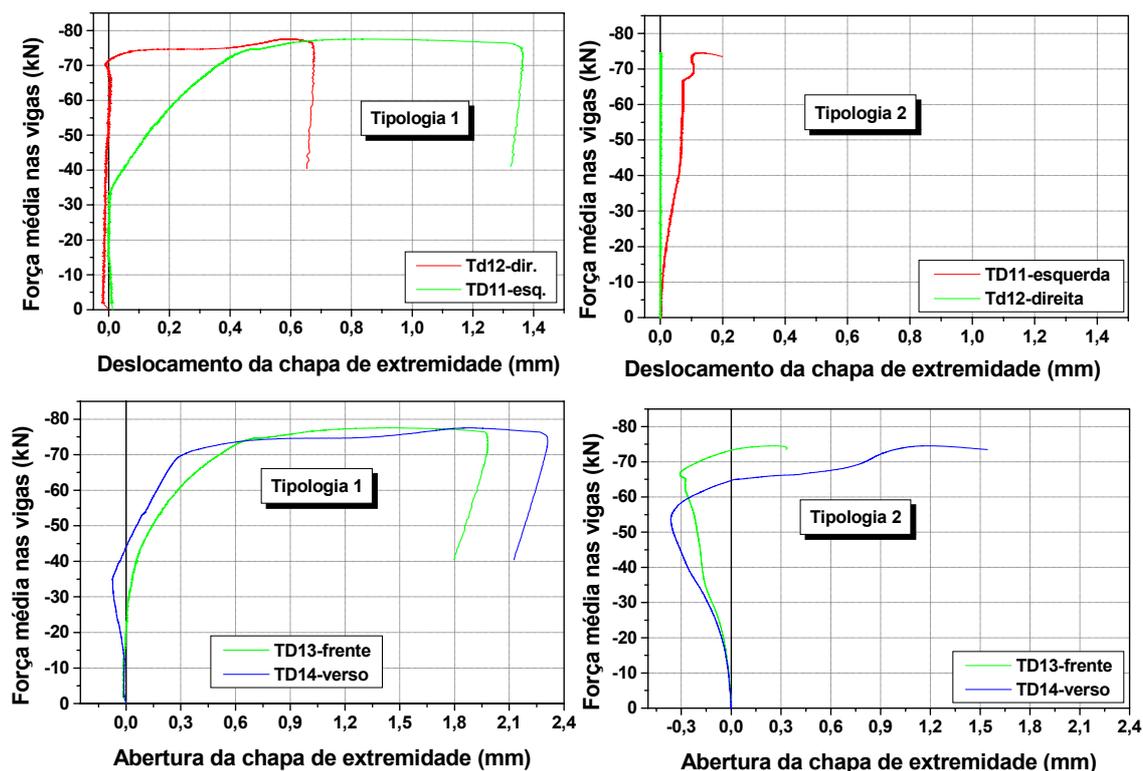


FIGURA 7.23: ABERTURA DAS CHAPAS DE EXTREMIDADE - TIPOLOGIAS 1 E 2

A instrumentação dos pontos 11 e 12 permitiu acompanhar a evolução dos deslocamentos laterais de cada uma das chapas de extremidade isoladamente. Sendo assim, no caso da *Tipologia 1*, o comportamento do deslocamento das chapas esquerda (ponto 11) e direita (ponto 12) do pilar preenchido é bem diferente um do outro. À direita do pilar percebe-se que, até muito próximo da força última ser atingida, os deslocamentos são muito pequenos. Em contrapartida, à esquerda do pilar preenchido, quando a força vertical nas vigas atinge aproximadamente 35kN começam a ocorrer deslocamentos crescentes e significativamente maiores que os registrados no ponto 12.

Este comportamento diferenciado é ocasionado pela aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido que, durante a protensão dos parafusos tracionados, impede que a força de protensão seja transferida por completo para a outra extremidade da ligação. Como a protensão foi aplicada fixando o torquímetro à direita do pilar preenchido resultou em maior rigidez ao deslocamento que aquela localizada do lado esquerdo.

Ao eliminar a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido, o afastamento da chapas de extremidade é mínimo se

comparado com aquele registrado para a ligação com aderência. Esta influência da aderência pode ser verificada nos gráficos da FIGURA 7.23, na qual é possível observar que o afastamento das chapas de extremidade em relação ao pilar preenchido na *Tipologia 2* é significativamente menor que o ocorrido na *Tipologia 1*. Em valores médios tem-se 0,97mm para a *Tipologia 1* e 0,1mm para a *Tipologia 2*.

A influência da aderência também é percebida ao plotar a curva *Força média nas vigas x Abertura da chapa de extremidade*, que corresponde ao afastamento entre as chapas de extremidade, como ilustra a FIGURA 7.23. Para ambas as tipologias foi registrado comportamento similar entretanto, para a *Tipologia 2* a abertura é menor. Esta redução é ocasionada pela transferência das forças de protensão entre os lados direito e esquerdo da ligação, permitida pela ausência de aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido, que reduz ou elimina as folgas na região da ligação.

Observando detalhadamente a abertura da chapa de extremidade da *Tipologia 2*, percebe-se que os valores registrados no verso do pilar preenchido (ponto 14) são maiores que os registrados na frente, sobretudo quando a força vertical aplicada nas vigas se aproxima da força última. Este crescimento diferenciado entre os pontos 13 e 14 foi ocasionado pela ruína do parafuso P4, localizado na proximidade do ponto 14. Na verdade o parafuso P4 não atingiu a ruína por ruptura da seção líquida e sim por escoamento da rosca localizada na porta do parafuso, que provocou o salto de linhas de rosca.

7.3.3.4 Deformações no pilar preenchido

Na FIGURA 7.24 são plotadas as deformações longitudinais registradas no perfil tubular do pilar preenchido.

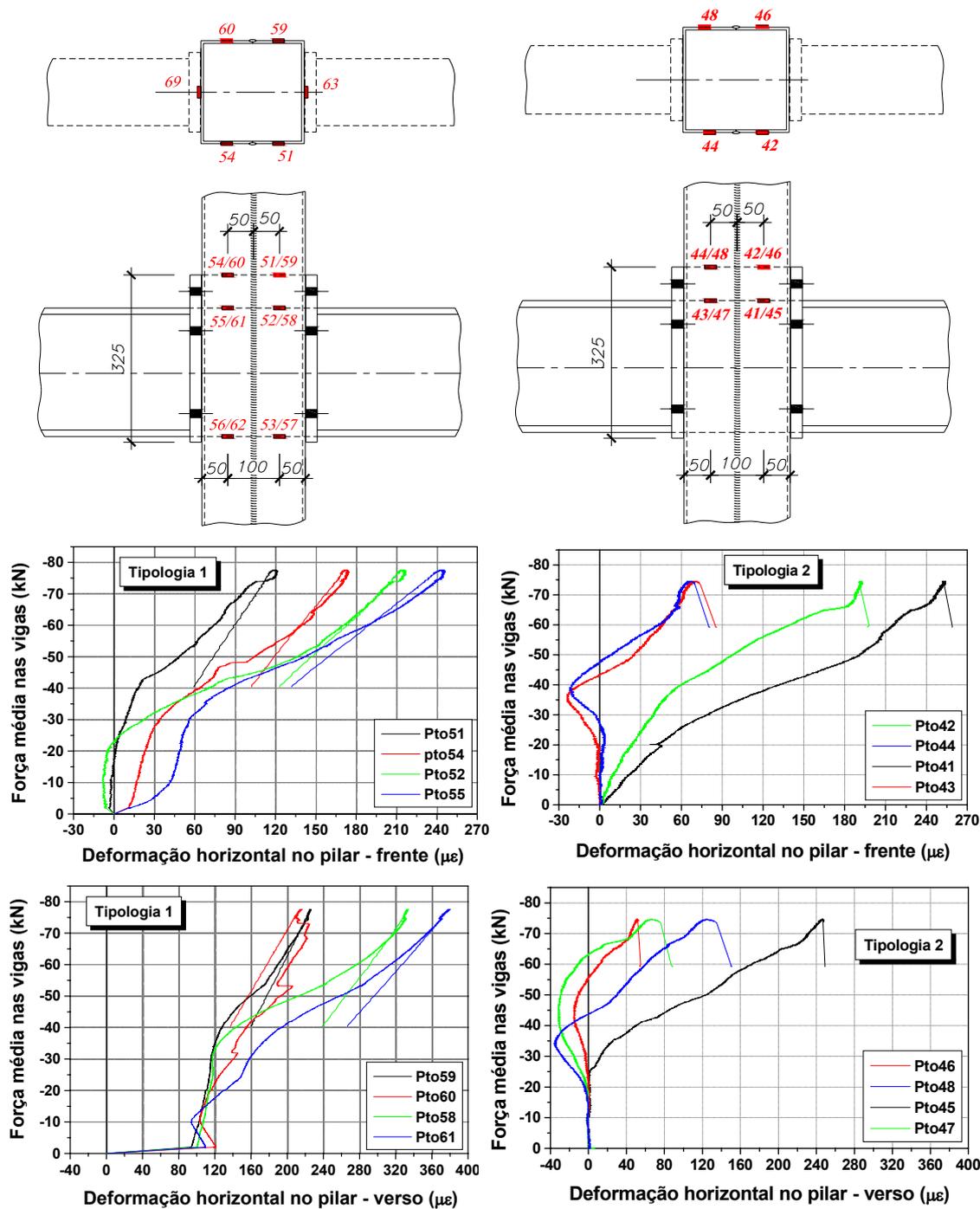


FIGURA 7.24: DEFORMAÇÃO HORIZONTAL DO PERFIL DO PILAR PREENCHIDO - TIPOLOGIAS 1 E 2

Aparentemente, ao eliminar a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido e permitir a transferência da força de protensão entre as chapas de extremidade, ocorreram perturbações menores nas deformações registradas no perfil tubular.

Apesar da tentativa de acompanhar a evolução das deformações no pilar preenchido na região de ligação com as vigas, os resultados encontrados

apresentam grandes perturbações e não permitem tecer maiores comentários sobre as deformações neste elemento da ligação. Estas perturbações advêm do estado de tensões a que o perfil está submetido: tensões verticais provenientes da compressão do pilar e horizontais decorrentes da solicitação nas vigas, e deformações transversais do núcleo de concreto.

7.3.3.5 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais em diversos pontos das vigas de aço foram registrados por transdutores de deslocamento e sua variação em função da força vertical média aplicada nas vigas é mostrada na FIGURA 7.25, para as *Tipologias 1 e 2*.

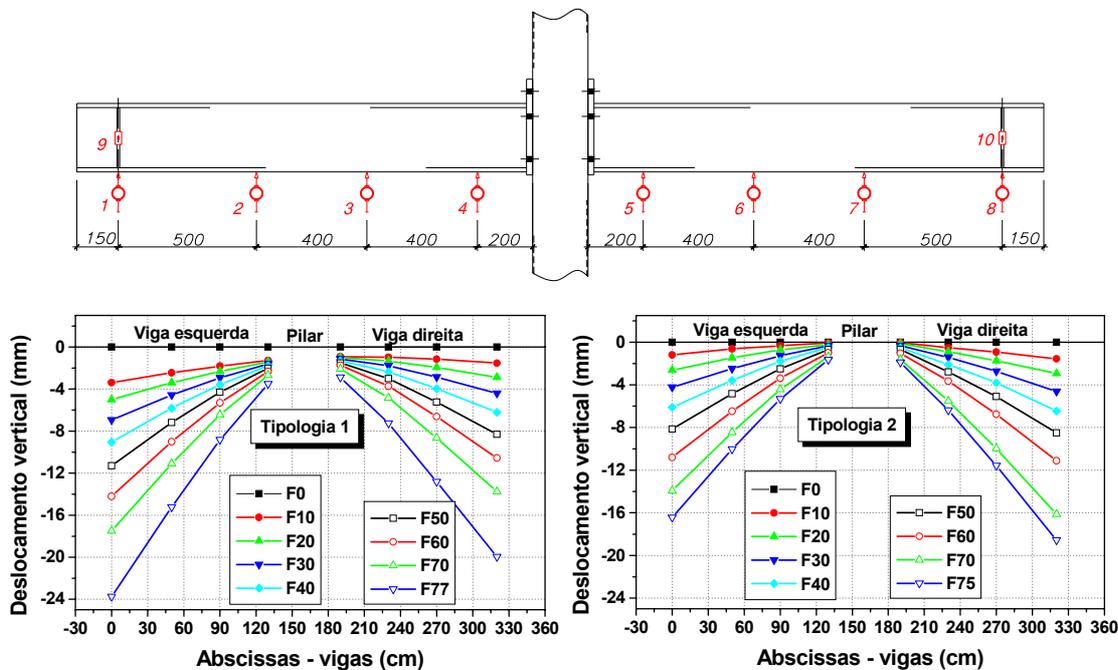


FIGURA 7.25: DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DE AÇO PARA DIVERSOS VALORES DE FORÇA MÉDIA APLICADA - TIPOLOGIAS 1 E 2

A diferença de deslocamentos entre os lados direito e esquerdo confirma observações anteriores de que a transferência das forças de protensão nos parafusos, entre os lados direito e esquerdo da ligação, foi comprometida pela aderência parafuso-concreto.

A comparação dos deslocamentos verticais registrados nas vigas das *Tipologias 1 e 2* evidencia que esta última apresentou deslocamentos menores em todos os pontos instrumentados, sobretudo nos pontos 1 e 8, que correspondem aos extremos das vigas. Esta significativa redução de deslocamentos verticais pode

ser fruto da eliminação da aderência entre parafuso passante e núcleo de concreto na *Tipologia 2*. Conforme já mencionado, a eliminação da aderência permitiu a transferência das forças de protensão, tornando a ligação mais rígida e reduzindo significativamente as folgas entre os elementos da ligação.

7.3.3.6 Curvas Momento x Rotação

A partir dos resultados obtidos com a experimentação física das *Tipologias 1 e 2* foram construídas as curvas *Momento x Rotação média das extremidades das vigas*, mostradas na FIGURA 7.26.

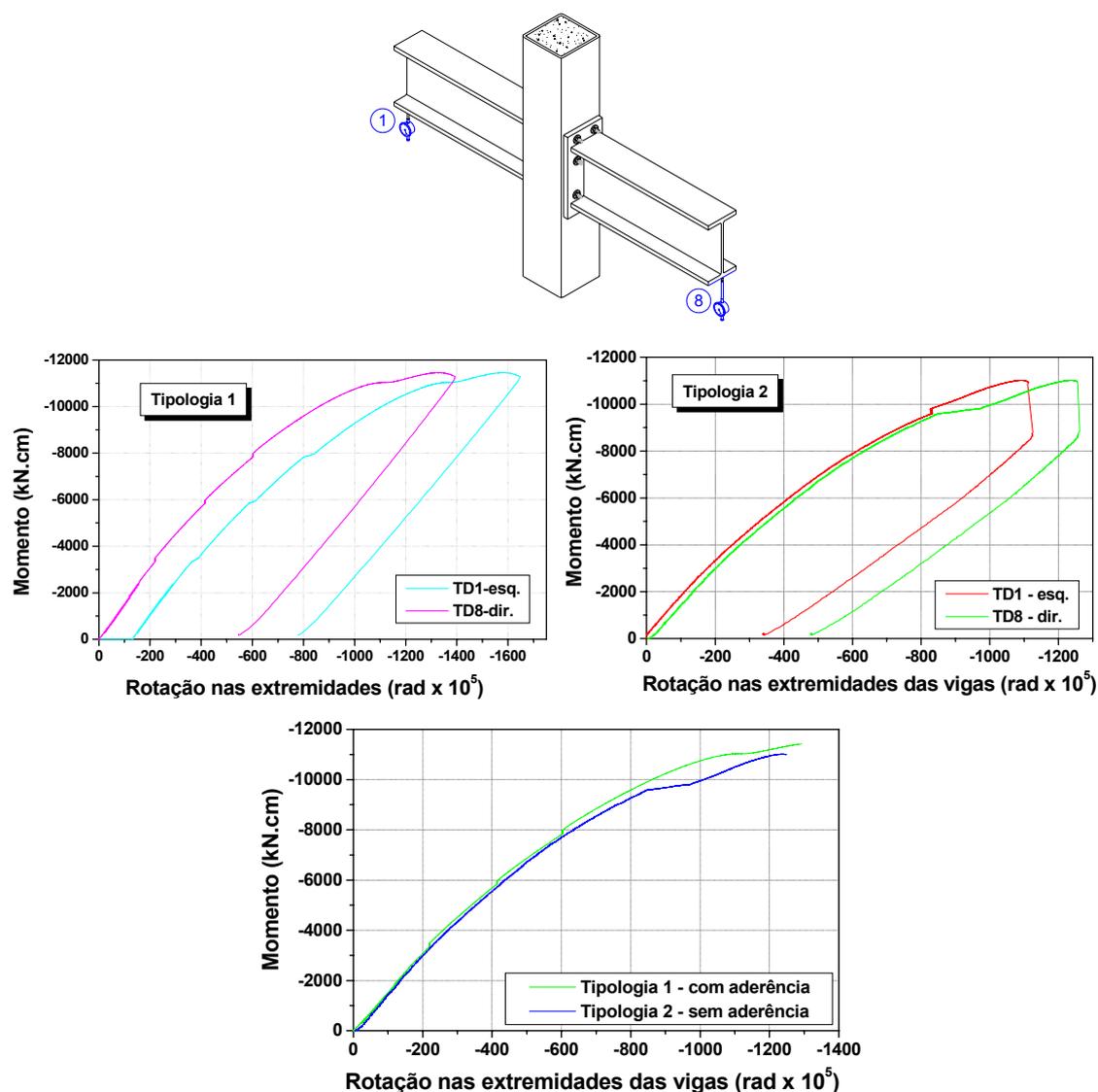


FIGURA 7.26: CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO NAS EXTREMIDADES DAS VIGAS - TIPOLOGIAS 1 E 2

A variação da rotação nas extremidades das vigas é idêntica para as *Tipologias 1 e 2*, independente da aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido.

A rotação das chapas de extremidade, calculada a partir do deslocamento lateral medido pelos transdutores posicionados a 7,1cm da face superior das mesas das vigas é mostrada na FIGURA 7.27.

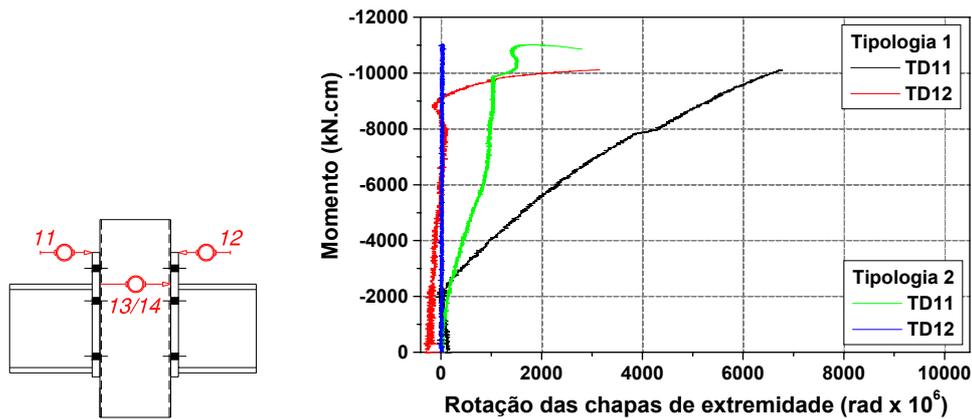


FIGURA 7.27: CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO DAS CHAPAS DE EXTREMIDADE - TIPOLOGIAS 1 E 2

Os valores de rotação das chapas de extremidade na *Tipologia 1* são diferentes entre si ocorrendo rotação com valores expressivos na chapa localizada à esquerda do pilar preenchido, o mesmo não ocorrendo na chapa direita; lado onde foi realizada a protensão.

Nas chapas de extremidade da *Tipologia 2* ocorrem rotações significativamente menores que aquelas ocorridas na *Tipologia 1*. Além disso, o comportamento entre as rotações ocorridas nas chapas à direita e à esquerda do pilar preenchido é similar. Este fato decorre da transferência das forças de protensão no interior do pilar preenchido, permitida pela ausência de aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto.

7.3.3.7 Configurações finais

As configurações finais das *Tipologias 1 e 2* são ilustradas nas FIGURAS 7.28 e 7.29, respectivamente.

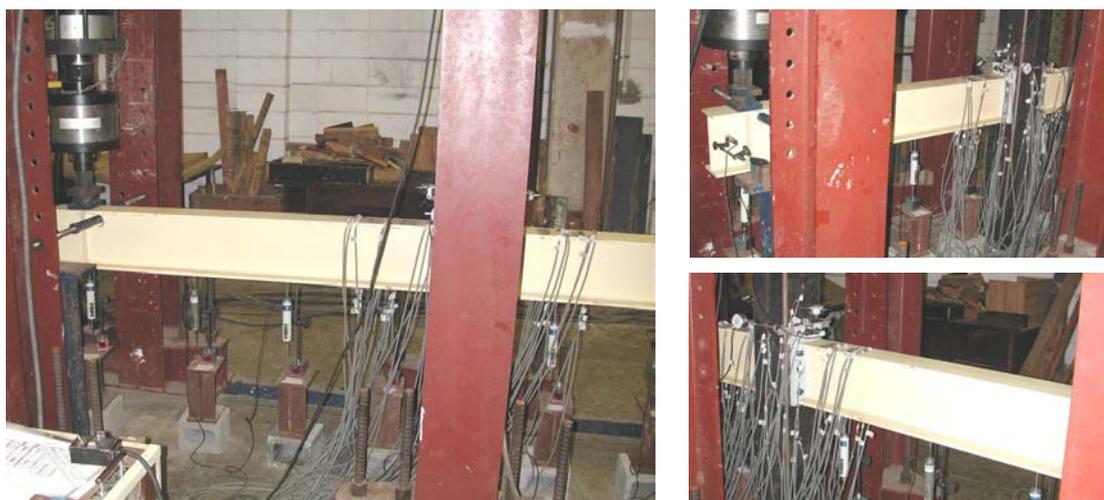


FIGURA 7.28: CONFIGURAÇÃO FINAL - TIPOLOGIA 1

A ruína da *Tipologia 1* foi caracterizada pelo escorregamento entre as porcas e os parafusos passantes, localizados na região tracionada da ligação. Tal escorregamento não é visível, não sendo possível registrá-lo fotograficamente.

Conforme já comentado, o valor das forças de tração nos parafusos tracionados coincide com aquele encontrado na caracterização dos parafusos, cuja forma de colapso foi o escorregamento da porca em relação ao parafuso.

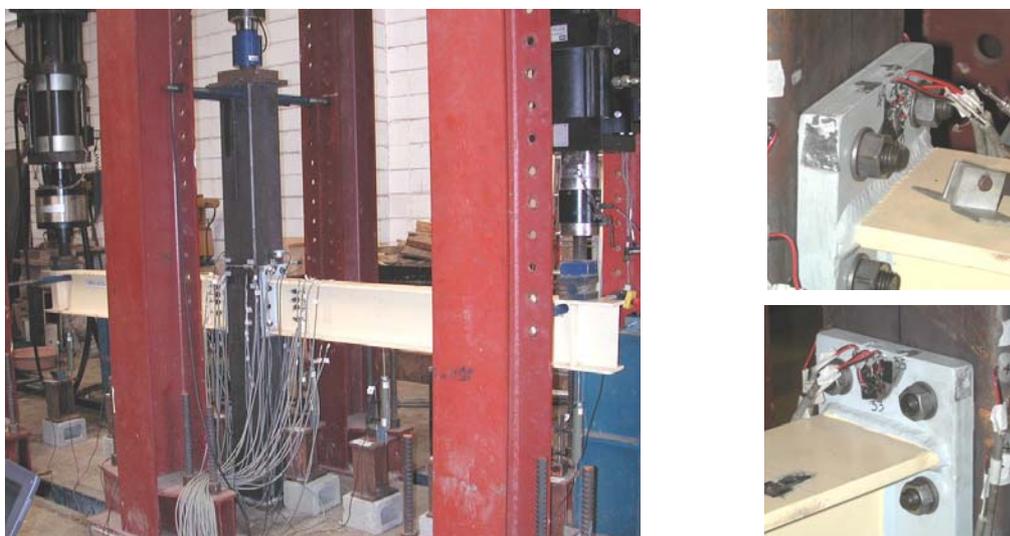


FIGURA 7.29: CONFIGURAÇÃO FINAL - TIPOLOGIA 2

A mesma forma de colapso caracterizou o modo de falha da *Tipologia 2*, sendo que, neste caso, o escorregamento da porca localizada do lado direito, no parafuso P4 foi acompanhado de um forte estalo e queda brusca no valor da força vertical aplicada nas vigas.

7.3.4 Tipologias 3 e 4

As *Tipologias 3 e 4* são ligações soldadas que diferem entre si apenas pela presença de cantoneiras enrijecedoras, soldadas nas faces internas do perfil tubular, na altura das mesas superior e inferior das vigas I. Tendo esta diferença básica entre as tipologias em mente, na FIGURA 7.30 é apresentada a variação da força vertical em cada atuador em função do deslocamento vertical destes e, os valores médios correspondentes. Percebe-se que os valores de força média nas vigas podem ser utilizados em substituição àqueles valores aplicados na extremidade de cada uma das vigas.

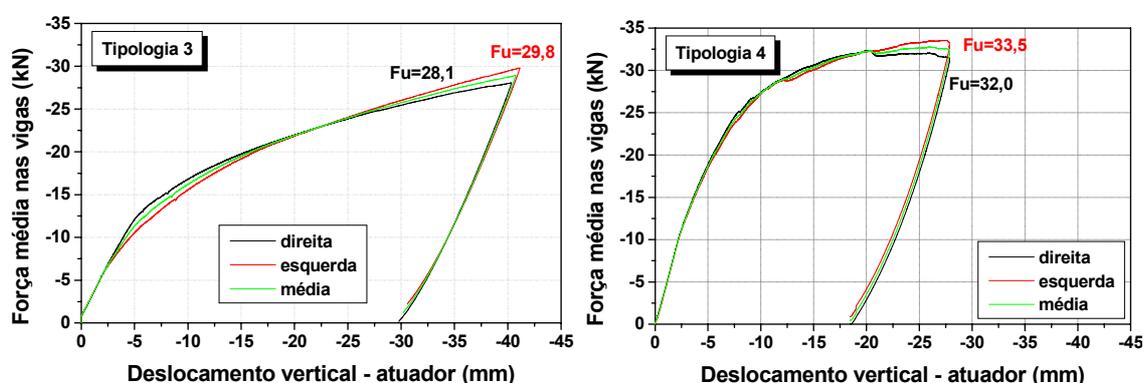


FIGURA 7.30: FORÇA VERTICAL EM CADA VIGA X DESLOCAMENTO VERTICAL DOS ATUADORES

O comportamento idêntico entre os valores de força aplicada pelos atuadores servo-controlados em cada uma das vigas fica evidente na FIGURA 7.30 para as *Tipologias 3 e 4*. Nesta mesma figura se observa que o deslocamento vertical médio dos atuadores foi sensivelmente maior na *Tipologia 3*, que se trata de uma ligação simplesmente soldada, diferentemente da *Tipologia 4* que, além da solda possui cantoneiras na altura das mesas das vigas, soldadas no interior do perfil tubular.

7.3.4.1 Deformações nas vigas

7.3.4.1.1 Deformação nas mesas das vigas

A variação das deformações nas vigas das *Tipologias 3 e 4* é apresentada nas FIGURAS 7.31 e 7.32, dividida em função da linha de disposição dos extensômetros estando, a *Linha 1* distante 12,5cm da face do pilar preenchido e a *Linha 2*, distante 25cm desta mesma face.

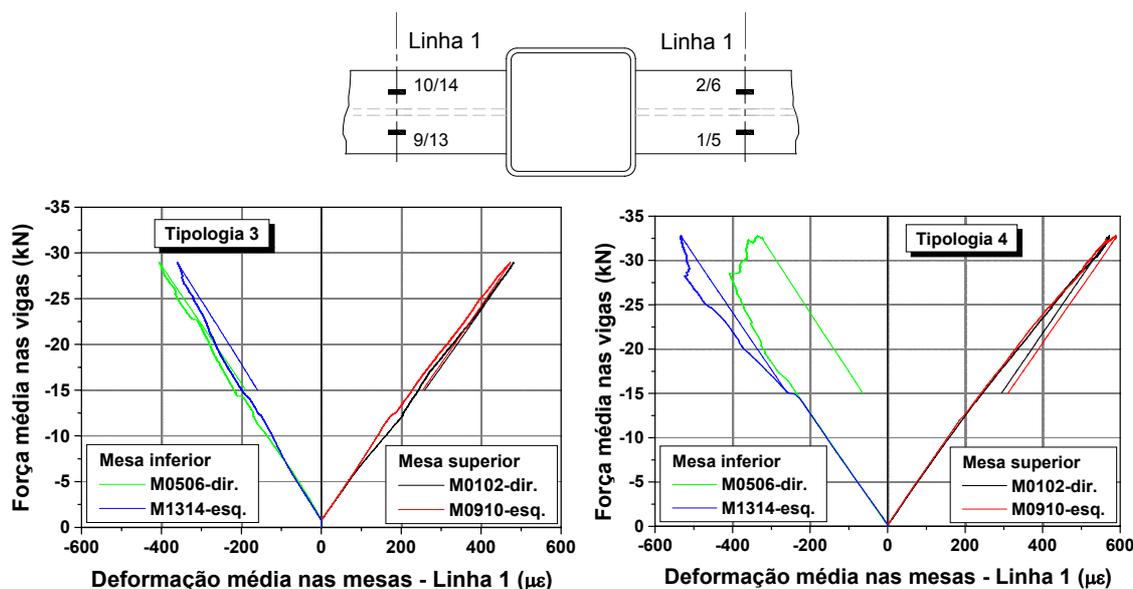
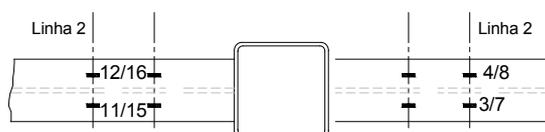


FIGURA 7.31: DEFORMAÇÃO NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1 - TIPOLOGIAS 3 E 4

Com relação ao comportamento das deformações registradas pela instrumentação disposta na Linha 1 das mesas das vigas:

- na região tracionada o comportamento é semelhante entre as médias 1-2 e 9-10, para as duas tipologias em questão. Na *Tipologia 3* ocorrem pequenas diferenças entre as deformações médias 1-2 e 9-10 porém, tais diferenças são quase imperceptíveis. Por exemplo, para uma força de 20kN em 1-2 são registrados 328 $\mu\epsilon$ e em 9-10, 315 $\mu\epsilon$;
- na região comprimida ocorrem pequenas diferenças a partir de 20kN de força aplicada nas vigas e, estas diferenças são mais acentuadas na *Tipologia 4*.

Nos gráficos da FIGURA 7.31 são apresentados apenas os valores médios de deformação registrados na *Linha 1* das *Tipologias 3* e *4*. Os valores de deformação, encontrados em cada um dos pontos instrumentados, são apresentados no APÊNDICE C. O mesmo ocorre com os gráficos da FIGURA 7.32, que correspondem a valores médios de deformação registrados na *Linha 2*, cujos valores em cada ponto de instrumentação são dados no APÊNDICE C.



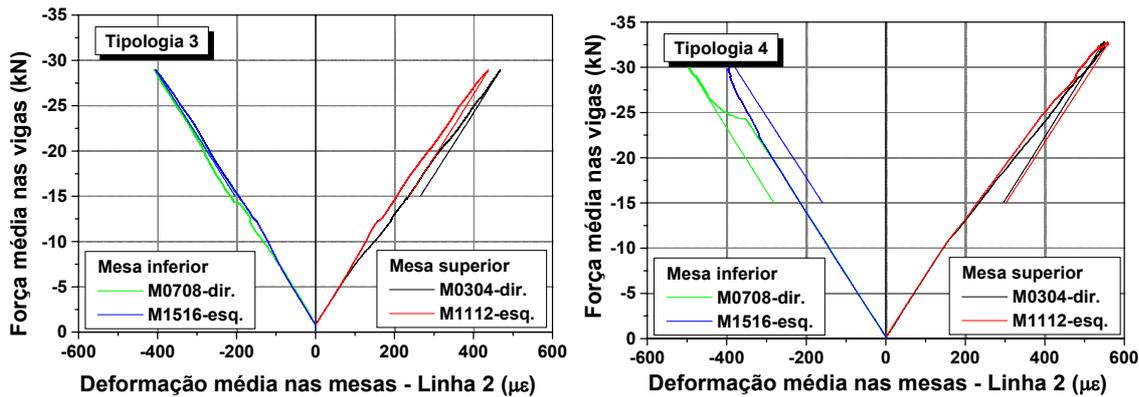


FIGURA 7.32: DEFORMAÇÃO NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 2 - TIPOLOGIAS 3 E 4

Analisando os resultados de deformação apresentados na FIGURA 7.32 verifica-se que:

- para as *Tipologias 3 e 4* o comportamento das deformações médias na Linha 2 é semelhante àquele verificado na Linha 1;
- na *Tipologia 3* as médias 3-4 e 11-12 também apresentam algumas pequenas diferenças nos valores de deformação, como ocorreu para a Linha 1 mas, neste caso, as diferenças são mais perceptíveis. considerando uma força vertical média de 20kN, em 3-4 são registrados 314 $\mu\epsilon$ e em 13-14, -287 $\mu\epsilon$;
- as deformações médias nas mesas comprimidas da *Tipologia 4* comportam-se de maneira idêntica para valores de força média nas vigas inferiores a 25kN. Neste ponto, ocorre um leve acréscimo nas deformações em 7-8.

A partir das deformações registradas pelos extensômetros dispostos nas Linhas 1 e 2 das mesas das vigas, é possível calcular a força horizontal correspondente nestas, dada por $F_{H^*} = E_s \cdot \epsilon \cdot A_m$, considerando $E_s = 20.500 \text{ kN/cm}^2$. Outra forma de avaliar a força horizontal nas mesas (F_H) consiste em decompor o momento produzido pela força vertical num binário tração-compressão. Ou seja, $F_H = \frac{F_u \cdot \text{braço de alavanca} = 150 \text{ cm}}{(H - t_f) = (25 - 1,25)}$, sendo F_u a força

vertical média aplicada nas extremidades das vigas e dada na TABELA 7.6. Os valores de F_{H^*} e F_H para as *Tipologias 3 e 4* são dados na TABELA 7.8. Para F_H encontra-se 183kN.

TABELA 7.8: VALORES DE FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS – F_{H^*} , CALCULADOS A PARTIR DAS LEITURAS DE DEFORMAÇÃO NOS PONTOS INSTRUMENTADOS - $F_{H^*} = E_s \cdot \varepsilon \cdot A_m^1$ (kN)

Tipologia 3							
Mesa tracionada				Mesa comprimida			
Linha 1		Linha 2		Linha 1		Linha 2	
1-2	9-10	3-4	11-12	5-6	13-14	7-8	15-16
160	105	156	96	135	88	136	89

Tipologia 4							
Mesa tracionada				Mesa comprimida			
Linha 1		Linha 2		Linha 1		Linha 2	
1-2	9-10	3-4	11-12	5-6	13-14	7-8	15-16
190	196	183	186	136	178	178	139

As forças horizontais calculadas a partir das deformações nas Linhas 1 e 2 da *Tipologia 3* são representadas na FIGURA 7.33. Os valores indicam distribuição praticamente uniforme para as vigas direita e esquerda contudo, se forem comparados os valores encontrados à direita e à esquerda do pilar preenchido, são constatadas sensíveis diferenças. Essa diferença pode ser ocasionada pelo empenamento da viga esquerda, por rotação desta, por alguma excentricidade na introdução da força vertical nela aplicada ou pela diferença de rigidez entre os lados da ligação.

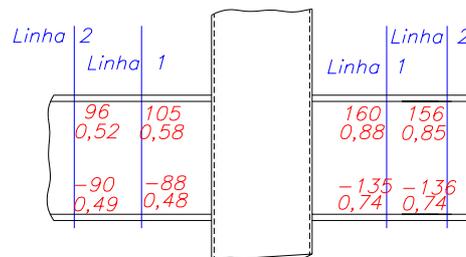


FIGURA 7.33: FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS EM SEÇÕES DISTANTES H/2 E H DA FACE EXTERNA DA CHAPA DE EXTREMIDADE – TIPOLOGIA 3²

Em relação às forças horizontais na *Tipologia 4*, representadas na FIGURA 7.34:

- verifica-se distribuição uniforme entre as forças na região tracionada e comprimida sendo que aquelas localizadas na região tracionada são maiores, tanto na viga direita quanto na viga esquerda;

¹ A_m : área da mesa das vigas igual a $13.1,25=16,25\text{cm}^2$.

² Os valores apresentados abaixo de F_{H^*} correspondem à relação entre F_{H^*} e F_H .

- quantitativamente, as forças de tração para as vigas direita e esquerda apresentam valores muito próximos, com o mesmo ocorrendo para as forças de compressão;
- as forças de tração na Linha 1 apresentam valores menores que na Linha 2. para as forças de compressão ocorre o contrário ou seja, as forças na Linha 1 são inferiores às da Linha 2.

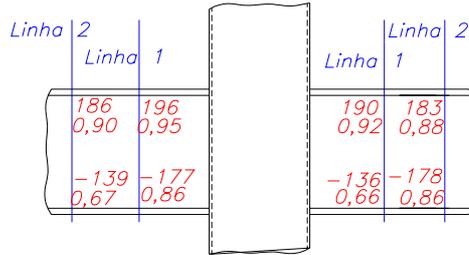
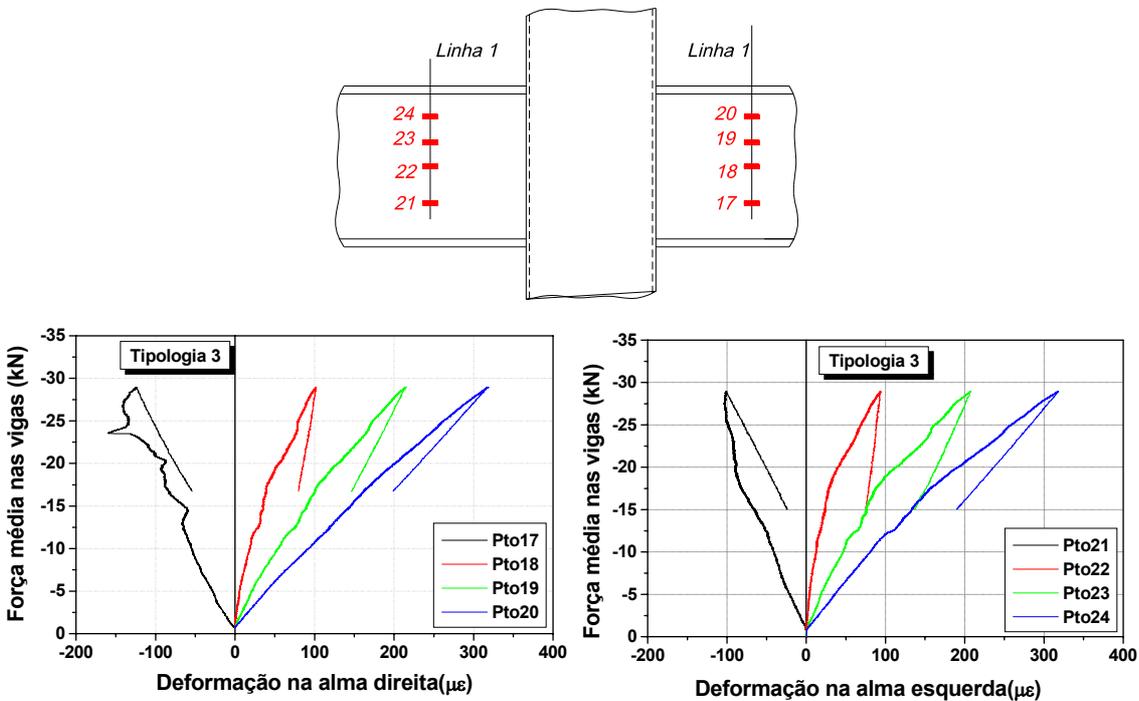


FIGURA 7.34: FORÇA HORIZONTAL NAS MESAS DAS VIGAS EM SEÇÕES DISTANTES H/2 E H DA FACE EXTERNA DA CHAPA DE EXTREMIDADE – TIPOLOGIA 4³

7.3.4.1.2 Deformação nas almas das vigas

O comportamento das deformações na alma das vigas direita e esquerda é apresentado na FIGURA 7.35.



³ Os valores apresentados abaixo de F_{H^*} correspondem à relação entre F_{H^*} e F_H .

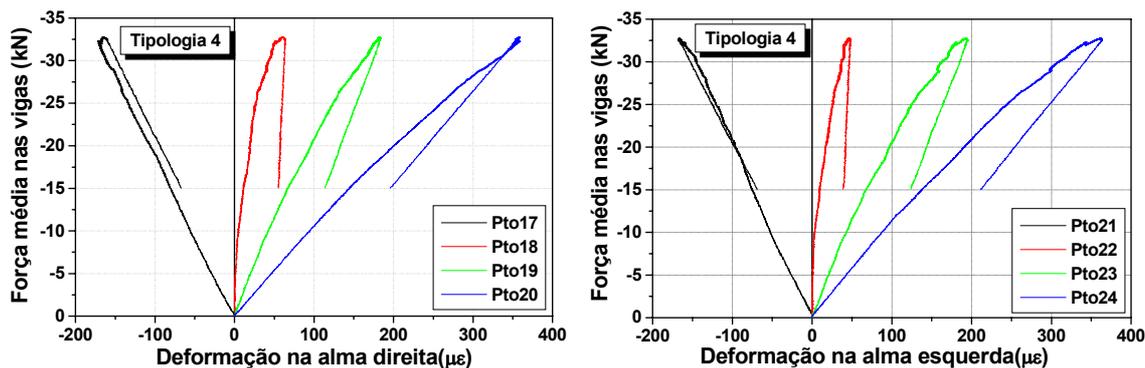
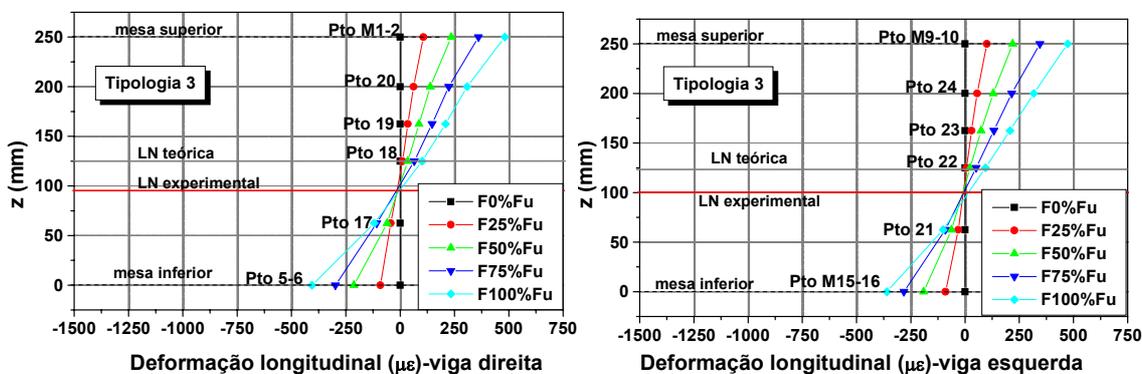
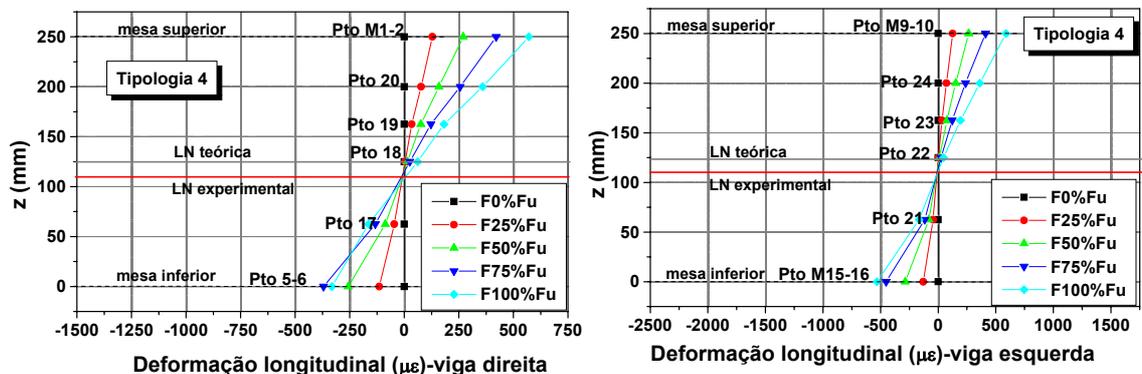


FIGURA 7.35: DEFORMAÇÃO NAS ALMAS DAS VIGAS - TIPOLOGIAS 3 E 4

Nas duas tipologias, teoricamente, as deformações registradas nos pontos 18 e 22 deveriam ser nulas pois a linha neutra se situa na altura média das vigas, mas isto não ocorre. Este fato é confirmado pela FIGURA 7.36a, a partir da qual é possível afirmar que, para a *Tipologia 3*, a linha neutra se encontra abaixo da altura média da viga ($H/2$), com altura próxima de 100 mm. A linha neutra posicionada numa altura diferente de $H/2$ expressa que há diferença de rigidez entre as porções de ligação localizadas nas regiões tracionadas e comprimidas, ocasionada pela contribuição do núcleo de concreto comprimido.



a) Tipologia 3



b) Tipologia 4

FIGURA 7.36: DEFORMAÇÕES LONGITUDINAIS NA SEÇÃO $H/2$ DAS VIGAS - TIPOLOGIAS 3 E 4

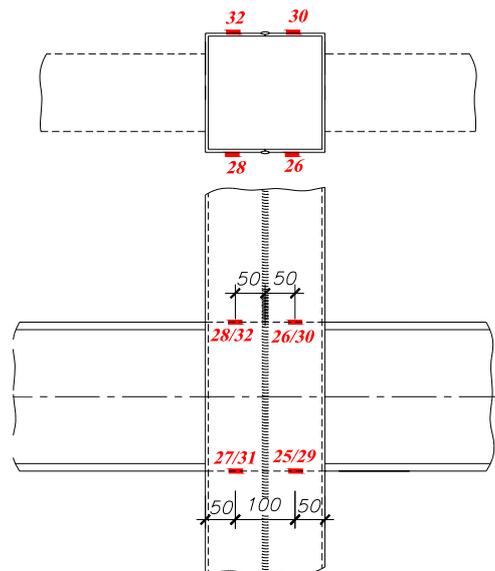
Na Tipologia 3 a linha neutra encontra-se um pouco abaixo do eixo médio da viga em virtude da contribuição do concreto na região comprimida, aumentando a rigidez desta região.

Na *Tipologia 4* a contribuição do concreto na região comprimida é balanceada pelas cantoneiras localizadas na região tracionada, aproximando a linha neutra do eixo médio da viga.

7.3.4.2 Deformações no pilar preenchido

Os pontos de instrumentação dispostos nos perfis tubulares dos pilares preenchidos presentes nas *Tipologias 3 e 4*, permitem conhecer os valores de deformação nas linhas correspondentes às mesas superiores e inferiores das vigas de aço. Tais valores de deformação são apresentados nos gráficos da FIGURA 7.37, em função da força média aplicada nas extremidades das vigas. Naturalmente, nestes gráficos, a nomenclatura "Linha superior" corresponde a valores de deformação registrados na linha correspondente às mesas superiores das vigas e, "Linha inferior" corresponde a deformações registradas na linha das mesas inferiores das vigas.

A instrumentação no perfil tubular foi executada visando avaliar a transferência das forças horizontais mobilizadas pela flexão das vigas.



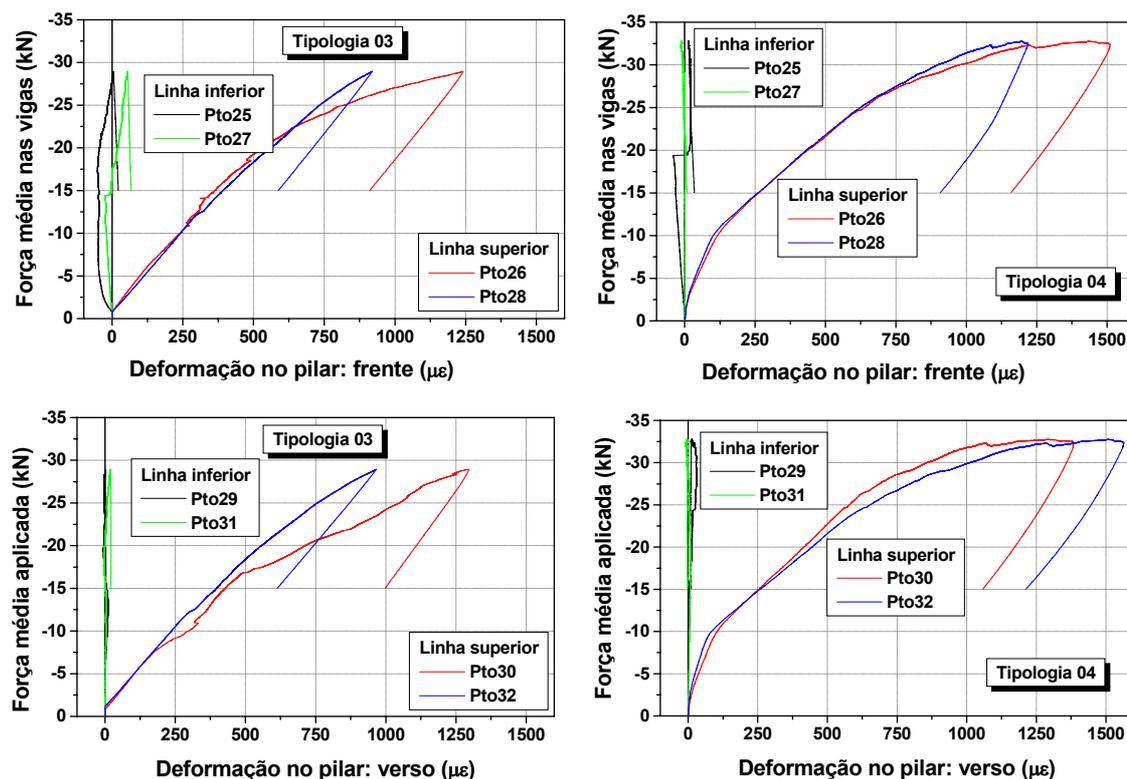


FIGURA 7.37: DEFORMAÇÃO HORIZONTAL FRENTE/ VERSO DO PERFIL DO PILAR PREENCHIDO - TIPOLOGIAS 3 E 4

A análise das deformações no perfil tubular do pilar preenchido, na direção das mesas das vigas, - FIGURA 7.37- permite afirmar:

- na região correspondente às mesas tracionadas foram registradas deformações com valores expressivos. Isto ocorreu porque na região tracionada apenas a adesão liga o núcleo de concreto ao perfil tubular, que por sua vez está soldado à viga. Sendo assim, vencida a resistência à separação dada pela aderência, que é pequena, não há restrições para a separação entre perfil e núcleo de concreto;
- na região comprimida, são registradas deformações quase nulas, evidenciando a efetividade do núcleo de concreto do pilar preenchido na absorção das forças horizontais de compressão, provenientes das mesas comprimidas das vigas. Nesta região é provável que se houvesse o monitoramento das deformações no núcleo de concreto, estas apresentariam valores significativos;
- nas curvas que representam as deformações no perfil tubular da *Tipologia 4* ocorrem mudanças de inclinação para uma força de aproximadamente 10kN aplicada nas extremidades das vigas, como

ilustra a FIGURA 7.38. Aparentemente, a presença das cantoneiras na região tracionada conseguiu mobilizar o volume de concreto em seu interior nos primeiros estágios de carregamento. A posterior perda de rigidez pode ter sido ocasionada pelo escorregamento relativo entre a cantoneira e o volume de concreto situado em seu interior, pelo esmagamento deste concreto ou uma combinação destes dois fenômenos ocorrendo simultaneamente. Apesar da perda de rigidez, em todos os estágios de carregamento são registradas deformações menores no perfil da *Tipologia 4* em relação às registradas na *Tipologia 3*.

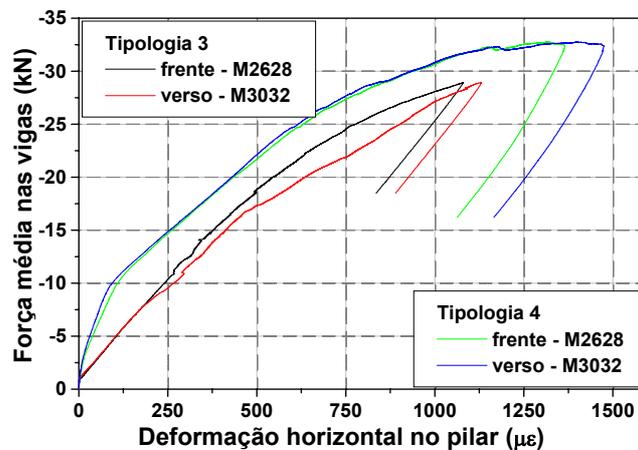
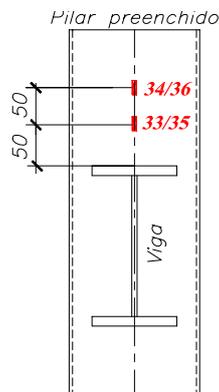


FIGURA 7.38: COMPARAÇÃO ENTRE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO PERFIL DO PILAR PREENCHIDO - TIPOLOGIAS 3 E 4

As deformações registradas nos lados direito e esquerdo do pilar preenchido e que correspondem aos lados em que as vigas de aço são soldadas ao perfil tubular são mostradas na FIGURA 7.39.



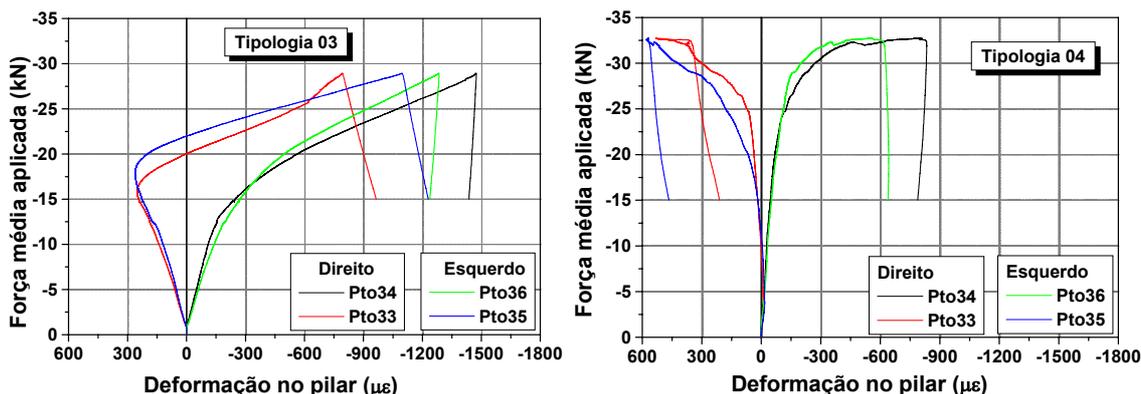


FIGURA 7.39: DEFORMAÇÃO NOS LADOS DIREITO E ESQUERDO DO PERFIL DO PILAR PREENCHIDO - TIPOLOGIAS 3 E 4

A partir dos resultados observados na FIGURA 7.39 se constata que:

a) Tipologia 3:

- a solicitação de tração é mais intensa nos pontos 33 e 35, que se localizam mais próximo da região de ligação. Para uma força vertical próxima de 20kN ocorre inversão de sinal das deformações nas curvas correspondentes a estes pontos e, nos estágios finais de carregamento, são registradas deformações de compressão. Tais inversões tração-compressão decorrem do afastamento entre o perfil tubular e o núcleo de concreto, perceptível no modelo e que ocorreu onde se localizavam os extensômetros;
- os pontos mais afastados (34 e 36) estão sujeitos a deformações de compressão.

b) Tipologia 4:

- neste caso, nos pontos 33 e 35 são registradas deformações de tração em todos os estágios de carregamento, não havendo a inversão tração-compressão registrada para a *Tipologia 3*;
- os pontos 34 e 36 registram deformações de compressão em todos os estágios de carregamento.

A presença de cantoneiras no interior do pilar preenchido reduz as deformações registradas nas faces de ligação pilar-viga, mostrando que parte da força de tração que solicita a mesa superior das vigas é transferida para a cantoneira de aço e parte é absorvida pelo perfil tubular. Além disso, a

presença das cantoneiras reduz a ordem de grandeza das deformações registradas no perfil tubular e aumenta a rigidez da ligação.

7.3.4.3 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais em diversos pontos das vigas de aço foram registrados por transdutores de deslocamento e sua variação em função da força vertical média aplicada nas vigas é mostrada na FIGURA 7.40, para as *Tipologias 3 e 4*.

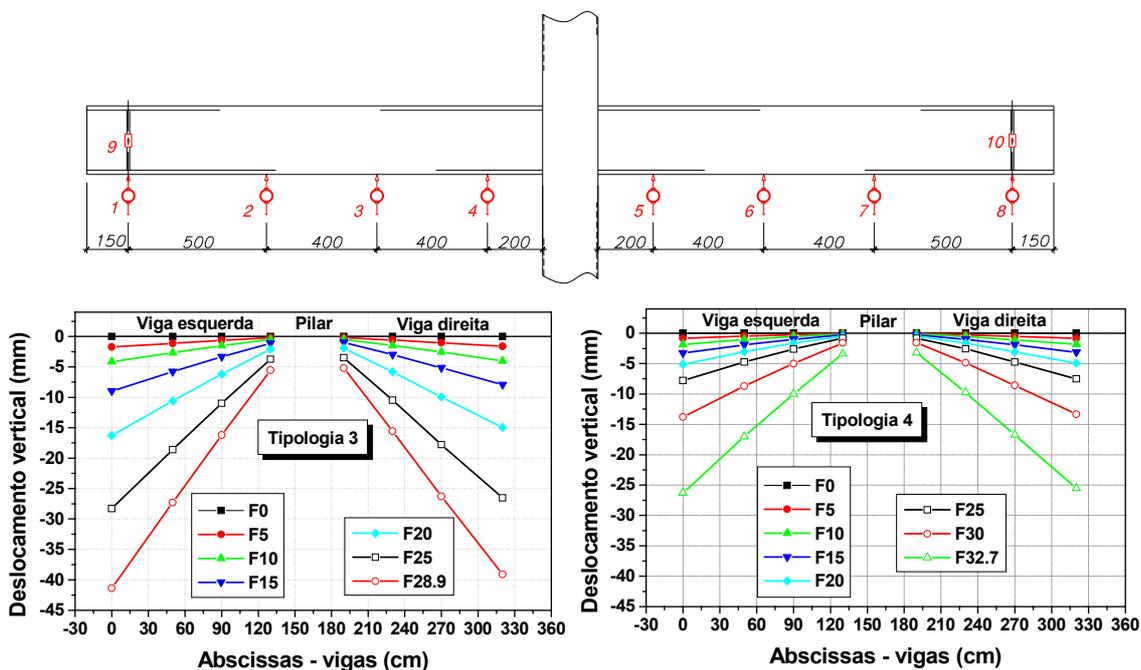


FIGURA 7.40: DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DE AÇO PARA DIVERSOS VALORES DE FORÇA MÉDIA APLICADA - TIPOLOGIAS 3 E 4

A comparação entre os valores de deslocamento vertical das vigas evidencia que a presença das cantoneiras no interior do pilar preenchido contribui para redução de tais deslocamentos e, conseqüentemente, torna a *Tipologia 4* mais rígida que a *Tipologia 3*.

7.3.4.4 Deformação nas cantoneiras – Tipologia 4

As cantoneiras presentes na *Tipologia 4* foram instrumentadas com extensômetros elétricos a fim de conhecer as deformações ocorridas nestas durante a aplicação das forças verticais nas vigas. Os valores de deformação nelas registrados são apresentados na FIGURA 7.41. Vale lembrar que as

quatro cantoneiras foram instrumentadas nas suas faces externas horizontais e verticais.

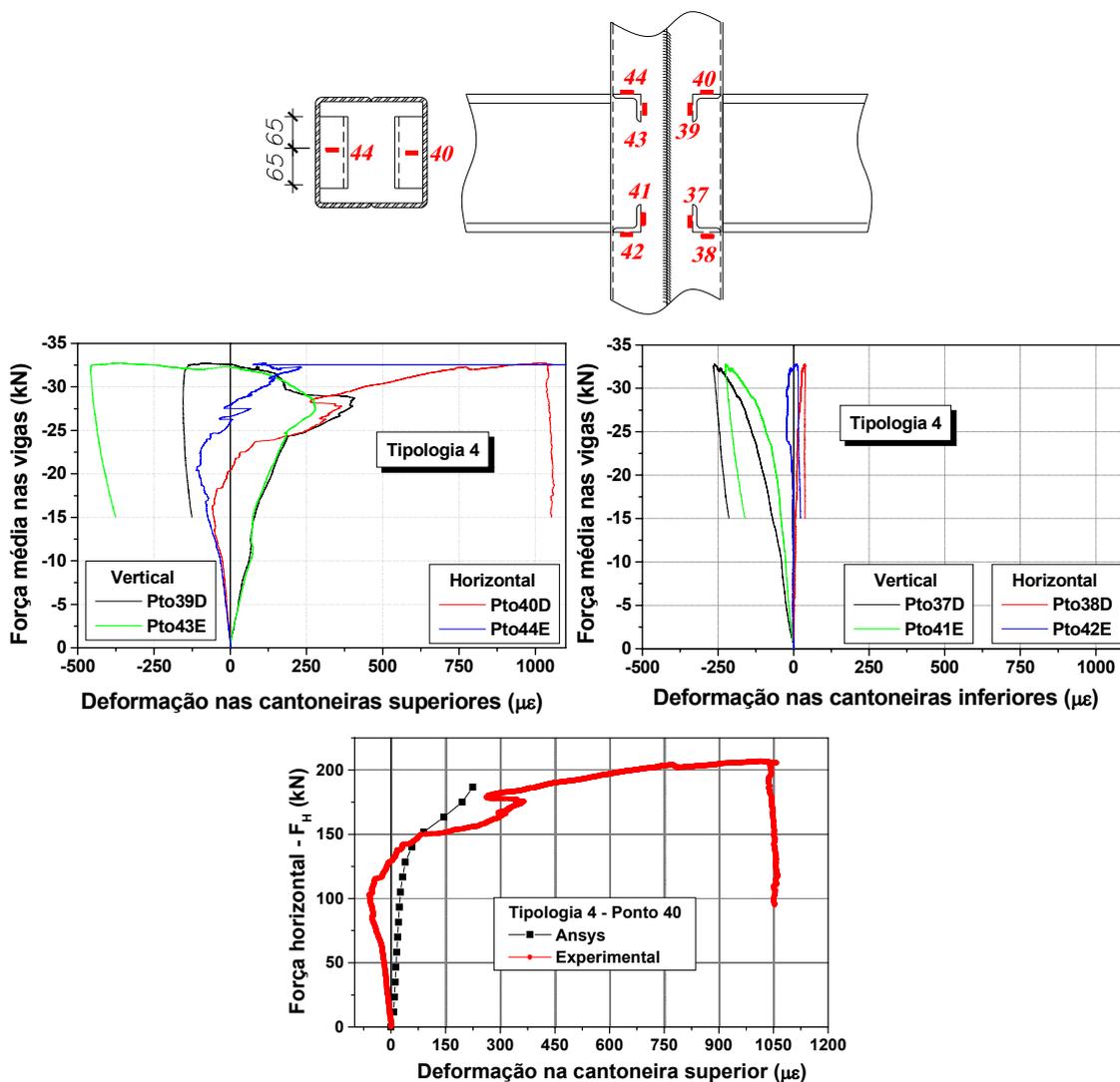


FIGURA 7.41: DEFORMAÇÃO NAS CANTONEIRAS - TIPOLOGIA 4

A partir das deformações mostradas na FIGURA 7.41, é possível afirmar que as cantoneiras localizadas na região tracionada foram solicitadas durante a aplicação da força vertical na extremidade das vigas.

Embora o comportamento das deformações registradas pelos extensômetros seja um tanto confuso, percebe-se que as cantoneiras absorveram parte da força horizontal proveniente das mesas superiores das vigas, diminuindo a intensidade das deformações nos lados direito e esquerdo do perfil tubular do pilar preenchido.

A simulação numérica com a utilização de elementos de contato representou de forma satisfatória a deformação na cantoneira. A força última obtida na simulação numérica é muito próxima da experimental.

7.3.4.5 Curvas Momento x Rotação

A partir dos resultados obtidos com a experimentação física das *Tipologias 3 e 4* foram construídas as curvas *Momento x Rotação nas extremidades das vigas*, mostradas na FIGURA 7.42.

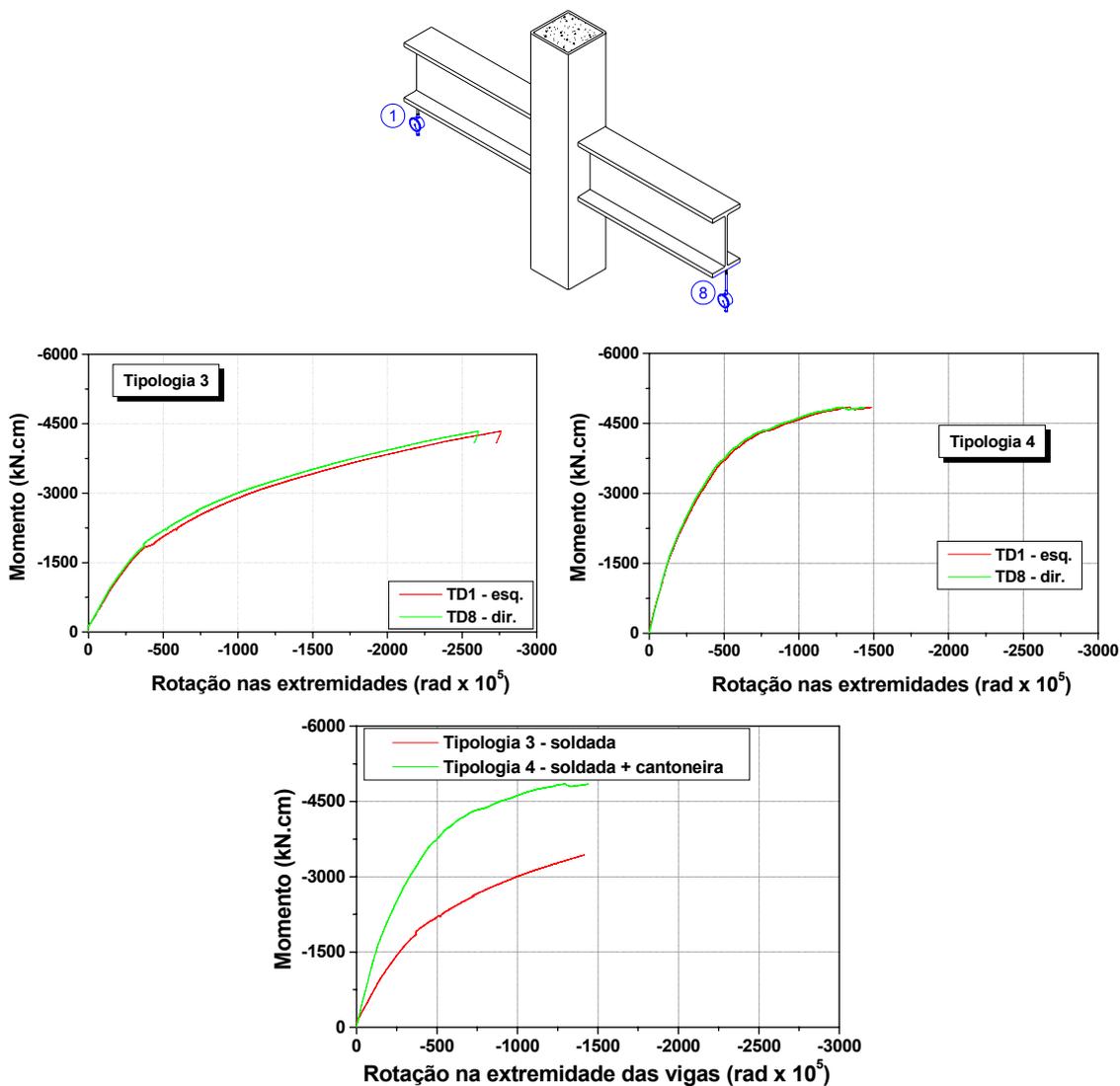


FIGURA 7.42: CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO NA EXTREMIDADE DAS VIGAS - TIPOLOGIAS 3 E 4

As curvas apresentadas na FIGURA 7.42, para as vigas direita e esquerda, apresentam comportamento idêntico entre si, tanto para a *Tipologia 3* quanto para a *Tipologia 4* e podem ser representadas pelos valores médios.

O comportamento das curvas *Momento x Rotação na extremidade das vigas* confirma a contribuição da cantoneira na rigidez da região de ligação da *Tipologia 4*: para o mesmo valor de momento tem-se, para a *Tipologia 4*, a metade da rotação observada para a *Tipologia 3*.

Com os transdutores fixados na mesa superior das vigas foi possível quantificar a "rotação do pilar" durante a aplicação do carregamento, lembrando que esta rotação representa a separação do perfil em relação ao núcleo de concreto. Este comportamento é apresentado na FIGURA 7.43.

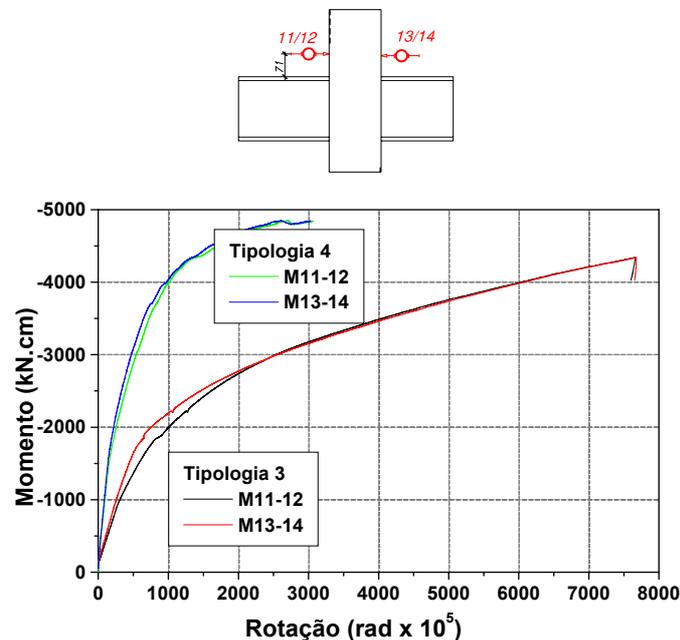


FIGURA 7.43: CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO DO "PILAR" - TIPOLOGIAS 3 E 4¹

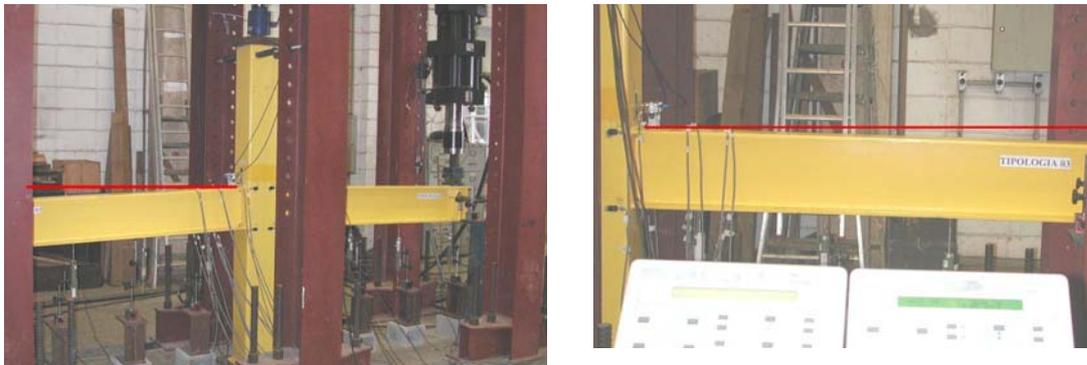
Nas *Tipologias 3 e 4* ocorre rotação idêntica nas faces direita e esquerda do pilar preenchido. Mais uma vez é possível constatar a contribuição das cantoneiras internas na rigidez da ligação, reduzindo o afastamento do perfil em relação ao concreto na *Tipologia 4*.

7.3.4.6 Configuração final

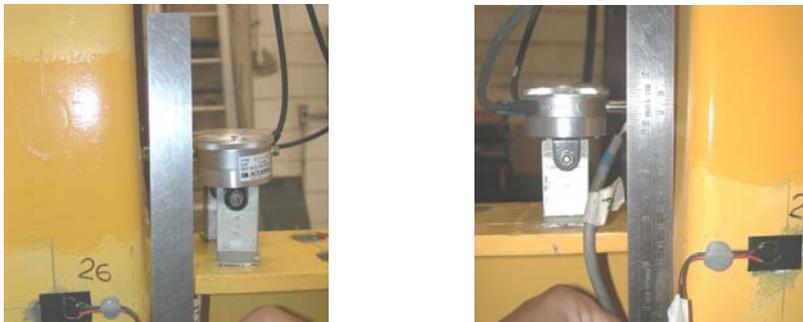
As configurações finais das *Tipologias 3 e 4* são ilustradas nas FIGURAS 7.44 e 7.45, respectivamente. Em ambas, o escoamento do metal base na região próxima à solda (perfil tubular do pilar preenchido) comanda a capacidade

¹ A rotação representa a separação do perfil em relação ao núcleo de concreto.

resistente da ligação, que era o modo de ruína esperado e confirmado pelos ensaios.



a) deslocamento vertical das vigas esquerda e direita



b) detalhes das regiões de ligação direita e esquerda

FIGURA 7.44: CONFIGURAÇÃO FINAL - TIPOLOGIA 3

Na *Tipologia 3* foi possível observar e registrar, via foto, o afastamento significativo do perfil tubular em relação ao núcleo de concreto na região próxima da ligação com as vigas. Entretanto, na *Tipologia 4*, tal afastamento foi muito inferior e perceptível apenas visualmente. As fotos, neste caso, não conseguem ilustrar claramente este fenômeno, apenas os grandes deslocamentos verticais nas vigas – FIGURA 7.45.

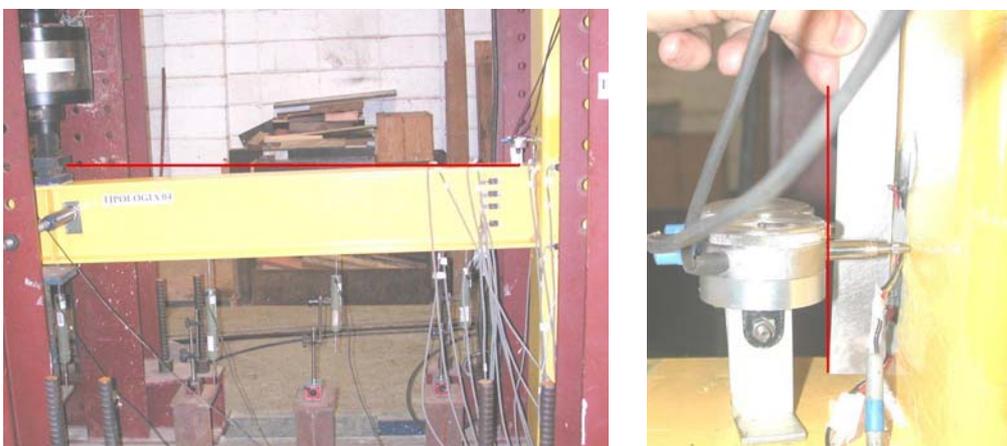


FIGURA 7.45: CONFIGURAÇÃO FINAL - TIPOLOGIA 4

7.4 Análise comparativa da curva Momento x Rotação na extremidade das vigas

Na FIGURA 7.46 são apresentadas as curvas *Momento x Rotação na extremidade das vigas* para todas as tipologias ensaiadas. Vale lembrar que os valores plotados aqui correspondem às médias registradas nas duas vigas que compõem cada tipologia.

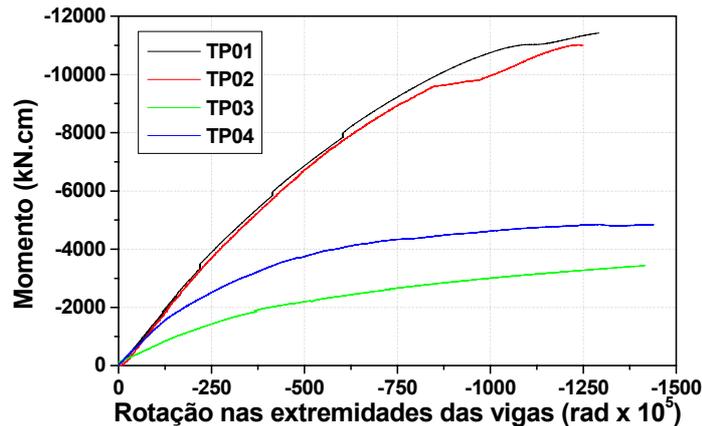


FIGURA 7.46: COMPARAÇÃO ENTRE AS ROTAÇÕES MÉDIAS NAS EXTREMIDADES DAS VIGAS DAS TIPOLOGIAS 1 A 4

Inicialmente, as *Tipologias 1, 2 e 4* apresentam a mesma rigidez e a *Tipologia 3*, rigidez bem menor.

Em relação às ligações parafusadas - *Tipologias 1 e 2* - a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido não altera o comportamento *Momento x Rotação* mostrado na FIGURA 7.46. Quanto às ligações soldadas, ao acrescentar cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular, houve alteração significativa da rigidez e do comportamento *Momento x Rotação*.

Outros parâmetros poderiam ser utilizados para avaliar a rigidez das ligações investigadas experimentalmente neste trabalho, entretanto acredita-se que as análises aqui feitas permitem atingir os objetivos inicialmente propostos em relação a este estudo específico, lembrando que se trata de uma análise de caráter prospectivo.



Conclusões e sugestões para novas pesquisas

Neste capítulo são sintetizadas as principais conclusões geradas a partir do estudo teórico e experimental de pilares preenchidos flexo-comprimidos e de alguns detalhes de ligação entre pilares preenchidos e vigas de aço.

Os aspectos conclusivos foram agrupados em dois grandes itens que são:

- 1. o pilar preenchido flexo-comprimido:** neste item são apresentados comentários sobre o estado da arte e as normas técnicas relativas a este elemento estrutural. Na seqüência, são sintetizadas as principais conclusões relativas ao estudo paramétrico utilizando o programa CFT e aquelas decorrentes da experimentação com modelos físicos de pilares preenchidos;
- 2. a ligação viga-pilar preenchido:** alguns comentários importantes sobre a revisão bibliográfica iniciam neste item. Em seguida, a descrição sucinta dos procedimentos empregados na investigação de alguns detalhes de ligação entre vigas de aço e pilares preenchidos de seção quadrada norteia as principais conclusões extraídas deste estudo teórico-experimental.

Finalizando, são apresentadas diversas sugestões para a continuidade deste trabalho, visando nortear estudos que complementem e esclareçam fenômenos aqui identificados.

Os aspectos estruturais, construtivos e econômicos inerentes à utilização de pilares preenchidos em edifícios são inquestionáveis, haja vista a crescente utilização destes elementos estruturais, quer seja em associação com outros elementos de aço, de concreto armado ou mistos. Esta versatilidade dos pilares preenchidos é uma das responsáveis pela expansão de suas aplicações. Contudo, a questão da ligação entre estes e os demais elementos que compõem o sistema estrutural de um edifício é o grande obstáculo à popularização dos pilares preenchidos e neste ponto residem as principais incertezas.

O PILAR PREENCHIDO FLEXO-COMPRIMIDO

Ao iniciar o estudo do pilar preenchido flexo-comprimido dois objetivos principais norteavam este trabalho: a investigação dos mecanismos de transferência de força entre os materiais explorada a partir da aderência entre ambos e a aplicação das normas técnicas no dimensionamento e verificação, atentando para a precisão conseguida neste processo. Posteriormente, a estes objetivos principais foi acrescentada uma análise paramétrica que permitiu explorar diversas combinações de materiais, excentricidades e dimensões da seção transversal.

A extensa revisão bibliográfica realizada para elaborar um estado da arte sobre o pilar preenchido flexo-comprimido permitiu conhecer avanços e deficiências nesta área. Foi possível constatar que a maioria dos estudos abordando a questão da flexo-compressão em pilares preenchidos vem sendo realizada via experimentação com modelos físicos, fato que demonstra a existência de dúvidas e questionamentos a respeito do comportamento destes elementos sob tal solicitação.

Outro aspecto que corrobora esta característica de experimentação física dos estudos enfocando os pilares preenchidos flexo-comprimidos é o surgimento e a utilização, cada vez mais freqüente, de materiais de alta resistência na construção civil, sobretudo de concretos de alta resistência. Nesta questão da utilização de concretos de alta resistência, verifica-se uma das boas características da associação aço-concreto sob a forma de pilar preenchido, que é o efeito de confinamento. Embora nas seções quadradas e retangulares, que são objeto deste estudo, o efeito de confinamento não se reflita em

acréscimo na capacidade resistente, é responsável por melhorar sensivelmente a característica "frágil" de tais concretos, conferindo-lhe capacidade de se deformar plasticamente ou seja, melhorando sua ductilidade.

O ganho de ductilidade do concreto de alta resistência confinado pelo perfil tubular, aliado ao crescente emprego de tais concretos na construção civil e à ausência de estudos realizados no Brasil com o intuito de explorar o pilar flexo-comprimido preenchido com concreto de alta resistência direcionaram a elaboração de vários dos objetivos deste estudo.

Outro aspecto bastante explorado nos textos técnicos disponíveis é a confiabilidade e aplicabilidade das normas técnicas para pilares preenchidos flexo-comprimidos. As normas técnicas mais intensamente avaliadas são as americanas ACI 318R-95 e AISC-LRFD, a britânica BS 5400: parte 5 e as recomendações do Eurocode 4, que se apresenta como a mais completa e difundida. Diversos estudos citados ao longo desta tese se inserem neste contexto e conduzem a afirmar que há boa correlação entre valores de M e N previstos e encontrados experimentalmente.

Embora as normas técnicas existentes não se apliquem a pilares preenchidos com concreto de alta resistência, os resultados experimentais mostram que as diferenças em relação aos teóricos são pequenas, entretanto, são necessários mais estudos neste sentido.

As pequenas diferenças encontradas por outros pesquisadores também ocorreram para os modelos de pilares preenchidos investigados experimentalmente neste trabalho (FIGURA 8.1).

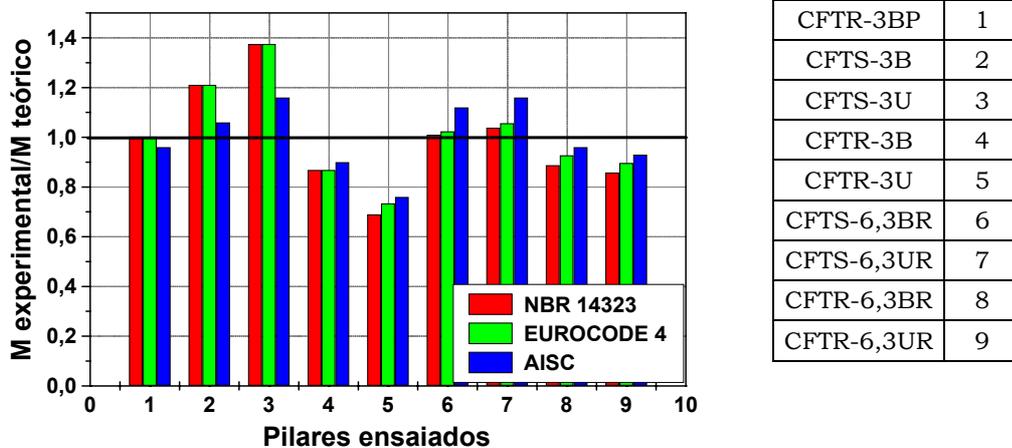


FIGURA 8.1: VALORES ENCONTRADOS NA EXPERIMENTAÇÃO FÍSICA COM MODELOS DE PILARES PREENCHIDOS FLEXO-COMPRI-MIDOS E PREVISTOS POR NORMA

Da comparação permitida pela FIGURA 8.1 conclui-se que as normas analisadas permitem uma boa estimativa dos valores de M e as maiores diferenças são inferiores a 40%. Do AISC resultam, em média, os valores mais conservadores para M . Portanto, a aplicabilidade das normas analisadas é válida e os resultados são, em sua grande maioria, a favor da segurança.

Em relação à análise paramétrica, a aferição do programa CFT, empregado na determinação da força última, mostrou excelente correlação com resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores e com aqueles obtidos neste trabalho. Esta boa correlação tornou viável a sua utilização no cálculo da força última de 1505 pilares preenchidos de seção retangular e quadrada. Nesta análise foram considerados os parâmetros: lado/espessura, eixo de flexão, resistência a compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço e excentricidade da força aplicada. A partir da consideração destes parâmetros foi possível concluir que:

- i) independente da forma da seção transversal, seja ela quadrada ou retangular, há um valor de excentricidade da força axial a partir do qual o acréscimo na capacidade resistente, em função de aumentos na resistência à compressão do concreto ou na resistência ao escoamento do aço é pequeno e inviável economicamente;
- ii) existem combinações de valores de f_{ck} e f_y que resultam em valores de força última semelhantes. Em consequência disso, é sempre importante avaliar os custos de obtenção de uma seção preenchida com concreto de alta resistência, pois às vezes, é possível obter a mesma capacidade resistente aumentando o valor de f_y , por exemplo, de 250 para 450MPa;
- iii) em seções submetidas a forças de pequena excentricidade, o acréscimo da resistência compressão do concreto é mais efetivo, sobretudo se a seção estiver toda comprimida. Quando a linha neutra corta a seção transversal, aumentar o valor de f_{ck} torna-se menos significativo, pois a porção de concreto tracionado não contribui a capacidade resistente da seção preenchida;
- iv) dependendo da parcela de contribuição de cada material para a capacidade resistente da seção preenchida, aumentar o valor de f_{ck} ou f_y pode ser mais ou menos representativo;

- v) seções retangulares sofrem perdas de capacidade resistente mais significativas para maiores excentricidades quando esta ocorre no eixo de menor inércia porque, neste caso, a inércia do concreto contribui menos. Neste caso, ao aumentar o valor da resistência ao escoamento as perdas são menores.

O programa experimental referente aos pilares preenchidos flexo-comprimidos, composto por 13 modelos, cujos resultados são comentados e discutidos no Capítulo 6, permitiu conclusões importantes. Em relação ao esquema de ensaio inicialmente proposto e avaliado com o ensaio piloto mostrou-se eficiente, contudo muito trabalhoso.

A instrumentação do núcleo de concreto com a utilização de extensômetros especiais do tipo encapsulado permitiu acompanhar a evolução de suas deformações axiais durante a aplicação da força de compressão excêntrica. Com estes registros de deformações foi possível constatar que o confinamento do perfil tubular sobre o concreto de alta resistência melhora seu comportamento a compressão, aumentando sua ductilidade.

Quanto à configuração final, todos os modelos apresentaram acentuada curvatura de flexão, confirmada pelos registros de deslocamento lateral em diversos pontos distribuídos ao longo da altura do pilar.

A ruína dos modelos foi caracterizada pelo esgotamento da capacidade resistente da seção preenchida, decorrente do escoamento do aço do perfil tubular e do esmagamento do núcleo de concreto, ambos na face mais comprimida. Nos modelos em que tal escoamento foi seguido pela ocorrência de instabilidade local do perfil tubular, esta surgiu apenas no regime pós-pico e, por isso, não foi necessário incorporar tal fenômeno na previsão da força última.

A investigação da influência da aderência sobre a capacidade resistente ou o comportamento do pilar preenchido permitiu concluir que não há mudanças em nenhum destes dois fatores em função da aderência. Mas a aderência não exerce influência sobre o comportamento ou a capacidade resistente dos pilares preenchidos quando as forças são introduzidas simultaneamente nos dois materiais. Caso esta introdução ocorra apenas num dos elementos, seja no perfil tubular ou no núcleo de concreto, há reduções expressivas no valor da capacidade resistente, contudo, este assunto precisa ser melhor

investigado. Tal investigação pode ser feita a partir da variação na aplicação da força no perfil tubular ou no núcleo de concreto e da introdução de conectores de cisalhamento soldados no interior do perfil tubular e que criem mecanismos adicionais para a transferência de forças.

Ainda com relação à experimentação física de pilares preenchidos flexo-comprimidos, algumas dificuldades foram encontradas e são relatadas a seguir, com o intuito de auxiliar no programa experimental de novas pesquisas sobre este assunto:

1. o correto posicionamento dos modelos na Máquina de ensaios é um procedimento árduo e demorado, só encerrado quando os registros de deformação no perfil tubular, para as quatro faces instrumentadas, era condizente com o esperado, respeitando-se as simetrias decorrentes da condição de flexo-compressão. Mesmo com este controle rígido, ao analisar detalhadamente os resultados de deformação, percebe-se que em alguns modelos, a força vertical foi aplicada com pequena excentricidade no eixo Y. Isto ocorreu, por exemplo, com o elemento CFTR-6,3UR;
2. a instrumentação do núcleo de concreto do pilar preenchido é um procedimento de alto custo pois os extensômetros encapsulados são caros e importados, fato requer um planejamento em longo prazo;
3. ainda com relação aos extensômetros encapsulados, não há garantia de que o dispositivo em que estes estão fixados se encontra, de fato, na posição desejada pois os procedimentos de concretagem e adensamento do concreto após a colocação de tal dispositivo podem alterar a posição inicial. Além disso, os extensômetros podem ser danificados durante a concretagem ou apresentar defeitos funcionais de fábrica, só perceptíveis quando o modelo é conectado ao sistema de aquisição de dados. Nesta fase, não é possível a substituição destes extensômetros e os registros no ponto em questão ficam comprometidos ou impedidos;
4. o esquema de ensaio proposto inicialmente e o mecanismo utilizado para aplicação do carregamento excêntrico conduziram à necessidade de dispor armadura de fretagem nas extremidades dos modelos visando impedir a ruptura localizada por concentração de tensões. Contudo, a impossibilidade de produzir armadura com dimensões menores, a

serem utilizadas nos elementos cujos perfis tinham 6,3 mm de espessura, reduziu o cobrimento necessário e recomendável. Como consequência, ocorreram nichos de concretagem nestas regiões e ruptura localizada destes elementos.

Apesar dos contratempos ocorridos durante a realização do programa experimental, acredita-se que os objetivos iniciais tenham sido atingidos. Além disso, os contratempos encontrados servem para evitar novas dificuldades e acrescentar conhecimento e experiência.

A LIGAÇÃO VIGA-PILAR PREENCHIDO

Inicialmente, era objetivo deste trabalho, identificar os diferentes detalhes de ligação viga-pilar preenchido utilizados em edifícios e, em seguida, propor algumas alternativas voltadas para a realidade brasileira, que poderiam ou não ser investigadas experimentalmente. Contudo, durante o desenvolvimento destas etapas este objetivo inicial foi ampliado, realizando-se a experimentação física de 4 tipologias de ligação.

Na revisão bibliográfica foi constatada que a maioria dos artigos técnicos abordando a questão da ligação viga-pilar preenchido se resumia a experimentações físicas com modelos submetidos a carregamento cíclicos. Outra importante característica refere-se aos detalhes de ligação que, em sua maioria, foram desenvolvidos para perfis tubulares laminados ou seja, elementos para os quais não se tem acesso fácil ao seu interior.

Inspirada nos detalhes de ligação por vezes estranhos e de difícil execução, encontrados na literatura técnica, foram elaboradas as tipologias de ligação abordadas neste trabalho, buscando detalhes simples, de fácil execução, baixo custo e semelhantes àqueles utilizados entre elementos de aço.

Além da verificação da capacidade resistente das tipologias utilizando as prescrições existentes na NBR 8800:1986 e no Eurocode 3:1993, houve a tentativa de realizar a simulação numérica via *Ansys*.

Como não era objetivo deste trabalho o aprofundamento da simulação numérica, inicialmente foram empregados modelos simplificados que, posteriormente, mostraram-se pouco eficientes na previsão da capacidade

resistente das *Tipologias 1 e 2*, compostas por chapas de extremidade e parafusos passantes.

Os resultados desta simulação numérica simplificada foram apresentados e discutidos no Capítulo 6, destacando que a principal contribuição desta etapa foi a elaboração de diretrizes para a realização de novas simulações numéricas, utilizando modelos mais sofisticados e que incorporem as principais não linearidades características da *Tipologia 1*, sobretudo aquelas de contato, essenciais para melhorar a representatividade da simulação numérica. É importante lembrar que a realização de simulações numéricas mais sofisticadas e que envolvem a não linearidade de contato são de difícil convergência e requerem mais tempo e esforço computacional.

As *Tipologias 3 e 4* são ligações soldadas e a principal diferença entre ambas é a existência de cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular na *Tipologia 4*, na altura correspondente às mesas das vigas. Para esta, a simulação numérica incorporou a não linearidade dos materiais e algumas superfícies de contato, com o intuito de permitir o escorregamento e a separação entre a cantoneira e o núcleo de concreto do pilar preenchido.

A incorporação da não linearidade de contato em algumas faces de contato aço-concreto mostrou-se adequada quando da comparação das deformações na cantoneira situada na porção tracionada da ligação, para a simulação numérica e a experimentação física.

Portanto, na simulação numérica da *Tipologia 4*, a metodologia adotada mostrou-se satisfatória e a comparação entre valores de deformação confirma este fato.

Em relação à experimentação física das tipologias de ligação, os resultados encontrados confirmam a adequabilidade da metodologia adotada. Dentro deste contexto, destaca-se a representatividade do esquema de aplicação do carregamento, que se aproxima das condições reais, pois foi aplicada uma força vertical de compressão, uniformemente distribuída na seção transversal do pilar preenchido e mantida constante ao longo do ensaio. Além desta força, foram aplicadas forças verticais nas extremidades das vigas, sendo feito seu controle via deslocamento dos atuadores.

Abordando especificamente cada uma das tipologias de ligação investigadas experimentalmente, os muitos resultados experimentais permitiram concluir que:

a) Tipologias 1 e 2:

- a eliminação da aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto surgiu da observação dos valores diferenciados da abertura das duas chapas de extremidade. Tais valores foram significativamente menores na chapa de extremidade localizada no lado direito, onde foi realizada a protensão dos parafusos. Ao eliminar a aderência se pretendia melhorar a transferência das forças de protensão de uma chapa de extremidade para a outra e este objetivo foi atingido;
- diferenciando-se apenas na aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido, ausente na *Tipologia 2*, o comportamento *Momento x Rotação na extremidade das vigas* evidencia que a aderência não o modifica e nem altera significativamente a capacidade resistente das ligações com chapa de extremidade e parafusos passantes. Contudo, altera significativamente a distribuição de deformações em alguns dos componentes da ligação;
- ocorrem alterações na distribuição das deformações nas chapas de extremidade, ocasionadas pela melhor transferência das forças de protensão entre tais chapas, via parafusos passantes. A rotação destas chapas também é reduzida na tipologia sem aderência, pois, neste caso são reduzidas as folgas de montagem;
- na abertura das chapas de extremidade é onde se verificam as maiores influências da melhor transferência de forças de protensão proporcionada pela ausência da aderência. Neste caso, a abertura é praticamente nula ao passo que, no modelo com aderência, ocorrem valores significativos;
- por fim, a previsão da capacidade resistente das tipologias utilizando as recomendações para ligações com chapa de extremidade entre elementos de aço é adequada.

b) Tipologias 3 e 4:

- cantoneiras internas, funcionando como conectores reduzem a deformabilidade da ligação simplesmente soldada. Isto é percebido nos valores de deslocamento vertical dos atuadores e nos deslocamentos verticais nas vigas, sobretudo nas suas extremidades;
- a contribuição das cantoneiras na região tracionada da ligação também é percebida na distribuição de deformações na face externa do perfil tubular. A mobilização do volume de concreto localizado no interior da cantoneira modifica o comportamento das deformações, tornando esta região mais rígida. Na região comprimida não há alterações significativas de comportamento provocadas pela presença das cantoneiras. Neste caso, percebe-se que a maior parte da força horizontal proveniente da mesa comprimida é absorvida pelo concreto pois as deformações no perfil tubular são praticamente nulas;
- na região do perfil tubular, localizada acima da mesa superior da viga, também há mudança na distribuição de deformações pois a região mais próxima apresenta deformações menores em relação à tipologia sem cantoneiras (Tipologia 3);
- a efetividade da presença das cantoneiras na transferência de parte da força de tração proveniente das vigas também é percebida nos valores de deformação nelas registrados;
- o afastamento do perfil em relação ao núcleo de concreto na região de ligação é muito menor na tipologia com cantoneiras.

Concluindo, o uso das cantoneiras internas na região tracionada da ligação viga-pilar preenchido contribuiu para aumentar a rigidez e a capacidade resistente da ligação e reduzir sua deformabilidade. Na região comprimida as cantoneiras poderiam ser excluídas, pois não se verificou contribuição significativa neste caso, exceto quando há ações cíclicas com inversão de sinal.

Finalizando, a realização de trabalhos que incluem um extenso programa experimental contribui, em muito, para aprimorar o conhecimento específico e despertar para a necessidade de, sempre, analisar os problemas sob todos os aspectos, considerando fatores locais e globais.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como este trabalho tinha caráter exploratório, muitos questionamentos surgiram em função dos resultados obtidos. Visando a continuidade de estudos abordando os pilares preenchidos e detalhes de ligação viga-pilar, são sugeridos:

Em relação ao pilar preenchido, sugerem-se ensaios em elementos com dimensões diferentes das avaliadas neste trabalho e que estejam submetidas a excentricidades também diferentes.

A avaliação da influência da aderência em diferentes situações de introdução do carregamento excêntrico como via perfil tubular ou núcleo de concreto e a influência e/ou contribuição de conectores de cisalhamento nestas situações, são assuntos que também podem ser investigados.

O estudo de seções preenchidas retangulares e quadradas submetidas à flexão oblíqua também merece atenção.

Quanto à ligação viga-pilar preenchido, a avaliação da influência da laje, via experimentação física e numérica, no comportamento das tipologias parafusadas e soldadas investigadas neste trabalho pode ser de grande contribuição.

São sugeridos ensaios adicionais com ligações soldadas, variando as dimensões das cantoneiras internas e a utilização de outros elementos para a transferência de forças entre as mesas das vigas e o núcleo de concreto do pilar preenchido. Da comparação de resultados poderá ser identificado elemento mais eficiente para a transferência de forças das vigas para o pilar preenchido.

Outros detalhes de ligação também podem ser estudados como ligações viga-pilar compostas por chapa passante.

A realização de simulações numéricas mais representativas e sofisticadas para as tipologias com chapa de extremidade, visando a incorporação de elementos de contato é uma necessidade.

A inserção do detalhe simplificado da *Tipologia 4*, analisado via simulação numérica neste trabalho, na ligação com vão total e que represente as vigas e pilar preenchido é outro tema interessante.

A grande quantidade de temas que merecem ser investigados em relação ao pilar preenchido e, sobretudo, quanto à sua ligação com as vigas de aço evidencia uma das principais características deste trabalho, que é o caráter exploratório.

Em função disto, este trabalho identificou uma série de questionamentos que merecem ser investigados de forma aprofundada em trabalhos futuros.

Acredita-se que a continuidade das pesquisas relativas aos pilares preenchidos, seja dentro dos temas sugeridos há pouco ou de outros aspectos não enfocados neste trabalho, contribuirá para o avanço e a disseminação das estruturas mistas, proporcionando desenvolvimento tecnológico do setor construtivo e a execução de estruturas mais seguras e econômicas.



Referências bibliográficas

ALVA, G. M. S. (2000). *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. São Carlos. 275 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). ACI 318R-95 - Building code requirements for reinforced concrete. Detroit.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1994). *AISC-LRFD: Metric Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.

AMERICAN IRON OF STEEL NSTITUTE (2001). *AISI-LRFD: Cold formed steel structural members*. Chicago.

ASHADI, H.; BOUWKAMP, J. G. (1995). Behaviour of hybrid composite structural earthquake resistant joints In: EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, *10th Proceedings*. Balkema. p.1619-1624.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). *NBR 14323: Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). *NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio: Procedimento*. Rio de Janeiro.

AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. (1993). A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column. *Engineering Journal*, v.31, n.1, p.108-115.

AZIZINAMINI, A.; SHEKAR, Y.; SAADEGHVAZIRI, M. (1995). Design of through beam connection detail for circular composite columns. *Engineering Structural*, v. 17, n.3, p.209-213.

BONALDO, E.; AGOSTINI, L. R. S. (2000). Pilares mistos: tubos metálicos de seção quadrada e retangular com núcleo de concreto de alta resistência solicitados à flexo-compressão. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo, 2000. 1 CD-ROM.

BRADFORD, A. (1996). Design strength of slender concrete-filled rectangular steel tubes. *ACI Structural Journal*, v.93, n.2, p.229-235, March-April.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1979). *BS 5400, part 5: steel, concrete and composite bridges: code of practice for design of composite bridges*. London.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1989). CAN/CSA-S16.1-M89 - Limit states design of steel structures. Toronto, CSA. 147p.

CEDERWALL, K.; ENGSTROM, B.; GRAUERS, M. (1990). High-strength concrete used in composite columns. In: HESTER, W. T., (Ed.) *High-strength concrete: second international symposium*. Detroit, ACI. p.195-214. (ACI SP-121).

DE NARDIN, S. (1999). *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. São Carlos. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. (1999a). Composite columns of concrete-filled hollow section: experimental evaluation of the axial capacity. In: HOLAND, I.; SELLEVOLD, E. J. (Eds.) *Utilization of high strength/ high performance concrete* (Proceedings International Symposium on Utilization of High Strength/ High Concrete, Sandefjord, Norway, 20-24 June, 1999). Sandefjord, Norwegian Concrete Association, 1999. V.1, p.487-496.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. (1999b). Comportamento de pilares mistos aço-concreto preenchidos com concreto de alta resistência. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41, Salvador, 30ago.-03 set. 1999. São Paulo, IBRACON, 1999. 15p. , 1CD-ROM.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2000a). Experimental study of the composite columns of steel filled with high strength concrete. In: JOHAL, L.S. (Paul), (Ed.) *The economical solution for durable bridges and transportation structures* (Proceedings of the PCI/FHWA/FIB International Symposium on

High Performance Concrete, Orlando, USA, Sept. 25-27, 2000). Chicago, PCI, 2000. p.388-397. (ISBN: 0-937040-65-7).

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2000b). Resistência e ductilidade de pilares mistos preenchidos: estudo experimental. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 29. / JUBILEO PROF. JULIO RICALDONI, Punta Del Este, Uruguay, 13-17 noviembre, 2000. *Memorias*. Montevideo, Instituto de Estructuras y Transporte/Facultad de Ingeniería, Universidad de la República/ASAIE, 2000. 17p., 1 CD-ROM.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2000c). Resistência à flexão de pilares mistos preenchidos: avaliação das normas de dimensionamento. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 29. / JUBILEO PROF. JULIO RICALDONI, Punta Del Este, Uruguay, 13-17 noviembre, 2000. *Memorias*. Montevideo, Instituto de Estructuras y Transporte/Facultad de Ingeniería, Universidad de la República/ASAIE, 2000. 15p., 1 CD-ROM.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C.; MARQUES, S. (2001). Comportamento de pilares preenchidos submetidos à flexão normal composta. In: I CICOM – I CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2001. 10p, 1 CD-ROM.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2002a). Behaviour of eccentrically loaded concrete-filled steel tubes. In: FIB CONGRESS 2002, 1st, Proceedings (CD), Osaka, Japan, V. B session 5: composite structures, 2002, 8p.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2002b). Estudo da capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos via investigação experimental. In: II CICOM – II CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 6-9 de novembro, 2002, 13p, 1 CD-ROM.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2002c). Ligações entre pilares preenchidos e vigas metálicas: alternativas. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília -DF, Brasil, 27-31 de maio, 2002, *Proceedings*. 15p, 1 CD-ROM.

ELNASHAI, A. S., EL-GHAZOULI, A. Y., DOWLING, P. J. (1990). International assessment of design guidance for composite columns. *Journal Constructional Steel Research*, v.15, p.191-213.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1993). *Eurocode 3 – Design of steel structures; Part 1.1: General rules and rules for buildings - Revised Annex J: Joints in building frames*. Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1994). *ENV 1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

FANG, T.; IGAKI, R.; NAKAMURA, T. (1995). Elastic-plastic behavior of concrete-filled tubular steel columns. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL

CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. v.3: Steel-concrete Composite Structures, p. 45-52 (ISBN: 0 08 042265 9).

FERNANDES, J. F. (1997). Pilares mistos: tubos de aço com seções quadradas e retangulares e núcleo de concreto de alta resistência. Campinas. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp.

FERNANDES, R. M. (2000). *A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto*. São Carlos. 155p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, L. M. B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. São Carlos. 142p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FRANCE, J.E. ; DAVISON, J.B. ; KIRBY, P.A. (1999a). Strength and rotational stiffness of simple connections to tubular columns using flowdrill connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v.50, p.15-34.

FRANCE, J.E. ; DAVISON, J.B. ; KIRBY, P.A. (1999b). Moment-capacity and rotational stiffness of endplate connections to concrete-filled tubular columns with flowdrilled connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v.50, p.35-48.

FUJINAGA, T.; MITANI, I.; OHTANI, Y.; NAKAMURA, G. (2002). A study on rigidity of concrete filled steel square tubular beam-columns using high strength concrete. In: 1st Fib Congress, Session 5: Composite structures. Proceedings. Osaka, Japan, october, p.505-510.

GOMES, N. S. (1994). *Pilares mistos tubulares de aço e concreto*. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

HAYASHI, N.; FUKUMOTO, T.; INOUE, T.; AKIYAMA, H.; OKADA, T. (1995). Shear-flexural behavior of concrete-filled square steel tubular columns using high-strength materials. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. v.3: Steel-concrete Composite Structures, p. 13-20 (ISBN: 0 08 042265 9).

HUBER, G.; TSCHEMMERNEGG, F. (1998). Modelling of beam-to-columns joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v.45, n.2, p.199-216.

HUNAITI, Y. (1991). Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. *Journal constructional steel research*, v.22, p.39-55.

HUNAITI, Y.; WAKABAYASHI, M.; MASUO, K. (1992). Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.22, p.39-55.

ITANI, A.M. (1996). Future use of composite steel-concrete columns in highway bridges. *Engineering journal*, v.33, n.3, p.110-115.

- KANATANI, H.; TABUCHI, M. M.; KAMBA, T.; HSIAOLIEN, J.; ISHIKAWA, M. (1987). A study on concrete RHS column to H-beam connections fabricated with HT bolts in rigid frames. In: ASCE Proceedings Composite Construction of Steel and Concrete II. p. 614-635.
- KILPATRICK, E.; RANGAN, B. V. (1999). Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal*, V.96, n.2, p.268-274, March-April.
- KNOWLES, R.; SEN, H. K.; PARK, R. (1969). Strength of concrete filled steel tubular columns. *Journal of Structural Division*, v. 95, n.st12, p.2565-2587, December.
- LAVALL, A. C. C.; SOUZA NETO, A. S.; (2002). Um cálculo de lajes mistas aço-concreto admitindo o atrito. In: II CICOM – II CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2002, 18p, 1 CD-ROM.
- MAGGI, Y. I. (2000). *Análise numérica, via M.E.F., do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo*. São Carlos. 235 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MALASKA, M.; MÄKELÄINEN, P.; LESKELÄ, M. V.; MONONEN, T. (2001). A new composite slim floor system. In: NORDIC STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, 9th, NSCC 2001, Helsinki, 18-20 June, *Proceedings*. p.179-186.
- MALITE, M. (1994). Estruturas mistas aço-concreto: dimensionamento de colunas. *Construção Metálica*, ABCEM, n.16, p.E4-E8.
- MALITE, M.; SÁLES, J. J.; TAKEYA, T. (1995). Contribuição ao dimensionamento de colunas mistas aço-concreto. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 27. Tucumán, Argentina, 18-22 septiembre. *Memórias*. Tucumán, ASAIE/ Laboratório de Estructuras - FCET-UNT, v.1, p483-494.
- MANUAL brasileiro para cálculo de estruturas metálicas (1988). Brasília- DF, MCI/STI. v.3, tomo 2.
- MARQUES, S. P. C.; MARQUES, D. C. S. C. (2000). Análise não-linear de colunas tubulares de aço com núcleo de concreto de alto desempenho. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., Punta del Este - Uruguai. *Memórias*, 1 CD-ROM.
- MATA, L. A. C.; QUEIROZ, G. (2001). Análise do comportamento de ligações mistas aço-concreto em pórticos deslocáveis sujeitos a carregamentos de vento e de gravidade. In: I CICOM – I CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2001. 18p, 1 CD-ROM.

MATSUI, S.; TSUDA, K.; ISHIBASHI, Y. (1995). Slender concrete filled steel tubular columns under combined compression and bending. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. v.3: Steel-concrete Composite Structures, p. 29-36 (ISBN: 0 08 042265 9).

MATSUI, S.; et. al. (1998). Trends in steel-concrete composite bridges in Japan. *Structural Engineering International*, V.8, n.1, p.30-34.

MORINO, S. (2002). Concrete-filled steel tube column system - recent research and construction in Japan. In: 1st Fib Congress, Session 5: Composite structures. *Proceedings*. Osaka, Japan, october, p.1-16.

MORITA, K.; FU, G.; TERAOKA, M.; YOKOYAMA, Y. (1995). Experimental study on connections with eccentricity between concrete filled square tubular steel column and steel beam. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 25-32 (ISBN: 0 08 042265 9).

NEOGI, P. K.; SEN, H. K., CHAPMAN, J. C. (1969). Concrete-filled steel columns steel columns under eccentric loading. *The Structural Engineer*, V.47, n.5, p.187-195.

OH, Y.; SHIN, K.; LEE, M.; MOON, T. (1995). A study on the bending behavior of connections for empty and concrete-filled box steel column and h-beam by stiffened triangular plates. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 57-64. (ISBN: 0 08 042265 9).

PERDÃO JR., P. (1994). Estudo comparativo entre pilares circulares de concreto de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal e pilares circulares de seção mista: tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência. Campinas. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp.

PICARD, A.; BEAULIEU, D. (1997). Resistance of concrete-filled hollow structural sections. *Canadian Journal Civil Engineering*, v.24, p.785-789.

PRION, H. G. L.; BOEHME, J. (1994). Beam-column behaviour of steel tubes filled with high strength concrete. *Canadian Journal Civil Engineering*, n.21, p.207-218.

PRION, H. G. L.; McLELLAN, A. B. (1994). Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION 1994. *Proceedings*. Bethlehem. p.239-250.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. (2001). *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Ed. O Lutador, 336p.

QUEIROZ, G.; CUNZE-LANNA, J.; MACHADO, J. C. (2001). Rotação necessária para ligações mistas considerando-se a flexibilidade dos

conectores. In: I CICOM – I CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2001. 16p, 1 CD-ROM.

QUEIROZ, G.; MATA, L. A. C.; (2002). Comparação entre métodos simplificado e avançado para análise ligações mistas em pórticos deslocáveis. . In: II CICOM – II CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2002, 12p, 1 CD-ROM.

RIBEIRO, L. F. L. (1998). *Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo: análise teórico-experimental*. São Carlos. 524p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RICLES et. al. (1995). Seismic performance of concrete filled tube columns-to-wf beam moment connections. In: 1995 ANNUAL TECHNICAL SESSION., Kansas, 27-28 March *Proceedings*. , p.83-102.

ROEDER, C. W. (1998). Overview of hybrid and composite systems for seismic design in the United States. *Engineering Structures*, v.20, n.4-6, p.355-363.

RUBIN, D.; TSCHEMMERNEGG, F. (1999). Millennium tower, Vienna, Austria. *Structural Engineering International*, v.9, n.3, p.176-177, August.

SHAMS, M.; SAADEGHVAZIRI, M. ALA; (1997). State of the art of concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal*, v.94, n.5, p.558-571, September/October.

SASAKI, S.; TERAOKA, M.; MORITA, K.; FUJIWARA, T. (1995). Structural behavior of concrete-filled square tubular column with partial-penetration weld corner seam to steel h-beam connections. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 33-40. (ISBN: 0 08 042265 9).

SAW, H.S.; LIEW, J.Y.R. (2000), Assessment of current methods for the design of composite columns in buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, V53, p.121-147.

SHAKIR-KHALIL, H. (1988). Steel-concrete composite columns I. Steel-concrete composite structures: stability and strength, CAP. 06, p.163-193.

SHAKIR-KHALIL, H.; ZEGHICHE, J. (1989). Experimental behaviour of concrete-filled rolled rectangular hollow-section columns. *The Structural Engineer*, v.67, n.19, p.346-353.

SHAKIR-KHALIL, H.; MOULI, M. (1990). Further tests on concrete -filled rectangular hollow section columns. *The Structural Engineer*, v.68, n.20, p.405-413, October.

SHAKIR-KHALIL, H. (1994). Experimental study of concrete-filled rectangular hollow section columns. *Structural Engineering Review*, v.6, n.2, p.85-96.

SHANMUGAM, N. E.; LAKSHMI, B. (2001). State of art report on steel-concrete composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, V.57, p. 1041-1080.

SHIM, J. S.; HAN, D. J.; KIM, K. S. (1995). An experimental study on the structural behaviors of h-shaped steel beam-to-concrete filled steel square tubular column connections. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. *Proceedings*. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 41-48. (ISBN: 0 08 042265 9).

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE/BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION (1996). *Joints in steel construction: Moment connections*. London, SCI/BCSA.

TAKEUCHI, M.; NARIKAWA, M.; MATSUO, I.; HARA, K.; USAMI, S. (1998). Study on a concrete filled structure for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*, V.179, p. 209-223.

TARNOCZY JR, E. (2001). Custo comparativo entre colunas mistas e metálicas. In: I CICOM – I CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil, 2001. 16., 1 CD-ROM.

UY, B.; PATIL, S. B. (1996). Concrete filled high strength steel box columns for tall buildings: behaviour and design. *The Structural Design of Tall Buildings*, v.5, p.75-94.

UY, B. (1998). Ductility, strength and stability of concrete-filled fabricated steel box columns for tall buildings. *Structural Design of Tall Buildings*, v.7, p.113-133.

UY, B. (2000). Strength of concrete filled steel box columns incorporating local buckling. *Journal of Structural Engineering*, v.126, n.3, p.341-352, March.

UY, B. (2001). Strength of short concrete filled high strength steel box columns. *Journal constructional steel research*, v.57, p.113-134.

VANDEGANS, D.; JANSS, J. (1995) "Connection between steel and concrete filled R.H.S based on the stud technique", In: *Proceedings 1995 ANNUAL TECHNICAL SESSION*. Kansas, 27-28 March. p.67-76.

ZANDONINI, R. (1994). Composite Construction Research and Practice: recent developments in Europe. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION 1994, Bethlehem Pennsylvania. *Proceedings*. Bethlehem, Reports on Current Research Activities. p.251-274.

ZANDONINI, R; BERNUZZI, C.; PARDATSCHER, W. (1997) A study on the semi-continuity in slim floor steel-concrete composite systems. In: *Proceedings*

GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO. Ancona, 2-5 Ottobre, p.1-10.

ZHANG, W.; SHAHROOZ, B. M. (1999a). Strength of short and long concrete-filled tubular columns. *ACI Structural Journal*, v.96, n.2, p.230-238, March-April.

ZHANG, W.; SHAHROOZ, B. M. (1999b). Comparison between ACI and AISC for concrete-filled tubular columns. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.11, p.1213-1223, November.

WANG, Y. C.; MOORE, D. B. (1997). A design method for concrete-filled, hollow section, composite columns. *The Structural Engineer*, v.75, n.21, p.368-373, November.

WANG, Y. C (1999). Test on slender composite columns. *Journal Constructional Steel Research*, v.49, n.1, p.25-41.

YU, W.W. (1985). *Cold-formed steel design*. New York, John Wiley & Sons. 545p.



Apêndice A: cálculo da capacidade resistente das Tipologias 1, 2 e 3

A-1 TIPOLOGIAS 1 E 2

A-1.1 RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 3:1993

Para as Tipologias 1 e 2, ilustradas na FIGURA A.1, as verificações prescritas resultaram nos valores apresentados na Tabela A.2.

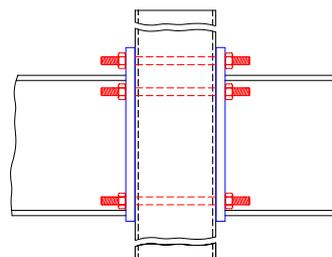


FIGURA A-1: TIPOLOGIAS 1 E 2

TABELA A.1: PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA VIGA VS 250 x 37

Propriedades geométricas da viga VS 250 x 37			
$A=46,7\text{cm}^2$	$bf = 130\text{mm}$	$rx=10,54\text{cm}$	$rt=3,51\text{ cm}$
$h=250\text{mm}$	$tf = 12,5\text{mm}$	$Iy = 458\text{cm}^4$	$It=19\text{cm}^4$
$d=225\text{mm}$	$Ix=5.185\text{cm}^4$	$Wy=70\text{cm}^3$	$Zx=466\text{cm}^3$
$tw=6,3\text{mm}$	$Wx=415\text{cm}^3$	$ry=3,13\text{cm}$	$fy=250\text{ MPa}$
$M_p = Z_x \cdot f_y = 11.650\text{ kN.cm}$			

TABELA A.2: VERIFICAÇÃO DA TIPOLOGIA 01 SEGUNDO EUROCODE 3

Propriedades geométricas da chapa de extremidade							
b _{ch} (cm)	g (cm)	t _{ch} (cm)	s _{ww} (cm)	e _x (cm)	t (cm)	f _y (kN/cm ²)	
15,5	9,5	2,22	0,5	3,2	0,63	25	
Modo de ruína 1: parafusos externos							
l _{ef a}	l _{ef b}	l _{ef c}	l _{ef d}	l _{ef e}	M _p (kN.cm)	T (kN)	T _i (kN)
7,75	12,35	10,60	15,20	17,70	238,72	236,65	118,32
Modo de ruína 2: parafusos externos							
m	m _x	e _x	n	P't (kN)	M _p (kN.cm)	T (kN)	T _i (kN)
4,035	3,5	3,2	3,2	124,4	238,72	176,03	88,02
Modo de ruína 3: parafusos externos							
T (kN)				T _i (kN)			
497,6				124,4			

A-1.2 VERIFICAÇÃO DO EFEITO ALAVANCA

Para o cálculo do diâmetro do parafuso são utilizadas as expressões a seguir:

$$T = C = \frac{M_p}{(h - t_f)} \quad T_i = \frac{T}{n} \quad R_{nt} = 0,75 A_p \cdot f_{up}$$

TABELA A.3: CÁLCULO DO DIÂMETRO DO PARAFUSO

M _p (kN.cm)	T=C (kN)	T _i (kN)	A _p (cm ²)	d _p (mm)
11650	490,5	122,6	1,57	16

Em ligações parafusadas com parafusos de alta resistência submetidos a tração, deve ser feita a verificação da flexão da chapa de extremidade e dos parafusos, levando em conta o efeito alavanca. Tal efeito consiste no acréscimo da força de tração no parafuso e num efeito adicional de flexão na chapa de extremidade, devido à restrição da deformação desta chapa. Na FIGURA A.2 são ilustradas as três condições possíveis:

- se a chapa de extremidade é espessa, as deformações por flexão sob a atuação da força são ínfimas (a);
- chapas menos espessas tendem a se deformar sob a atuação da força (b);

- quando a deformação nas extremidades da chapa é impedida, surge uma força adicional Q de tração nos parafusos e esta provoca a flexão na chapa de extremidade (c).

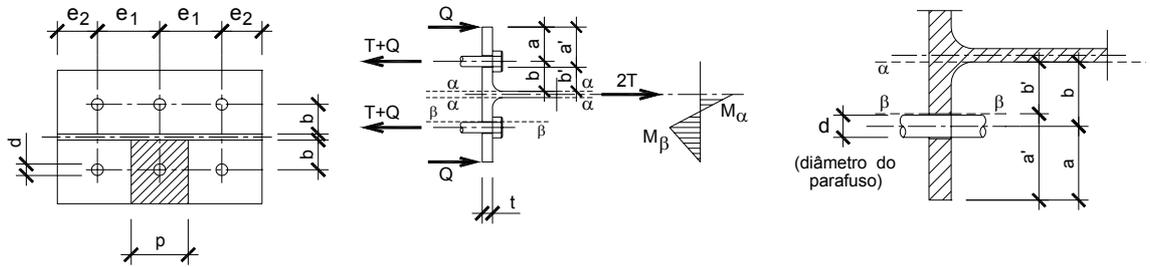


FIGURA A.2: EFEITO ALAVANCA

Para verificação do efeito alavanca e determinação da espessura da chapa de extremidade são empregadas as expressões (A.1) a (A.3) válidas para $0 \leq \alpha \leq 1,0$:

$$M_{\alpha} = 1,25 \cdot \frac{p t_{ch}^2}{6} f_y \tag{A.1}$$

$$\alpha = \frac{T b' - M_{\alpha}}{\delta M_{\alpha}} \tag{A.2}$$

$$\delta = \frac{p - d'}{p} \tag{A.3}$$

TABELA A.4: DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DA CHAPA DE EXTREMIDADE

$\alpha=0$		$\alpha=1$		$\alpha=0,80$		
p (cm)	t _{ch} (cm)	p (cm)	t _{ch} (cm)	M _α (kN.cm)	Q (kN)	T + Q (kN)
7,0	2,84	7,0	2,14	182,93	27,4	149,28
Adotado t _{ch} =2,24 cm						

A-1.3 RECOMENDAÇÕES DA NBR 8800:1986

Para previsão da capacidade resistente da ligação apresentada na FIGURA A.1 é admitido que a força cortante é uniformemente distribuída entre os parafusos. Desta forma, os parafusos contidos na região comprimida ficam solicitados apenas à força cortante, enquanto aqueles localizados na região tracionada ficam sujeitos à combinação de esforços de tração e cisalhamento.

TABELA A.5: RESISTÊNCIA DA TIPOLOGIA 01 VERIFICADA COMO UMA LIGAÇÃO POR CONTATO

V=70 kN							
F _v (kN)	Força nos parafusos (kN)			Tração	Cisalhamento	Pressão de contato no perfil	
	F ₁	F ₂	F ₃	R _{nt}	R _{nv}	Esmagamento	Rasgamento
11,67	21,35	83,28	112,71	124,37	69,65	90,72	90,72
Esforço combinado: tração + cortante						R _{nt} = 91,90kN	
V=80 kN							
F _v (kN)	Força nos parafusos (kN)			Tração	Cisalhamento	Pressão de contato no perfil	
	F ₁	F ₂	F ₃	R _{nt}	R _{nv}	Esmagamento	Rasgamento
13,33	24,40	95,18	128,81	124,4	69,65	90,72	90,72
Esforço combinado: tração + cortante						R _{nt} = 88,69kN	
V=90 kN							
F _v (kN)	Força nos parafusos (kN)			Tração	Cisalhamento	Pressão de contato no perfil	
	F ₁	F ₂	F ₃	R _{nt}	R _{nv}	Esmagamento	Rasgamento
15	27,45	107,05	144,91	124,4	69,65	90,72	90,72
Esforço combinado: tração + cortante						R _{nt} = 85,47kN	
F ₁ , F ₂ , F ₃ : linhas de parafusos localizadas na região comprimida e tracionada.							
F ₂ : linha de parafusos abaixo da mesa superior da viga							

A-2 TIPOLOGIA 3

A-2.1 RECOMENDAÇÕES DA NBR 8800:1986

A aplicação das expressões presentes na TABELA A.6 resultou nos valores apresentados na TABELA A 7.

TABELA A.6: EXPRESSÕES PARA DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES SOLDADOS COM SOLDA DE FILETE

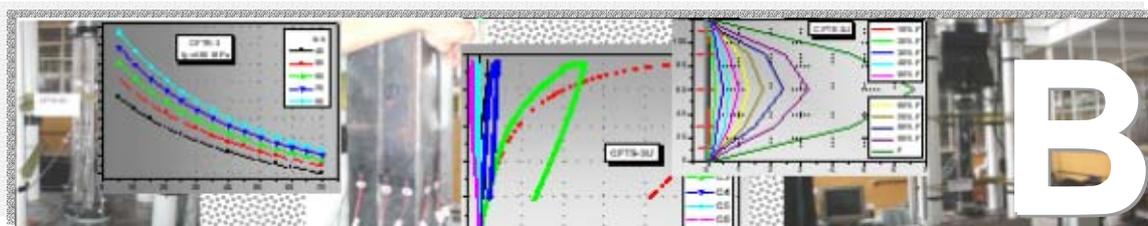
Resistência de cálculo no estado limite de escoamento do metal base	
Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Cisalhamento na seção efetiva ϕR_n
mesma resistência que o metal base	$0,6A_{MB} \cdot f_y$ ($\phi=0,9$)
Resistência de cálculo no estado limite último de ruptura da solda	
Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Cisalhamento na seção efetiva ϕR_n
mesma resistência que o metal base	$0,6A \cdot f_w$ ($\phi=0,75$)

b: perna do filete; **L**: comprimento do filete; **a**: garganta efetiva $\cong 0,7b$
A: área efetiva da solda $A=a.L$; **A_{MB}**: área da face de fusão $A_{MB}=b.L$; **f_w**: resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo.

TABELA A.7: DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SOLDADA DE FILETE - TIPOLOGIA 3

Inércia da solda					
1-Seção efetiva			2-Face teórica de fusão		
alma		mesa	alma		mesa
664,453125		2517,78	949,21875		3596,828125
I (cm⁴)=		3182,233	I (cm⁴)=		4546,046875
Tensão					
seção efetiva					
pto A		pto B		Cisalhamento	
σ_{ma} (kN/cm ²)=	45,76189	σ_{mB} (kN/cm ²)=	41,18570442	σ_V (kN/cm ²)=	4,931216931
Resultantes					
pto A		pto B			
σ_{ma} (kN/cm ²)=	45,76189	σ_{mB} (kN/cm ²)=	41,47986438		
face de fusão					
pto A		pto B		Cisalhamento	
σ_{ma} (kN/cm ²)=	32,03333	σ_{mB} (kN/cm ²)=	28,82999309	σ_V (kN/cm ²)=	4,931216931
Resultantes					
pto A		pto B			
σ_{ma} (kN/cm ²)=	32,03333	σ_{mB} (kN/cm ²)=	29,24868206		
Resistências de cálculo					
1- Ruptura da seção efetiva			2-Escoam. Metal base-face de fusão		
R_n (kN)	29,1		R_n (kN)	15	

Os pontos A e B correspondem, respectivamente, ao ponto médio da face superior da mesa tracionada e ao ponto localizado na alma.



Apêndice B: Pilares flexo-comprimidos: resultados complementares da análise paramétrica

B.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

No decorrer da análise paramétrica de pilares preenchidos flexo-comprimidos foram consideradas as variáveis apresentadas na TABELA B.1. Para realizar esta análise foram utilizados pilares preenchidos curtos, com comprimento igual a 120cm, extremidades rotuladas e forças aplicadas com a mesma excentricidade e mesmo sentido nas duas extremidades, provocando curvatura simples de flexão.

TABELA B.1: VARIÁVEIS INVESTIGADAS NO ESTUDO PARAMÉTRICO DE PILARES PREENCHIDOS FLEXO-COMPRIMIDOS

Seção	b/t	Elemento	Excentricidade	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
150x150x3	50	CFTS-3	5 a 70 mm, com incrementos de 5mm. Total de 15 excentricidades*.	40 a 80 MPa, em incrementos de 10 MPa. Total de cinco valores.	250, 300, 450. Total de três resistências.
150x150x6,3	23,8	CFTS-6,3			
100x200x3	66,7	CFTR-3			
100x200x 6,3	31,7	CFTR-6,3			

* para as seções retangulares, a excentricidade foi considerada nos dois eixos principais de inércia.

B.1.1 Análise da força última

B.1.1.1 Elementos CFTS-6,3

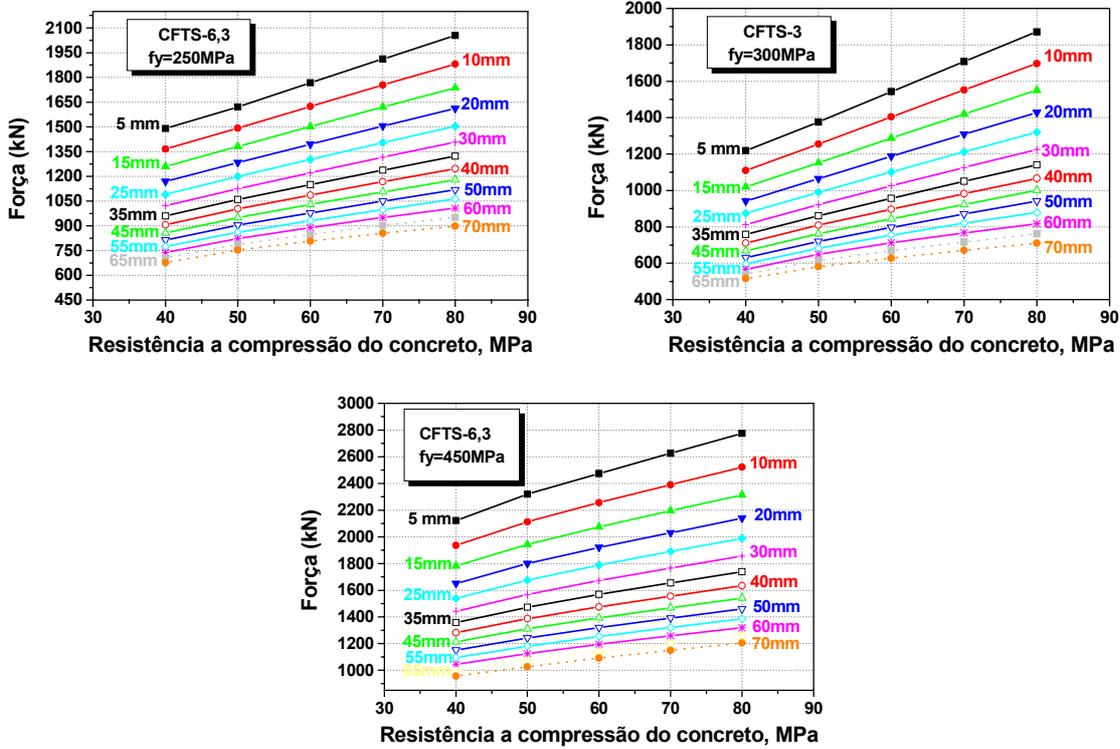
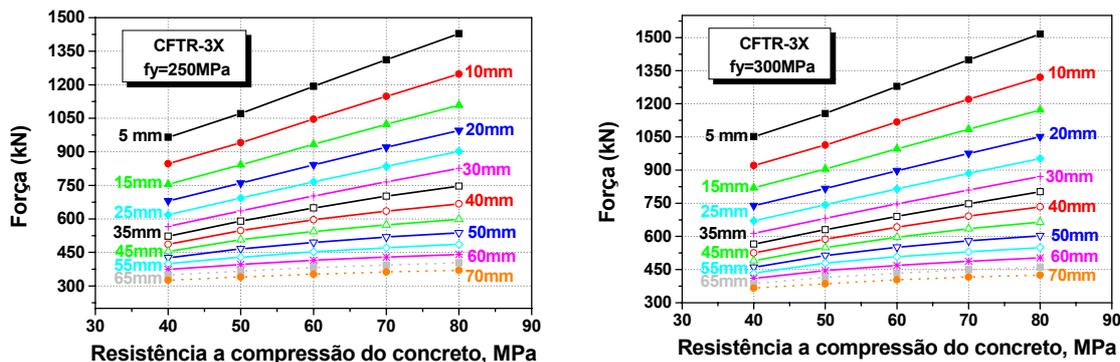


FIGURA B.1: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTS-6,3

B.1.1.2 Elementos CFTR-3

Os elementos de seção retangular, denominados CFTR-3, foram subdivididos em função do eixo em que a força axial excêntrica é aplicada.

a) Excentricidade em X



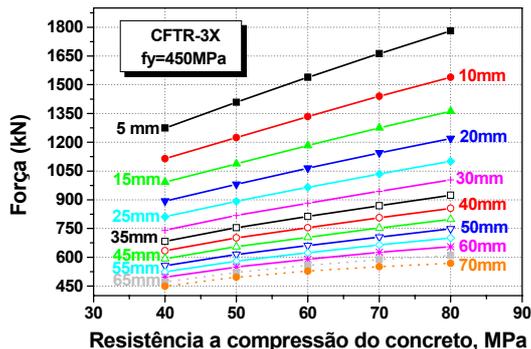


FIGURA B.2: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTR-3X

b) Excentricidade em Y

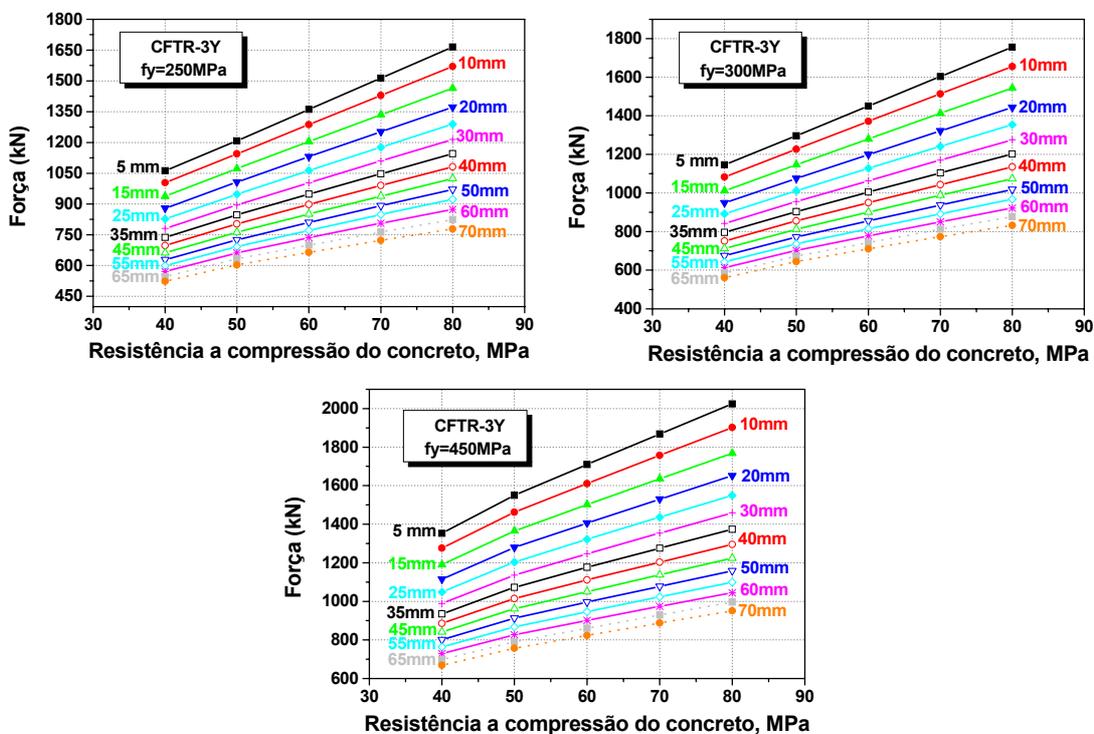


FIGURA B.3: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTR-3Y

B.1.1.3 Elementos CFTR-6,3

Os elementos CFTR-6,3 também foram agrupados em função do eixo de aplicação da força axial excêntrica.

a) Excentricidade em X

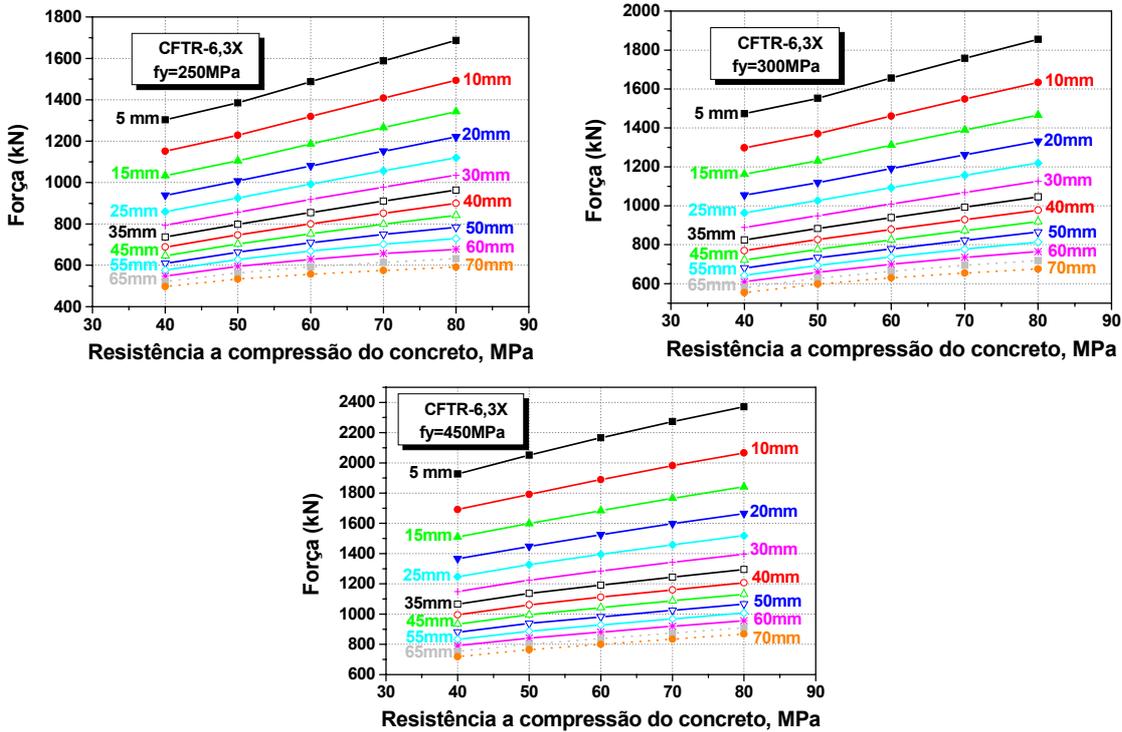


FIGURA B.4: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTR-6,3X

b) Excentricidade em Y

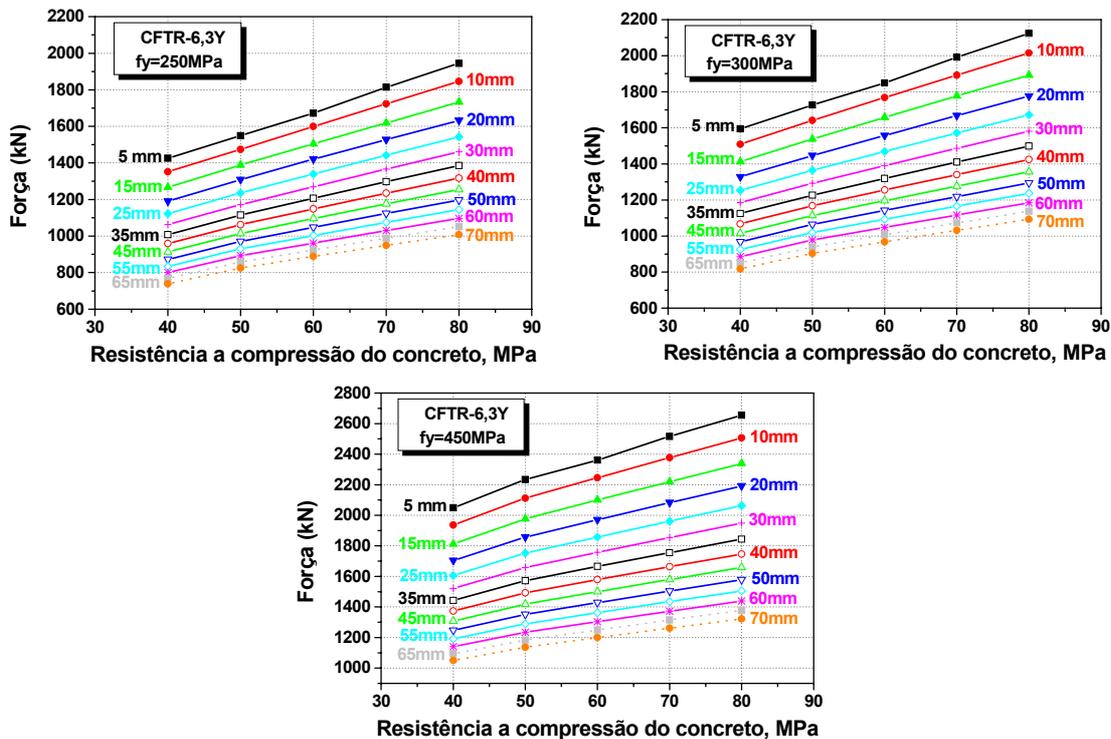
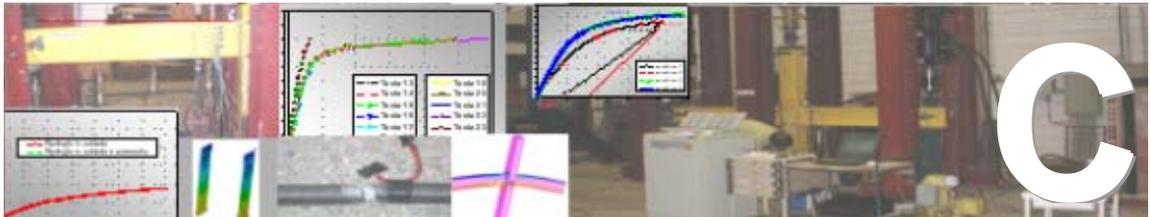


FIGURA B.5: COMPORTAMENTO FORÇA ÚLTIMA X RESISTÊNCIA DO CONCRETO - CFTR-6,3Y



Apêndice C: resultados complementares dos ensaios das tipologias de ligação

C.1 TIPOLOGIA 01

Resultados da experimentação física da Tipologia 01, constituída por chapas de extremidade e parafusos passantes.

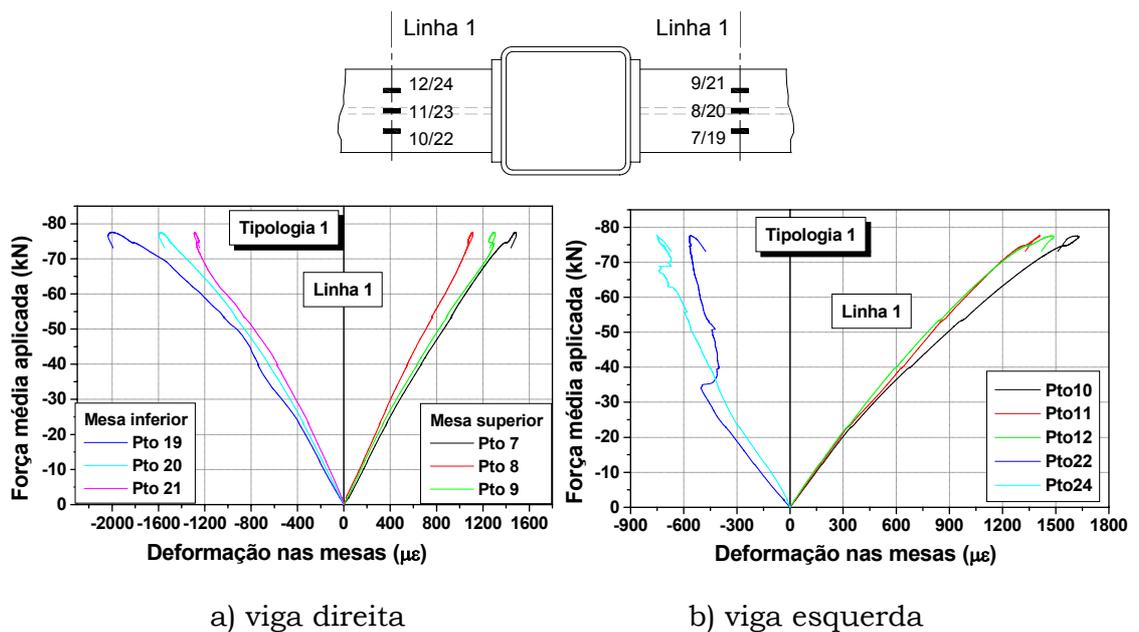


FIGURA C1: DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1

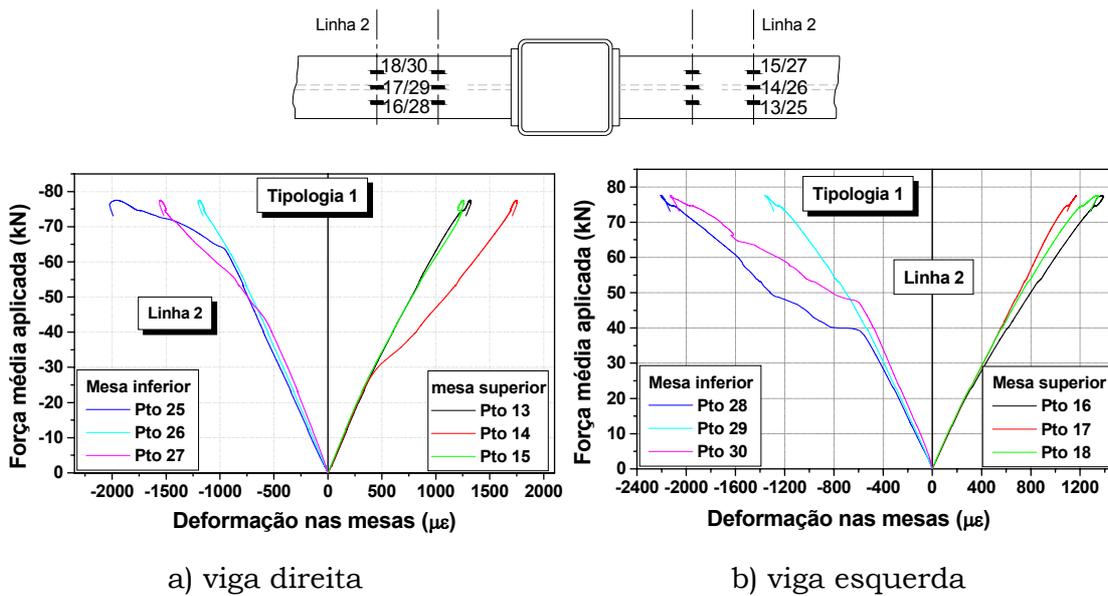


FIGURA C2: VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS NAS MESAS DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA - LINHA 2

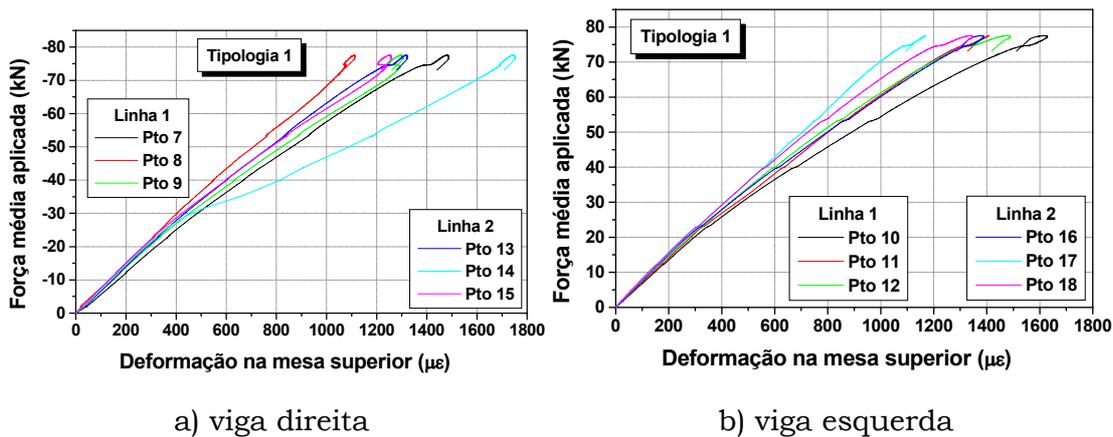
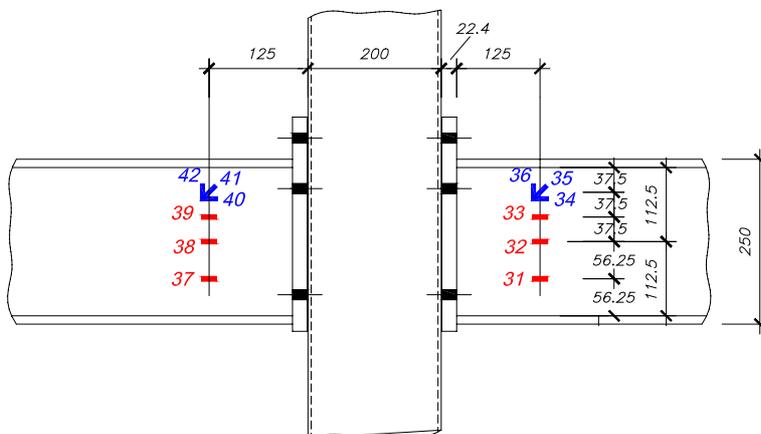


FIGURA C3: DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA



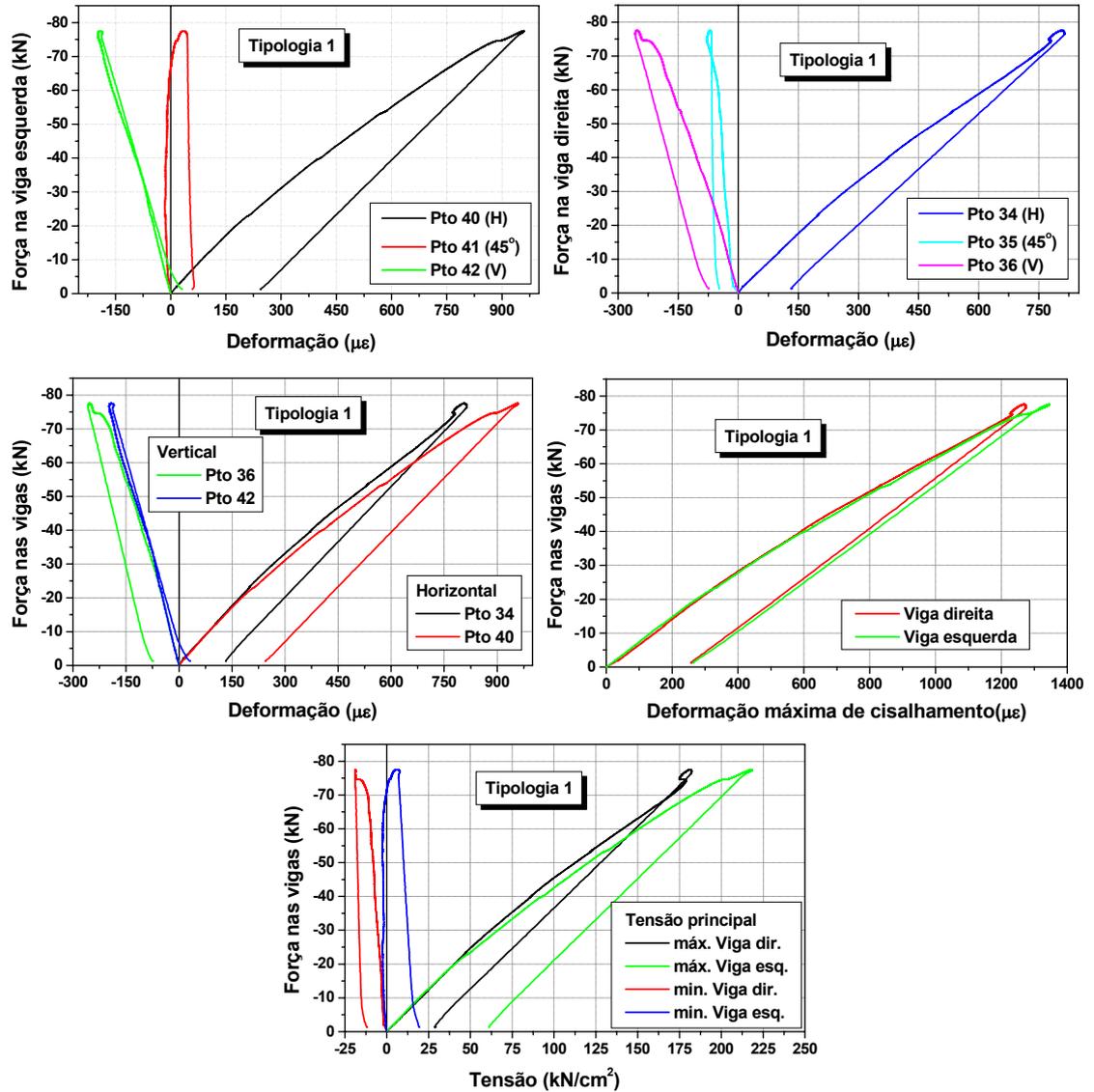
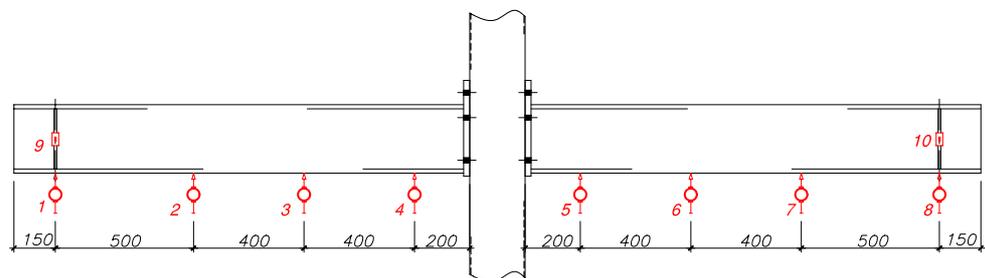


FIGURA C4: DEFORMAÇÃO NAS ROSETAS



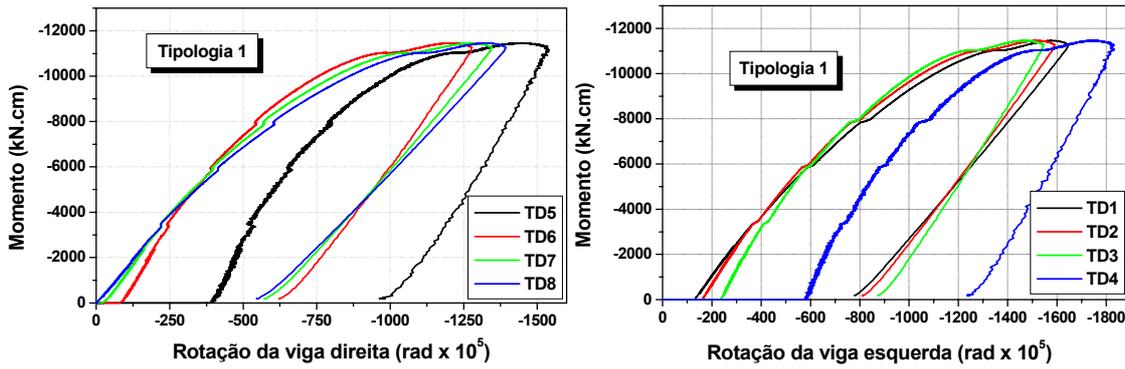


FIGURA C5: ROTAÇÃO DAS VIGAS

C.2 TIPOLOGIA 02

Resultados da experimentação física da Tipologia 02, constituída por chapas de extremidade e parafusos passantes sem a aderência com núcleo de concreto.

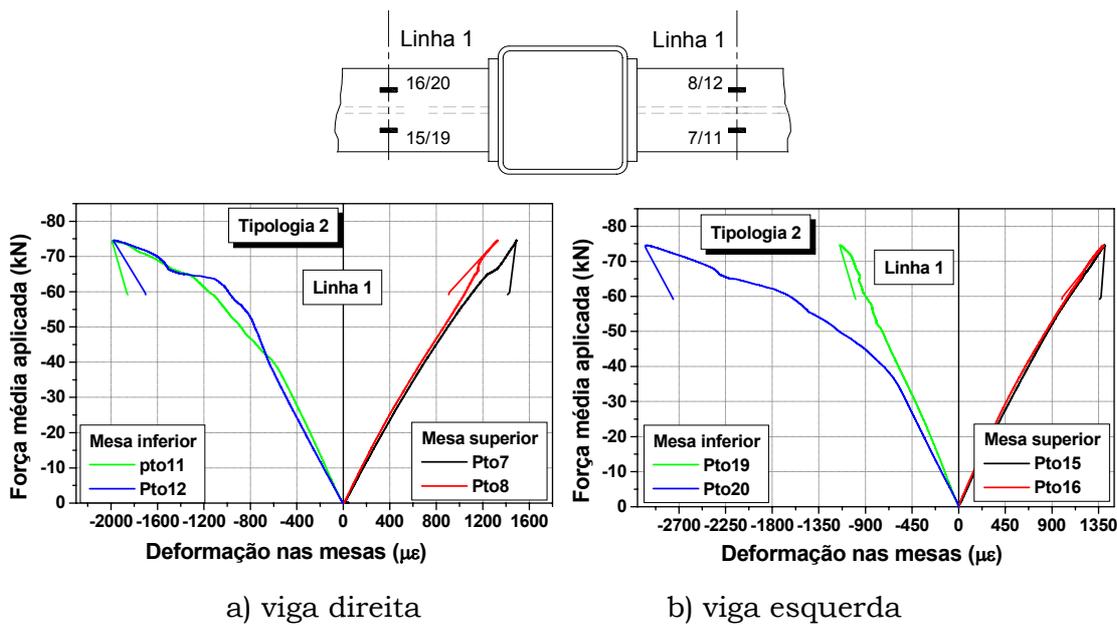
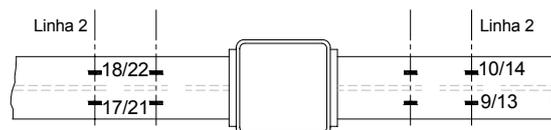


FIGURA C6: DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1



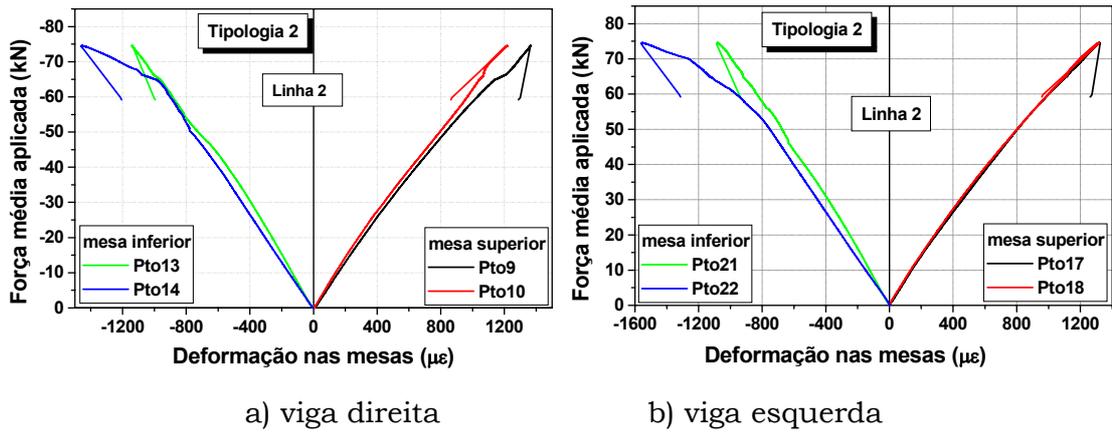


FIGURA C7: VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS NAS MESAS DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA - LINHA 2

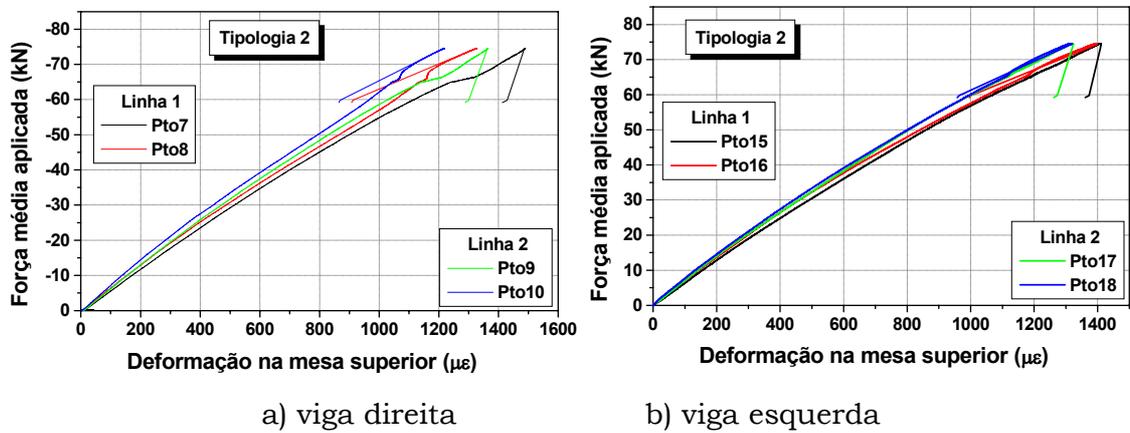


FIGURA C8: DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA

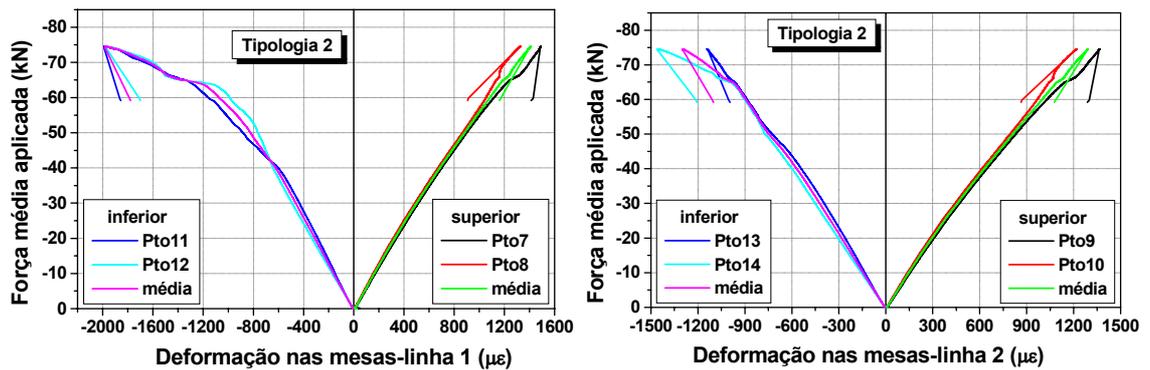


FIGURA C9: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DA VIGA DIREITA

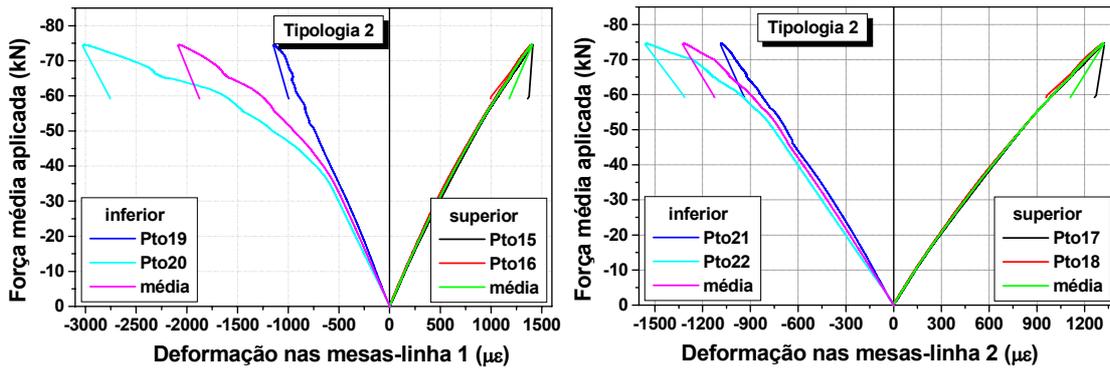


FIGURA C10: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DA VIGA ESQUERDA

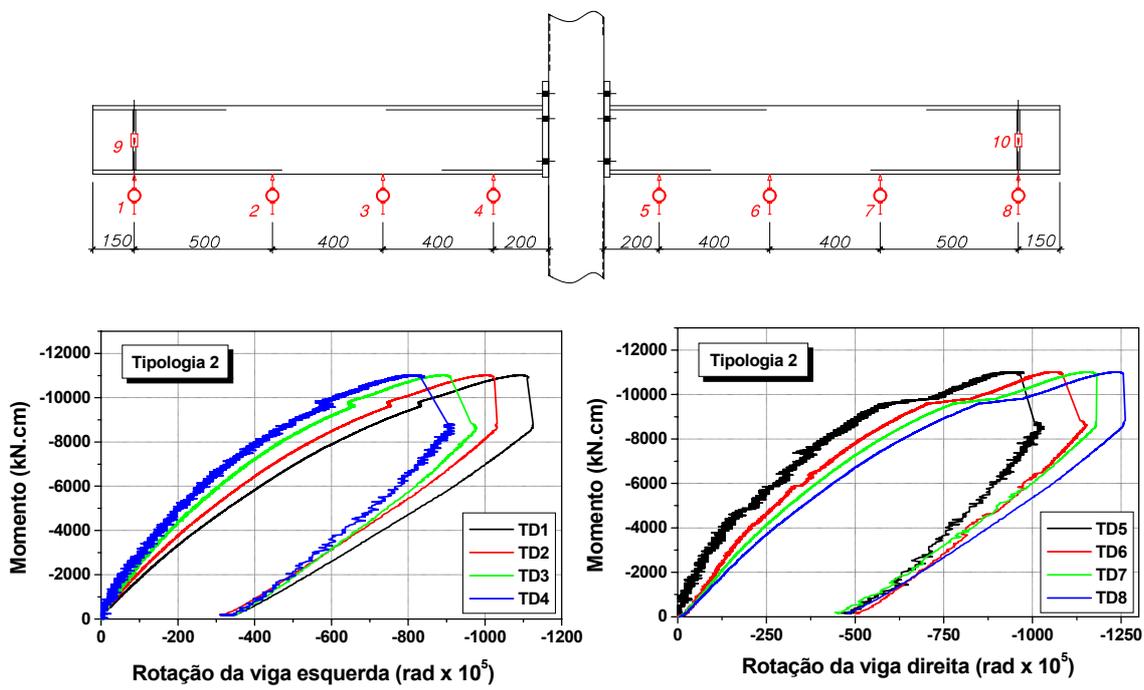


FIGURA C11: ROTAÇÃO DAS VIGAS

C.3 TIPOLOGIA 03

Resultados da experimentação física da Tipologia 03, constituída por solda de filete.

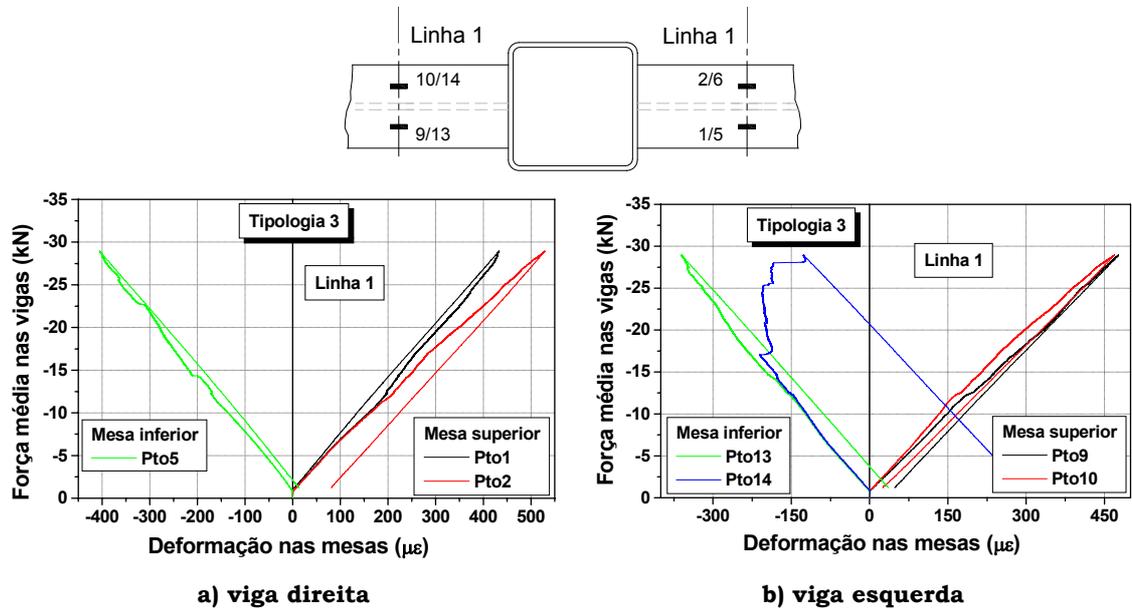


FIGURA C12: DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1

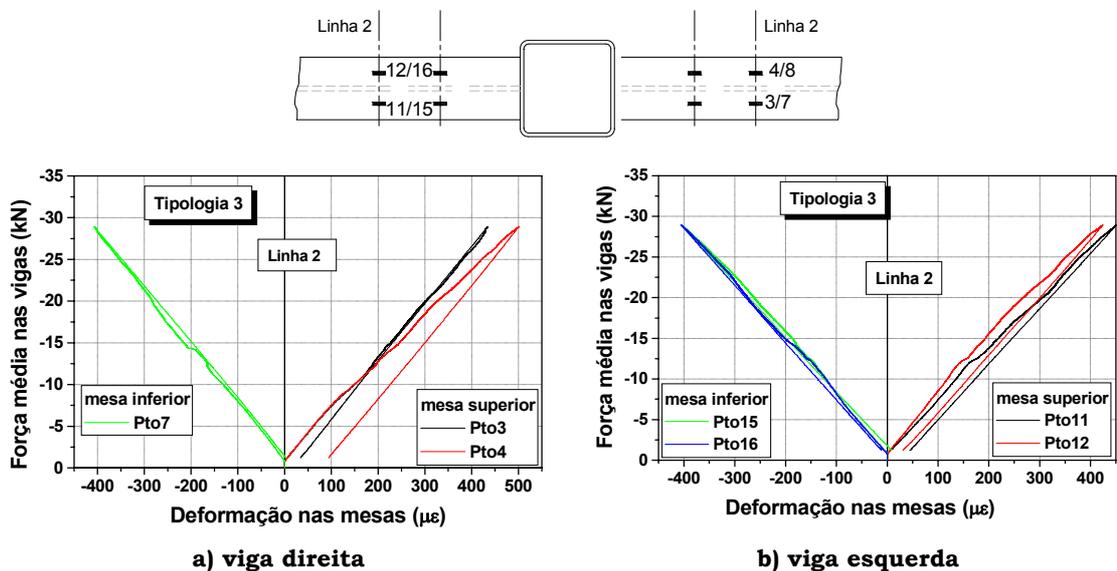


FIGURA C13: VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS NAS MESAS DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA - LINHA 2

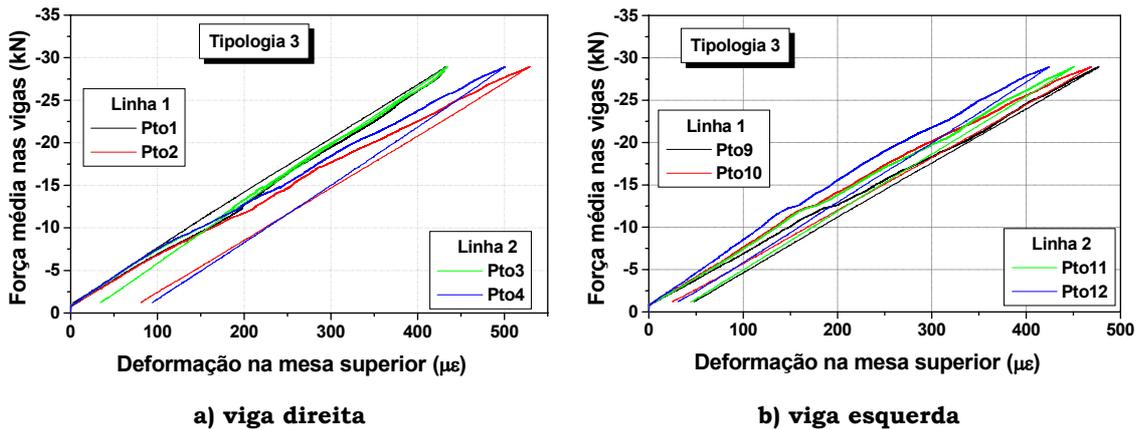


FIGURA C14: DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA

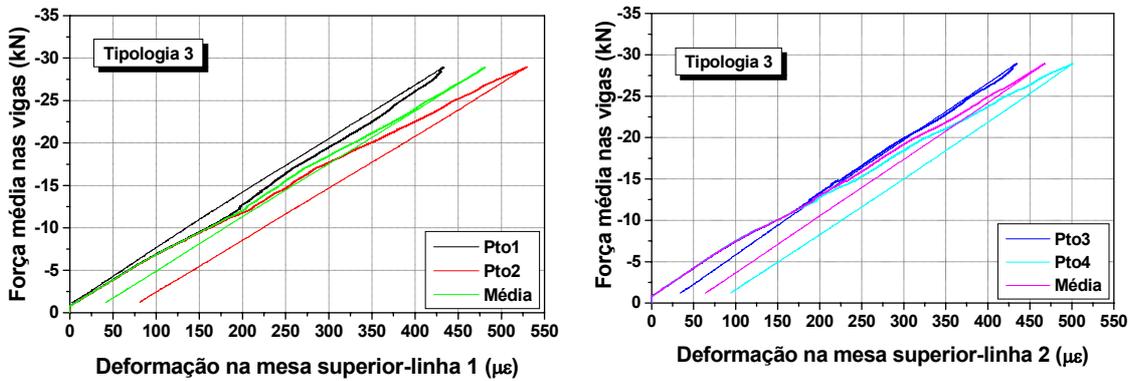


FIGURA C15: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR DIREITA

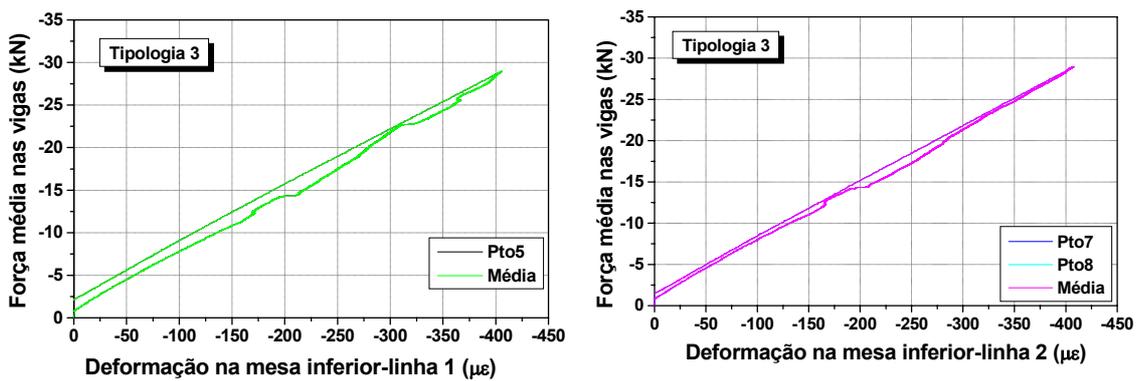


FIGURA C16: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA INFERIOR DIREITA

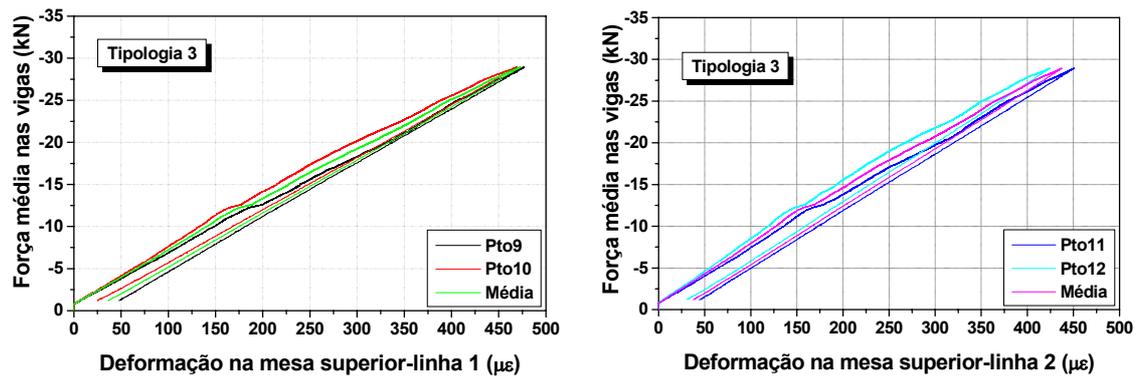


FIGURA C17: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR ESQUERDA

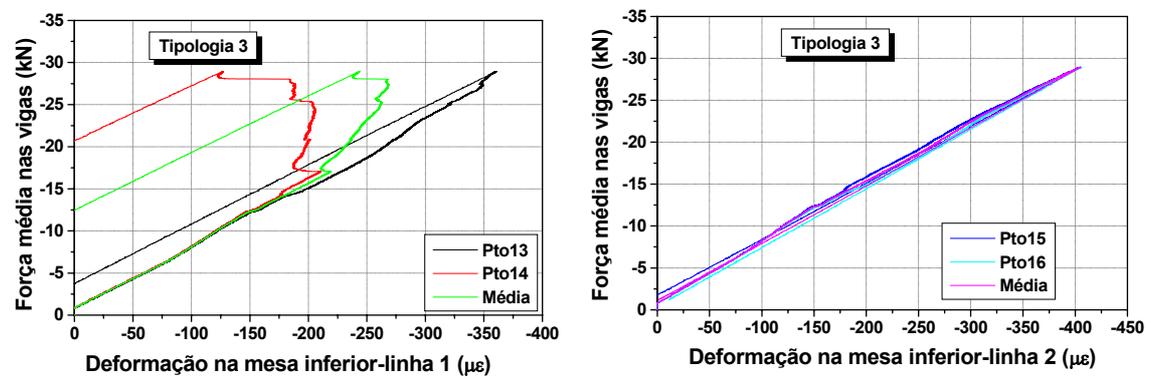


FIGURA C18: VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA INFERIOR ESQUERDA

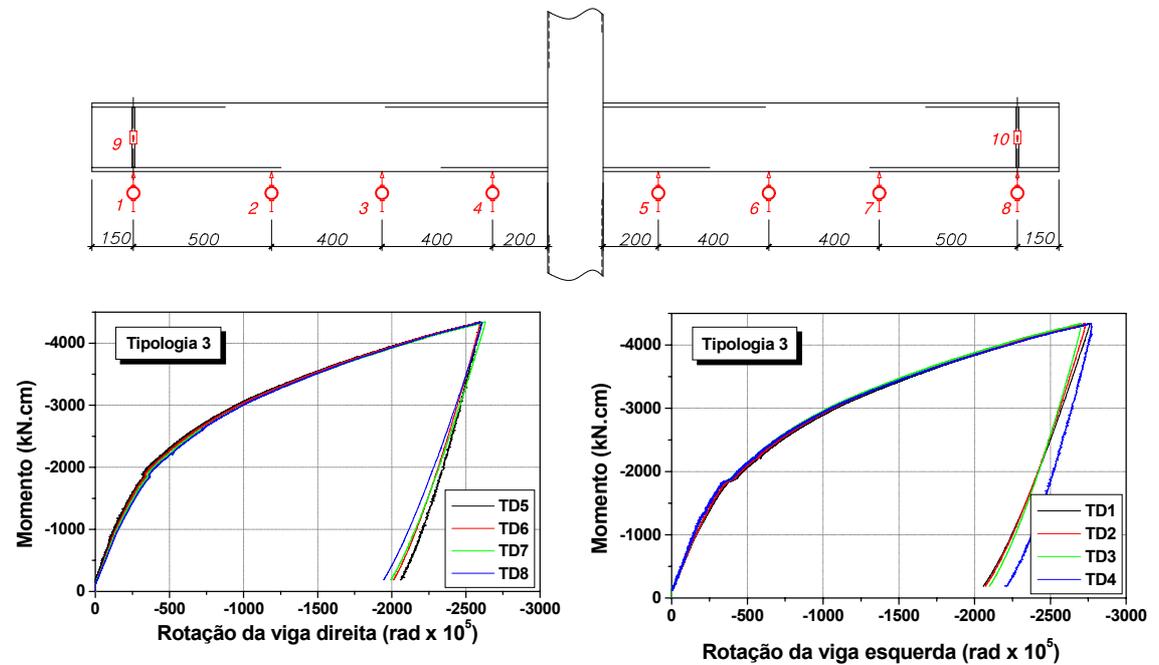


FIGURA C19: ROTAÇÃO DAS VIGAS

C.4 TIPOLOGIA 04

Resultados da experimentação física da Tipologia 04, constituída por solda de filete e cantoneiras trabalhando como "conectores de cisalhamento".

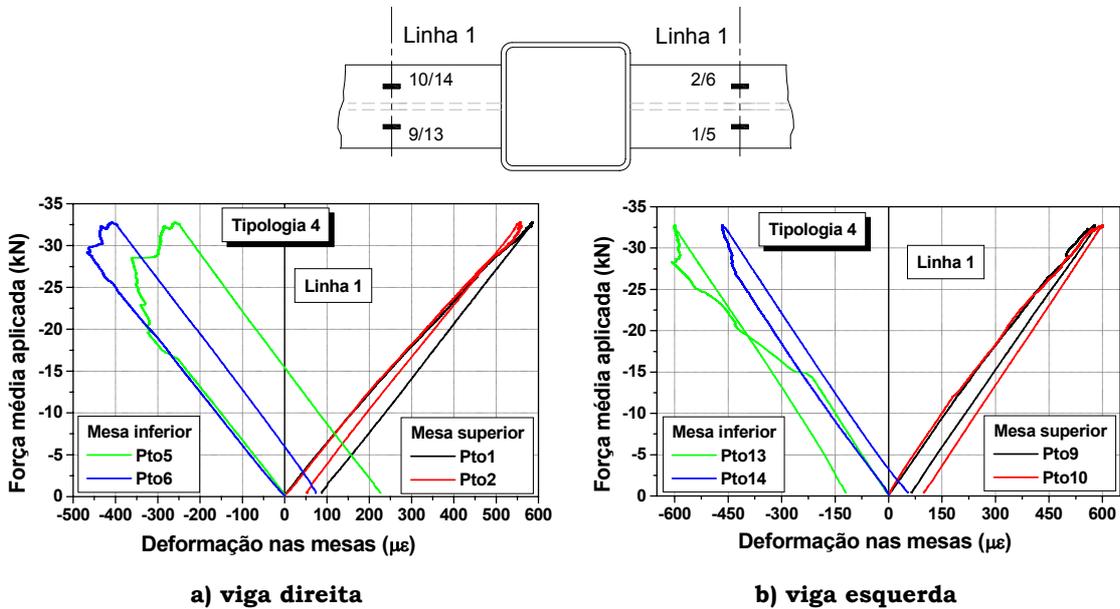


FIGURA C20: DEFORMAÇÃO AXIAL NAS MESAS DAS VIGAS - LINHA 1

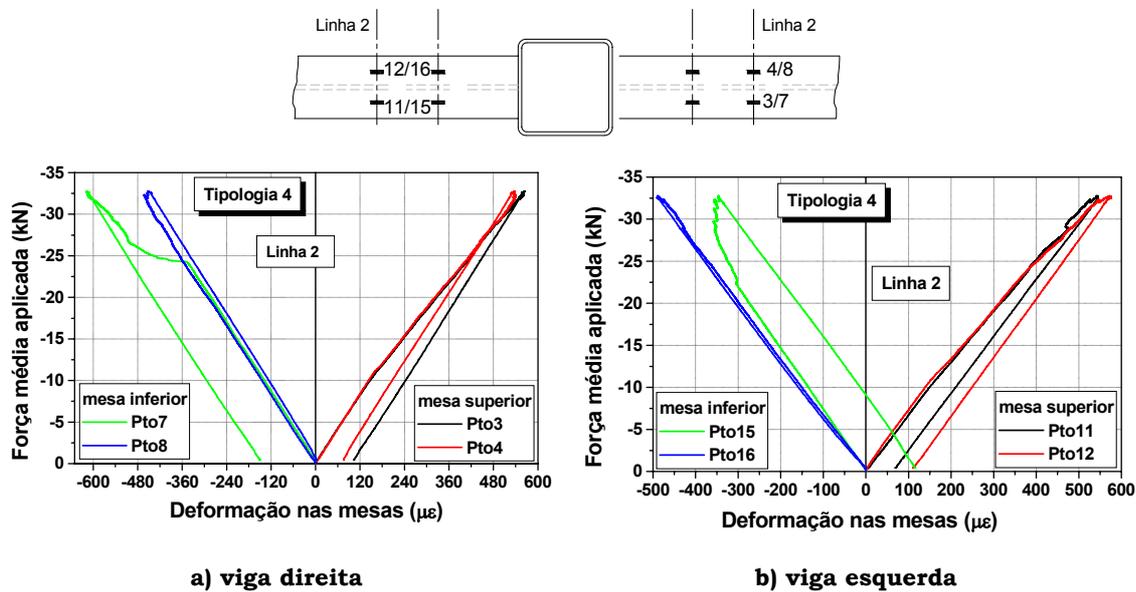


FIGURA C21: VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS NAS MESAS DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA - LINHA 2

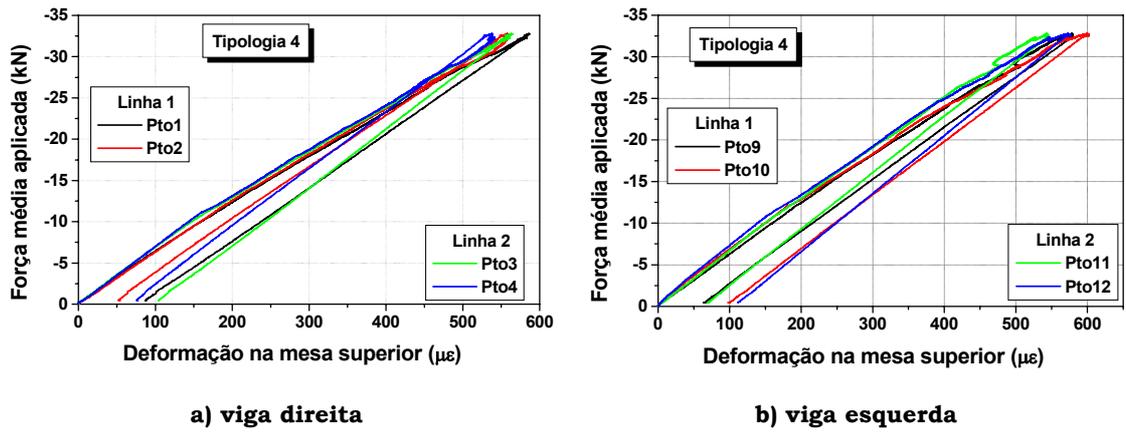


FIGURA C22: DEFORMAÇÃO AXIAL NA MESA SUPERIOR DAS VIGAS DIREITA E ESQUERDA

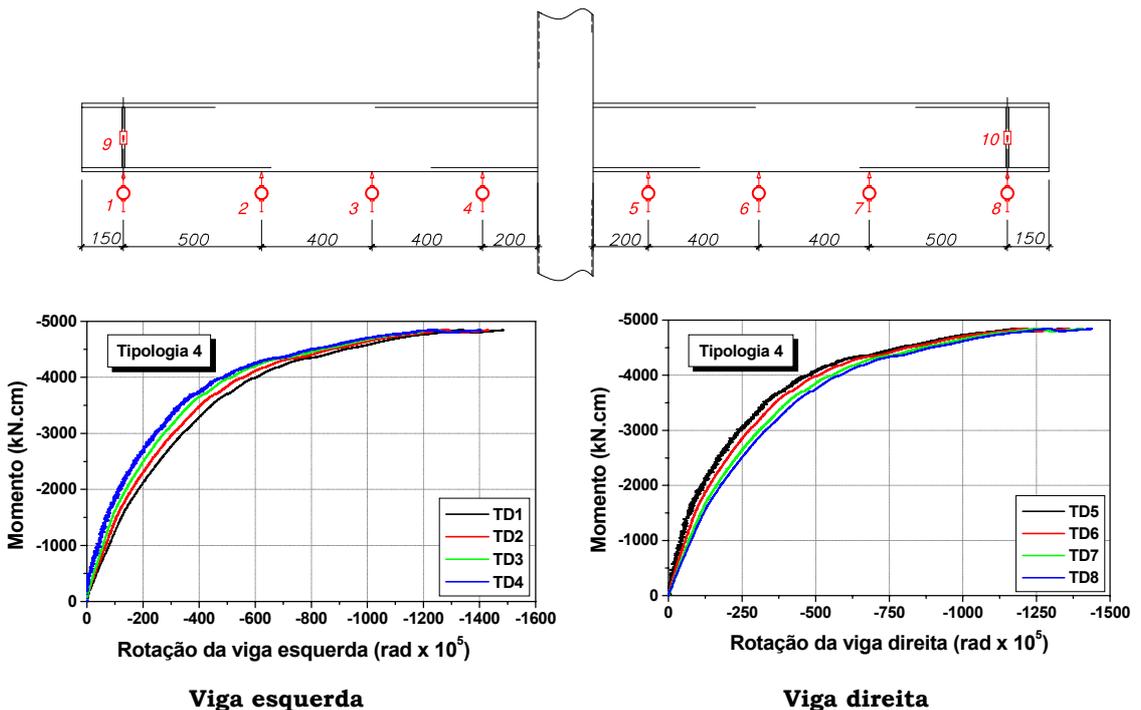
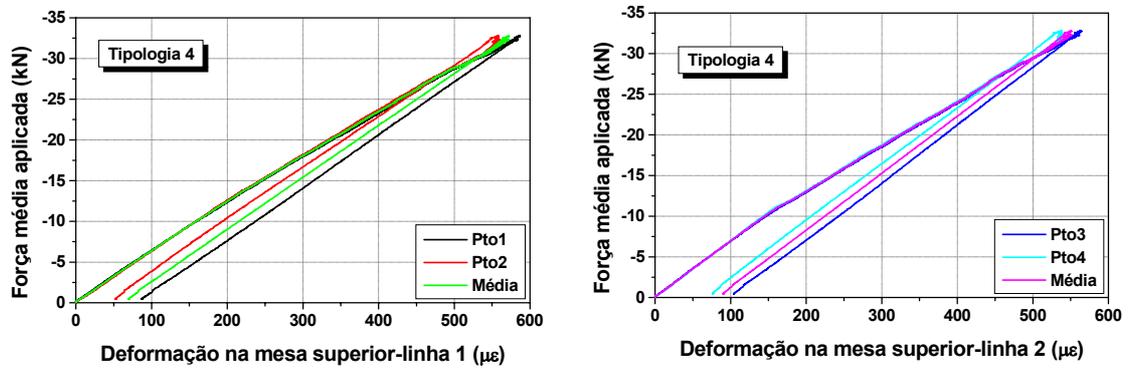


FIGURA C24: VARIAÇÃO DA ROTAÇÃO EM DIVERSOS PONTOS DAS VIGAS