

**Walter Luiz Andrade de Oliveira**

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES MISTOS  
PREENCHIDOS DE SEÇÃO CIRCULAR**

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

**Orientadora:** Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs

São Carlos

2008

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

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

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

O48a Oliveira, Walter Luiz Andrade  
Análise teórico-experimental de pilares mistos  
preenchidos de seção circular / Walter Luiz Andrade de  
Oliveira; orientadora Ana Lúcia H. de Cresce El Debs. --  
São Carlos, 2008.

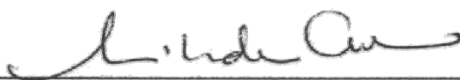
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de  
Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de  
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,  
2008.

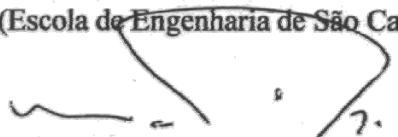
1. Pilares mistos preenchidos. 2. Seção circular. 3.  
Confinamento. 4. Análise experimental. 5. Modelagem  
numérica. 6. Confiabilidade. I. Título.

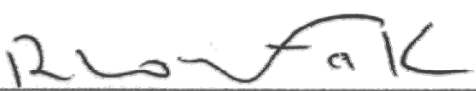
**FOLHA DE JULGAMENTO**

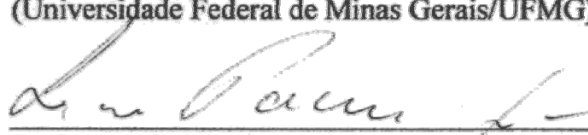
Candidato: Engenheiro **WALTER LUIZ ANDRADE DE OLIVEIRA**


Tese defendida e julgada em 06/06/2008 perante a Comissão Julgadora:

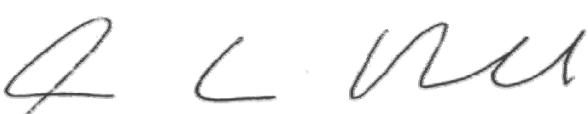
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS** (Orientadora)  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **MAXIMILIANO MALITE**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **RICARDO HALLAL FAKURY**  
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG) Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **LEANDRO PALERMO JUNIOR**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP) Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Dr. **RICARDO CARRAZEDO**  
(IEME Brasil Engenharia Consultiva LTDA) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



**Dedico este trabalho à Suzana por ter estado  
ao meu lado dia após dia e por ter me dado as  
minhas maiores alegrias até então, meu filho  
Luiz Gustavo e o bebê que está por vir.**

# AGRADECIMENTOS

Ao final de mais uma etapa em minha vida, agradeço em primeiro lugar a Deus pela vida e por ter conseguido, apesar de todas as dificuldades, terminar este trabalho.

Aos meus pais e irmãos que apesar de distantes sempre me dão forças para continuar minha caminhada.

Ao CNPq que financiou este trabalho através da bolsa concedida ao aluno.

À professora Ana Lúcia pela orientação, amizade e dedicação durante esses quatro anos.

À Silvana que dedicou parte de seu tempo, desde a concepção até o término, ajudando-me com o trabalho.

Ao professor André Beck pela ajuda no desenvolvimento das análises de confiabilidade apresentadas neste trabalho.

Ao professor Dr. Ricardo Fakury e ao Dr. Ricardo Carrazedo pelas contribuições dadas no exame de qualificação.

Aos conterrâneos do departamento de Estruturas e de outros departamentos da EESC, que fizeram de São Carlos um pouco da nossa querida Maceió: Valber (Cassaco), Eduardo Toledo (Careca II), Rômulo (Zangão), Pedro (Big head), Saulo (“Seu Boneco”), André (She-ra), Netto e Eduardo Lucena (Perereca).

Ao amigo Claudius (Careca I), pelo convívio e amizade e pela ajuda com o Software Diana, apesar do seu mau gosto futebolístico.

Aos demais amigos do departamento e de fora dele, em especial: Rodrigo Neves (BF), Raïssa, Gustavo Tristão (PET), Alex, Mônica, Larissa, Caio, Denis, Sandrinha, Érica (Japa), ao pessoal do futebol e outros amigos do departamento.

Aos funcionários e amigos do Laboratório de Estruturas, Amauri, Mauri, Luiz, Fabiano, Mário, Valdir e Romeu, que foram essenciais na realização dos ensaios experimentais deste trabalho.

A todos os demais funcionários do Departamento de Estruturas, em especial a Maria Nadir, Rosi Jordão, Paccola e Masaki.

Aos professores do Departamento de Estruturas, pelo conhecimento compartilhado, e pelas conversas nos cafezinhos (debates sobre futebol na maioria das vezes).

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, pelos conhecimentos compartilhados e momentos agradáveis às sextas-feiras na “Zú”, em especial ao professor Roberaldo Carvalho de Sousa, tutor do grupo PET de Engenharia Civil, ao qual fiz parte durante quatro anos, e do qual me orgulho muito. Obrigado amigos componentes do PET.

A empresa Holcim S.A., através do Engenheiro Sílvio P. Diniz Filho, pela doação do cimento utilizado na moldagem dos modelos ensaiados.

À V&M Tubes pela doação de parte dos tubos de aço usados na análise experimental.

À FAPESP, que via o Projeto Temático, financiou equipamentos e material para o desenvolvimento da parte experimental e modelagem numérica do trabalho.

# SUMÁRIO

<b>RESUMO</b> .....	<b>11</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>12</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	13
1.2 OBJETIVOS .....	14
1.3 JUSTIFICATIVAS .....	15
1.4 METODOLOGIA .....	16
1.4.1 <i>Experimentação física</i> .....	16
1.4.2 <i>Estudos teóricos</i> .....	17
1.4.3 <i>Análise de confiabilidade</i> .....	17
1.4.4 <i>Análise numérica</i> .....	18
1.5 CONTEÚDO DA TESE .....	18
<b>2. PILARES MISTOS PREENCHIDOS</b> .....	<b>21</b>
2.1 GENERALIDADES: ELEMENTOS MISTOS .....	21
2.2 PILARES MISTOS .....	22
2.3 PILARES MISTOS PREENCHIDOS .....	25
2.4 INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO .....	28
2.5 CONSIDERAÇÕES DO CAPÍTULO .....	33
<b>3. O CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS</b> .....	<b>35</b>
3.1 ESTADO DA ARTE .....	35
3.2 FATORES INFLUENTES NA RESISTÊNCIA E NO GRAU DE CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES PREENCHIDOS .....	42
3.2.1 <i>Forma da seção transversal</i> .....	42
3.2.2 <i>Forma de introdução do carregamento nas extremidades do pilar</i> .....	43
3.2.3 <i>Resistência à compressão do concreto (<math>f_c</math>)</i> .....	48
3.2.4 <i>Esbeltez do pilar (<math>L/D</math>)</i> .....	49
3.2.5 <i>Esbeltez local (<math>D/t</math>)</i> .....	51
3.2.6 <i>Excentricidade da carga</i> .....	52
3.2.7 <i>Condições de pré-carregamento do tubo de aço</i> .....	52
3.2.8 <i>Exposição ao fogo</i> .....	53
3.3 COMPORTAMENTO DOS PILARES PREENCHIDOS NO TRECHO PÓS-PICO .....	56
3.4 CONSIDERAÇÕES DO CAPÍTULO .....	59
<b>4. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO AS NORMAS</b> .....	<b>61</b>
4.1 GENERALIDADES .....	61
4.2 PROJETO DE REVISÃO DA NBR 8800:2008 .....	64
4.3 EUROCODE 4:2004 .....	66
4.4 ANSI/AISC 360:2005 .....	68
4.5 CAN/CSA S16-01:2001 .....	69
<b>5. ANÁLISE EXPERIMENTAL</b> .....	<b>71</b>
5.1 GENERALIDADES .....	71
5.2 ENSAIOS PRELIMINARES .....	72
5.2.1 <i>Elementos ensaiados</i> .....	72
5.2.2 <i>Instrumentação dos elementos</i> .....	73
5.2.3 <i>Equipamento de ensaio</i> .....	76



5.2.4	<i>Execução dos ensaios preliminares</i>	77
5.2.5	<i>Resultados de força última dos ensaios-piloto</i>	80
5.2.6	<i>Estudo do comportamento Força vs. Deformação axial</i>	83
5.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	88
5.3.1	Concreto	88
5.3.1.1	Dosagem	88
5.3.1.2	Resistência à compressão	89
5.3.1.3	Resistência à tração	91
5.3.1.4	Energia de fratura	91
5.3.2	Aço	94
5.4	ENSAIOS DEFINITIVOS	97
5.4.1	Elementos	98
5.4.2	Confecção e preparação dos elementos definitivos	100
5.4.3	Instrumentação dos pilares dos ensaios definitivos	104
5.5	ENSAIO DE ARRANCAMENTO (PUSH-OUT)	106
5.6	RESULTADOS DOS PILARES ENSAIADOS	109
5.6.1	Pilares com $L/D = 3$	109
5.6.2	Pilares com $L/D = 5$	112
5.6.3	Pilares com $L/D = 7$	115
5.6.4	Pilares com $L/D = 10$	117
5.7	AValiação DA CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL	119
5.8	COMPORTEAMENTO DO CONCRETO	127
5.9	COMPARAÇÃO COM VALORES NORMATIVOS	129
<b>6.</b>	<b>ERROS DE MODELO E ANÁLISE DE CONFIABILIDADE</b>	<b>135</b>
6.1	INTRODUÇÃO	135
6.2	ERRO DE MODELO	137
6.3	CONFIABILIDADES	146
6.3.1	Variáveis de resistência	146
6.3.2	Variáveis de solicitação	148
6.3.3	Outros parâmetros do problema	149
6.3.4	Equação de estado limite	149
6.4	RESULTADOS	150
6.4.1	Avaliação individual da segurança das equações de cada norma	150
6.4.2	Avaliação segundo a média do erro de modelo das 4 normas	155
6.4.3	Discussão dos resultados	158
<b>7.</b>	<b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA</b>	<b>161</b>
7.1	APRESENTAÇÃO	161
7.1.1	Considerações iniciais	161
7.1.2	O software DIANA®	162
7.2	GEOMETRIA DO MODELO E CONDIÇÕES DE CONTORNO	163
7.3	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS	166
7.3.1	Concreto e parte central do cilindro	168
7.3.2	Aço e parte externa do cilindro	169
7.3.3	Elementos de interface	169
7.4	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS	170
7.5	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	174
7.5.1	Análises preliminares	174
7.5.2	Análises definitivas	175
7.6	COMENTÁRIOS	183

<b>8. CONCLUSÃO .....</b>	<b>185</b>
8.1 CONCLUSÕES GERAIS .....	185
8.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL .....	185
8.2.1 <i>Pilares com L/D = 3</i> .....	186
8.2.2 <i>Pilares com L/D = 5</i> .....	186
8.2.3 <i>Pilares com L/D = 7</i> .....	187
8.2.4 <i>Pilares com L/D = 10</i> .....	188
8.3 COMPARAÇÃO COM AS PREVISÕES DAS NORMAS .....	189
8.4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE .....	190
8.5 A SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....	192
8.6 SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO.....	192
8.6.1 <i>Análise experimental</i> .....	193
8.6.2 <i>Análise numérica</i> .....	193
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>195</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>205</b>
<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>239</b>



## RESUMO

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

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais constituídos por um tubo de aço preenchido com concreto de qualidade estrutural. O objetivo principal do trabalho foi estudar o comportamento dos pilares mistos preenchidos de seção circular. Para isso, foi avaliada a influência da resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ), da esbeltez do pilar ( $L/D$ ), da espessura do tubo de aço ( $t$ ) e da forma de introdução do carregamento, se no núcleo de concreto ou na seção mista do pilar. Foram feitos ensaios experimentais de 64 pilares mistos preenchidos, submetidos à força de compressão centrada. Os resultados de capacidade resistente obtidos foram avaliados e comparados com os resultados de previsão segundo os procedimentos normativos estrangeiros do EUROCODE 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001 e do Projeto de Revisão da Norma Brasileira (PR-NBR 8800, draft 2008). Os resultados previstos foram maiores que os experimentais para os procedimentos do ANSI/AISC e da NBR e menores para os procedimentos do EC4 e do CAN/CSA. A partir da comparação dos valores de capacidade resistente experimentais e normativos, foi desenvolvido um estudo de confiabilidade dos valores de força resistente obtidos segundo as equações de dimensionamento dessas normas, por meio da estimativa do erro de modelo inerente a cada uma. Os resultados mostraram que o EC4 apresenta os índices de confiabilidade mais uniformes. Além disso, foi feita uma modelagem numérica dos pilares mistos preenchidos com relação  $L/D = 10$ , buscando obter o valor da capacidade resistente desses pilares e compará-los com os resultados experimentais. Embora o modelo numérico tenha representado adequadamente o comportamento dos pilares preenchidos esbeltos, os valores de força última foram inferiores aos experimentais.

**Palavras-chave:** Pilares mistos preenchidos, Seção circular, Confinamento, Análise experimental, Modelagem numérica, Confiabilidade.

---

## ABSTRACT

OLIVEIRA, W.L.A. (2008). **Theoretical and experimental analysis of circular concrete-filled steel tubular columns**. Doctor's degree Thesis – Engineering School at São Carlos, São Paulo University, São Carlos.

Concrete-filled steel tubular columns are structural elements made of a steel tube filled with structural concrete. The main objective of this work was study the global behavior of concrete-filled steel tubular columns. For this, some variables were evaluated: concrete compressive strength ( $f_c$ ), length-to-diameter ratio ( $L/D$ ), diameter-to-thickness ratio ( $D/t$ ) and the type of load application (on concrete core or on composite cross section). Tests of 64 concrete filled columns were performed. The columns were subjected to axial load. The results of experimental compressive strength were compared to results from three different international codes (EUROCODE 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001) and the national NBR 8800, draft 2008. The results showed, in general, a conservative behavior of values predicted by NBR and ANSI/AISC e non-conservative values by EC4 and CAN/CSA. Based on comparisons between experimental values and codes predictions, an error model variable was estimated to each code and a reliability analysis was performed. The results indicate that the EC4 is the best code with less tendentious behavior of its design equation. A numerical analysis of columns with slenderness ( $L/D$ ) equal to 10 was carried out to try to predict the peak load of columns and compare the results with those from experimental analysis. Although the results of the numerical analysis had a good match to the experimental ones, the values, in average, were conservatives.

**Keywords:** Concrete-filled columns, Circular section, Confinement, Experimental analysis, Numerical analysis, Reliability.

---

# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nas últimas décadas, o desenvolvimento e a aplicação do concreto de alta resistência (CAR) vêm crescendo no mundo. A utilização desse material em pilares de concreto armado foi tema de estudo de alguns pesquisadores, destacando-se: Sargin et al. (1971); Kent e Park (1971), Sheikh e Uzumeri (1982), Mander et al. (1988), Agostini (1992), Saatcioglu e Razvi (1992), Cusson e Paultre (1992 e 1995), Paiva (1994), Lima Júnior (2003), Légeron e Paultre (2003), Oliveira e Giongo (2003). O aumento da resistência à compressão do concreto possibilita a redução da seção transversal do pilar, requerendo menos concreto, reduzindo o peso próprio e permitindo a execução de vãos maiores. Contudo, um dos maiores inconvenientes da utilização do CAR é a necessidade de uma armadura transversal mais eficiente para confinar o concreto, ductilizando seu comportamento e minimizando a ocorrência de perda da contribuição do concreto do núcleo do pilar. Isso pode ser resolvido utilizando menor espaçamento entre os estribos.

A configuração dos estribos é de grande importância e seu espaçamento deve ser o menor possível, deixando espaço suficiente para uma concretagem adequada. Mesmo assim, há a formação de um plano de separação entre concreto confinado e sem confinamento (cobrimento), havendo risco de perda prematura desse cobrimento

---

(cover spalling). Dessa maneira, a utilização de pilares mistos preenchidos (PMP) oferece uma solução competitiva para a utilização do CAR, já que todo o núcleo de concreto fica confinado pelo tubo de aço (JOHANSSON, 2002a).

Os pilares mistos preenchidos, pelas suas vantagens, vêm sendo cada vez mais utilizados em aplicações estruturais em todo o mundo. Em alguns países da Ásia e da Oceania isso é devido, particularmente, à sua propriedade de resistir melhor aos efeitos de abalos sísmicos, pelo aumento da resistência do pilar por conta do confinamento, pela alta ductilidade promovida pelo tubo de aço e pela grande capacidade de absorção de energia (JOHANSSON & GYLLTOFT, 2001).

Esses pilares têm sido usados em pontes de portos submetidas a impacto devido ao tráfego, em pilares de reservatórios e em pilares de edifícios altos. Entretanto, para utilização em estruturas em situação de incêndio, os pilares preenchidos podem necessitar de proteção adicional contra o fogo, utilizando amaduras adicionais ou concreto reforçado com fibras (SHANMUGAM & LAKSHMI, 2001).

Além de vantagens mecânicas, a utilização dos pilares mistos preenchidos possibilita economia com fôrmas, já que o tubo de aço resiste às ações da fase construtiva até que o concreto possa colaborar, e possibilita a redução da seção transversal quando comparadas com pilares de concreto armado. Por esses e outros motivos, os pilares mistos preenchidos vêm sendo estudados por diversos pesquisadores ao redor do mundo, entre eles destacam-se: O'Shea e Bridge (1995, 2000, 2002a e 2002b), Cai e Gu (1996), De Nardin (1999), Roeder et al. (1999), Johansson e Gylltoft (2001 e 2002), Shanmugam e Lakshmi (2001), Bradford et al. (2002), Elremaily e Azizinamini (2002), Johansson (2002a e b), Johansson e Åkesson (2002), Giakoumelis e Lam (2004), Sakino et al. (2004), Zeghiche e Chaoui (2005), Gupta et al. (2007) e Yu et al. (2007).

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo principal desta pesquisa é estudar o comportamento dos pilares mistos preenchidos de seção circular.

---

Para isso, foi avaliada a influência da resistência à compressão do concreto, da esbeltez do pilar ( $L/D$ ), da espessura do tubo de aço ( $t$ ) e da forma de introdução do carregamento, se no núcleo de concreto ou na seção mista do pilar.

Como objetivos gerais deste trabalho destacam-se:

- Realizar ensaios de modelos de pilares submetidos à compressão centrada, em laboratório, possibilitando avaliar o comportamento destes elementos, e a influência das variáveis em estudo;
- Avaliar o ganho de resistência dos pilares mistos preenchidos de seção circular em função do efeito de confinamento passivo promovido pelo tubo de aço por meio de investigação experimental;
- Verificar os valores de força última obtidos por meio de recomendações de códigos normativos internacionais (EUROCODE 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001) e nacionais como o Projeto de Revisão da Norma Brasileira (PR-NBR 8800, draft 2007), que neste trabalho será tratada como NBR 8800:2008;
- Fazer um estudo da confiabilidade dos resultados de força resistente obtidos segundo as equações de dimensionamento dessas normas;
- Desenvolver modelagem numérica de pilares mistos preenchidos com relação  $L/D$  igual a 10 e carregados na seção íntegra, buscando comparar os valores de força última numéricos com os experimentais.

### **1.3 JUSTIFICATIVAS**

Os pilares preenchidos têm sido objeto de estudo de alguns trabalhos de pós-graduação desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Os estudos realizados até então abordaram os pilares preenchidos e contribuem para a ampliação do conhecimento e para a disseminação do seu uso em sistemas estruturais diversos.

O estudo teórico-experimental de De Nardin (1999) abordou pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência, submetidos à compressão simples

---



avaliando a influência de fatores como: forma da seção transversal (quadrada e circular), relação  $b/t$  (largura / espessura do tubo) e efeito de confinamento, sobre o comportamento da seção mista.

Posteriormente, De Nardin (2003) estudou pilares mistos preenchidos submetidos à flexo-compressão normal e buscou 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.

Os resultados de De Nardin (1999) mostraram que mesmo para seções circulares preenchidas com concreto de classe C50, o confinamento melhorou substancialmente o comportamento frágil do concreto, contudo não aumentou a capacidade resistente da seção preenchida. Acredita-se que isto tenha ocorrido porque o concreto de alta resistência é pouco deformável e não houve mobilização das tensões de confinamento. Assim, se a resistência do concreto for maior que 50MPa, esse efeito poderá ser considerado? Neste sentido, a proposta aqui apresentada se justifica, pois visa investigar os efeitos de confinamento obtidos com a variação da resistência do concreto, da esbeltez do pilar, da forma de introdução do carregamento na seção mista e na espessura do tubo de aço, por meio de investigação experimental.

Portanto, são variáveis neste estudo, a resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), a esbeltez local ( $D/t$ ) e relação  $L/D$  e a forma de introdução do carregamento nas extremidades do pilar.

## **1.4 METODOLOGIA**

A fim de atingir os objetivos propostos e apresentados anteriormente, foi utilizada a metodologia descrita a seguir:

### **1.4.1 Experimentação física**

Foram realizados ensaios com modelos submetidos à ação de força estática de compressão centrada com deslocamento controlado. As variáveis do estudo foram: quatro valores de resistência à compressão do concreto, quatro valores de esbeltez do pilar, dois valores de espessura do tubo de aço e duas formas de introdução da força

---

centrada. No total, foram ensaiados 64 pilares mistos preenchidos de seção circular, considerando as variáveis mostradas na Tabela 1.1.

**Tabela 1.1 – Características dos modelos**

Diâmetro externo – D (mm)	114,3			
Comprimento – L (mm)	3·D	5·D	7·D	10·D
Espessura do tubo – t (mm)	3,35		6*	
$f_{ck}$ (MPa)	30	60	80	100
Tipo de carregamento	Na seção mista		No concreto	
* Tubos sem costura doados pela empresa V&M Tubes.				

Para cada um dos valores de resistência à compressão do concreto, foram moldados 3 prismas com dimensões 15cmx15cmx50cm, para determinação o valor da energia de fraturamento ( $G_F$ ), que é uma das variáveis necessárias ao desenvolvimento do modelo numérico.

### 1.4.2 Estudos teóricos

Os resultados experimentais obtidos foram confrontados com os obtidos segundo as equações de dimensionamento do EUROCODE 4:2004, do ANSI/AISC:2005, do CAN/CSA:2001, e do Projeto de Revisão da Norma Brasileira (NBR 8800:2008).

### 1.4.3 Análise de confiabilidade

Foi feita uma investigação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo as normas citadas. Esta investigação foi feita com base na comparação das previsões normativas com a resistência obtida em 32 ensaios experimentais. Para a análise de confiabilidade, apenas os elementos com força aplicada na seção mista foram considerados. As comparações entre os resultados experimentais e os resultados das previsões das normas serviram para determinar o erro de modelo das equações teóricas de resistência dessas normas, que posteriormente foi incorporado à análise. Uma análise de covariância foi realizada para verificar

tendências das equações de resistência existentes nas normas. A análise de confiabilidade foi realizada para 3888 configurações de pilar, resultando em índices de confiabilidade que refletem a segurança do universo de pilares cobertos pelas normas.

#### **1.4.4 Análise numérica**

Para a realização da modelagem numérica foi utilizado o software DIANA 9.2, que é um programa de elementos finitos baseado no Método dos Deslocamentos e que permite a representação de modelos tridimensionais e a consideração das não linearidades físicas e geométricas. Os resultados da modelagem numérica foram comparados aos resultados obtidos por meio de análise experimental apenas para os modelos mais esbeltos ( $L/D = 10$ ) e com carregamento na seção mista. Foram utilizados os modelos existentes na biblioteca interna do programa, não havendo implementações externas.

### **1.5 CONTEÚDO DA TESE**

Esta tese foi dividida em oito capítulos e um apêndice. No primeiro capítulo são apresentadas as considerações iniciais relativas ao tema em estudo, os objetivos, as justificativas do trabalho e a metodologia empregada para o seu desenvolvimento.

No Capítulo 2 são apresentadas generalidades a respeito dos elementos mistos, com ênfase nos pilares mistos preenchidos e os mecanismos de interação entre aço e concreto.

O Capítulo 3 traz um estado-da-arte sobre o estudo de confinamento do concreto, desde a sua consideração em pilares de concreto armado até os pilares mistos preenchidos. São apresentados os fatores influentes na capacidade resistente e no grau de confinamento; por fim são apresentados os possíveis tipos de comportamento dos diagramas Força vs. Deformação axial para pilares mistos preenchidos de seção circular.

No Capítulo 4 são apresentados os procedimentos de dimensionamento de algumas normas que abordam os pilares mistos preenchidos (EUROCODE 4:2004,

---

---

ANSI/AISC:2005, CAN/CSA:2001, e NBR 8800:2008), apresentando os limites de aplicabilidade e diferentes considerações adotadas por cada uma.

Uma descrição completa da análise experimental é apresentada no Capítulo 5, que contém a caracterização dos materiais, equipamentos utilizados nos ensaios, a confecção dos modelos para os ensaio-piloto e definitivos, a instrumentação utilizada e análise dos resultados.

O sexto capítulo apresenta uma investigação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo as recomendações normativas apresentadas no Capítulo 4. Essa investigação foi desenvolvida via análise de confiabilidade e levou em consideração o erro de modelo das expressões de dimensionamento das normas, estimado com base nos resultados de 32 pilares mistos preenchidos ensaiados pelo autor. Após a estimativa do erro de modelo, uma análise de confiabilidade foi feita considerando 3888 configurações distintas de pilares dimensionados seguindo as recomendações de cada uma das normas descritas no Capítulo 4.

O Capítulo 7 apresenta a modelagem numérica, realizada no pacote computacional DIANA, para os pilares com relação  $L/D = 10$  e força aplicada na seção mista. A simulação foi realizada com o intuito de avaliar a capacidade resistente do pilar via simulação e comparar os resultados do modelo numérico com os resultados experimentais.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões e sugestões de temas para dar continuidade aos estudos com pilares preenchidos de seção circular.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas e um apêndice contendo os diagramas força aplicada vs. deformação axial que não foram apresentados no corpo do trabalho.

---



# Capítulo 2

## PILARES MISTOS PREENCHIDOS

### 2.1 GENERALIDADES: ELEMENTOS MISTOS

Atualmente, denomina-se elemento misto aço-concreto àquele no qual um perfil de aço (laminado, dobrado ou soldado) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um elemento misto (pilar, viga ou laje) ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos, etc), por atrito ou simplesmente por aderência ou repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas a força normal). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de elementos mistos. Esses elementos são, normalmente, empregados na construção de pontes e edificações (QUEIROZ & PIMENTA, 2001).

Segundo Queiroz e Pimenta (2001), os elementos mistos apresentam algumas vantagens, a saber:

Com relação às obras em concreto armado.

- Possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- Redução do peso próprio e do volume da estrutura;
- Aumento da precisão dimensional da construção.

Com relação às obras em aço.

---

- Redução considerável no consumo de aço estrutural;
- Redução das proteções contra incêndio e corrosão.

Na maioria dos casos uma estrutura pode conter elementos de concreto armado, elementos de aço e elementos mistos, quando isso acontece, ela é denominada de estrutura híbrida. Como exemplos dessas estruturas podem-se citar:

- Estruturas de edificações, com pilares de aço e vigas mistas, estabilizadas horizontalmente por meio de núcleos ou paredes de concreto armado;
- Estruturas de edificações com pilares de concreto armado, vigas mistas nos pisos e treliças de aço na cobertura;
- Estruturas de pontes com pilares de concreto armado e vigas principais de aço ou mistas;
- Estruturas de edificações, com pilares mistos e vigas mistas ou de concreto armado.

A Figura 2.1 apresenta alguns exemplos de elementos mistos de aço e concreto.

## 2.2 PILARES MISTOS

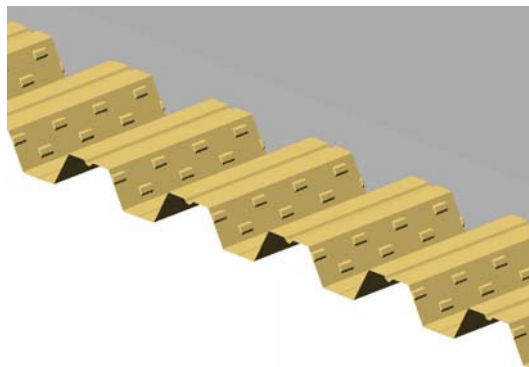
De maneira geral, um pilar misto de aço e concreto é um elemento estrutural sujeito a forças predominantes de compressão, no qual a parcela de aço é formada por um ou mais perfis de aço estrutural. Em função da posição que o concreto ocupa na seção mista, os pilares podem ser classificados como revestidos ou preenchidos, embora existam outras formas de associação, dentre as quais se destacam os pilares mistos tipo "battened" e os parcialmente revestidos.

Os pilares tipo "battened" são formados por dois perfis tipo U, ligados entre si por talas e preenchidos com concreto. Sua utilização restringe-se a investigações experimentais devido à facilidade de instrumentação do concreto. Na Figura 2.2 é apresentado um pilar misto tipo "battened" (DE NARDIN, 1999).

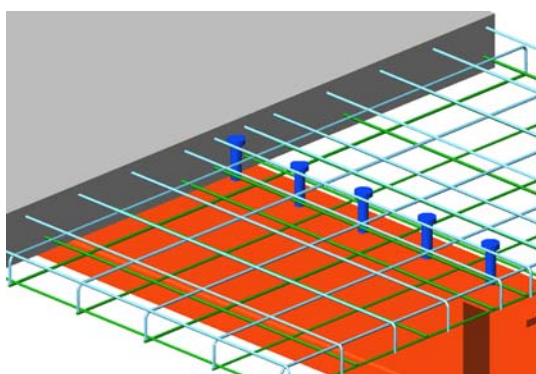
---



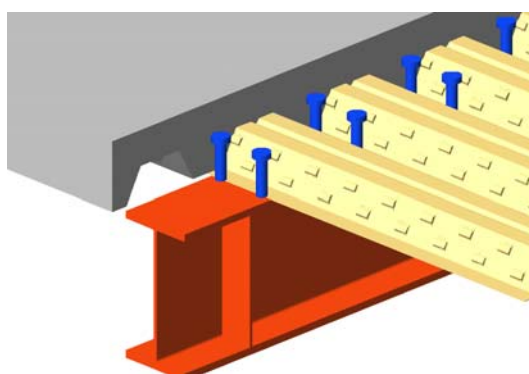
a) Laje mista (USIMINAS MECÂNICA, 2005)



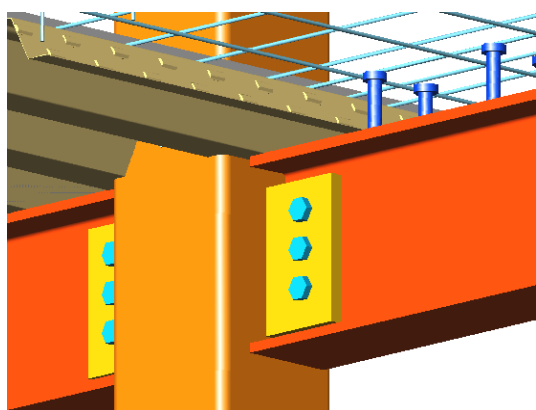
b) Detalhe das mossas na laje mista



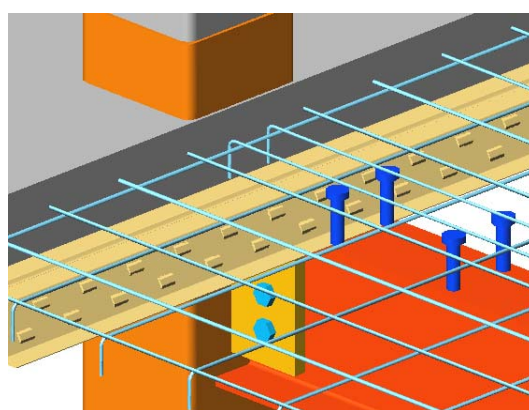
c) Viga mista com laje de concreto armado



d) Viga mista com laje mista



e) Ligação mista

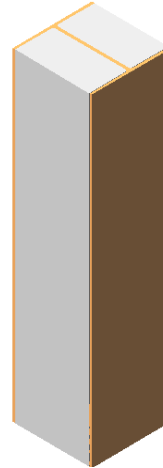
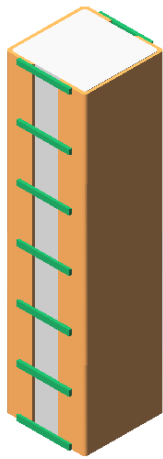


f) Ligação, laje, viga e pilar mistos

**Figura 2.1 – Elementos mistos de aço e concreto**

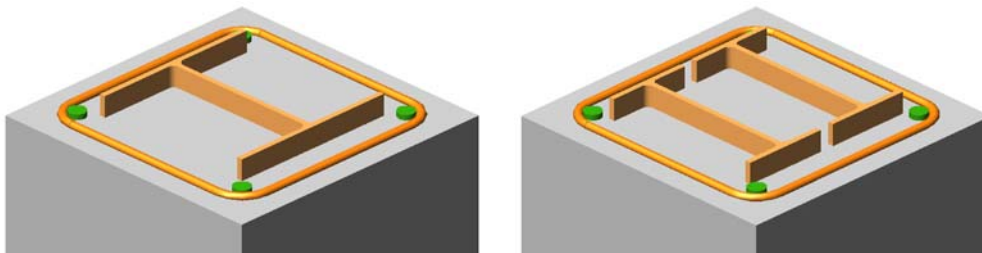
Os pilares mistos parcialmente revestidos caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço pelo concreto, conforme ilustra a Figura 2.3. Estes pilares devem possuir armadura longitudinal adicional, composta por barras de aço para concreto armado.





**Figura 2.2 – Pilar misto tipo “Battened”**      **Figura 2.3 – Pilar misto parcialmente revestido**

Os pilares mistos revestidos caracterizam-se por um ou mais perfis de aço totalmente envolvidos por concreto (Figura 2.4). Estes perfis podem ser dos tipos I, U, C, L, etc.



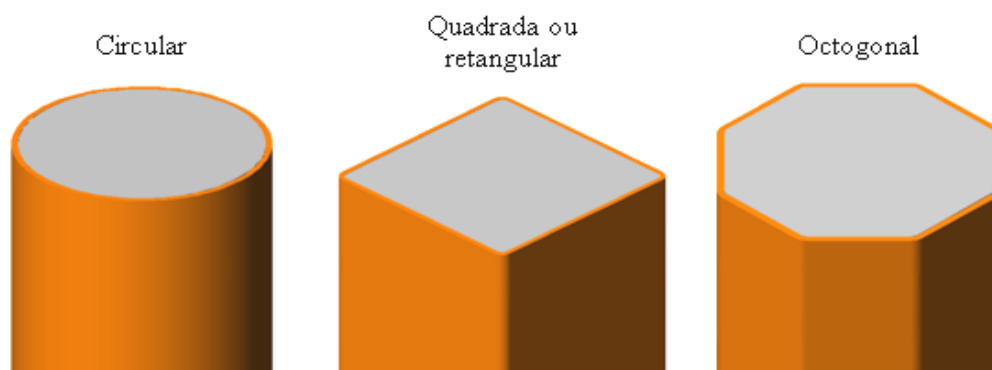
**Figura 2.4 – Pilar misto revestido**

A presença do concreto estrutural como revestimento do perfil promove um aumento na capacidade resistente da seção de aço, pois os dois materiais trabalham em conjunto, minimizando os fenômenos de flambagem local e global do pilar de aço e funcionando como proteção contra o fogo e a corrosão. Além do aspecto de proteção, outra vantagem atribuída aos pilares revestidos é a variabilidade de formas que a seção final mista pode apresentar (DE NARDIN, 1999).

Contraopondo-se às vantagens, a execução deste tipo de pilar é trabalhosa, pois exige a utilização de fôrmas durante a concretagem e cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e barras de armadura. As barras de armadura são necessárias e recomendadas pelas normas a fim de combater o fendilhamento na capa de concreto. A localização destas barras pode ser vista na Figura 2.4.

### 2.3 PILARES MISTOS PREENCHIDOS

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais resultantes da associação de um tubo de aço preenchido com concreto de qualidade estrutural (concreto de resistência à compressão igual ou superior a 20MPa). Pela posição que o tubo ocupa na seção, geralmente não se usa armadura longitudinal composta por barras de aço e, por isso, sua execução se torna bastante simplificada em relação à execução dos pilares de concreto armado. A Figura 2.5 apresenta algumas das seções transversais mais utilizadas.



**Figura 2.5 – Seções transversais mais usadas em pilares mistos preenchidos (SUSANTHA et al., 2001)**

Quando comparados a pilares de concreto armado, os pilares mistos preenchidos dispensam o uso de fôrmas e cimbramento, resultando em economia de material e mão-de-obra. Outra importante característica é a redução significativa do peso próprio da estrutura, pois, para resistir a uma determinada carga, os pilares mistos preenchidos possuem seção transversal menor que os elementos de concreto armado, por exemplo. (SHAMS & SAADEGHVAZIRI, 1997; SAW & LIEW, 2000; GIAKOUMELIS & LAM, 2004; YIN et al., 2006). Além dessas características, os pilares mistos preenchidos possuem maior ductilidade e tenacidade do que os pilares de concreto armado. (ELREMAILY & AZIZINAMINI, 2002). Segundo Yin et al. (2006), a desvantagem em relação aos pilares de concreto armado é a menor resistência ao fogo, pelo fato do aço exposto ser menos resistente ao fogo que o concreto.

Em relação aos pilares de aço, os pilares mistos preenchidos apresentam maior capacidade resistente e rigidez com a utilização de uma quantidade menor de aço

estrutural sendo, por esse motivo, mais econômicos. Segundo Saw e Liew (2000), os pilares mistos preenchidos possuem maior resistência ao fogo dos que os pilares de aço.

Um fator que tem impulsionado a utilização dos pilares mistos preenchidos é a possibilidade de obter concretos cada vez mais resistentes. O surgimento de novas classes de concreto favorece a utilização dos pilares preenchidos, pois o comportamento frágil do material concreto é minimizado com a ação das pressões laterais que oferecem resistência à sua tentativa de expansão quando comprimido. A este efeito chama-se confinamento.

Segundo De Nardin (2003), a utilização do tubo de aço propicia taxa de armadura transversal superior à obtida com estribos convencionais e oferece maior grau de confinamento, pois toda a seção de concreto encontra-se confinada, o que não ocorre no caso de pilares em concreto armado. O tubo de aço atua como fôrma e elemento resistente durante a concretagem e, posteriormente, até o concreto contribuir para a capacidade resistente da seção formando um elemento misto, como apresentado na Figura 2.6. A Figura 2.7 apresenta a utilização de pilares mistos preenchidos em Hong Kong – Queens Central Tower.



**Figura 2.6 – Preenchimento do pilar**



**Figura 2.7 – Exemplo de utilização em edifícios**

A Figura 2.8, Figura 2.9 e Figura 2.10, foram cedidas pelo Engenheiro Msc. Raul Neuenschwander. As fotos apresentam os perfis prontos para serem transportados à obra, o preenchimento do pilar na obra e uma foto da edificação ainda durante a fase construtiva.



**Figura 2.8 – Perfis prontos para serem levados à obra**



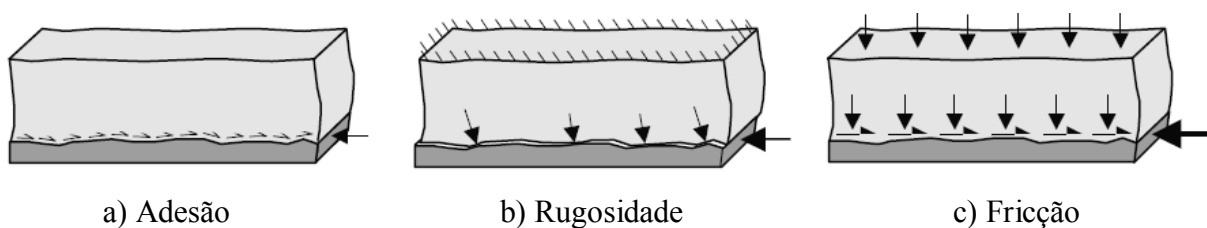
**Figura 2.9 – Preenchimento do pilar**



**Figura 2.10 – Pilares preenchidos em edifício com laje nervurada plana**

## 2.4 INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO

Conforme já comentado, denomina-se elemento misto aço e concreto àquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto. Para que isso seja possível é necessário que os dois elementos trabalhem em conjunto, permitindo a transferência de tensões de cisalhamento. Segundo Johansson (2002), os mecanismos pelos quais as tensões de cisalhamento podem ser transferidas do núcleo de concreto para o tubo de aço são: adesão, rugosidade da interface e fricção, com mostra a Figura 2.11.



**Figura 2.11 – Mecanismos idealizados de transferência de cisalhamento (JOHANSSON, 2002)**

Esses mecanismos são, geralmente, conhecidos como aderência natural. A adesão age separadamente das outras duas parcelas, enquanto a rugosidade e o atrito dependem das características mecânicas da interface e se relacionam entre si. Se a aderência natural não é suficiente para atingir a resistência ao cisalhamento necessária, é possível usar conectores de cisalhamento. O comportamento da transferência das tensões de cisalhamento na interface entre concreto e aço no pilar misto é baseado na força necessária para o escorregamento, obtida em ensaios de arrancamento ou push-out.

No caso da aderência por adesão nos pilares mistos preenchidos, Roeder et al. (1999) afirma que a transferência de tensões entre o concreto e o aço depende da expansão radial do concreto, causada pela pressão de bombeamento do concreto em estado fresco e pela retração do concreto. Para obter a adesão, a pressão tem que permanecer na interface mesmo depois de passado o efeito da retração. Contudo, isso requer altas pressões laterais, que dificilmente ocorrem na prática, assim, a retração será dominante e a adesão será reduzida consideravelmente.

Os resultados dos ensaios de Roeder et al. (1999) mostram que os pilares preenchidos de seção circular possuem maior tensão de aderência que os quadrados; a tensão de

aderência não parece ter relação com a resistência do concreto e diminui com o aumento da relação  $D/t$  (por conta da maior retração). Com esses resultados, os autores desenvolveram uma expressão Eq. 2.1 para calcular a tensão de aderência entre o concreto e o aço. Contudo, os resultados teóricos mostram que 97,5% dos pilares terão tensão de aderência maior que a calculada, fazendo com que a expressão seja extremamente conservadora.

$$f_{2\sigma} = 2,109 - 0,026 \cdot \left( \frac{D}{t} \right) \quad (\text{em MPa}) \quad \text{Eq. 2.1}$$

Li et al. (2003) fizeram ensaios com pilares preenchidos de seção circular com as seguintes dimensões:  $D = 100\text{mm}$ ,  $L = 300\text{mm}$  e  $t = 16\text{mm}$ . Os ensaios foram feitos com três tipos de concreto: traço usual, com adição de cinza volante e com adição de agente expansivo. Os resultados mostraram que a tensão de aderência nos pilares, aos 7 dias, foi de 5,16MPa, para o concreto com traço usual, 4,88MPa para o traço com cinza volante e 5,64MPa para o traço com agente expansivo e, aos 28 dias, os ganhos percentuais de resistência em relação aos valores aos 7 dias foram de 28,1%, 45,1% e 27,7%, respectivamente para os três concretos. Isso indica que, apesar da baixa tensão de aderência inicial (7 dias), a cinza volante adicionada aumentou a tensão de aderência aos 28 dias. Já o traço com agente expansivo é mais eficaz em situações onde é necessária boa aderência pouco tempo após a concretagem, que é o caso dos pilares preenchidos usados nas edificações.

Aplicando a Eq. 2.1 para o pilar de Li et al. (2003), obtém-se  $f_{2\sigma} = 1,946\text{MPa}$ , valor que é bem menor que os 5,16MPa encontrados por Li et al. (op. cit) aos 7 dias, demonstrando que a formulação é mesmo bastante conservadora.

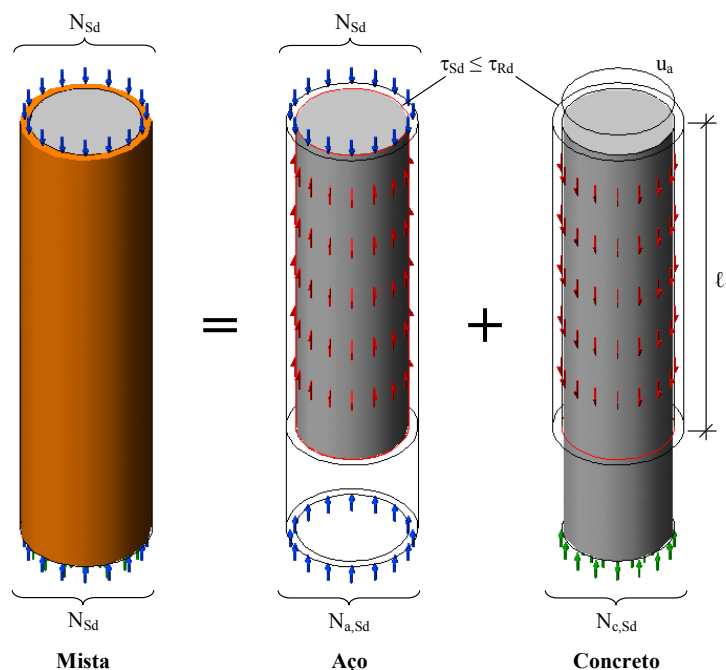
Na região de introdução do carregamento, pode ser difícil garantir que as tensões sejam distribuídas às partes constituintes da seção de acordo com suas resistências. Desse modo, a ação conjunta não se consolida, sendo necessário que ocorra a redistribuição das tensões ao longo da interface aço-concreto. De acordo com o Eurocode 4:2004, essa parcela de tensão é transmitida por meio das parcelas de aderência mecânica e por atrito, ou por conectores de cisalhamento.

Para tanto, o comprimento de transferência,  $\ell_v$ , não deve exceder duas vezes a dimensão predominante da seção transversal. No caso de seções quadradas, aquele comprimento não deve ser maior que duas vezes a largura da seção.

Não existe um procedimento padrão para o cálculo da tensão de cisalhamento transferida longitudinalmente na interface. Contudo, o cálculo geralmente se baseia na obtenção de um valor médio dessa tensão, dado pela razão entre o componente da força normal no concreto,  $N_{c,Sd}$ , e a área de transferência na interface. Esta área corresponde ao produto do perímetro transversal,  $u_a$ , pelo comprimento,  $\ell_v$  (Figura 2.12). Neste caso, a tensão de cisalhamento de cálculo é dada pela Eq. 2.2:

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a \cdot \ell_v} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Segundo Johansson (2003), o valor da tensão de cisalhamento atuante,  $\tau_{Sd}$ , não deve exceder o valor da tensão resistente de cálculo,  $\tau_{Rd} = 0,40\text{MPa}$  para pilares preenchidos. Se isso acontecer, a transferência de forças deve ser feita por conectores de cisalhamento, o que não é recomendado para pilares de seções transversais de dimensões reduzidas, devido à dificuldade de posicionar os conectores.



**Figura 2.12 – Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento na interface (JOHANSSON, 2003)**

Silva (2005) estudou a aderência por meio de ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos com concreto C50 e de seção quadrada obtidos mediante solda de dois perfis tipo “U” ( $200\text{mm} \times 100\text{mm} \times 6,3\text{mm}$ ) formados a frio, em aço SAE 1020. Foram feitos três tipos de ensaio: pilar sem elementos mecânicos de transferência de cisalhamento (CFT\_S – Figura 2.13a), pilar com conectores tipo pino com cabeça (CFT\_SB – Figura 2.13b) e com cantoneiras (CFT\_A – Figura 2.13c).



**Figura 2.13 – Perfil longitudinal dos pilares ensaiados por Silva (2005)**

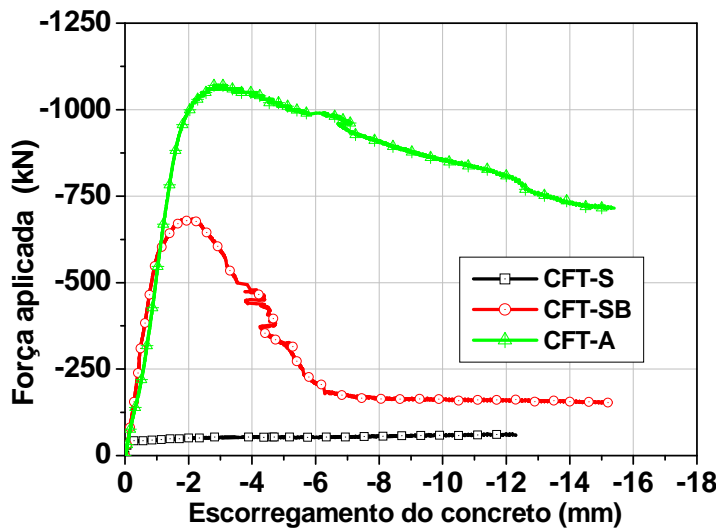
Os resultados dos ensaios mostram que a adesão, nos pilares sem elementos mecânicos de transferência de cisalhamento, foi rompida quando se iniciou o escorregamento relativo concreto-aço e ocorreu para uma força aplicada de aproximadamente 42kN. Após a perda da adesão, verifica-se um trecho em que predomina a aderência mecânica, caracterizada pela transferência uniforme de tensões de cisalhamento ao longo do comprimento do tubo.

Nos modelos CFT\_SB e CFT\_A, a mobilização da aderência por atrito é visível nas variações do trecho pós-pico das curvas força x escorregamento do concreto (Figura 2.14). O mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento para conectores tipo pino com cabeça resulta na curva *força vs. escorregamento do concreto* para o modelo CFT\_SB. No trecho pós-pico, é possível perceber claramente a mobilização da aderência mecânica pelos conectores. Como a área de influência dos conectores é pequena, há perdas significativas de aderência, constatadas pelas variações no trecho pós-pico da curva.

Por outro lado, no modelo com cantoneiras a área de influência destes elementos mobiliza um volume maior de concreto e resulta em rotações das cantoneiras e



distorções do tubo de aço. Tais rotações e distorções resultam numa parcela significativa do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento e no considerável aumento da força máxima aplicada.



**Figura 2.14 – Diagrama força aplicada vs. escorregamento do concreto (SILVA, 2005)**

Silva (2005) calculou, usando a Eq. 2.2, a tensão de aderência para os modelos ensaiados. Foi encontrado 0,22MPa para o CFT\_S, 2,43MPa para o CFT\_SB e 3,81MPa para o CFT\_A.

Com esses resultados Silva (2005) avaliou a contribuição dos conectores e cantoneiras nos valores de tensão de aderência. A adição de quatro conectores tipo pino com cabeça ao tubo de aço contribui para o aumento de aproximadamente 11 vezes no valor da tensão de aderência. Se for subtraído desse valor, a tensão de aderência correspondente ao modelo sem elementos internos de aço (CFT\_S) e o valor resultante for dividido pelo número de conectores, encontra-se 0,55MPa, que se refere à contribuição de cada conector na resistência da interface ao escorregamento.

Quando se compara o modelo com cantoneiras CFT\_A com CFT\_S, encontra-se tensão de aderência com valor 17 vezes superior e 0,90MPa de contribuição de cada cantoneira na tensão de aderência. Portanto, comprova-se a maior contribuição das cantoneiras na transferência de tensões do concreto ao aço na interface.

## **2.5 CONSIDERAÇÕES DO CAPÍTULO**

Este capítulo apresentou os elementos mistos, suas vantagens e desvantagens, aspectos construtivos e características geométricas, com destaque para os pilares mistos preenchidos. O mecanismo de aderência entre o aço e o concreto foi mais detalhado, apresentando a importância da aderência para se ter o comportamento misto do elemento estrutural, inclusive no acréscimo de capacidade resistente do pilar quando do uso de elementos que melhorem essa aderência.

---



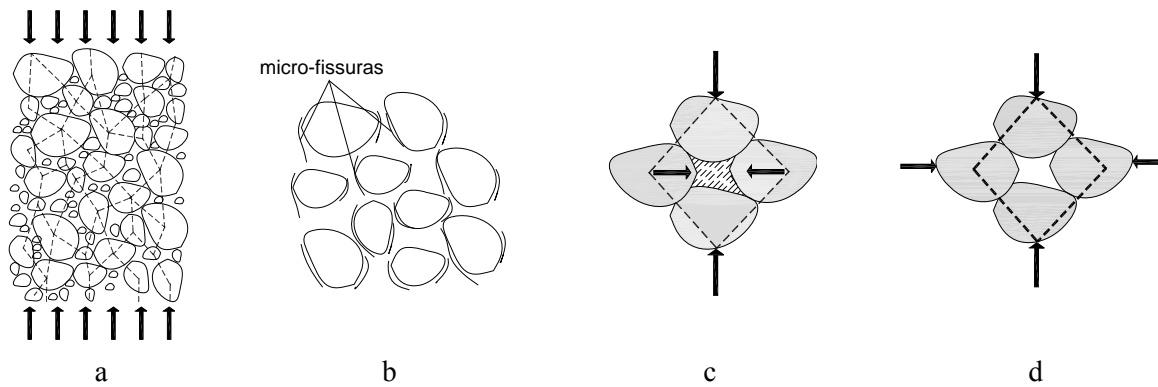
# Capítulo 3

## **O CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS**

### **3.1 ESTADO DA ARTE**

Para entender o que o efeito do confinamento produz no material concreto, seu mecanismo de ruptura sob carregamento uniaxial pode ser explicado de uma maneira simplificada. Os concretos de resistência usual possuem cerca de 75% de agregados de vários tamanhos em sua composição e estes agregados são os componentes rígidos do concreto; por isso, as forças de compressão caminham através deles (Figura 3.1a). Para o equilíbrio de forças internas, são necessárias componentes laterais, provenientes da coesão da pasta de cimento do concreto (Figura 3.1b). Quando a coesão é vencida, surgem as primeiras microfissuras entre os agregados e a pasta de cimento (Figura 3.1c). O aumento da carga aplicada provoca o crescimento das microfissuras e a ruptura ocorre com fissuração paralela à aplicação da carga. Ao confinar o concreto, aumenta-se a coesão entre as partículas e, portanto, aumenta-se a resistência (Figura 3.1d). Conseqüentemente, ocorre um aumento da ductilidade, fazendo com que o confinamento seja bastante importante para aplicações em regiões com abalos sísmicos, onde se necessita de elevada ductilidade (FIB, 1990).

---



**Figura 3.1 – Mecanismo de confinamento no concreto (FIB, 1990)**

Há dois tipos de confinamento: o confinamento ativo e o confinamento passivo. O confinamento ativo é definido como um estado de tensões que é aplicado lateralmente e controlado externamente. Neste caso, pressões são aplicadas nas laterais de um cilindro de concreto e mantidas constantes durante a aplicação da força axial. O confinamento passivo é mobilizado quando um material carregado axialmente é impedido de se expandir lateralmente.

Richard et al. (1928) foi um dos primeiros a constatar que o confinamento é responsável por um expressivo acréscimo da resistência máxima à compressão do material confinado e na deformação correspondente ao pico de resistência.

Os resultados de ensaios triaxiais de Richart et al. (1928) mostram que a pressão lateral adiciona à capacidade axial resistente do elemento um valor de 4,1 vezes o valor da pressão lateral aplicada. Em 1929, Richart et al. estudou o efeito da armadura em espiral, concordando com as conclusões de Considère (1903)<sup>1</sup> apud Richart et al. (1929), que constatou que a resistência à compressão dos elementos de concreto com armadura em espiral é igual à soma da resistência do concreto mais a resistência adicional proporcionada pela armadura em espiral. Com base nos resultados de Richart et al. (1928), Richart et al. (1929) propuseram uma equação (Eq. 3.1) para calcular a capacidade resistente de elementos de concreto confinado.

$$f_1 = f'_c + 4,1 \cdot f_2 \quad \text{Eq. 3.1}$$

na qual,  $f_1$  é a resistência do concreto confinado,  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto não confinado e  $f_2$  é a pressão lateral, que pode ser determinada pela Eq. 3.2.

<sup>1</sup> Considère, A. (1903). Résistance à la compression du béton armé et du béton fretté. Génie Civil.

$$f_2 = \frac{p \cdot f_s}{2} \quad \text{Eq. 3.2}$$

onde,  $p$  é a taxa volumétrica de armadura e  $f_s$  é a resistência ao escoamento do aço.

No Brasil, a idéia de ganho de resistência com a utilização de armaduras em espiral foi tema de estudos do professor Lauro Modesto dos Santos (SANTOS, 1958 e SANTOS, 1964) com o dimensionamento de pilares cintados. O pilar cintado é constituído por um elemento de concreto envolvido por uma camisa ou uma armadura de aço (cintamento) que impede parcialmente a deformação transversal do concreto, aumentando sua resistência quando solicitado à compressão (SANTOS, 1964).

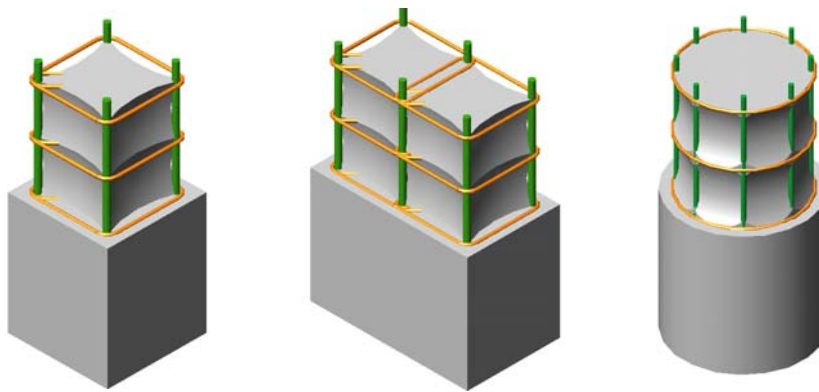
A busca pelo entendimento do efeito de confinamento do concreto foi um dos principais objetivos das pesquisas realizadas ao longo dos anos com pilares de concreto armado submetidos à compressão centrada. As pesquisas mais recentes sobre o assunto foram realizadas por Mander et al. (1988), Saatcioglu e Razvi (1992), Cusson e Paultre (1995) e no Brasil, as referências são Agostini (1992), Paiva (1994), Lima Júnior (2003) e Oliveira e Giongo (2003). Já no caso do pilar misto preenchido ainda existem lacunas e diversos aspectos merecem ser estudados.

Nos pilares de concreto armado o concreto pode ser submetido a um estado triaxial de tensões, por meio do confinamento por armaduras transversais. Essas armaduras podem ser formadas por estribos com pequeno espaçamento, por tubos de aço, ou ainda por tubos de materiais compósitos. Em todos esses casos, as armaduras transversais geram confinamento passivo. Assim, para baixas intensidades de força aplicada, a expansão lateral do concreto é desprezível; conseqüentemente, a armadura transversal praticamente não é solicitada e o comportamento do concreto confinado é semelhante ao do concreto não confinado. Com a elevação da força para intensidades da resistência uniaxial do material confinado, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão lateral aumenta rapidamente e, então, a armadura transversal é solicitada intensamente, confinando o concreto.

A armadura de confinamento é muito utilizada em pilares de concreto armado, com o objetivo de aumentar a capacidade resistente à compressão e melhorar o seu comportamento no tocante à ductilidade. Cusson e Paultre (1992) explicam que isso

---

acontece porque a distribuição das tensões de confinamento longitudinalmente, entre os estribos, tem a forma de arco; dessa maneira, quanto menor o espaçamento entre os estribos, melhor será o efeito de confinamento. Segundo Cusson e Paultre (1995), um maior espaçamento entre os estribos deixa um volume de concreto sem confinamento, que pode se desprender do elemento durante o carregamento da estrutura por causa do gradiente interno de tensões, conforme mostrado na Figura 3.2. Segundo Oliveira e Giongo (2003), devido à fragilidade pós-pico do concreto de alta resistência, é necessária a utilização de maior taxa de armadura transversal para que o pilar apresente comportamento dúctil, semelhante a um pilar moldado com concreto de resistência usual e menor taxa de armadura transversal.



**Figura 3.2 – Arqueamento das tensões de confinamento em função do espaçamento dos estribos para elementos de concreto armado**

Carrazedo (2005) estudou os mecanismos de confinamento em pilares encamisados com PRF (polímeros reforçados com fibras) e verificou aumentos de capacidade resistente axial dos pilares. Estes aumentos variaram de 6,2% a 129%, dependendo do número de camadas do polímero, da forma da seção transversal e da excentricidade do carregamento.

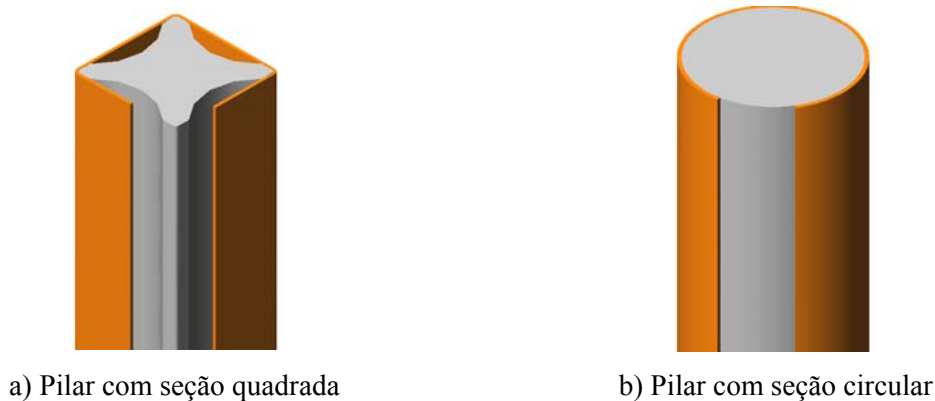
Aire Untiveros (2002) fez ensaios com corpos-de-prova (CPs) moldados com concreto de resistência usual e de alta resistência confinados em câmara triaxial, com tubo de aço e com polímeros reforçados com fibras de vidro e de carbono. Para o concreto de resistência usual (30MPa) a capacidade resistente do corpo-de-prova aumentou de 2 a 4,3 vezes quando confinado em câmara triaxial, dependendo da pressão hidrostática aplicada. Para o confinamento com tubo de aço, o aumento variou de 2 a 4,2 vezes, dependendo da espessura do tubo. Para os corpos-de-prova encamisados com fibra de

carbono o aumento foi de até 2,6 vezes e para fibra de vidro, até 2 vezes. Para o concreto de alta resistência (70MPa) o ganho de resistência é, em média, 60% menor quando comparado ao concreto de resistência usual, exceto para o corpo-de-prova encamisado com fibra de carbono, para o qual a diferença foi de apenas 13%.

Em relação ao comportamento estrutural dos pilares mistos preenchidos, destaca-se o confinamento do núcleo de concreto. Segundo Susantha et al. (2001), Shanmugam e Lakshmi (2001), Johansson (2002b), Johansson e Åkesson (2002) e Sakino et al. (2004), nas primeiras etapas de carregamento o efeito de confinamento do concreto não é significativo, pelo fato do coeficiente de Poisson do concreto ser menor que o do aço. Nesta etapa de carregamento, o aço está submetido a tensões de compressão e o concreto está em fase de expansão, não havendo ainda a separação entre o aço e o concreto. Contudo, com a elevação da força para intensidades da resistência uniaxial do concreto, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão do material confinado atinge o patamar a ponto de solicitar o tubo de aço, confinando o concreto. Observa-se, então, que o valor da capacidade resistente do pilar preenchido é superior à soma dos valores das parcelas de resistência correspondentes ao tubo de aço ( $A_s \cdot f_y$ ) e ao núcleo de concreto ( $A_c \cdot f_c$ ).

A tensão gerada pelo confinamento é responsável pelo acréscimo na capacidade resistente à compressão uniaxial do pilar preenchido. Nesta situação, o concreto está submetido a um estado triaxial de tensões e o tubo de aço, a um estado biaxial de tensões. Segundo Shams e Saadeghvaziri (1997), Schneider (1998) e Shanmugam e Lakshmi (2001), apenas os pilares de seção circular apresentam esse acréscimo de resistência devido ao estado triaxial de tensões (Figura 3.3b). Esse acréscimo não é percebido nos pilares de seção quadrada e retangular, como apresentado na Figura 3.3a. Isso porque os lados dos pilares de seção quadrada não são rígidos o suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão, dessa maneira, apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos da seção quadrada estão confinados.



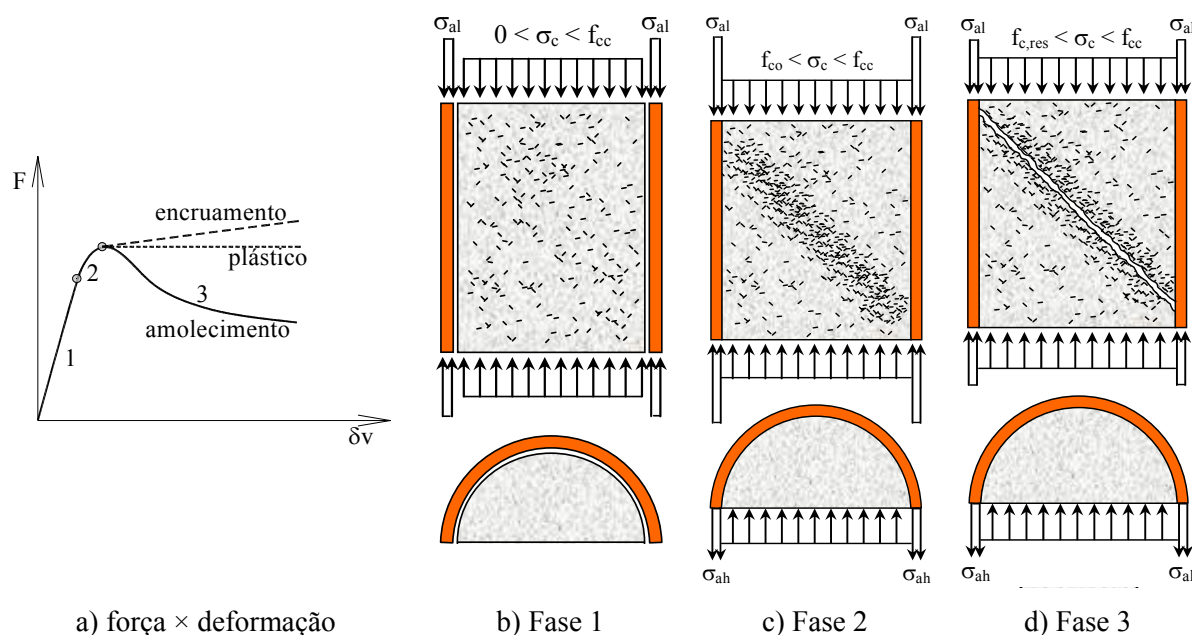


**Figura 3.3 – Efeito da seção transversal no confinamento do concreto dos PMP**

Na compressão uniaxial, o modo de falha do concreto não confinado resulta da combinação entre a ruptura por cisalhamento e tração por fendilhamento que, freqüentemente, causam uma queda acentuada no ramo descendente da curva *força vs. Deslocamento* (Figura 3.4a). Quando confinado, o fendilhamento do concreto é impedido, mesmo para pequenas tensões de confinamento e o cisalhamento predomina no processo de ruptura (Figura 3.4b). Nesta situação, o cisalhamento inicia próximo das tensões máximas e se concentra numa faixa (Figura 3.4c). O comportamento da região descendente da curva é função do aumento da fissuração nesta pequena faixa de cisalhamento. Com o aumento da fissuração nesta faixa, ocorre a completa separação do núcleo de concreto em dois volumes que estão lateralmente contidos pelas tensões de confinamento (Figura 3.4d). Portanto, a capacidade resistente residual é fruto do equilíbrio entre o atrito das porções de concreto já cisalhadas e as tensões de confinamento (JOHANSSON, 2002a).

O grau de confinamento do núcleo de concreto exerce influência direta na capacidade resistente dos pilares preenchidos, pois aquela pode não ser dada apenas pela soma das resistências do tubo de aço e do núcleo de concreto. Na verdade, o núcleo de concreto encontra-se sujeito a um estado de tensões diferente do uniaxial, para o qual é determinada a resistência à compressão uniaxial  $f_c$ . O acréscimo na capacidade resistente devido ao efeito de confinamento depende de uma série de fatores, dos quais se destacam: espessura do tubo de aço, esbeltez do pilar preenchido ( $L/D$ ), excentricidade da força aplicada ( $e/D$ ), resistência e deformabilidade dos materiais, forma da seção transversal e forma de introdução da força na seção. Todos estes

fatores, agindo em conjunto, irão contribuir para um maior ou menor grau de confinamento do concreto.



**Figura 3.4 – Comportamento esquemático força × deformação para um pilar preenchido carregado axialmente em toda a seção (JOHANSSON, 2002a)**

Han e Yao (2003b) estudaram pilares mistos preenchidos de seção transversal circular pré-carregados e posteriormente utilizados em edificações. Foi verificado que os tubos de aço resistem às cargas de serviço antes mesmo que o concreto contribua para a capacidade resistente do elemento estrutural; isso porque, durante a fase construtiva, o tubo resiste às cargas axiais da estrutura e à pressão hidrostática de bombeamento do concreto durante a concretagem, que é feita da base para topo do pilar. Os autores verificaram que, para uma taxa de pré-carregamento da ordem de 70% da força última do tubo de aço, os tubos sofrem grande deformação e, conseqüente, ocorre redução de até 20% da capacidade resistente do pilar preenchido. Para uma taxa de pré-carregamento da ordem de 30%, a perda final na capacidade resistente fica em torno de 5%.

Devido ao efeito de confinamento, os pilares mistos preenchidos com seção circular apresentam aumento na resistência do concreto à compressão axial, mas, ao mesmo tempo, a resistência do aço é reduzida (SAW & LIEW, 2000).

## **3.2 FATORES INFLUENTES NA RESISTÊNCIA E NO GRAU DE CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES PREENCHIDOS**

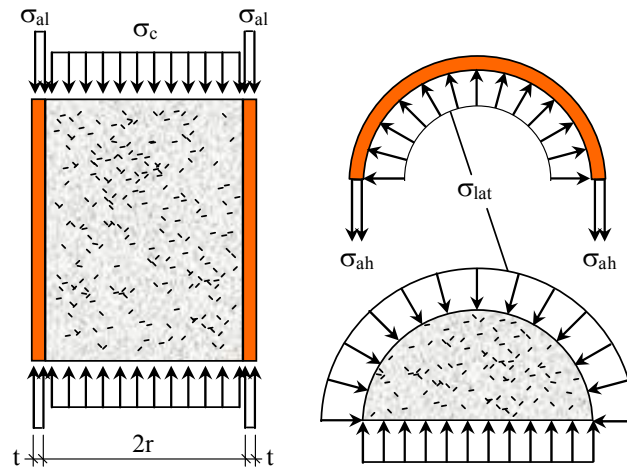
### **3.2.1 Forma da seção transversal**

Susantha et al. (2001) analisaram os resultados de diversas pesquisas sobre pilares mistos preenchidos de seção circular, quadrada e octogonal, e desenvolveram um método para quantificar o ganho de resistência do concreto por conta do efeito de confinamento. Os resultados mostram que para a seção circular, o ganho médio é de 46%, para a seção quadrada, 15% e, para seção octogonal, 21%, comprovando efeito maior na seção circular.

Segundo Huang et al. (2002), Zhong (2003) e Giakoumelis e Lam (2004), pilares circulares, em comparação com outras formas de seção transversal, têm a vantagem de apresentar uniformidade na distribuição das tensões na seção transversal. Zhong et al. (2003) afirmam que o confinamento nos pilares mistos de seção circular é maior que nos de seção octogonal que, por sua vez, apresentam maior confinamento que os pilares de seção quadrada e, por último, os com seção retangular.

O tubo preenchido com concreto apresenta aumento no valor da capacidade resistente sem significativo aumento no custo. Além disso, o concreto de preenchimento contribui retardando a flambagem local das paredes do tubo e, em estado confinado, pode absorver tensões e deformações maiores do que poderia resistir se não estivesse confinado. Segundo Johansson e Åkesson (2001), a seção circular é rígida o suficiente para resistir às pressões internas do concreto em expansão ( $\sigma_{lat}$ ), desenvolvendo tensões circunferenciais de tração ( $\sigma_{ah}$ ) que asseguram que todo o núcleo de concreto está efetivamente confinado ao longo do comprimento, como mostrado na Figura 3.5.

---



**Figura 3.5 – Distribuição de tensões no tubo de aço e no concreto  
(JOHANSSON & ÅKESSON, 2001)**

Pelo equilíbrio das forças atuando em metade da seção, os autores estabeleceram a relação entre a tensão no aço e no concreto confinado (Eq. 3.3).

$$\sigma_{\text{lat}} = \frac{t}{r} \cdot \sigma_{\text{ah}} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Assim, a tensão no concreto confinado pode ser calculada pela Eq. 3.4.

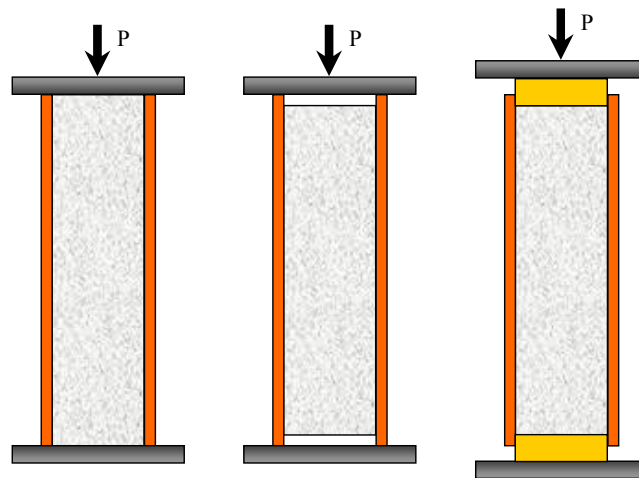
$$f_{\text{cc}} = f_{\text{co}} + k \cdot \frac{t}{r} \cdot \sigma_{\text{ah}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

na qual  $k$  é o fator de tensão triaxial que, segundo Richart et al. (1928), pode ser adotado igual a 4,1, semelhante ao adotado para pilares de concreto armado.

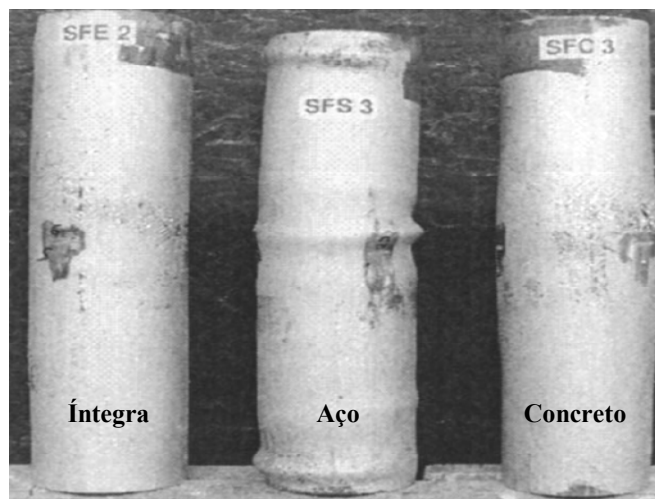
### 3.2.2 Forma de introdução do carregamento nas extremidades do pilar

Os estudos experimentais e teóricos realizados apontam diferentes formas de aplicação da força de compressão no pilar, como pode ser visto na Figura 3.6. Essas diferentes formas de carregamento na seção decorrem do detalhe de ligação, viga-pilar ou pilar-pilar. Além disso, a forma como a força de compressão é introduzida nas extremidades do pilar preenchido é fundamental para a mobilização do efeito de confinamento. Se essa força é introduzida pelo tubo de aço, ocorre separação entre os materiais, pois a tensão de aderência na interface é muito inferior à força que está sendo aplicada. Nesse caso, não há mobilização do efeito de confinamento e a capacidade resistente da seção

é dada apenas pela capacidade resistente à compressão do tubo de aço. Por outro lado, se a força de compressão é introduzida apenas no núcleo de concreto, a mobilização do confinamento ocorrerá desde os primeiros estágios de carregamento. Por fim, se a força vertical for introduzida na seção mista, o efeito de confinamento só será mobilizado quando a expansão radial do concreto for suficiente para produzir tensões circunferenciais significativas no tubo de aço. A Figura 3.7 apresenta os pilares ensaiados por Johansson e Gyltoft (2002), com diferentes formas de aplicação da força de compressão.



**Figura 3.6 – Tipos de carregamento aplicado**



**Figura 3.7 – Configuração de ruína de pilares ensaiados com diferentes tipos de carregamento (JOHANSSON & GYLTOFT, 2002)**

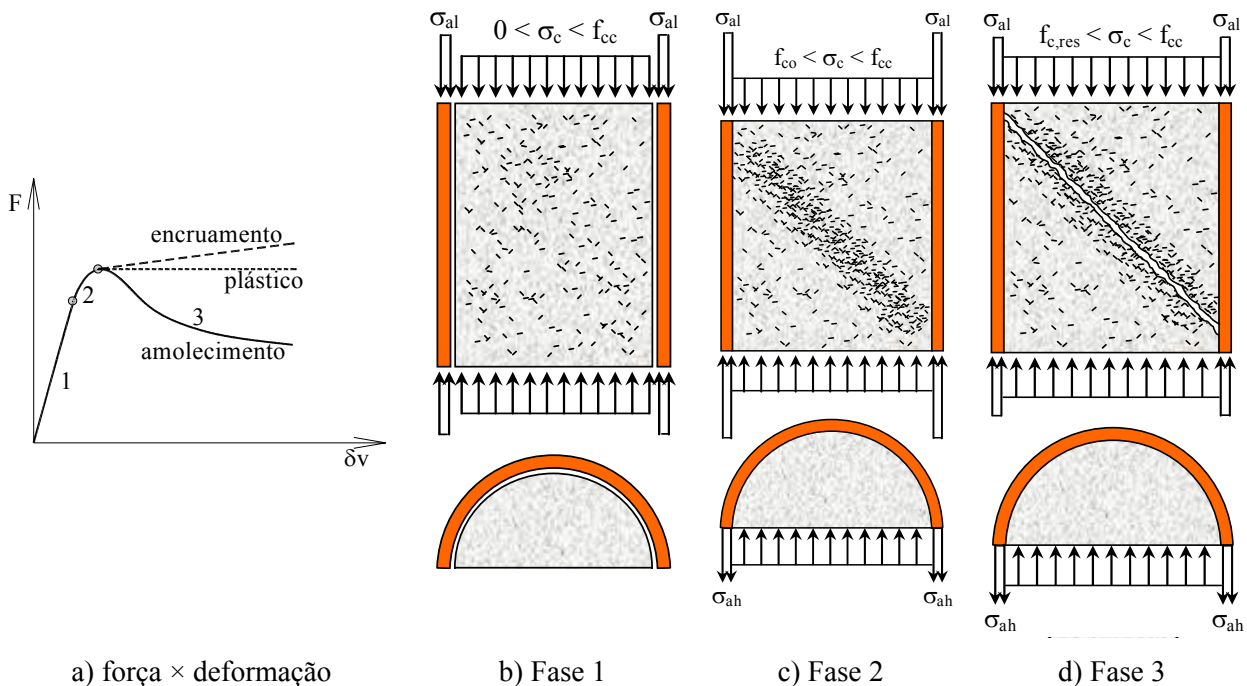
O'Shea e Bridge (2000), Aire Untiveros (2002) e Johansson e Gyltoft (2002) mostram que um maior grau de confinamento do concreto ocorre quando a carga é aplicada no

concreto e o tubo funciona unicamente como restrição lateral à expansão. Os resultados desses pesquisadores mostram ganhos de capacidade resistente de até 10% para o pilar preenchido, em função do efeito de confinamento do concreto, apenas mudando a forma como o carregamento é introduzido no pilar.

A aplicação do carregamento em toda a seção mista reproduz a condição de projeto e, assim, a força aplicada é distribuída entre o núcleo de concreto ( $N_c$ ) e o tubo de aço ( $N_s$ ) de acordo com a rigidez axial de cada componente. Além disso, a compatibilidade de deformações implica na ausência de deslocamento relativo entre tubo de aço e núcleo de concreto; portanto, não ocorre transferência de tensões de cisalhamento na interface, embora existam altas pressões de contato nesta região durante o carregamento. Neste caso, a aderência não tem papel importante. O comportamento do pilar preenchido carregado axialmente em toda a seção depende do efeito de Poisson. Na fase inicial de carregamento (Fase 1), a expansão radial do concreto é menor que a do tubo de aço e este não oferece restrição ao concreto (Ver Figura 3.8 a e b). Durante esta fase de carregamento, a microfissuração do núcleo de concreto é bem distribuída; contudo, ao aumentar o carregamento, as tensões no concreto confinado se aproximam da resistência à compressão uniaxial do concreto não confinado ( $f_{co}$ ) e as microfissuras começam a se propagar e a aumentar de tamanho. Assim, próximo da resistência uniaxial do concreto, as deformações laterais do núcleo se aproximam daquelas do tubo de aço. Aumentando ainda mais o carregamento (Fase 2 na Figura 3.8c), o tubo passa a restringir a expansão do concreto ( $\sigma_{ah} > 0$ ). Desta fase em diante, o concreto está submetido a um estado triaxial e o aço a um estado biaxial de tensões. Isso significa que antes da resistência do concreto não confinado ( $f_{co}$ ) ser atingida, o tubo de aço quase não restringe a expansão do concreto. Consequentemente, antes desse estágio não há efeito de confinamento e a resistência do pilar preenchido corresponde à soma das resistências de cada um dos componentes (JOHANSSON, 2002a).

Com o aumento dos danos no concreto, a resistência mecânica na zona de cisalhamento diminui, neutralizando o efeito positivo do aumento do confinamento no núcleo de concreto. Num dado momento, os danos são tão grandes que a pressão de confinamento não é suficiente para impedir a fissuração instável e a máxima resistência à compressão do concreto ( $f_{cc}$ ) é atingida. Logo em seguida vem o trecho

descendente da curva (Fase 3) que tende para um valor residual ou resistência residual ( $f_{c, res}$ ) correspondente à formação do plano de cisalhamento. A resistência residual do pilar pode ser mantida para grandes deformações e representa a capacidade resistente absorvida pelo tubo de aço devido ao cisalhamento com o núcleo de concreto.



**Figura 3.8 – Comportamento esquemático força × deformação para um pilar preenchido carregado axialmente em toda a seção (JOHANSSON, 2002a)**

A magnitude da resistência residual e a ductilidade aumentam com o aumento da espessura do tubo de aço; o pilar preenchido pode até apresentar comportamento elasto-plástico perfeito. Isto porque, para uma mesma deformação lateral do concreto, um tubo mais espesso pode aplicar uma pressão de confinamento maior (JOHANSSON, 2002b).

Se o carregamento é aplicado somente no núcleo de concreto, o tubo de aço tem apenas a função de restringir o concreto, tão logo ocorra a expansão lateral. Na ausência da aderência aço-concreto, ocorre somente tensão de tração circunferencial e, portanto, o tubo de aço atua somente como encamisamento do núcleo de concreto. Na prática, contudo, é difícil conseguir isso porque o atrito e a adesão na interface induzem à compressão longitudinal do tubo de aço. No início do carregamento, o núcleo de concreto resiste praticamente sozinho a todo o carregamento aplicado. À medida que o carregamento aumenta, ocorre expansão lateral do concreto e acréscimo

da pressão de contato e das tensões de cisalhamento por atrito. A magnitude das tensões de cisalhamento está diretamente relacionada à tensão de confinamento. À medida que o carregamento aumenta, ocorre expansão do núcleo de concreto e aumenta a parcela de cisalhamento transferida; conseqüentemente, aumenta a parcela de força transferida para o tubo de aço. A parcela resistida pelo tubo de aço diminui quando este atinge sua resistência ao escoamento ( $f_y$ ); isto porque aumenta a tensão circunferencial devido à expansão do concreto. Nesta forma de introdução do carregamento, a aderência é relevante para o comportamento do pilar preenchido e sua importância se dá em função do coeficiente de atrito na interface. Quanto maior este coeficiente, maior a transferência de carga para o tubo de aço e maior sua contribuição para a capacidade resistente. Por outro lado, a maior contribuição do tubo de aço reduz a eficiência do confinamento. Se for admitido coeficiente de atrito ( $\mu$ ) igual a zero, o tubo de aço funcionará apenas como encamisamento e, tanto a capacidade resistente quanto a capacidade de deformação, aumentarão (JOHANSSON, 2002b). A tentativa de simular numericamente o comportamento Força vs. Deformação mostrou que a melhor correlação entre resultados numéricos e experimentais ocorre para  $\mu = 0,6$  (JOHANSSON, 2002a). Maior influência da forma de aplicação do carregamento é verificada quando o tubo de aço é preenchido com concreto de resistência usual; à medida que aumenta a resistência do concreto, aumenta também seu módulo de elasticidade e a influência da forma de introdução diminui. Aplicar o carregamento em toda a seção ou somente no núcleo de concreto não modifica significativamente o comportamento das curvas *força vs. deslocamento*. Entretanto, modifica os valores de força de escoamento, capacidade resistente, resistência residual e deformação axial.

Por fim, quando o carregamento é aplicado somente no tubo de aço, este se expande radialmente e, quando a aderência por adesão é superada, se separa do núcleo de concreto; isto ocorre para baixos níveis de carga. Como não há redistribuição da força axial para o concreto, o pilar não pode ser considerado misto. O comportamento de um tubo de aço e de um pilar preenchido com carregamento aplicado somente no tubo difere apenas no trecho descendente, cuja inclinação é mais pronunciada no tubo de aço, pois o núcleo de concreto impede a flambagem local para o lado interno, mas para isso continua acontecendo para fora.



### 3.2.3 Resistência à compressão do concreto ( $f_c$ )

Os estudos sobre confinamento em pilares mistos preenchidos também mostraram que elementos preenchidos com concreto de resistência usual (CRU), por apresentarem maior capacidade de deformar-se antes da ruptura, recebem uma contribuição maior do confinamento para sua capacidade resistente que aqueles preenchidos com concreto de alta resistência (CAR). Neste último caso, os estudos de O'Shea e Bridge (2000) mostram que a ductilização do concreto de alta resistência resulta em pequenos acréscimos de capacidade resistente.

Se a espessura do tubo de aço for mantida constante e a resistência do concreto variar, pilares preenchidos com concreto de resistência usual apresentam comportamento elasto-plástico com encruamento positivo. Pilares preenchidos com concreto de alta resistência apresentam resistência residual no trecho pós-pico. Portanto, o comportamento pós-pico do pilar preenchido é influenciado pela ruptura do núcleo de concreto e pelo nível de confinamento. Por sua vez a ruptura do núcleo depende da resistência do concreto e o nível de confinamento depende da espessura do tubo de aço. (JOHANSSON, 2002a).

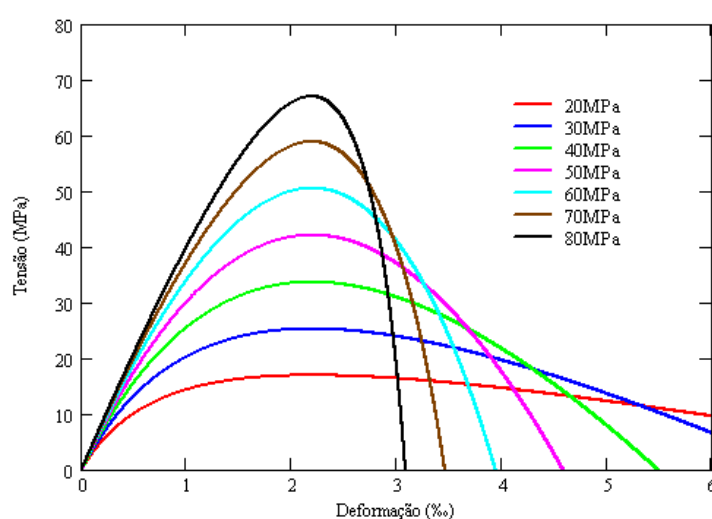
Segundo Gupta et al. (2006), para os pilares mistos preenchidos que atingem a ruína essencialmente por flambagem local, à medida que a resistência do concreto aumenta, o efeito do confinamento diminui. Candappa et al. (1999) realizaram ensaios com modelos submetidos a confinamento ativo. Os resultados mostram que a deformação lateral correspondente à força máxima é semelhante para concretos com 60MPa e 100MPa, para baixos níveis de confinamento. Contudo, para altos níveis de confinamento, o valor da deformação lateral do concreto de 100MPa corresponde a 80% do valor da deformação lateral do concreto de 60MPa. Isso significa que o confinamento passivo será menos efetivo para os concretos de maior resistência. Resultados semelhantes foram conseguidos por Attard e Setunge (1996) e Ansari e Li (1998).

Segundo Cusson e Paultre (1994), na fase elástica dos diagramas *tensão de compressão vs. deformação*, os valores dos coeficientes de Poisson, para concretos de resistência usual e alta, são da mesma ordem de grandeza. Entretanto, próximo à

---

ruptura, o CAR apresenta coeficiente de Poisson menor, isto é, menor expansão lateral, por causa da menor microfissuração interna. Desse modo, o tubo de aço só será solicitado para valores elevados de deformação, superiores aos do concreto de resistência usual, reduzindo, assim, a eficiência do confinamento.

A Figura 3.9 apresenta as curvas *tensão vs. deformação* do concreto com diferentes resistências à compressão segundo o CEB-FIP, 1970<sup>2</sup> apud Vrcejl e Uy (2002). Por estas curvas é possível notar a menor capacidade de deformação do concreto de alta resistência, especialmente no trecho pós-pico.



**Figura 3.9 – Curvas tensão × deformação do concreto (CEB-FIP, 1970)**

### 3.2.4 Esbeltez do pilar (L/D)

A relação entre comprimento (L) e diâmetro externo (D) do pilar misto preenchido é uma característica que influencia tanto o confinamento quanto a capacidade resistente do pilar. Segundo Vrcejl e Uy (2002), Zeghiche e Chaoui (2005) e Gupta et al. (2006), a capacidade resistente do elemento e o confinamento do concreto diminuem com o aumento do comprimento da relação L/D.

Os resultados de Zeghiche e Chaoui (2005), resumidos na Tabela 3.1, mostram que com o aumento da relação L/D, para uma mesma classe de resistência do concreto, a capacidade resistente do pilar à compressão diminui.

---

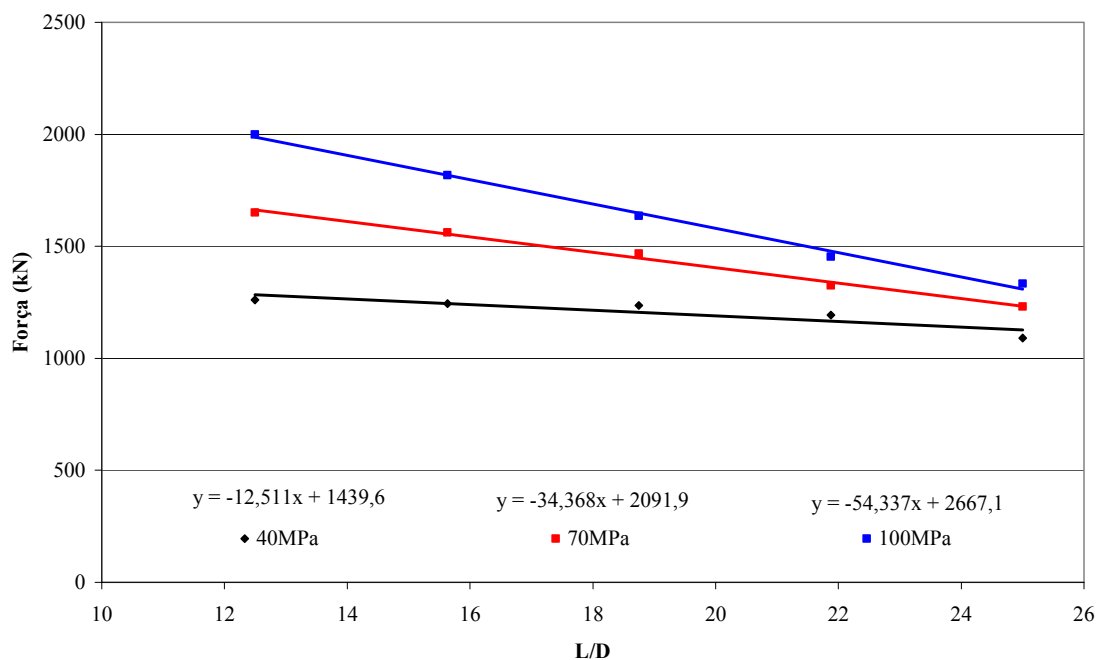
<sup>2</sup> COMITE EUROPEEN DU BETON (1970). International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures. Comite Europeen du Beton-Federation Internationale de la Precontrainte

---

Na Figura 3.10 são apresentados os gráficos dos dados da Tabela 3.1 mostrando que quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a redução da capacidade resistente com o aumento de L/D. No gráfico são apresentadas linhas de tendência com as respectivas equações. Os coeficientes angulares mostram uma maior taxa de redução para o concreto de maior resistência.

**Tabela 3.1 – Variação da capacidade resistente com o aumento de L/D**

D (mm)	t (mm)	L (mm)	L/D	f <sub>co</sub> (MPa)	F <sub>exp</sub> (kN)
160	5	2000	12,50	40	1261
		2500	15,63	41	1244
		3000	18,75	43	1236
		3500	21,88	41	1193
		4000	25,00	45	1091
		2000	12,50	70	1650
		2500	15,63	71	1562
		3000	18,75	73	1468
		3500	21,88	74	1326
		4000	25,00	71	1231
		2000	12,50	99	2000
		2500	15,63	100	1818
		3000	18,75	101	1636
		3500	21,88	106	1454
		4000	25,00	102	1333



**Figura 3.10 – Redução da capacidade resistente com o aumento de L/D**

Para pilares esbeltos, ou seja, com grande relação L/D, ocorre instabilidade global antes que ocorram deformações suficientes para mobilizar o efeito de confinamento. Resultados experimentais mostram que pilares esbeltos não apresentam ganho de resistência devido ao efeito de confinamento (SCHNEIDER, 1998).

### 3.2.5 Esbeltez local (D/t)

Segundo Huang et al. (2002), Vrcelj e Uy (2002) Zeghiche e Chaoui (2005) e Gupta et al. (2006), o aumento da relação D/t (Diâmetro por espessura do tubo) também reduz o efeito do confinamento e da capacidade resistente do pilar, por torná-lo mais susceptível ao efeito da flambagem local.

Para Bridge e O'Shea (1998) e Uy (1998), os pilares mistos preenchidos são projetados para que grande parte da sollicitação seja resistida pelo concreto; isso possibilita o uso de tubos de aço de pequena espessura, o que resulta em certa economia no consumo de aço. Por outro lado, a reduzida espessura do tubo o torna mais susceptível aos efeitos da instabilidade local da seção transversal.

Relações D/t variando entre 29 e 98 foram investigados e os resultados experimentais mostram que cada componente resiste, isoladamente, a uma parcela de carga

correspondente à resistência do componente. Portanto, relações  $D/t$  muito elevadas implicam na ausência do efeito de confinamento (MURSI & UY, 2003).

Para  $D/t$  entre 30 e 40, ensaios mostraram escoamento do tubo de aço sem ruptura do núcleo de concreto, indicando o efeito estabilizador do preenchimento (GARDNER & JACOBSON, 1967).

### **3.2.6 Excentricidade da carga**

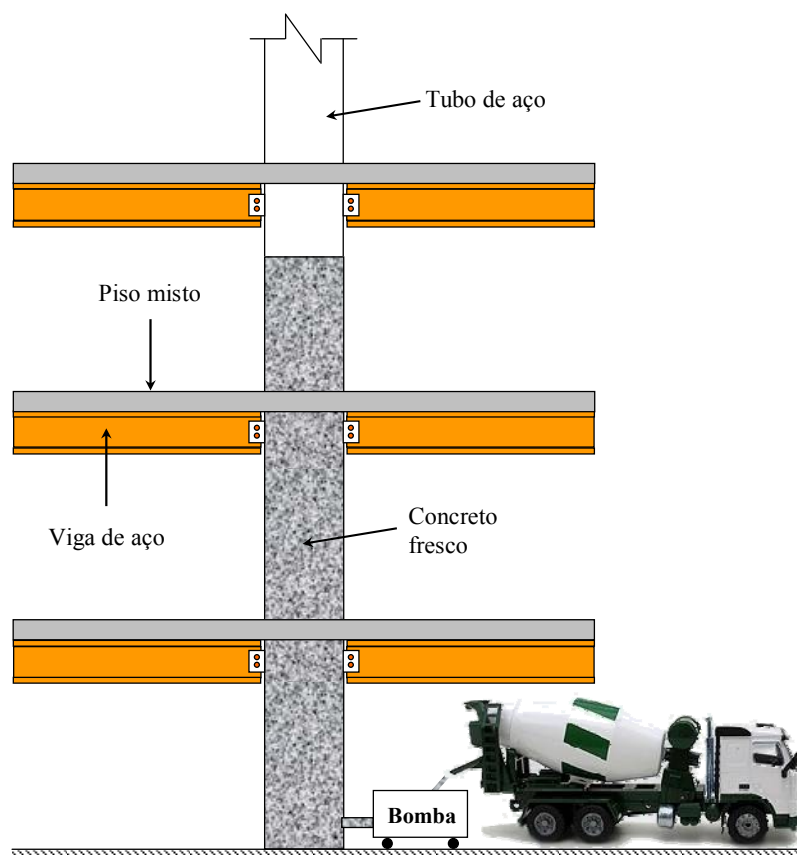
Segundo Johansson (2002a), os pilares com excentricidade na aplicação do carregamento apresentam pouco ganho de resistência devido ao efeito de confinamento do concreto, especialmente os mais esbeltos. Isso se deve ao aumento do gradiente de deformações da seção transversal com o aumento da flexão e o aparecimento de problemas de instabilidade global, antes que o concreto possa expandir-se o suficiente para mobilizar as paredes do tubo, assim o concreto sofre menos pressão de confinamento. Contudo, mesmo após a resistência à compressão do concreto ( $f_{co}$ ) ser atingida, o tubo de aço protege o concreto contra a fragmentação (spalling) e o seu núcleo continua absorvendo altas tensões com o aumento das deformações influenciando, dessa maneira, a ductilidade do pilar.

Os resultados de Kilpatrick e Rangan (1999) mostram que considerando um determinado comprimento de pilar, a capacidade resistente cai consideravelmente com acréscimos nos valores de excentricidade, passando de 523kN, sem excentricidade, para 367kN com excentricidade de 20mm ( $\pm 20\%$  de  $D$ ), 318kN com excentricidade de 30mm ( $\pm 30\%$  de  $D$ ) e 237kN com excentricidade de 50mm ( $\pm 50\%$  de  $D$ ).

### **3.2.7 Condições de pré-carregamento do tubo de aço**

Segundo Han e Yao (2003), o tubo de aço (sem preenchimento) é projetado para resistir à ação da gravidade e às cargas durante a fase construtiva, pois, como foi visto anteriormente, o tubo de aço dos pilares mistos preenchidos serve como fôrma durante a construção. É claro que o tubo de aço estará sujeito a pré-carregamentos devidos à ação dos pavimentos superiores e à carga hidrostática de bombeamento do concreto fresco (Figura 3.11).

---



**Figura 3.11 – Pilar misto preenchido durante a concretagem**

Zha (1996)<sup>3</sup> apud Han e Yao (2003) ensaiou 23 pilares que foram submetidos ou não a pré-carregamentos no tubo de aço. Foi constatado que, na ocorrência de pré-carregamento, a capacidade resistente à compressão do pilar é reduzida em aproximadamente 15%. Han e Yao (2003) concluem que o pré-carregamento no tubo de aço aumenta os deslocamentos e diminui a capacidade resistente do pilar preenchido. Os pilares ensaiados chegaram a perder 20% da capacidade resistente final devido ao pré-carregamento.

### 3.2.8 Exposição ao fogo

Uma das principais exigências de segurança no projeto de edificações é uma adequada provisão de proteção contra o fogo aos elementos estruturais, principalmente aos pilares. Precauções de segurança contra a ação do fogo são especificadas com o propósito de evitar qualquer casualidade e reduzir os danos

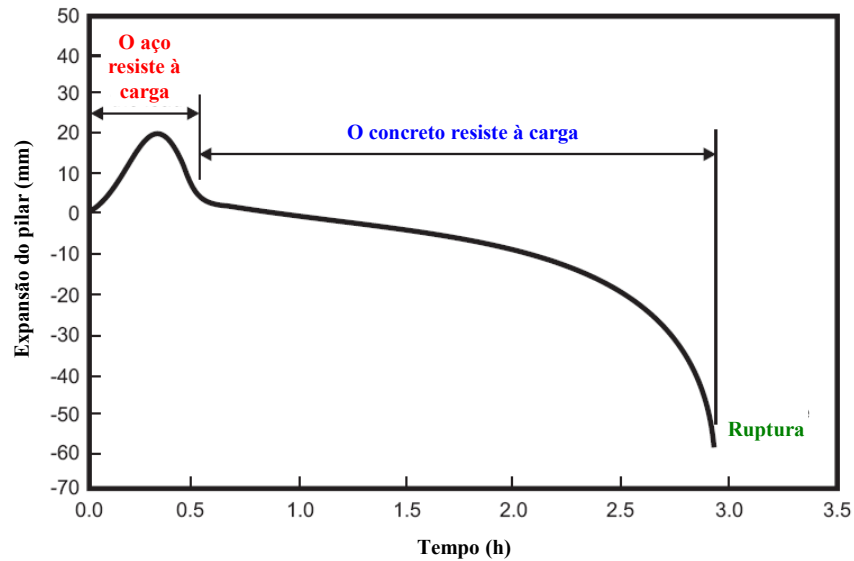
<sup>3</sup> ZHA, X.X. (1996). **Theoretical and experimental study on the behavior effect on concrete-filled steel tubular members subjected to compression-bending-torsion with initial stress in the steel tubes**. Ph.D. Dissertation, Harbin University of Architecture and Civil Engineering, Harbin, China. (In Chinese).

provocados pelo fogo, a custos aceitáveis. É importante que os elementos estruturais possam resistir aos efeitos do fogo por um período de tempo suficiente para a evacuação do local.

Segundo Kodur (1998), o comportamento do pilar misto preenchido, quando exposto ao fogo, depende do nível de temperatura e da duração do fogo. Isso é mostrado na Figura 3.12 para um típico pilar misto preenchido (usado em edifícios) exposto ao fogo, em um forno especialmente confeccionado para ensaios sobre condições de incêndio (Figura 3.13). Durante os estágios iniciais de exposição, o aço resiste à maioria da carga. Isso se dá porque a seção de aço se expande mais rapidamente do que a do núcleo de concreto. Com o aumento da temperatura, a seção de aço escoava por conta da diminuição da resistência ao escoamento, então o pilar subitamente se contrai após 20–30min de exposição. Essa contração é, freqüentemente, acompanhada por flambagem local da seção de aço. A partir desse estágio, o concreto passa a receber cada vez mais carga, devido ao aumento da temperatura, pois a contribuição do aço vai diminuindo. O concreto, devido à sua baixa condutividade térmica e alto calor específico, perde resistência mais lentamente que o aço e promove resistência ao fogo ao pilar para esse estágio do ensaio.

A resistência do concreto também diminui com o tempo e, num certo estágio, quando o núcleo de concreto não pode mais resistir à carga, a ruptura acontece tanto por flambagem global quanto por compressão. O tempo que o concreto é capaz de resistir, sob essas condições (curva padrão tempo vs. temperatura), é mostrado na Figura 3.12.

---



**Figura 3.12 – Expansão do pilar misto preenchido durante exposição ao fogo (KODUR, 1998)**



**Figura 3.13 – Pilar misto preenchido logo após o ensaio em um forno (KODUR, 2006)**

A análise da resistência ao fogo das estruturas é um procedimento complexo porque envolve muitas variáveis como a intensidade e duração do fogo, a distribuição de temperatura nos elementos estruturais, a interação entre os elementos, mudanças nas propriedades dos materiais e a influência das cargas da edificação. O processo, geralmente, inclui três componentes distintos: a exposição ao fogo, a transferência de calor para a estrutura e a resposta da estrutura. Comparando dois pilares com o mesmo tipo de aço e concreto, sendo um com seção transversal circular e outro quadrada, o



pilar circular possui desempenho levemente superior quando exposto ao fogo contudo, a diferença é quase desprezível. Isso provavelmente ocorre porque, para uma mesma área de seção transversal, o pilar com seção quadrada possui maior perímetro,  $\pm 1,13$  vezes, se comparado com o circular, e quando suas quatro faces são expostas ao calor, absorvem mais calor e, assim, sua temperatura é maior do que no pilar com seção circular. (YIN, et al., 2006).

Yin et al. (2006) também concluíram que a capacidade resistente do pilar exposto ao fogo depende da espessura do tubo de aço. Quanto menor a espessura, mais devagar será a transferência de calor para o núcleo de concreto; conseqüentemente, a perda de capacidade resistente do pilar também será mais lenta. Por exemplo: para um pilar com 250mm de raio e tubo de 10mm de espessura, a capacidade resistente é reduzida em 68% se exposto ao fogo por duas horas, enquanto que, para um pilar de mesmo diâmetro com 30mm de espessura, a capacidade será reduzida em 86% após as mesmas duas horas de exposição.

### **3.3 COMPORTAMENTO DOS PILARES PREENCHIDOS NO TRECHO PÓS-PICO**

Para a classificação do comportamento pós-pico dos pilares mistos preenchidos são utilizados o índice de confinamento “ $\theta$ ”, proposto por Cai et al. (1996) e apresentado na Eq. 3.5, e o índice de endurecimento, HI, proposto por Johansson (2002b), e calculado segundo a Eq. 3.6.

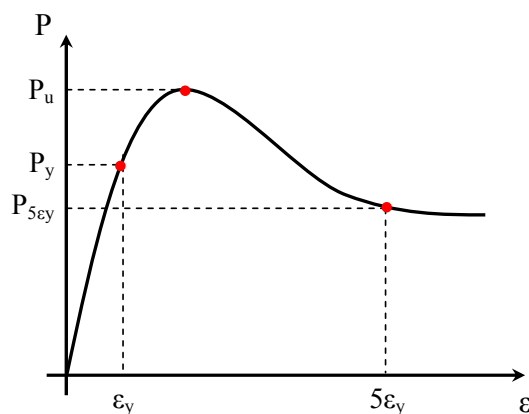
$$\theta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad \text{Eq. 3.5}$$

na qual,  $A_a$  e  $A_c$  são as áreas das seções transversais de aço e concreto, respectivamente,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço e  $f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto, medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos.

$$HI = \frac{P_{5\epsilon_y}}{P_y} \quad \text{Eq. 3.6}$$

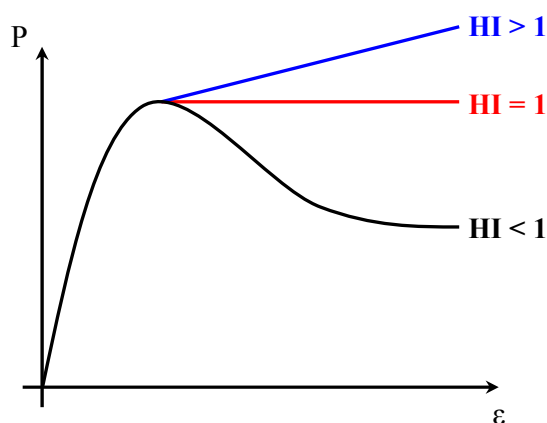
---

Sendo  $P_y$  a força de escoamento, que corresponde à força para a qual o comportamento Força vs. Deformação torna-se não linear, e  $P_{5\epsilon_y}$  é a força correspondente a cinco vezes a deformação de escoamento (Figura 3.14).



**Figura 3.14 – Definição de HI**

Três diferentes tipos de comportamento pós-pico são encontrados, em função do valor do índice de endurecimento HI. Quando  $HI < 1$ , o comportamento é elasto-plástico com amolecimento (softening);  $HI = 1$  corresponde a comportamento elasto-plástico perfeito e  $HI > 1$  é classificado como comportamento elasto-plástico com endurecimento (hardening) (Figura 3.15).



**Figura 3.15 – Comportamento pós-pico**

Segundo Johansson (2002b), a maneira como a carga é aplicada (na seção mista ou somente no concreto) não parece influenciar o comportamento das curvas *força aplicada vs. deformação*, e sim os valores da força de escoamento ( $P_y$ ), da força de ruptura ( $P_u$ ) e da deformação ( $5\epsilon_y$ ). Contudo, observa-se que a rigidez inicial do pilar

misto aumenta quando este é carregado na seção mista, comparado ao caso de carregamento no concreto. Esse efeito é verificado quando se utiliza concreto de resistência usual. Os três tipos de comportamento pós-pico mostrados na Figura 3.15 podem ser melhor entendidos pela Figura 3.16.

Segundo Johansson (2002b), o comportamento tipo 1 (a ou b) apresenta um leve ganho de resistência após ser atingida a força de escoamento ( $P_y$ ). Alguns pilares ensaiados por esse autor apresentaram esse comportamento. Nesses casos, a força de escoamento ( $P_y$ ) e a força última ( $P_u$ ) possuem quase o mesmo valor. Um longo trecho com força praticamente constante, após atingida a força de escoamento, é característico dos pilares do tipo 2. Com isso, os valores da força de escoamento e da força última não diferem muito. Esse comportamento pode ser definido como quase elasto-plástico perfeito (com encruamento nulo). O tipo 3 caracteriza-se pelo encruamento positivo após ser atingida a força de escoamento ( $P_y$ ). Alguns pilares de Johansson (op. cit.) apresentaram comportamento elástico linear até ser atingida a força de escoamento (Tipo 3a), contudo, outros pilares apresentaram uma pequena mudança de rigidez antes de ser atingida essa força (Tipo 3b). No tipo 3, a força última ( $P_u$ ) é bem maior que a força de escoamento ( $P_y$ ).

Johansson (2002b) conclui que a classificação do comportamento pós-pico dos pilares mistos preenchidos utilizando o índice de confinamento ( $\theta$ ) parece não ser aplicado a pilares com perfis formados a frio. Contudo, o índice de confinamento parece se relacionar com o comportamento estrutural, sendo que,  $\theta$  próximo da unidade indica uma transição entre ruptura por cisalhamento com comportamento elasto-plástico com amolecimento e ruptura dúctil com esmagamento. Isto parece lógico, desde que o índice de confinamento reflita como a carga é distribuída entre o concreto e o aço. Um baixo valor do índice de confinamento ( $\theta < 1$ ) significa que o núcleo de concreto resiste a maior parte da carga aplicada e, conseqüentemente, a resposta do concreto será mais evidente. O endurecimento, que corresponde a altos valores do índice de confinamento ( $\theta > 1$ ) pode ser explicado, até certo ponto, pelo fato de que a deformação de plastificação do tubo de aço fica mais evidente a olho nu. Isso ocorre, especialmente, para pilares curtos e com maior espessura de parede.

---

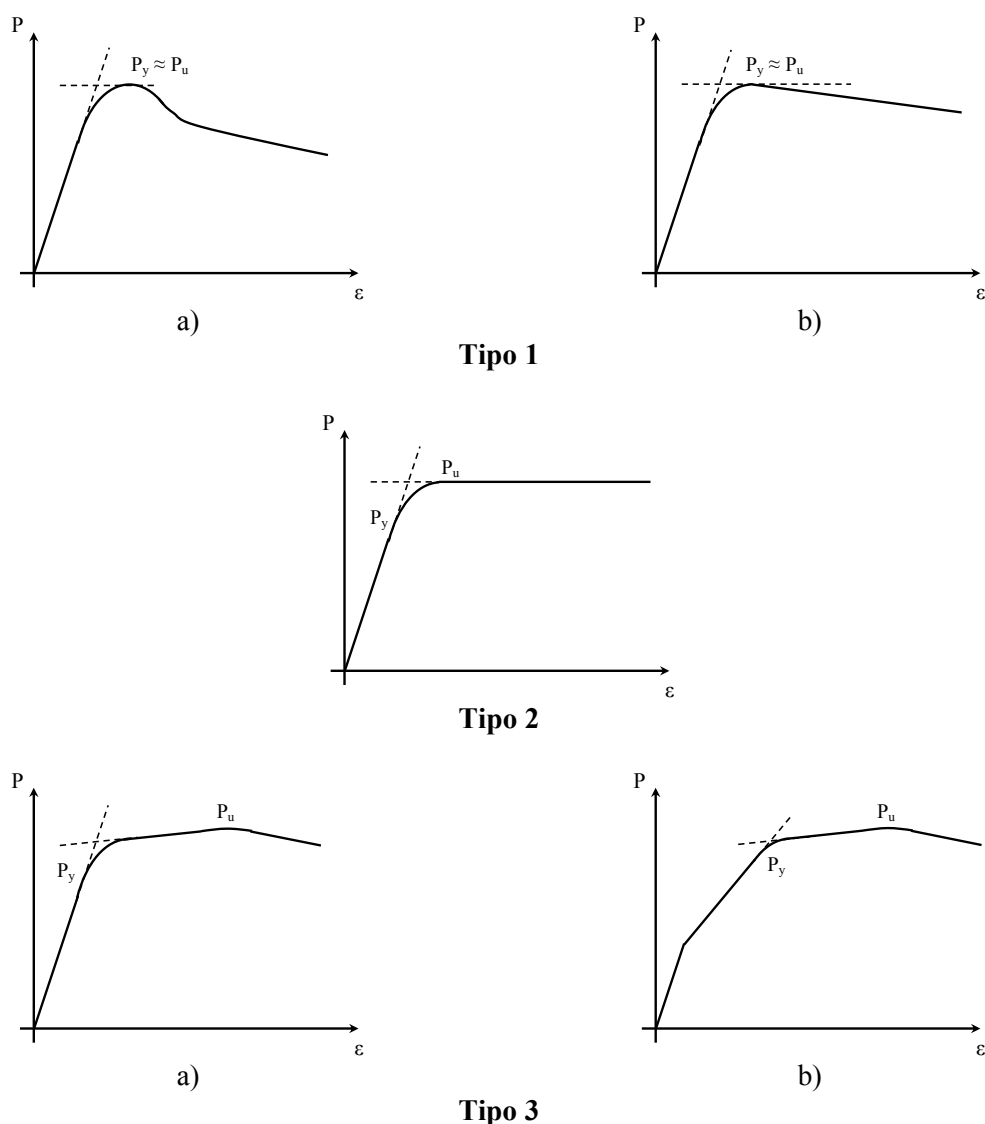


Figura 3.16 – Classificação do comportamento pós-pico proposto por Johansson (2002b)

### 3.4 CONSIDERAÇÕES DO CAPÍTULO

Este capítulo apresentou uma revisão sobre os principais aspectos do efeito de confinamento em pilares, apresentando desde o mecanismo de transferência de tensões no concreto até os fatores que influenciam no efeito de confinamento dos pilares mistos preenchidos.

Dentre os diversos fatores apresentados, alguns deles destacam-se por serem alvo de verificação deste trabalho, são eles, a forma de introdução do carregamento, a resistência à compressão do concreto e as esbeltezes global ( $L/D$ ) e local ( $D/t$ ). Os

resultados das análises deste trabalho servirão para comprovar, ou não, os resultados apresentados em pesquisas anteriores e que foram apresentados neste capítulo.

Com relação ao comportamento pós-pico, observou-se que a expressão da Eq. 3.5 não é ideal para medir um índice de confinamento dos pilares mistos preenchidos de uma maneira geral pela não consideração da esbeltez global do elemento.

---

# Capítulo 4

## **DIMENSIONAMENTO SEGUNDO AS NORMAS**

### **4.1 GENERALIDADES**

Neste capítulo são apresentados os procedimentos de cálculo do texto base para revisão da NBR 8800:2008, do Eurocode 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001. Aqui se apresenta a formulação existente nessas normas para o cálculo da capacidade resistente de pilares mistos preenchidos de seção circular, submetidos à compressão simples. Os termos e expressões usados são apresentados, também, nos textos-base dos códigos normativos apresentados.

As formulações existentes nas normas técnicas abordadas neste texto se aplicam aos pilares preenchidos que atendam aos limites de aplicabilidade apresentados a seguir.

Para determinação da capacidade resistente do pilar são necessários os dados relativos às propriedades mecânicas dos materiais utilizados. Para o aço do tubo, caso não sejam feitos ensaios para determinação da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade, podem ser adotados os valores fornecidos pelos fabricantes. Para o concreto, as normas apresentam formulações para o cálculo do módulo de elasticidade a partir da resistência característica à compressão do concreto. Estes valores não devem exceder os limites apresentados na Tabela 4.1.

---

**Tabela 4.1 – Limites de aplicabilidade das normas em função da resistência dos materiais**

Norma	Concreto (MPa)	Aço (MPa)
NBR 8800:2008	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	$250 \leq f_y \leq 450$
Eurocode 4:2004	$20 \leq f_{ck} \leq 60$	$235 \leq f_y \leq 460$
ANSI/AISC 360:2005	$21 \leq f_{ck} \leq 70$	$290 \leq f_y \leq 400$
CAN/CSA S16-01:2001	$20 \leq f_{ck} \leq 80$	$345 \leq f_y \leq 450$

O valor do módulo de elasticidade do concreto pode ser calculado segundo as equações apresentadas na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 – Cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto**

Norma	Recomendação	Observações
NBR 8800:2008	$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$f_{ck}$ em MPa
Eurocode 4:2004	$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0,3}$	
ANSI/AISC 360:2005	$E_c = 0,040957 \cdot \omega_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$\omega_c$ em $\text{kg/m}^3$ ; $f_{ck}$ em MPa $1500 \leq \omega_c \leq 2500$
CAN/CSA S16-01:2001	$E_c = 4500 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ , se $f_{ck} \leq 40\text{MPa}$ $E_c = 3300 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 6900$ , se $f_{ck} > 40\text{MPa}$	$f_{ck}$ em MPa

As resistências à compressão do aço e do concreto devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do tubo de aço da seção transversal. Para evitar a flambagem local, devem ser utilizados valores de espessura de tubo calculados segundo as expressões apresentadas na Tabela 4.3, sendo D o diâmetro externo do tubo e  $E_a$  o módulo de elasticidade do aço.

Os limites de aplicabilidade das normas com relação à esbelteza global do elemento são apresentados na Tabela 4.4.

**Tabela 4.3 – Cálculo da espessura mínima (t) do tubo de aço para evitar a instabilidade local**

Norma	Recomendação
NBR 8800:2008	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{0,15 \cdot E_a}$
Eurocode 4:2004	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{90 \cdot 235 \text{MPa}}$
ANSI/AISC 360:2005	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{0,15 \cdot E_a}$
CAN/CSA S16-01:2001	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{28000}$

**Tabela 4.4 – Limites de esbeltez global**

Norma	Recomendação
NBR 8800:2008	$\lambda_0 \leq 2$
Eurocode 4:2004	$\bar{\lambda} \leq 2$
ANSI/AISC 360:2005	$K \cdot L / r_t < 200$
CAN/CSA S16-01:2001	$K \cdot L / r_t < 200$

O valor do raio de giração da seção íntegra,  $r_t$ , é calculado pela Eq. 4.1.

$$r_t = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Eq. 4.1}$$

na qual,  $I$  é o momento de inércia da seção mista, calculado com a Eq. 4.2 e  $A$  é a área da seção total calculada com a Eq. 4.3.

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad \text{Eq. 4.2}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{Eq. 4.3}$$



## 4.2 PROJETO DE REVISÃO DA NBR 8800:2008

O texto base para revisão da NBR 8800:2008 traz apenas a formulação para o "Método simplificado", cujos pré-requisitos são descritos sucintamente a seguir. Nos casos em que o pilar preenchido não atenda aos requisitos pré-definidos, não há nenhum outro procedimento na norma brasileira. No EUROCODE 4:2004 pode ser encontrada a formulação para as situações em que não é possível aplicar o Método simplificado.

Na elaboração do método simplificado foram adotadas as seguintes hipóteses básicas:

- Interação completa entre o concreto e o aço no momento da ruptura;
- As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- A flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser o estado limite último predominante;

O método simplificado possui os seguintes limites de aplicabilidade, no tocante aos pilares mistos preenchidos:

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante ao longo do comprimento;
- O concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- O fator de contribuição do aço  $\delta$ , que mede a contribuição do perfil na capacidade resistente da seção preenchida deve estar contido no intervalo pré-estabelecido. Para  $\delta \leq 0,2$ , o pilar deve ser dimensionado como um pilar de concreto armado (de acordo com as recomendações da NBR 6118:2003) e, para  $\delta \geq 0,9$ , o dimensionamento deve ser feito como um pilar de aço. O fator de contribuição é calculado pela Eq. 4.4.

$$\delta = \frac{f_y \cdot A_a}{N_{Rd,p\ell}} \quad \text{Eq. 4.4}$$

na qual,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço,  $A_a$  é a área da seção transversal do perfil de aço e  $N_{Rd,pl}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total, calculada segundo a Eq. 4.8.

- A esbeltez relativa do pilar  $\lambda_0$ , como definida na Eq. 4.7, não pode ser maior que 2,0;
- Seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio (para essa situação, usar a ABNT NBR 14323). A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4% desta (por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, porém, não pode ser considerada no dimensionamento a temperatura ambiente taxa superior a 4%);
- Quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste, isoladamente, às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada.

A força axial resistente de cálculo, de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão, é dada pela Eq. 4.5. Como, neste trabalho, não foram adotadas barras de armadura adicionais colocadas dentro dos pilares, as parcelas correspondentes a esta contribuição foram suprimidas das expressões doravante apresentadas.

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{Eq. 4.5}$$

O fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , pode ser calculado com a Eq. 4.6.

$$\chi = \begin{cases} 0,658^{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad \text{Eq. 4.6}$$

na qual,  $\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido por conta do efeito da flambagem local, calculado com a Eq. 4.7.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{R,p\ell}}{N_e}} \quad \text{Eq. 4.7}$$

A força axial de compressão resistente de cálculo,  $N_{R,p\ell}$ , é calculada pela Eq. 4.8, considerando os coeficientes de segurança iguais a 1,  $N_e$  é a força normal de flambagem elástica, dada pela Eq. 4.9.

$$N_{Rd,p\ell} = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \alpha \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 4.8}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 4.9}$$

na qual,  $KL$  é o comprimento de flambagem do pilar e  $(EI)_e$  é a rigidez efetiva à flexão da seção mista, calculada pela Eq. 4.10, na qual,  $I_a$  é o momento de inércia da seção transversal do tubo de aço e  $I_c$  é o momento de inércia da seção transversal do concreto.

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{Eq. 4.10}$$

onde,  $A_c$  é a área da seção transversal do concreto;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;  $\gamma_c$  é o coeficiente de minoração da resistência do concreto, igual a 1,40,  $\gamma_a$  é o coeficiente de minoração da resistência do aço, igual a 1,10 e  $\alpha$  é igual a 0,85 para seção retangular ou quadrada e 0,95 para circular. O cálculo do módulo de elasticidade do concreto obedece às expressões da Tabela 4.2.

Para comparação da capacidade resistente prevista pela Eq. 4.5 com os resultados experimentais, todos os coeficientes de segurança serão tomados iguais a 1.

### 4.3 EUROCODE 4:2004

Para a norma Européia BS EN 1994-1-1:2004, que neste trabalho será tratada como Eurocode 4:2004 e, em alguns casos, apenas como EC4, a redução da resistência do concreto pelo coeficiente 0,85 pode ser omitida para os pilares mistos preenchidos, já que os pilares foram ensaiados em um curto prazo após a concretagem (por volta de 28 dias) em ensaios de curta duração. O efeito de confinamento é considerado quando a esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  é menor que 0,5 e a excentricidade da carga não excede 10% do diâmetro externo do tubo.

A força normal resistente de cálculo à plastificação total da seção transversal do pilar preenchido de seção circular é calculada pela Eq. 4.11.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \cdot \left[ 1 + \eta_c \cdot \left( \frac{t}{D} \right) \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad \text{Eq. 4.11}$$

na qual,  $\eta_c$  (fator que amplia a resistência do concreto quando confinado) e  $\eta_a$  (fator de redução da resistência do aço) são calculados pelas Eq. 4.12 e Eq. 4.13, respectivamente, considerando que não há excentricidade na aplicação do carregamento.

$$\eta_c = 4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad \text{Eq. 4.12}$$

$$\eta_a = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1 \quad \text{Eq. 4.13}$$

A esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  é calculada pela Eq. 4.14.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad \text{Eq. 4.14}$$

onde,  $N_{pl,Rk}$  é calculado pela Eq. 4.11 considerando os coeficientes parciais de segurança iguais a 1;  $N_{cr}$  é a força normal de flambagem elástica calculado segundo a Eq. 4.9.

A capacidade resistente do pilar é calculada pela Eq. 4.15.

$$N_{Ed} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 4.15}$$

O fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , depende da curva de dimensionamento à compressão (a, b, c ou d), a qual é função do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em relação ao qual a instabilidade ocorre. Esse fator pode ser calculado com a Eq. 4.16.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{Eq. 4.16}$$

na qual,  $\bar{\lambda}$  é o índice de esbeltez reduzido por conta do efeito da flambagem local, calculado com a Eq. 4.14,  $\Phi$  é calculado com a Eq. 4.17.

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{Eq. 4.17}$$

onde,  $\alpha$  é um coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão e leva em conta as imperfeições iniciais. Para pilares mistos preenchidos,  $\alpha=0,21$ .

#### 4.4 ANSI/AISC 360:2005

As principais mudanças na formulação desta norma em relação ao AISC-LRFD:1994 são: a consideração de um modelo de resistência da seção transversal (semelhante ao usado pelo ACI), a liberação dos limites de esbeltez para os pilares mistos preenchidos e a consideração da contribuição do concreto contra os efeitos da flambagem local.

A norma americana para estruturas de aço permite a utilização do coeficiente 0,95 em substituição ao coeficiente 0,85, como forma simplificada de considerar o efeito de confinamento na ampliação da resistência à compressão do concreto. Além disso, a utilização de concreto de alta resistência é permitida para o cálculo do módulo de elasticidade, podendo se estender para o dimensionamento da seção transversal, se forem realizados ensaios e análises adequados.

Segundo o ANSI/AISC 360:2005, a capacidade resistente à compressão é calculada diretamente como força, enquanto o AISC-LRFD:1994 convertia tensões equivalentes em força. Além disso, a relação entre áreas de aço e concreto na seção transversal pode ser menor que 1%.

A capacidade resistente (P) é calculada pela Eq. 4.18.

$$P = \phi_c \cdot P_n \quad \text{Eq. 4.18}$$

Na Eq. 4.18, o coeficiente de segurança  $\phi_c$  é tomado igual a 0,75 (LRFD – Load and Resistance Factor Design). O valor de  $P_n$  é calculado pela Eq. 4.19, que leva em consideração os efeitos da instabilidade global e são função da relação  $P_0/P_e$ :

$$P_n = \begin{cases} P_0 \cdot \left[ 0,658 \left( \frac{P_0}{P_e} \right) \right], & \text{se } P_e \geq 0,44 \cdot P_0 \\ 0,877 \cdot P_e, & \text{se } P_e < 0,44 \cdot P_0 \end{cases} \quad \text{Eq. 4.19}$$

Nestas equações, a capacidade resistente da seção mista, considerando que cada componente atinge seu limite de resistência,  $P_0$  é dada pela Eq. 4.20 e  $P_e$  é a força normal de flambagem elástica, calculada a partir da Eq. 4.21.

$$P_0 = A_s \cdot f_y + C_2 \cdot A_c \cdot f'_c \quad \text{Eq. 4.20}$$

na qual,  $C_2$  é igual a 0,85 para seção retangular ou quadrada e 0,95 para circular

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 4.21}$$

e, a rigidez equivalente da seção mista é calculada pela Eq. 4.22.

$$(EI)_e = E_s \cdot I_s + C_3 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{Eq. 4.22}$$

sendo,  $C_3$  calculado pela Eq. 4.23.

$$C_3 = 0,6 + 2 \cdot \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,9 \quad \text{Eq. 4.23}$$

## 4.5 CAN/CSA S16-01:2001

A capacidade resistente do pilar misto preenchido segundo a norma canadense é dada pela Eq. 4.24.

$$C_{rc} = \left( \tau \cdot \phi \cdot A_s \cdot f_y + 0,85 \cdot \tau' \cdot \phi_c \cdot A_c \cdot f'_c \right) \cdot \left( 1 + \lambda^{2n} \right)^{-1/n} \quad \text{Eq. 4.24}$$

na qual,  $\tau = \tau' = 1$ , exceto para pilares mistos preenchidos de seção circular com relação  $L/D$  menor que 25, para os quais  $\tau$  e  $\tau'$  são calculados empregando as Eq. 4.25 e Eq. 4.26, respectivamente,  $\lambda$  é determinado pela Eq. 4.27 e  $n = 1,8$ .

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{1 + \rho + \rho^2}} \quad \text{Eq. 4.25}$$

$$\tau' = 1 + \left( \frac{25 \cdot \rho^2 \cdot \tau}{D/t} \right) \cdot \left( \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) \quad \text{Eq. 4.26}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_p}{C_{ec}}} \quad \text{Eq. 4.27}$$

O parâmetro  $\rho$  leva em consideração a esbeltez do elemento e é calculado pela Eq. 4.28.

$$\rho = 0,02 \cdot \left( 25 - \frac{L}{D} \right) \quad \text{Eq. 4.28}$$

$C_p$  é a força normal de compressão resistente do pilar misto ( $C_{rc}$ ) considerando  $\lambda = 0$  e  $\phi = \phi_c = 1$  na Eq. 4.24.  $C_{ec}$  é a força normal de flambagem elástica calculada pela Eq. 4.29.

$$C_{ec} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 4.29}$$

A rigidez equivalente é, neste caso, também calculada pela Eq. 4.10. Lembrando que o valor de  $E_c$  deve ser determinado pela expressão da respectiva norma, determinados a partir das expressões da Tabela 4.2.

# Capítulo 5

## ANÁLISE EXPERIMENTAL

### 5.1 GENERALIDADES

Este trabalho faz parte de um extenso programa experimental sobre estruturas mistas que vem sendo desenvolvido na Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo no qual já foram abordados aspectos relativos a solicitações axiais, flexão e ligações entre vigas e pilares mistos preenchidos de seção retangular (DE NARDIN & EL DEBS, 2004; DE NARDIN & EL DEBS, 2007). Aqui, o foco principal está na investigação do comportamento dos pilares preenchidos de seção circular; para isso, foram ensaiados 64 pilares mistos preenchidos de seção circular, submetidos à compressão axial, considerando as variáveis apresentadas na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 – Características dos modelos**

Diâmetro externo do tubo de aço – D (mm)	114,3
Comprimento – L (mm)	3·D, 5·D, 7·D e 10·D
Espessura do tubo – t (mm)	3,35 e 6,0
$f_{ck}$ (MPa)	30, 60, 80 e 100
Tipo de carregamento	Na seção mista ou no concreto



Portanto, as variáveis investigadas experimentalmente são: a relação  $L/D$ , a esbeltez local ( $D/t$ ), a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) e a forma de introdução do carregamento, aplicado na seção mista ou no núcleo de concreto.

## 5.2 ENSAIOS PRELIMINARES

Com o intuito de avaliar todo o procedimento de ensaio, incluindo a confecção dos elementos, foram realizados alguns ensaios preliminares.

### 5.2.1 Elementos ensaiados

Foram ensaiados 8 pilares mistos preenchidos, cujas principais características são apresentadas na Tabela 5.2. O cálculo do comprimento efetivo ( $L_e$ ) será apresentado mais adiante, nesta seção.

No estudo preliminar foram considerados três valores de resistência à compressão do concreto: 25MPa, 50MPa e 75MPa.

**Tabela 5.2 – Características geométricas e resistência do concreto para os pilares do estudo preliminar**

Pilar	D (mm)	L (mm)	L/D	$L_e$ (mm)	t (mm)	$f_{co}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
P2-75-3D-C (P)	114,3	342,9	3	274,3	6	73,3	41320
P2-75-3D-E (P)							
P2-75-5D-C (P)		571,5	5	457,2			
P2-75-5D-E (P)							
P2-25-7D-C (P)		800,1	7	640,1		22,5	28600
P2-25-7D-E (P)							
P2-50-10D-C (P)		1143,0	10	914,4		58,2	38400
P2-50-10D-E (P)							

Em relação à nomenclatura dos elementos, a letra P, entre parênteses, na Tabela 5.2, indica que estes são pilares do ensaio-piloto. A designação de cada pilar segue o procedimento:

$$\overset{a}{\text{P1}}-\underset{b}{\text{60}}-\overset{c}{\text{3D}}-\underset{d}{\text{E}}$$

- a) Espessura do tubo de aço: 1 – 3,35mm (com costura); 2 – 6mm (sem costura);
- b) Resistência à compressão do concreto: 30MPa, 60MPa, 80MPa ou 100MPa;
- c) Relação altura / diâmetro do tubo (L/D): 3D, 5D, 7D ou 10D;
- d) Tipo de carregamento aplicado: E – Na seção mista; C – No concreto.

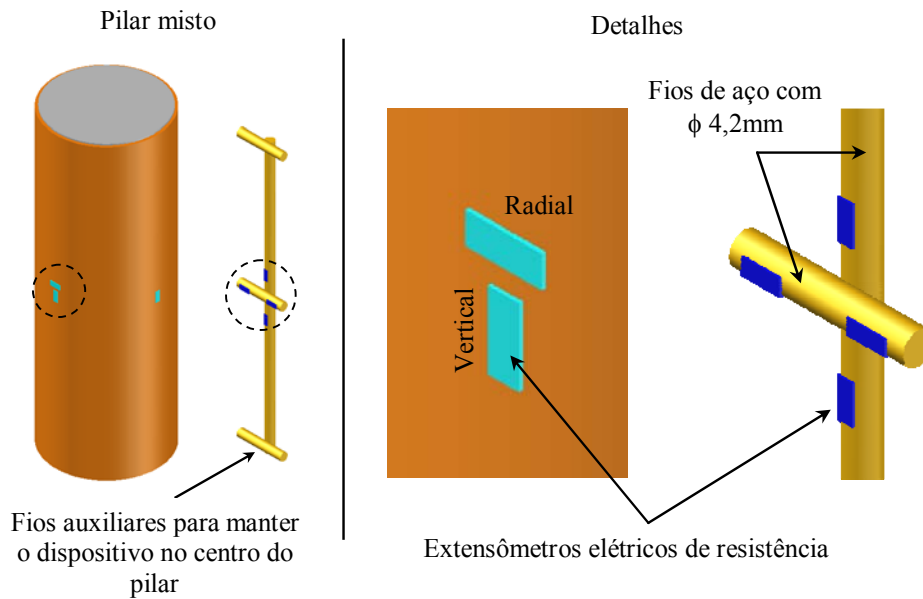
### 5.2.2 Instrumentação dos elementos

Os ensaios dos modelos da Tabela 5.2 serviram para identificar o tipo de instrumentação mais eficiente para obtenção do comportamento dos pilares (deslocamentos e deformações) quando submetidos à compressão centrada. Também foram importantes para verificar o tempo necessário para execução de um ensaio, que foi da ordem de 50min entre montagens de dois ensaios consecutivos.

A instrumentação utilizada para quantificar os deslocamentos e deformações nos modelos é apresentada na Figura 5.1. Esta instrumentação foi utilizada nos ensaios piloto. Além dos extensômetros elétricos de resistência foram utilizados quatro transdutores de deslocamento (LVDT<sup>4</sup>), dispostos diametralmente no contorno do pilar. Cada transdutor possuía 20mm de curso, que garantiram a leitura dos resultados inclusive para os modelos mais esbeltos. Na barra de aço longitudinal, com diâmetro de 4,2mm, inserida no concreto, como mostra um dos detalhes da Figura 5.1, foram usados dois extensômetros elétricos. Estes extensômetros foram usados aos pares, pois nos casos de instrumentação interna e imersa no concreto, há possibilidade de defeito ou penetração de umidade nos extensômetros, impossibilitando o registro das deformações.

---

<sup>4</sup> O transformador diferencial variável linear, conhecido como LVDT (Linear Variable Displacement Transducer). Instrumento usado para medir o deslocamento de superfícies em ensaios estáticos ou dinâmicos.



**Figura 5.1 – Instrumentação adotada para os ensaios piloto**

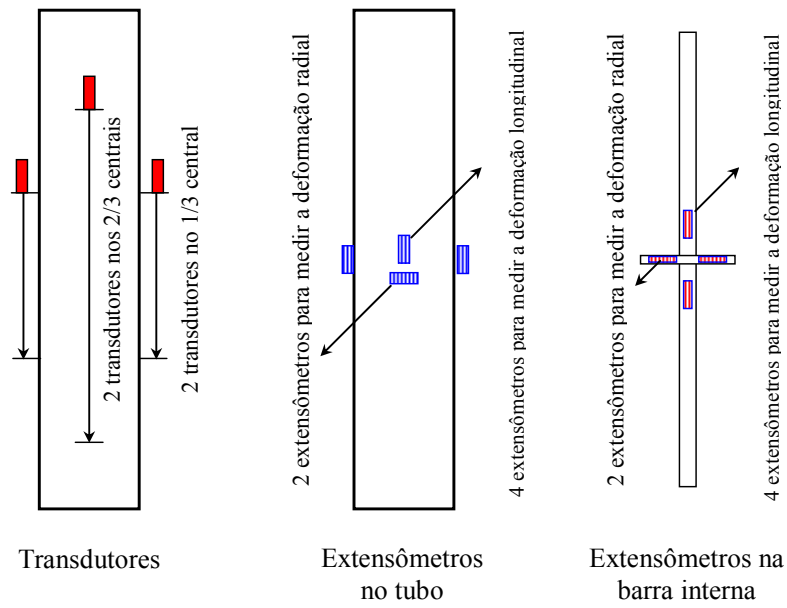
A utilização da barra horizontal interna, soldada na barra longitudinal, foi uma tentativa de medir a deformação radial do concreto e compará-la com aquela medida pelos extensômetros posicionados externamente no tubo de aço. A partir da comparação dos resultados é possível saber se há ou não descolamento do núcleo de concreto em relação à superfície interna do tubo, sobretudo para os pilares mais curtos. A deformação obtida por meio dos extensômetros radiais no redor do tubo de aço ( $\epsilon_e$ ) foi convertida, de forma a representar o aumento do raio do tubo ( $\Delta r_i$  em mm) usando a Eq. 5.1. A deformação obtida pelo extensômetro horizontal na barra imersa no concreto ( $\epsilon_i$ ) também foi transformada em  $\Delta r_i$  usando a Eq. 5.2.

$$\Delta r_i = \frac{r_e \cdot \epsilon_e}{10^6} \quad \text{Eq. 5.1}$$

$$\Delta r_i = \frac{r_i \cdot \epsilon_i}{10^6} \quad \text{Eq. 5.2}$$

nas quais,  $r_e$  e  $r_i$  são os raios externo e interno do tubo de aço, respectivamente.

As Figura 5.2 e Figura 5.3 apresentam detalhes da instrumentação dos pilares ensaiados no estudo preliminar.



**Figura 5.2 – Instrumentação dos pilares pilotos**

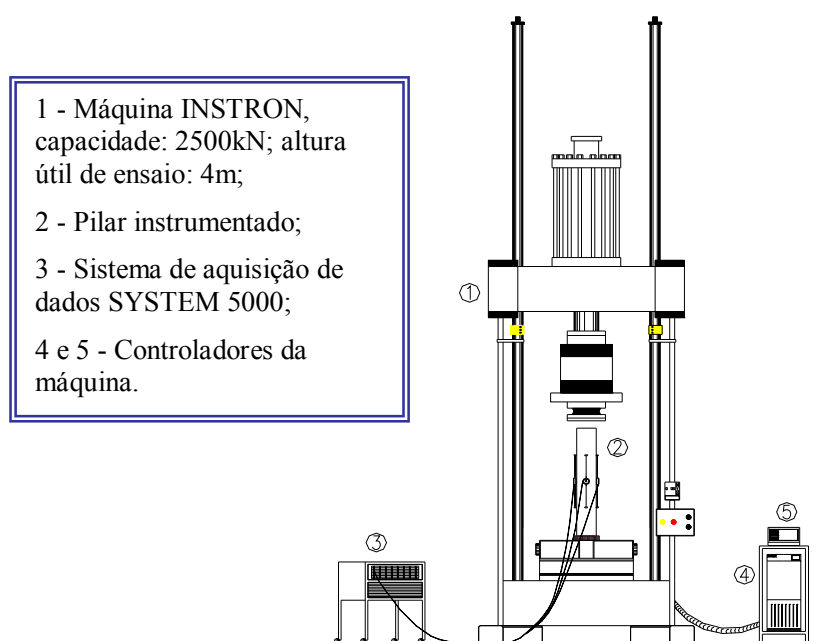
Os extensômetros foram posicionados a meia altura do pilar, medindo deformações longitudinais e radiais na seção média. Foram usadas duas bases de medida para os transdutores para verificar se essa distância tem influência nos resultados.



**Figura 5.3 – Instrumentação nos pilares do ensaio piloto com L/D igual a 10, 7 e 3**

### 5.2.3 Equipamento de ensaio

Os ensaios dos pilares foram realizados na máquina Instron, modelo 8506, do Laboratório de Estruturas da EESC/USP, mostrada na Figura 5.4. Trata-se de um equipamento servo-hidráulico, com controle eletrônico e computadorizado, de força ou deslocamento, que permite a realização de ensaios estáticos com força nominal máxima de 2500kN. Além de dispor de um espaço para ensaio de 822mm×514mm×4000mm, a máquina Instron possibilita a aplicação da força sob velocidade de deslocamento constante do pistão (mm/s). Nos ensaios foi utilizado o controle de deslocamento visando obter o comportamento descendente do diagrama Força vs. Deformação axial.



**Figura 5.4 – Dispositivo de Ensaio**

As dimensões dos modelos foram estabelecidas a partir da capacidade de carga da máquina de ensaio. Foram feitas previsões, usando o procedimento do texto base para revisão da norma brasileira – NBR 8800:2003 (texto disponível na época) – considerando o pilar de menor relação L/D (3), maior resistência à compressão do concreto (considerou-se 80MPa por conta das variações) e maior espessura de tubo (6mm).

A velocidade de deslocamento foi de 0,01mm/s no trecho ascendente, até  $\pm 70\%$  da força máxima estimada, e de 0,007mm/s até o final do ensaio.

### 5.2.4 Execução dos ensaios preliminares

Primeiramente foram ensaiados 4 pilares: 2 com  $L/D = 7$  e 2 com  $L/D = 10$ , além de 2 elementos adicionais com relação  $L/D = 3$ . Nesses elementos, durante a concretagem, foram posicionadas chapas de aço na base dos pilares, a fim de impedir a saída do concreto enquanto em estado fresco (Figura 5.5). A Figura 5.6 apresenta o cilindro usado para aplicação da força unicamente no concreto da seção mista.



**Figura 5.5 – Chapa de aço na base e carga aplicada no concreto apenas no topo**



**Figura 5.6 – Dispositivo usado para aplicação da força no concreto**

Após o ensaio foi verificado que as extremidades do pilar com relação  $L/D = 3$  apresentavam uma pequena diferença na deformação radial. Isso porque a chapa impediu que o concreto expandisse, resultando em deformação menor. No caso dos pilares carregados apenas no concreto, a introdução do carregamento na parte inferior se deu na seção mista, pois a chapa de aço também recebeu carga. Ou seja, embora a carga tenha sido introduzida pelo núcleo de concreto, a reação na base foi aplicada no aço e no concreto.

Observando isso, no ensaio dos demais elementos (2 com  $L/D = 5$  e 2 com  $L/D = 3$ ), cuja força de compressão era aplicada no concreto, foi colocado um cilindro de isopor com 3cm de espessura na base do pilar (Figura 5.7) para que, após a concretagem, ficasse uma região livre para introdução da força somente no concreto, também na extremidade inferior. Essa região foi regularizada com uso de enxofre, similar ao procedimento de capeamento de corpos-de-prova cilíndricos de concreto (Figura 5.8).



**Figura 5.7 – Isopor utilizado para deixar a extremidade inferior livre para aplicar carga no concreto**



**Figura 5.8 – Regularização da superfície com enxofre**

As Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam os elementos P2-75-5D-C (P) e P2-75-5D-E (P), cuja força foi aplicada no concreto e na seção mista, respectivamente.



**Figura 5.9 – Ensaio do pilar P2-75-5D-C      Figura 5.10 – Ensaio do pilar P2-75-5D-E**

Para o cálculo da capacidade resistente segundo NBR 8800:2008, Eurocode 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001, é necessário conhecer o coeficiente de flambagem ( $K$ ). Observando a configuração final dos elementos com relação  $L/D$  igual a 10, foi possível estimar o valor desse coeficiente (Figura 5.11). O valor calculado foi de  $K \approx 0,82$ . Dessa maneira, foi adotado, para todos os cálculos, coeficiente de flambagem igual a 0,8.

O equipamento de ensaio utilizado possibilita a rotação na extremidade superior e impede a rotação na inferior (Figura 5.12), assim, o valor de  $K$  está de acordo com as

recomendações da NBR 8800:2008 (Figura 5.13). Os valores de comprimento efetivo ( $L_e$ ), apresentados na Tabela 5.2, são resultado do produto  $K \cdot L$ .



Figura 5.11 – Comprimento de flambagem



Figura 5.12 – Extremidade permitindo rotação

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio			Rotação e translação impedidas			
			Rotação livre, translação impedida			
			Rotação impedida, translação livre			
			Rotação e translação livres			

Figura 5.13 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados (NBR 8800:2008)



### 5.2.5 Resultados de força última dos ensaios-piloto

Os resultados de capacidade resistente, experimentais e normativos, dos pilares ensaiados no estudo preliminar são apresentados na Tabela 5.3. Os valores entre parênteses representam a relação entre a força última experimental e a força resistente segundo as normas ( $F_{exp}/F_{normas}$ ). No cálculo da capacidade resistente, foram usados os valores de módulo de elasticidade do concreto previstos pelas expressões existentes em cada uma das normas avaliadas. Para a NBR foi usada a versão disponível em 2005.

**Tabela 5.3 – Valores de força última experimental e de força resistente segundo as normas (Ensaio-piloto)**

Pilar	$\eta_c$ (EC4)	Forças (kN)					
		$F_{exp}$	NBR 8800	EC4	ANSI/AISC	CAN/CSA	EC4*
P2-75-3D-C (P)	2,993	1495,6	1272,46 (1,175)	1610,84 (0,928)	1266,22 (1,181)	1619,63 (0,923)	1302,58 (1,148)
P2-75-3D-E (P)	2,993	1361,6	1272,46 (1,070)	1610,84 (0,845)	1266,22 (1,075)	1619,63 (0,841)	1302,58 (1,045)
P2-75-5D-C (P)	1,973	1449,5	1272,46 (1,139)	1486,79 (0,975)	1255,22 (1,155)	1543,39 (0,939)	1302,58 (1,113)
P2-75-5D-E (P)	1,973	1308,5	1272,46 (1,028)	1486,79 (0,880)	1255,22 (1,042)	1543,39 (0,848)	1302,58 (1,005)
P2-25-7D-C (P)	1,570	1004,6	871,97 (1,152)	1015,73 (0,989)	857,82 (1,171)	1118,74 (0,898)	879,65 (1,142)
P2-25-7D-E (P)	1,570	925,9	871,97 (1,062)	1015,73 (0,912)	857,82 (1,079)	1118,74 (0,828)	879,65 (1,053)
P2-50-10D-C (P)	0,397	1181,3	1110,62 (1,064)	1144,51 (1,032)	1097,28 (1,077)	1260,19 (0,937)	1132,65 (1,043)
P2-50-10D-E (P)	0,397	1126,9	1110,62 (1,015)	1144,51 (0,985)	1097,28 (1,027)	1260,19 (0,894)	1132,65 (1,095)
Médias das relações			<b>1,088</b>	<b>0,943</b>	<b>1,101</b>	<b>0,889</b>	<b>1,068</b>
Desvio padrão das relações			<b>0,060</b>	<b>0,063</b>	<b>0,060</b>	<b>0,045</b>	<b>0,059</b>

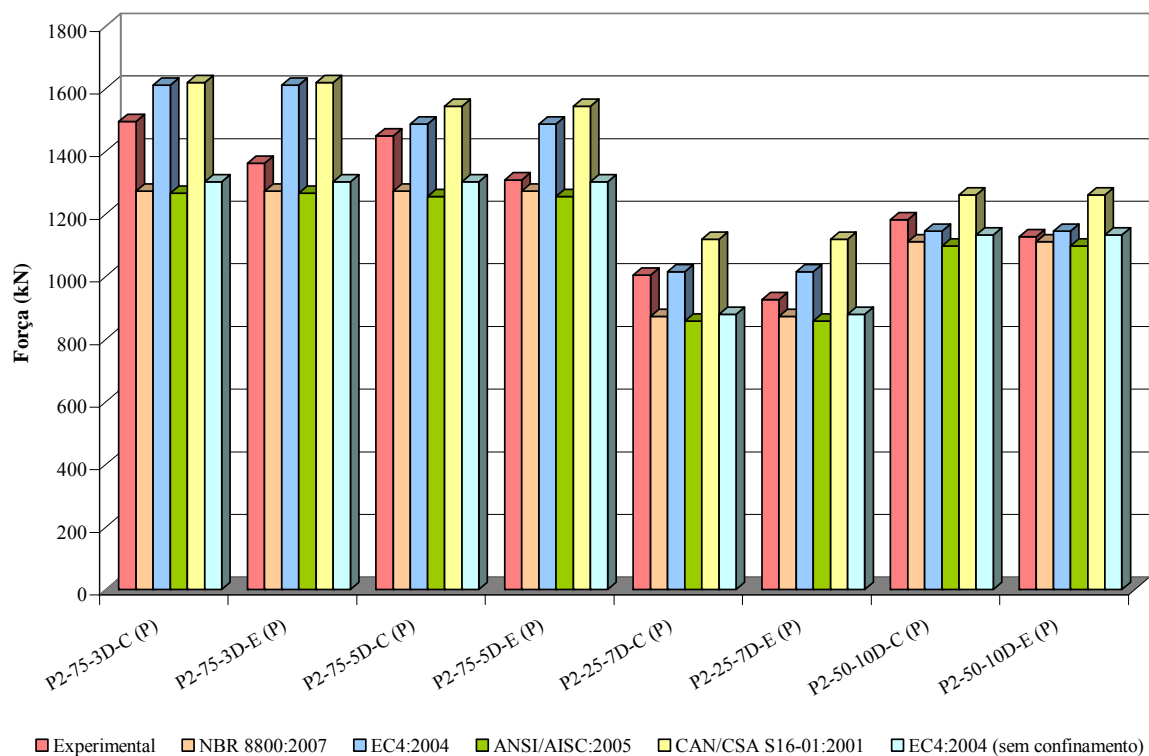
Na Tabela 5.3 são apresentados os valores de força resistente calculados levando em conta e desprezando (EC4\*) a contribuição do confinamento do concreto no cálculo da capacidade resistente segundo o Eurocode 4, representado pela parcela  $\eta_c$ . Segundo essa norma, não se deve levar em consideração a contribuição do confinamento do

concreto, para pilares preenchidos com concretos de resistência superior a 50MPa. Para efeito de verificação da formulação do EC4, foi desconsiderada a contribuição da parcela de acréscimo na capacidade resistente, devido ao confinamento do concreto, para todos os pilares (Coluna EC4\*).

Os cálculos decorrentes do EC4 são conservadores quando não é considerada a contribuição do confinamento. Para os pilares com relação  $L/D = 3$ , valor para o qual a norma permite considerar a contribuição do confinamento do concreto, a redução no valor calculado chega a, aproximadamente 24%, porém o concreto usado possui 73,3MPa, que está fora dos limites de resistência que a norma abrange.

Para o pilar P2-75-3D-E (P), ao considerar o efeito de confinamento, o valor experimental é 9,2% menor que o teórico, para a norma EC4, enquanto que, ao desprezar este efeito, o mesmo valor experimental é 4,5% maior que o teórico.

Os resultados, com e sem a consideração do efeito de confinamento, obtidos via formulação do EC4 e demais normas estudadas são apresentados no gráfico da Figura 5.14.



**Figura 5.14 – Resultados normativos e experimentais para os ensaios-piloto**

Tomando os valores obtidos segundo o EC4, pelo gráfico apresentado na Figura 5.14 fica claro que a não consideração do efeito de confinamento do concreto, para pilares mistos preenchidos com concreto de resistência superior a 50MPa, apesar de estar a favor da segurança, subestima a capacidade resistente desses pilares.

Quanto à esbeltez dos pilares ( $L/D$ ), nota-se que, quando a relação  $L/D$  cresce, os valores de capacidade resistente com e sem considerar o efeito de confinamento aproximam-se do valor experimental. No caso dos elementos mais esbeltos, com relação  $L/D = 10$ , os resultados não apresentam grandes diferenças considerando ou não o efeito de confinamento; neste caso, tal efeito, se existir, será muito pequeno e irrelevante para a força resistente.

Portanto, os resultados de força resistente indicam que se deve buscar uma formulação que melhor represente a capacidade resistente desses pilares, considerando o efeito de confinamento do concreto, mesmo quando o pilar é esbelto e preenchido com concreto de alta resistência.

Os procedimentos normativos abordam apenas o dimensionamento de pilares carregados na seção mista, por isso, ocorreu maior discrepância nos resultados de força última obtidos segundo as normas, quando comparados com os resultados experimentais dos pilares carregados apenas no concreto.

No geral, as normas NBR 8800:2008 e ANSI/AISC:2005 apresentaram os melhores resultados, pois, independentemente da resistência do concreto ou da relação  $L/D$ , os valores de força resistente estão a favor da segurança, sem subestimar a resistência conjunta dos materiais. Os resultados experimentais ficaram 8,8% e 10,1% acima dos previstos pela NBR 8800:2008 e o ANSI/AISC:2005, respectivamente. O dimensionamento segundo o CAN/CSA apresentou os resultados menos conservadores, estando, em média, 11% acima dos valores experimentais. Se considerarmos apenas os pilares carregados na seção mista, os resultados, em média, são ainda mais dispersos, ficando 14,7% acima dos experimentais.

---

### 5.2.6 Estudo do comportamento Força vs. Deformação axial

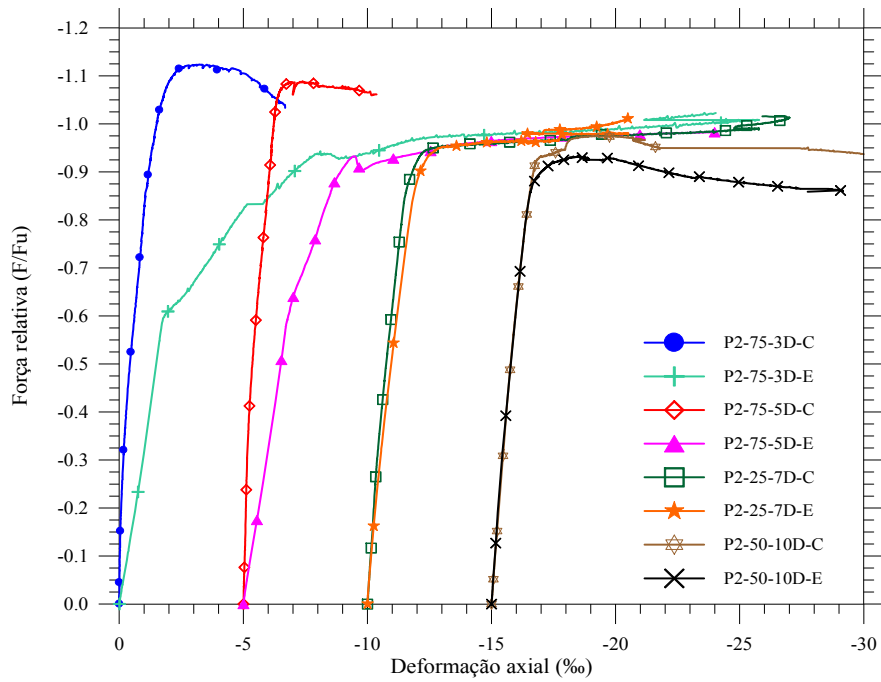
Na Figura 5.15 são apresentados os diagramas *força relativa vs. deformação axial* para os oito pilares ensaiados. A força máxima obtida nos ensaios foi dividida pela força  $F_u$ , que é resultado da soma das parcelas resistentes do concreto (sem confinamento) e do tubo de aço, calculada pela Eq. 5.3. Os valores de  $F_u$  e  $F_{exp}$  são apresentados na Tabela 5.4.

$$F_u = A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{co} \quad \text{Eq. 5.3}$$

A deformação axial foi calculada a partir dos dados de deslocamento obtidos pelos transdutores posicionados no contorno dos elementos, como pode ser visto nas Figura 5.9 e Figura 5.10. Os resultados mostram que, para os quatro pares de pilares ( $L/D = 3, 5, 7$  e  $10$ ), aqueles carregados no núcleo de concreto têm maior capacidade resistente, concordando com o que foi encontrado na revisão bibliográfica. Isso se deve ao ganho de resistência devido ao confinamento do concreto, que é mais eficaz quando a força é introduzida pelo núcleo de concreto.

Os elementos carregados na seção mista apresentaram maior deformação inicial, registrada pela instrumentação posicionada na face do tubo de aço. Essa diferença se reduz com o aumento da relação  $L/D$  e redução da resistência à compressão do concreto, pois os elementos passam a sofrer os efeitos da instabilidade global.

Os valores de deformação foram calculados a partir das médias dos deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados no pilar. Os valores de deslocamento foram divididos pelo comprimento de aferição dos respectivos transdutores e multiplicados por 1000, para obter deformações com a grandeza %.



**Figura 5.15 – Diagramas Força vs. Deformação axial dos ensaios-piloto**

**Tabela 5.4 – Valores de  $F_u$  e da relação  $F_{exp}/F_u$**

Pilar	$A_c$ ( $cm^2$ )	$f_{co}$ (MPa)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$f_y$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$F_{exp}$ (kN)	$F_{exp}/F_u$
P2-75-3D-C (P)		73,3			1330,85	1495,6	<b>1,12</b>
P2-75-3D-E (P)		73,3			1330,85	1361,6	<b>1,02</b>
P2-75-5D-C (P)		73,3			1330,85	1449,5	<b>1,09</b>
P2-75-5D-E (P)	82,19	73,3	20,41	357	1330,85	1308,5	<b>0,98</b>
P2-25-7D-C (P)		22,5			913,72	1004,6	<b>1,10</b>
P2-25-7D-E (P)		22,5			913,72	925,9	<b>1,01</b>
P2-50-10D-C (P)		58,2			1207,15	1181,3	<b>0,98</b>
P2-50-10D-E (P)		58,2			1207,15	1126,9	<b>0,93</b>

Pode-se observar que o maior ganho de resistência ocorreu para o elemento P2-75-3D-C, 12%, mesmo tendo sido moldado com concreto de alta resistência. O exemplar moldado com concreto de resistência usual (P2-25-7D-C) apresentou 10% de acréscimo na capacidade resistente; esse acréscimo só não foi maior porque o pilar em questão tem relação L/D bem superior àquela do pilar P2-75-3D-C. Pelos resultados da Tabela 5.4 fica claro que os pilares com força aplicada no concreto apresentam maior

ganho de capacidade resistente quando comparados àqueles cuja força é aplicada na seção mista.

Ao aplicar os critérios de classificação propostos por Johansson (2002b) e apresentados no item 3.3, para o comportamento dos diagramas Força vs. Deformação (Figura 5.15), verifica-se que:

- O pilar P2-75-3D-C é classificado como do tipo 1a, pois apresenta uma queda acentuada na capacidade resistente depois de atingida a força de escoamento (comportamento elasto-plástico com amolecimento);
- Os pilares P2-75-5D-C (apesar de não ter sido possível obter o comportamento do diagrama para maiores valores de deformação) e P2-50-10D-E podem ser classificados como tipo 1b, pois têm leve queda depois de atingida a força de escoamento, se comparado com o do tipo 1a;
- Os pilares P2-25-7D-C, P2-25-7D-E e P2-50-10D-C podem ser classificados como do tipo 2, ou seja, com comportamento elasto-plástico perfeito;
- Os pilares P2-75-3D-E e P2-75-5D-E são classificados como do tipo 3a, pois é possível identificar uma leve perda de rigidez antes de atingida a força de escoamento. Esse tipo de comportamento é considerado elasto-plástico com encruamento positivo.

Além da classificação com base no comportamento Força vs. Deformação proposta por Johansson (2002b), foi calculado também o índice de endurecimento (HI), para os pilares ensaiados, utilizando a Eq. 3.6

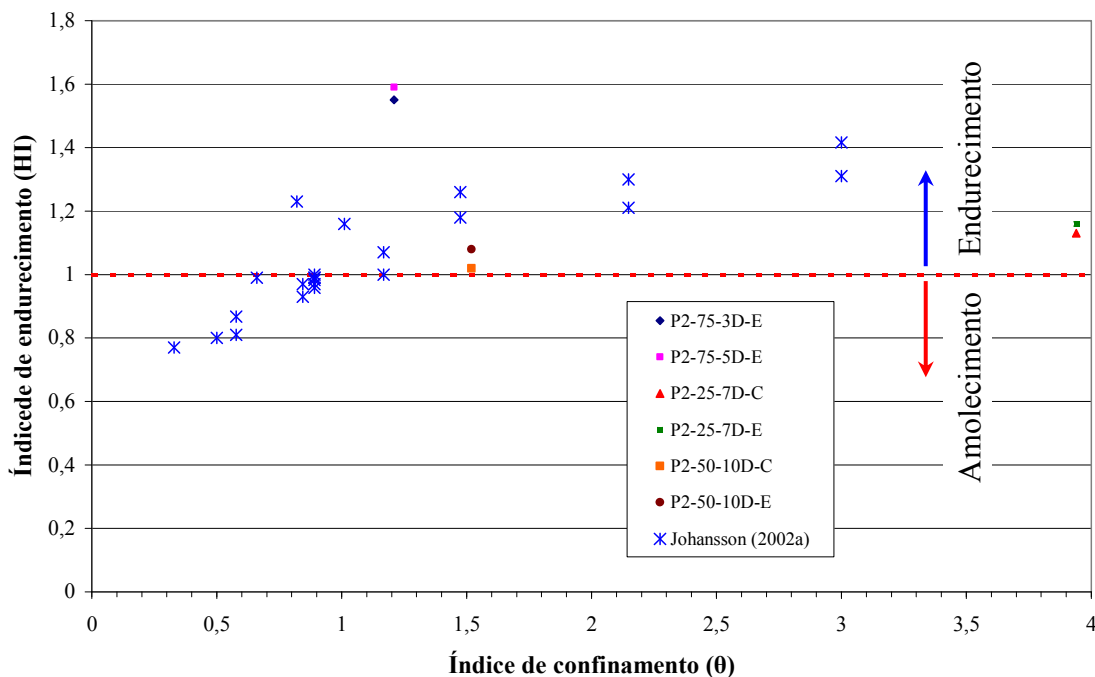
$$\left( HI = \frac{P_{5\epsilon_y}}{P_y} \right)$$
. Para os pilares P2-75-3D-C e P2-75-

5D-C esse índice não pôde ser calculado, pois não foi possível obter, no diagrama, o valor da deformação correspondente a  $5 \cdot \epsilon_y$ . Na Tabela 5.5 são apresentados os resultados do índice de confinamento ( $\theta$ ) e do índice de endurecimento (HI) para os pilares dos ensaios-piloto. Os valores de resistência dos materiais e área da seção transversal de cada componente estão listados na Tabela 5.4.

**Tabela 5.5 – Resultados de índice de confinamento ( $\theta$ ) e de endurecimento (HI)**

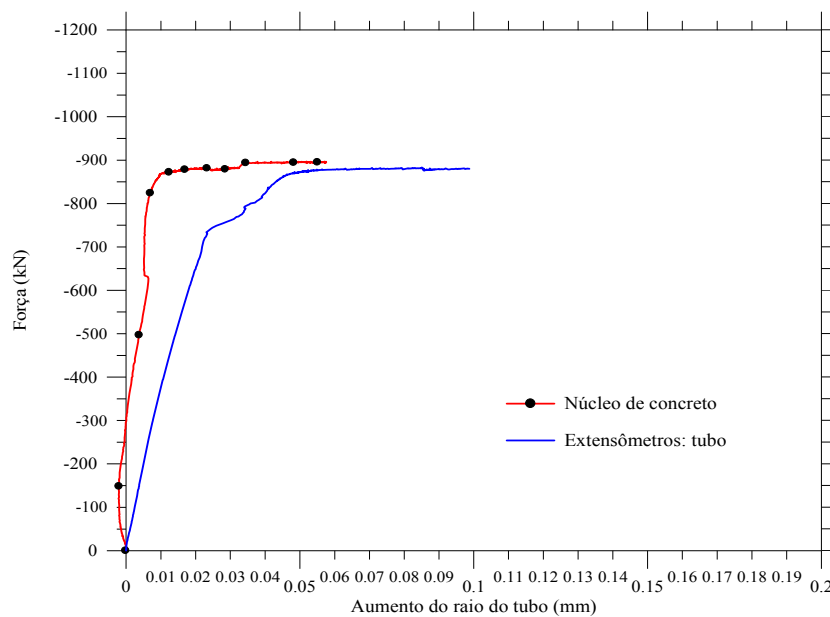
Pilar	$P_y$ (kN)	$\varepsilon_y$ (‰)	$5\varepsilon_y$ (‰)	$P5\varepsilon_y$ (kN)	$\theta$	HI
P2-75-3D-C	1241,7	1,26	-	-	1,21	-
P2-75-3D-E	800,0	1,83	9,15	1241,0	1,21	1,55
P2-75-5D-C	1366,7	1,28	-	-	1,21	-
P2-75-5D-E	800,0	1,81	9,07	1277,7	1,21	1,59
P2-25-7D-C	783,3	1,55	7,75	884,9	3,94	1,13
P2-25-7D-E	766,7	1,81	9,05	894,3	3,94	1,16
P2-50-10D-C	1108,3	1,48	7,40	1133,1	1,52	1,02
P2-50-10D-E	1000,0	1,46	7,30	1081,2	1,52	1,08

Os resultados da Tabela 5.5 são expressos graficamente na Figura 5.16, juntamente com alguns resultados obtidos por Johansson (2002a). Para os pilares dos ensaios-piloto, alguns valores de índice de confinamento apresentam-se fora da tendência mostrada pelos resultados de Johansson (op. cit.). Isso se deve à diferença nas dimensões dos elementos ensaiados, à resistência dos materiais utilizados, e, possivelmente, às imperfeições nos elementos, acarretando distúrbios nas leituras dos transdutores e interferindo no comportamento dos diagramas Força vs. Deformação.

**Figura 5.16 – Índice de confinamento ( $\theta$ ) vs. índice de endurecimento (HI)**

Também foi detectado problema com a equação para cálculo do índice de confinamento ( $\theta$ ). Esta equação não leva em consideração a esbelteza global do elemento, parâmetro que interfere diretamente na capacidade do tubo de aço promover o confinamento do concreto, como descrito no item 3.3. Por conta disto, essa análise do índice de confinamento não foi realizada para os pilares da série definitiva.

Conforme indicado no item 5.2.2, foram colocadas barras de aço horizontais imersas no volume de concreto para medir sua deformação radial quando carregado. Em 2 dos elementos, as leituras dos extensômetros internos foram comprometidas (P2-75-3D-E e P2-75-5D-E). As Figura 5.17 e Figura 5.18 apresentam gráficos correspondentes ao aumento do raio interno do tubo de aço ( $\Delta r_i$ ), na seção intermediária, para os pilares P2-25-7D-E e P2-50-10D-E, respectivamente. São apresentados apenas os gráficos dos elementos em que a força foi aplicada na seção mista, pois, neste caso, há maior chance de separação entre os materiais aço e concreto.

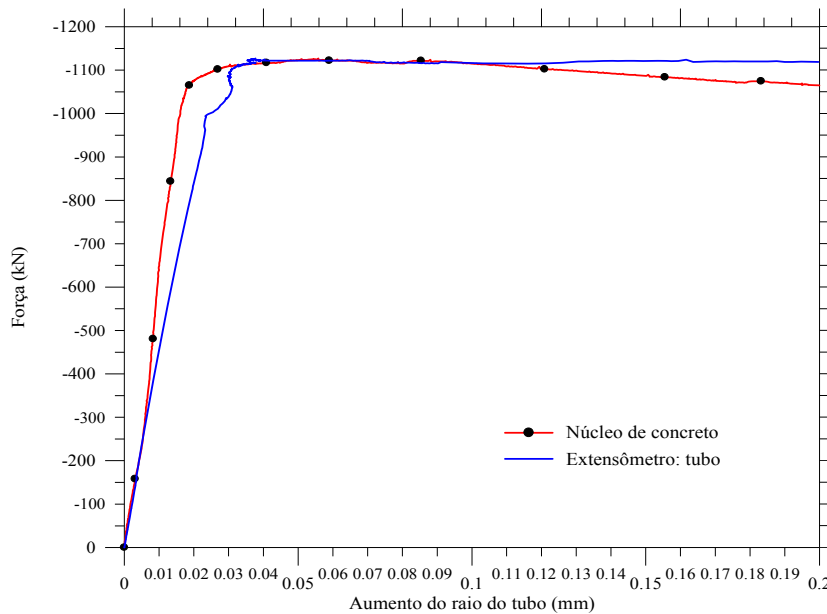


**Figura 5.17 – Diagramas força vs. aumento do raio interno do pilar P2-25-7D-E (P)**

Para os dois elementos avaliados, há uma ligeira diferença entre o aumento do raio calculado a partir da leitura na barra imersa em concreto e nos extensômetros colados externamente no tubo de aço. A deformação radial no tubo de aço é um pouco maior, indicando que pode ter havido descolamento do concreto no interior do tubo. Outro fato que pode ter ocorrido é a leitura incorreta por causa da dificuldade em garantir



que a força axial seja aplicada centrada no pilar, causando flexo-compressão e, conseqüentemente, aumentando a deformação registrada por esse extensômetro.



**Figura 5.18 – Diagramas força vs. aumento do raio interno do pilar P2-50-10D-E (P)**

Por conta dos resultados pouco representativos, com relação à grandeza dos valores obtidos nos ensaios piloto, essa verificação não foi feita para a série de pilares dos ensaios definitivos.

### 5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Aqui são apresentados os resultados dos ensaios para determinação da resistência do concreto (compressão, tração, energia de fratura -  $G_F$ ) e resistência ao escoamento do aço dos tubos.

#### 5.3.1 Concreto

##### 5.3.1.1 Dosagem

Concretos de classes C30, C60, C80 e C100 foram usados para o preenchimento dos tubos de aço. Os concretos foram produzidos com materiais comumente encontrados no mercado e com técnicas convencionais de mistura e cura. Os traços empregados são apresentados na Tabela 5.6.

**Tabela 5.6 – Traços: proporções em relação à massa de cimento**

Classe de resistência (MPa)	Cim.	Areia		Pedra britada		Relação a/c	Micro sílica	Plast.
30	1	3		3,7		0,68	-	-
60	1	1,5		2,7		0,55	5%	-
80	1	1,3		1,7		0,4	10%	0,4%
		Fina	Grossa	Brita 1	Pedrisco			
100	1	0,42	0,78	1,125	0,375	0,27	10%	0,8%

### 5.3.1.2 Resistência à compressão

Durante a concretagem dos pilares foram moldados 16 corpos-de-prova (CPs) cilíndricos (10x20) para cada classe de resistência, para caracterização do concreto. Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no mesmo dia do ensaio dos pilares; ou seja, 28 dias após a concretagem. Para cada uma das classes de resistência, 3 corpos-de-prova foram ensaiados com o intuito de avaliar experimentalmente o módulo de elasticidade. Embora tenham sido feitos ensaios estáticos e com controle de deslocamento, não foi possível obter a curva completa Força vs. Deformação para os concretos de alta resistência.

Para medição dos deslocamentos, 3 transdutores foram posicionados em torno dos corpos-de-prova, com ângulo de  $\pm 120^\circ$  entre eles, como ilustra a Figura 5.19.



a) Ensaio do CP de 30MPa



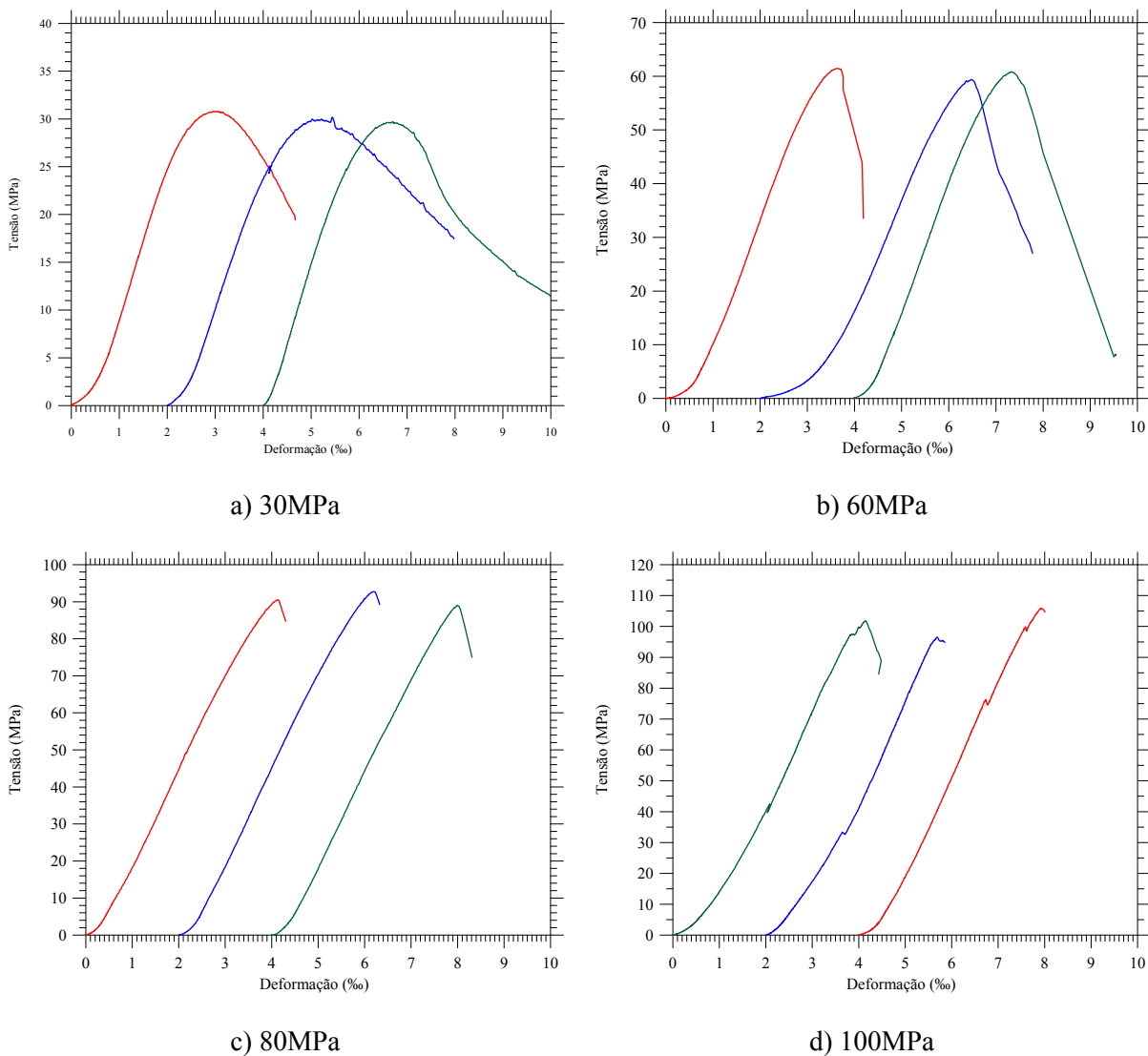
b) Esmagamento da região das extremidades do CP de 80MPa



c) CP de 100MPa com extremidades regularizadas

**Figura 5.19 – Ensaio de caracterização do concreto e avaliação do módulo de elasticidade**

Como pode ser observado na Figura 5.19, foi necessário prover uma proteção contra a ruptura brusca do concreto (explosão do CP), devido à grande quantidade de energia absorvida pelo corpo-de-prova (CP) até a ruptura e à baixa capacidade de se deformar característica dos concretos de alta resistência. Os ensaios dos CPs de alta resistência foram interrompidos no instante em que os CPs começavam a perder a capacidade resistente, isso evitava sua “explosão” e possíveis danos aos transdutores. Os gráficos da Figura 5.20 apresentam os diagramas Tensão vs. Deformação obtidos nos ensaios dos CPs relativos às 4 classes de resistência à compressão utilizadas. Os diagramas foram deslocados entre si para melhor visualização. Os resultados de resistência são apresentados na Tabela 5.7.



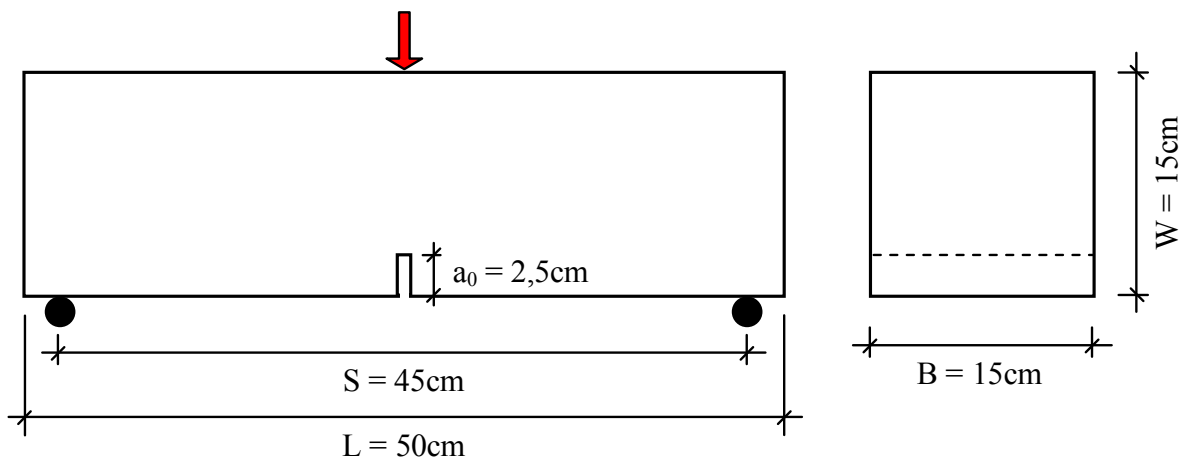
**Figura 5.20 – Diagramas Tensão vs. Deformação dos corpos-de-prova de concreto**

### 5.3.1.3 Resistência à tração

A resistência à tração foi obtida por meio de ensaios de compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos 10x20 e por meio de equações aplicadas aos dados obtidos nos ensaios de prismas utilizados para o cálculo da energia de fratura, apresentado a seguir.

### 5.3.1.4 Energia de fratura

A energia de fratura ( $G_F$ ) foi determinada a partir do ensaio de prismas de concreto com dimensões 15cm  $\times$  15cm  $\times$  50cm. Trata-se de um ensaio de flexão em três pontos, em vigas entalhadas, submetidas a carregamento quase-estático, cujo esquema é apresentado na Figura 5.21. A Figura 5.22 mostra um prisma sendo ensaiado sob flexão em três pontos.

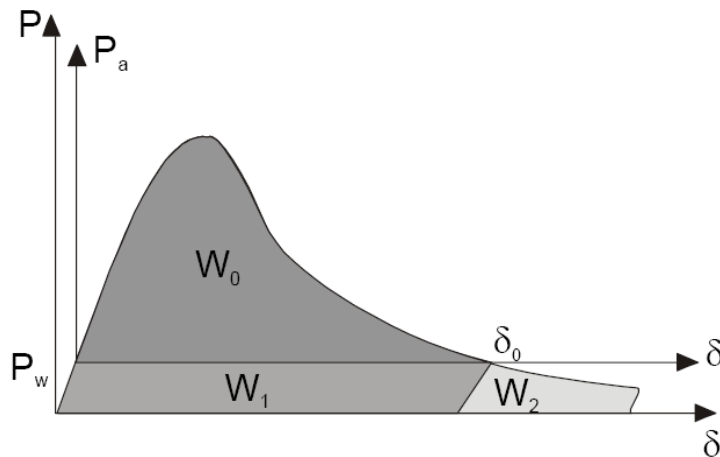


**Figura 5.21 – Esquema de ensaio sob flexão em três pontos**

Como resultados, são obtidos os valores da força aplicada ( $F$ ) e do deslocamento vertical da linha de carga ( $\delta$ ). Preferencialmente, este ensaio deve ser concluído quando a carga aplicada for descarregada até zero. Desta forma, evita-se a realização do prolongamento da curva  $P-\delta$  (Figura 5.23). Entretanto, se não for possível obter a curva completa de amolecimento, esse prolongamento é efetuado utilizando a relação momento-curvatura.



**Figura 5.22 – Prisma ensaiado em flexão em três pontos**



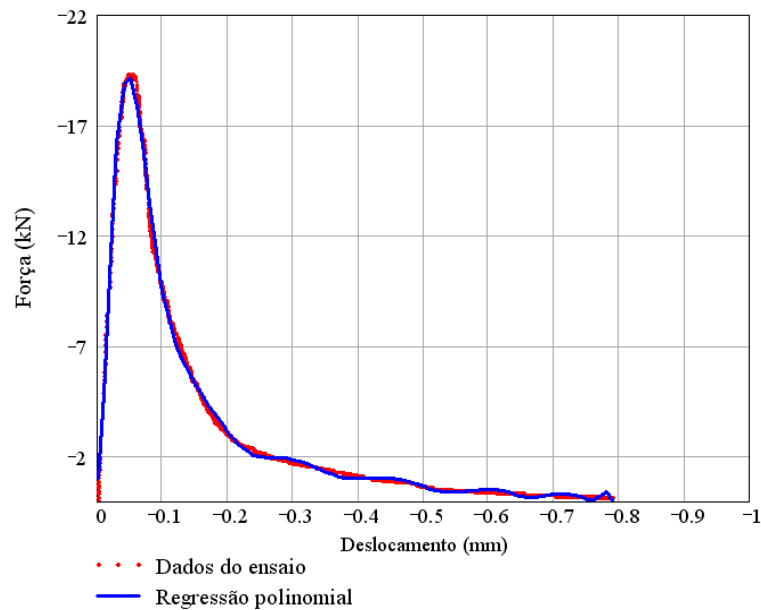
**Figura 5.23 – Parcelas de trabalho associadas ao Modelo da Fissura Fictícia**

A confecção do entalhe central visa, além de simular uma fissura pré-existente, proporcionar um plano preferencial de fraturamento, de forma que a dissipação energética seja, o tanto quanto possível, planar. A Eq. 5.4 apresenta a formulação para o cálculo da energia de fratura.

$$G_F = \frac{\int_0^{\delta_0} P(\delta) d\delta + 2 \cdot \left( \frac{w \cdot S}{2 \cdot L} + w_a \right) \cdot \delta_0}{B(W - a_0)} \quad \text{Eq. 5.4}$$

na qual,  $P(\delta)$  foi obtido por uma regressão polinomial de grau 15 (para tentar melhor representar a curva experimental – Figura 5.24),  $w$  é o peso próprio do prisma,  $S$  é a distância entre os apoios,  $L$  é o comprimento do prisma,  $w_a$  é o peso dos demais

equipamentos de ensaio apoiados no prisma,  $\delta_0$  é o ponto, no ramo descendente da curva, onde a força aplicada zera, B e W são a largura e a altura da seção transversal do prisma, respectivamente, e  $a_0$  é a profundidade média do entalhe, adotado como sendo o valor médio de 3 medidas feitas após o ensaio. A Figura 5.25 apresenta detalhes do ensaio e da medição da profundidade do entalhe.



**Figura 5.24 – Curvas experimental e de regressão polinomial do ensaio de fratura**

A regressão polinomial foi realizada com o software Mathcad, e a escolha do grau do polinômio (grau 15) se deu pela boa correlação ( $r^2$ ) conseguida entre os resultados experimentais e a regressão, cerca de 99,9%.



a) Ensaio de fratura



b) Clip Gauge usado para medir a abertura da fissura



c) Medição da profundidade do entalhe após o ensaio

**Figura 5.25 – Ensaio para determinação da energia de fratura do concreto**

Admitindo comportamento linear do diagrama Força vs. Deformação até o pico, a resistência à tração do concreto ( $f_{ct}$ ) pode ser estimada segundo a Eq. 5.5 (FERREIRA et al, 2008).

$$f_{ct} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P \cdot S}{B(W - a_0)^2} \quad \text{Eq. 5.5}$$

A Tabela 5.7 apresenta um resumo dos resultados de caracterização do concreto, obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova, para as 4 classes de resistência. O valor de  $G_C$  (energia de fraturamento à compressão) foi considerado como sendo aproximadamente 50 vezes o  $G_F$ , a partir de constatações de ensaios de Souza (2004).

**Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas dos concretos**

Classe	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)		$G_F$ (N/m)	$G_C$ (N/m)
		Compressão Diametral	Ensaio de fratura		
C30	32,68	2,71	2,52	129,51	6475,5
C60	58,68	3,09	2,79	130,30	6515,0
C80	88,78	3,77	3,9	133,11	6655,5
C100	105,45	4,59	4,78	140,50	7025,0

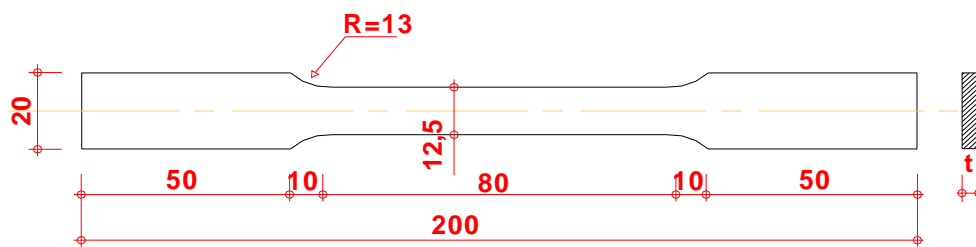
### 5.3.2 Aço

Os tubos da série P1 foram adquiridos junto à empresa Comega, e são formados pelo dobramento de chapas de aço SAE 1010, segundo as recomendações da norma ASTM A53 (2007). Para a série P2 foram utilizados tubos de aço do tipo VMB 300, doados pela empresa V&M Tubes, que seguem as especificações das normas ASTM A106 (2006) e ASTM A572 (2007).

Os ensaios para caracterização de algumas propriedades mecânicas do aço foram realizados no NEMAF - Núcleo de Ensaio de Materiais e Análise de Falhas do Departamento de Engenharia de Materiais, Aeronáutica e Automobilística, da Escola de Engenharia de São Carlos, na Universidade de São Paulo. O equipamento (EMIC - Equipamentos e sistemas de ensaios LTDA, 10t de capacidade) permite executar

ensaios de tração com controle de deslocamento: 2mm/min até o escoamento e 5mm/min até a ruptura.

A resistência média ao escoamento do aço foi obtida em ensaios de tração de quatro corpos-de-prova (ASTM A 370, 2007) para cada espessura de tubo, com as dimensões apresentadas na Figura 5.26. A Figura 5.27 apresenta detalhes destes ensaios. Os corpos-de-prova foram extraídos de uma mesma seção transversal por meio de jato d'água, evitando pegar a região de solda dos pilares da série P1.



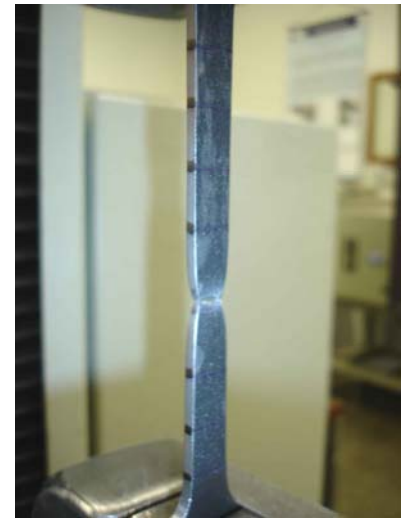
**Figura 5.26 – Dimensões das amostras para caracterização do aço**



a) Espessura de 3,35mm



b) Espessura de 6,0mm



c) Corpo-de-prova após a ruptura

**Figura 5.27 – Fotos do ensaio de caracterização do aço**

As curvas tensão vs. deformação são apresentadas na Figura 5.28 para o aço do tubo com espessura de 3,35mm e, na Figura 5.29, para os tubos com espessura de 6,0mm. Para melhor visualização, os resultados experimentais foram limitados a uma deformação de 30%, embora tenham sido registradas deformações da ordem de 250%.



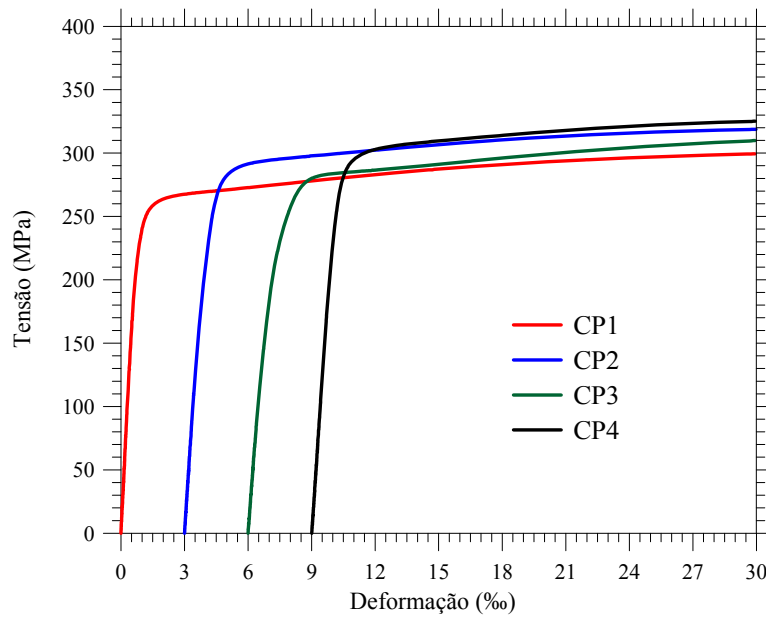


Figura 5.28 – Diagrama tensão vs. deformação do aço ( $t = 3,35\text{mm}$ )

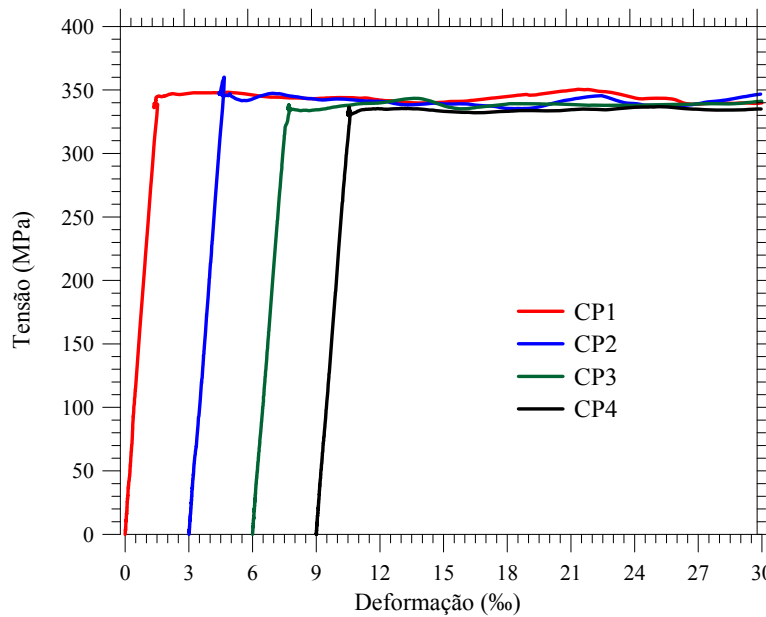


Figura 5.29 – Diagrama tensão vs. deformação do aço ( $t = 6,0\text{mm}$ )

A Tabela 5.8 apresenta um resumo das propriedades mecânicas dos aços dos tubos empregados nos pilares preenchidos.

**Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas dos aços**

CP	Área (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)
CP 3,35 - 1	0,436	267,5	314,3
CP 3,35 - 2	0,436	292,9	327,1
CP 3,35 - 3	0,435	283,3	327,1
CP 3,35 - 4	0,435	305,6	330,0
Média	<b>0,4355</b>	<b>287,3</b>	<b>324,6</b>
Desvio padrão	<b>0,06%</b>	<b>16,07</b>	<b>7,03</b>
CP 6,0 - 1	0,799	339,1	458,9
CP 6,0 - 2	0,796	360,1	452,6
CP 6,0 - 3	0,756	336,2	449,7
CP 6,0 - 4	0,768	336,5	448,4
Média	<b>0,7798</b>	<b>343,0</b>	<b>452,4</b>
Desvio padrão	<b>2,11%</b>	<b>11,53</b>	<b>4,66</b>

Para os cálculos foi adotado módulo de elasticidade do aço igual a 205GPa.

Os valores das deformações correspondentes às resistências médias ao escoamento apresentadas na Tabela 5.8 foram adotadas como sendo 2,0‰ para os pilares com parede de 3,35mm (série P1\*) e 1,5‰ para os pilares com parede de 6,0mm (série P2) referente ao paramar apresentado na Figura 5.29.

\* Para determinação das resistências ao escoamento, como o diagrama não apresenta patamar definido, foi adotada a deformação residual de 2,0‰ como referência.

## 5.4 ENSAIOS DEFINITIVOS

Foram ensaiados 64 pilares mistos preenchidos, de diâmetro externo igual a 114,3mm, com dois valores de espessura, 3,35mm e 6,0mm. Os pilares foram preenchidos com concretos de classes C30, C60, C80 e C100 e foram ensaiados aplicando a força na seção mista ou no concreto do núcleo. A seguir são apresentados mais detalhes sobre os elementos dos ensaios definitivos.

### 5.4.1 Elementos

Algumas características dos 64 pilares ensaiados são apresentadas nas Tabela 5.9 e Tabela 5.10.

**Tabela 5.9 – Características dos elementos da série P1**

Modelo	L/D	t (mm)	Aplicação da força	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
P1-30-3D-C	3	3,35	Concreto	287,33	32,68
P1-30-5D-C	5	3,35	Concreto	287,33	32,68
P1-30-7D-C	7	3,35	Concreto	287,33	32,68
P1-30-10D-C	10	3,35	Concreto	287,33	32,68
P1-60-3D-C	3	3,35	Concreto	287,33	58,68
P1-60-5D-C	5	3,35	Concreto	287,33	58,68
P1-60-7D-C	7	3,35	Concreto	287,33	58,68
P1-60-10D-C	10	3,35	Concreto	287,33	58,68
P1-80-3D-C	3	3,35	Concreto	287,33	88,78
P1-80-5D-C	5	3,35	Concreto	287,33	88,78
P1-80-7D-C	7	3,35	Concreto	287,33	88,78
P1-80-10D-C	10	3,35	Concreto	287,33	88,78
P1-100-3D-C	3	3,35	Concreto	287,33	105,45
P1-100-5D-C	5	3,35	Concreto	287,33	105,45
P1-100-7D-C	7	3,35	Concreto	287,33	105,45
P1-100-10D-C	10	3,35	Concreto	287,33	105,45
P1-30-3D-E	3	3,35	Seção Mista	287,33	32,68
P1-30-5D-E	5	3,35	Seção Mista	287,33	32,68
P1-30-7D-E	7	3,35	Seção Mista	287,33	32,68
P1-30-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	32,68
P1-60-3D-E	3	3,35	Seção Mista	287,33	58,68
P1-60-5D-E	5	3,35	Seção Mista	287,33	58,68
P1-60-7D-E	7	3,35	Seção Mista	287,33	58,68
P1-60-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	58,68
P1-80-3D-E	3	3,35	Seção Mista	287,33	88,78
P1-80-5D-E	5	3,35	Seção Mista	287,33	88,78
P1-80-7D-E	7	3,35	Seção Mista	287,33	88,78
P1-80-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	88,78
P1-100-3D-E	3	3,35	Seção Mista	287,33	105,45
P1-100-5D-E	5	3,35	Seção Mista	287,33	105,45
P1-100-7D-E	7	3,35	Seção Mista	287,33	105,45
P1-100-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	105,45

**Tabela 5.10 – Características dos elementos da série P2**

Modelo	L/D	t (mm)	Aplicação da força	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
P2-30-3D-C	3	6,00	Concreto	342,95	32,68
P2-30-5D-C	5	6,00	Concreto	342,95	32,68
P2-30-7D-C	7	6,00	Concreto	342,95	32,68
P2-30-10D-C	10	6,00	Concreto	342,95	32,68
P2-60-3D-C	3	6,00	Concreto	342,95	58,68
P2-60-5D-C	5	6,00	Concreto	342,95	58,68
P2-60-7D-C	7	6,00	Concreto	342,95	58,68
P2-60-10D-C	10	6,00	Concreto	342,95	58,68
P2-80-3D-C	3	6,00	Concreto	342,95	88,78
P2-80-5D-C	5	6,00	Concreto	342,95	88,78
P2-80-7D-C	7	6,00	Concreto	342,95	88,78
P2-80-10D-C	10	6,00	Concreto	342,95	88,78
P2-100-3D-C	3	6,00	Concreto	342,95	105,45
P2-100-5D-C	5	6,00	Concreto	342,95	105,45
P2-100-7D-C	7	6,00	Concreto	342,95	105,45
P2-100-10D-C	10	6,00	Concreto	342,95	105,45
P2-30-3D-E	3	6,00	Seção Mista	342,95	32,68
P2-30-5D-E	5	6,00	Seção Mista	342,95	32,68
P2-30-7D-E	7	6,00	Seção Mista	342,95	32,68
P2-30-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	32,68
P2-60-3D-E	3	6,00	Seção Mista	342,95	58,68
P2-60-5D-E	5	6,00	Seção Mista	342,95	58,68
P2-60-7D-E	7	6,00	Seção Mista	342,95	58,68
P2-60-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	58,68
P2-80-3D-E	3	6,00	Seção Mista	342,95	88,78
P2-80-5D-E	5	6,00	Seção Mista	342,95	88,78
P2-80-7D-E	7	6,00	Seção Mista	342,95	88,78
P2-80-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	88,78
P2-100-3D-E	3	6,00	Seção Mista	342,95	105,45
P2-100-5D-E	5	6,00	Seção Mista	342,95	105,45
P2-100-7D-E	7	6,00	Seção Mista	342,95	105,45
P2-100-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	105,45

A Figura 5.30 apresenta detalhes dos 64 pilares prontos para serem preenchidos. À esquerda na foto estão tubos de 3,35mm e, à direita, tubos de 6,0mm.

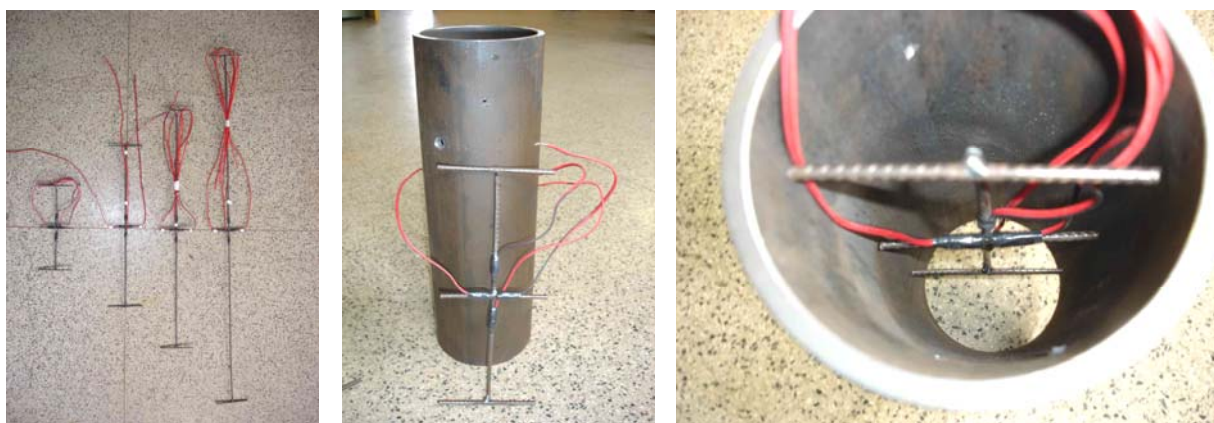


**Figura 5.30 – Todos os 64 pilares prontos para a concretagem**

#### **5.4.2 Confeção e preparação dos elementos definitivos**

Por conta de dificuldades encontradas na execução dos ensaios-piloto, algumas providências foram tomadas visando acelerar a preparação dos modelos físicos.

Para a fixação da barra de aço interna, foram feitos pequenos furos para amarração das mesmas. Os furos ficavam a uma distância de aproximadamente 5cm da extremidade superior, para que essa mesma distância fosse obtida da barra em relação à extremidade inferior. Essa distância garantia um bom “cobrimento” das extremidades da barra, evitando que a força aplicada no pilar fosse transferida diretamente para a barra, e gerando leituras errôneas pelos extensômetros nela posicionados. A Figura 5.31 apresenta detalhes desse procedimento.



a) Barras internas

b) Pilar e barra a ser  
posicionada

c) Visão interna da a barra já posicionada

**Figura 5.31 – Instrumentação do núcleo de concreto antes da concretagem**

A concretagem do conjunto de pilares foi realizada em 4 etapas distintas sendo que, em cada etapa eram preenchidos os pilares de uma determinada classe de resistência à compressão do concreto. Foram feitas 2 concretagens por semana, em duas semanas consecutivas. A Figura 5.32 apresenta alguns detalhes da concretagem dos pilares. O adensamento do concreto se deu por meio de mesa vibratória.

a) Pilar com  $L/D = 7$ b) Pilar com  $L/D = 10$ 

c) Pilares após a concretagem

**Figura 5.32 – Concretagem de alguns pilares**

Logo após a concretagem, era feita a regularização da extremidade superior dos pilares. Para os pilares cujo carregamento seria aplicado na seção mista o procedimento de regularização era mais simples mas, para os pilares com

carregamento aplicado somente na seção de concreto, eram necessários cuidados adicionais.

Para regularização desses exemplares não foi usado o mesmo método usado nos ensaios-piloto ou seja, a utilização de enxofre. Com o concreto ainda em estado fresco, o cilindro, usado para futura aplicação do carregamento, era posicionado sobre o concreto realizando movimentos circulares. O resultado final não era perfeito, mas muito superior à solução adotada para os ensaios-piloto. A Figura 5.33 apresenta detalhes da aparência do topo dos pilares após este procedimento.



**Figura 5.33 – Regularização da extremidade superior**

Na extremidade inferior, após a retirada dos cilindros de isopor, posicionados como mostrado a Figura 5.7, a regularização foi executada com concreto na proporção de 1:1:1 cimento ARI, areia fina e pedra britada selecionada (britas com o formato mais cúbico possível) e utilização de um pouco de sílica; a intenção foi obter um concreto de alta resistência, em torno de 80MPa. A resistência do concreto não influenciou nos ensaios, pois a medição de deslocamentos e deformações foi realizada na seção intermediária e não na extremidade dos pilares. Contudo, é importante que as extremidades estejam bem regularizadas e tenham resistência suficiente para que a ruína ocorra na seção média.

Após a regularização das extremidades, os pilares com tubo de 6,0mm foram pintados para melhorar a estética e facilitar diferenciá-los dos pilares com tubo de 3,35mm. A Figura 5.34 mostra os pilares durante a pintura e após a colagem dos extensômetros

elétricos de resistência no seu contorno. A Figura 5.35 mostra todos os pilares prontos para ensaio.



a) Pintura

b) Pilares com nomenclatura

c) Colagem dos extensômetros

**Figura 5.34 – Algumas etapas que antecedem o ensaio**



**Figura 5.35 – Pilares prontos para os ensaios**

Na Figura 5.35 pode-se notar 6 pilares adicionais, além dos 64 anteriormente mencionados, posicionados à frente dos demais. Estes pilares curtos foram ensaiados para determinar a resistência ao escorregamento do concreto em relação ao tubo de aço (Push-out).

### 5.4.3 Instrumentação dos pilares dos ensaios definitivos

Nos ensaios-piloto, os transdutores foram posicionados em torno dos pilares com auxílio de pequenas cantoneiras de alumínio coladas no pilar, como apresentado no item 5.2.2. Eram usadas 8 cantoneiras por pilar (4 para suporte das hastes e 4 para

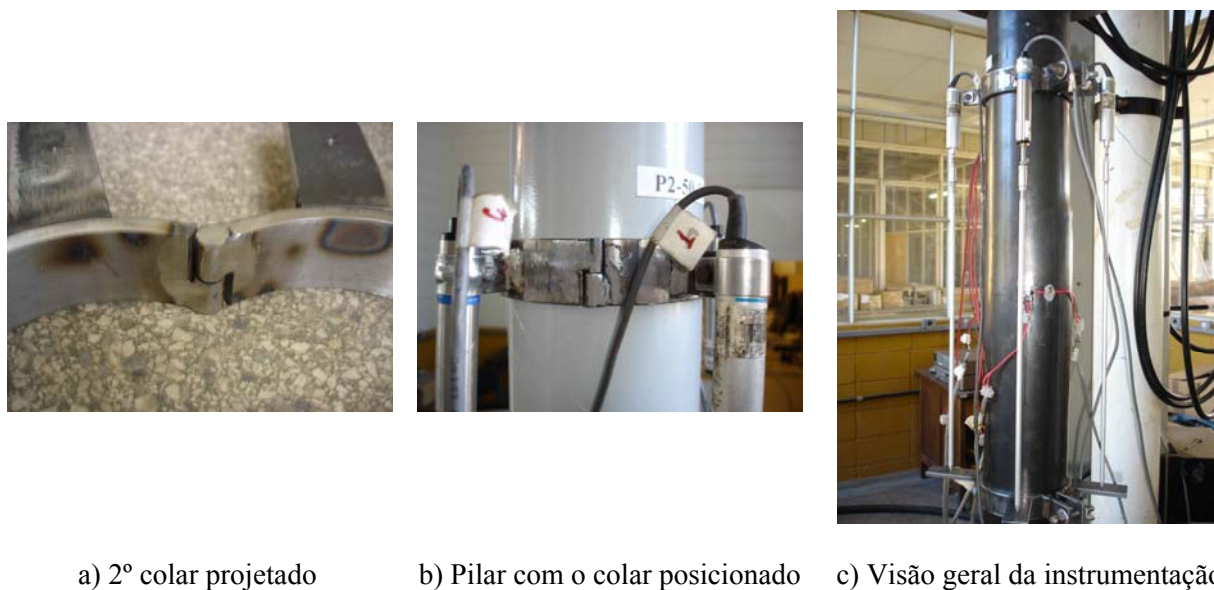


fixação dos transdutores). Ao final dos ensaios, as cantoneiras eram removidas, limpas e coladas em outro pilar. Esse procedimento demandava um tempo considerável. Pensando em reduzir o tempo entre o final de um ensaio e o início de outro, foram projetados colares metálicos nos quais os transdutores foram fixados por parafusos e não precisavam ser retirados. A Figura 5.36 apresenta alguns detalhes desse dispositivo. Para saber a posição correta do colar nos pilares, marcações eram feitas em todos os pilares a serem ensaiados no dia. Esses dados de posicionamento são apresentados na Tabela 5.11.



**Figura 5.36 – 1º Colar metálico projetado para posicionamento dos transdutores**

A Figura 5.36a apresenta o primeiro colar fabricado. Durante o ensaio de um dos pilares curtos (Figura 5.36c), verificou-se que a dobradiça não era resistente o suficiente para suportar o aumento do diâmetro do pilar. Então foi executado um reforço nessa região cujos detalhes são apresentados na Figura 5.37.



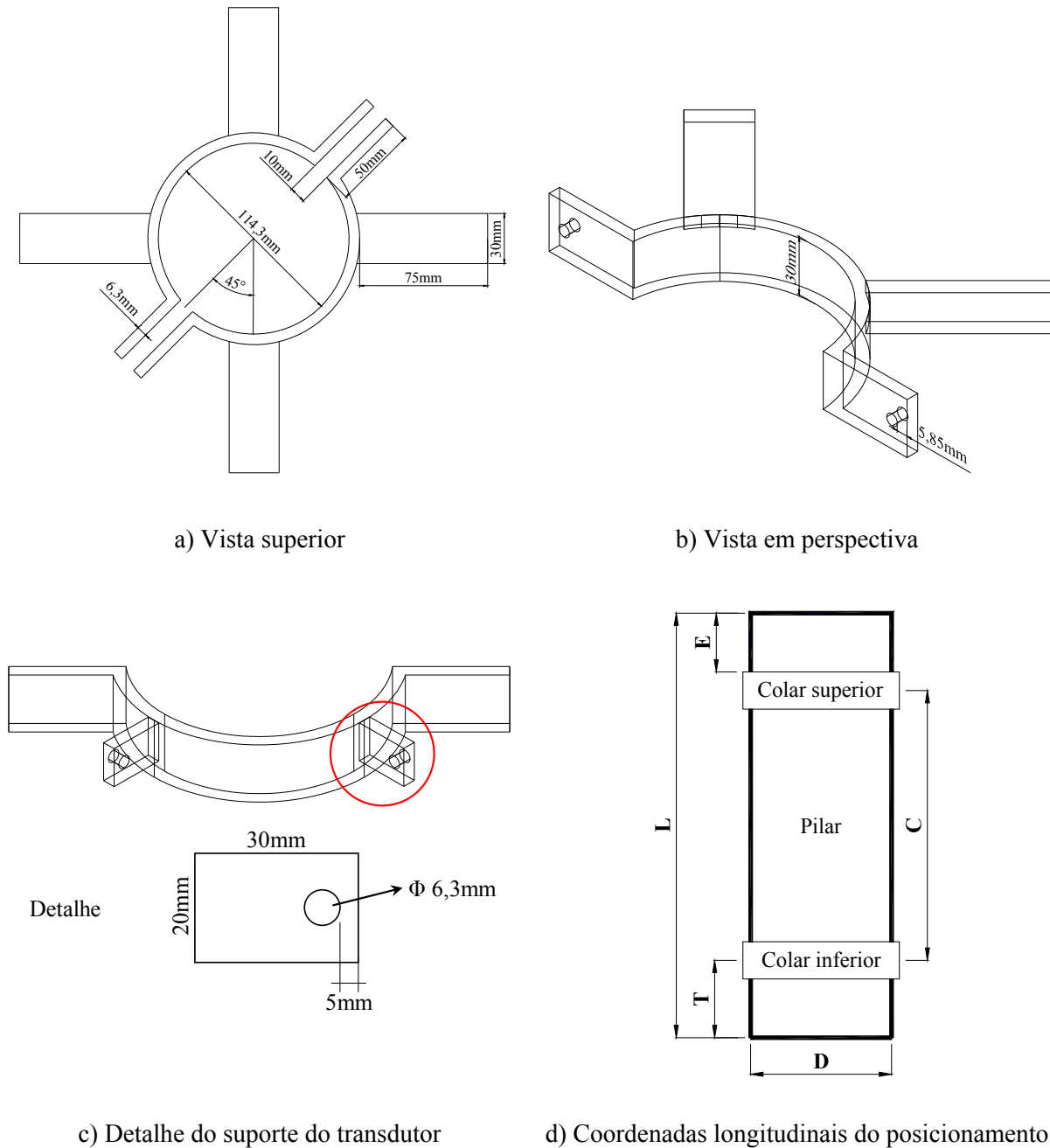
**Figura 5.37 – Colar metálico reforçado**

O comprimento de leitura para cada relação  $L/D$  é apresentado na Tabela 5.11, juntamente com outras coordenadas necessárias ao posicionamento dos colares. A Figura 5.38 (a - c) apresenta as dimensões dos colares e as coordenadas longitudinais (Figura 5.38d) para o posicionamento dos colares nos pilares. Os colares foram fabricados com chapa de aço SAE 1020 e 6,3mm de espessura.

**Tabela 5.11 – Comprimento de leitura dos transdutores**

Relação $L/D$	L (mm)	C (mm)	T (mm)	E (mm)
3	342,9	217,9	62,5	47,5
5	571,5	366,5	102,5	87,5
7	800,1	535,1	132,5	117,5
10	1143	798,0	172,5	157,5

A instrumentação por extensômetros elétricos de resistência foi feita de maneira similar à usada nos ensaios-piloto, sendo que foram suprimidos 2 extensômetros externos colados no tubo, que mediriam as deformações longitudinais. A utilização de apenas 2, ao invés de 4, resultou em leituras satisfatórias.

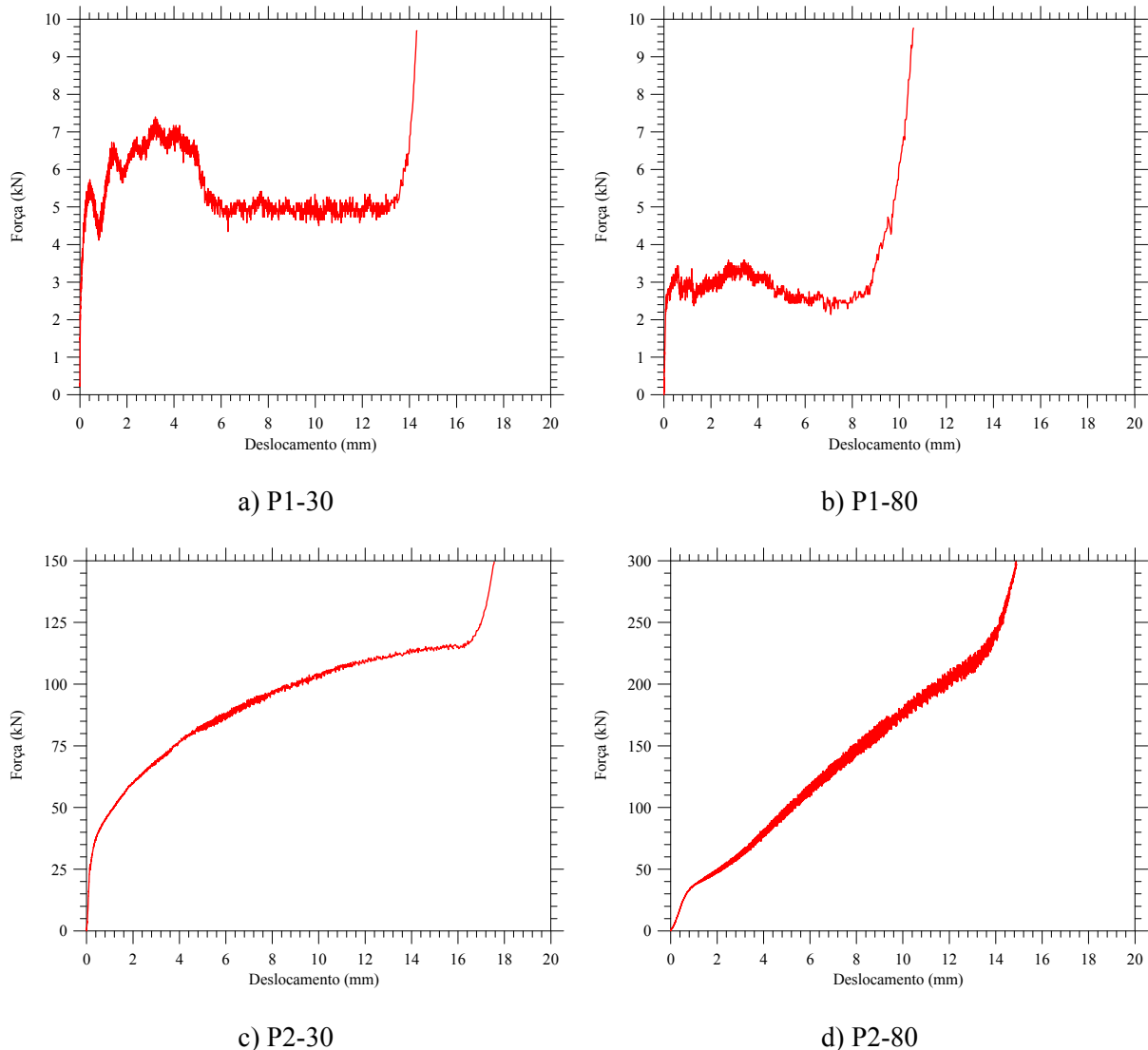


**Figura 5.38 – Dimensões dos colares e coordenadas de posicionamento**

## 5.5 ENSAIO DE ARRANCAMENTO (PUSH-OUT)

Foram realizados ensaios de 6 exemplares para avaliação da força necessária para promover o deslizamento relativo entre aço e concreto no tubo. Foram feitos 2 ensaios com tubos de 6,0mm e 4 com tubos de 3,35mm. O comprimento de transferência foi de  $\pm 30$ cm.

Os diagramas da Figura 5.39 apresentam os resultados dos ensaios de arrancamento para 4 modelos ensaiados. São apresentados apenas 4 resultados pelo fato de os dois outros terem apresentado problemas de execução durante os ensaios.



**Figura 5.39 – Diagramas Força vs. Deslocamento relativos dos ensaios de arrancamento (push-out)**

Os resultados mostram que os pilares com tubo de 3,35mm (série P1) praticamente não apresentam resistência ao deslizamento do concreto, uma vez que vencida a adesão, o escorregamento aumenta intensamente. Isso era esperado por conta das características da superfície interna dos tubos; além disso, o produto usado para proteção dos mesmos contra a corrosão diminui a aderência na interface aço-concreto.

Já os tubos com espessura de 6,0mm (série P2) apresentaram maior resistência ao escorregamento do concreto. Esses tubos ficaram estocados no laboratório por mais de

1 ano, dessa maneira, ficaram expostos à ação do ambiente, que fez com que a parte interna adquirisse certa rugosidade. Antes da concretagem a parte interna foi limpa, na medida do possível, removendo-se poeira e outros corpos estranhos do interior.

A Figura 5.40 apresenta fotos desse ensaio. Nas fotos as nomenclaturas estão diferentes das que são atualmente adotadas. Inicialmente, pretendia-se usar como nomenclaturas as resistências de 25MPa, 50MPa, 75MPa e 100MPa, mas por conta dos resultados dos ensaios de caracterização do concreto, optou-se por mudar as nomenclaturas, resultando nas que são atualmente usadas, 30MPa, 60MPa, 80MPa e 100MPa. As nomenclaturas para os ensaios de *push-out* seguem o mesmo raciocínio da nomenclatura usada para os pilares.



a) P1-80



b) P2-30

**Figura 5.40 – Ensaio de arrancamento (*push-out*)**

Aplicando os resultados na Eq. 5.6 (originalmente apresentada no item 0) têm-se os resultados de tensão de aderência ( $\tau_{sd}$ ) da Tabela 5.12.

$$\tau_{sd} = \frac{N_{c,sd}}{u_a \cdot \ell_v} \quad \text{Eq. 5.6}$$

A variável  $u_a$  representa o perímetro da seção transversal e  $\ell_v$  o comprimento de transferência. Para o valor da força máxima  $N_{c,sd}$ ,  $F$  na Tabela 5.12, foi adotado o valor correspondente a um aumento considerável e brusco na curva Força vs. Deslocamento relativo da Figura 5.39.

**Tabela 5.12 – Tensões de aderência na interface aço-concreto**

Modelo	F (kN)	u (cm)	l (cm)	$\tau_{sd}$ (MPa)
P1-30	5	33,8	30	0,049
P1-80	3	33,8	30	0,030
P2-30	110	32,1	30	1,142
P2-80	250	32,1	30	2,596

O aumento brusco da força nos diagramas Força vs. Deslocamento relativo se deve à perda da adesão entre aço-concreto.

Os valores de resistência ao cisalhamento foram utilizados na calibragem da simulação numérica apresentada no próximo capítulo.

## 5.6 RESULTADOS DOS PILARES ENSAIADOS

Neste item são apresentados os resultados dos pilares preenchidos ensaiados. As curvas Força vs. Deformação axial foram obtidas a partir da média do deslocamento medido pelos 4 transdutores, que, em seguida, foi convertida em deformação (%). No apêndice A são apresentados os demais diagramas, levando em conta os dados medidos pelos extensômetros.

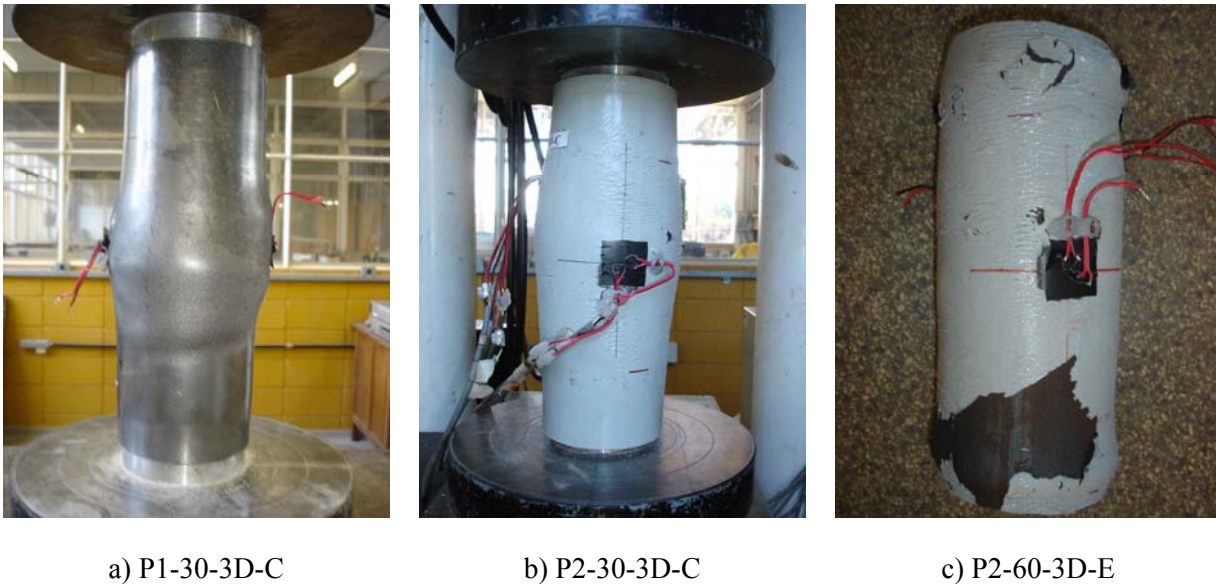
Aqui são apresentados os diagramas, com os resultados de 4 pilares cada, representando a influência da resistência do concreto no comportamento Força vs. Deformação axial.

Os resultados foram agrupados de acordo com a esbeltez do pilar.

### 5.6.1 Pilares com $L/D = 3$

Os pilares curtos ( $L/D = 3$ ) apresentaram ruptura por esmagamento do núcleo de concreto, agravado pela deformação plástica do tubo de aço do elemento, após ser atingida a resistência ao escoamento do aço.

A Figura 5.41 apresenta alguns detalhes da configuração final dos pilares com relação  $L/D = 3$ .



**Figura 5.41 – Configuração final dos pilares com relação  $L/D = 3$**

A influência da espessura do tubo pode ser analisada comparando a Figura 5.41a e a Figura 5.41b, cujos modelos possuem os mesmos concretos e a mesma condição de carregamento. Neste contexto, o aumento da espessura do tubo uniformiza e distribui a deformação radial do pilar, não permitindo que a deformação se concentre apenas na região central. Também é possível verificar (Figura 5.41c) que o confinamento imposto pelo equipamento de ensaio nas extremidades do pilar, quando o mesmo é solicitado na seção mista, leva à ocorrência de instabilidade local próximo às extremidades e reduz a deformação radial na região central. Isso corrobora para o fato de que o efeito de confinamento promovido pelo tubo é mais evidente em pilares cuja força é aplicada somente no núcleo de concreto.

Nos pilares com relação  $L/D = 3$  houve aumento significativo da seção transversal do pilar, sem redução brusca da capacidade resistente como mostram os diagramas Força vs. Deformação axial na Figura 5.42 e na Figura 5.43.

Para alguns elementos não foi possível obter o trecho pós-pico até a deformação de 30% por conta de problemas durante os ensaios.

Nos diagramas de força aplicada na seção mista (Figura 5.42a e Figura 5.43a), a linha tracejada indica a deformação correspondente ao escoamento do aço, obtida segundo os ensaios apresentados no item 5.3.2.

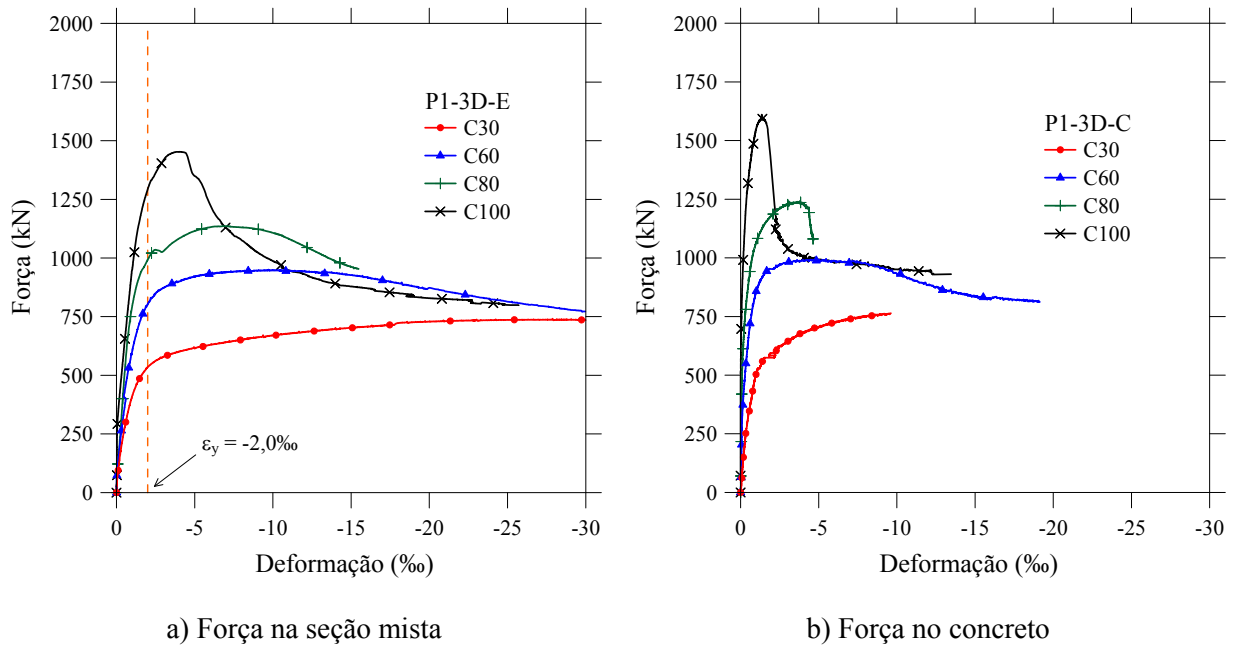


Figura 5.42 – Série P1 com relação L/D = 3

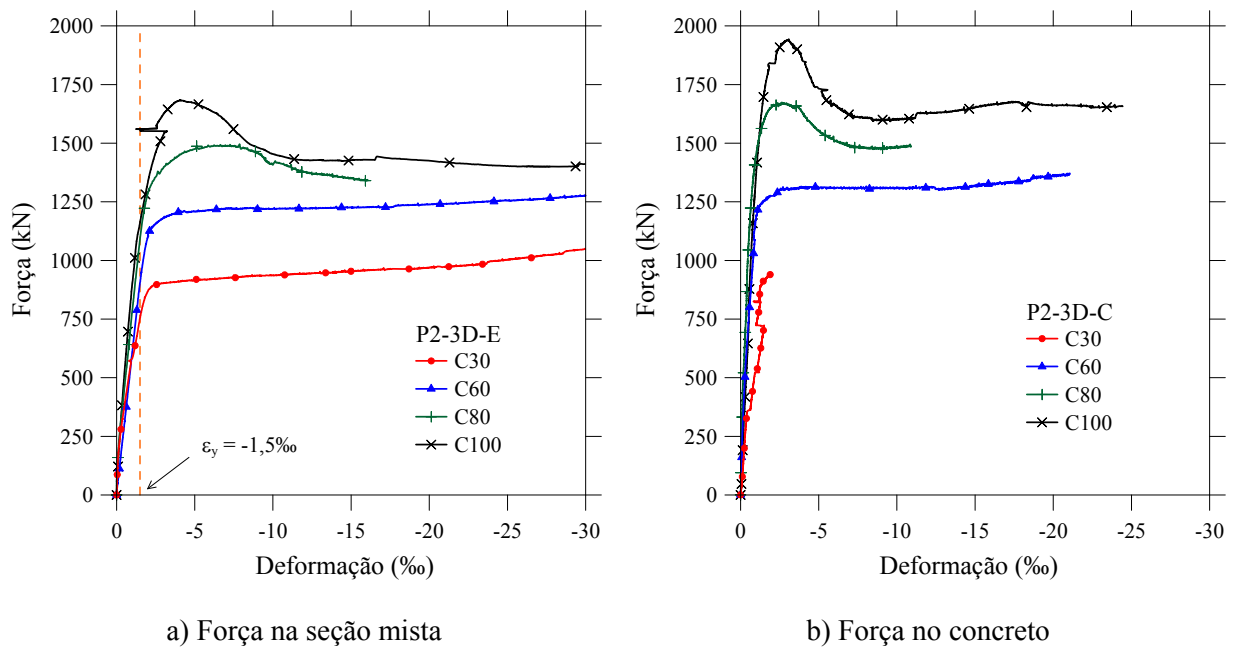


Figura 5.43 – Série P2 com relação L/D = 3

Como há grande diferença no comportamento dos pilares em função da forma de introdução do carregamento e da resistência do concreto, foi necessário estabelecer um critério para definir a força máxima. Nos casos em que a força máxima ocorre para deformações superiores a 30‰, é adotado o valor correspondente a esta deformação. Este fato foi observado nos pilares preenchidos com concreto de 30MPa e 60MPa (Figura 5.43a) e em outros pilares ensaiados. Isso se justifica, pois para deformações



tão elevadas não se tem mais um elemento estrutural com aparência que propicie segurança, pois os materiais componentes já atingiram os valores de deformação correspondentes à ruptura convencional.

O comportamento geral dos diagramas Força vs. Deformação axial mostra que os pilares preenchidos com concreto de menor resistência à compressão apresentam comportamento que tende ao elasto-plástico perfeito no tocante ao ganho de resistência após ser atingido o pico de resistência. Isso indica que o efeito de confinamento é mais pronunciado nos pilares com concreto de resistência usual, concordando com o que foi apresentado no item 3.2.3. Isto é evidente nos pilares preenchidos com concreto de classes C30 e C60.

A diferença na forma de introdução da força (comparando-se os gráficos das figuras a e b) influencia mais diretamente a capacidade resistente dos pilares. Não há um ganho visível de ductilidade no trecho pós-pico dos diagramas.

### **5.6.2 Pilares com $L/D = 5$**

Os pilares com relação  $L/D = 5$  apresentam, basicamente, dois modos de configuração de ruptura. Nos pilares da série P1, a ruptura é caracterizada pelo cisalhamento do núcleo de concreto, para uma deformação longitudinal de aproximadamente 4‰ (Figura 5.44a e b). Os pilares da série P2 atingem a ruína com configuração semelhante àquela verificada para os pilares com relação  $L/D = 3$ , mas para os pilares com  $L/D = 5$  também está presente a instabilidade global. A Figura 5.44 apresenta detalhes da configuração final dos pilares com relação  $L/D = 5$ .

---



a) P1-60-5D-E



b) P1-100-5D-C



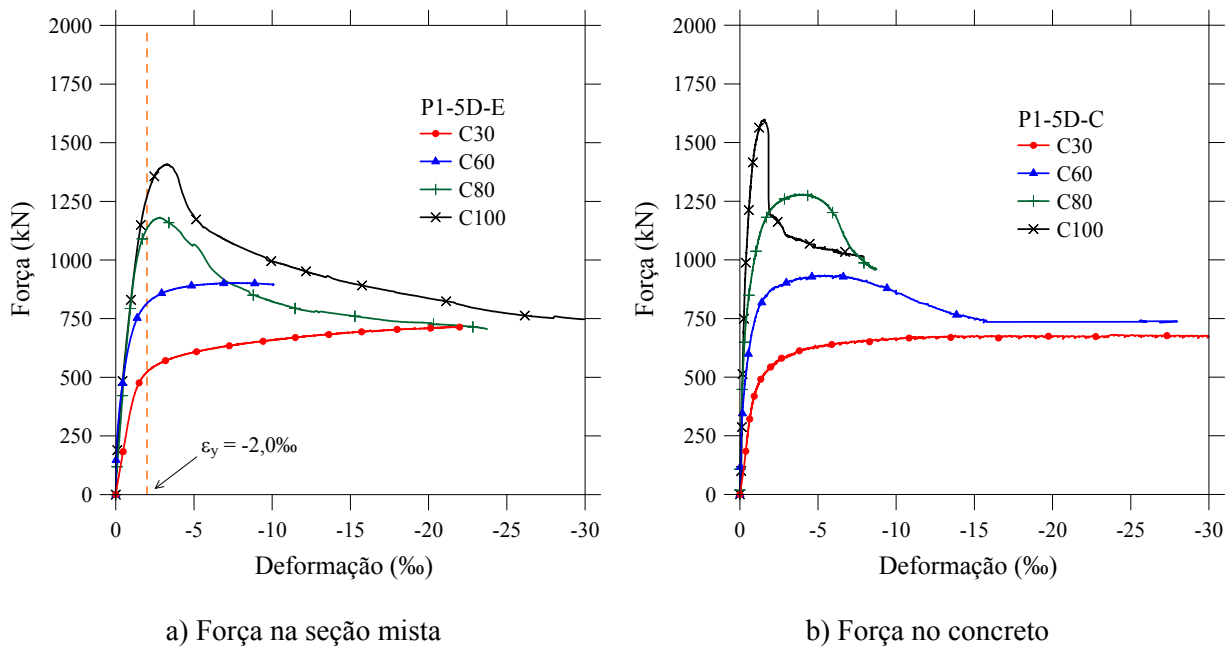
c) P2-60-5D-E



d) P2-60-5D-C

**Figura 5.44 – Configuração final dos pilares com relação  $L/D = 5$**

O pilar P1-100-5D-C (Figura 5.44b) apresentou ruptura por cisalhamento do concreto próximo à extremidade superior, isso levou à necessidade de remover o colar a fim de evitar dano aos equipamentos de ensaio. Como consequência, o trecho descendente da curva Força vs. Deformação axial (Figura 5.45b) apresenta poucos dados. Os diagramas Força vs. Deformação axial do pilares com  $L/D = 5$  são apresentados na Figura 5.45 (série P1) e Figura 5.46 (série P2).



**Figura 5.45 – Série P1 com relação  $L/D = 5$**

O mesmo tipo de análise, feita para os pilares com  $L/D = 3$ , pode ser feita para os pilares com  $L/D = 5$ . Nos pilares da série P1 (Figura 5.45a e b), a ductilidade é maior nos modelos confeccionados com concreto de resistência mais baixa. A influência da forma de introdução da força é mais pronunciada e visível na capacidade resistente que no comportamento pós-pico dos diagramas Força vs. Deformação axial; isto ocorreu para ambas as séries ensaiadas.

Um detalhe importante a se observar nos pilares com  $L/D = 5$  é que nos elementos com força aplicada na seção mista, há mudança na inclinação do diagrama Força vs. Deformação axial ao ser atingida a deformação correspondente à resistência ao escoamento do aço. Esse fato foi notado, principalmente, para os pilares com concreto de resistência menor, indicando que, nesses casos, o aço tem papel de destaque na contribuição para o valor da força de pico. Nos pilares preenchidos com concreto de alta resistência, também ocorre mudança visível na configuração do diagrama, após atingida a deformação correspondente ao escoamento do aço.

Isso indica o início do fenômeno de flambagem local nos pilares da série P1 e da instabilidade global para os elementos da série P2.

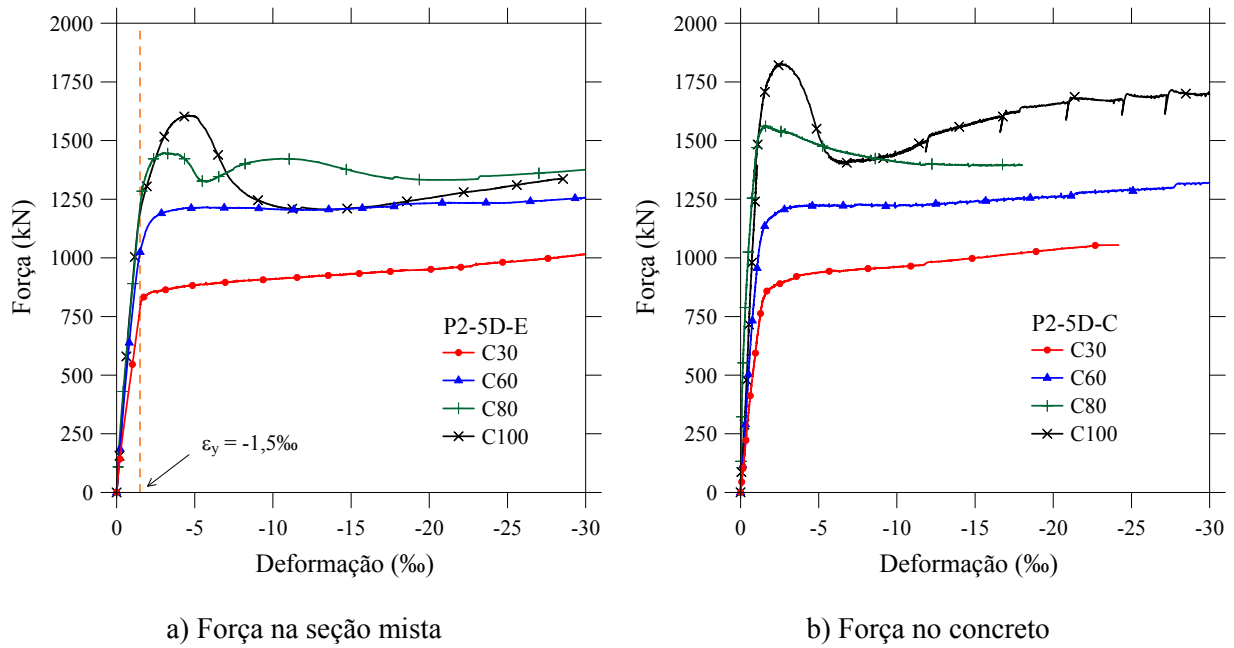


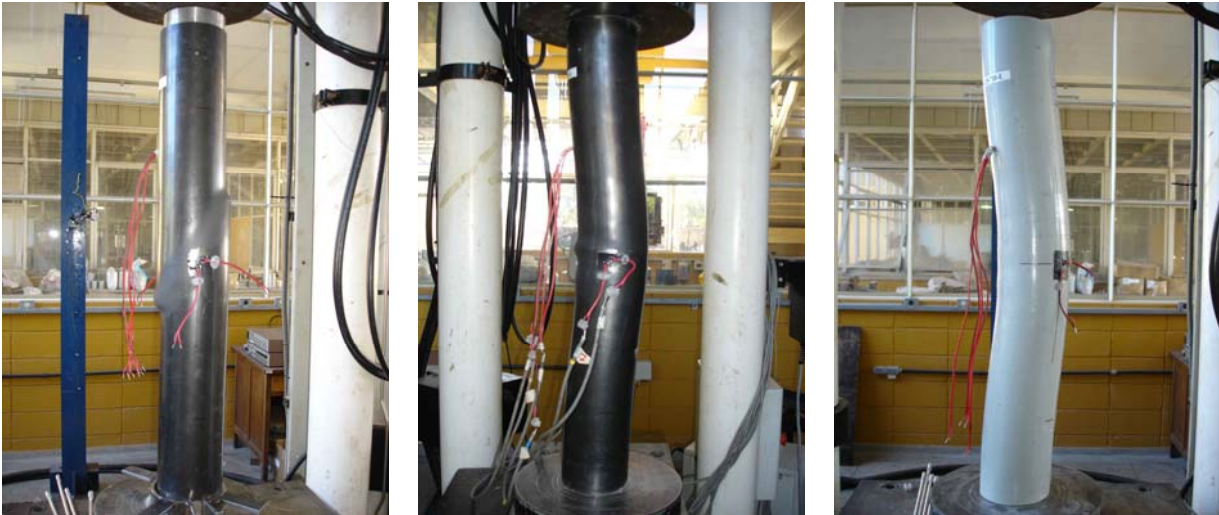
Figura 5.46 – Série P2 com relação  $L/D = 5$

### 5.6.3 Pilares com $L/D = 7$

A configuração de ruptura dos pilares com relação  $L/D = 7$  foi caracterizada por cisalhamento do concreto ou por instabilidade global do pilar. Apenas alguns pilares da série P1 apresentaram configuração em que predomina o cisalhamento do concreto (Figura 5.47a). Isso pode ter sido ocasionado pela dificuldade em centralizar o modelo e ter a força aplicada de forma centrada.

Outra possível justificativa para a ruptura por cisalhamento pode ser a influência da espessura dos tubos, pois nos pilares da série P1 a espessura pode não ser suficiente para retardar ou impedir esse fenômeno, diferente do que ocorreu para os pilares da série P2, que apresentam, exclusivamente, ruína por de instabilidade global (Figura 5.47c). Contudo, alguns pilares da série P1 apresentaram configuração de instabilidade (Figura 5.47b) com acentuada flambagem local na região central do tubo, provocada pelo esmagamento do concreto nesta região.

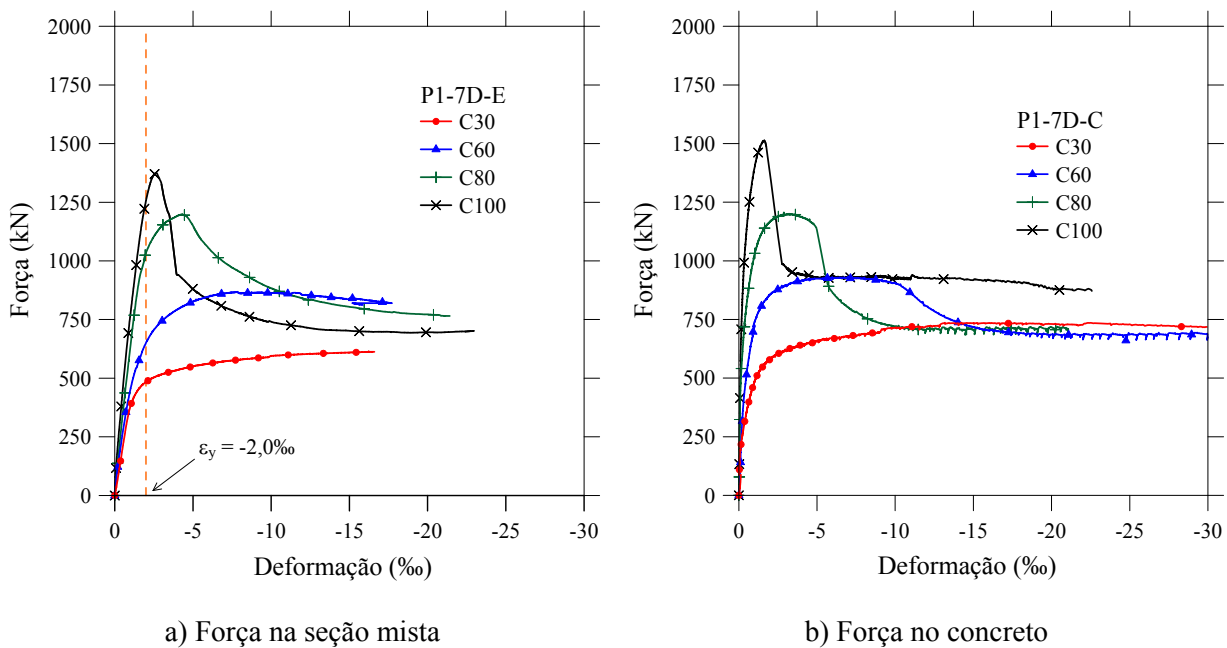
Os diagramas da Figura 5.48 e da Figura 5.49 mostram que há uma redução da ductilidade dos pilares com  $L/D = 7$  se comparados aos pilares com  $L/D = 3$  e 5.



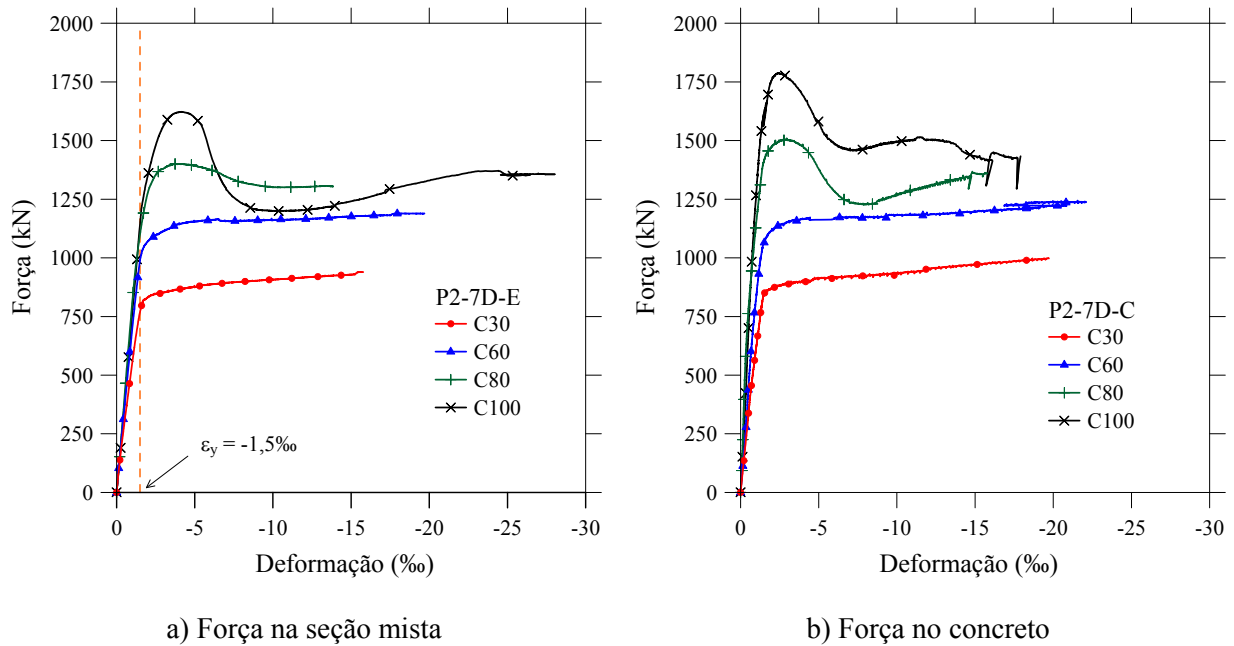
a) P1-60-7D-C

b) P1-30-7D-E

c) P2-30-7D-E

**Figura 5.47 – Configuração final dos pilares com relação  $L/D = 7$** **Figura 5.48 – Série P1 com relação  $L/D = 7$** 

O acréscimo de capacidade resistente devido à diferença na forma de introdução do carregamento se torna menos visível para os pilares com  $L/D = 7$ , porém ainda acontece. Assim como ocorreu nos pilares com  $L/D = 5$  e força aplicada na seção mista, os diagramas para os pilares com  $L/D = 7$  apresentaram mudança de inclinação ao ser atingida a deformação correspondente ao escoamento do aço.

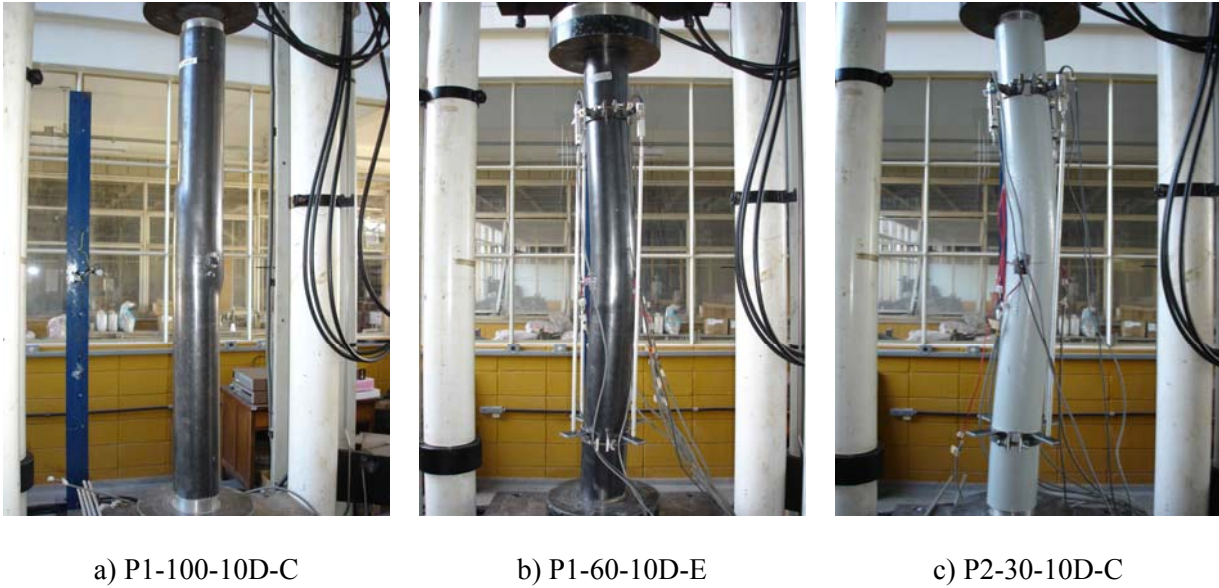


**Figura 5.49 – Série P2 com relação L/D = 7**

#### 5.6.4 Pilares com L/D = 10

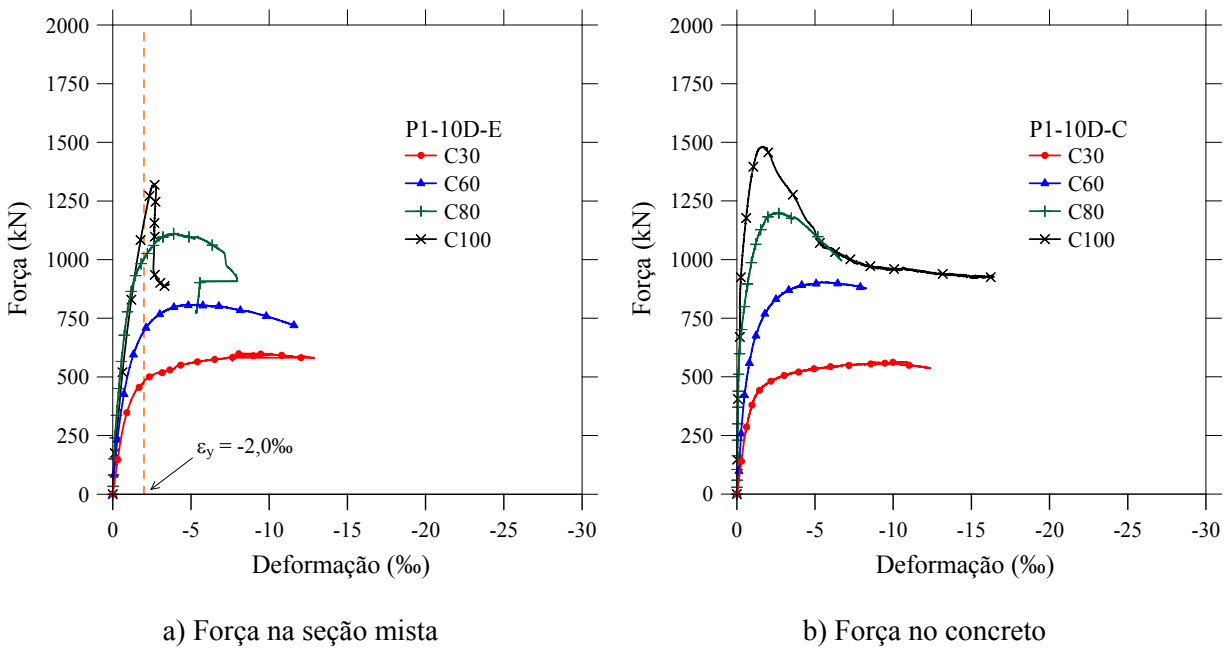
Semelhante ao ocorrido com os pilares com L/D = 7, a ruptura foi caracterizada por: cisalhamento do concreto ou instabilidade global do pilar. Apenas alguns pilares da série P1 apresentaram cisalhamento visível do concreto. A mesma justificativa de uma condição de carregamento axial é válida aqui, porém observa-se que somente os pilares com carregamento na seção de concreto apresentaram ruptura por cisalhamento do núcleo de concreto (Figura 5.47a e Figura 5.50a). Uma possível justificativa pode ser que a rugosidade interna do tubo desses pilares (série P1) não possibilita a transferência de resistência axial, como apresentado nos diagramas das Figura 5.39a e b, servindo apenas como restrição à deformação lateral do concreto, que, no caso dos pilares desta série, não impede o cisalhamento do concreto.

Os pilares da série P1 com força aplicada na seção mista, por sua vez, apresentam instabilidade global (Figura 5.50b), assim como todos os pilares da série P2 (Figura 5.50c).



**Figura 5.50 – Configuração final dos pilares com relação  $L/D = 10$**

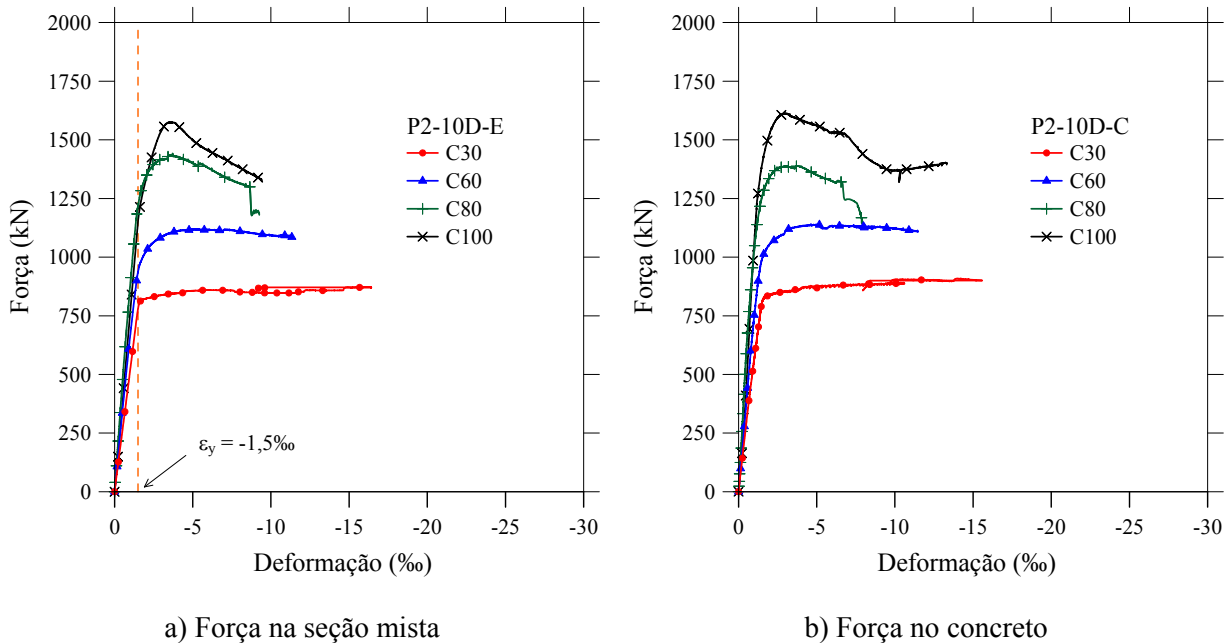
Os diagramas das Figura 5.51 e Figura 5.52 mostram que foi registrada menor deformação axial final nos pilares com  $L/D = 10$ , se comparados aos elementos menos esbeltos, apresentados anteriormente. Na Figura 5.51b pode-se notar que a deformação axial final do pilar P1-100-10D-C é maior que a dos os pilares com concretos de menor resistência, visto que sua configuração de ruína por cisalhamento possibilitou atingir maior deformação axial que a ruína por instabilidade global apresentada pelos demais.



**Figura 5.51 – Série P1 com relação  $L/D = 10$**

Apesar da esbeltez mais elevada dentre todos os pilares ensaiados, os pilares com  $L/D = 10$  apresentam leve ganho de resistência quando a força é aplicada no concreto.

Nesses pilares com força aplicada na seção mista, a deformação radial não é suficiente para mobilizar um maior efeito de confinamento pelos tubos.



**Figura 5.52 – Série P2 com relação  $L/D = 10$**

## 5.7 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL

Neste item serão apresentados os valores de força de pico obtidos para os pilares ensaiados. Os valores são apresentados em tabelas e a influência das variáveis consideradas sobre o valor da força de pico será avaliada. Serão apresentados, também, os diagramas Força vs. Deformação agrupando-se os resultados de acordo com o valor da resistência do concreto, avaliando-se o tipo de introdução do carregamento, a espessura do tubo e a esbeltez do pilar.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados dos pilares da série P1 e, a Tabela 5.14, os resultados dos pilares da série P2. Nestas mesmas tabelas são apresentados valores da relação  $F_{\text{concreto}} / F_{\text{mista}}$ , que representa o ganho de resistência atribuído à forma de introdução do carregamento.



**Tabela 5.13 – Valores experimentais de força de pico: série P1**

Modelo	F <sub>concreto</sub> (kN)	F <sub>mista</sub> (kN)	F <sub>concreto</sub> /F <sub>mista</sub>
P1-30-3D	816,2	737	1,11
P1-30-5D	749,45	739,5	1,01
P1-30-7D	736,8	631,5	1,17
P1-30-10D	563,6	599,3	0,94
P1-60-3D	995,7	952	1,05
P1-60-5D	937	902,9	1,04
P1-60-7D	932,9	868,5	1,07
P1-60-10D	904,2	809,2	1,12
P1-80-3D	1242,2	1136,2	1,09
P1-80-5D	1281,4	1180,7	1,09
P1-80-7D	1206,5	1198,3	1,01
P1-80-10D	1200	1111,6	1,08
P1-100-3D	1610,6	1453,1	1,11
P1-100-5D	1598,9	1407,1	1,14
P1-100-7D	1513,5	1375,8	1,10
P1-100-10D	1481,2	1319,9	1,12

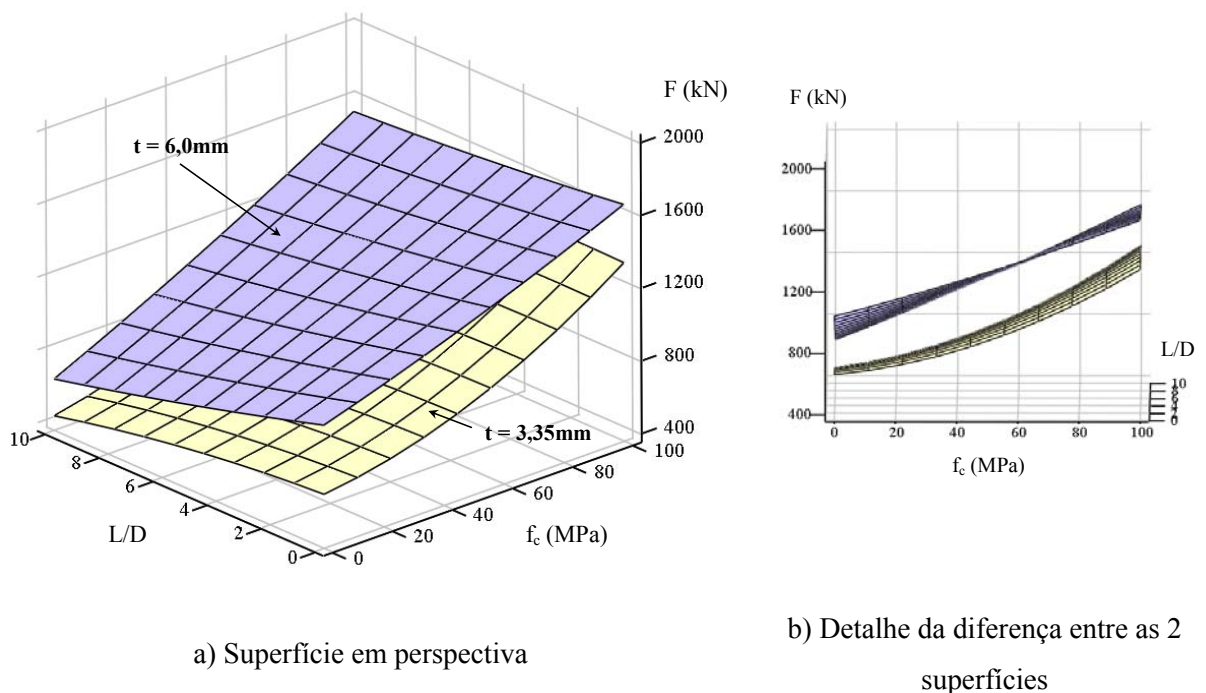
**Tabela 5.14 – Valores experimentais de força de pico: série P2**

Modelo	F <sub>concreto</sub> (kN)	F <sub>mista</sub> (kN)	F <sub>concreto</sub> /F <sub>mista</sub>
P2-30-3D	1380	1075,4	1,28
P2-30-5D	1218,7	1016,6	1,20
P2-30-7D	1000,4	1057,1	0,95
P2-30-10D	909,7	872,2	1,04
P2-60-3D	1425,3	1329,1	1,07
P2-60-5D	1389,3	1263,2	1,10
P2-60-7D	1244,4	1190	1,05
P2-60-10D	1141,3	1120,6	1,02
P2-80-3D	1673,9	1496	1,12
P2-80-5D	1564,7	1448,1	1,08
P2-80-7D	1509,3	1400,6	1,08
P2-80-10D	1389,1	1442,4	0,96
P2-100-3D	1943,4	1683,4	1,15
P2-100-5D	1827,1	1607,4	1,14
P2-100-7D	1788,9	1622,5	1,10
P2-100-10D	1613,5	1574,3	1,02

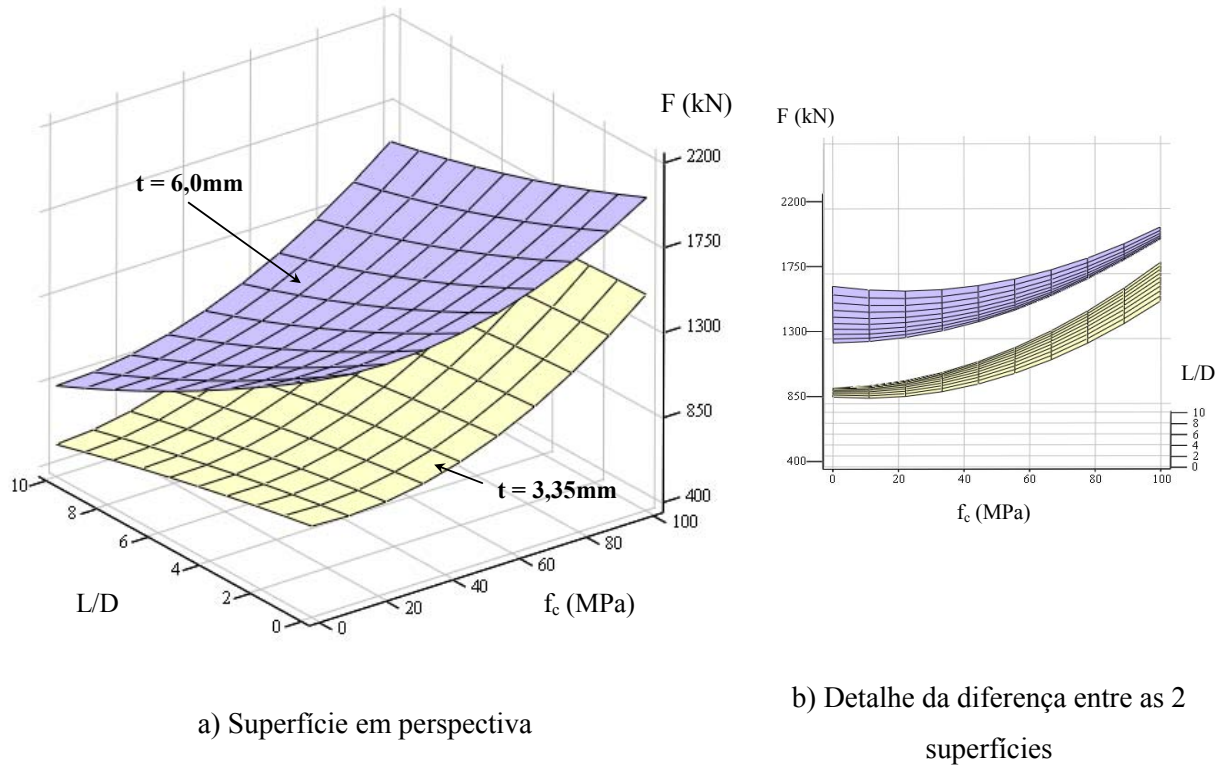
Os resultados das Tabela 5.13 e Tabela 5.14 deixam claro o aumento da capacidade resistente dos pilares devido à introdução da força na seção de concreto. Os valores de resistência correspondentes à força aplicada no concreto são, em média, 8% e 9% acima dos valores encontrados quando a força é aplicada na seção mista, para as séries P1 e P2, respectivamente.

Apenas 3 das 32 relações apresentaram valores de força última maiores quando a força é aplicada na seção mista. Esses pilares possuem relações  $L/D = 7$  (1 caso) e  $10$  (2 casos), sendo estes últimos mais coerentes com o esperado, pois pilares com maiores relações  $L/D$  têm uma redução no efeito de confinamento por conta do aumento da esbelteza global.

As superfícies da Figura 5.53 e da Figura 5.54 apresentam a variação da força de pico em função da relação  $L/D$  e da resistência à compressão do concreto, para os casos de aplicação da força na seção mista e no concreto, respectivamente.



**Figura 5.53 – Variação da força última em função de  $L/D$  e  $f_c$ : força na seção mista**



**Figura 5.54 – Variação da força última em função de  $L/D$  e  $f_c$ : força no concreto**

As superfícies foram obtidas a partir de uma regressão polinomial de segundo grau nas duas variáveis ( $L/D$  e  $f_c$ ). Foram obtidas correlações da ordem de 85% a 98% sobre os pontos fornecidos para o traçado da superfície. Regressões de 1º grau resultavam em correlações de 50% e, de 3º grau, não resultavam em melhora significativa para justificar sua utilização, visto que a equação resultante possuiria muitos termos. As Eq. 5.7 a Eq. 5.10 apresentam as equações resultantes das regressões polinomiais adotadas para os pilares P1-E, P2-E, P1-C e P2-C, respectivamente.

$$F_{P1-E} = 0,05 \cdot (f_c)^2 - 1,3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1,85 \cdot f_c - 8,7 \cdot \frac{L}{D} + 0,134 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} + 653,9 \quad \text{Eq. 5.7}$$

$$F_{P2-E} = 0,011 \cdot (f_c)^2 + 0,552 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + 5,15 \cdot f_c - 45 \cdot \frac{L}{D} + 0,25 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} + 1033,5 \quad \text{Eq. 5.8}$$

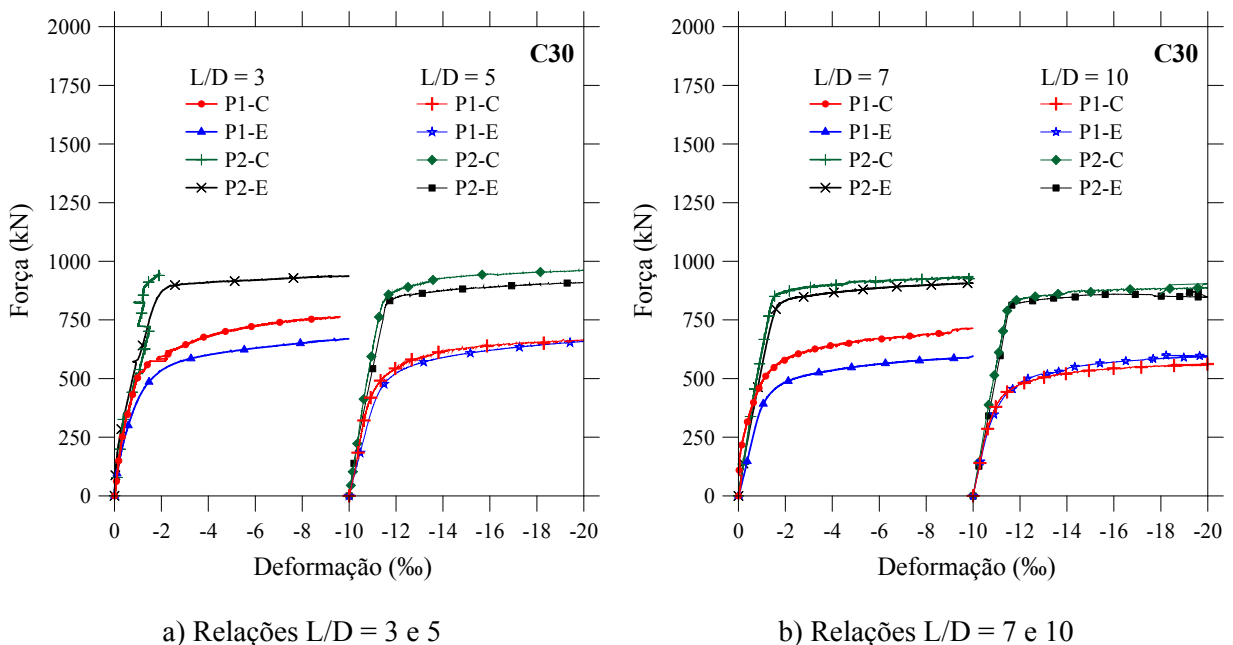
$$F_{P1-C} = 0,083 \cdot (f_c)^2 - 0,7 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1,68 \cdot f_c - 24,35 \cdot \frac{L}{D} + 0,21 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} + 834,9 \quad \text{Eq. 5.9}$$

$$F_{P2-C} = 0,072 \cdot (f_c)^2 + 1,59 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 - 3,11 \cdot f_c - 92,94 \cdot \frac{L}{D} + 0,32 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} + 1602,4 \quad \text{Eq. 5.10}$$

Por meio dessas equações é possível fazer uma estimativa da capacidade resistente de um pilar misto preenchido de seção circular; vale lembrar que essas equações são fruto dos resultados experimentais deste trabalho. Sendo assim, deve-se ter cuidado quando da utilização de outros valores para o diâmetro do tubo ou para as demais variáveis aqui consideradas.

Os diagramas da Figura 5.55 até a Figura 5.58 apresentam os resultados experimentais dos pilares agrupados em função da resistência do concreto. De acordo com estes diagramas, é possível avaliar a influência da forma de introdução do carregamento e da espessura do tubo. Comparando as Figuras 5.55a e b, é possível estudar também a relação  $L/D$  no comportamento dos pilares, sobretudo quanto à capacidade resistente e ductilidade.

O valor da deformação axial foi limitado em 10%, pois não é objetivo desta análise verificar o comportamento final dos exemplares. Além disso, essa limitação facilita a verificação da diferença entre as rigidezes iniciais dos pilares, em função da força ser aplicada no concreto ou na seção mista.



**Figura 5.55 – Pilares com concreto classe C30**

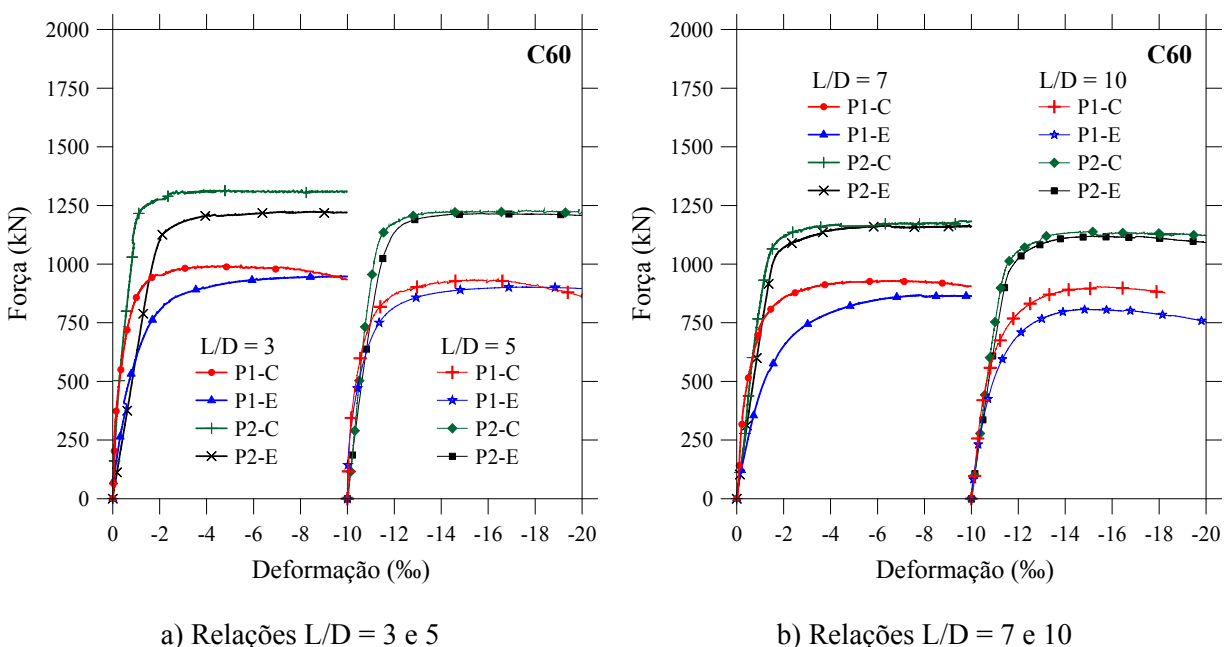
Para os pilares das Figuras 5.55a e b, a influência do tipo de aplicação do carregamento é verificada sobre a rigidez inicial, que é maior nos exemplares cuja força é aplicada na seção de concreto em relação aos pilares carregados na seção mista.

Isso ocorre porque, nos pilares cuja força é aplicada no núcleo de concreto, o efeito de confinamento é mobilizado desde o início do carregamento, diferente do que acontece quando a força é aplicada na seção mista, pois neste caso, esse efeito só é mobilizado quando o concreto apresenta elevadas deformações radiais, suficientes para mobilizar o tubo de aço.

A diferença entre as rigidezes iniciais é mais pronunciada nos pilares da série P1. Isso pode ser decorrência da diferença na superfície interna dos tubos com 3,35mm e 6,0mm, pois os primeiros praticamente não apresentam tensão de adesão na interface aço-concreto, o que não favorece a transferência de tensão axial entre os materiais, e leva o tubo de aço a atuar apenas como restrição lateral.

Os modelos da série P2 (tubo de 6,0mm) apresentam maior capacidade resistente que os pilares da série P1 (tubo de 3,35mm). Isso decorre do maior valor na espessura e da maior resistência ao escoamento registrada para os tubos da série P2.

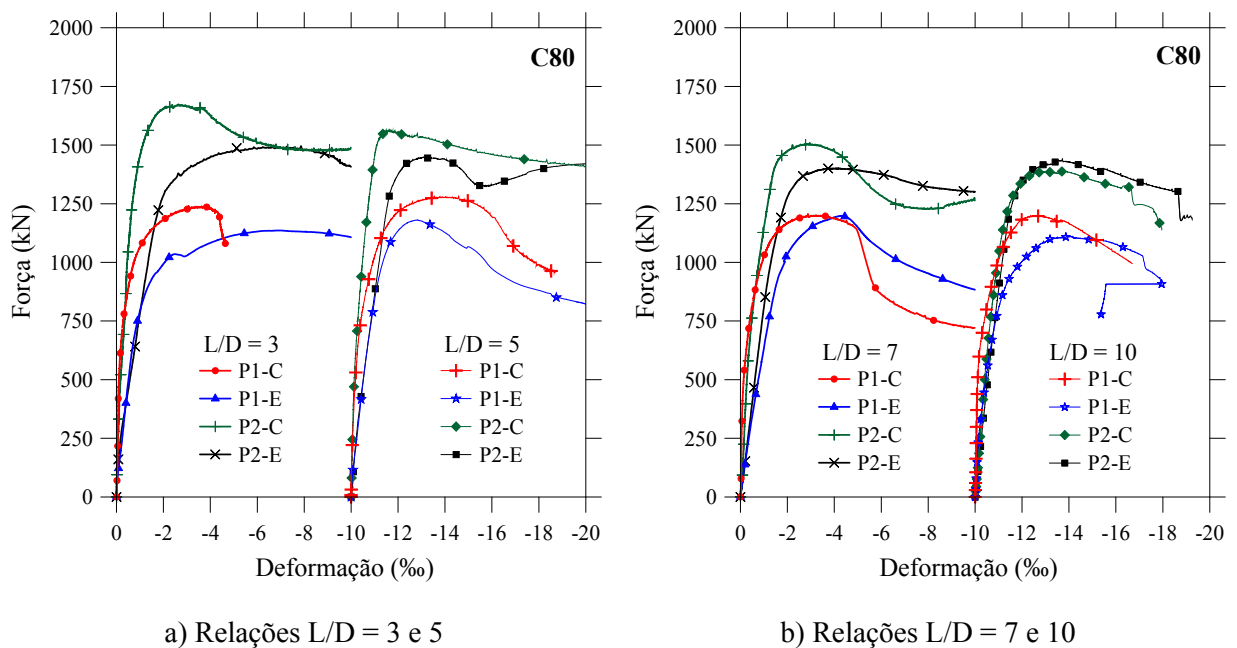
Quanto à influência da esbeltez, é possível notar uma leve perda de capacidade resistente com o aumento da esbeltez, para concretos de mesma classe de resistência, para ambas as séries.



**Figura 5.56 – Pilares com concreto classe C60**

Tanto os pilares representados pelos diagramas da Figura 5.55 quanto os da Figura 5.56 não apresentam perda brusca de capacidade resistente após ser atingido o pico,

mesmo os exemplares mais esbeltos. Isso é influência da maior deformabilidade apresentada pelos concretos de menor resistência, que possibilitam maior ductilidade dos pilares e mobilizam de forma mais eficiente o efeito de confinamento. Alguns elementos da Figura 5.57 e a maioria daqueles na Figura 5.58 sofrem perda acentuada de capacidade resistente após o pico, mesmo alguns modelos mais curtos. Este fato é justificado pela baixa deformabilidade dos concretos de alta resistência até atingir a ruptura, o que faz com que os pilares preenchidos com tais concretos apresentem maior rigidez inicial que aqueles preenchidos com concretos de resistência menor, o que é facilmente observado nos diagramas.



**Figura 5.57 – Pilares com concreto classe C80**

Outro fato bem pronunciado é que a diferença entre a capacidade resistente dos pilares das séries P1 e P2, considerando separadamente as situações de força aplicada no concreto e na seção mista, diminui gradativamente com o aumento da resistência do concreto (Tabela 5.15).

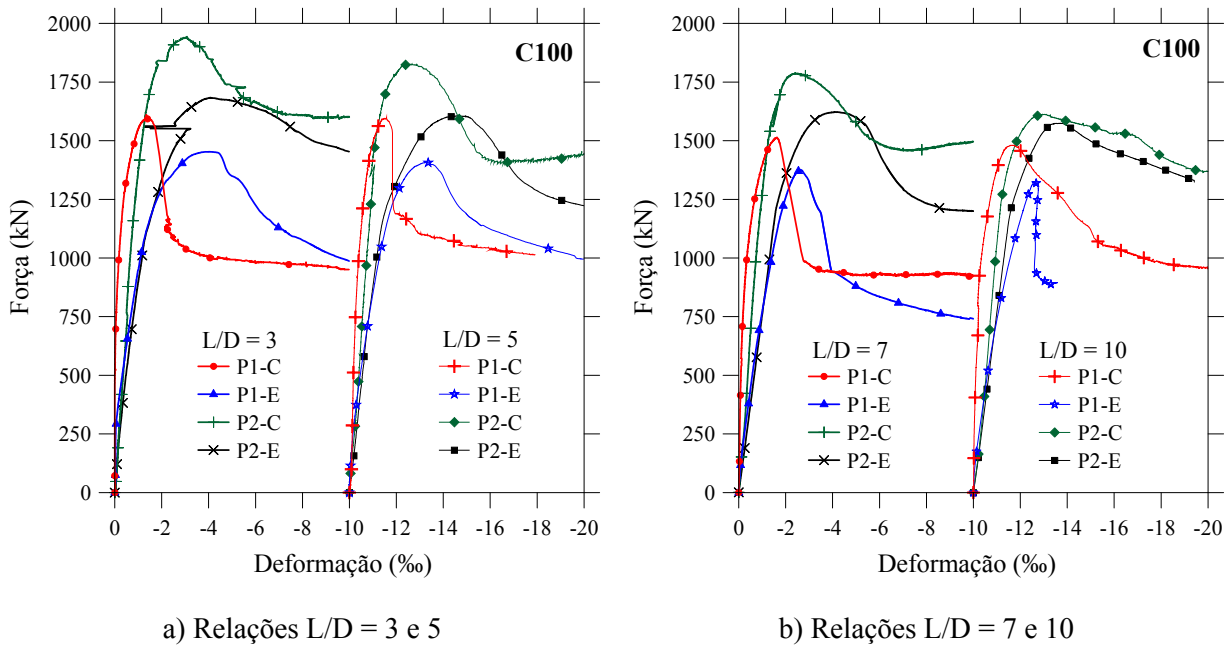


Figura 5.58 – Pilares com concreto classe C100

Tabela 5.15 – Diferença na capacidade resistente entre os pilares das séries P1 e P2

Modelo	$F_{\text{concreto}}$ (kN)			$F_{\text{mista}}$ (kN)		
	P1	P2	P2/P1-1	P1	P2	P2/P1-1
P-30-3D	816,2	1380	69,1%	737	1075,4	45,9%
P-60-3D	995,7	1425,3	43,1%	952	1329,1	39,6%
P-80-3D	1242,2	1673,9	34,8%	1136,2	1496	31,7%
P-100-3D	1610,6	1943,4	20,7%	1453,1	1683,4	15,8%
P-30-5D	749,45	1218,7	62,6%	739,5	1016,6	37,5%
P-60-5D	937	1389,3	48,3%	902,9	1263,2	39,9%
P-80-5D	1281,4	1564,7	22,1%	1180,7	1448,1	22,6%
P-100-5D	1598,9	1827,1	14,3%	1407,1	1607,4	14,2%
P-30-7D	736,8	1000,4	35,8%	631,5	1057,1	67,4%
P-60-7D	932,9	1244,4	33,4%	868,5	1190	37,0%
P-80-7D	1206,5	1509,3	25,1%	1198,3	1400,6	16,9%
P-100-7D	1513,5	1788,9	18,2%	1375,8	1622,5	17,9%
P-30-10D	563,6	909,7	61,4%	599,3	872,2	45,5%
P-60-10D	904,2	1141,3	26,2%	809,2	1120,6	38,5%
P-80-10D	1200	1389,1	15,8%	1111,6	1442,4	29,8%
P-100-10D	1481,2	1613,5	8,9%	1319,9	1574,3	19,3%

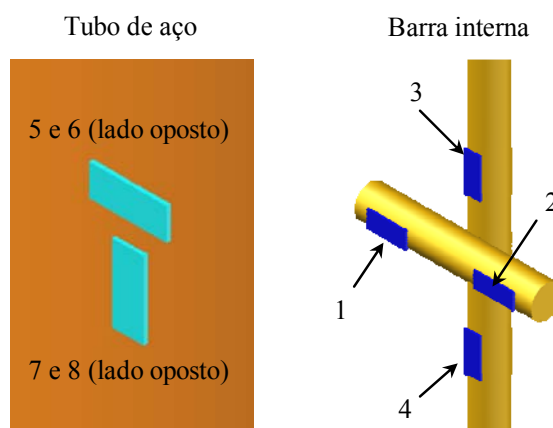
A única variável que está influenciando a redução percentual da diferença entre as forças resistentes é a resistência do concreto. E isso se justifica, mais uma vez, pela maior deformabilidade do concreto de baixa resistência, que é o fator mais importante para o efeito de confinamento, apesar da diferença entre as espessuras dos tubos das séries P1 e P2.

## 5.8 COMPORTAMENTO DO CONCRETO

Aqui serão apresentados alguns resultados no tocante à deformação radial do concreto. Apenas os modelos com relação  $L/D = 3$  são analisados, pois estes são mais suscetíveis aos efeitos da expansão do concreto.

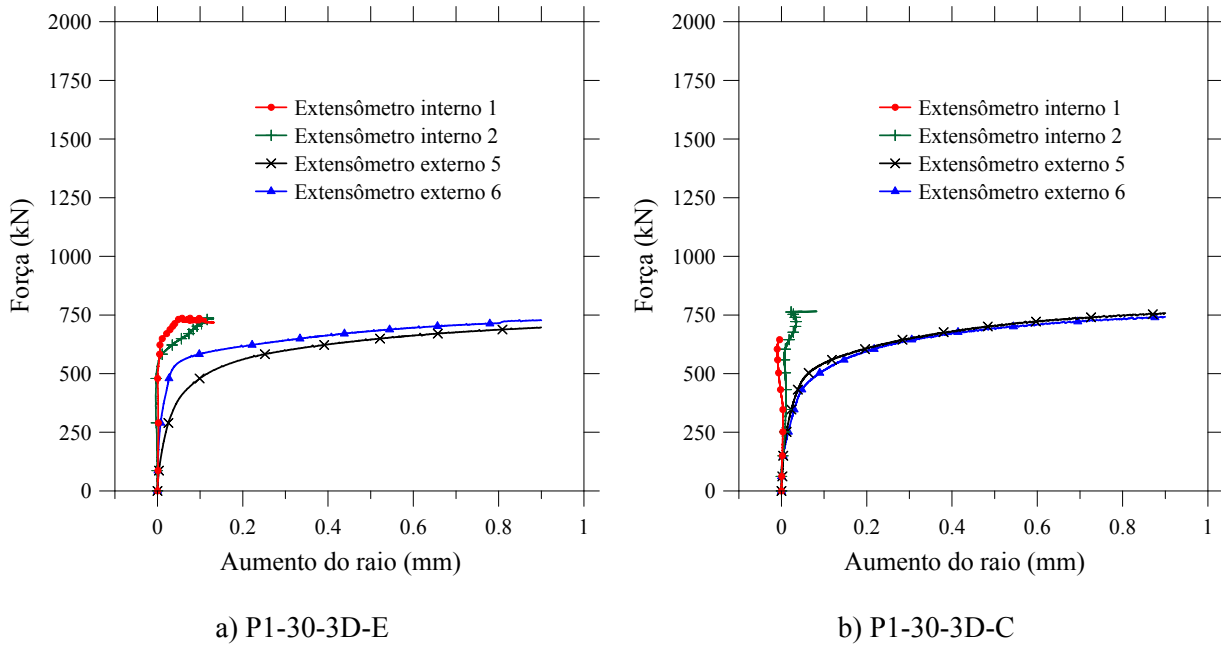
Verifica-se que, mesmo para os pilares com relação  $L/D = 3$ , os extensômetros posicionados no interior do tubo não conseguiram registrar grandes aumentos no raio interno, devido à expansão do concreto. Os valores medidos pelos extensômetros colados externamente ao tubo apresentaram maiores valores nas leituras de deformação que aqueles no núcleo de concreto.

As leituras individuais dos extensômetros, cuja numeração é mostrada na Figura 5.59, são apresentadas e mostram que, nesses pilares, a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto, com expansão uniforme. Se a ruptura acontecesse por cisalhamento ou por instabilidade global, as leituras dos extensômetros opostos seriam bem diferentes entre si, e diferente das apresentadas nos diagramas da Figura 5.60 e da Figura 5.61. Os demais diagramas são apresentados no Apêndice A.



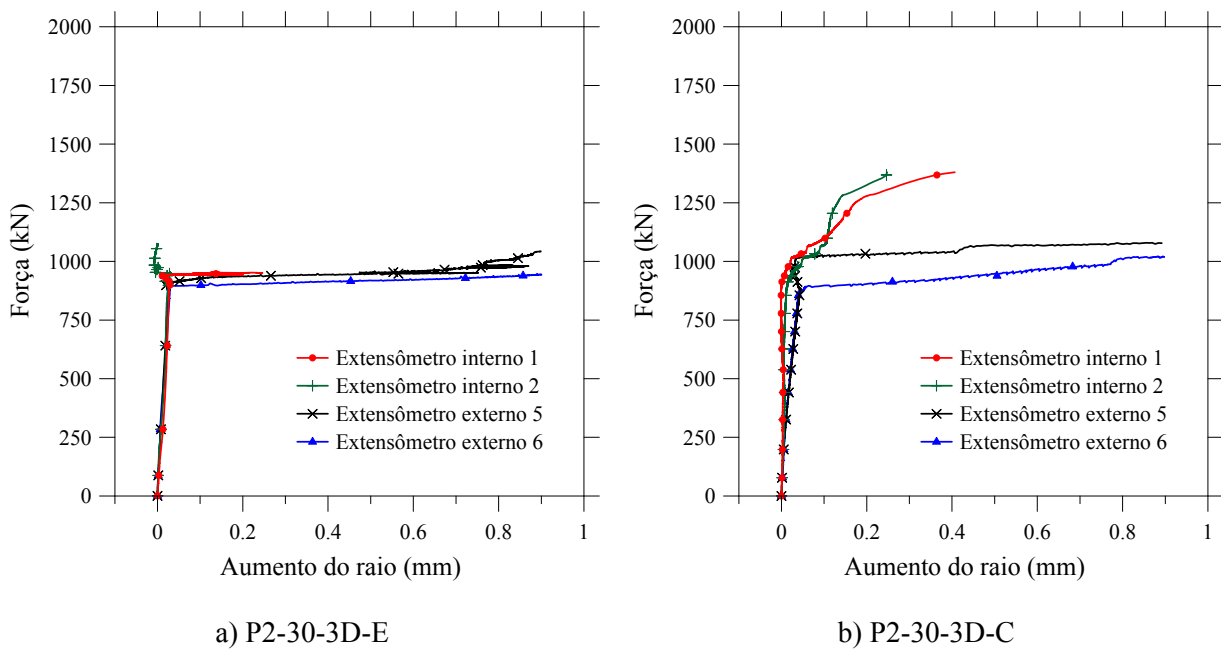
**Figura 5.59 – Numeração dos extensômetros**





**Figura 5.60 – Diagramas Força vs. Aumento do raio – P1-30-3D**

Os resultados mostram que os extensômetros utilizados para medir a expansão do concreto, posicionados no interior do pilar, não conseguiram registrar um aumento significativo do raio do tubo. Isso pode ser decorrente da barra usada para colagem dos extensômetros, que talvez não tenha ficado com o comprimento de ancoragem suficiente para ser solicitada adequadamente. O reduzido diâmetro do tubo, também, pode ter dificultado o posicionamento destas barras.



**Figura 5.61 – Diagramas Força vs. Aumento do raio – P2-30-3D**

## 5.9 COMPARAÇÃO COM VALORES NORMATIVOS

No Capítulo 4 foram apresentadas as equações de dimensionamento das normas NBR 8800:2008, do Eurocode 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001. Neste item, são comparados os resultados experimentais e normativos, em termos de força última. Como as normas não abrangem o dimensionamento de pilares cuja força é aplicada na seção de concreto, os resultados dos 32 pilares ensaiados com esse tipo de carregamento não são comparados com os valores normativos.

Para efeito de dimensionamento, foram usados os valores de módulo de elasticidade do concreto calculados de acordo com as expressões existentes em cada uma das normas para previsão da força resistente. Para efeito de verificação da parcela de acréscimo de resistência do concreto ( $\eta_c$ ), existente na formulação do EC4, foram consideradas as duas possibilidades: consideração das parcelas  $\eta_c$  e  $\eta_a$  atribuídas ao confinamento e sem o efeito do confinamento ( $\eta_c = 0$  e  $\eta_a = 1$ , apresentados na coluna EC4\*). A Tabela 5.16 e a Tabela 5.17 apresentam os resultados experimentais e normativos para os pilares das séries P1 e P2, respectivamente.

**Tabela 5.16 – Resultados de força experimental e normativa para a série P1**

Pilar	$F_{exp}$	NBR	EC4	ANSI/AISC	CAN/CSA	EC4*
P1-30-3D-E	737	615,36	813,17	615,50	804,89	632,67
P1-30-5D-E	739,5	611,02	753,44	611,40	765,46	632,67
P1-30-7D-E	631,5	604,57	700,25	605,31	727,86	628,42
P1-30-10D-E	599,3	591,10	634,35	592,57	674,71	614,04
P1-60-3D-E	952	838,16	1035,67	838,51	1005,73	869,09
P1-60-5D-E	902,9	830,64	971,05	831,61	965,72	869,09
P1-60-7D-E	868,5	819,48	908,10	821,36	926,66	856,76
P1-60-10D-E	809,2	796,28	838,25	800,00	868,72	833,25
P1-80-3D-E	1136,2	1095,57	1296,06	1096,26	1238,18	1142,80
P1-80-5D-E	1180,7	1083,47	1224,15	1085,37	1197,23	1139,75
P1-80-7D-E	1198,3	1065,57	1151,97	1069,24	1155,71	1117,87
P1-80-10D-E	1111,6	1028,51	1077,09	1035,74	1089,72	1081,39
P1-100-3D-E	1453,1	1237,91	1441,21	1238,83	1366,90	1294,38
P1-100-5D-E	1407,1	1222,89	1363,74	1225,42	1325,29	1287,56
P1-100-7D-E	1375,8	1200,70	1287,77	1205,57	1282,06	1261,12
P1-100-10D-E	1319,9	1154,88	1209,55	1164,46	1210,47	1216,34

**Tabela 5.17 – Resultados de força experimental e normativa para a série P2**

Pilar	$F_{exp}$	NBR	EC4	ANSI/AISC	CAN/CSA	EC4*
P2-30-3D-E	1075,4	951,32	1302,30	951,43	1336,04	968,71
P2-30-5D-E	1016,6	944,33	1186,81	944,62	1260,76	968,71
P2-30-7D-E	1057,1	933,93	1085,47	934,49	1189,11	960,94
P2-30-10D-E	872,2	912,22	967,29	913,34	1088,40	938,21
P2-60-3D-E	1329,1	1152,68	1499,05	1152,97	1517,57	1182,42
P2-60-5D-E	1263,2	1142,75	1377,68	1143,56	1441,70	1182,42
P2-60-7D-E	1190	1128,02	1267,11	1129,58	1368,58	1167,28
P2-60-10D-E	1120,6	1097,35	1147,25	1100,45	1263,21	1136,29
P2-80-3D-E	1496	1385,45	1728,88	1386,02	1727,68	1429,82
P2-80-5D-E	1448,1	1371,54	1601,84	1373,10	1650,94	1429,74
P2-80-7D-E	1400,6	1350,94	1480,41	1353,96	1575,62	1404,14
P2-80-10D-E	1442,4	1308,18	1359,01	1314,16	1463,25	1362,11
P2-100-3D-E	1683,4	1514,21	1856,99	1514,96	1844,03	1566,84
P2-100-5D-E	1607,4	1497,84	1724,28	1499,90	1766,73	1563,87
P2-100-7D-E	1622,5	1473,61	1599,62	1477,59	1689,98	1534,45
P2-100-10D-E	1574,3	1423,42	1477,31	1431,27	1573,03	1485,64

A Figura 5.62 e a Figura 5.63 apresentam graficamente os resultados da Tabela 5.16 e da Tabela 5.17, respectivamente. Para os pilares da série P1 (Figura 5.62), para uma determinada resistência do concreto, ocorre uma redução considerável da capacidade resistente com o aumento da relação L/D. Da mesma forma, para uma determinada relação L/D verifica-se um aumento da capacidade resistente em função do aumento da resistência à compressão do concreto. Essa mesma analogia serve para os resultados da Figura 5.63, correspondente aos pilares da série P2.

Os resultados gráficos mostram que as normas EC4 e CAN/CSA superestimam a capacidade resistente dos pilares na grande maioria dos casos. Os valores normativos se apresentam mais próximos dos experimentais somente quando  $L/D = 10$ , para a qual a penalização da resistência à plastificação da seção por conta da instabilidade é maior.

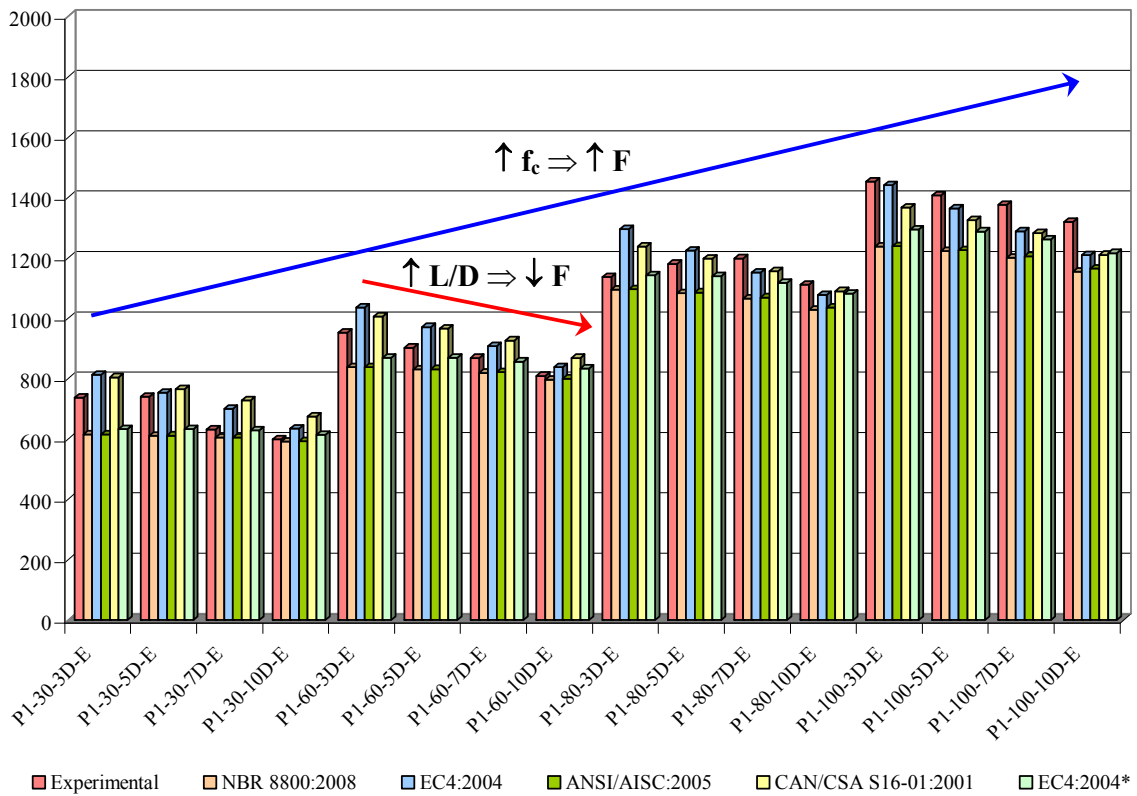


Figura 5.62 – Força última experimental e normativa para os pilares da série P1

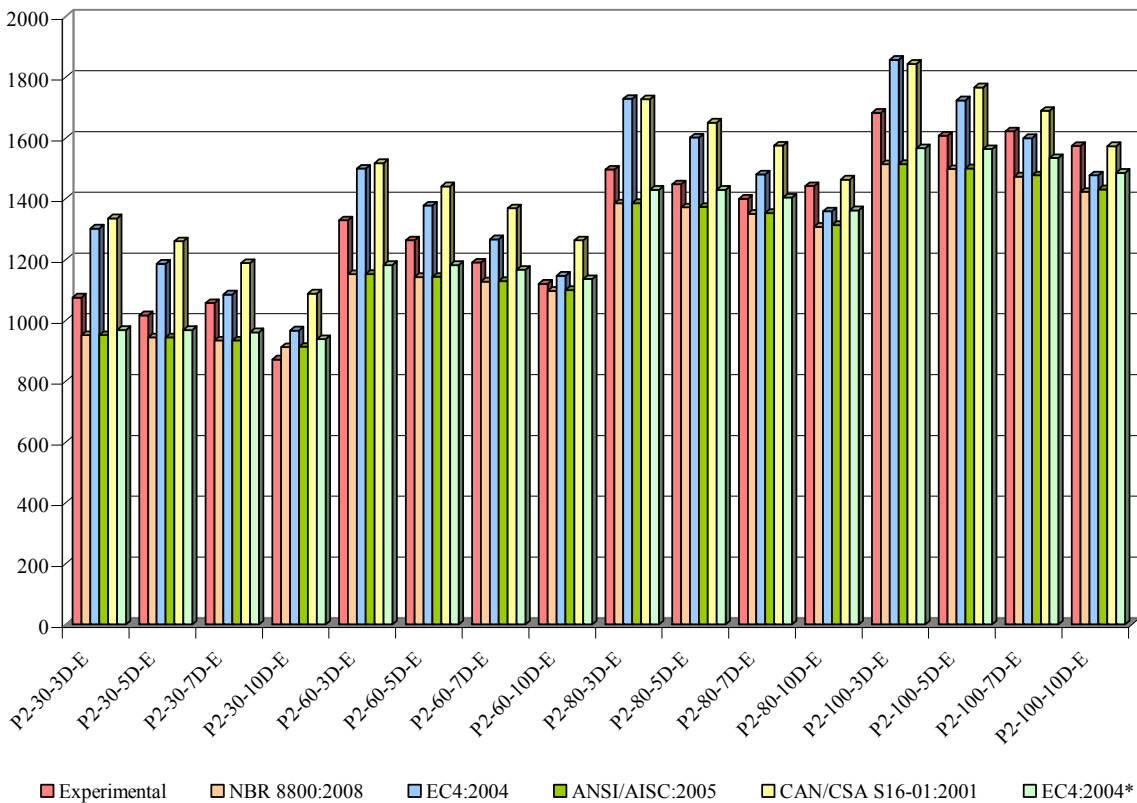


Figura 5.63 – Força última experimental e normativa para os pilares da série P2

A Tabela 5.18 e a Tabela 5.19 apresentam as relações entre força experimental e normativa para os pilares das séries P1 e P2, respectivamente. Os resultados dos pilares da série P2 mostram que a NBR e o ANSI apresentam valores previstos abaixo dos experimentais. Os resultados experimentais são 8,1% e 7,9%, em média, acima dos previstos por essas normas, respectivamente. No caso da série P1, a diferença entre a previsão e os experimentais são ainda maiores, sendo os valores experimentais 10,7% e 10,4% maiores que os previstos pela NBR e pelo ANSI, respectivamente.

Se levarmos em consideração o dimensionamento segundo o EC4, sem considerar a parcela de acréscimo de resistência do concreto ( $\eta_c$ ) e de penalização do aço ( $\eta_a$ ) devido ao confinamento, os valores normativos são inferiores aos experimentais, mas mais próximos, em média, apresentando, 6% e 4,5% de diferença para os pilares das séries P1 e P2, respectivamente.

**Tabela 5.18 – Relação entre força experimental e normativa para a série P1**

Pilar	$F_{\text{exp}}/F_{\text{NBR}}$	$F_{\text{exp}}/F_{\text{EC4}}$	$F_{\text{exp}}/F_{\text{ANSI}}$	$F_{\text{exp}}/F_{\text{CAN}}$	$F_{\text{exp}}/F_{\text{EC4}^*}$
P1-30-3D-E	1,198	0,906	1,197	0,916	1,165
P1-30-5D-E	1,210	0,981	1,210	0,966	1,169
P1-30-7D-E	1,045	0,902	1,043	0,868	1,005
P1-30-10D-E	1,014	0,945	1,011	0,888	0,976
P1-60-3D-E	1,136	0,919	1,135	0,947	1,095
P1-60-5D-E	1,087	0,930	1,086	0,935	1,039
P1-60-7D-E	1,060	0,956	1,057	0,937	1,014
P1-60-10D-E	1,016	0,965	1,011	0,931	0,971
P1-80-3D-E	1,037	0,877	1,036	0,918	0,994
P1-80-5D-E	1,090	0,965	1,088	0,986	1,036
P1-80-7D-E	1,125	1,040	1,121	1,037	1,072
P1-80-10D-E	1,081	1,032	1,073	1,020	1,028
P1-100-3D-E	1,174	1,008	1,173	1,063	1,123
P1-100-5D-E	1,151	1,032	1,148	1,062	1,093
P1-100-7D-E	1,146	1,068	1,141	1,073	1,091
P1-100-10D-E	1,143	1,091	1,133	1,090	1,085
<b>Média</b>	<b>1,107</b>	<b>0,976</b>	<b>1,104</b>	<b>0,977</b>	<b>1,060</b>
<b>Desvio padrão</b>	<b>0,062</b>	<b>0,063</b>	<b>0,063</b>	<b>0,071</b>	<b>0,062</b>
<b>Cov</b>	<b>5,64%</b>	<b>6,50%</b>	<b>5,69%</b>	<b>7,27%</b>	<b>5,83%</b>

Para os pilares da série P1, o EC4 e o CAN apresentam valores, em média, abaixo dos experimentais, 2,4% e 2,3%, respectivamente, porém, para os pilares preenchidos com concreto de alta resistência, o equacionamento dessas normas penaliza de maneira satisfatória a capacidade resistente dos pilares. O problema reside no dimensionamento dos pilares preenchidos com concretos de baixas resistências, para os quais essas normas prevêm valores bem acima dos experimentais.

**Tabela 5.19 – Relação entre força experimental e normativa para a série P2**

Pilar	$F_{exp}/F_{NBR}$	$F_{exp}/F_{EC4}$	$F_{exp}/F_{ANSI}$	$F_{exp}/F_{CAN}$	$F_{exp}/F_{EC4*}$
P2-30-3D-E	1,130	0,826	1,130	0,805	1,110
P2-30-5D-E	1,077	0,857	1,076	0,806	1,049
P2-30-7D-E	1,132	0,974	1,131	0,889	1,100
P2-30-10D-E	0,956	0,902	0,955	0,801	0,930
P2-60-3D-E	1,153	0,887	1,153	0,876	1,124
P2-60-5D-E	1,105	0,917	1,105	0,876	1,068
P2-60-7D-E	1,055	0,939	1,053	0,870	1,019
P2-60-10D-E	1,021	0,977	1,018	0,887	0,986
P2-80-3D-E	1,080	0,865	1,079	0,866	1,046
P2-80-5D-E	1,056	0,904	1,055	0,877	1,013
P2-80-7D-E	1,037	0,946	1,034	0,889	0,997
P2-80-10D-E	1,103	1,061	1,098	0,986	1,059
P2-100-3D-E	1,112	0,907	1,111	0,913	1,074
P2-100-5D-E	1,073	0,932	1,072	0,910	1,028
P2-100-7D-E	1,101	1,014	1,098	0,960	1,057
P2-100-10D-E	1,106	1,066	1,100	1,001	1,060
Média	<b>1,081</b>	<b>0,936</b>	<b>1,079</b>	<b>0,888</b>	<b>1,045</b>
Desvio padrão	<b>0,049</b>	<b>0,069</b>	<b>0,049</b>	<b>0,058</b>	<b>0,049</b>
Cov	<b>4,52%</b>	<b>7,36%</b>	<b>4,54%</b>	<b>6,56%</b>	<b>4,72%</b>

Nos pilares da série P2 os resultados experimentais ficam 6,2% e 11,2% abaixo dos previstos pelo EC4 e pelo CAN, respectivamente. O pior resultado para os pilares da série P2, comparando-se com os resultados da série P1, segundo o dimensionamento dessas normas, se deve ao acréscimo de resistência do concreto calculado por essas normas por conta do maior efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de maior espessura.

De maneira geral, o EC4 e o CAN superestimam a capacidade resistente dos pilares, deixando claro que as análises foram feitas para um leque reduzido de modelos e com características bem específicas.

Uma possível justificativa é de que a formulação mais complexa para levar em conta acréscimo de resistência devido ao efeito de confinamento do concreto esteja superestimando demais a capacidade resistente dos pilares preenchidos com concreto de menor resistência. Isso se justifica, pois, nas equações de dimensionamento, existem em ambas as normas uma parcela que leva em consideração a relação  $f_y/f_c$ . Para os pilares de uma série, o valor de  $f_y$  se mantém constante e  $f_c$  varia, de tal maneira que para o menor valor de resistência do concreto a parcela aumenta de valor, e essa contribuição aumenta a capacidade resistente do pilar.

No próximo capítulo será feita uma verificação do erro de modelo de cada procedimento normativo e uma análise de confiabilidade dos resultados obtidos pelo dimensionamento segundo as normas.

---

# Capítulo 6

## **ERROS DE MODELO E ANÁLISE DE CONFIABILIDADE**

Este capítulo apresenta uma investigação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo as recomendações normativas apresentadas no Capítulo 4.

### **6.1 INTRODUÇÃO**

A segurança de uma estrutura passa pelo cumprimento de algumas regras concernentes aos limites das ações, deslocamentos e deformações que nela devem se encontrar. Esses limites são resultado da evolução do conhecimento da engenharia e sofrem constante modificação. A imposição de limites torna a padronização dos procedimentos mais eficaz. Apesar de as hipóteses determinísticas utilizadas representarem convenientemente os fenômenos que ocorrem nas estruturas, o grau de incerteza presente nas variáveis pode resultar em comportamentos não previstos inicialmente (NEVES, 2004).

O estudo da confiabilidade insere-se nesse contexto, na tentativa de incluir as incertezas na análise. O seu objetivo é determinar uma probabilidade de ocorrência de um cenário de falha específico. A confiabilidade é definida como a habilidade do sistema em desempenhar a função para a qual foi projetado, durante toda sua vida útil, medindo as suas chances de violar um estado limite por falha ou por não satisfazer a um

---



desempenho esperado. Em termos de estatística, a confiabilidade é o evento complementar da probabilidade de falha, conforme ilustra a Eq. 6.1.

$$R = 1 - P_f \quad \text{Eq. 6.1}$$

onde “ $P_f$ ” denota uma probabilidade de falha durante a vida útil. A falha é caracterizada por uma situação em que se atinge algum estado limite pré-estabelecido. “ $R$ ” é a confiabilidade.

Geralmente, os valores da confiabilidade são próximos de 1, pois, nos casos de estruturas civis, a probabilidade de falha é, normalmente, um valor da ordem de  $10^{-7}$  até  $10^{-3}$ .

Segundo Beck (2007), para sistemas de Engenharia com falhas pouco ou não observáveis, as seguintes definições são adotadas:

*“Confiabilidade é o grau de confiança (probabilidade subjetiva) de que um sistema não falhe dentro de um período de tempo especificado e respeitadas as condições de operação (de projeto) do mesmo”*

*“Probabilidade de falha é a probabilidade (subjetiva) de que o sistema falhe, não atendendo às especificações de projeto”.*

Hasofer e Lind (1974)<sup>5</sup>, apud Nogueira (2005), definem o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) como a menor distância entre a origem do espaço normal padrão e a função de estado limite (Figura 6.1). A proposta desses autores é que o cálculo do índice de confiabilidade seja realizado no ponto de projeto, ao invés das médias das variáveis aleatórias envolvidas na função de estado limite. Aliado a esse fato tem-se que a grande maioria das funções de estado limite possui caráter não-linear, principalmente nas estruturas de concreto armado. Diante disso, como não se conhece a posição do ponto de projeto no espaço normal padrão e a função de falha é não-linear, deve-se utilizar um processo iterativo para o cálculo do índice de confiabilidade.

---

<sup>5</sup> HASOFER, A.M.; LIND, N.C. (1974). Exact and invariant second moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, v.100, n.EM1, february, p.111-121.

---

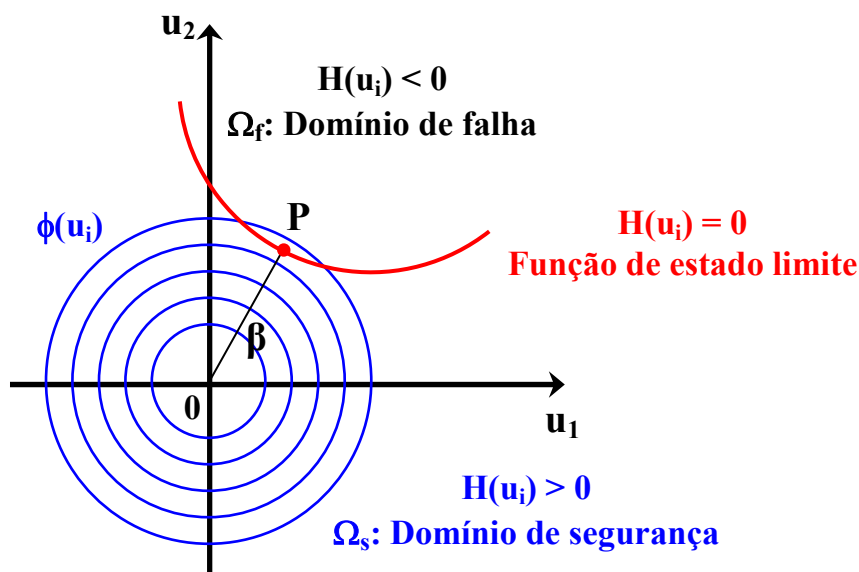


Figura 6.1 – Representação gráfica do índice de confiabilidade (NOGUEIRA, 2005)

Iterativamente, procura-se a menor distância entre a equação de estado limite e a origem do sistema. Dessa forma, define-se o problema de busca do índice de confiabilidade como um processo de otimização descrito pela Eq. 6.2.

$$\beta = \min \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2} \quad \text{Eq. 6.2}$$

A solução do problema de otimização fornece o valor do índice de confiabilidade, a coordenada  $u_i^*$  do ponto de projeto  $P^*$  e o co-seno diretor  $\alpha_i$  da direção do ponto de projeto, que é uma medida da sensibilidade do índice de confiabilidade em relação às variáveis aleatórias consideradas. Entretanto, essas informações somente são garantidas quando ocorre a convergência em direção a um mínimo global.

## 6.2 ERRO DE MODELO

A fim de realizar a comparação das capacidades resistentes dos pilares mistos preenchidos teóricas, calculadas pelos procedimentos normativos, com os resultados experimentais, uma variável *erro de modelo* ( $M_e$ ) é introduzida:

$$M_e = \frac{F_{\text{exp}}}{N_{R_s}} \quad \text{Eq. 6.3}$$

A fim de distinguir as duas situações de dimensionamento, com e sem a utilização dos coeficientes de segurança, denota-se  $N_{RS}$  e  $N_{RD}$  o dimensionamento sem e com a consideração dos coeficientes de segurança, respectivamente. O valor de  $N_{RS}$  foi utilizado em duas situações: na comparação dos resultados de previsão com os experimentais e na avaliação da segurança do dimensionamento segundo as normas (item 6.3).

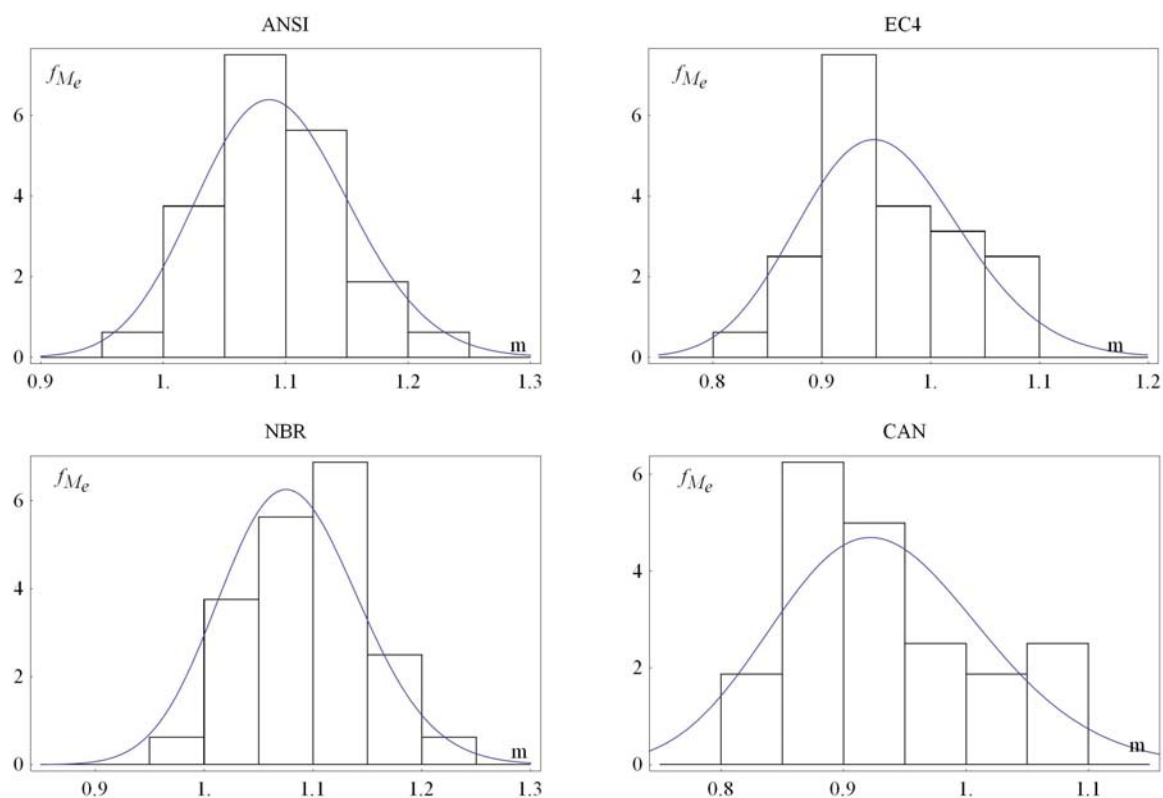
Amostras da variável (aleatória) *erro de modelo* foram obtidas a partir dos 32 resultados experimentais de força de pico apresentados nas Tabela 6.1 e Tabela 6.2, e considerando cada uma das normas anteriormente descritas. Foram considerados apenas os pilares com carga aplicada na seção mista, por se tratar de uma avaliação das equações de dimensionamento que são empregadas apenas para pilares com esse tipo de carregamento. Histogramas destes resultados são apresentados na Figura 6.2.

**Tabela 6.1 – Resultados experimentais e resistência teórica segundo equações normativas para os pilares da série P1**

Pilar	$F_{exp}$ (kN)	Relação $F_{exp} / N_{RS}$			
		ANSI/AISC	EC4	NBR	CAN/CSA
P1-30-3D-E	737,0	1,197	0,906	1,198	0,916
P1-30-5D-E	739,5	1,210	0,981	1,210	0,966
P1-30-7D-E	631,5	1,043	0,902	1,045	0,868
P1-30-10D-E	599,3	1,011	0,945	1,014	0,888
P1-60-3D-E	952,0	1,135	0,919	1,136	0,947
P1-60-5D-E	902,9	1,086	0,930	1,087	0,935
P1-60-7D-E	868,5	1,057	0,956	1,060	0,937
P1-60-10D-E	809,2	1,011	0,965	1,016	0,931
P1-80-3D-E	1136,2	1,036	0,877	1,037	0,918
P1-80-5D-E	1180,7	1,088	0,965	1,090	0,986
P1-80-7D-E	1198,3	1,121	1,040	1,125	1,037
P1-80-10D-E	1111,6	1,073	1,032	1,081	1,020
P1-100-3D-E	1453,1	1,173	1,008	1,174	1,063
P1-100-5D-E	1407,1	1,148	1,032	1,151	1,062
P1-100-7D-E	1375,8	1,141	1,068	1,146	1,073
P1-100-10D-E	1319,9	1,133	1,091	1,143	1,090

**Tabela 6.2 – Resultados experimentais e resistência teórica segundo equações normativas para os pilares da série P2**

Pilar	$F_{exp}$ (kN)	Relação $F_{exp} / N_{RS}$			
		ANSI/AISC	EC4	NBR	CAN/CSA
P2-30-3D-E	1075,4	1,130	0,826	1,130	0,805
P2-30-5D-E	1016,6	1,076	0,857	1,077	0,806
P2-30-7D-E	1057,1	1,131	0,974	1,132	0,889
P2-30-10D-E	872,2	0,955	0,902	0,956	0,801
P2-60-3D-E	1329,1	1,153	0,887	1,153	0,876
P2-60-5D-E	1263,2	1,105	0,917	1,105	0,876
P2-60-7D-E	1190,0	1,053	0,939	1,055	0,870
P2-60-10D-E	1120,6	1,018	0,977	1,021	0,887
P2-80-3D-E	1496,0	1,079	0,865	1,080	0,866
P2-80-5D-E	1448,1	1,055	0,904	1,056	0,877
P2-80-7D-E	1400,6	1,034	0,946	1,037	0,889
P2-80-10D-E	1442,4	1,098	1,061	1,103	0,986
P2-100-3D-E	1683,4	1,111	0,907	1,112	0,913
P2-100-5D-E	1607,4	1,072	0,932	1,073	0,910
P2-100-7D-E	1622,5	1,098	1,014	1,101	0,960
P2-100-10D-E	1574,3	1,100	1,066	1,106	1,001



**Figura 6.2 – Histogramas da variável “erro de modelo” e distribuição correspondente para as normas avaliadas**

A partir dos histogramas, foi realizado o ajuste de uma distribuição de probabilidades que fosse adequada. Dentre as distribuições que melhor se ajustaram aos dados obtidos, algumas foram descartadas (Rayleigh deslocada, log-normal deslocada e triangular) por apresentarem limites inferiores e/ou superiores que não se justificam. Foi dada preferência à distribuição log-normal, que é apropriada para descrever o erro de modelo de resistências porque preserva a log-normalidade das variáveis de resistência do material (FABER, 2006). A Tabela 6.3 mostra as médias e os desvios-padrão resultantes do ajuste de uma distribuição log-normal aos dados experimentais. Estas distribuições estão ilustradas graficamente na Figura 6.2.

**Tabela 6.3 – Estatísticas da variável aleatória erro de modelo não-corrigido**

<b>Erro de modelo <math>M_e</math></b>	<b>Distribuição</b>	<b>Média</b>	<b>c.o.v.</b>
ANSI	lognormal	1,092	0,057
EC4	lognormal	0,956	0,078
NBR	lognormal	1,094	0,057
CAN	lognormal	0,933	0,092

Idealmente, a variável *erro de modelo* deveria apresentar média unitária, o que representa um modelo teórico não tendencioso. Mais ainda, se o modelo fosse perfeito, a variável erro de modelo teria variância nula. Claramente, este não é o caso. Os dados apresentados na Tabela 6.3 mostram que os modelos de resistência das normas americana e brasileira (ANSI/AISC e NBR, respectivamente) resultam em resistências menores que a experimental ( $M_{e\text{ médio}} > 1$ ), enquanto a norma europeia (EC4) e a canadense (CAN) resultam em resistências maiores que as experimentais ( $M_{e\text{ médio}} < 1$ ).

O valor médio da variável erro de modelo ( $M_{e\text{ médio}}$ ) é chamado fator de tendenciosidade (bias) do modelo. Idealmente, este fator deve ser utilizado para corrigir o modelo, fazendo com que, em média, o modelo corrigido resulte na resistência correta. Introduzindo esta correção, a resistência dos pilares resulta:

$$N_{RS}^{corr.} = M_{e\text{ médio}} \cdot N_{RS}$$

$$M_e^{corr.} = \frac{M_e}{M_{e\text{ médio}}}$$
Eq. 6.4

A variável aleatória  $M_e^{corr.}$  é obtida dividindo  $M_e$  por  $M_{e\text{ médio}}$ . A média passa a ser unitária (modelo corrigido sem tendência) e o desvio-padrão resulta em:

$$M_e^{corr. \text{ desvio}} = \frac{M_e \text{ desvio}}{M_{e\text{ médio}}}$$
Eq. 6.5

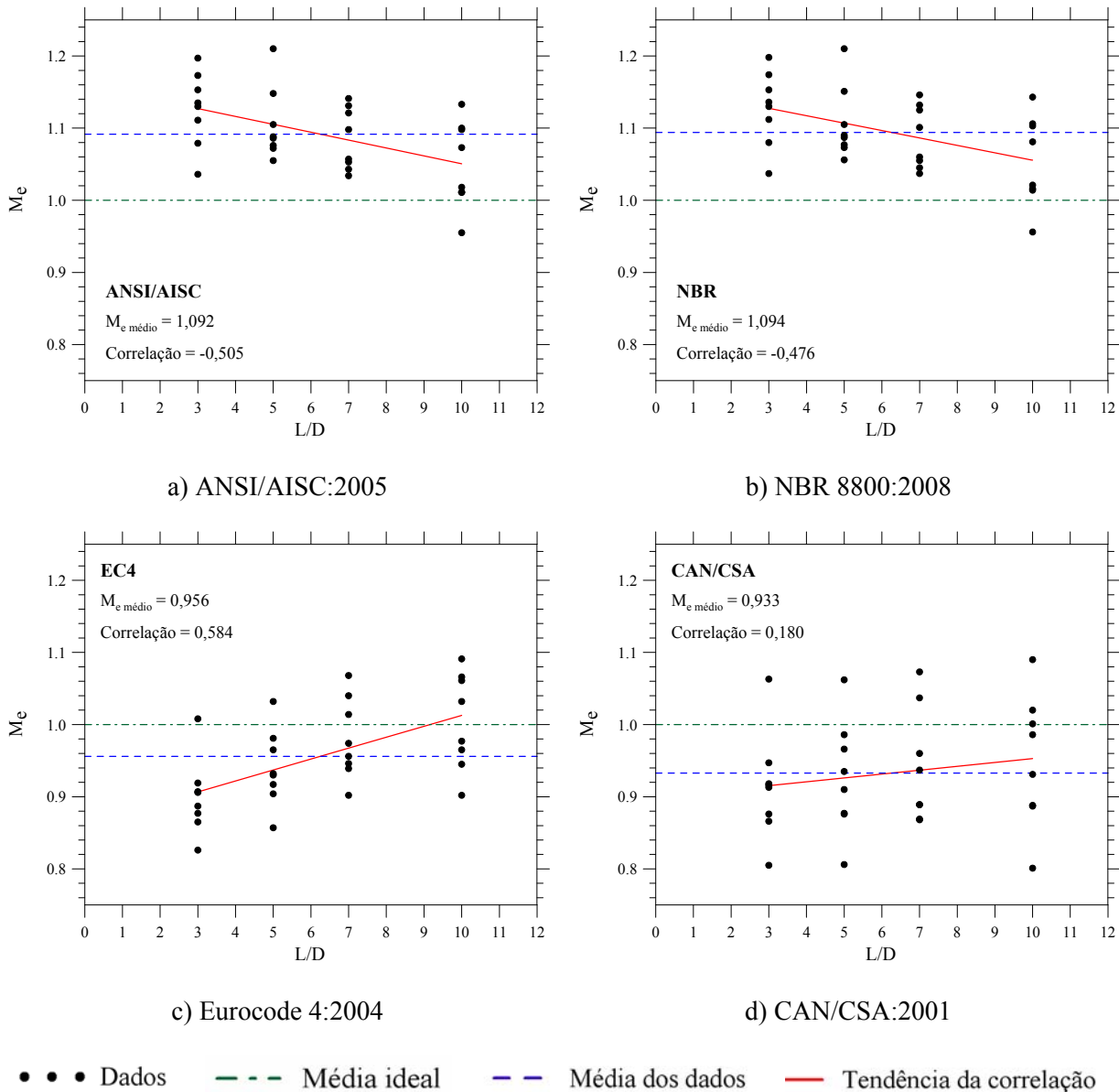
O desvio padrão corresponde ao erro aleatório do modelo, i.e., a sua incapacidade de prever exatamente a resistência em todas as situações de projeto possíveis. Esta incerteza é incorporada à análise de confiabilidade dos procedimentos normativos.

O próximo passo foi fazer uma análise de covariância entre a variável *erro de modelo* e os parâmetros  $f_{ck}$ , esbeltez ( $L/D$ ) e espessura do tubo ( $t$ ), com base nos resultados experimentais. Estes resultados são apresentados nas Figura 6.3 a Figura 6.5 e resumidos na Tabela 6.4. Esta análise revela tendências do modelo teórico em função das variáveis consideradas. Um índice de correlação nulo ou próximo de zero indica que não existe tendência linear entre as variáveis. No Anexo B, são apresentados os gráficos com as correlações entre a variável erro de modelo e os parâmetros:  $f_{ck}$ , esbeltez ( $L/D$ ) e espessura do tubo ( $t$ ), para cada uma das normas em estudo. O índice de correlação entre duas variáveis,  $\rho_{xy}$ , é calculado pela Eq. 6.6.

$$\rho_{xy} = \frac{\text{cov}(x, y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y}$$
Eq. 6.6

na qual,  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  são os desvios-padrão das variáveis  $x$  e  $y$ , respectivamente, e  $\text{cov}(x, y)$  é o operador covariância.

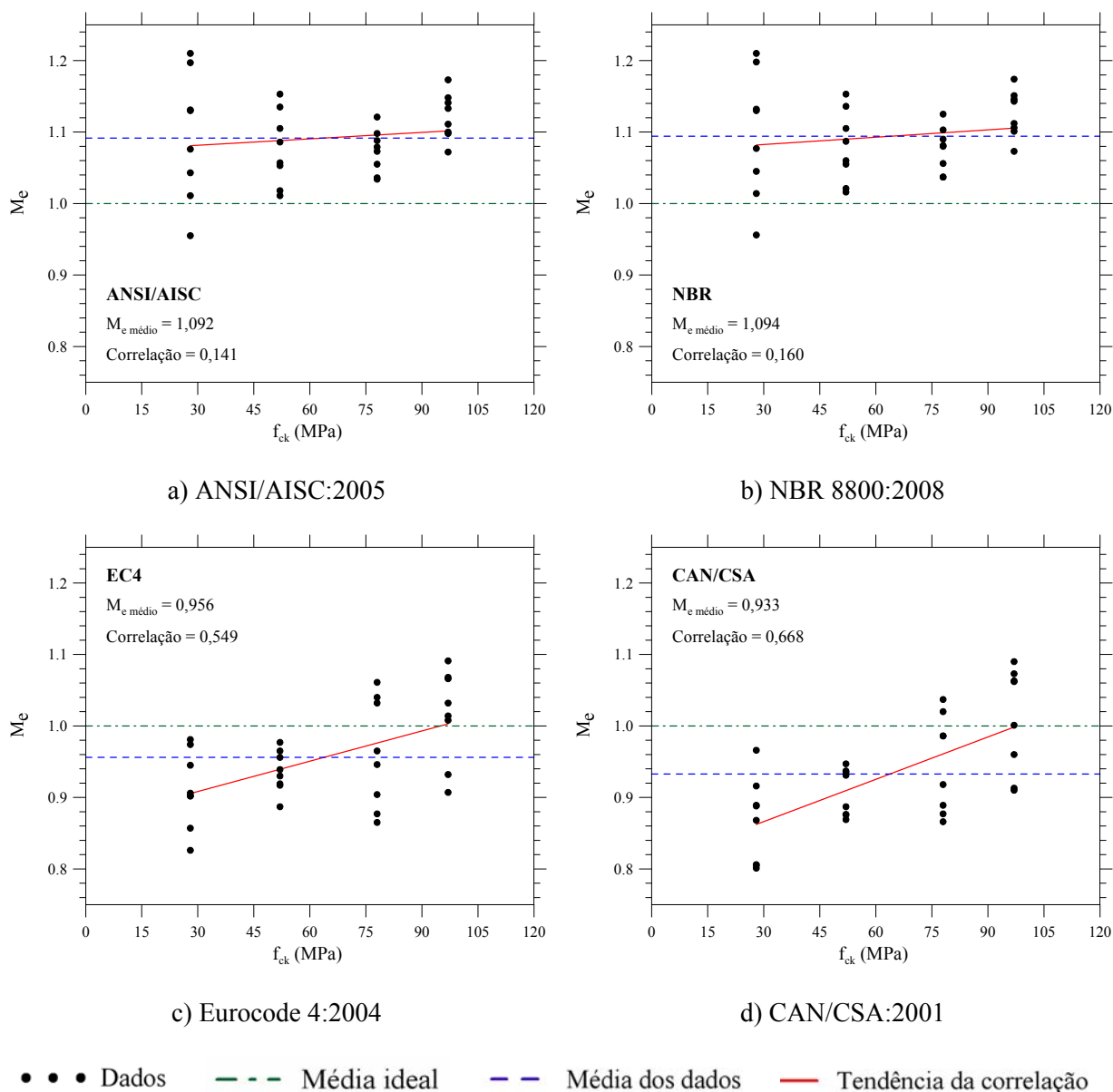
A Figura 6.3 apresenta a correlação entre a variável *erro de modelo* e a relação  $L/D$  dos pilares para as 4 normas estudadas. Estes gráficos apresentam os resultados de todos os 32 modelos analisados.



**Figura 6.3 – Correlações entre as variáveis erro de modelo e  $L/D$**

A partir dos resultados da Figura 6.3 verifica-se que as normas ANSI/AISC e NBR, que apresentaram valores médios a favor da segurança da relação força experimental e previsão das normas, mostram correlações negativas e muito próximas entre o erro de modelo e a esbelteza ( $L/D$ ). Isto indica que, à medida que a esbelteza aumenta, esses modelos tendem a aproximar a média do erro de modelo do valor 1. EC4 e CAN/CSA, que para valores de esbelteza menores são contra a segurança na comparação com os resultados experimentais, tendem a tornar seus resultados a favor da segurança à medida que a esbelteza aumenta, aproximando-se do valor médio unitário.

As correlações entre as variáveis *erro de modelo* e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) são apresentadas na Figura 6.4.



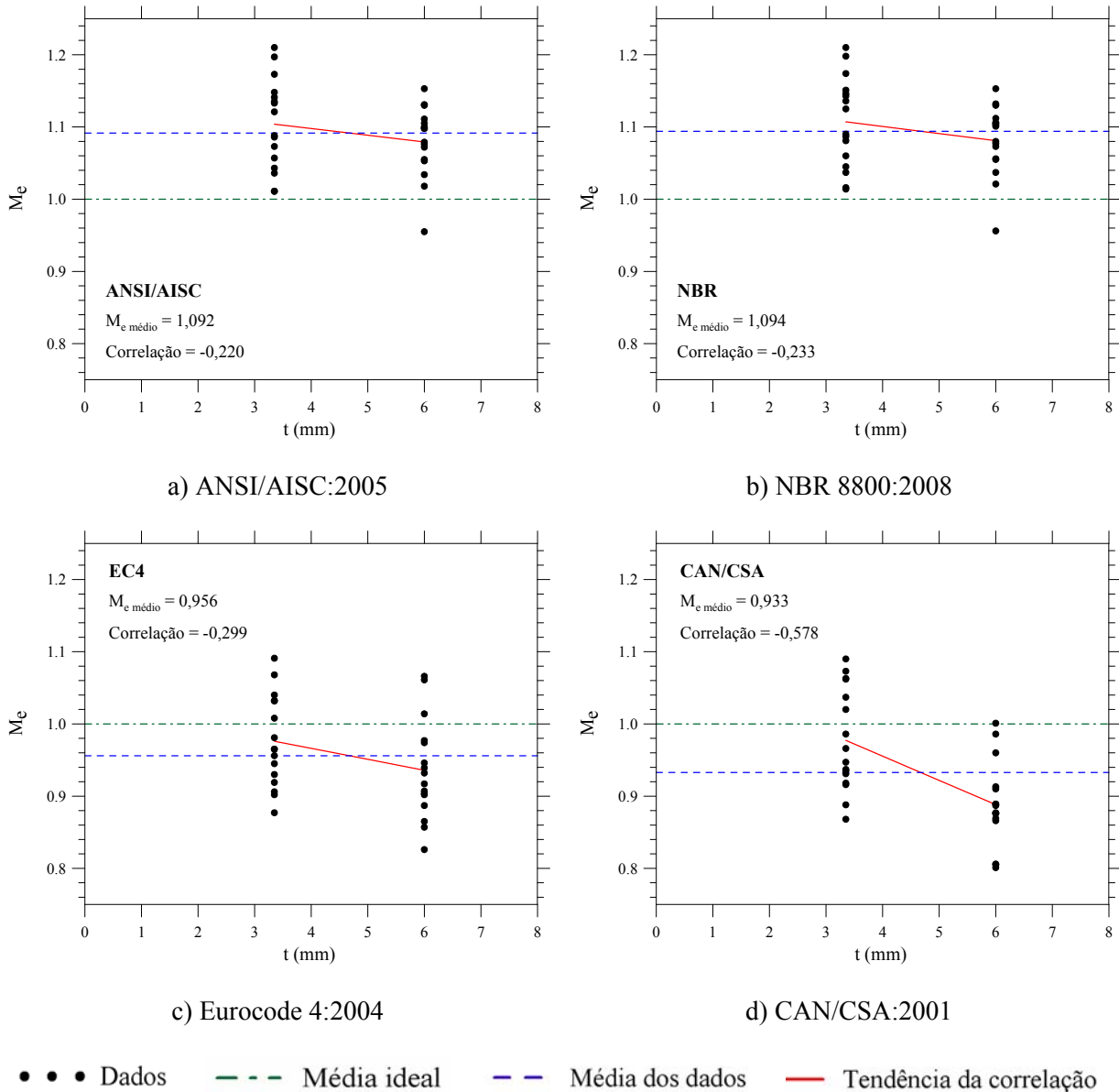
**Figura 6.4 – Correlações entre as variáveis erro de modelo e  $f_{ck}$**

Em relação à variável resistência do concreto,  $f_{ck}$ , EC4 e CAN/CSA mostram uma tendência de melhor representar a capacidade resistente do pilar à medida que a resistência do concreto aumenta, pois, com o aumento do valor de  $f_{ck}$ , os resultados normativos tendem a se aproximar dos experimentais.

Para as normas NBR e ANSI, a correlação entre as variáveis *erro de modelo* e  $f_{ck}$  não apresenta valor significativo, embora os seus resultados tendam a ficar mais a favor da segurança para valores de  $f_{ck}$  além dos analisados.



A Figura 6.5 apresenta a correlação entre a variável *erro de modelo* e a espessura do tubo ( $t$ ) para as 4 normas estudadas.



**Figura 6.5 – Correlações entre as variáveis erro de modelo e espessura do tubo ( $t$ )**

A maior correlação quanto à espessura do tubo ( $t$ ) foi obtida para a norma canadense (CAN/CSA), que mostra uma tendência de se afastar do valor  $M_{e\text{ médio}} = 1$  com o aumento da espessura do tubo de aço.

Analisando as correlações para a NBR e o ANSI, observa-se que os resultados tendem a se aproximar da média 1 para maiores valores da espessura  $t$ .

**Tabela 6.4 – Coeficientes de correlação entre o erro de modelo ( $M_e$ ) e as características dos pilares, baseados nos resultados experimentais**

Norma	L/D	$f_{ck}$	t
ANSI/AISC 360:2005	-0,505	0,141	-0,220
Eurocode 4:2004	0,584	0,549	-0,299
NBR 8800:2008	-0,476	0,160	-0,233
CAN/CSA S16-01:2001	0,180	0,668	-0,578

Uma melhor análise dessas correlações pode ser feita a partir da observação da equação de dimensionamento do EC4, apresentada no item 4.3, e reproduzida na Eq. 6.7.

$$N_{p,Rd} = \chi \cdot \left\{ \eta_a \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \cdot \left[ 1 + \eta_c \cdot \left( \frac{t}{D} \right) \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \right\} \quad \text{Eq. 6.7}$$

Verificando a correlação entre  $M_e$  e as variáveis L/D,  $f_{ck}$  e t, algumas conclusões podem ser tecidas quanto à avaliação da expressão de dimensionamento do EC4, principalmente no tocante à da quantificação do efeito de confinamento:

- os valores de dimensionamento do EC4 tendem a se tornar mais seguros com o aumento da relação L/D. Essa constatação pode ser observada na equação de dimensionamento, na qual o aumento da relação L/D tende a diminuir o valor da variável  $\chi$ , e, mais significativamente, pela redução da contribuição de  $\eta_c$ , por consequência do aumento de  $\bar{\lambda}$ . Para se ter uma idéia dessa contribuição, o coeficiente  $\eta_c$  varia entre 3,2 e 0,6 para valores de L/D iguais a 3 e 10, respectivamente. Sendo assim, há uma consideração exagerada do efeito de confinamento para pilares curtos;
- a influência da variável  $f_{ck}$  é direta. A análise de correlação indicou que os resultados segundo o EC4 tendem a melhorar com o aumento de  $f_{ck}$ . Isso fica claro na Eq. 6.7: com o aumento de  $f_{ck}$  reduz-se o valor da parcela  $\frac{f_y}{f_{ck}}$ , reduzindo o valor final da força resistente prevista, ainda que, a parcela  $f_{ck} \cdot A_c$

(que representa o núcleo de concreto) aumente, mas de maneira menos significativa;

- para o aumento da espessura do tubo ( $t$ ), a contribuição é dupla na análise dos pilares deste trabalho, pois, o aumento do valor de  $t$  implica no aumento da parcela  $t/D$ , além de aumentar o valor de  $f_y$  por conta de terem sido utilizados aços com resistências ao escoamento diferentes.

Esses resultados indicam que, para pequenas relações  $L/D$ , baixos valores de  $f_{ck}$  e maiores valores de  $t$ , o efeito de confinamento, segundo a equação de dimensionamento do EC4, é superestimado.

### 6.3 CONFIABILIDADES

A análise de confiabilidade é realizada tendo como base a força resistente experimental e admitindo que esta seja representativa da verdadeira resistência dos pilares. Nesta análise, a capacidade resistente dos pilares é reproduzida por meio de equações normativas ( $N_{Rs}$ ) e corrigida pela variável *erro de modelo*. Inicialmente, são identificadas as variáveis aleatórias de resistência e de solicitação relevantes.

#### 6.3.1 Variáveis de resistência

A variável aleatória *erro de modelo corrigido*,  $M_e^{corr}$ , e seus valores são apresentados na Tabela 6.5. Além desta, as principais variáveis aleatórias que afetam a resistência dos pilares são a resistência ao escoamento do aço do tubo ( $f_y$ ) e a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ). Os momentos e distribuições de probabilidade consideradas são apresentados na Tabela 6.5. Os parâmetros de resistência ao escoamento do aço foram obtidos a partir de referências da literatura. Os valores nominais resistência ao escoamento analisados foram:  $f_{yk} = \{250, 300, 350\}$  MPa, que correspondem a valores facilmente encontrados no mercado.

---

**Tabela 6.5 – Variáveis aleatórias utilizadas na análise de confiabilidade**

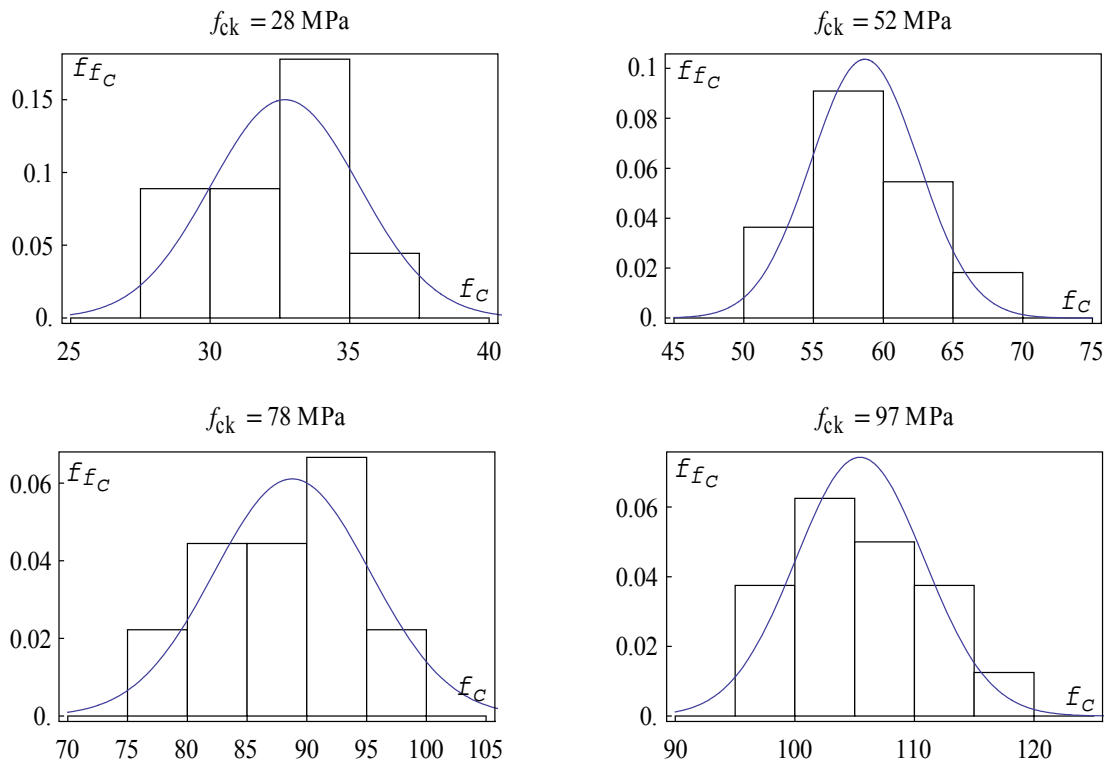
Variável aleatória		Norma	Distribuição	Média	c.o.v.
Resistência ao escoamento do aço	$X_1$ ou $f_y$	-	lognormal	$1,08 f_{yk}$	0,050
		-	normal	32,68	0,081
Resistência à compressão do concreto	$X_2$ ou $f_c$	-	normal	58,68	0,066
		-	normal	88,78	0,074
		-	normal	105,45	0,051
Erro de modelo	$X_3$ ou $ME^{corr.}$	ANSI	lognormal	1,00	0,057
		EC4	lognormal	1,00	0,077
		NBR	lognormal	1,00	0,059
		CAN	lognormal	1,00	0,092
Carga permanente	$X_4$ ou $D$	-	normal	$1,05 D_n$	0,100
Carga variável	$X_5$ ou $L$	-	Gumbel	$1,00 L_n$	0,250

Os parâmetros de resistência do concreto foram determinados a partir de resultados experimentais. A Figura 6.6 apresenta histogramas correspondentes aos ensaios dos 4 valores de resistência de concreto utilizados neste estudo, bem como as distribuições de probabilidade utilizadas na análise de confiabilidade (Tabela 6.5). Estes histogramas correspondem, respectivamente, a 9, 11, 9 e 16 resultados experimentais de corpos-de-prova dos concretos de resistências características: 28MPa, 52MPa, 78MPa e 97MPa. As resistências características são obtidas a partir da Eq. 6.8.

$$f_{ck} = f_{c,med} - 1,65 \cdot S_d \quad \text{Eq. 6.8}$$

onde  $S_d$  é o desvio padrão obtido nos ensaios experimentais dos corpos-de-prova de concreto.

Outras variáveis como dimensões dos elementos e alguns coeficientes de cálculo poderiam ser consideradas como aleatórias, mas são consideradas de menor importância.



**Figura 6.6 – Histogramas dos resultados experimentais para resistência do concreto e distribuições de probabilidade correspondentes**

### 6.3.2 Variáveis de solicitação

Com a finalidade de avaliar a confiabilidade dos pilares em condições de serviço, são incorporadas as variáveis ação permanente  $D$  e ação variável  $L$ , bem como as incertezas correspondentes. Os valores nominais destas ações,  $D_n$  e  $L_n$ , são determinados a partir da resistência dos pilares e dos coeficientes de majoração das ações, de acordo com cada norma, conforme a Tabela 6.6. A Eq. 6.9 apresenta a expressão para o cálculo das condições de carregamento.

$$N_{RD}^{corr} = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad \text{Eq. 6.9}$$

Esta equação é resolvida para os valores nominais  $D_n$  e  $L_n$  fixando uma relação entre as ações. Neste trabalho, são consideradas seis razões de carregamento:  $L_n/D_n = 0,5$ ;  $1,0$ ;  $1,5$ ;  $2,0$ ;  $2,5$  e  $3,0$ . Os parâmetros e distribuições estatísticas das variáveis  $D$  e  $L$  são obtidos na literatura, segundo Elingwood e Galambos (1982) e segundo as normas, e são apresentados na Tabela 6.5. Na Tabela 6.6 são apresentados os coeficientes de ponderação das ações e de minoração das resistências segundo as normas.

**Tabela 6.6 – Coeficientes de segurança parciais para resistências e ações, segundo as normas em estudo**

Norma	Resistência			Ações	
	Aço	Concreto	Membro	Permanente ( $D$ )	Variável ( $L$ )
ANSI/AISC 360:2005	-	-	0,75	1,2	1,6
Eurocode 4:2004	1,0	1,5	-	1,35	1,5
NBR 8800:2008	1,1	1,4	-	1,4	1,5
CAN/CSA S16-01:2001	0,9	0,6	-	1,25	1,5

Na Tabela 6.6 os coeficientes de resistência com valores menores que 1 são numeradores nas expressões de dimensionamento, enquanto que os coeficientes de resistência com valor maior que 1 são denominadores nas expressões.

### 6.3.3 Outros parâmetros do problema

Para que a análise de confiabilidade reflita o universo de condições de projeto endereçados pelas normas, é importante considerar o espectro de variação dos parâmetros do problema. Conforme apresentado nos parágrafos anteriores, na análise de confiabilidade são considerados 3 valores da resistência ao escoamento do aço do tubo, 4 valores de resistência à compressão do concreto, e 6 valores da razão de carregamento ( $L_n/D_n$ ). Além destes, são considerados: 6 valores de esbeltez do pilar ( $L/D = 3, 6, 10, 15, 20$  e  $25$ ); 3 espessuras de parede do tubo de aço ( $t = 4\text{mm}, 6\text{mm}$  e  $8\text{mm}$ ) e 3 valores do diâmetro externo do tubo ( $D = 100\text{mm}, 150\text{mm}$  e  $200\text{mm}$ ). No total, 3888 configurações de pilar são utilizadas neste estudo.

### 6.3.4 Equação de estado limite

A Eq. 6.10 apresenta a equação de estado limite para a análise de confiabilidade.

$$g(\mathbf{x}) = N_{RD}^{\text{corr.}}(X_1, X_2) \cdot X_3 - X_4 - X_5 \quad \text{Eq. 6.10}$$

onde:

- X1 é a resistência do aço;
- X2 é a resistência do concreto;
- X3 é a variável erro de modelo, corrigida ou não;
- X4 é a ação permanente;
- X5 é a ação variável.

Estas variáveis mudam de acordo com a configuração de pilar e a norma adotadas.

Para cada uma das 3888 configurações de pilar e para cada norma (4 normas), a resistência dos pilares é calculada por equações de dimensionamento (apresentadas no Capítulo 4), as ações são determinadas pela Eq. 6.9 e o índice de confiabilidade é avaliado. A determinação dos índices de confiabilidade é feita via método de confiabilidade de primeira ordem (Melchers, 1999), utilizando o programa computacional desenvolvido por Beck (2007) implementado no software Mathematica 6.0. No total, 93312 análises de confiabilidade foram realizadas.

## 6.4 RESULTADOS

### 6.4.1 Avaliação individual da segurança das equações de cada norma

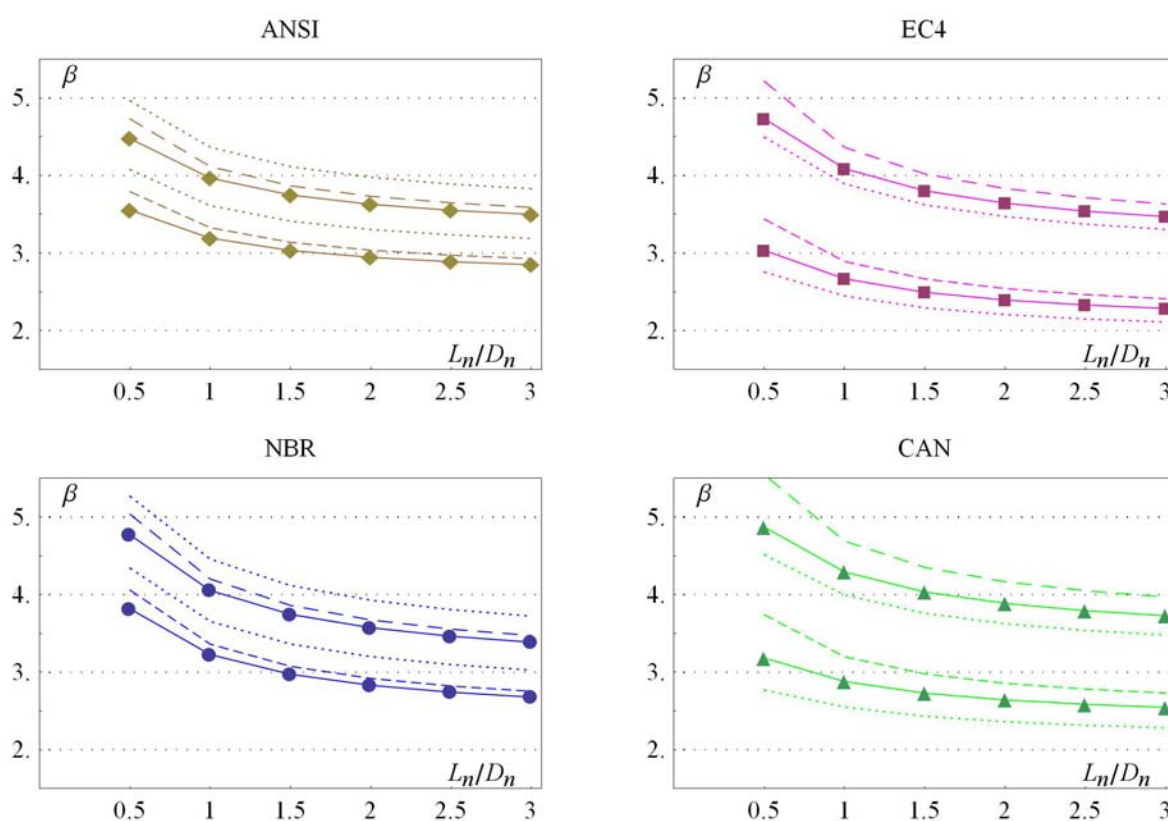
Esta avaliação descreve uma análise onde a equação de dimensionamento de determinada norma é confrontada com a própria equação sem os coeficientes de segurança. Em outras palavras, as únicas diferenças entre as equações de dimensionamento e o modelo de resistência (usado na análise de segurança) são os coeficientes parciais de segurança e a variável *erro de modelo* descritos anteriormente.

A Figura 6.7 apresenta os resultados dos índices de confiabilidade ( $\beta$ ) para cada uma das 4 normas estudadas em função das relações de carregamento ( $L_n/D_n$ ). Três diferentes curvas são apresentadas na figura, com os limites máximo e mínimo dos valores de  $\beta$  calculados para as 3888 configurações de pilares analisadas. Para os resultados da curva tracejada, não é incorporado o erro de modelo da equação. Na curva pontilhada, o erro de modelo é incorporado à análise de segurança, mas não é

---

usado para corrigir a tendenciosidade do modelo de resistência. A linha contínua é obtida considerando o erro de modelo na avaliação da segurança e na correção da tendência.

A distância entre as curvas superior e inferior de um mesmo tipo de análise reflete a variação de  $\beta$  dentro do universo de configurações de pilar analisadas.



**Figura 6.7 – Índices de confiabilidade para cada uma das normas em função da relação de carregamentos; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

Para a norma Brasileira (NBR) e Americana (ANSI/AISC), a Figura 6.7 mostra que, considerando o erro de modelo apenas na análise de segurança aumenta-se a confiabilidade, pois os modelos de resistência são a favor da segurança, mesmo sem considerar os coeficientes de segurança. Os resultados mostram também que, para essas duas normas, o efeito da média do erro de modelo (bias) é maior do que o efeito da variância do erro de modelo, que sempre é prejudicial à segurança. A correção do valor médio da variável erro de modelo (bias) para esses códigos é prejudicial à segurança.



Para as normas Canadense (CAN/CSA) e Européia (EC4), a incorporação do erro de modelo na análise de segurança leva a uma redução significativa da confiabilidade. Essa redução é devida à tendência do modelo (os modelos são contra a segurança quando são desconsiderados os coeficientes de segurança) e a variância do erro de modelo. A correção do bias, leva a uma parcial recuperação dos níveis de segurança.

Os resultados que ignoram o erro de modelo (curvas tracejadas) são teóricos e não são beneficiados pelos resultados experimentais apresentados no Capítulo 5. Por outro lado, a correção da variável erro de modelo proposta na seção 6.2 não é ideal. Preferencialmente, os modelos de resistência das normas deveriam ser aprimorados para reduzir a variância e a tendenciosidade do modelo. Os coeficientes de correlação apresentados na Tabela 6.4 podem ser usados para essa correção.

A variação do índice de confiabilidade com as relações de carregamento, como apresentado na Figura 6.7, já era esperada e sabe-se ser uma consequência da adoção de valores constantes para os fatores de carregamento  $\gamma_D$  e  $\gamma_L$ .

A Figura 6.8 apresenta os índices de confiabilidade em função da esbeltez, para uma relação de carregamento constante e igual a 1,0. A Figura 6.9 apresenta resultados similares para uma relação de carregamento igual a 2,0. Em ambas as figuras, as mesmas 3 curvas são apresentadas. As curvas apresentam uma redução do índice de confiabilidade com o aumento da esbeltez do pilar. Isso é verdade para todas as normas, mas para a NBR isto é menos evidente. As esbeltezes apresentadas nestes gráficos estão dentro dos limites de aplicabilidade das normas. O EC4 e a NBR permitem o dimensionamento de pilares desde que a variável  $\lambda_0$  (Eq. 4.7 para a NBR) seja menor que 2. Para um pilar com relação  $L/D = 25$ , o máximo valor de  $\lambda_0$  dentre os casos estudados é da ordem de 1,15. Para o ANSI/AISC e o CAN/CSA os limites de esbeltez são calculados pela equação  $KL/r_t$  e, na análise realizada, um pilar com relação  $L/D$  igual a 25 corresponde a  $KL/r_t = 80$ .

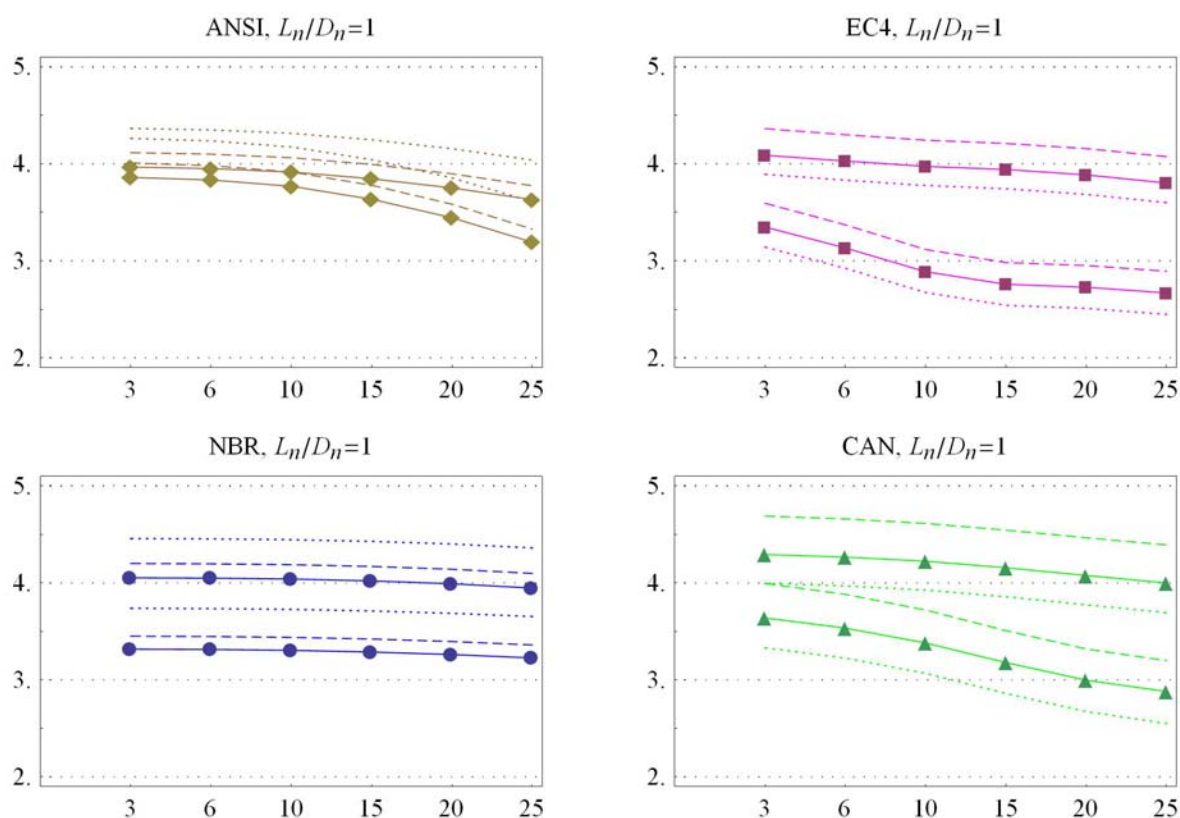
Os índices obtidos para as normas estrangeiras podem ainda ser comparados aos índices de confiabilidade alvo utilizados na calibração dos coeficientes de segurança parciais destas normas. Para a norma americana, o  $\beta_{ALVO}$  seria igual a 3,0 (Ellingwood e Galambos, 1982). Os resultados aqui obtidos mostram uma margem conservativa se

---

comparados com o  $\beta_{ALVO}$ , sendo mais próximas deste para os maiores valores de esbeltez.

Já a norma europeia de ações e segurança nas estruturas (prEN 1990) apresenta  $\beta_{ALVO}=3,8$  para vida útil de 50 anos e classe de conseqüências média, índice que não é alcançado em boa parte dos pilares ilustrados nas Figura 6.7 a Figura 6.9.

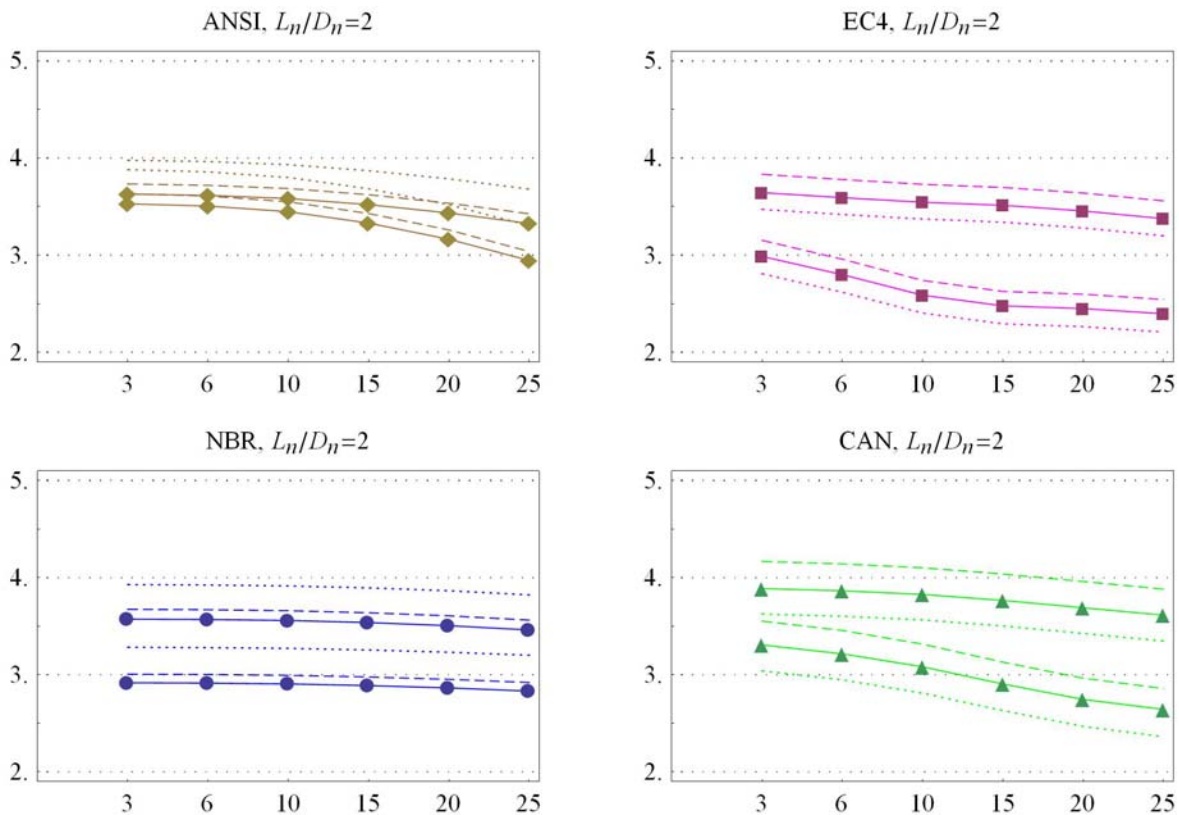
Na prática, o dimensionamento segundo os códigos normativos deveria resultar em índices de confiabilidade uniformes e adequados para o leque de elementos estruturais cobertos pelos mesmos (Ellingwood e Galambos, 1982). As Figura 6.7 a Figura 6.9 mostram que as equações de dimensionamento das normas estudadas resultam em  $\beta$ s não uniformes.



**Figura 6.8 – Índices de confiabilidade para cada uma das normas em função da esbeltez, para  $L_n/D_n = 1$ ; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

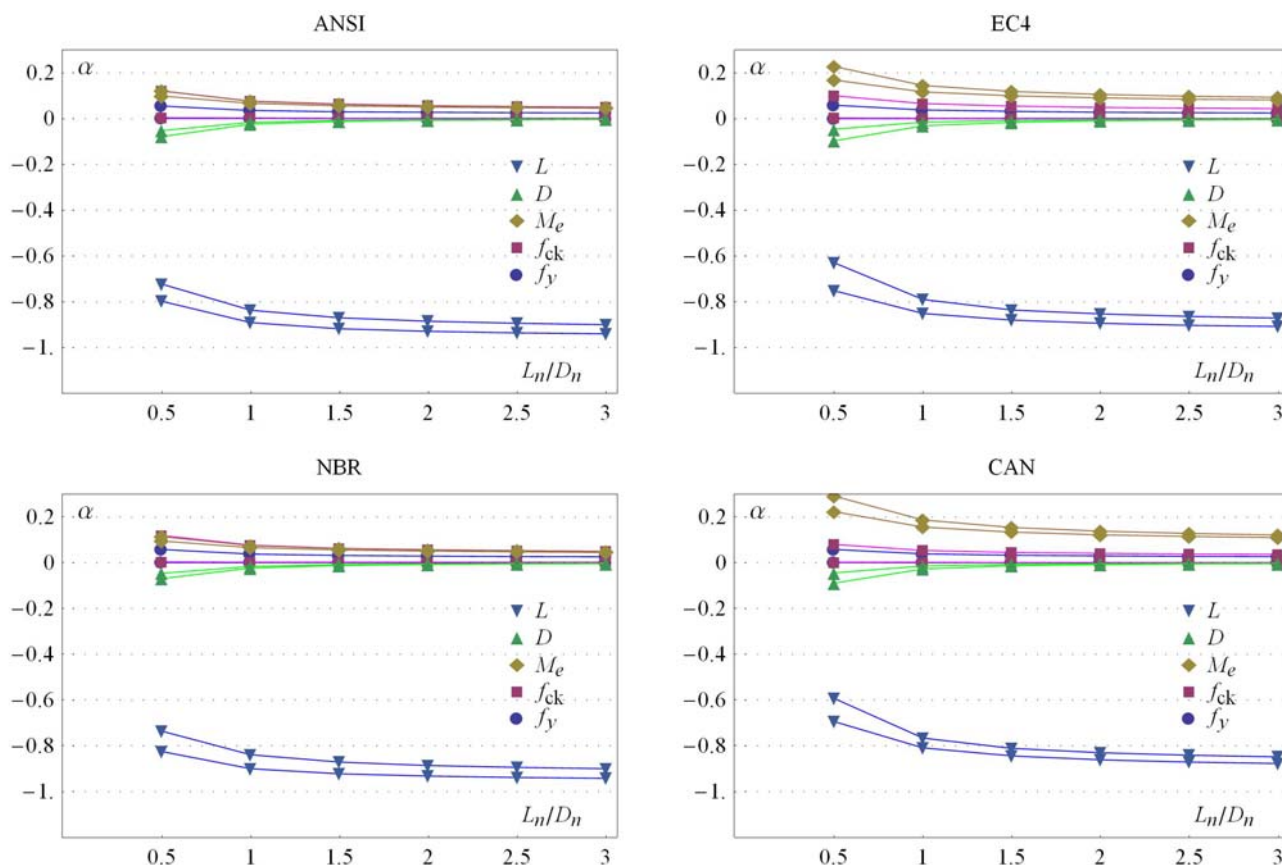
Este trabalho não tem o objetivo de julgar as equações de dimensionamento, mas algumas comparações são inevitáveis. Pelo critério de uniformidade da confiabilidade,

a NBR e o ANSI/AISC parecem apresentar resultados melhores que o CAN/CSA e o EC4, ao menos quando se compara a norma com ela mesma.



**Figura 6.9 – Índices de confiabilidade para cada uma das normas em função da esbeltez, para  $L_n/D_n = 2$ ; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

Coefficients of sensitivity of the random variables are presented in Figure 6.10, as a function of the loading ratios. This figure also presents a range of results (largest and smallest) of all the configurations of columns analyzed. Coefficients of sensitivity represent the contribution of each random variable to the probability of failure. The loading variables appear with negative values, while the resistance variables have positive values. The figure shows that the variable load ( $L$ ) has a dominant role as the loading ratio increases. The results also show that the second most important random variable, especially for low loading ratios, is the variable *model error*. This is a fact, especially for the Canadian norm (CAN/CSA), which presented the largest variance in the model error.



**Figura 6.10 – Coeficientes de sensibilidade da probabilidade de falha em função da razão de carregamento**

### 6.4.2 Avaliação segundo a média do erro de modelo das 4 normas

Uma das limitações dos resultados apresentados na seção anterior é o fato de que a segurança das normas é avaliada com referência aos modelos de resistência de cada uma delas. Isso é uma prática comum na calibração dos códigos normativos, mas isso pode ser evitado.

Nesta seção, para cada configuração de pilar analisado, 4 estimativas da resistência são obtidas, corrigidas ou não, pela variável erro de modelo de cada norma. Vale lembrar que cada norma representa o conhecimento coletivo dos seus respectivos comitês. A resistência do pilar pode ser estimada a partir de uma consideração da média dos valores individuais de cada uma das normas em estudo. Considerando o mesmo peso para cada uma das normas, a resistência do pilar é estimada segundo a Eq. 6.11.

$$N_{RS,m\u00e9dio} = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 (N_{RS})_i \tag{Eq. 6.11}$$

Antes de utilizar a média dos resultados das estimativas de resistência das 4 normas para avaliação da segurança, este critério será aplicado para os dados da variável erro de modelo dos pilares considerados nas Tabela 6.1 e Tabela 6.2.

Sem a correção do erro de modelo, a média dos resultados resulta em  $(N_{RD})_{\text{médio}} = 1,019$  e  $(N_{RD})_{\text{c.o.v.}} = 0,053$ . Esses valores podem ser comparados com os erros de modelo individuais da Tabela 6.3. A consideração da média reduz a tendenciosidade (bias) em 2%, mesmo sem a correção individual do erro de modelo. A variância se mantém com a mesma magnitude.

Se a correção das bias do modelo for aplicado antes, nos dados das Tabela 6.1 e Tabela 6.2, seguindo a Eq. 6.4, então a média dos resultados resulta em  $(N_{RD})_{\text{médio}} = 1,0$  e  $(N_{RD})_{\text{c.o.v.}} = 0,053$ . Este valor é menor dos que os valores das variâncias individuais. Dessa maneira, a consideração da média das quatro normas reduz a tendenciosidade (bias) e a variância da estimativa, que agora é baseada em 4 modelos, apresentando resultados mais confiáveis.

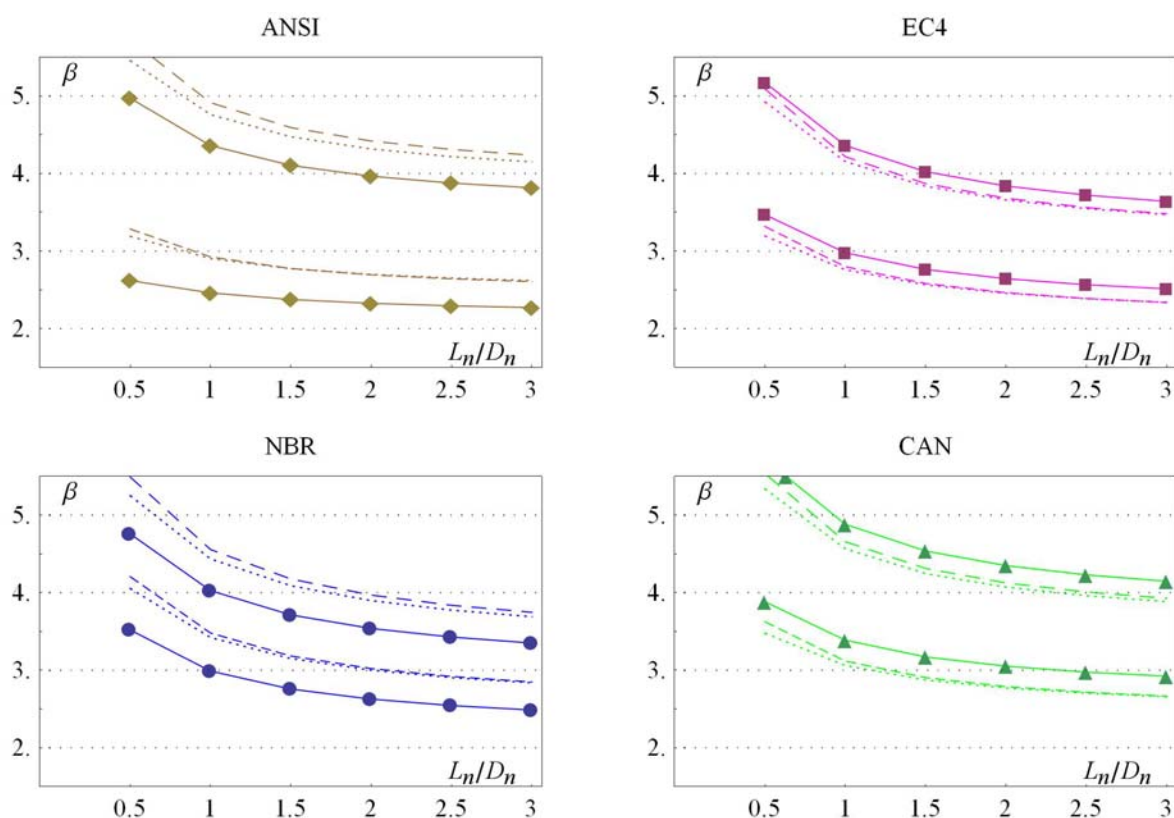
Os resultados da consideração da média dos valores dos erros de modelo são apresentados nas Figura 6.11 a Figura 6.13, em correspondência às Figura 6.7 a Figura 6.9. A Figura 6.11 apresenta os índices de confiabilidade em função das relações de carregamento. A Figura 6.12 apresenta os índices de confiabilidade em função da esbelteza, para uma relação de carregamento constante e igual a 1,0. A Figura 6.13 apresenta resultados similares para uma relação de carregamento igual a 2,0. Em todas estas figuras, para os resultados da curva tracejada, não é incorporado o erro de modelo da equação. Na curva pontilhada o erro de modelo é incorporado na análise de segurança, mas não é usado para corrigir a tendenciosidade do modelo de resistência. A linha contínua é obtida considerando o erro de modelo em toda análise.

A consideração da média resulta em leve piora nos resultados segundo a NBR, mas esta piora se acentua para os resultados do ANSI/AISC. Os índices de confiabilidade caem significativamente, inclusive abaixo dos valores alvo ( $\beta_{\text{ALVO}} = 3$ ), especialmente para altos valores de relação L/D. Os resultados são ainda piores considerando a correção da tendenciosidade, mostrando que essa correção não é recomendada para as normas NBR e ANSI/AISC.

---

Os resultados do EC4 e do CAN/CSA são beneficiados pela consideração da média do erro de modelo. Para ambos os códigos, os índices de confiabilidade aumentam em comparação com a análise individual. Além disso, ambos os códigos são beneficiados pela correção da tendenciosidade.

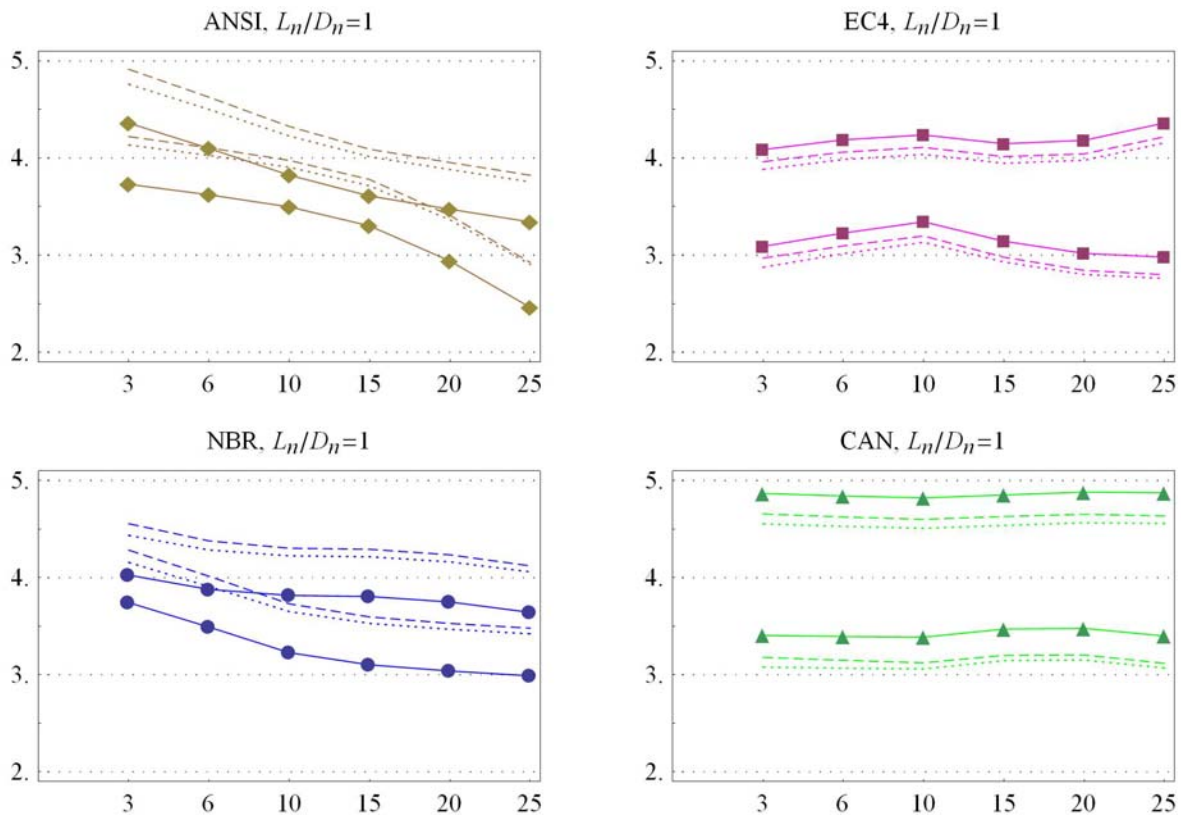
Em relação à uniformidade do  $\beta$ , a situação se inverte. Na análise comparativa, o ANSI/AISC é a norma que apresenta a maior variabilidade do índice de confiabilidade. A gama de  $\beta$ s aumenta um pouco para a NBR e permanece praticamente inalterada para as normas CAN/CSA e EC4. Com a consideração da média dos 4 erros de modelo, o EC4 e a NBR são as norma que melhor se comportam com relação à uniformidade dos índices de confiabilidade.



**Figura 6.11 – Índices de confiabilidade considerando a média das normas em função da relação de carregamentos; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

A consideração da média dos erros de modelos mostra que o EC4 e o CAN/CSA apresentam certa uniformidade dos índices de confiabilidade em relação à esbeltez do pilar (Figura 6.12 e Figura 6.13), diferente da NBR e do ANSI/AISC, cujos índices de

confiabilidade diminuem com o aumento da esbeltez, sendo mais significativamente para o ANSI/AISC.

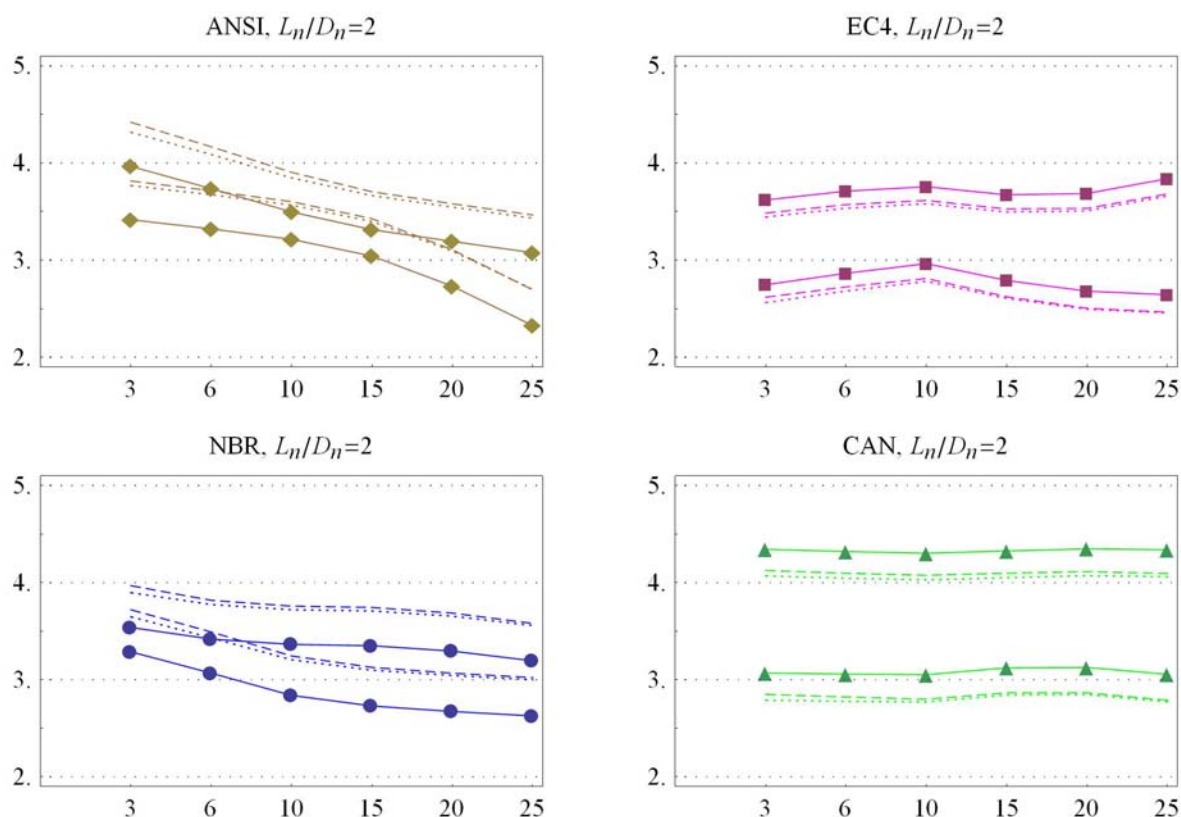


**Figura 6.12 – Índices de confiabilidade considerando a média das normas em função da esbeltez, para  $L_n/D_n = 1$ ; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

### 6.4.3 Discussão dos resultados

Apresentados os dois casos distintos de análise da segurança das equações de dimensionamento de 4 códigos normativos, qual deles melhor representa a realidade? A escolha é do leitor. A análise de segurança de cada norma estudada individualmente tem suas limitações e pode estar um pouco equivocada, como foi visto na seção 6.4.1. Contudo, se um projetista tem razões para acreditar em uma norma em particular, então o resultado do item 6.4.1 é o mais indicado. Acredita-se que se basear na opinião de quatro diferentes comitês tem mais peso e embasamento do que a recomendação de apenas um. A consideração da média entre esses quatro códigos normativos, em que, ao aplicar a correção da média, elimina-se a tendenciosidade das normas

individualmente, deve ser a melhor representação da segurança do dimensionamento dos pilares mistos preenchidos de seção circular.



**Figura 6.13 – Índices de confiabilidade considerando a média das normas em função da esbelteza, para  $L_n/D_n = 1$ ; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

Apesar disso, observando todos os resultados, e incluindo o erro de modelo da Tabela 6.4, uma conclusão se destaca: a norma Brasileira (NBR) parece ser a que apresenta melhor equilíbrio dentre as quatro normas estudadas, quando considerada a média dos resultados das 4 normas. A NBR apresenta um índice de confiabilidade de valor adequado e, até certo ponto, uniforme para as duas diferentes análises realizadas, apesar de a tendência do modelo de +9,4% (conservadora) ser a maior dentre as quatro normas estudadas e de esta norma não se beneficiar da correção para o erro de modelo sugerida neste trabalho.





# Capítulo 7

## **SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

### **7.1 APRESENTAÇÃO**

#### **7.1.1 Considerações iniciais**

A simulação numérica foi realizada com o programa de elementos finitos DIANA. A simulação não levou em consideração o acréscimo de capacidade resistente do pilar por conta do efeito de confinamento do concreto. Para tal, seria necessária a implementação de uma rotina com um modelo constitutivo do concreto confinado ao pacote computacional usado.

Para a simulação dos pilares preenchidos, foi utilizada a biblioteca de materiais e elementos finitos disponível no próprio software. A análise numérica consistiu em representar via modelo numérico, o valor da força de pico dos pilares com esbeltez ( $L/D$ ) igual a 10 submetidos à força aplicada na seção mista. Sendo assim, no total foram simulados 8 modelos de pilares, 4 da série P1, com espessura de 3,35mm e 4 da série P2, cujos tubos possuem espessura de 6,0mm. A Tabela 7.1 apresenta as características dos pilares simulados numericamente.

---

**Tabela 7.1 – Características dos elementos simulados numericamente**

Modelo	L/D	t (mm)	Aplicação da força	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
P1-30-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	32,68
P1-60-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	58,68
P1-80-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	88,78
P1-100-10D-E	10	3,35	Seção Mista	287,33	105,45
P2-30-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	32,68
P2-60-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	58,68
P2-80-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	88,78
P2-100-10D-E	10	6,00	Seção Mista	342,95	105,45

A justificativa para a escolha dessas características reside no fato de que a grande maioria dos resultados de simulação numérica encontrados na literatura foi feita para pilares com relação L/D até 7, destacando-se Johansson e Åkesson (2001), Johansson e Gylltoft (2002), Sakino et al (2004), Ellobody et al (2006) e Gupta et al (2006).

Com relação à escolha de simular apenas os pilares com carregamento na seção mista em detrimento aos pilares carregados no concreto, esta escolha é justificada pela necessidade de implementar um modelo de concreto confinado para representar a situação de carregamento no concreto para a determinação da força máxima resistente do pilar. Apenas como teste, foram simulados 2 modelos com força aplicada na seção de concreto, e os valores de força de pico experimentais ficaram, em média, 47,5% acima dos valores da simulação. Nas análises foram consideradas as não linearidades física e geométrica.

### 7.1.2 O software DIANA®



O software DIANA é um programa computacional em elementos finitos, baseado no Método dos Deslocamentos, com características tridimensionais e não-lineares. Este pacote computacional vem sendo desenvolvido por engenheiros civis da TNO Building and Construction Research, na Holanda, desde 1972.

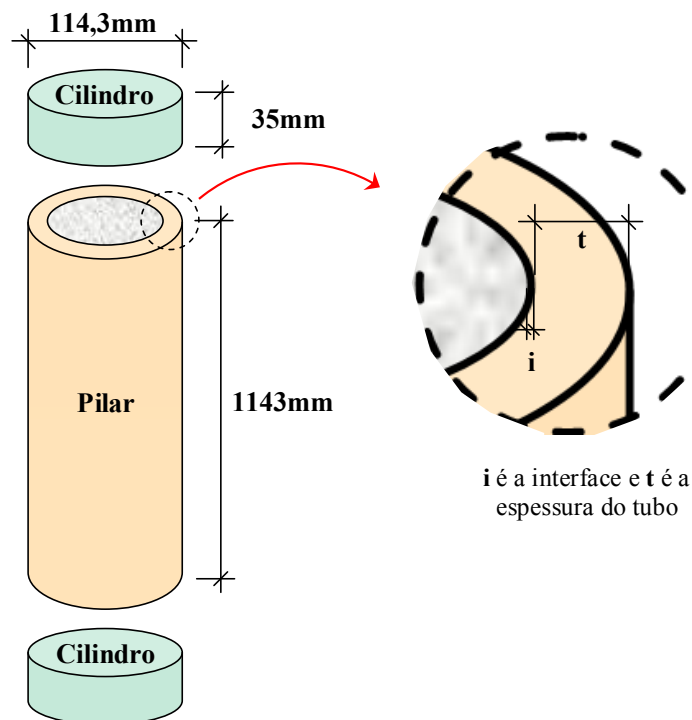
As melhores características do pacote DIANA estão relacionadas ao concreto armado, possibilitando a análise de fenômenos complexos tais como: fissuração, plasticidade,

fluência, cura, temperatura e instabilidade. Além disso, o referido pacote computacional oferece uma grande variedade de elementos, tais como: vigas, sólidos, membranas, placas, cascas, elementos de contato e de interface.

O que diferencia o programa DIANA dos demais programas de elementos finitos existentes no mercado é o fato de ser totalmente desenvolvido por engenheiros civis e, por isso, encontra-se mais adaptado para atender às necessidades de pesquisa nesta área. A versão 9.2 foi utilizada na simulação numérica dos pilares preenchidos (Registrada para o Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos).

## 7.2 GEOMETRIA DO MODELO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

A Figura 7.1 apresenta um desenho com as dimensões do modelo. Para todas as grandezas foram usadas as unidades mm e N.

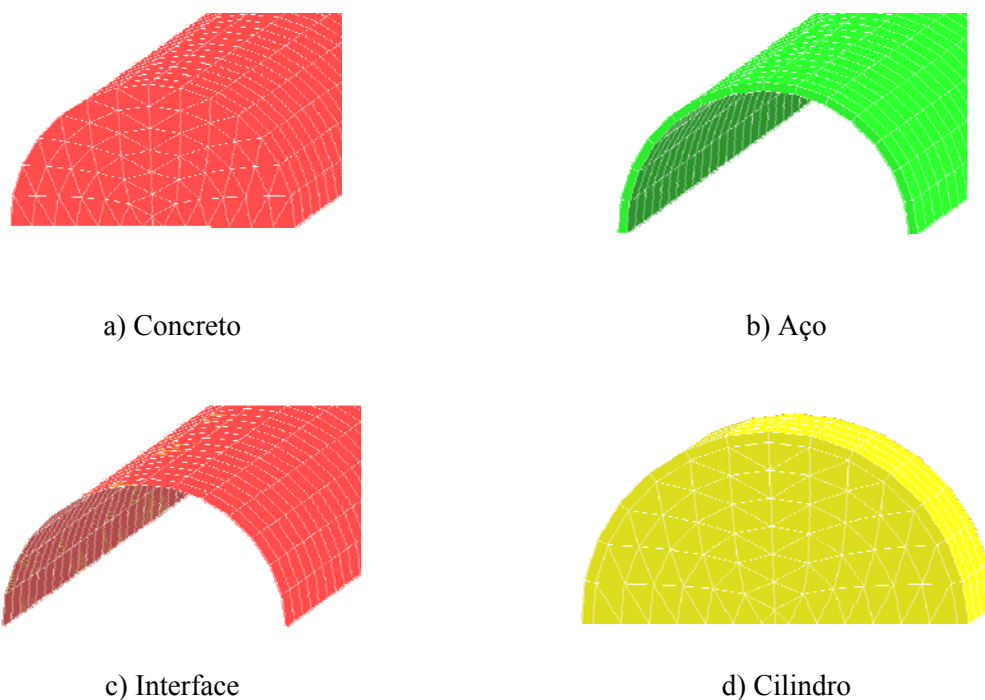


**Figura 7.1 – Dimensões do modelo**

A Figura 7.2 apresenta os componentes individuais que constituem o modelo. A simulação foi realizada para  $\frac{1}{2}$  do pilar, com a superfície de simetria ao longo do comprimento do pilar (Figura 7.3).

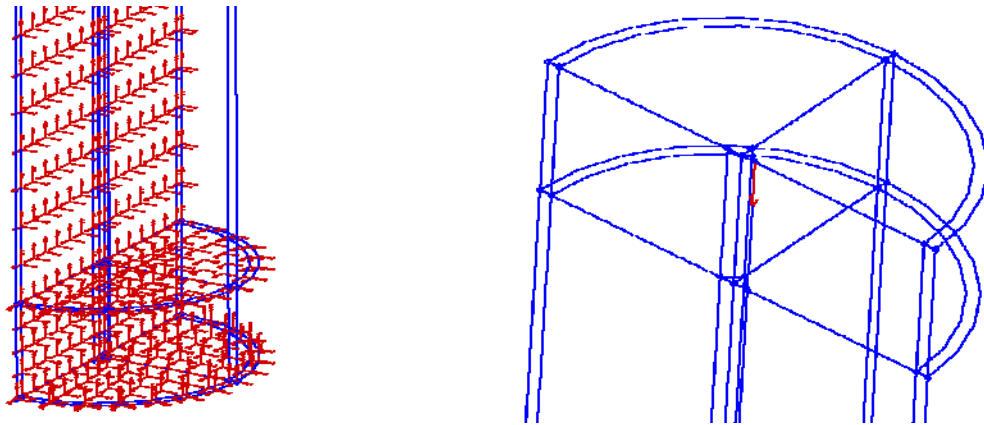
Para tentar reproduzir as condições de vinculação impostas pelo equipamento de ensaio, foram posicionados 2 cilindros de material extremamente rígido ( $E = 1000\text{GPa}$ ) nas extremidades do pilar. O deslocamento foi imposto a um dos nós desse cilindro que, por sua vez, distribuía este deslocamento em toda a superfície do pilar.

As condições de vinculação das extremidades buscaram representar a situação real. Sendo assim, na extremidade inferior o pilar foi considerado engastado e, na superior, o deslocamento no plano da seção transversal foi impedido, deixando livre o deslocamento axial e a rotação nessa extremidade.



**Figura 7.2 – Componentes do modelo numérico**

Em uma primeira análise, o deslocamento foi aplicado centrado no pilar. Desta forma de aplicação do deslocamento resultou uma configuração deformada final com instabilidade do pilar na região intermediária. Esta configuração é semelhante àquela observada, porém, o valor da força máxima da simulação resultou cerca de 10% superior ao valor experimental do pilar simulado.



a) Vinculação na base do pilar e simetria ao longo do comprimento

b) Deslocamento imposto com excentricidade de 4mm

### Figura 7.3 – Condições de contorno

Com a finalidade de reduzir o valor da força máxima obtida com o modelo numérico, foi imposto um valor de excentricidade do carregamento. Essa excentricidade foi considerada como uma excentricidade acidental que provavelmente ocorreu com o modelo experimental. O valor adotado para a excentricidade foi de 4mm ( $e/D = 0,035$ ) e foi suficiente para aproximar o resultado da simulação dos resultados experimentais. A Figura 7.4 mostra o nó onde foi imposto o deslocamento.

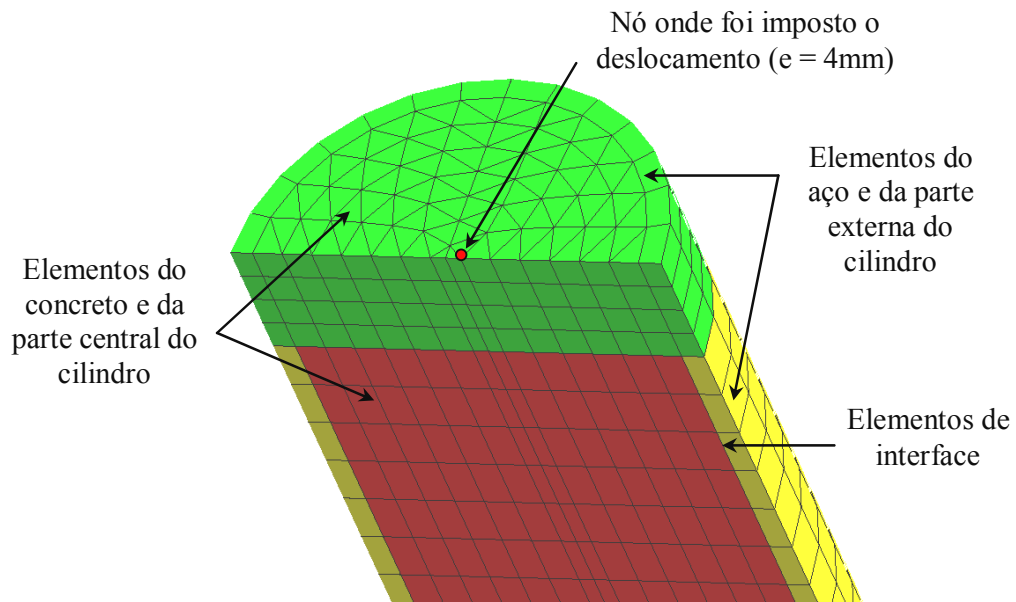


Figura 7.4 – Vista da extremidade superior do pilar e os elementos utilizados

### 7.3 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Algumas análises prévias foram realizadas buscando os elementos finitos que resultassem em uma malha de elementos capaz de representar, de maneira satisfatória, o comportamento do elemento deformado, sem elevar demasiadamente o custo computacional da simulação.

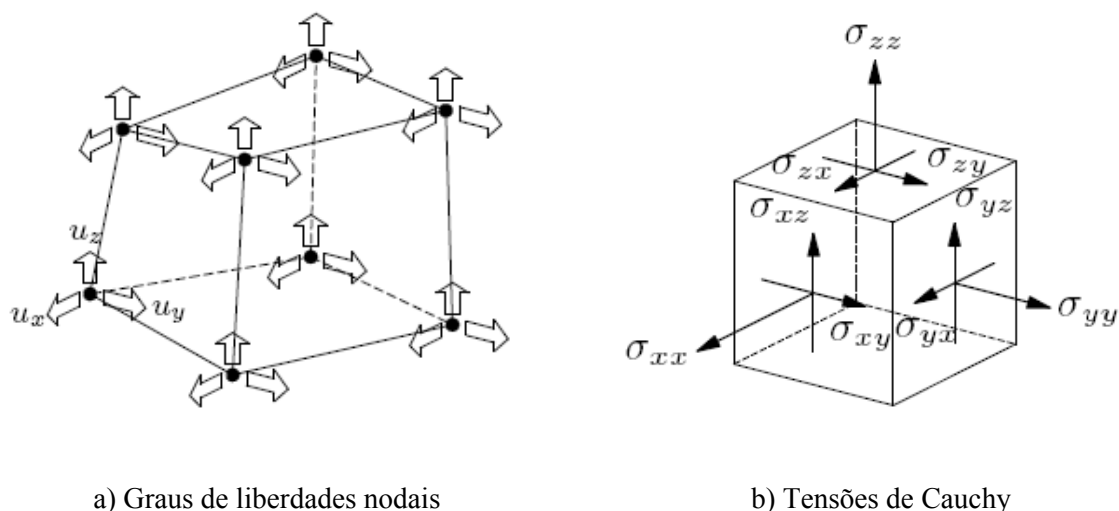
Em relação à aproximação dos deslocamentos, foram testados elementos finitos com interpolação linear e quadrática entre nós. Os elementos com interpolação quadrática têm a vantagem de reduzir o número final de nós e de elementos finitos, porém aumentam o custo computacional da simulação. Em função disso, optou-se por fazer a simulação com elementos finitos de interpolação linear.

Para representar os componentes do pilar preenchido, foram usados elementos finitos sólidos para o concreto, o aço e o cilindro das extremidades, e elementos de interface. Uma visão geral dos elementos no modelo foi apresentada na Figura 7.4.

Os elementos sólidos geralmente apresentam um alto custo computacional devido ao tamanho da matriz de rigidez e da necessidade de um bom refinamento da malha para obter soluções representativas. Por isso, tais elementos devem ser utilizados apenas nos casos em que não é possível utilizar elementos finitos menos robustos. Uma das principais características dos elementos sólidos é que apresentam apenas deslocamentos como graus de liberdade nos nós.

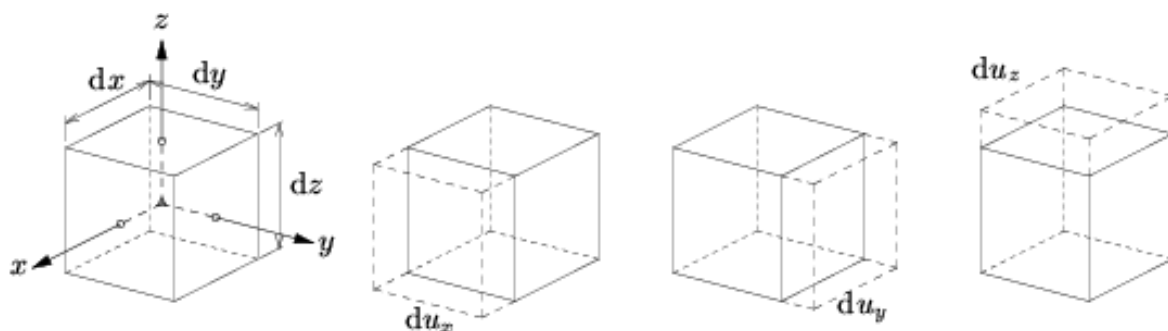
Na Figura 7.5a e b são apresentados os elementos finitos sólidos com graus de liberdade e Tensões de Cauchy.

---



**Figura 7.5 – Graus de liberdade e tensões nos elementos sólidos (DIANA, 2005a)**

Os deslocamentos nodais (Figura 7.6) acarretam em deformações infinitesimais nos elementos, resultando no vetor de deformações apresentado na Eq. 7.1.



**Figura 7.6 – Deslocamentos nos elementos sólidos (DIANA, 2005a)**

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. 7.1}$$

onde as componentes são calculadas pelas Eq. 7.2 a Eq. 7.7.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \text{Eq. 7.2}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \text{Eq. 7.3}$$



$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad \text{Eq. 7.4}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad \text{Eq. 7.5}$$

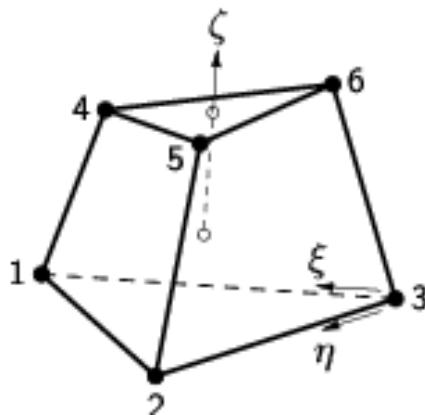
$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \quad \text{Eq. 7.6}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad \text{Eq. 7.7}$$

### 7.3.1 Concreto e parte central do cilindro

Para a modelagem do núcleo de concreto e da parte central do cilindro foi utilizado o elemento finito estrutural sólido PE6 TP18L. Esse é um elemento finito isoparamétrico de 6 nós com aproximação linear nos deslocamentos.

Para modelagem do cilindro foram utilizados dois tipos de elementos devido à necessidade de coincidir os nós na região de transferência dos deslocamentos entre cilindro e concreto e entre cilindro e aço. A Figura 5.42 apresenta o elemento PE6 TP18L.



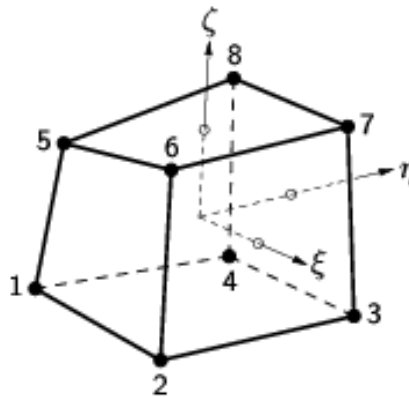
**Figura 7.7 – Elemento finito PE6 TP18L usado para simular o núcleo de concreto e a parte central do cilindro (DIANA, 2005a)**

A Eq. 7.8 apresenta o polinômio dos deslocamentos do elemento finito.

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \zeta + a_4 \cdot \xi \cdot \zeta + a_5 \cdot \eta \cdot \zeta \quad \text{Eq. 7.8}$$

### 7.3.2 Aço e parte externa do cilindro

Para a modelagem do aço do tubo e da parte externa do cilindro foi utilizado o elemento estrutural sólido HE8 HX24L. Trata-se de um elemento finito isoparamétrico de 8 nós com aproximação linear nos deslocamentos. A Figura 7.8 apresenta o elemento HE8 HX24L.



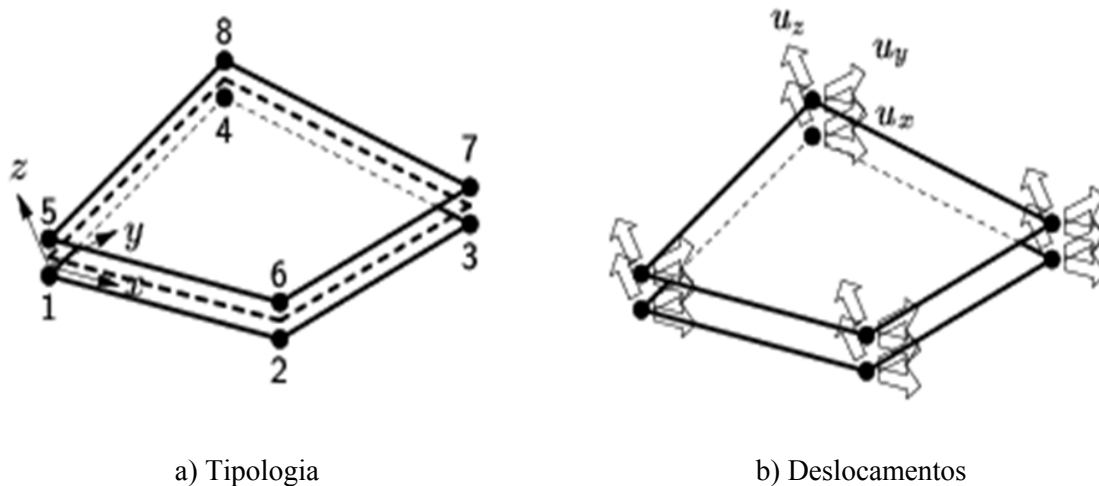
**Figura 7.8 – Elemento finito HE8 HX24L usado para o aço e para a parte externa do cilindro (DIANA, 2005a)**

A Eq. 7.9 apresenta o polinômio dos deslocamentos do elemento finito.

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \zeta + a_4 \cdot \xi \cdot \eta + a_5 \cdot \eta \cdot \zeta + a_6 \cdot \zeta \cdot \xi + a_7 \cdot \xi \cdot \eta \cdot \zeta \quad \text{Eq. 7.9}$$

### 7.3.3 Elementos de interface

O elemento usado na interface entre aço e concreto chama-se IS44 Q24IF e é um elemento de interface com 8 nós, próprio para utilização entre dois planos em uma configuração tri-dimensional (Figura 7.9). Esse elemento também utiliza uma interpolação linear para os deslocamentos.



**Figura 7.9 – Características do elemento de interface (DIANA, 2005a)**

Os elementos de interface são capazes de descrever o comportamento de uma interface relacionando a tensão normal e tensão de cisalhamento da interface com o deslizamento relativo nas duas direções.

#### 7.4 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS

Para representar o comportamento do tubo de aço, foi utilizado o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito com o critério de plastificação de Von-Mises.

Para o concreto, o modelo constitutivo utilizado foi o denominado “Total Strain Crack Model” pelo pacote computacional DIANA. Este modelo constitutivo foi originalmente proposto por Vecchio & Collins (1986)<sup>6</sup> apud DIANA (2005b) e a sua formulação tridimensional foi, pela primeira vez, apresentada em Selby & Vecchio (1993)<sup>7</sup> apud DIANA (2005b). Na biblioteca de modelos constitutivos do DIANA, dois modelos são possíveis de serem utilizados o “Total Strain Fixed Crack” e o “Total Strain Rotate Crack”.

<sup>6</sup> VECCHIO, F.J., COLLINS, M.P. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*. v.83, n.22 (1986), 219-231.

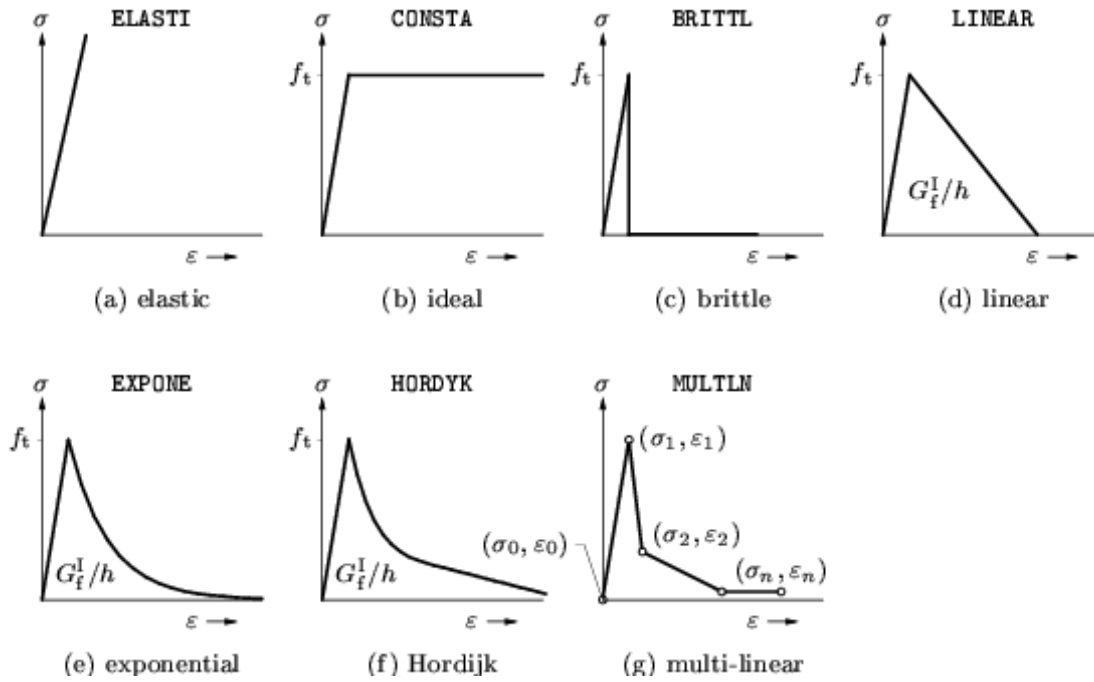
<sup>7</sup> SELBY, R.G., VECCHIO, F.J. (1993). **Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete**. Tech. Rep. 93-102, University of Toronto, Dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.

Tanto na tração como na compressão, o concreto apresenta redução da capacidade resistente com o acréscimo da deformação, após atingir o pico, fenômeno conhecido como amolecimento ou “strain-softening”. Este efeito de amolecimento ocorre em uma região localizada. O software DIANA utiliza a mecânica da fratura nos modelos de fissuração do concreto.

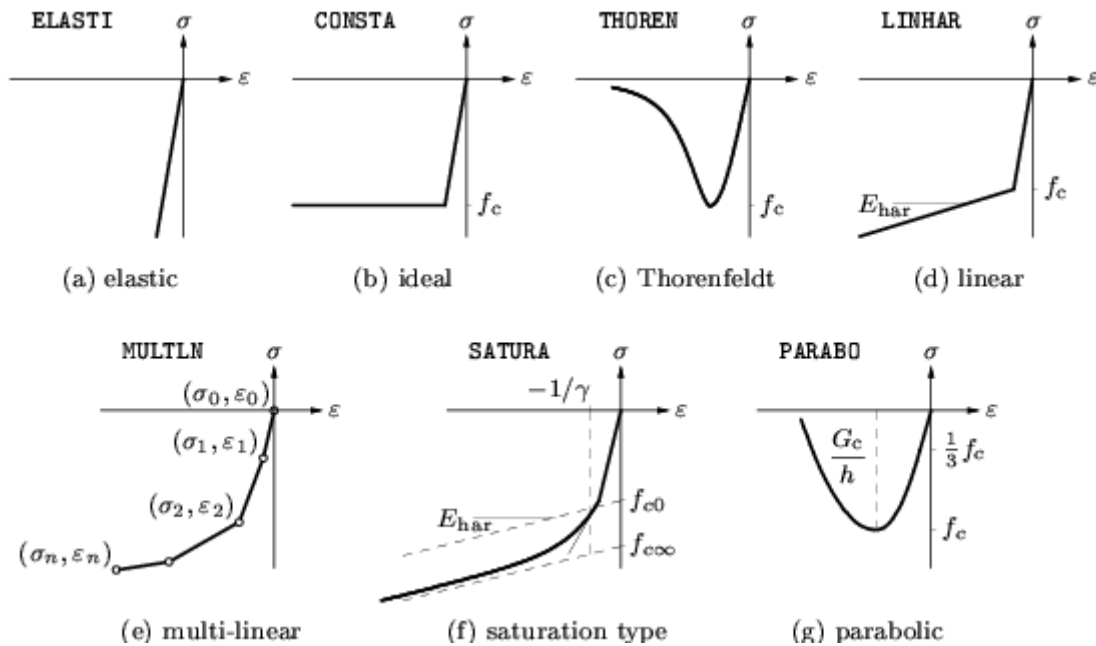
Para simular a fissuração do concreto, o software DIANA oferece dois tipos de modelos: o modelo de fissuração discreta e o modelo de fissuração distribuída. O “Total Strain Crack Model” é um modelo de fissuração distribuída, no qual os parâmetros são a energia de fraturamento, o comprimento equivalente e a largura de banda da fissura. Os modelos com fissuração discreta têm a necessidade da mudança de malha a cada ocorrência de danificação de um elemento finito, impossibilitando que aquele dado local participe do meio contínuo do domínio do problema. Para o modelo de fissuração distribuída, o elemento danificado permanece como um meio contínuo, integrando o domínio com as suas relações tensão e deformação, sem a necessidade da mudança de malha a cada passo de carga aplicado. A diferença entre os modelos “Fixed Crack” e “Rotate Crack” está relacionada apenas à propagação das fissuras. No modelo “Rotate Crack” é permitida a mudança da direção da fissura durante a sua propagação enquanto que, para o modelo “Fixed Crack”, isto não é possível, ocorrendo apenas uma variação de 90 graus do ângulo.

O software DIANA permite utilizar diversas leis constitutivas associadas ao modelo “Total Strain Crack Model”, tanto para o comportamento do material à tração (Figura 7.10) quanto à compressão (Figura 7.11), sendo que algumas destas aproximações são mais refinadas que outras e podem tornar o modelo numérico mais robusto.

---



**Figura 7.10 – Modelos de tração pré-definidos para o Total Strain Crack Model (DIANA, 2005b)**



**Figura 7.11 – Modelos de compressão pré-definidos para o Total Strain Crack Model (DIANA, 2005b)**

Na análise numérica realizada neste trabalho, foram considerados dois diferentes modelos de tração: o modelo “Elasti” (Figura 7.10a) e o modelo “Expone” (Figura 7.10e). Para ambas as análises, os resultados obtidos foram similares, levando a crer que os trechos descendentes dos diagramas dos modelos de tração não têm papel

significativo para o resultado final. Naturalmente, esta conclusão é válida para o problema em questão.

Os dados de entrada do modelo “Expone” são:  $G_F$  e  $f_t$ . Para essas variáveis foram usados os valores apresentados na Tabela 5.7.

A variável  $h$  apresentada na Figura 7.10e é a largura de banda da fissura do elemento finito e é utilizada para suprir a dependência de malha do modelo. Desta forma a caracterização do surgimento da fissura e do efeito de dano irreversível pode ser feita no determinado elemento finito. Este parâmetro pode ser fornecido pelo usuário ou pode ser calculado automaticamente através do volume do elemento finito. Para elementos sólidos, a largura de banda  $h$  pode ser calculada pela Eq. 7.10.

$$h = \sqrt[3]{V} \quad \text{Eq. 7.10}$$

onde,  $V$  é o volume do elemento. Neste trabalho optou-se por deixar o programa calcular essa variável.

Para o modelo de compressão foi usado o “Parabo” (Figura 7.11g). Os parâmetros de entrada são:  $G_C$  e  $f_c$ , cujos valores são apresentados na Tabela 5.7.

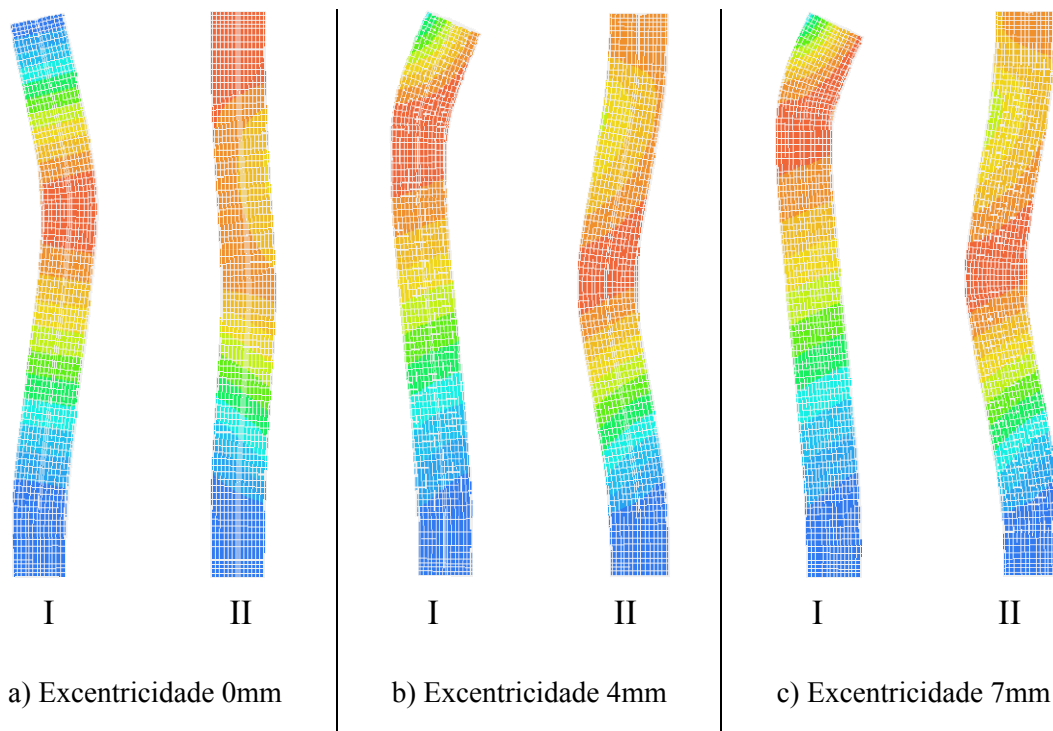
Na implementação do elemento de interface são necessários os parâmetros de módulo de rigidez normal ( $D_{11}$ ) e transversal ( $D_{22}$ ). O módulo de rigidez normal é a relação entre a tração normal e o deslocamento correspondente, e o módulo de rigidez transversal é a relação entre a tração por conta do cisalhamento e o deslocamento correspondente. A dimensão dessas variáveis é força por área por comprimento ( $N/mm^3$ ). Para essas variáveis foram feitas análises com 5 valores distintos (variando de 1 a 100) não resultando em mudança significativa nos resultados de força de pico, dessa maneira foram usados os valores 1 e 10 para  $D_{11}$  e  $D_{22}$ , respectivamente para os pilares da série P1 e 10 e 50 para os pilares da série P2. Considerando a rigidez por cisalhamento maior. A diferença nos valores adotados para os pilares da série P1 e P2 vem dos resultados de ensaio de push-out, em que os pilares da série P2 apresentaram maior aderência entre aço e concreto. Na interface não foi usada nenhuma condição de não linearidade, como por exemplo, “Bond-slip”.

## 7.5 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

### 7.5.1 Análises preliminares

Foram feitas análises buscando um modelo que representasse adequadamente o comportamento dos pilares mistos preenchidos ensaiados experimentalmente. A Figura 7.12 apresenta as configurações deformadas dos pilares considerando (Figuras I), ou não (Figuras II), a rotação do topo.

Para cada condição de vinculação avaliadas, foi feita uma verificação breve da influência da excentricidade na aplicação do deslocamento. Foram analisadas excentricidades iguais a 0mm, 4mm e 7mm para um dos pilares da série P1, apresentadas nas Figura 7.12a, b e c, respectivamente.



**Figura 7.12 – Configurações deformadas considerando (I), ou não (II), a rotação liberada no topo**

A condição de vinculação dos pilares mostrada na Figura 7.12 (I) representa, de maneira mais adequada, o que ocorreu experimentalmente, porém, alguns pilares apresentaram configuração deformada experimental semelhante aos modelos da Figura 7.12 (II), indicando uma tendência de engastamento na extremidade superior.

Como os ensaios-piloto indicaram que o comportamento da vinculação superior se assemelha ao de uma articulação e em todos os cálculos de previsão da força última foi adotado o coeficiente de flambagem igual a 0,8, foi decidido realizar a simulação numérica considerando a extremidade superior rotulada (Figura 7.12 - I).

Como o objetivo principal da simulação numérica foi obter um modelo que estimasse a força de pico dos pilares ensaiados experimentalmente, foi considerada excentricidade acidental igual a 4mm na aplicação do deslocamento. Os modelos sem excentricidade apresentavam valores de força de pico, em média, superiores aos experimentais, o que indica que, apesar da tentativa de centralizar a força aplicada, não foi possível eliminar a excentricidade acidental. Nos modelos com excentricidade de 7mm, a força de pico numérica ficou bem aquém dos valores experimentais, indicando que a excentricidade acidental foi superestimada. Em função desses resultados, as demais análises foram realizadas tomando, para a excentricidade acidental, o valor 4mm.

### 7.5.2 Análises definitivas

Os resultados de força de pico obtidos na simulação numérica são apresentados na Tabela 7.2.

**Tabela 7.2 – Relação entre força experimental e numérica para os pilares**

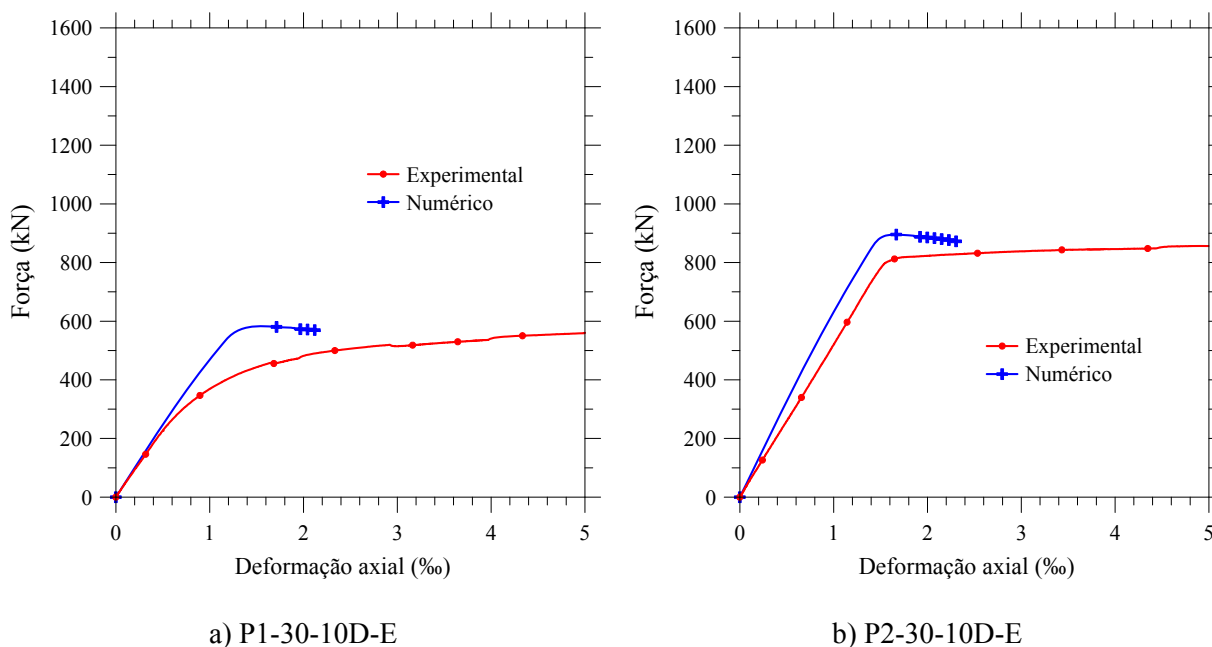
Pilar	$F_{exp}$	$F_{num}$	$F_{exp}/F_{num}$
P1-30-10D-E	599,28	583,19	1,028
P1-60-10D-E	809,19	778,91	1,039
P1-80-10D-E	1111,60	995,53	1,117
P1-100-10D-E	1319,90	1113,59	1,185
P2-30-10D-E	872,22	895,42	0,974
P2-60-10D-E	1120,60	1070,95	1,046
P2-80-10D-E	1442,40	1259,30	1,145
P2-100-10D-E	1574,30	1361,16	1,157
<b>Média</b>			<b>1,086</b>
<b>Desvio padrão</b>			<b>0,075</b>



Os resultados mostraram-se levemente inferiores aos experimentais. Em média, os valores experimentais foram 8,6% superiores aos obtidos por meio da simulação numérica.

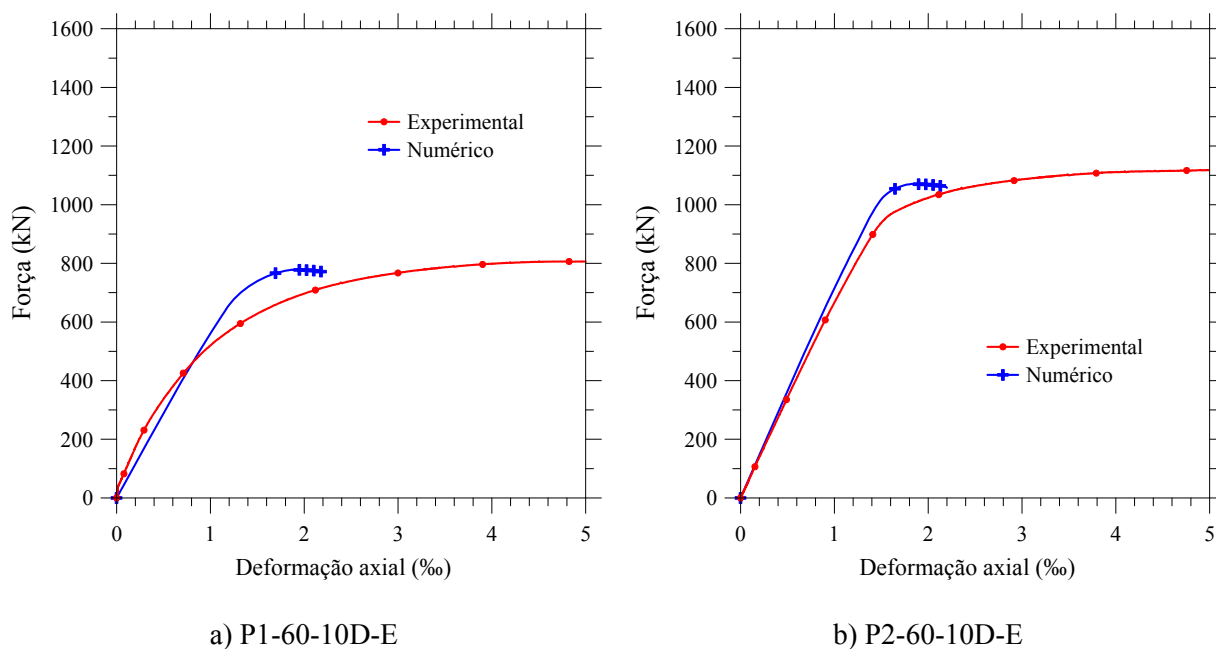
Percebe-se que a simulação consegue representar adequadamente os valores de força de pico para os pilares preenchidos com concretos de resistências mais baixas, 30MPa e 60MPa. Considerando apenas os exemplares preenchidos com concretos de 30MPa e 60MPa, os valores experimentais de força última ficam apenas, em média, 2,2% acima daqueles previstos pela simulação numérica.

Os diagramas das Figura 7.13 a Figura 7.16 apresentam o comportamento Força vs. Deformação axial dos ensaios experimentais e da simulação numérica.

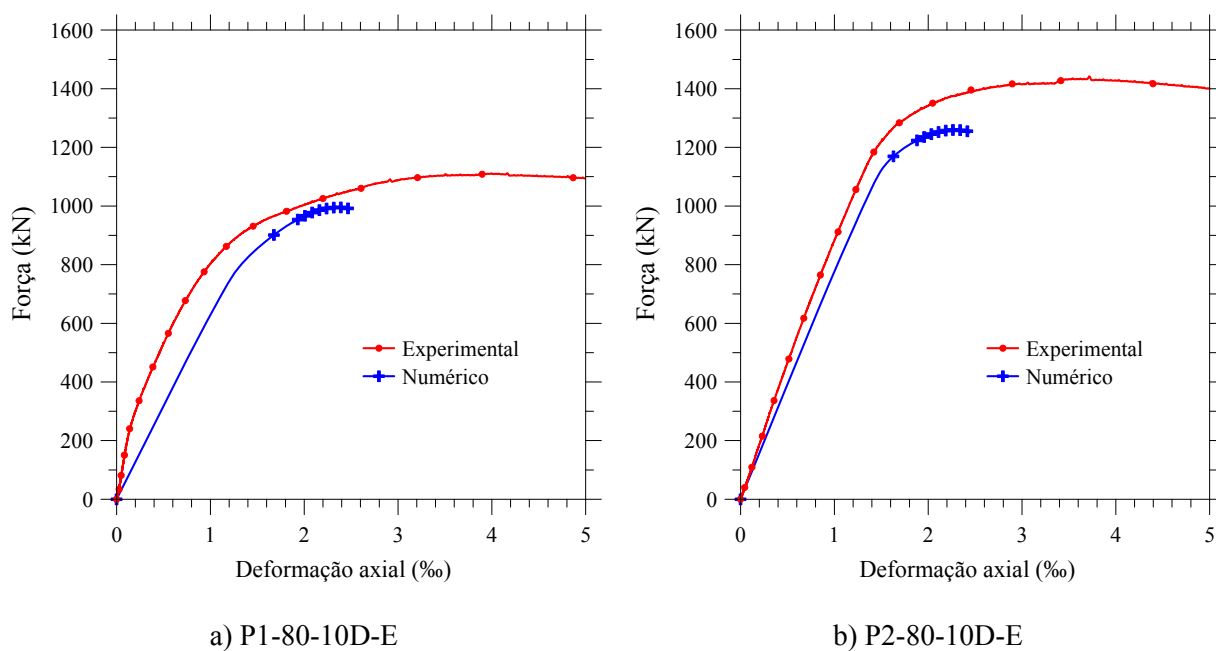


**Figura 7.13 – Diagramas Força vs. Deformação axial experimental e numérico dos pilares preenchidos com concreto C30**

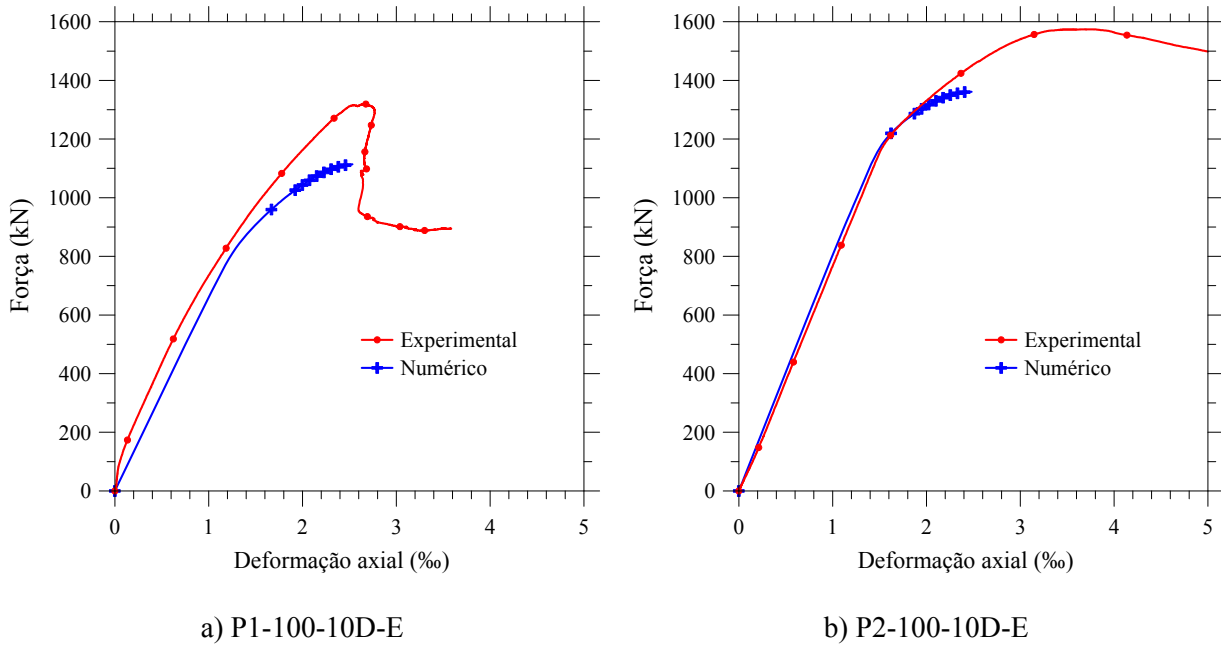
Em relação ao comportamento global, os pilares preenchidos com concretos de alta resistência (80MPa - Figura 7.15 e 100MPa - Figura 7.16), apresentaram-se menos rígidos que os experimentais no trecho ascendente dos diagramas, ao contrário do que aconteceu para os pilares preenchidos com concreto de baixa resistência (30MPa - Figura 7.13 e 60MPa - Figura 7.14).



**Figura 7.14 – Diagramas Força vs. Deformação axial experimental e numérico dos pilares preenchidos com concreto C60**



**Figura 7.15 – Diagramas Força vs. Deformação axial experimental e numérico dos pilares preenchidos com concreto C80**



**Figura 7.16 – Diagramas Força vs. Deformação axial experimental e numérico dos pilares preenchidos com concreto C100**

Uma possível justificativa para essa diferença de rigidez inicial é a utilização de valores para o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência na simulação numérica com valores menores que o módulo do concreto no interior dos pilares nos ensaios experimentais. Na simulação, foram considerados os valores de módulo do concreto calculados segundo a expressão do CAN/CSA (Eq. 7.11), pois esta é a única norma que abrange a utilização de concretos com resistências maiores.

$$E_c = 4500 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ se } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$$

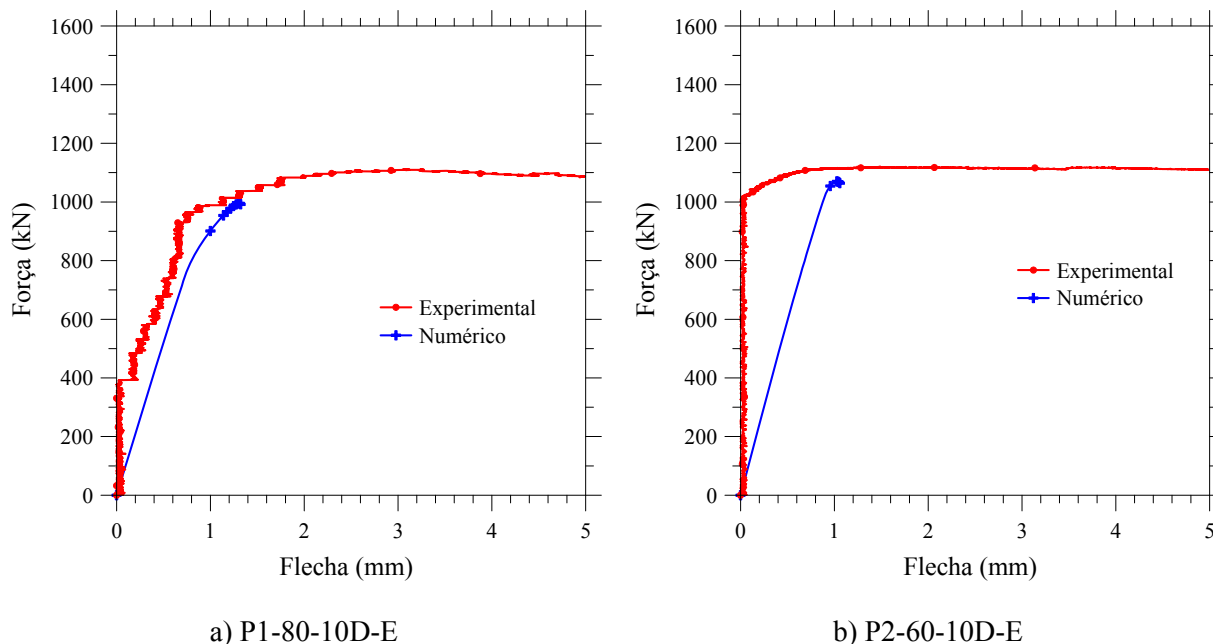
Eq. 7.11

$$E_c = 3300 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 6900, \text{ se } f_{ck} > 40 \text{ MPa}$$

Os resultados do módulo de elasticidade experimentais não foram considerados pois apresentaram valores muito baixos com relação aos usualmente encontrados na literatura e os previstos pelas equações normativas. Os valores experimentais do módulo de elasticidade do concreto foram estimados com base nos resultados dos diagramas Tensão vs. Deformação dos corpos-de-prova cilíndricos (Figura 5.20), e são iguais a 16,3GPa, 23,3GPa, 26,3GPa e 29,6GPa, para os concretos de classes C30, C60, C80 e C100, respectivamente.

Em nenhum dos casos analisados foi possível obter o comportamento completo pós-pico dos diagramas Força vs. Deformação axial. Isso pode ter acontecido porque o modelo do concreto adotado na simulação não leva em conta o confinamento, já que, em se tratando de pilares esbeltos, o confinamento não aumenta a capacidade resistente do pilar preenchido. Entretanto, tal efeito modifica o comportamento frágil do CAR, aumentando as deformações até o pico e posteriormente. Portanto, o confinamento não modifica os valores de força de pico, tanto que houve boa correlação entre valores numéricos e experimentais. Ao considerar um modelo de concreto não confinado, resultaram modelos numéricos com comportamento mais rígido que os experimentais.

Nos ensaios experimentais, os pilares com relação  $L/D$  igual a 10, foram instrumentados de forma a determinar a flecha na região intermediária e compará-la com os resultados da simulação numérica, nos quais também foi medido o deslocamento na seção intermediária. Os diagramas da Figura 7.17 apresentam 2 resultados dessa comparação.



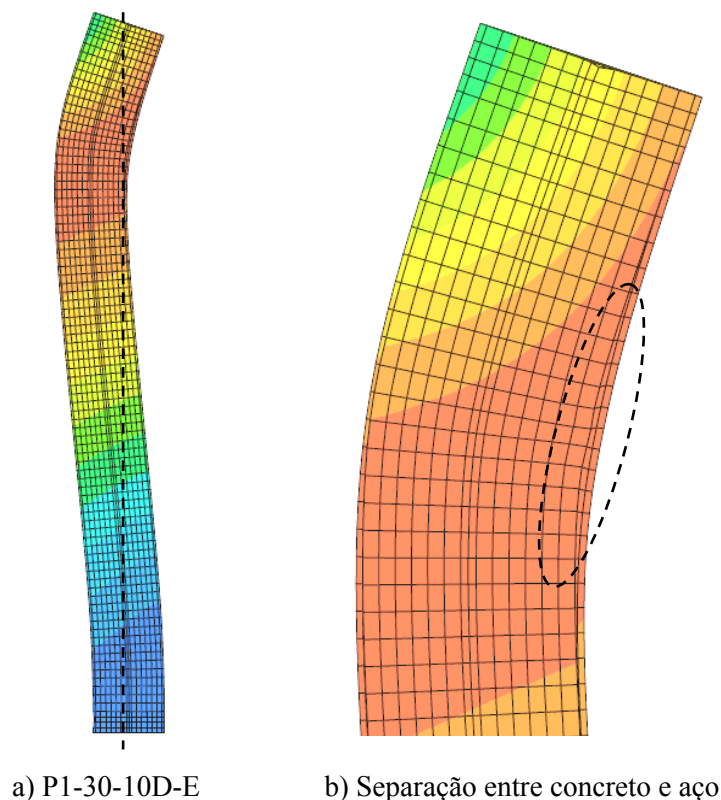
**Figura 7.17 – Diagramas Força vs. Flecha experimental e numérico**

Os diagramas das figuras a e b apresentam duas situações distintas característica dos resultados experimentais. Na Figura 7.17a, o valor da flecha experimental começa a aumentar para valores bem inferiores à força de pico; isso pode ter ocorrido por

imperfeições nas extremidades do pilar ou por uma excentricidade acidental no momento do posicionamento do pilar na máquina de ensaio, condição que foi reproduzida na simulação numérica.

Na Figura 7.17b, o valor da flecha aumenta apenas para valores próximos à força de pico; isso indica que a flecha passa a ser significativa quando a instabilidade torna-se dominante no comportamento do pilar. Para reproduzir essa situação na análise numérica, a rotação da extremidade superior do pilar deveria ser restringida, mas isso eleva o valor da capacidade resistente obtido na simulação, tornando-o maior que o experimental. Como se buscou uma simulação que estimasse adequadamente a força de pico dos pilares ensaiados experimentalmente, isto levou a simular pilares com a extremidade superior liberada.

A configuração deformada dos pilares obtida na simulação numérica mostrou que o ponto onde a flecha foi medida, não correspondeu ao valor máximo. Contudo, os valores são bem próximos. A Figura 7.18a apresenta a configuração deformada de um pilar com tubo de 3,35mm (série P1) e, a Figura 7.18b apresenta o detalhe da separação entre aço e concreto.



**Figura 7.18 – Configuração deformada dos pilares da série P1 na simulação numérica**

*Observação:* essas configurações deformadas são apresentadas com um fator de escala elevado (da ordem de 20) para melhor visualização dos fenômenos relacionados.

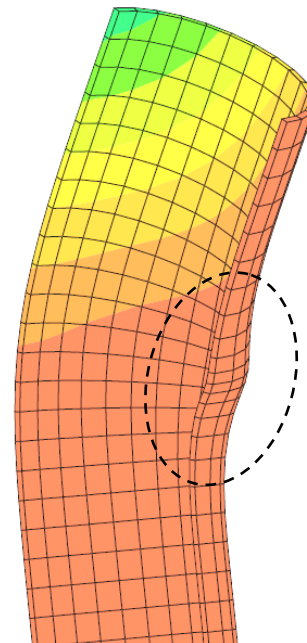
Na Figura 7.18a, a linha pontilhada indica que o modelo numérico, apesar de permitir a rotação da extremidade superior, impede o deslocamento do ponto central nessa extremidade, reproduzindo as condições de ensaio com precisão suficiente.

A separação dos materiais pôde ser observada no modelo numérico, mas não se sabe se o mesmo aconteceu com os modelos experimentais desta série. Duas constatações levam a crer que sim:

- 1º - a Figura 7.19a leva a crer que na região onde ocorre a flambagem local, ocorre separação do concreto em relação ao tubo de aço;
- 2º - os resultados dos ensaios de push-out mostraram que os pilares da série P1 não apresentam boa aderência aço-concreto, corroborando a 1ª constatação.



a) Flambagem local experimental

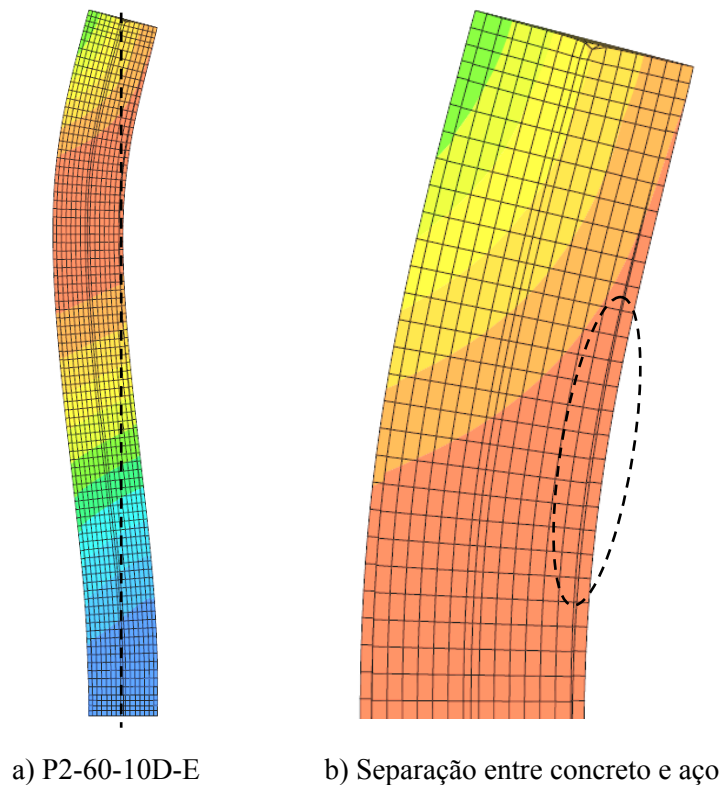


b) Flambagem local na simulação

**Figura 7.19 – Comparação da configuração deformada dos pilares da série P1: experimental e numérica**

Comparação semelhante é apresentada na Figura 7.20, para um pilar com tubo de 6,0mm (série P2). Visualmente, a comparação entre as Figura 7.18b e Figura 7.20b, permite notar que a separação entre os materiais aço e concreto é um pouco maior no

pilar da série P1, considerando um mesmo fator de escala para ampliar a configuração deformada. Essa foi a única diferença observada na utilização de valores distintos para as rigidezes da interface nos pilares das séries P1 e P2.



**Figura 7.20 – Configuração deformada dos pilares da série P2 na simulação numérica**

A Figura 7.19a apresenta a configuração deformada de um dos pilares da série P1 com relação  $L/D = 7$ . Não foi apresentada uma fotografia de um pilar com relação  $L/D = 10$  porque não foi possível conduzir os ensaios desses pilares até esse estágio de deformação aparente, por questões de segurança. Mas se fosse possível fazê-lo acredita-se que, o panorama de deformações seria semelhante. A Figura 7.19b apresenta a configuração deformada obtida na simulação numérica, indicando o efeito da flambagem local na região comprimida do tubo. Com esta comparação visual fica clara a boa representatividade desse fenômeno por parte do modelo numérico.

A Figura 7.21 apresenta os pilares com relação  $L/D = 10$  após os ensaios. Apesar de a flecha experimental não ter ocorrido na mesma seção prevista no modelo numérico, o esquema de vinculação conferido pelo equipamento de ensaio foi mantido. Configuração deformada semelhante à dos pilares do estudo experimental (flecha na região intermediária) foi obtida restringindo a rotação da extremidade superior, fato

que não representa exatamente a vinculação existente no modelo experimental. Pela figura é possível notar que alguns pilares apresentam instabilidade global mais acentuada pois, o topo está com uma leve inclinação, levando a confirmar na rotação dessa extremidade. Mais especificamente, o 3º pilar da direita para a esquerda demonstra isto claramente.



**Figura 7.21 – Configuração final dos pilares com relação  $L/D = 10$**

## 7.6 COMENTÁRIOS

Os resultados da simulação foram considerados satisfatórios na medida em que foram atendidas as propostas da modelagem. Os valores de força última prevista pela modelagem numérica foram, em média, 7,5% inferiores aos obtidos na análise experimental, resultando, portanto, em uma análise numérica bastante representativa.

O comportamento dos diagramas Força vs. Deformação axial apresentaram boa correlação com o comportamento experimental dos modelos analisados. Os modelos de pilares preenchidos com concreto de alta resistência apresentaram-se mais rígidos que os pilares preenchidos com concreto de resistência usual, sobretudo no trecho ascendente. Uma possível justificativa para esse fato é a utilização de valores de módulo de elasticidade do concreto de alta resistência, na simulação numérica, com valores aquém dos valores reais no interior dos pilares nos ensaios experimentais.



A configuração deformada dos pilares simulados numericamente representou as condições de vinculação bastante próximas das existentes no esquema de ensaio, tendo sido considerada base engastada e topo rotulado. Esse tipo de vinculação resulta em um coeficiente de flambagem igual a 0,8, que corresponde ao valor adotado na previsão da força última via formulação existente nas normas de dimensionamento.

---

# Capítulo 8

## CONCLUSÃO

### 8.1 CONCLUSÕES GERAIS

Acredita-se que o trabalho conseguiu atingir os objetivos inicialmente propostos de maneira bastante satisfatória, uma vez que as variáveis resistência do concreto, espessura do tubo, esbeltez e forma de introdução do carregamento da força na seção mista foram exploradas por um extenso programa experimental. Complementam o programa experimental, uma análise numérica cujo objetivo principal foi representar numericamente o valor da força de pico e um estudo da confiabilidade na estimativa da capacidade resistente à compressão simples segundo alguns procedimentos normativos.

A seguir, as principais conclusões de cada uma das análises realizadas: análise experimental, numérica, comparação com previsões normativas e estudo de confiabilidade são apresentadas.

### 8.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Com base na observação da configuração dos modelos físicos após o ensaio, foi constatado que o modo de falha dependeu, basicamente, da esbeltez global e local dos pilares. Sendo assim, são apresentadas as conclusões em função da relação L/D separadamente.

---

### 8.2.1 Pilares com $L/D = 3$

Os pilares curtos ( $L/D = 3$ ) da série P1 (tubo de 3,35mm de espessura) apresentaram ruptura por esmagamento do núcleo de concreto, agravado pela flambagem local do elemento após ser atingida a resistência ao escoamento do aço. Para os pilares da série P2, cujos tubos possuem maior espessura ( $t = 6,0\text{mm}$ ), a ruptura também foi caracterizada pelo esmagamento do concreto, mas os efeitos da flambagem local são menos aparentes devido à maior resistência do tubo a este efeito. Ainda em relação aos pilares da série P2, estes apresentaram comportamento pós-pico com alto grau de ductilidade ou seja, elevados valores de deformação axial sem perda brusca da capacidade resistente. Esta elevada deformação axial ocorreu também para os pilares preenchidos com concretos de alta resistência (80MPa e 100MPa). A redução na espessura do tubo de aço – pilares da série P1 – resultou em ductilidade considerável apenas para os pilares preenchidos com concretos de resistência menor (30MPa e 60MPa). Isto é atribuído à menor pressão lateral de confinamento do tubo de 3,35mm.

Com relação à forma de introdução da força, nos pilares cuja força é aplicada somente no núcleo de concreto ocorreu acréscimo na capacidade resistente, quando comparada aos pilares com força aplicada na seção mista. Para as séries P1 e P2, ocorreram ganhos médios da ordem de 9% e 15,5%, respectivamente.

Considerando concreto de 30MPa, os ganhos de capacidade resistente devido ao aumento da espessura do tubo foram de 69,1% e 45,9%, considerando a introdução da força no concreto e na seção mista, respectivamente. Esse ganho vai sendo gradativamente reduzido à medida que os valores de resistência do concreto aumentam.

### 8.2.2 Pilares com $L/D = 5$

Para esta relação  $L/D$ , dois modos de falha foram observados: pilares com tubo de menor espessura (série P1) apresentam cisalhamento do núcleo de concreto, com deformação longitudinal de aproximadamente 4‰; os pilares com tubo de maior espessura (série P2) atingem a ruína por uma combinação entre esmagamento do concreto e instabilidade global.

---

Quanto à ductilidade, nos exemplares da série P1, uma maior ductilidade está associada ao preenchimento com concretos de menor resistência (30MPa e 60MPa). Já os pilares da série P2 apresentaram bons resultados no tocante à ductilidade independente da classe de resistência do concreto. Contudo, foi observada leve perda de resistência no trecho pós-pico, para o pilar preenchido com concreto de 100MPa.

No tocante ao ganho de capacidade resistente associado à forma de introdução da força na seção, foram constatados ganhos médios da ordem de 7% para os pilares da série P1 e ganhos médios de 13% para os pilares da série P2 considerando a força aplicada no núcleo de concreto.

O ganho em capacidade resistente com o aumento da espessura do tubo, para os pilares com  $L/D = 5$  e concreto C30, é de 62,6% para a força aplicada no concreto, e 37,5% para a força na seção mista. Essas diferenças percentuais diminuem com o aumento da resistência do concreto.

### **8.2.3 Pilares com $L/D = 7$**

Semelhante ao verificado nos exemplares com  $L/D = 5$ , os pilares com  $L/D = 7$ , o modo de falha está associado ao cisalhamento do concreto ou à instabilidade do pilar, e é função da classe de resistência do núcleo de concreto. Nos pilares da série P1 preenchidos com concreto de 60MPa, 80MPa e 100MPa a ruína ocorreu por cisalhamento do concreto e, nos pilar preenchidos com concreto de 30MPa, ocorreu instabilidade global. Nos exemplares da série P2, com tubo de maior espessura, foi constatada ocorrência de instabilidade global, fato que foi independente da resistência do concreto.

Quanto ao ganho de resistência decorrente da aplicação da força no concreto, nos pilares da série P1 este ganho foi mais representativo (8,8%), enquanto que nos pilares da série P2, 4,5%. Esta diferença pode ser decorrente dos diferentes modos de falha observados, lembrando que para a série P2, todos os exemplares sofreram instabilidade global, ao passo que, para a série P1 foi verificada também a ocorrência de cisalhamento do concreto.

---

Com relação ao comportamento dos diagramas Força vs. Deformação axial, os pilares da série P1 apresentaram comportamento semelhante aos pilares com relações L/D iguais a 3 e 5, sendo registrado comportamento pós-pico com maior ductilidade nos pilares de menor resistência (30MPa e 60MPa) em comparação com os pilares preenchidos com concretos de 80MPa e 100MPa. Assim como ocorreu nos exemplares da série P2 com menor esbeltez, também foi observada pequena queda após ser atingida a força de pico nos pilares preenchidos com concreto de 80MPa e 100MPa. Os pilares preenchidos com concretos de 30MPa e 60MPa apresentam comportamento dúctil, sem perda brusca de capacidade resistente.

Os pilares com L/D = 7 e concreto C30 apresentam ganho de capacidade resistente da ordem de 35,8% e 67,4%, para a força aplicada no concreto e na seção mista, respectivamente, quando se aumenta a espessura do tubo de 3,35mm (série P1) para 6,00mm (série P2). Assim como para os pilares com L/D = 3 e 5, esse ganho vai sendo gradativamente reduzido com o aumento da resistência do concreto.

#### **8.2.4 Pilares com L/D = 10**

Nos pilares mais esbeltos (L/D = 10), semelhante ao ocorrido nos pilares com L/D = 7, a falha foi caracterizada cisalhamento do concreto ou instabilidade global. Apenas alguns pilares da série P1 apresentaram falha por cisalhamento do concreto. A justificativa de se ter conseguido uma condição de carregamento efetivamente centrado é válida, porém observou-se que somente os pilares com carregamento na seção de concreto apresentaram configuração de cisalhamento. Uma possível justificativa é a de que a rugosidade interna do tubo nesses pilares (série P1), não possibilita a transferência de resistência axial, como apresentado nos diagramas advindos dos ensaios de arrancamento, servindo apenas como restrição à deformação lateral que, no caso dos pilares desta série com menor espessura, não impede o cisalhamento do concreto. Os pilares da série P1, com força aplicada na seção mista apresentaram, por sua vez, instabilidade global assim como todos os pilares da série P2.

Com relação aos diagramas Força vs. Deformação axial, na série P1 o comportamento pós-pico não foi tão dúctil, independente da resistência à compressão do concreto. Já

---

os pilares da série P2, foi constatado comportamento mais dúctil, com deformação axial última da ordem de 15%, sem perda brusca na capacidade resistente. Um pilar da série P1 apresentou deformação última da ordem de 16% (P1-100-10D-C), porém acompanhada de uma queda acentuada na capacidade resistente após o pico.

O ganho de capacidade resistente dos pilares da série P1 submetidos a carregamento na seção de concreto foi, em média, da ordem de 6,5%; já para os pilares da série P2, este ganho médio foi de 10%, em comparação com os pilares cuja força é aplicada na seção mista.

Ganhos de capacidade resistente iguais a 61,4% e 45,5% são obtidos aumentando a espessura do tubo de 3,35mm para 6,0mm, considerando a força no concreto e na seção mista, respectivamente e concreto de classe C30. Estes valores vão sendo reduzidos à medida que se aumenta a resistência do concreto.

### **8.3 COMPARAÇÃO COM AS PREVISÕES DAS NORMAS**

Foram feitas comparações dos resultados de capacidade resistente experimentais com os valores previstos pelas equações de dimensionamento da NBR 8800:2008, Eurocode 4:2004, ANSI/AISC:2005 e CAN/CSA:2001. Nesta comparação foram considerados apenas os resultados experimentais dos 32 pilares cuja força foi aplicada na seção mista.

As quatro normas consideradas apresentam diferentes formulações para o dimensionamento sendo que, apenas o EC4 e o CAN/CSA apresentam uma formulação específica para a consideração do efeito de confinamento do concreto. Entretanto, os resultados mostraram que EC4 e CAN/CSA superestimam a capacidade resistente dos pilares em quase todos os casos. Os valores só se apresentam mais próximos dos experimentais quando a esbeltez é maior ( $L/D = 10$ ), para a qual a penalização por conta da instabilidade global também é maior. Os valores experimentais são, em média, 2,4% e 2,3% menores que os previstos para os pilares da série P1, respectivamente para EC4 e CAN/CSA, e 6,5% e 11,2% menores, para os pilares da série P2.

O pior resultado obtido para os pilares da série P2, em relação à série P1, segundo o dimensionamento dessas normas, se deve ao acréscimo de resistência do concreto por conta do maior efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de maior espessura.

De maneira geral, EC4 e CAN superestimam a capacidade resistente dos pilares; isto pode decorrer da formulação para levar em conta o efeito de confinamento do concreto, que superestima este fenômeno. Isso se justifica, pois, nas equações de dimensionamento existem, em ambas as normas, uma parcela que leva em consideração a relação  $f_y/f_c$ . Para os pilares de uma série, o valor de  $f_y$  se mantém constante e  $f_c$  varia, de tal forma que, para o menor valor de resistência do concreto a parcela  $f_y/f_c$  aumenta, e tal contribuição aumenta a previsão de capacidade resistente do pilar.

Se levarmos em consideração o dimensionamento do EC4 sem as parcelas devidas ao confinamento ( $\eta_c$  e  $\eta_a$ ), os valores ficam a favor da segurança e mais próximos, em média, dos experimentais, apenas 6% e 4,5% de diferença para os pilares da série P1 e P2, respectivamente.

As previsões da NBR e do ANSI/AISC apresentam os resultados mais a favor da segurança no geral. Os valores experimentais são, em média, 9,2% e 10,4% maiores que os previstos por essas normas para os pilares da série P1, respectivamente, e 6,9% e 7,9%, para os pilares da série P2. Apesar disso, foi possível notar uma aproximação entre os valores previstos por essas normas e os valores experimentais, à medida que se aumenta a relação  $L/D$ .

#### **8.4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE**

Este trabalho apresentou uma investigação da segurança dos pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo as recomendações normativas apresentadas no Capítulo 4. Para tal foram considerados os resultados experimentais de 32 pilares mistos preenchidos, correspondentes à aplicação da força na seção mista, que é a condição prevista pelas normas de dimensionamento.

Com base nos resultados experimentais foi calculada uma variável *erro de modelo* das equações de dimensionamento dessas normas. Isso permitiu uma avaliação dos

---

modelos de resistência em função da tendenciosidade das normas e da variância do erro de modelo. Os resultados mostram uma tendenciosidade positiva de 9,2% e 9,4% para o ANSI/AISC e a NBR, respectivamente, e uma tendenciosidade negativa de -4,4% e -6,7% para o EC4 e o CAN/CSA, respectivamente. A variância do erro de modelo variou entre o mínimo de 5,7% para o ANSI/AISC e a NBR e o máximo de 9,2% para o CAN/CSA.

Uma análise de covariância entre o erro de modelo e a esbeltez do pilar ( $L/D$ ), a resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) e a espessura da parede ( $t$ ) foi feita para verificar tendências das equações das normas e possíveis fontes de tendenciosidade (bias). As quatro normas estudadas conseguem representar bem a resistência do pilar com o aumento da esbeltez, porém para os pilares curtos, o ANSI/AISC e a NBR subestimam a capacidade dos pilares, enquanto que o EC4 e o CAN/CSA superestimam essa capacidade. Análises de confiabilidade foram feitas para 3888 configurações de pilares distintas, cobrindo uma gama dos limites de aplicabilidade dessas normas.

O trabalho apresentou uma avaliação da equação da norma contra ela mesma e uma comparação com a média das 4 normas. Na primeira análise, os índices de confiabilidade mostraram um bom comportamento, com valores de  $\beta$  suficientes e uniformes. A norma Européia (EC4), que apresentou alguns valores baixos de  $\beta$  e com uma significativa variação nos resultados. A segunda análise também apresentou resultados com valores de  $\beta$  suficientes e uniformes, sendo que desta vez o ANSI/AISC apresentou os piores resultados, com os valores de  $\beta$  mais baixos dentre todas as análises para os maiores valores de esbeltez.

Em ambas as análises, o CAN/CSA apresentou a maior flutuação dos valores de  $\beta$ , variando entre 3 e 5 dependendo da configuração do pilar, enquanto que a NBR apresentou a menor flutuação, embora não se beneficie da correção da tendenciosidade apresentada neste trabalho.



## **8.5 A SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

A modelagem numérica foi utilizada como ferramenta para estimar a capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos de seção circular, com esbeltez  $L/D = 10$  e força aplicada na seção mista, para os quais a falha ocorreu por instabilidade global.

Os resultados obtidos foram satisfatórios, já que os valores de força última ficaram, em média, 7,5% abaixo dos valores experimentais correspondentes e, portanto, a favor da segurança.

As forças axiais (tração ou compressão) constituem, na verdade, idealizações de cálculo. Na prática, existem sempre excentricidades nas solicitações, que são decorrentes de imprecisões construtivas, excentricidade das forças nas extremidades e de momentos. A consideração de uma excentricidade acidental no modelo numérico aproximou os valores de força última dos experimentais. Sem a adoção da excentricidade, os resultados foram superiores aos experimentais, levando a concluir que, apesar de cuidados no procedimento de ensaio, a excentricidade acidental é inevitável.

O comportamento dos diagramas Força vs. Deformação axial apresentou boa correlação com o comportamento experimental no trecho ascendente da curva. No caso dos pilares preenchidos com concreto de alta resistência, o tramo ascendente do modelo numérico apresentou comportamento mais rígido do que os pilares preenchidos com concreto de resistência usual. Uma possível justificativa para esse fato é a utilização de valores menores para o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência na simulação numérica, que pode ser influenciado pela existência do tubo de aço.

## **8.6 SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO**

A seguir são apresentadas sugestões para continuidade deste trabalho, podendo ser desenvolvidas em nível de Mestrado e/ou Doutorado.

---

### **8.6.1 Análise experimental**

Este trabalho estudou o comportamento dos pilares mistos preenchidos de seção circular submetidos à força axial. Para complementar esse estudo, propõe-se um estudo abrangendo flexo-compressão e elementos mais esbeltos, com relações  $L/D$  da ordem de 15, 20 e 25.

Outra característica a ser analisada experimentalmente é a variação do diâmetro do pilar, considerando mais relações  $D/t$ . Nesse caso poderia ser verificada a influência de armaduras longitudinais adicionais no núcleo de concreto.

O estudo da ligação viga-pilar preenchido circular é um assunto que possui poucas referências e detalhes construtivos. Portanto, o desenvolvimento e estudos de detalhes de ligações para pilares mistos preenchidos de seção circular é de grande utilidade.

### **8.6.2 Análise numérica**

Sugere-se o desenvolvimento de um estudo mais aprofundado da modelagem numérica dos pilares mistos preenchidos de seção circular, na busca por um modelo que considere o confinamento do núcleo de concreto. Consequentemente, a incorporação de modelos adequados e representativos do confinamento pode melhorar a representatividade do comportamento pós-pico dos diagramas Força vs. Deformação axial dos pilares.

Adicionalmente, a modelagem numérica de pilares mistos preenchidos considerando o carregamento aplicado na seção de concreto pode se tornar mais simples caso seja incorporado um modelo constitutivo para o concreto confinado.

Outra característica a analisar mais detalhadamente é a influência das condições da interface entre aço e concreto nos pilares mistos preenchidos circulares. A depender da rugosidade interna dos pilares, essa variável pode ser determinante para a transferência de esforços no caso dos pilares mistos preenchidos cuja força é aplicada somente na seção de concreto.



# Referências Bibliográficas

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (1994). **AISC-LRFD:** Metric load and resistance factor design specification for structural steel buildings. Chicago, Illinois. 1994.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2005). **ANSI/AISC 360:** Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois. 2005.

AGOSTINI, L.R.S. (1992). **Pilares de concreto de alta resistência.** Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

AIRE UNTIVEROS, C.A. (2002). **Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión.** Tesi Doctoral – Departament d'Enginyeria de la Construcció. Universidat Politècnica de Catalunya – UPC, Barcelona, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2007). **ASTM A53.** Standard specification for pipe, steel, black and hot-dipped, zinc-coated, welded and seamless. West Conshohocken, PA, USA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2006). **ASTM A106.** Standard specification for seamless carbon steel pipe for high-temperature service. West Conshohocken, PA, USA.

---

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2007). **ASTM A370**. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. West Conshohocken, PA, USA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2007). **ASTM A572**. Standard specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel. West Conshohocken, PA, USA.

ANSARI, F.; LI, Q. (1998). High-strength concrete subjected to triaxial compression. **ACI Materials Journal**, ACI, v.95, n.6, p.747-755. Nov-Dez.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8800:2003**. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios: Projeto de revisão. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **NBR 8800:2008**. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios: Projeto de revisão. Rio de Janeiro. (Texto base para revisão – Março/08)

ATTARD, M.M.; SETUNGE, S. (1996). Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. **ACI Materials Journal**, ACI, v.93, n.5, p.432-442. Sep-Oct.

BECK, A.T. (2007). Computer-aided teaching of structural reliability. **Proceeding of 28<sup>th</sup> Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, Porto - Portugal.

BRADFORD, M.A.; LOH, H.Y.; UY, B. (2002). Slenderness limits for filled circular steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**. v.49, n.2, p.189-196. Feb.

BRIDGE, R.Q.; O'SHEA M.D. (1998). Behavior of thin-walled steel box sections with or without internal restraint. **Journal of Constructional Steel Research**. v.47, n.1-2, p.73-91. July.

CAI, S.H.; GU, W.P. (1996). Behavior and ultimate strength of steel-tube-confined high-strength concrete columns. In: FOURTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE UTILIZATION OF HIGH STRENGTH / HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 1996, Paris. **Proceedings...** v.3. 29-31 May.

---

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA S16-01**. Limit states design of steel structures. Ontario, Canada, 2001.

CANDAPPA, D.P.; SETUNGE, S.; SANJAYAN, J.G. (1999). Stress versus strain relationship of high strength concrete under high lateral confinement. **Cement and concrete research**, Pergamon, v.29, p.1977-1982.

CARRAZEDO, R. (2005). **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1992). **Behavior of high-strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading**. Internal report of Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, SMS-92/2. 47p.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1995). Stress-strain model for confined high-strength concrete, **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.121, n.3, p.468-477. Mar.

DE NARDIN, S. (1999). **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

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

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2004). An experimental study of connections between I-beams and concrete-filled steel tubular columns. **Steel and Composite Structures**, v.4, n.4, p.303-315. Aug.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C (2007). Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. **Structures and Buildings**, v. 160, p. 13-22, 2007.

DIANA (2005a). DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9. **Element Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland.

---

DIANA (2005b). DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9. **Material Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V. (1982). Probability-based criteria for structural design, **Structural Safety** 1, pp. 15-26.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B.; LAM, D. (2006). Behavior of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.62, n.7, p.706-715. July.

ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI, A. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.58, n.12, p.1567-1591. Dec.

EN 1994-1-1:2004. Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. EUROCODE 4, European Committee for Standardization, 2004.

FABER, M.H. (2006). **Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering**, Swiss Federal Institute of Technology, ETHZ, Switzerland.

FERREIRA, L.E.T.; HANAI, J.B.; BITTENCOURT, T.N. (2008). Computational evaluation of flexural toughness of FRC and fracture properties of plain concrete. **Materials and Structures**, v.41, n.2, p.391-405, Mar.

FIP/CEB (1990). **High Strength Concrete, State of the Art Report** – Bulletin d'Information: bulletin. London, 1990, n. 197.

GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. (2004). Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.60, n.7, p.1049-1068. July.

GUPTA, P.K.; SARDA, S.M.; KUMAR, M.S. (2007). Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. **Journal of Constructional Steel Research**. v.63, n.2, p.182-193. Feb.

HAN, L.H.; YAO, G.H. (2003). Behaviour of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with pre-load on the steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**. v.59, n.12, p.1455-1475. Dec.

---

HUANG, C.S.; YEH, Y.-K.; LIU, G.-Y.; HU, H.-T.; TSAI, K.C.; WENG, Y.T.; WANG, S.H.; WU, M.-H. (2002). Axial load behavior of stiffened concrete-filled steel columns. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.128, n.9, p.1222-1230, Sep.

JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. (2001). Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. **Steel and Composite Structures**, v.1, n.4, p.393-410. Dec.

JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. (2002). Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.128, n.8, p.1073-1081. Aug.

JOHANSSON, M.; ÅKESSON, M. (2002). Finite element study of concrete-filled steel tubes using a new confinement-sensitive concrete compression model. **Nordic Concrete Research**, v. 2/2001, n.27, p.43-62. Oslo, Jan.

JOHANSSON, M. (2002a). **Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns**. Thesis for the degree of doctor of philosophy. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2002.

JOHANSSON, M. (2002b). The efficiency of passive confinement in CFT columns. **Steel and Composite Structures**, v.2, n.5, p.379-396. Oct.

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

KENT, D.C.; PARK, R. (1971). Flexural members with confined concrete. **Journal of Structural Division**, ASCE, v.97, n.7, p.1969-1990.

KILPATRICK, A.E.; RANGAN, B.V. (1999). Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns. **ACI Structural Journal**, ACI, v.96, n.2, p.268-274. Mar-Apr.

KODUR, V.K.R. (1998). Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire. **Canadian Journal of Civil Engineering**. v.25, p. 975-981

KODUR, V.K.R. (2006). Achieving fire resistance in steel columns through concrete filling. Disponível em: <http://irc.nrc->



[cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/prac/nrcc47620/nrcc47620.pdf](http://cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/prac/nrcc47620/nrcc47620.pdf)> Artigo acessado no dia 12/08/2006 às 15:10.

LÉGERON, F.; PAULTRE, P. (2003). Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.129, n.2, p.241-252, Feb.

LI, G.; ZHAO, X.; CHEN, L. (2003). Improve the strength of concrete-filled steel tubular columns by the use of fly ash. **Cement and concrete research**, Pergamon, v.33, p.733-739.

LIMA JÚNIOR, H.C. (2003). **Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, submetidos a flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LIU, D.; GHO, W.-M.; YUAN, J. (2003). Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.59, n.12, p.1499-1515. Dec.

MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.N.; PARK, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.114, n.8, p.1804-1826, Aug.

MELCHERS, R.E. (1999). **Structural Reliability Analysis and Prediction**, 2nd edition, John Wiley and Sons, NY.

MURSY, M.; UY, B. (2003). Strength of concrete filled steel box columns incorporating interaction buckling. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.129, n.5, p.626-639, May.

NEVES, R.A. (2004). **Desenvolvimento de modelos mecânico-probabilísticos para estruturas de pavimentos de edifícios**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

NOGUEIRA, C.G. (2005). **Um modelo de confiabilidade e otimização aplicado às estruturas de barras de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

---

---

OLIVEIRA, W.L.A.; GIONGO, J.S. (2003). Análise da ductilidade de pilares de concreto armado submetidos à força de compressão centrada com diferentes taxas de armadura transversal e resistências à compressão do concreto. *Engenharia – Estudo e Pesquisa*, v.6, n.2, p.55-64. Jun-Dez.

O'SHEA, M.D.; BRIDGE, R.Q. (1995). Circular thin walled concrete filled steel tubes. *STRUCTURAL STEEL – Fourth Pacific Structural Steel Conference – PSSC '95*. v.3 – Steel-concrete composite structures. p. 53-60. Ed. Pergamon.

O'SHEA, M.D.; BRIDGE, R.Q. (2000). Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.126, n.11, p.1295-1303. Nov.

O'SHEA, M.D.; BRIDGE, R.Q. (2002a). Discussion of “Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes”. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.128, n.1, p.133-134. Jan.

O'SHEA, M.D.; BRIDGE, R.Q. (2002b). Closure to “Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes”. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.128, n.1, p.134-135. Jan.

PAIVA, N.M.B. (1994). **Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J. (2001). **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte: O Lutador. 336p.

RICHART, F.E., BRANDZAEG, A., BROWN, R.L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *University of Illinois Bulletin*. **Bulletin 185**. Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station; 104p.

RICHART, F.E., BRANDZAEG, A., BROWN, R.L. (1929). The failure of plain concrete and spirally reinforced concrete in compression. *University of Illinois Bulletin*. **Bulletin 190**. Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station; 74p.

---

ROEDER, C.W.; CAMERON, B.; BROWN, C.B. (1999). Composite action in concrete filled tubes. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.125, n.5, p.477-484. May.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S.R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.118, n.6, p.1590-1607, June.

SAKINO, K.; NAKAHARA, H.; MORINO, S.; NISHIYAMA, A. (2004). Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. **Journal of Structural Engineering**, ASCE. v.130, n.2, p.180-188. Feb.

SANTOS, L.M. (1958). **Estruturas de concreto armado**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos 1958.

SANTOS, L.M. (1964). **Construções de concreto I**. Notas de aula, disciplina 171. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico. 1964.

SARGIN, M.; GLOSH, S.K.; HANDA, V.K. (1971). Effects of lateral reinforcement upon strength and deformation properties of concrete. **Magazine of Concrete Research**, v.23, n.75-76, p.99-110.

SAW, H.S.; LIEW, J.Y.R. (2000). Assessment of current methods for design of composite columns in buildings. **Journal of Constructional Steel Research**. v.53, n.2, p.121-147. Feb.

SCHNEIDER, S.P. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.124, n.10, p.1125-1138. Oct.

SHAMS, M.; SAADEGHVAZIRI, M.A. (1997). State of the art of concrete-filled steel tubular columns. **ACI Structural Journal**, ACI, v.94, n.5, p.558-571. Sep-Oct.

SHANMUGAM, N.E.; LAKSHMI, B. (2001). State of the art report on steel-concrete composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.57, n.10, p.1041-1080. Oct.

SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S.M. (1980). Strength and ductility of tied concrete columns. **Journal of Structural Division**, ASCE, v.106, n.5, p.1079-1102.

---

- SILVA, R.D. (2005). **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- SOUZA, R.A. (2004). Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SUSANTHA, K.A.S.; GE, H.B.; USAMI, T. (2001). A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns. **Journal of Earthquake Engineering**, v.5, n.4, p. 483-520. Oct.
- UY, B. (1998). Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.47, p.47-72.
- UY, B. (2003). High-strength steel-concrete composite columns for buildings. **Proceedings of the institution of civil engineers-structures and buildings**. v.156, n.1, p.3-14. Feb.
- VRCELJ, Z.; UY, B. (2002). Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling. **Journal of Constructional Steel Research**. v.58, n.2, p.275-300. Feb.
- YIN, J.; ZHA, X.; LI, L. (2006). Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.62, n.7, p.723-729. July.
- YU, Z.; DING, F.; CAI, C.S. (2007). Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.63, n.2, p.165-174. Feb.
- ZEGHICHE, J.; CHAOUI, K. (2005). An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v.61, n.1, p.53-66. Jan.
- ZHONG, S.T.; CHEN, H.T.; ZHANG, S. (2003). Behaviours and strengths of concentrically loaded short concrete-filled steel HS columns with different cross-section geometries. **International Conference on Steel Concrete Composite Structures, VII, (ASCCS)**. Powerhouse Museum, Darling Harbour, Sydney,
-

Australia. <[http://www.asccs.net/EN\\_ASCCS/en\\_pages/idmsapp.htm](http://www.asccs.net/EN_ASCCS/en_pages/idmsapp.htm)>. Artigo acessado no dia 31/01/2005 às 15:30.

ZHONG, S.T. (2003). The comparison of behaviors for circular and square concrete-filled steel tube (CFST) under axial compression. Disponível em <[http://www.asccs.net/EN\\_ASCCS/en\\_pages/taiwannew.htm](http://www.asccs.net/EN_ASCCS/en_pages/taiwannew.htm)>. Artigo acessado no dia 31/01/2005 às 15:35.

---

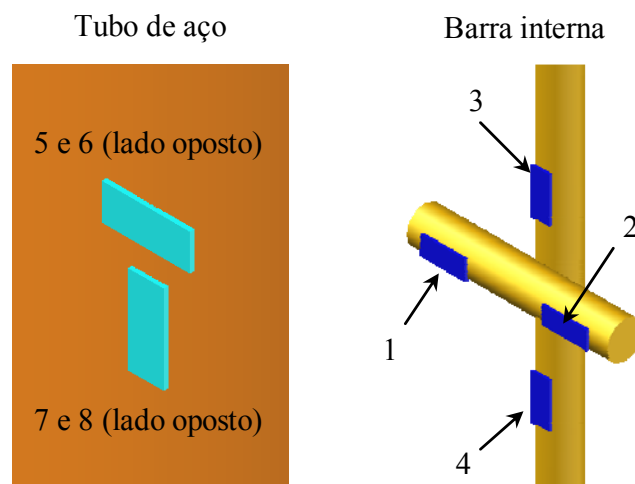
# Apêndice A

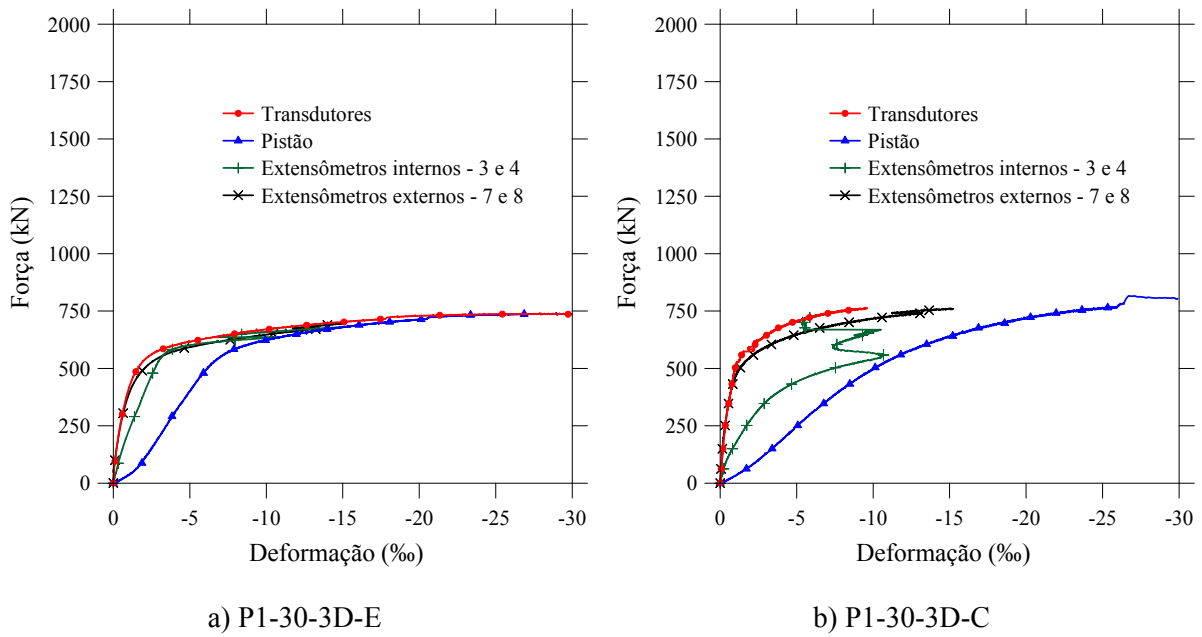
Aqui serão apresentados os diagramas Força vs. Deformação axial desenhados a partir dos dados dos transdutores, do pistão do equipamento de ensaio, dos extensômetros externos e internos no pilar.

Em todos os diagramas será possível notar que a deformação medida pelo pistão será sempre maior que as demais, isso se deve à deformação do equipamento de ensaio e à acomodação da prensa no pilar, por esse motivo esse valor, geralmente, não é adotado em comparações e análises diversas.

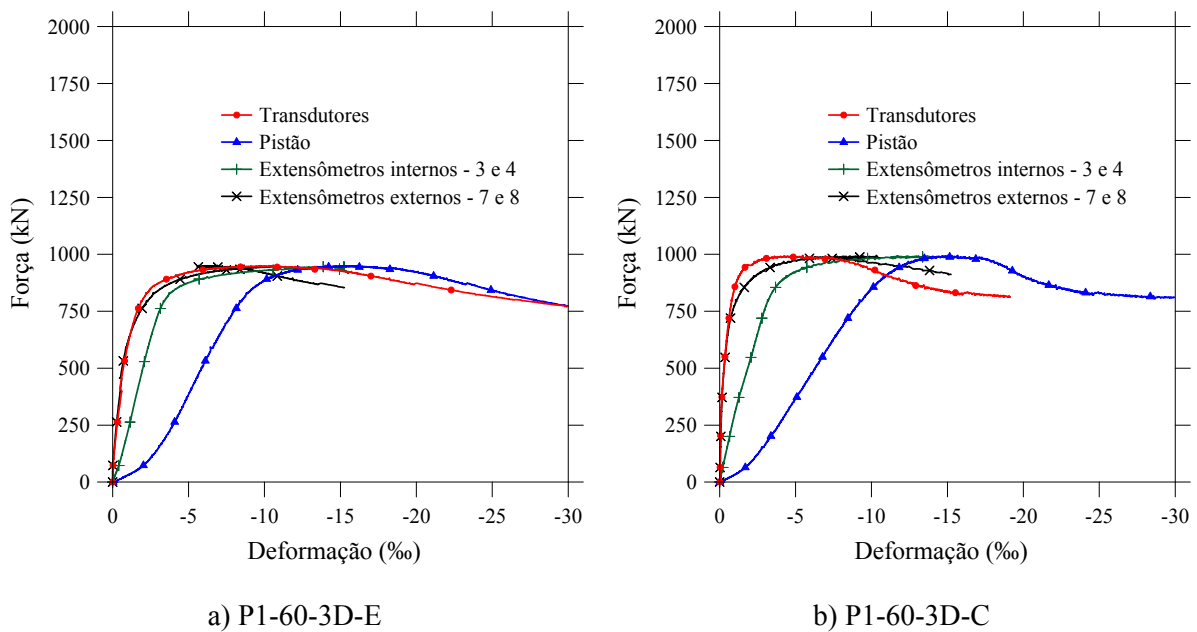
As Figura A1 a Figura A32 apresentam os diagramas Força vs. Deformação axial dos ensaios dos pilares, e os diagramas de Força vs. Aumento dos raio da seção intermediária, para os mesmos pilares, são apresentados nas .Figura A33 a Figura A64.

A legenda com a numeração dos extensômetros é apresentada abaixo.

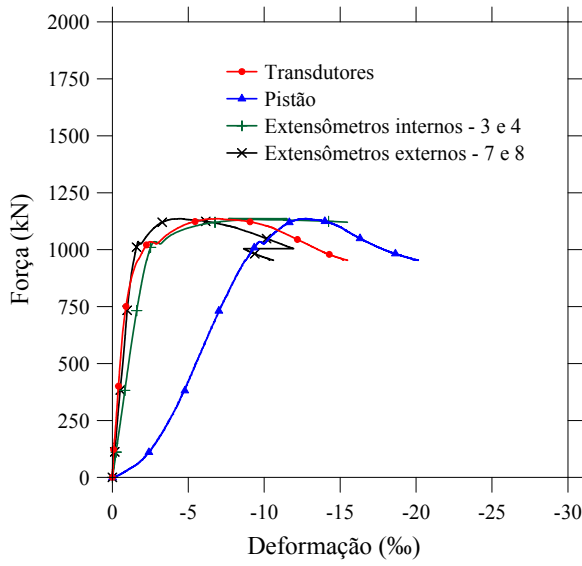




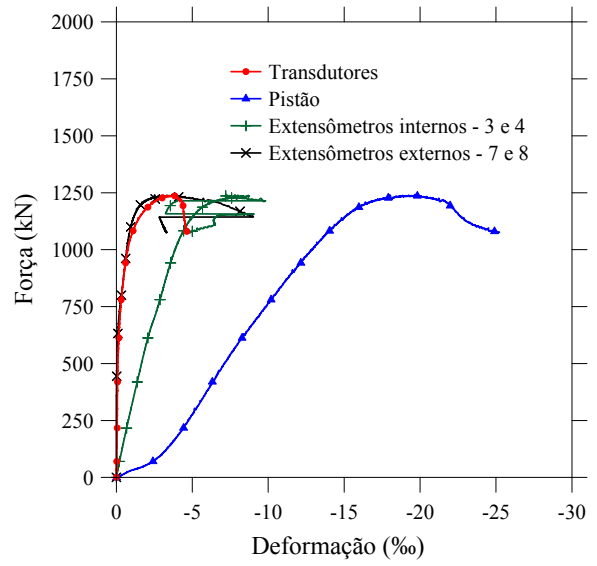
**Figura A1 – Diagramas dos pilares P1-30-3D-E e P1-30-3D-C**



**Figura A2 – Diagramas dos pilares P1-60-3D-E e P1-60-3D-C**

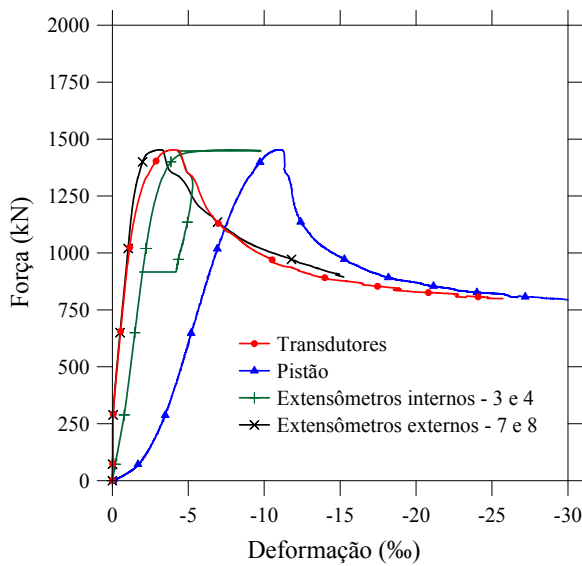


a) P1-80-3D-E

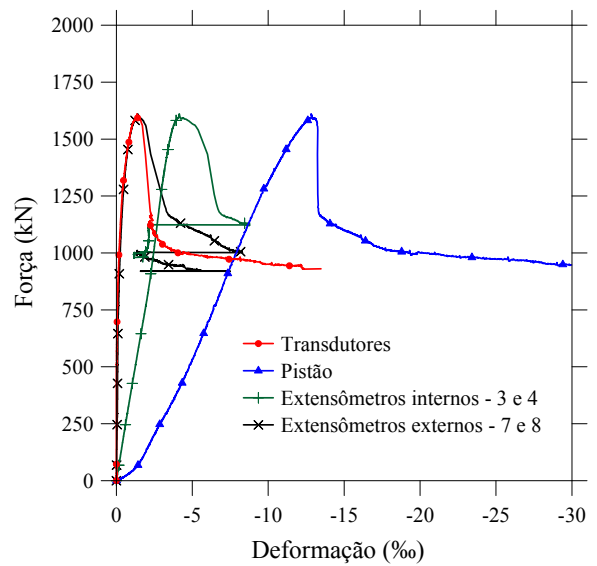


b) P1-80-3D-C

**Figura A3 – Diagramas dos pilares P1-80-3D-E e P1-80-3D-C**



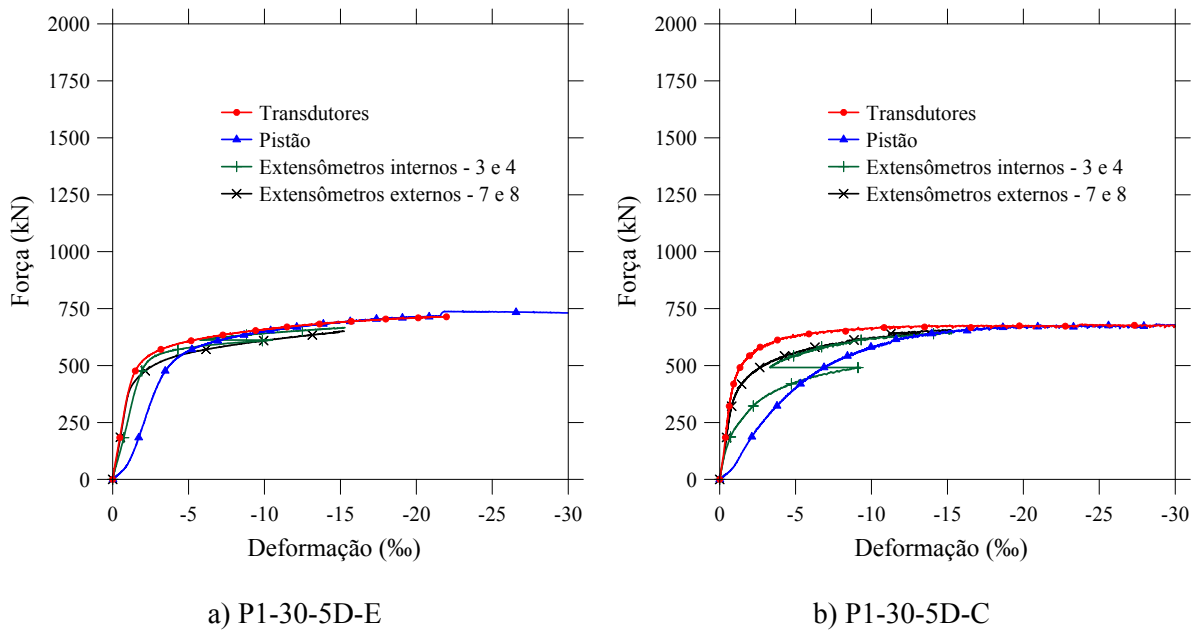
a) P1-100-3D-E



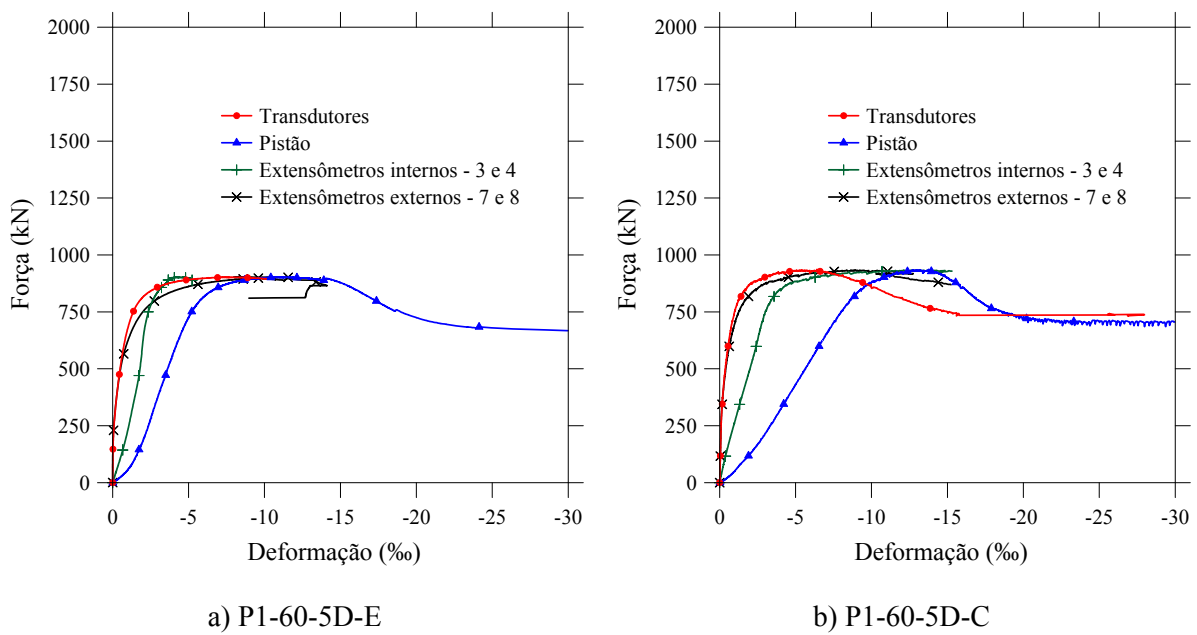
b) P1-100-3D-C

**Figura A4 – Diagramas dos pilares P1-100-3D-E e P1-100-3D-C**

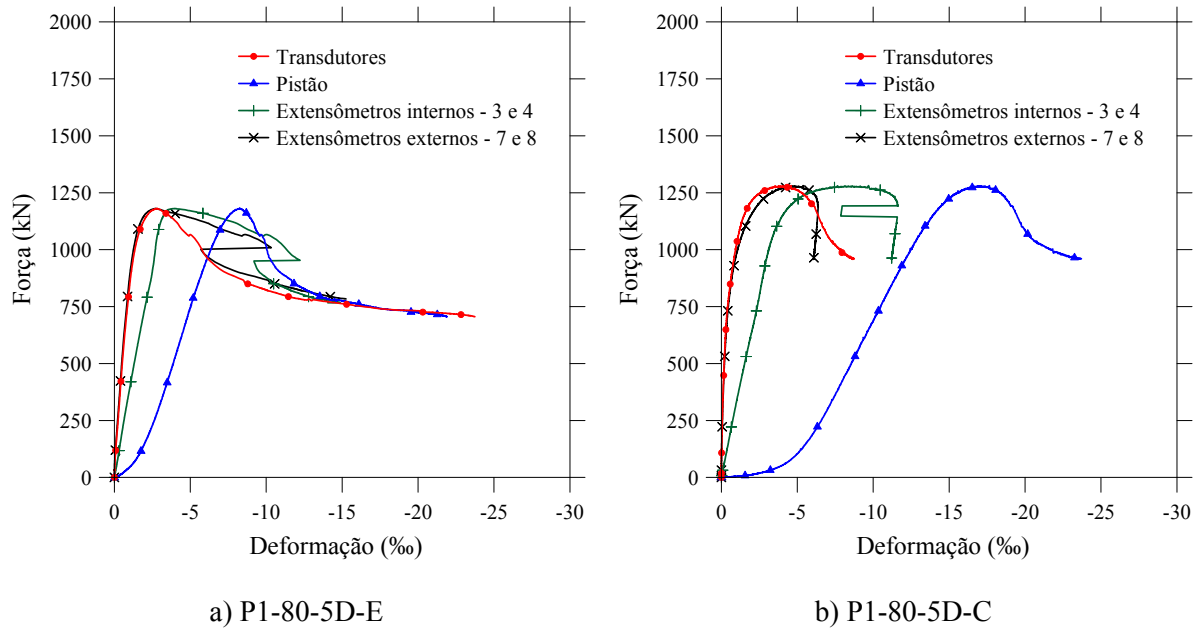




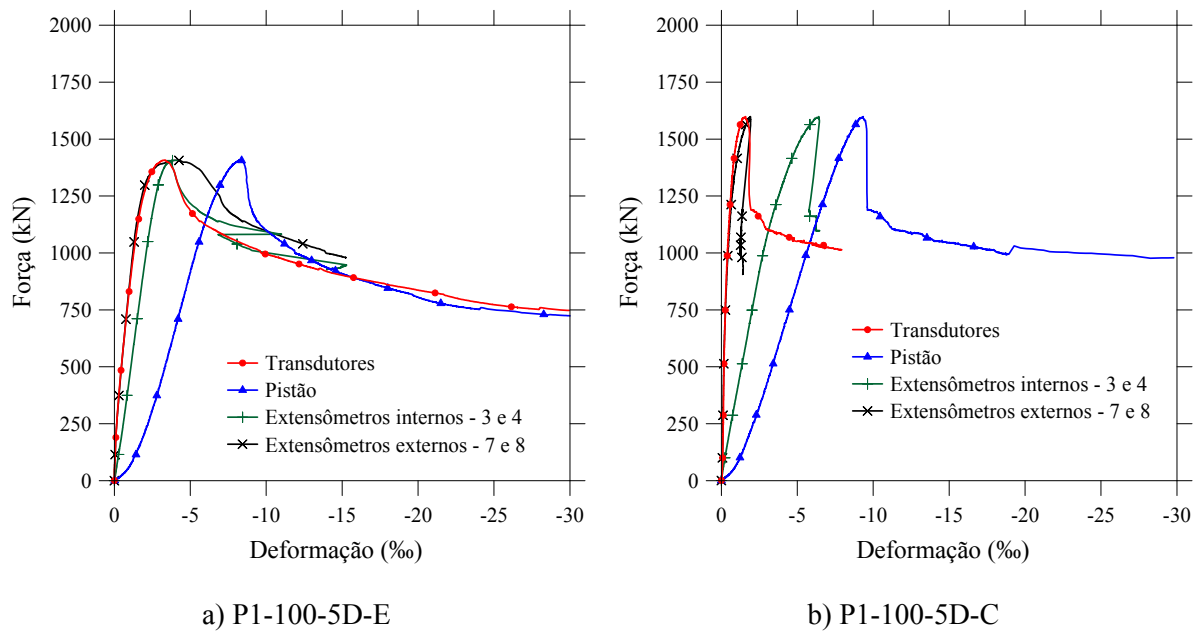
**Figura A5 – Diagramas dos pilares P1-30-5D-E e P1-30-5D-C**



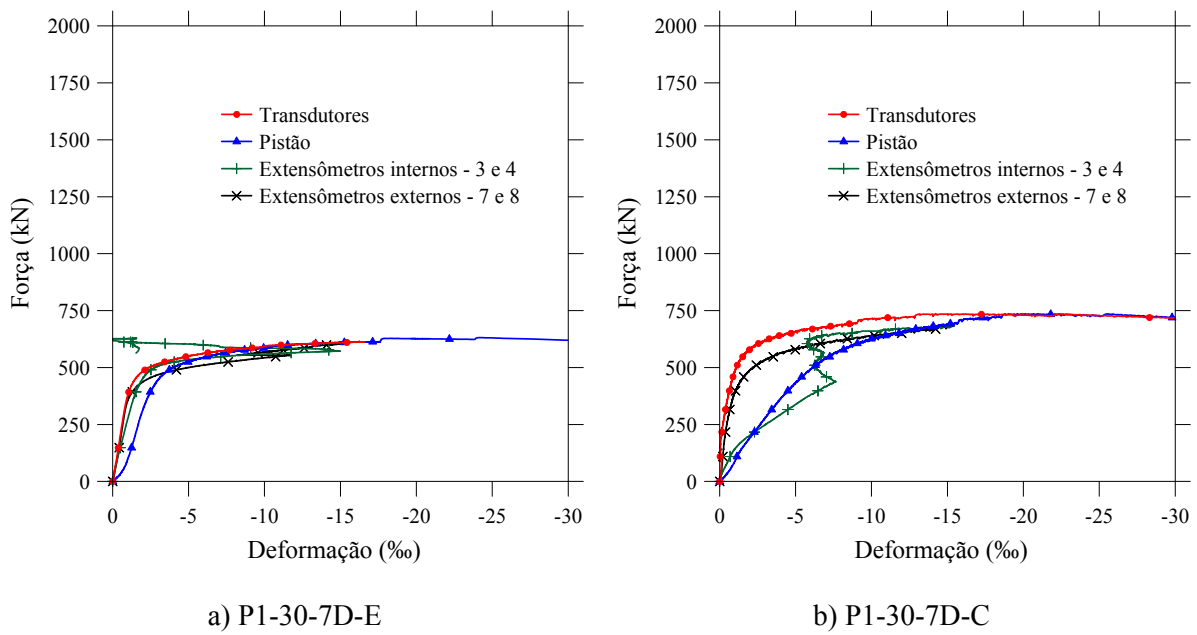
**Figura A6 – Diagramas dos pilares P1-60-5D-E e P1-60-5D-C**



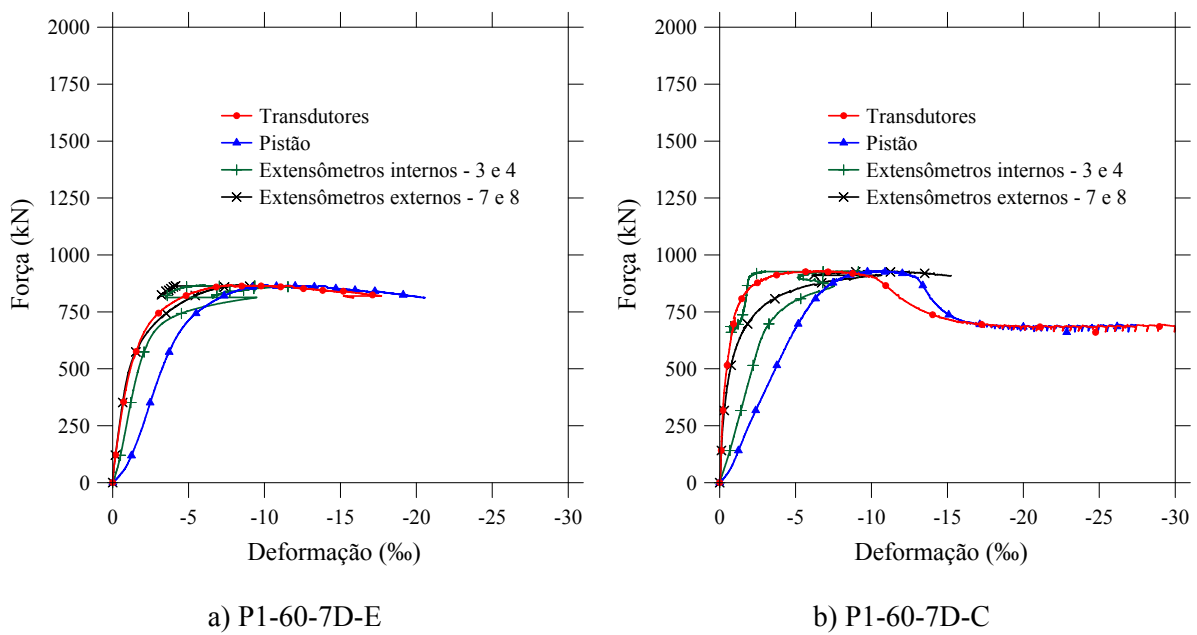
**Figura A7 – Diagramas dos pilares P1-80-5D-E e P1-80-5D-C**



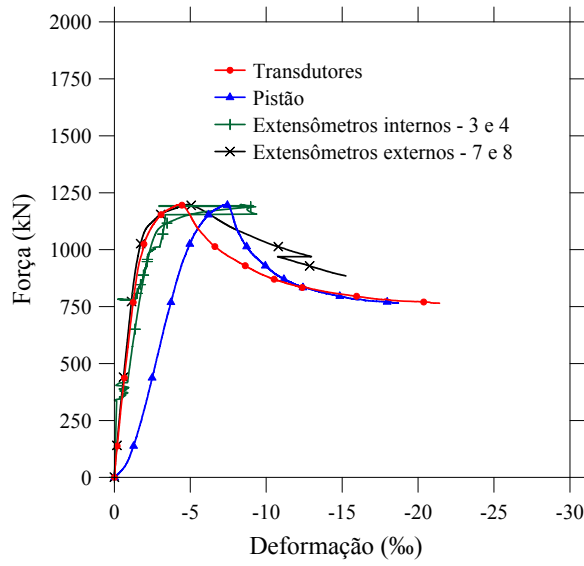
**Figura A8 – Diagramas dos pilares P1-100-5D-E e P1-100-5D-C**



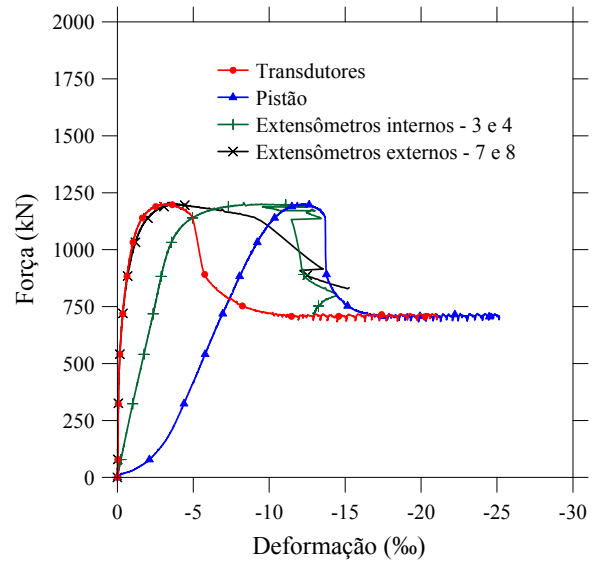
**Figura A9 – Diagramas dos pilares P1-30-7D-E e P1-30-7D-C**



**Figura A10 – Diagramas dos pilares P1-60-7D-E e P1-60-7D-C**

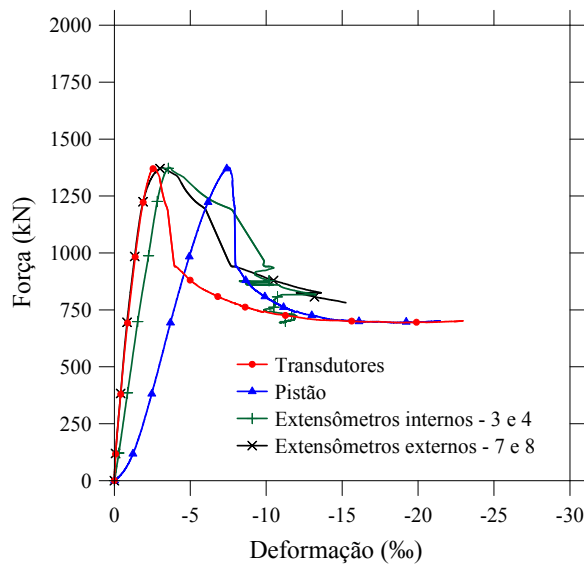


a) P1-80-7D-E

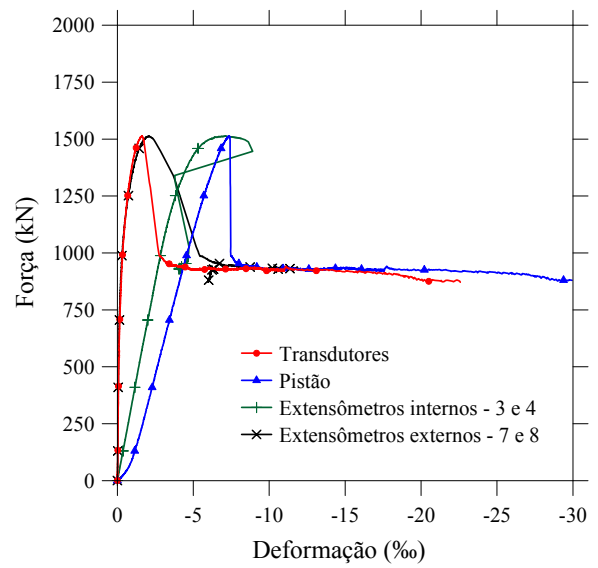


b) P1-80-7D-C

**Figura A11 – Diagramas dos pilares P1-80-7D-E e P1-80-7D-C**

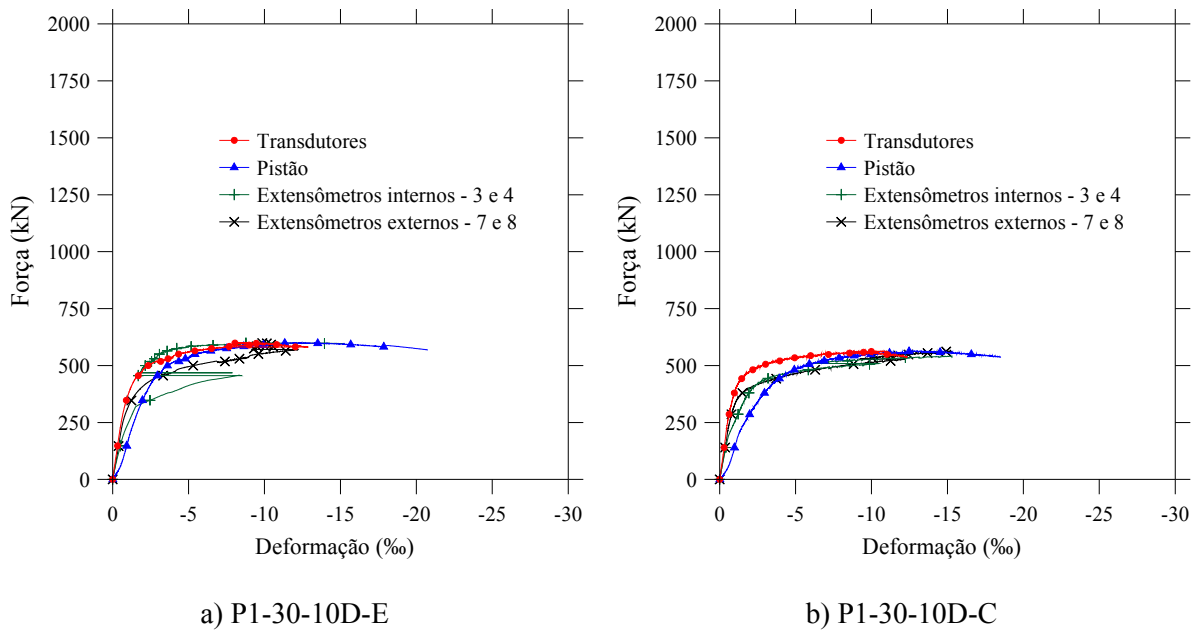


a) P1-100-7D-E

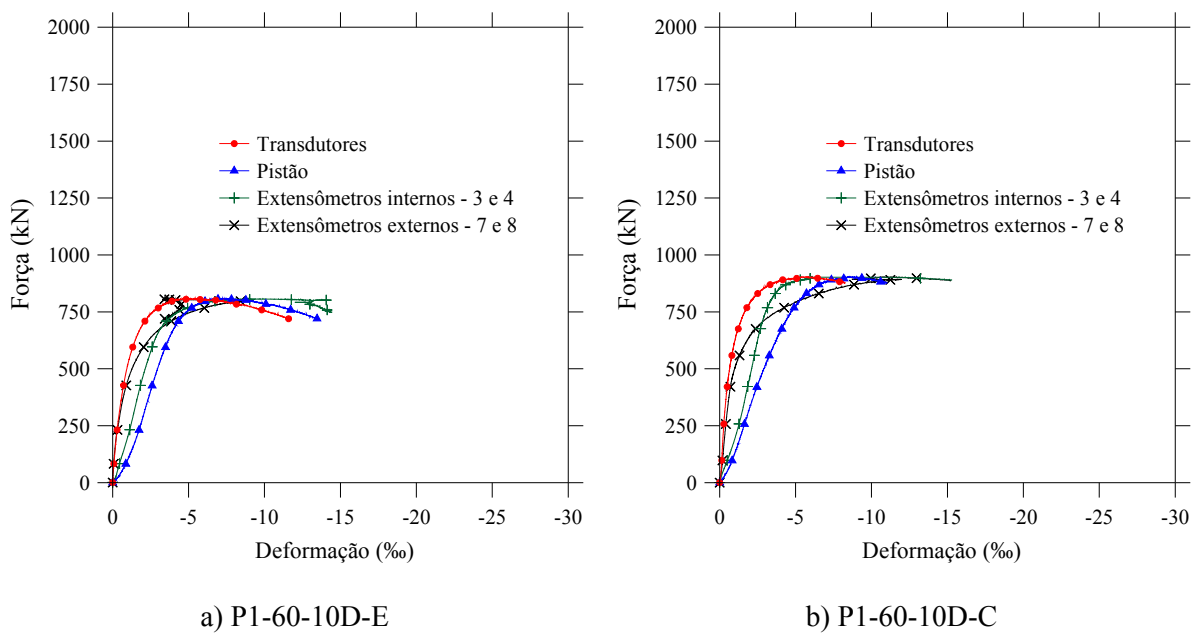


b) P1-100-7D-C

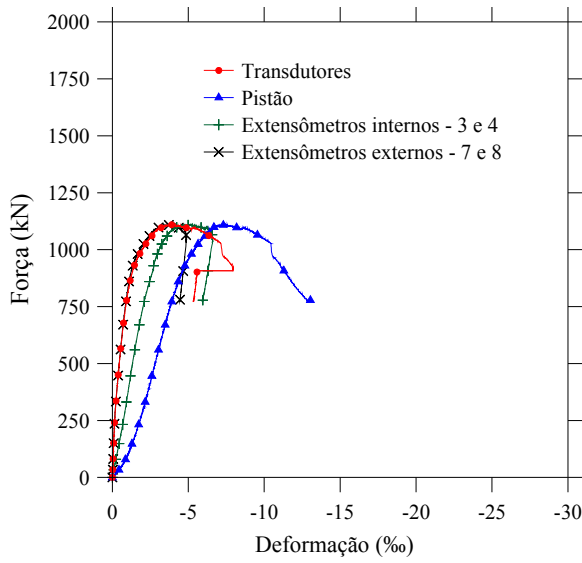
**Figura A12 – Diagramas dos pilares P1-100-7D-E e P1-100-7D-C**



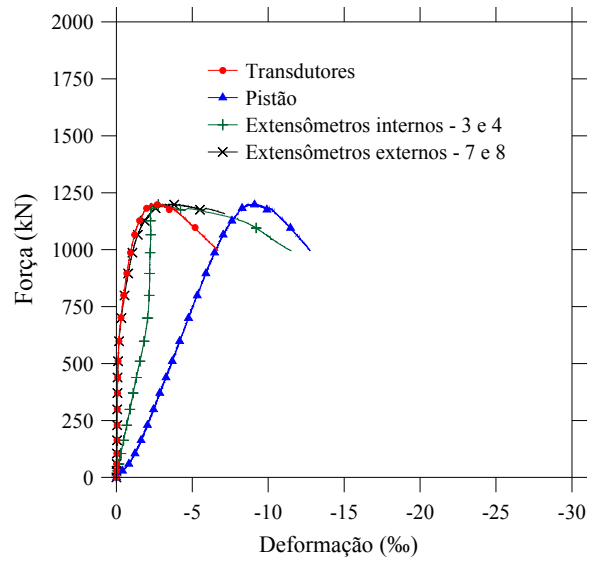
**Figura A13 – Diagramas dos pilares P1-30-10D-E e P1-30-10D-C**



**Figura A14 – Diagramas dos pilares P1-60-10D-E e P1-60-10D-C**

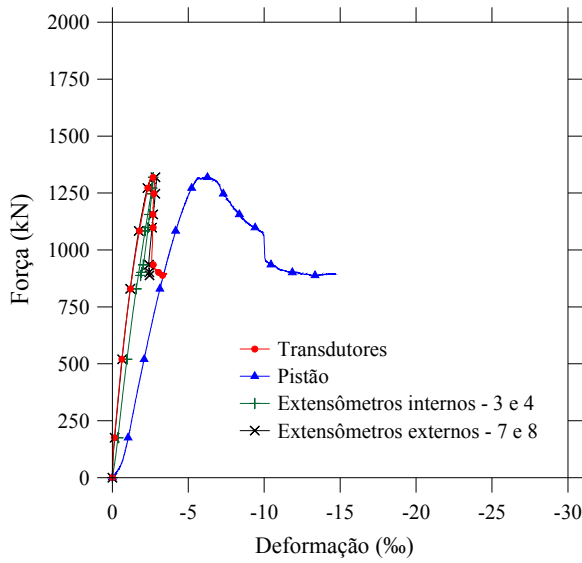


a) P1-80-10D-E

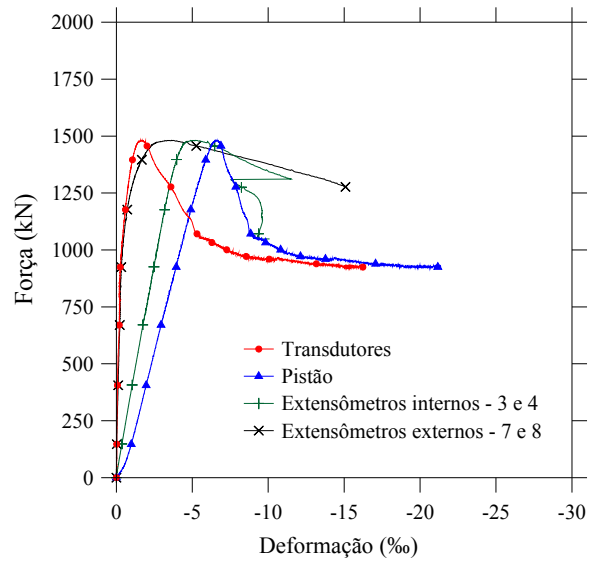


b) P1-80-10D-C

**Figura A15 – Diagramas dos pilares P1-80-10D-E e P1-80-10D-C**

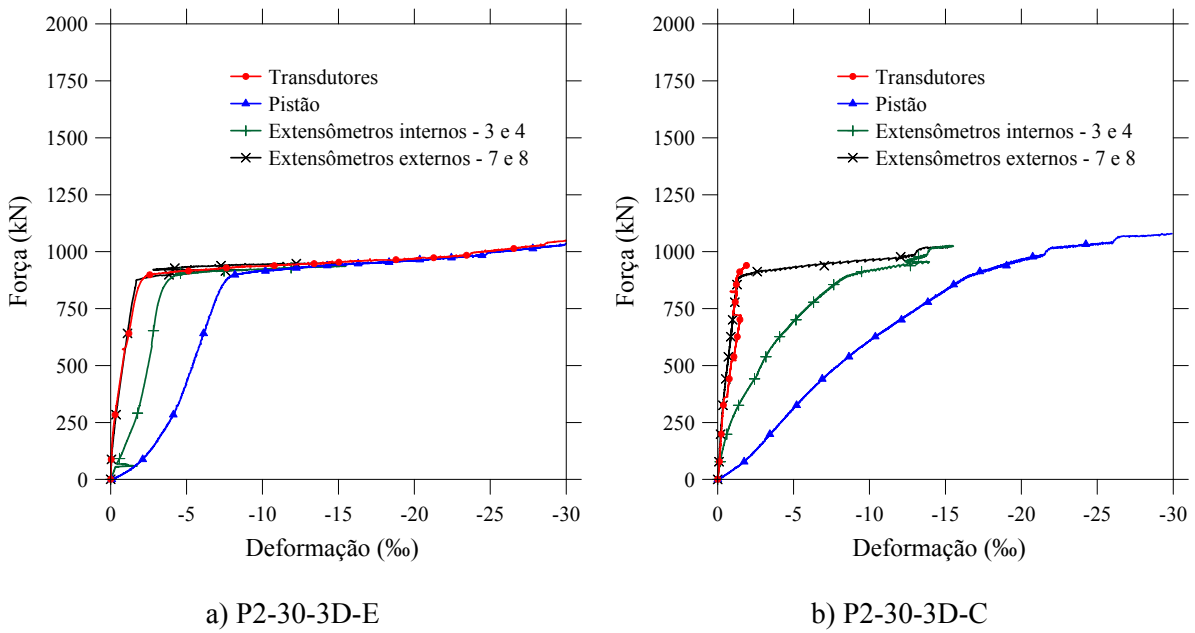


a) P1-100-10D-E

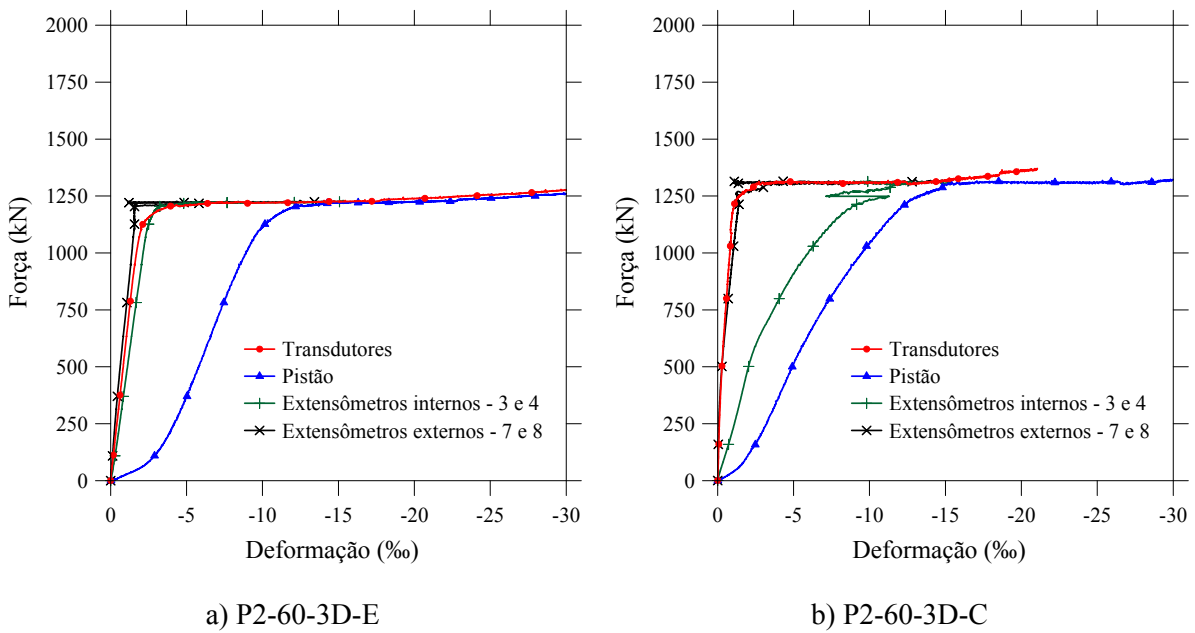


b) P1-100-10D-C

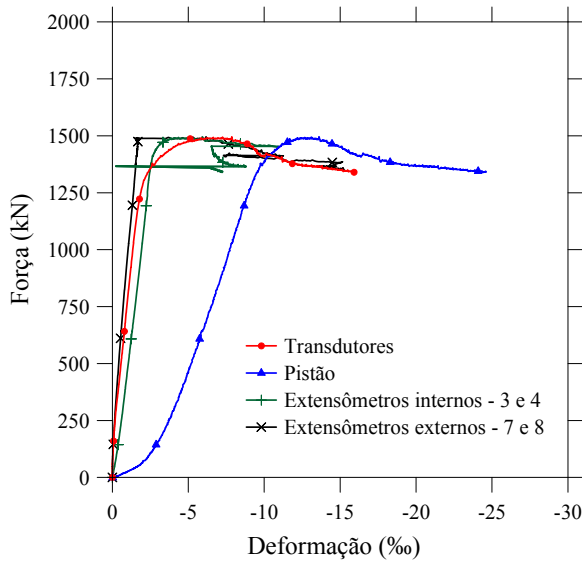
**Figura A16 – Diagramas dos pilares P1-100-10D-E e P1-100-10D-C**



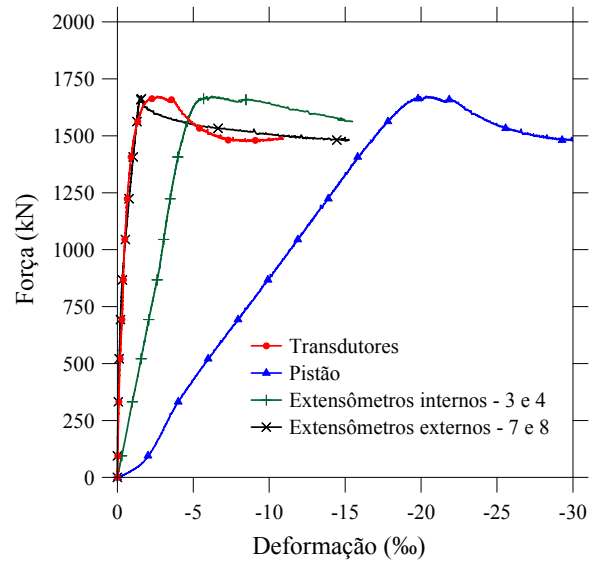
**Figura A17 – Diagramas dos pilares P2-30-3D-E e P2-30-3D-C**



**Figura A18 – Diagramas dos pilares P2-60-3D-E e P2-60-3D-C**

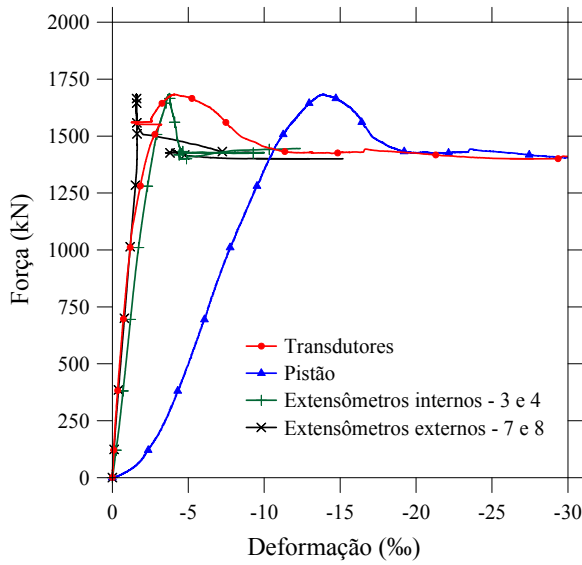


a) P2-80-3D-E

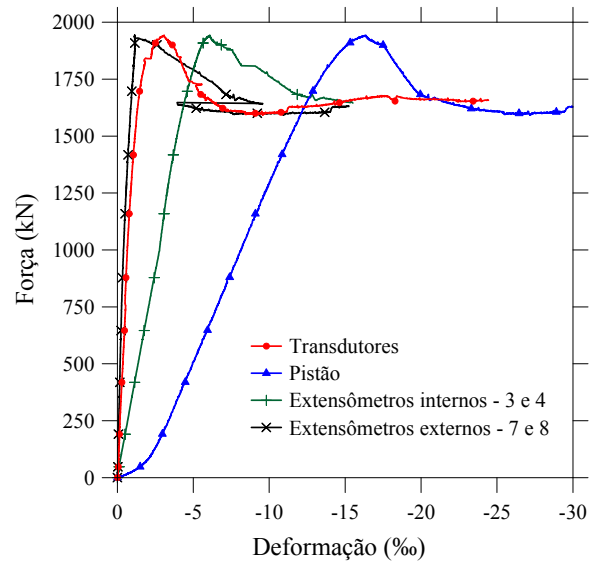


b) P2-80-3D-C

**Figura A19 – Diagramas dos pilares P2-80-3D-E e P2-80-3D-C**



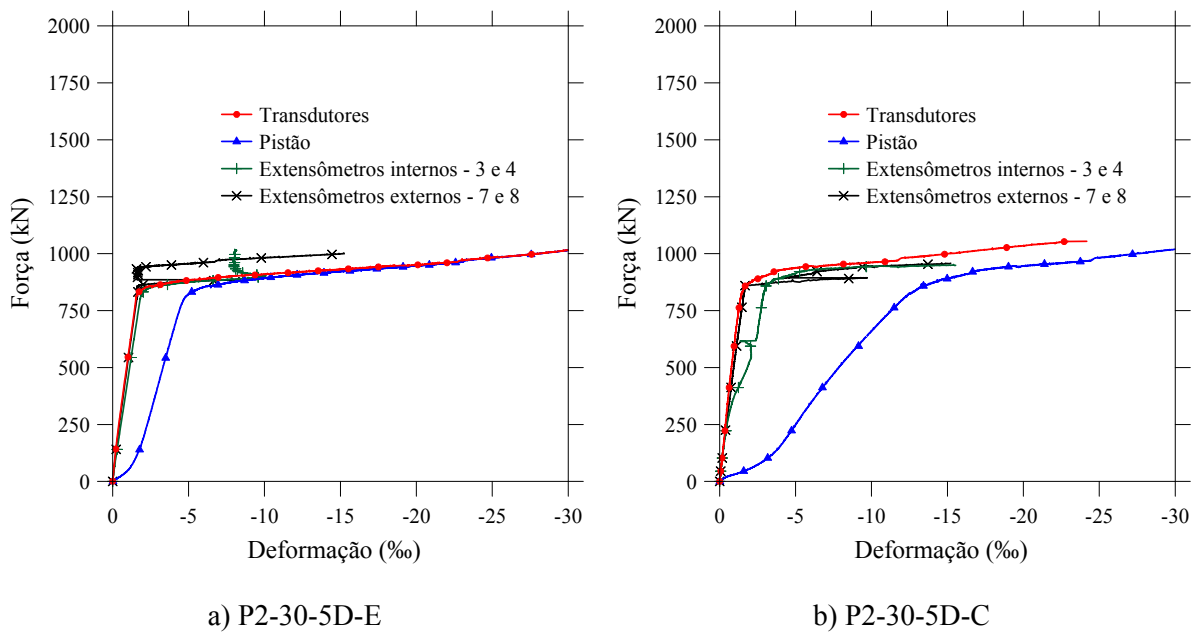
a) P2-100-3D-E



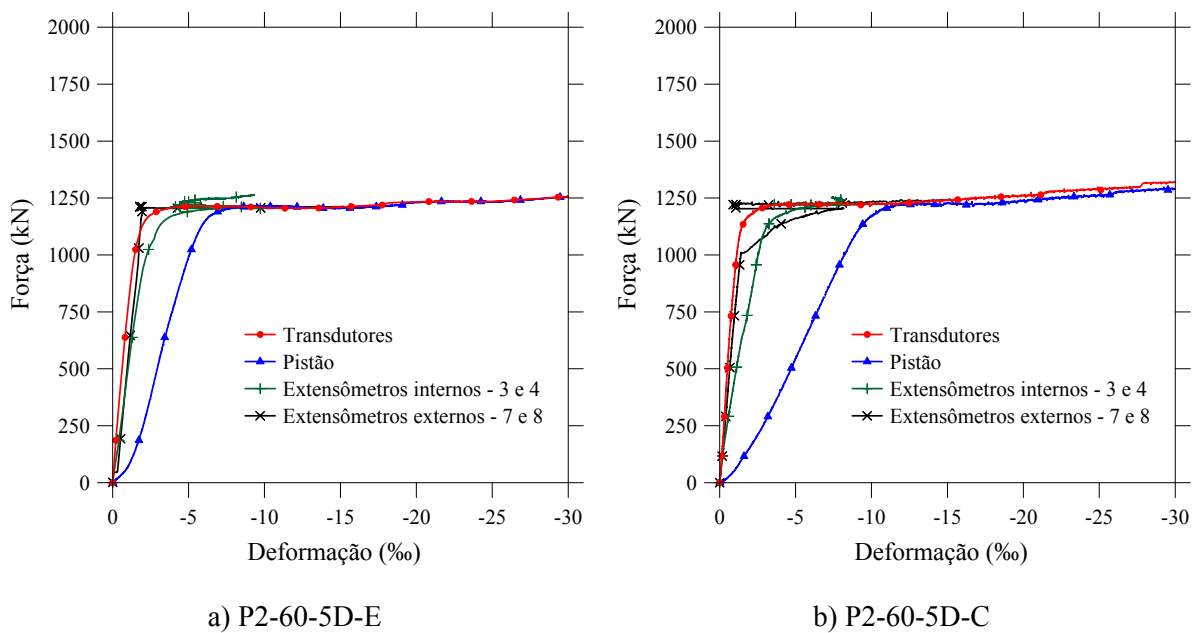
b) P2-100-3D-C

**Figura A20 – Diagramas dos pilares P2-100-3D-E e P2-100-3D-C**

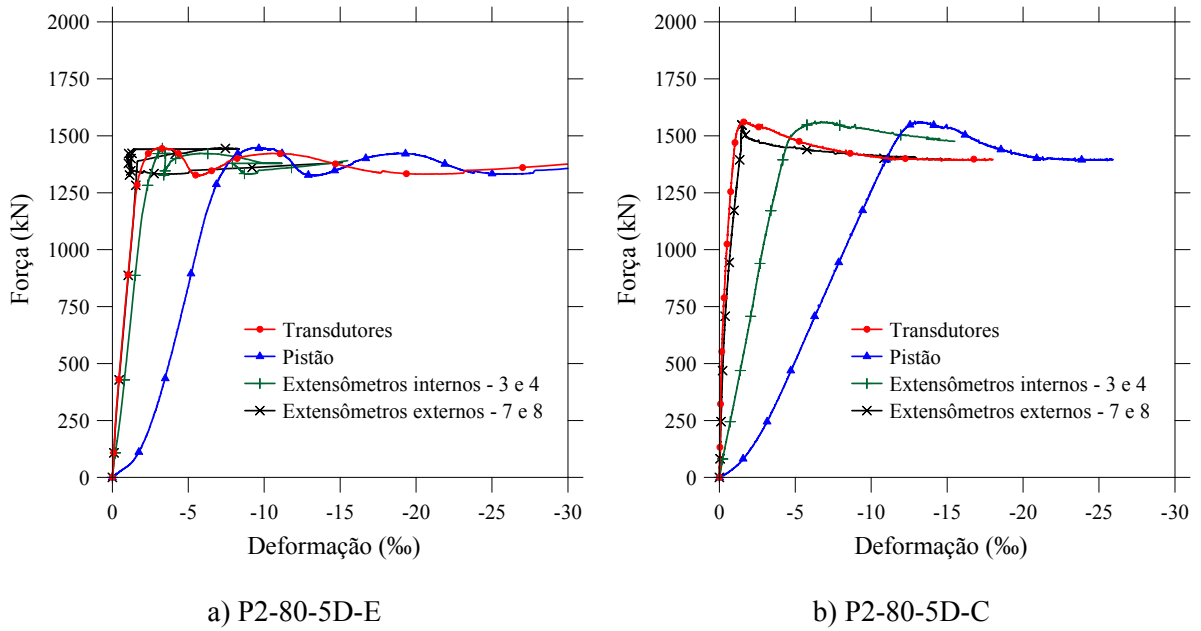




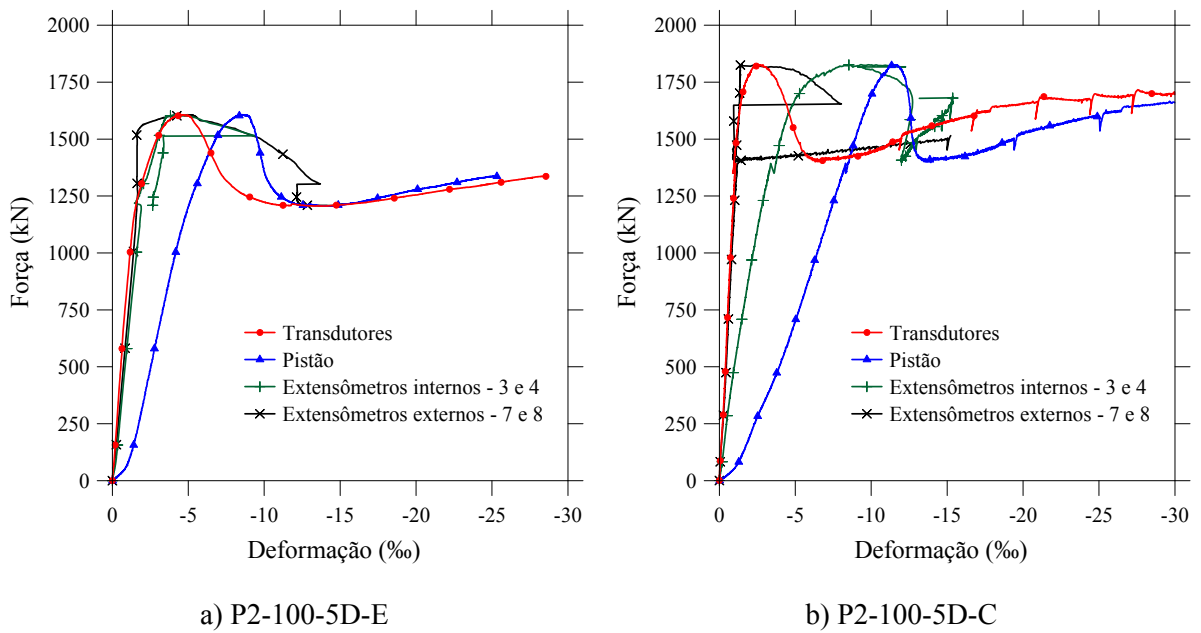
**Figura A21 – Diagramas dos pilares P2-30-5D-E e P2-30-5D-C**



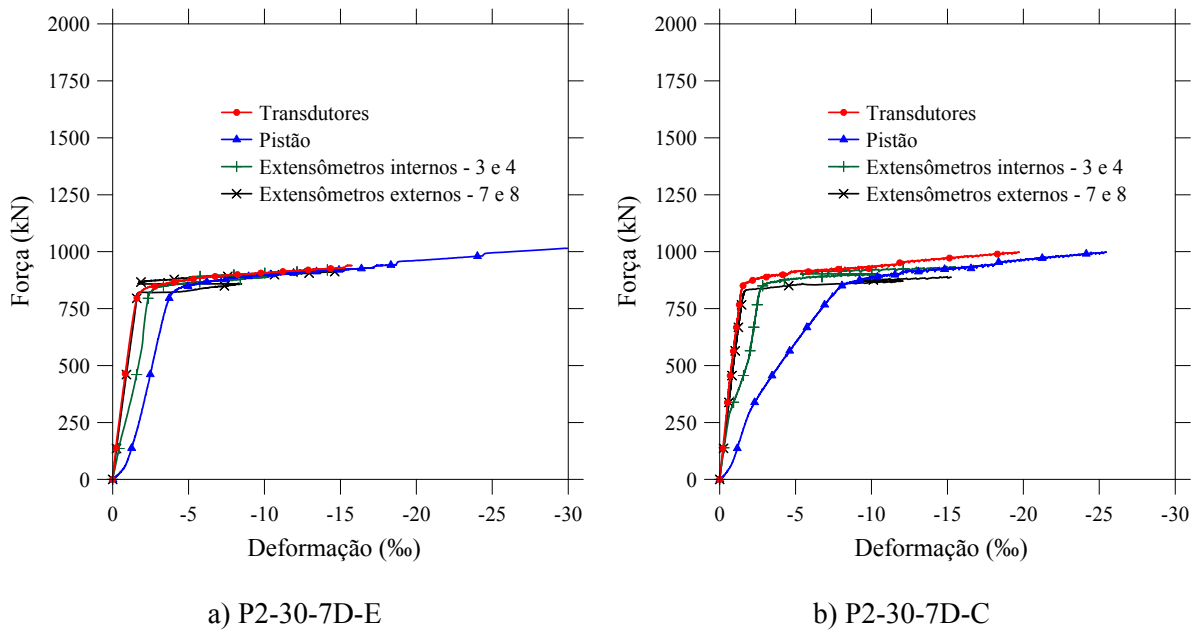
**Figura A22 – Diagramas dos pilares P2-60-5D-E e P2-60-5D-C**



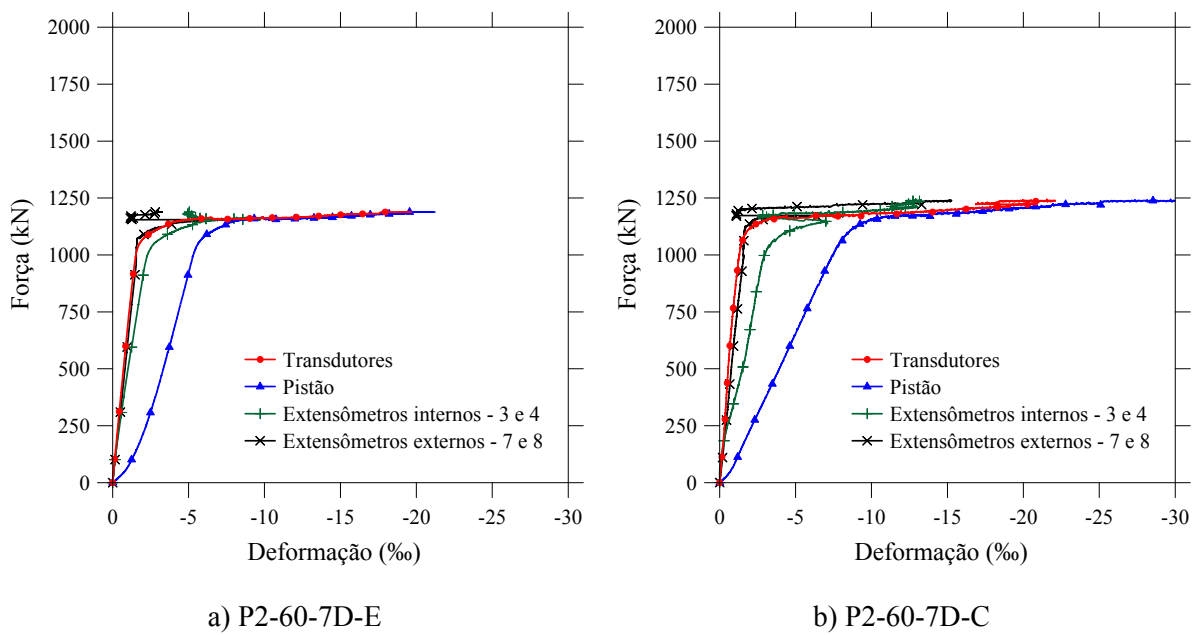
**Figura A23 – Diagramas dos pilares P2-80-5D-E e P2-80-5D-C**



**Figura A24 – Diagramas dos pilares P2-100-5D-E e P2-100-5D-C**



**Figura A25 – Diagramas dos pilares P2-30-7D-E e P2-30-7D-C**



**Figura A26 – Diagramas dos pilares P2-60-7D-E e P2-60-7D-C**

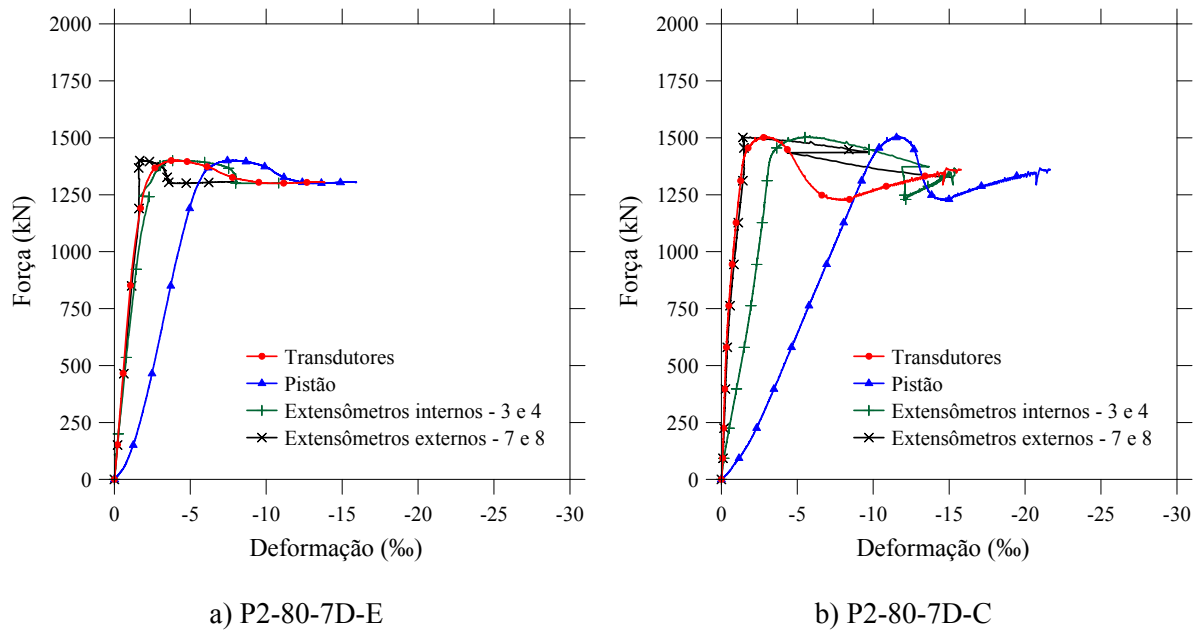


Figura A27 – Diagramas dos pilares P2-80-7D-E e P2-80-7D-C

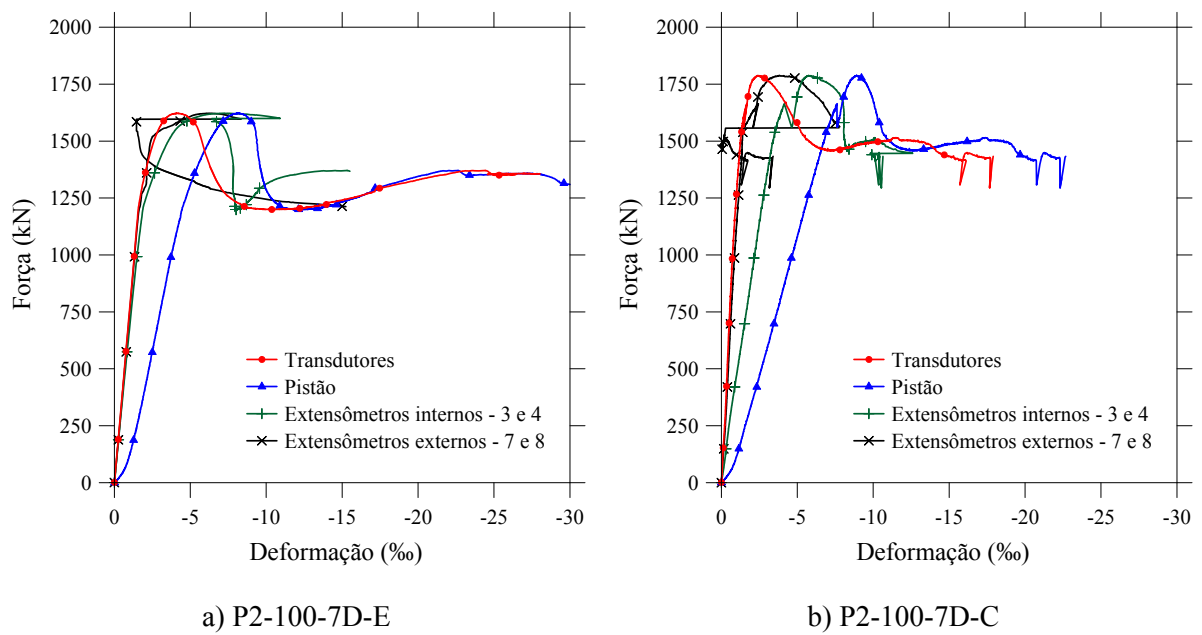
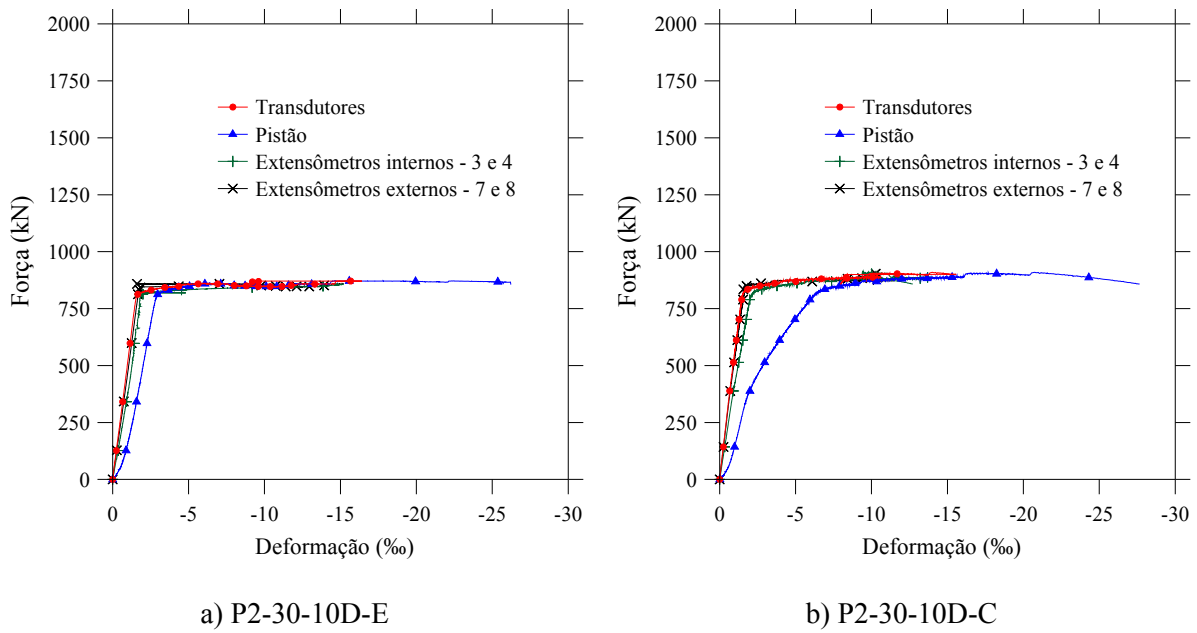
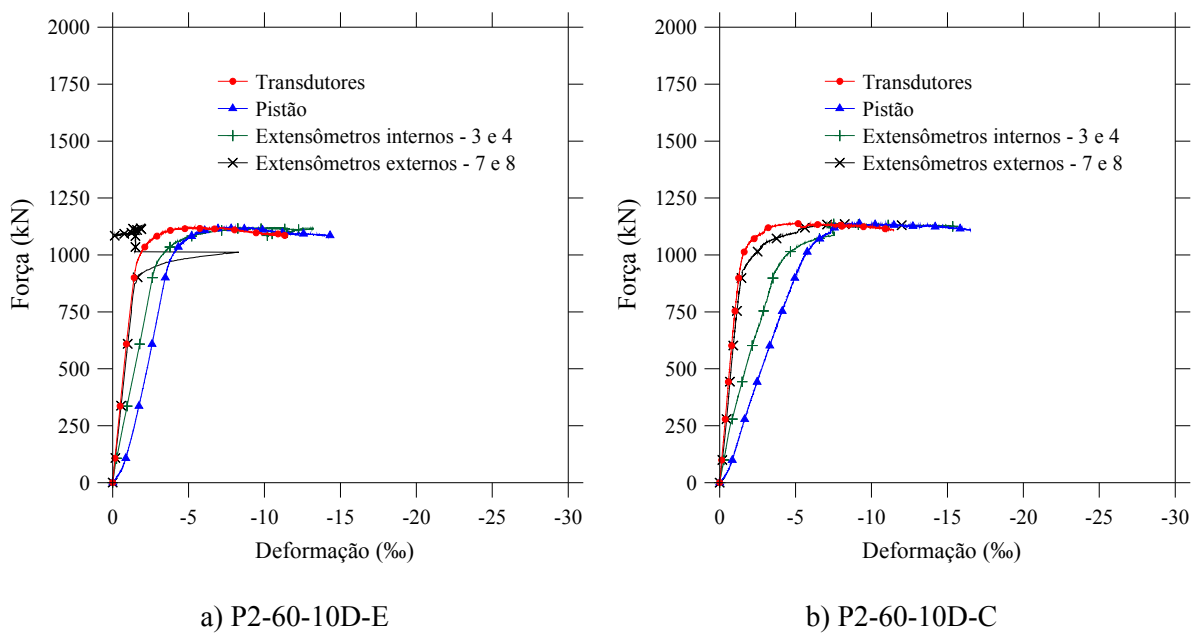


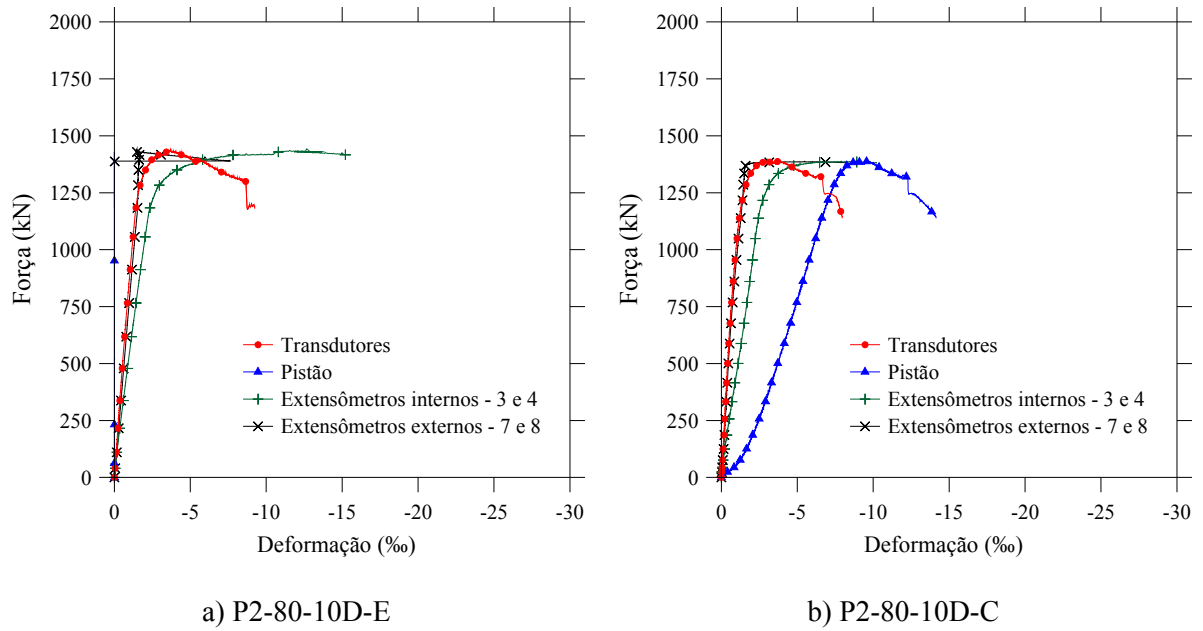
Figura A28 – Diagramas dos pilares P2-100-7D-E e P2-100-7D-C



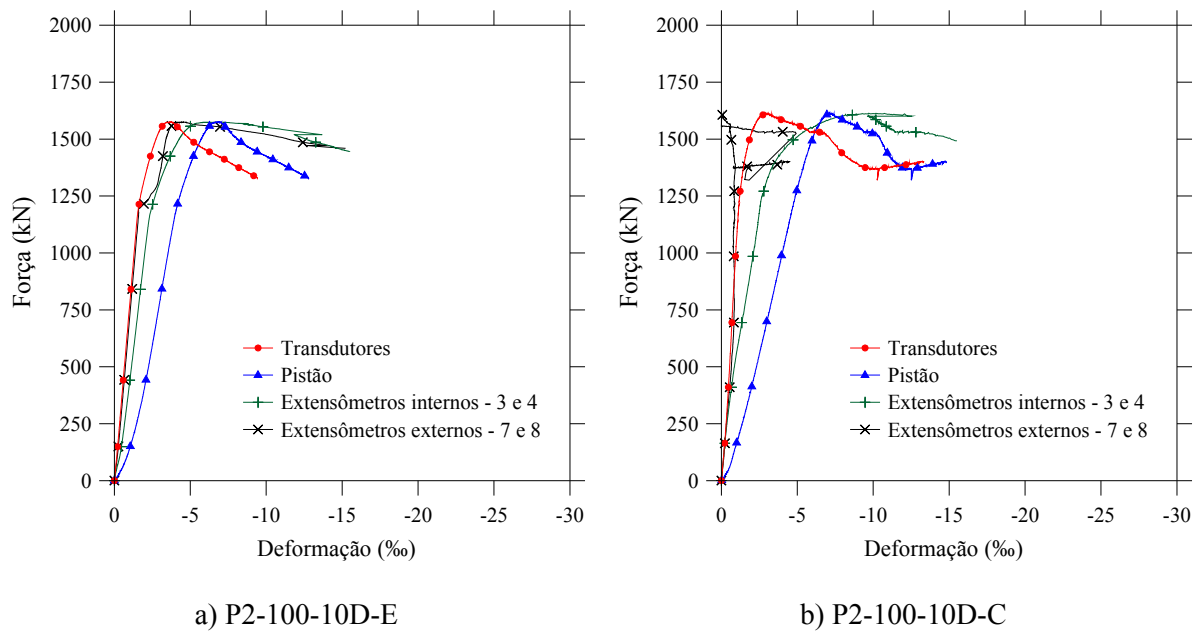
**Figura A29 – Diagramas dos pilares P2-30-10D-E e P2-30-10D-C**



**Figura A30 – Diagramas dos pilares P2-60-10D-E e P2-60-10D-C**



**Figura A31 – Diagramas dos pilares P2-80-10D-E e P2-80-10D-C**



**Figura A32 – Diagramas dos pilares P2-100-10D-E e P2-100-10D-C**

### Diagramas Força vs. Aumento do raio do tubo na seção intermediária.

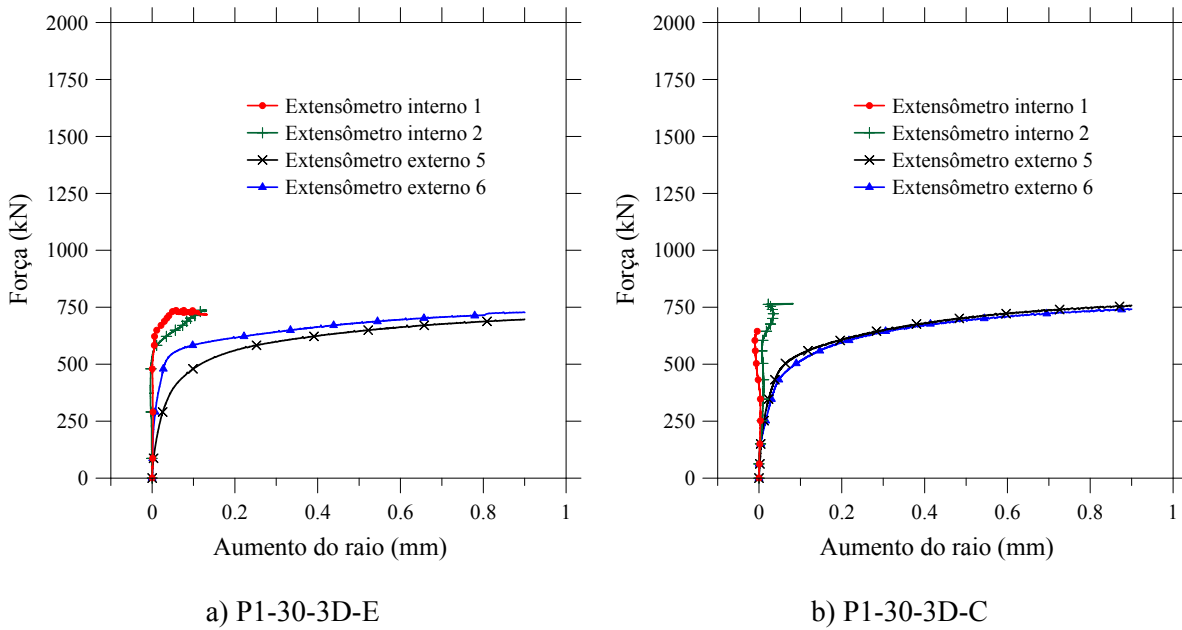


Figura A33 – Diagramas dos pilares P1-30-3D-E e P1-30-3D-C

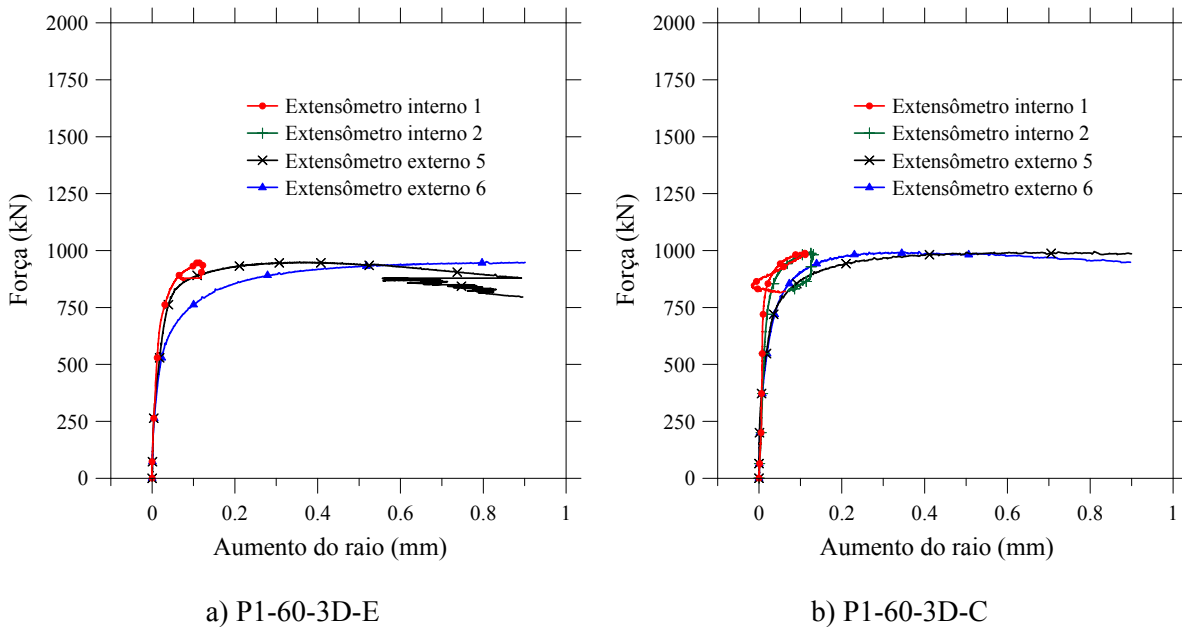
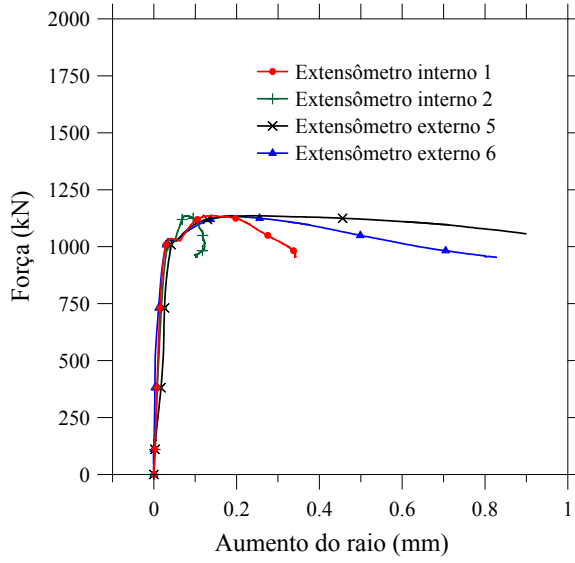
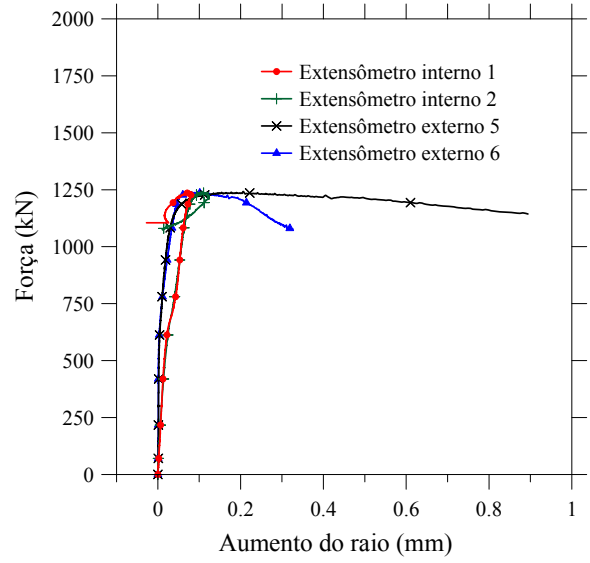


Figura A34 – Diagramas dos pilares P1-60-3D-E e P1-60-3D-C

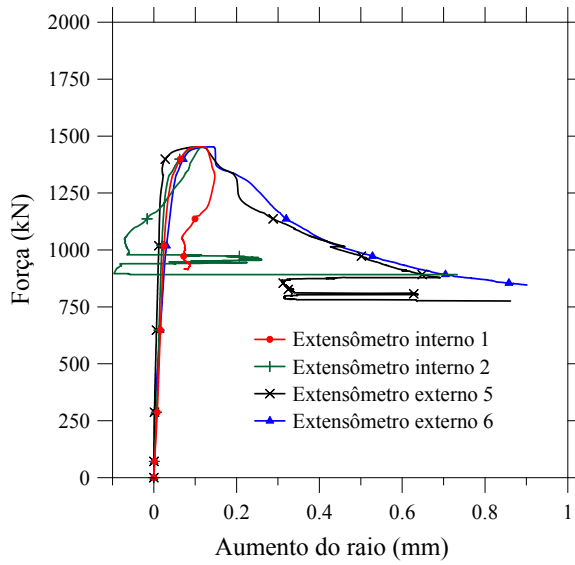


a) P1-80-3D-E

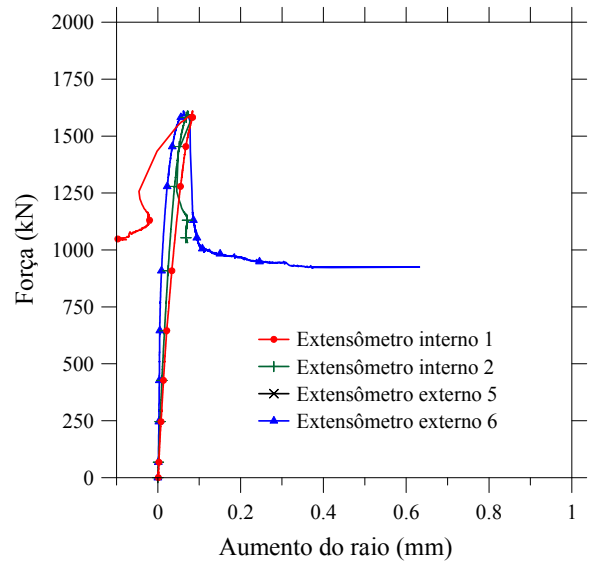


b) P1-80-3D-C

**Figura A35 – Diagramas dos pilares P1-80-3D-E e P1-80-3D-C**



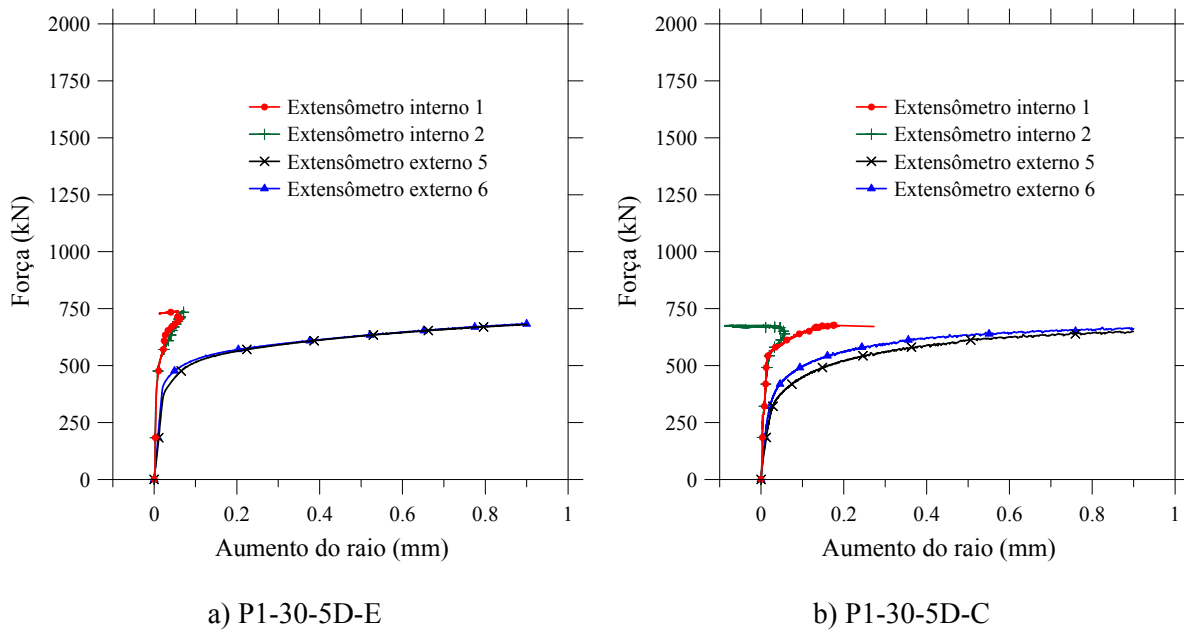
a) P1-100-3D-E



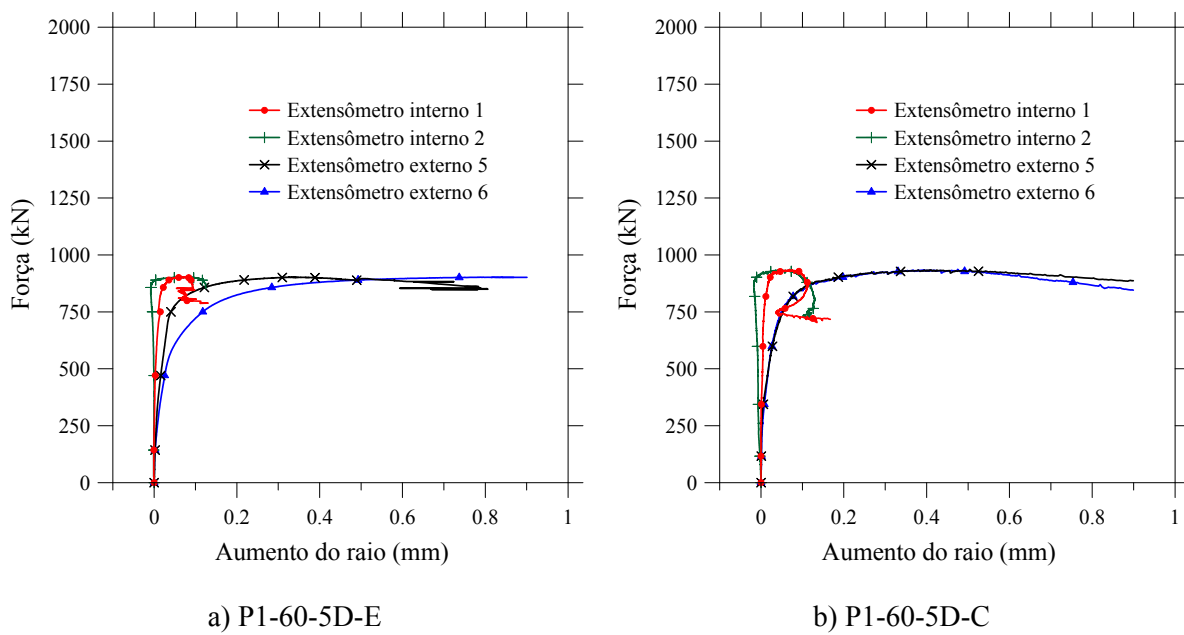
b) P1-100-3D-C

**Figura A36 – Diagramas dos pilares P1-100-3D-E e P1-100-3D-C**

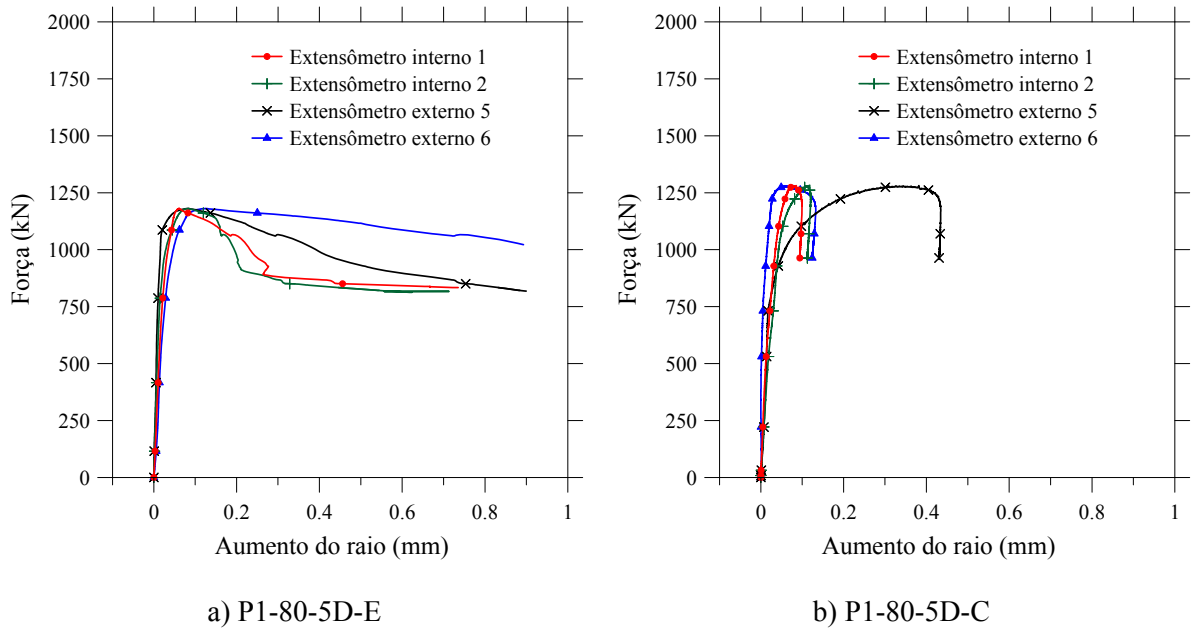




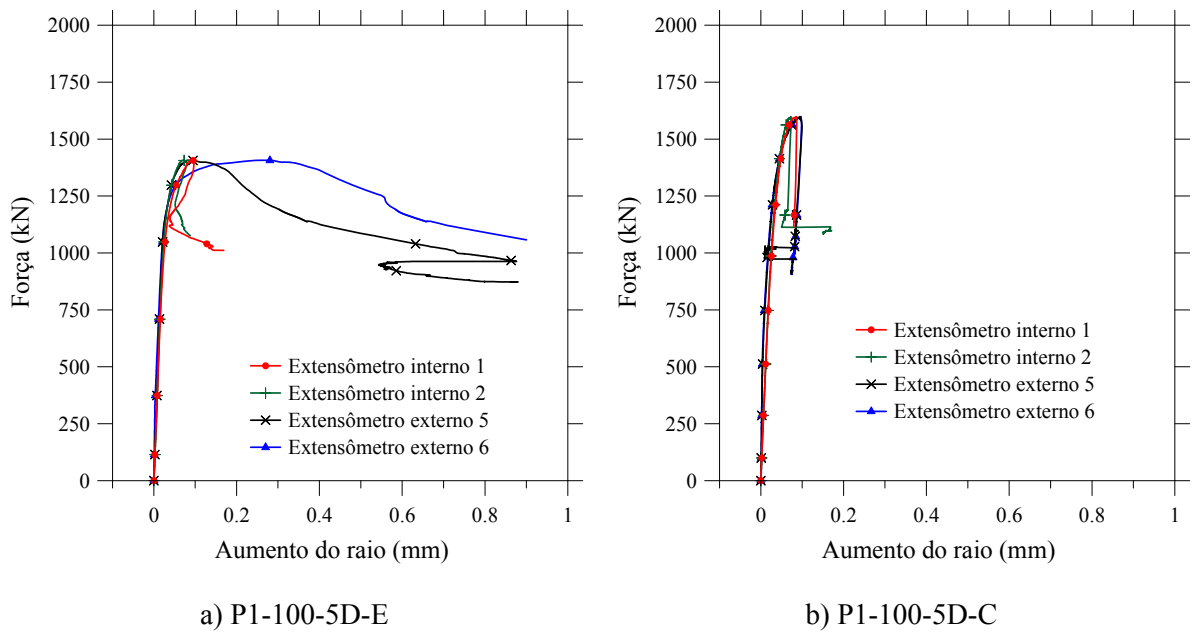
**Figura A37 – Diagramas dos pilares P1-30-5D-E e P1-30-5D-C**



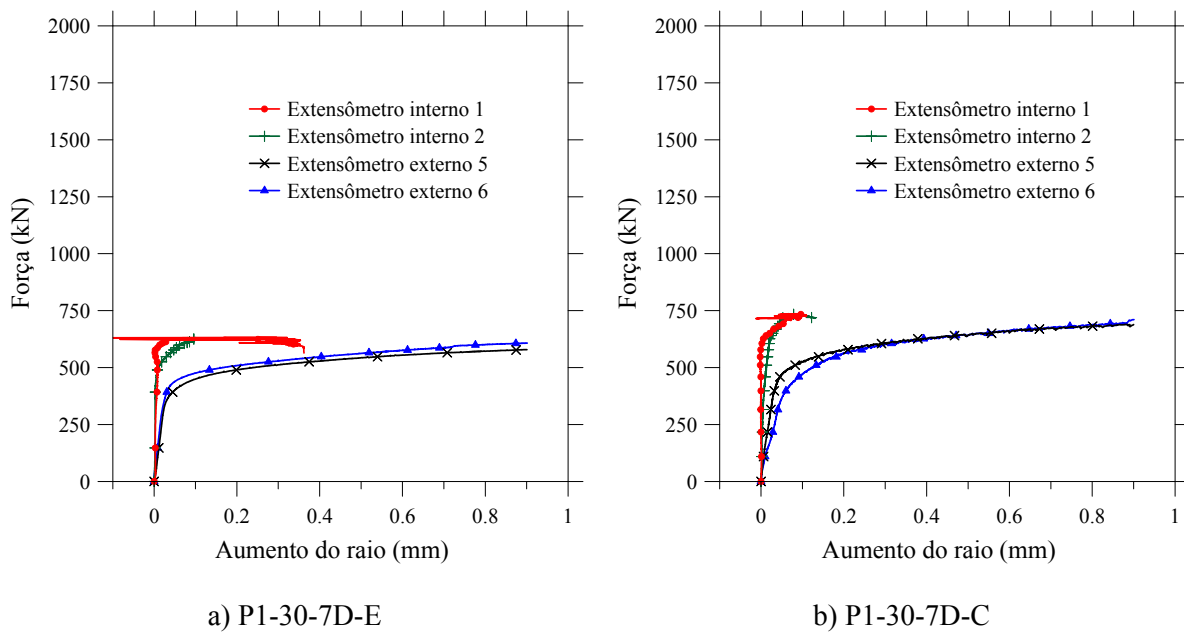
**Figura A38 – Diagramas dos pilares P1-60-5D-E e P1-60-5D-C**



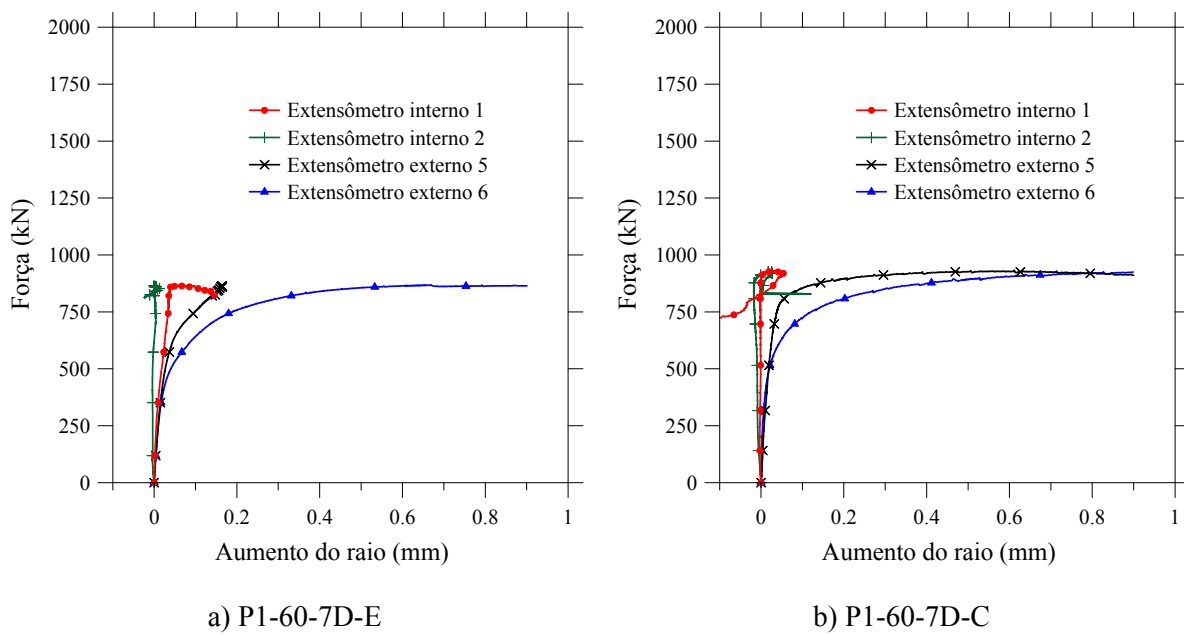
**Figura A39 – Diagramas dos pilares P1-80-5D-E e P1-80-5D-C**



**Figura A40 – Diagramas dos pilares P1-100-5D-E e P1-100-5D-C**



**Figura A41 – Diagramas dos pilares P1-30-7D-E e P1-30-7D-C**



**Figura A42 – Diagramas dos pilares P1-60-7D-E e P1-60-7D-C**

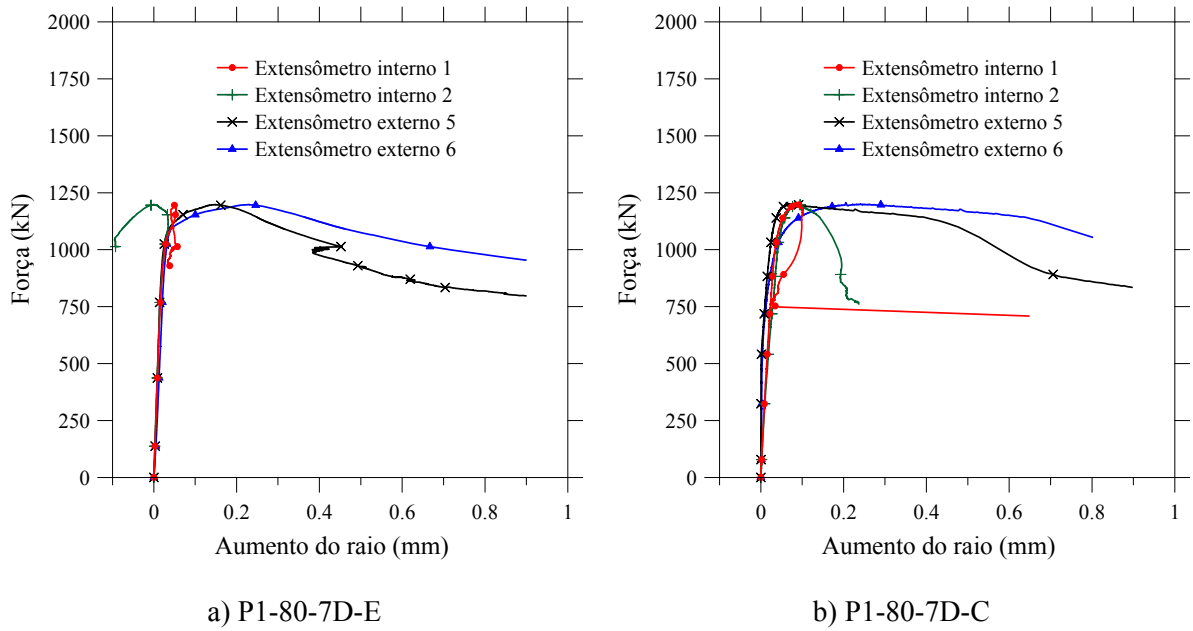


Figura A43 – Diagramas dos pilares P1-80-7D-E e P1-80-7D-C

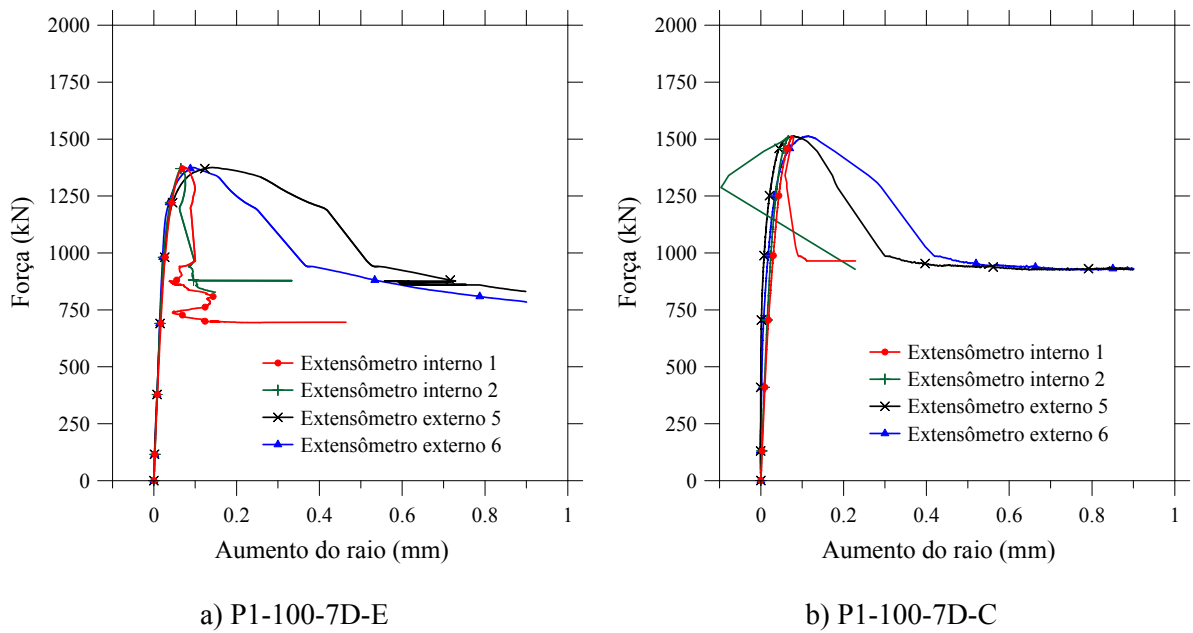


Figura A44 – Diagramas dos pilares P1-100-7D-E e P1-100-7D-C

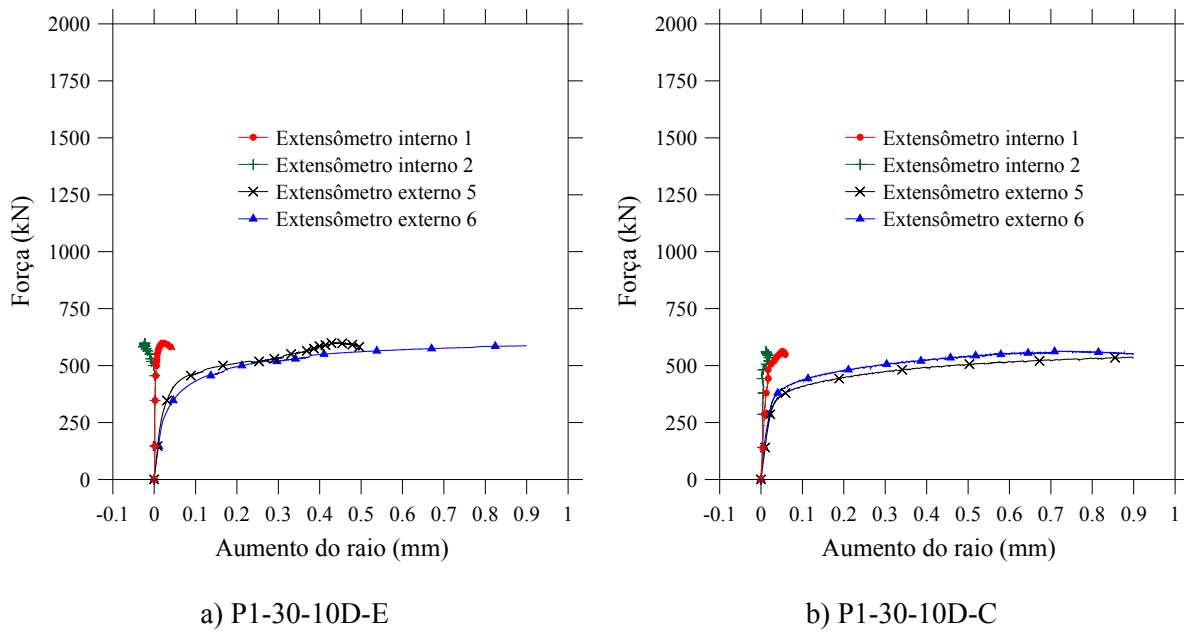


Figura A45 – Diagramas dos pilares P1-30-10D-E e P1-30-10D-C

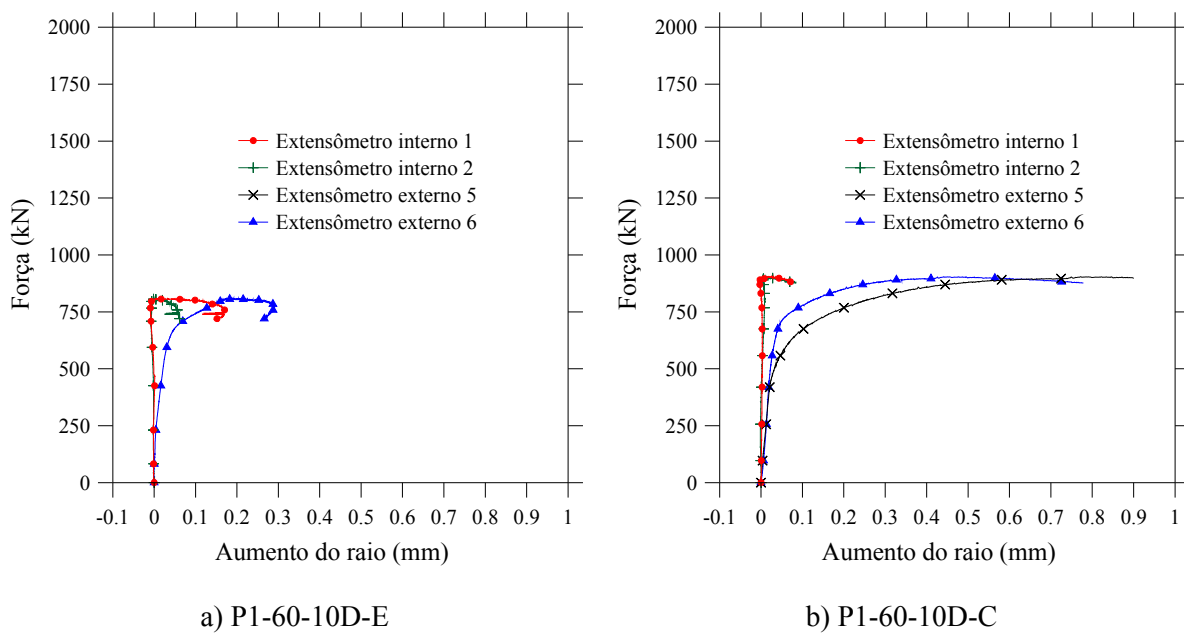
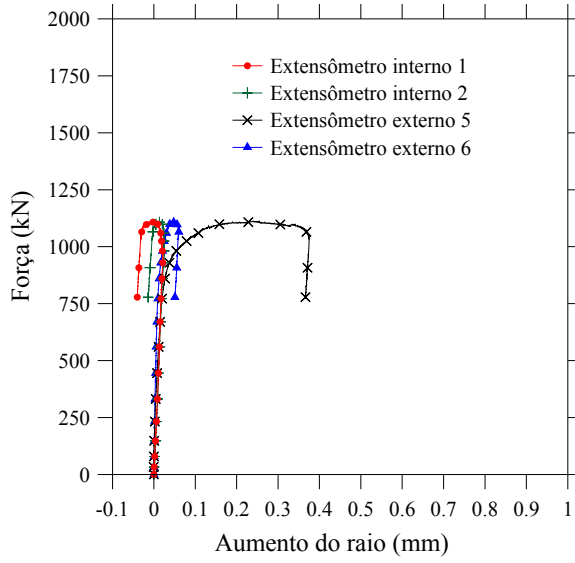
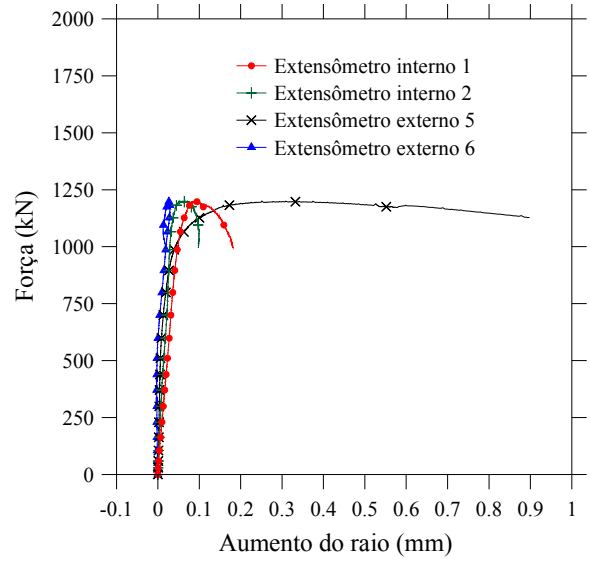


Figura A46 – Diagramas dos pilares P1-60-10D-E e P1-60-10D-C

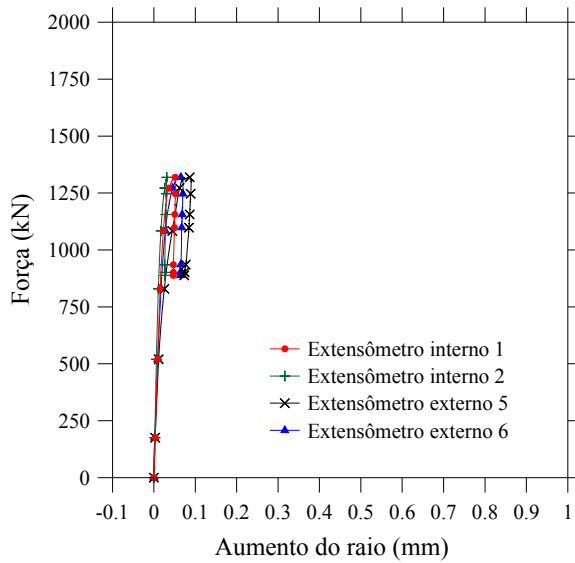


a) P1-80-10D-E

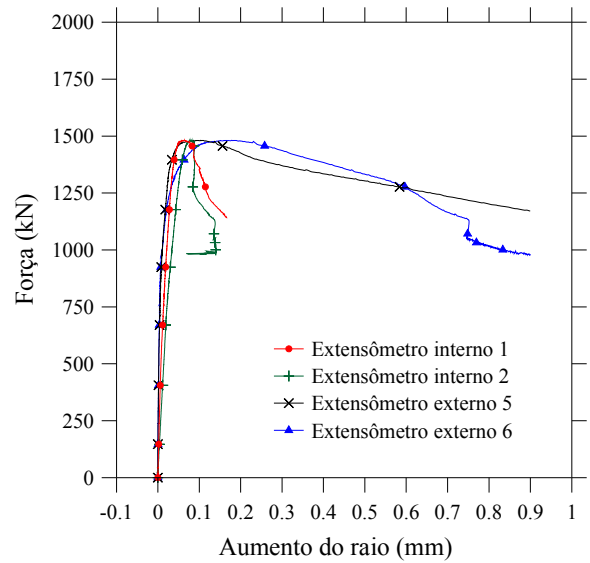


b) P1-80-10D-C

**Figura A47 – Diagramas dos pilares P1-80-10D-E e P1-80-10D-C**

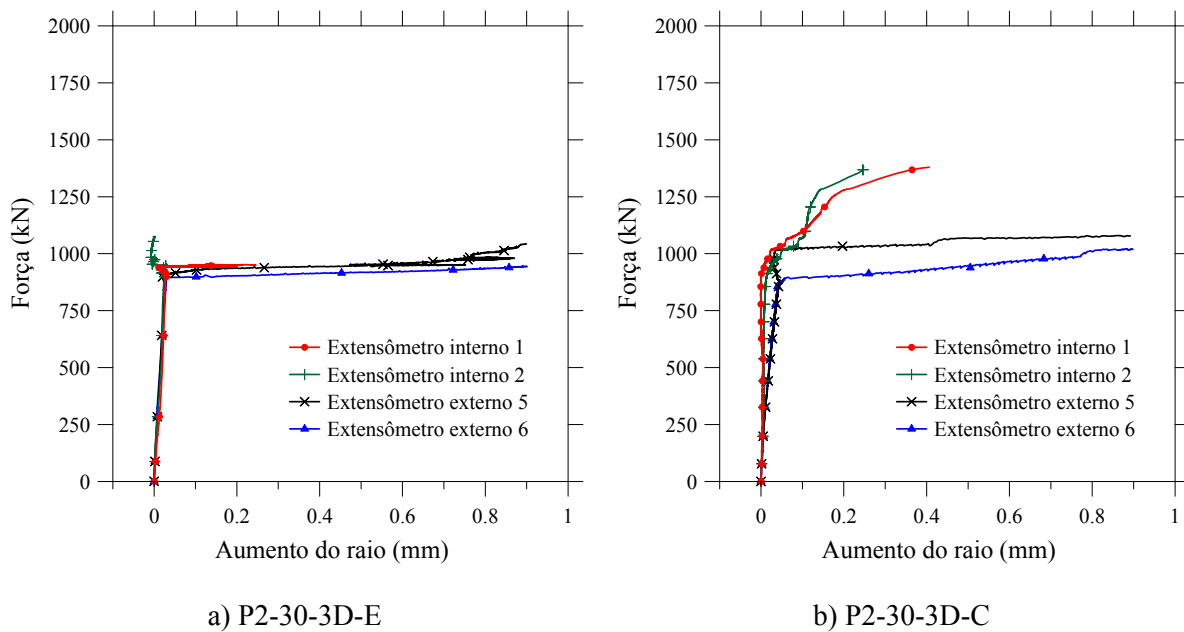


a) P1-100-10D-E

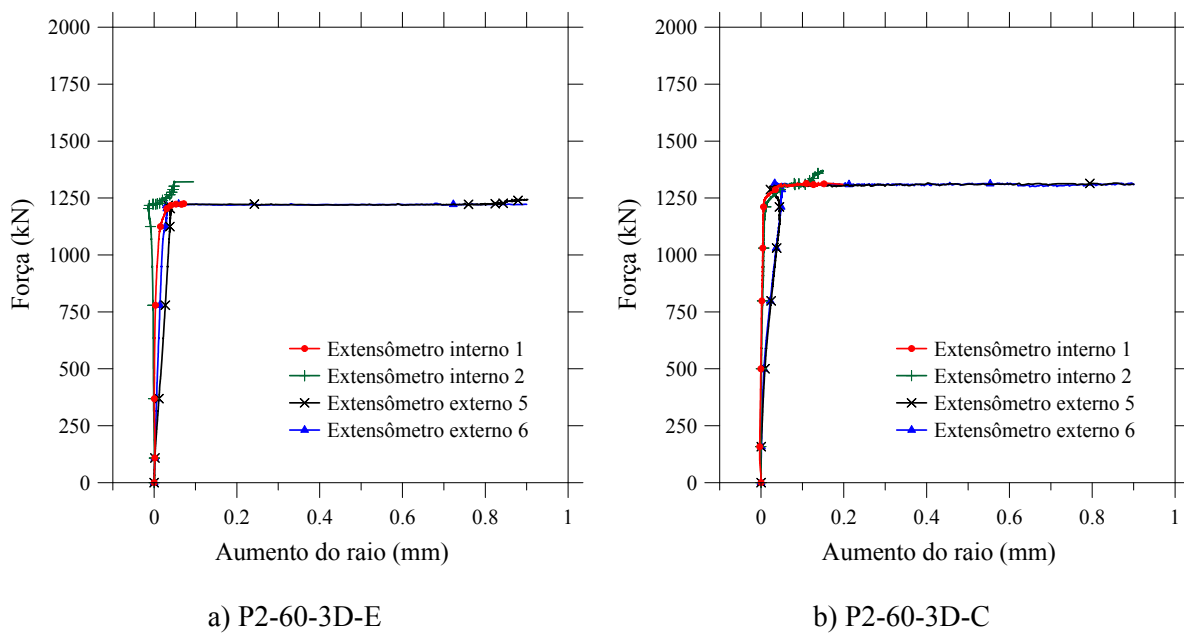


b) P1-100-10D-C

**Figura A48 – Diagramas dos pilares P1-100-10D-E e P1-100-10D-C**



**Figura A49 – Diagramas dos pilares P2-30-3D-E e P2-30-3D-C**



**Figura A50 – Diagramas dos pilares P2-60-3D-E e P2-60-3D-C**

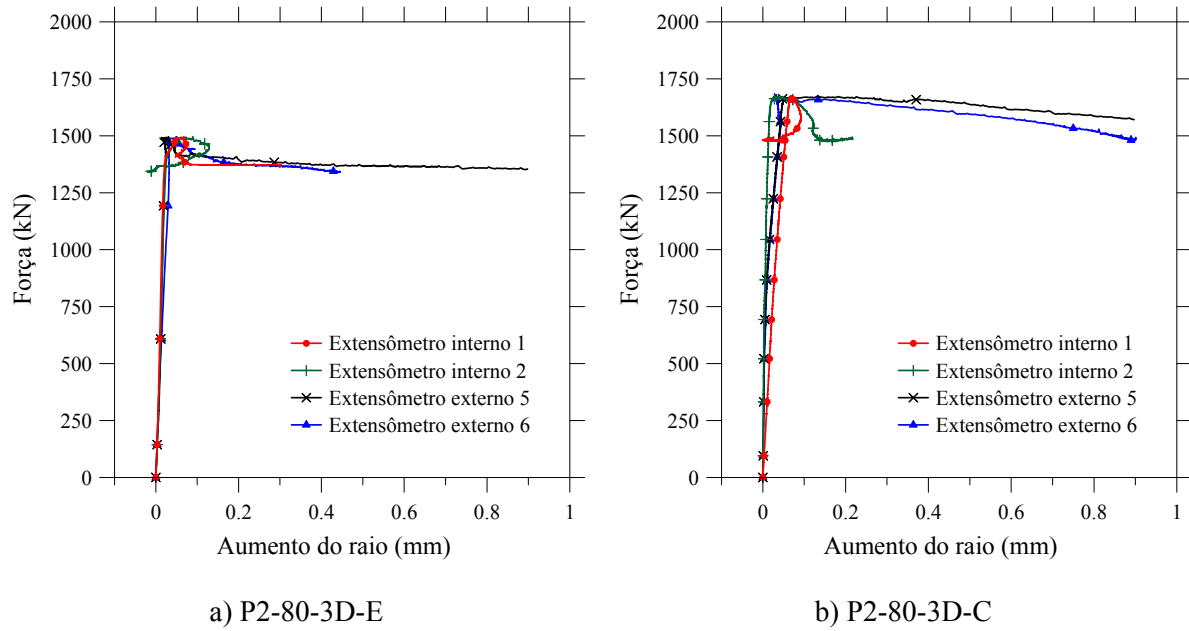


Figura A51 – Diagramas dos pilares P2-80-3D-E e P2-80-3D-C

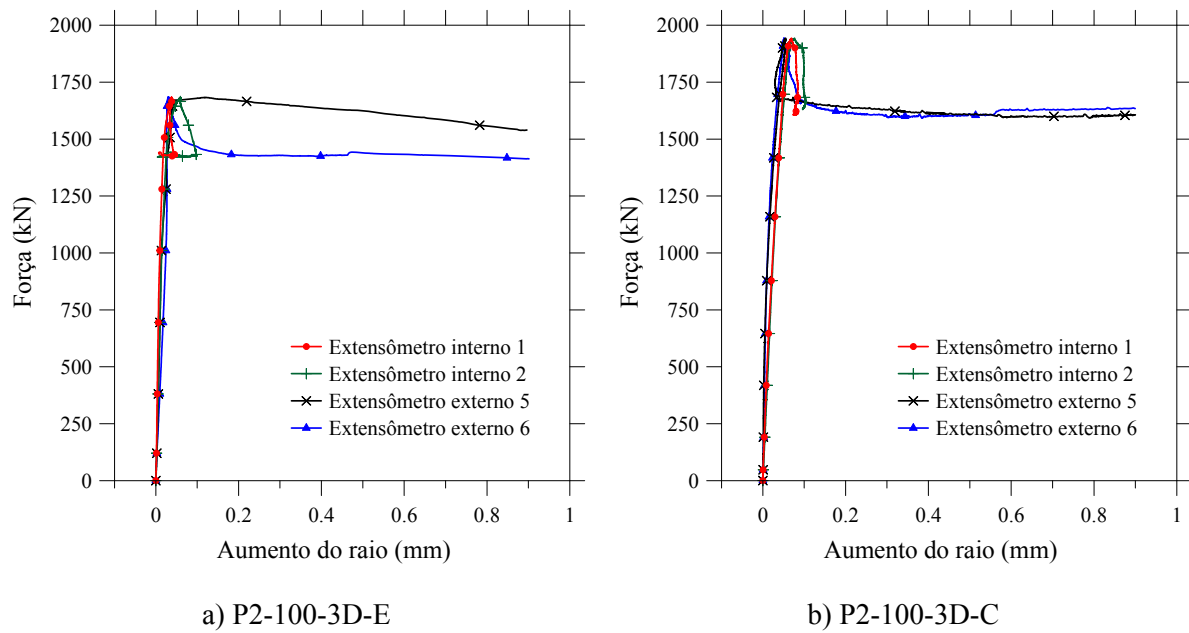
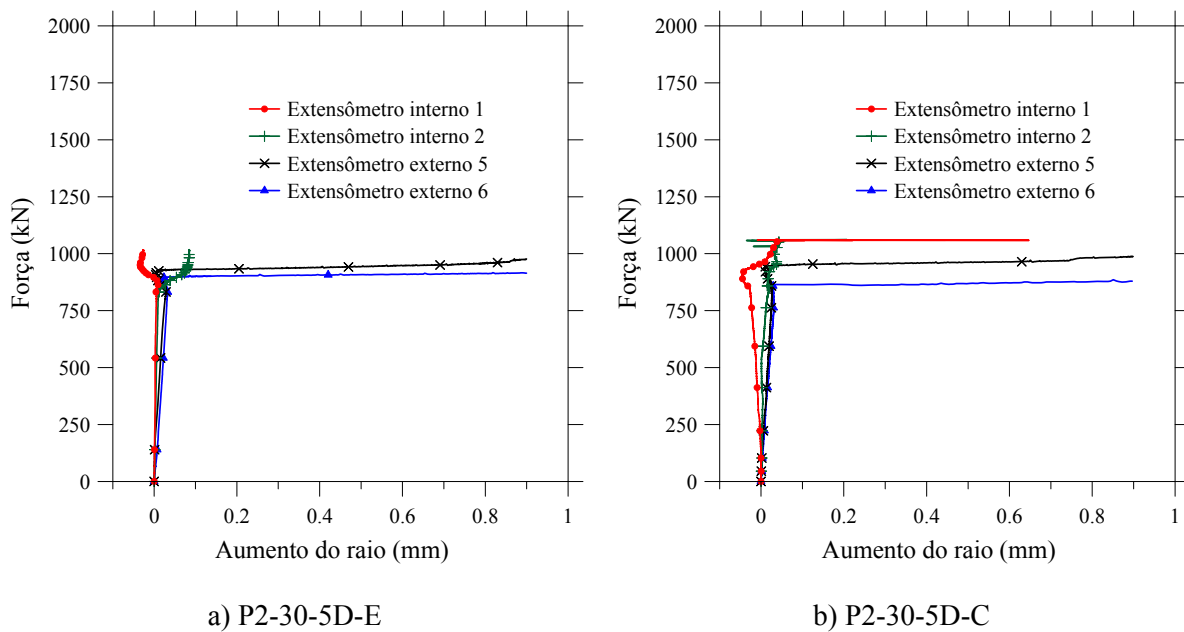
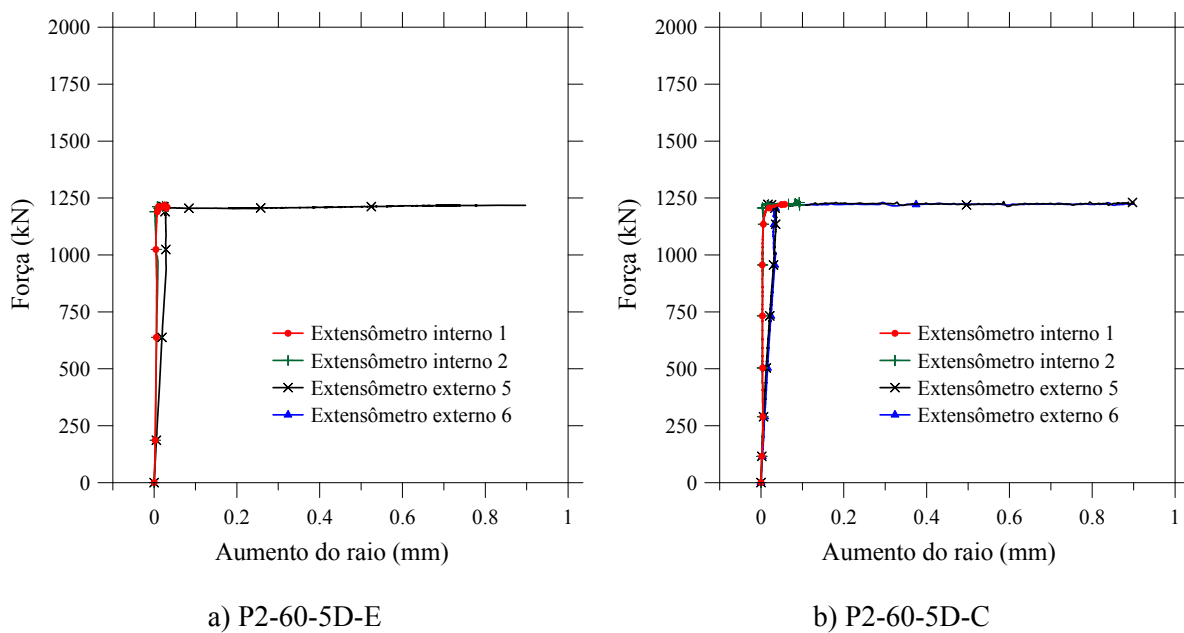


Figura A52 – Diagramas dos pilares P2-100-3D-E e P2-100-3D-C

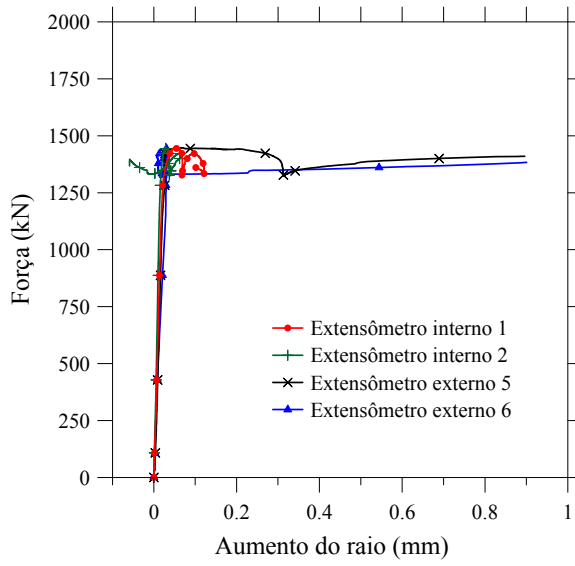




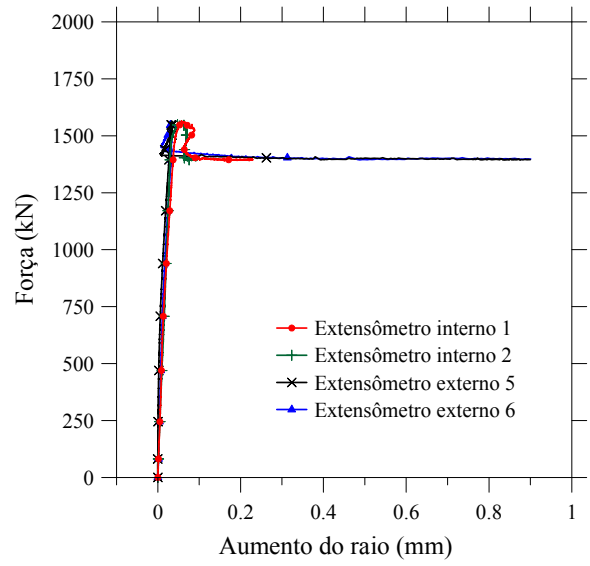
**Figura A53 – Diagramas dos pilares P2-30-5D-E e P2-30-5D-C**



**Figura A54 – Diagramas dos pilares P2-60-5D-E e P2-60-5D-C**

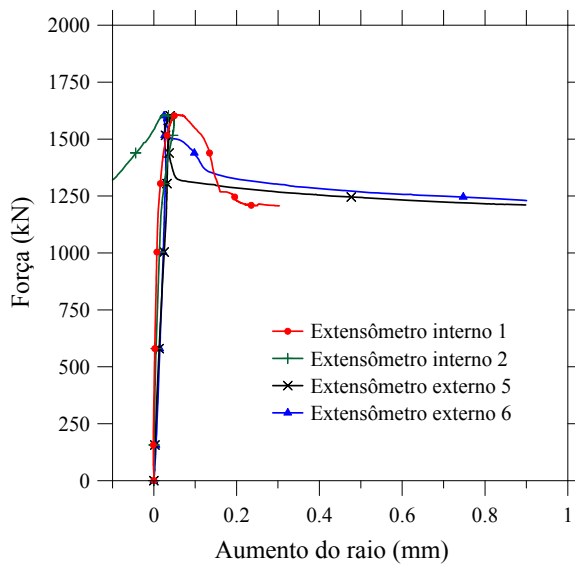


a) P2-80-5D-E

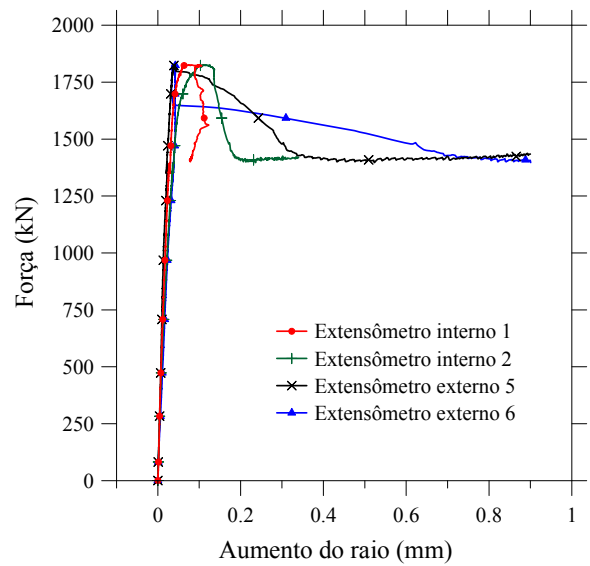


b) P2-80-5D-C

**Figura A55 – Diagramas dos pilares P2-80-5D-E e P2-80-5D-C**



a) P2-100-5D-E



b) P2-100-5D-C

**Figura A56 – Diagramas dos pilares P2-100-5D-E e P2-100-5D-C**

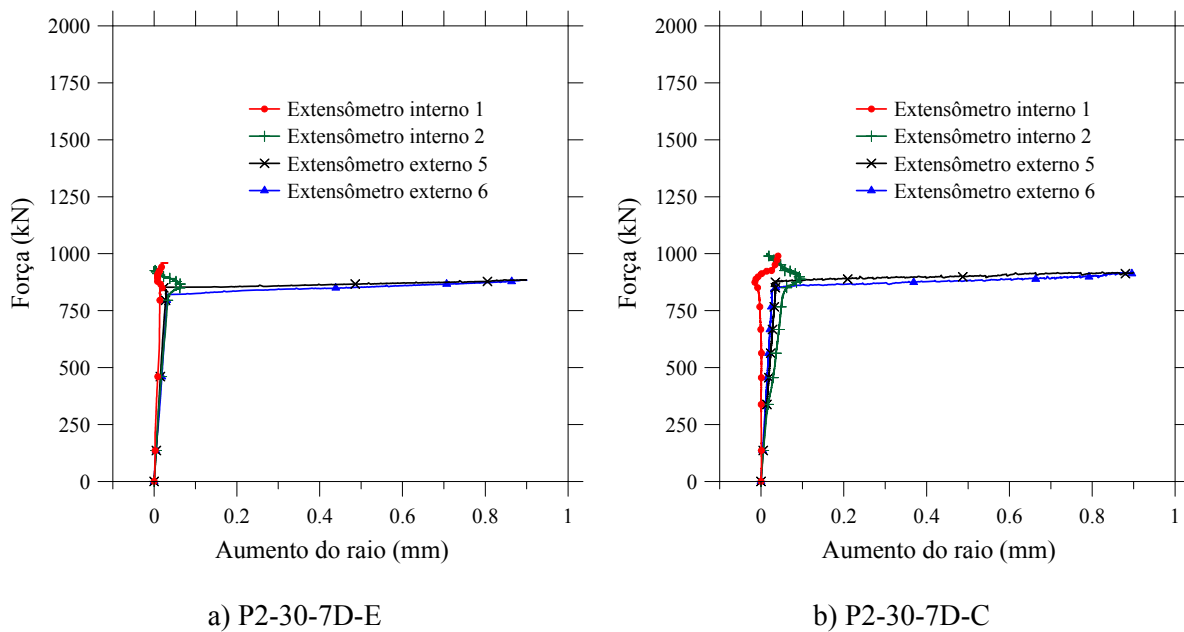


Figura A57 – Diagramas dos pilares P2-30-7D-E e P2-30-7D-C

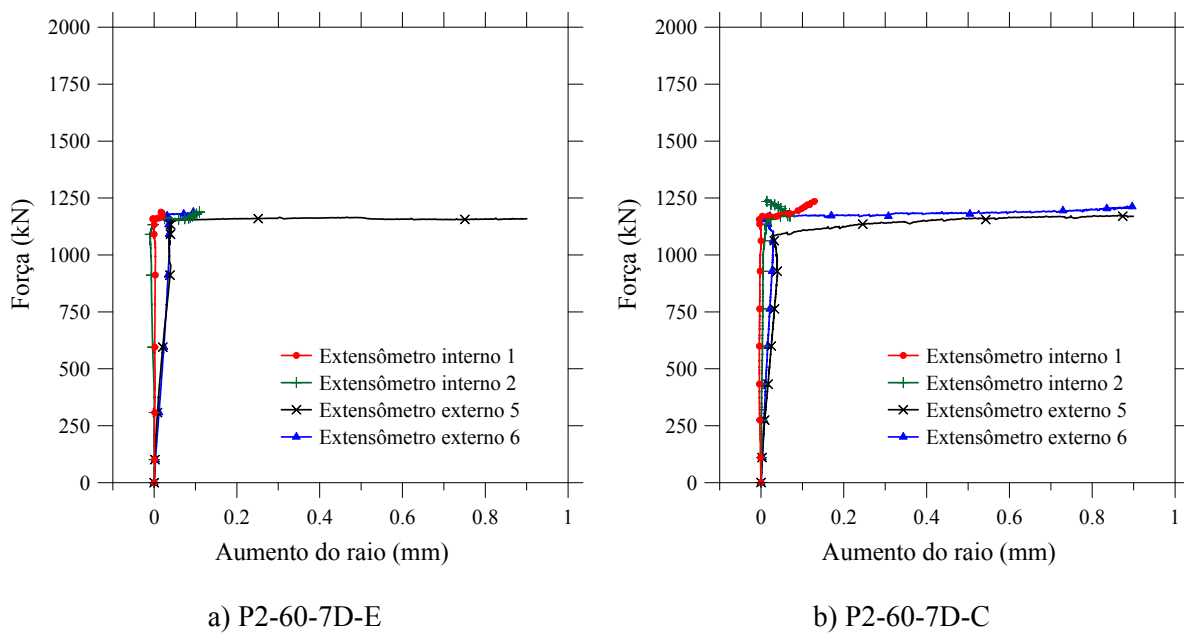
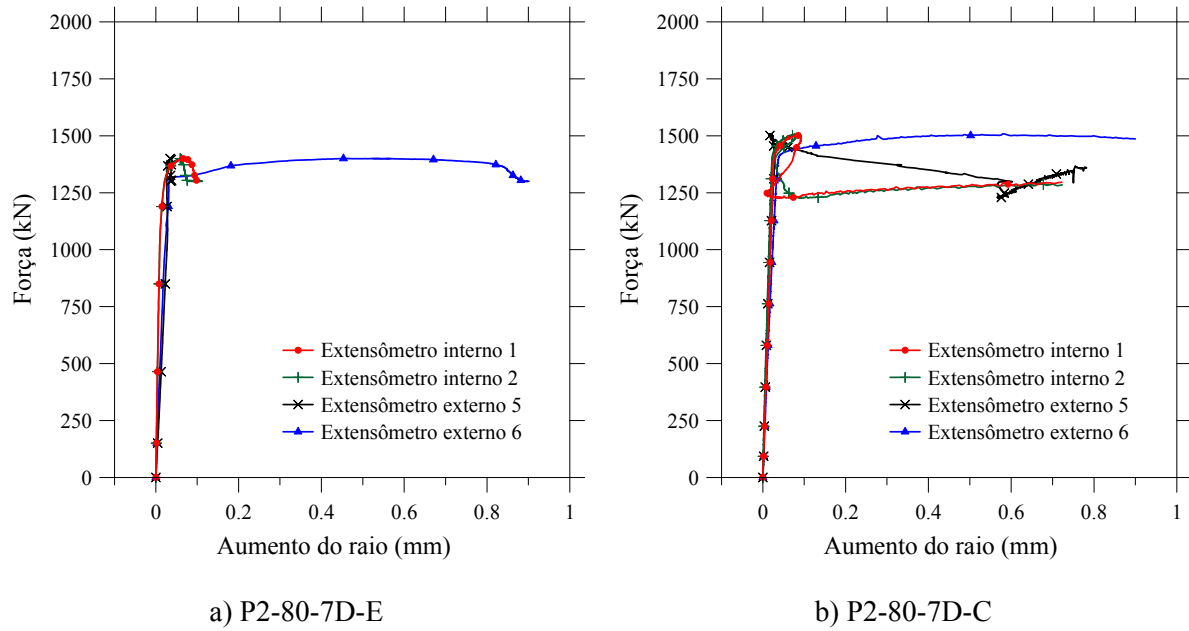
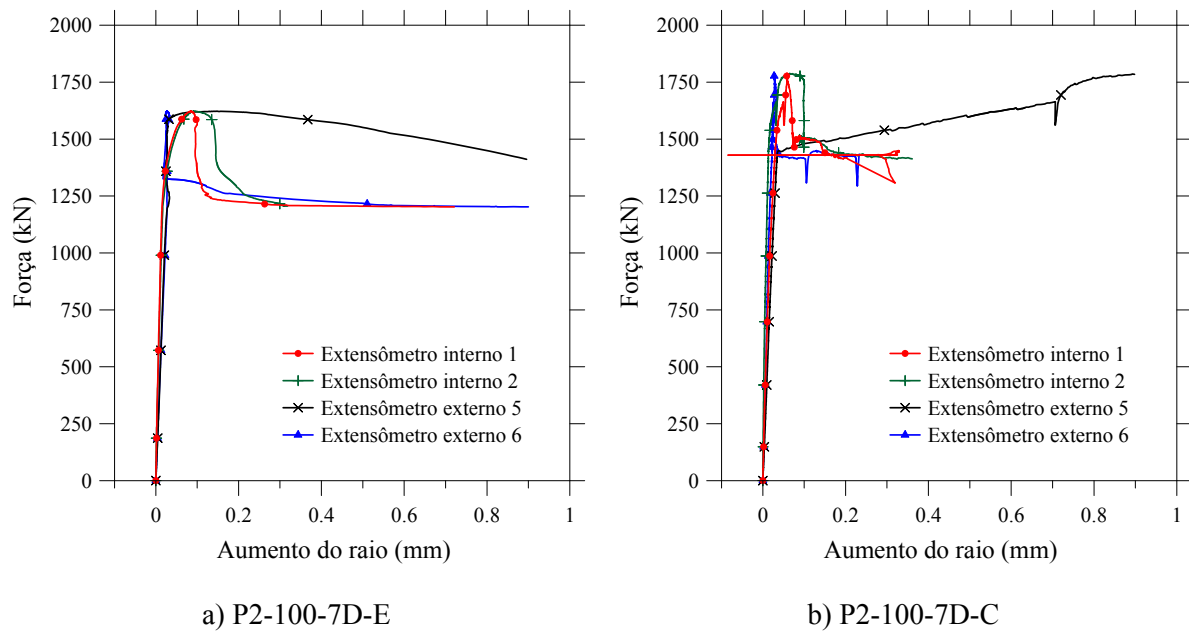


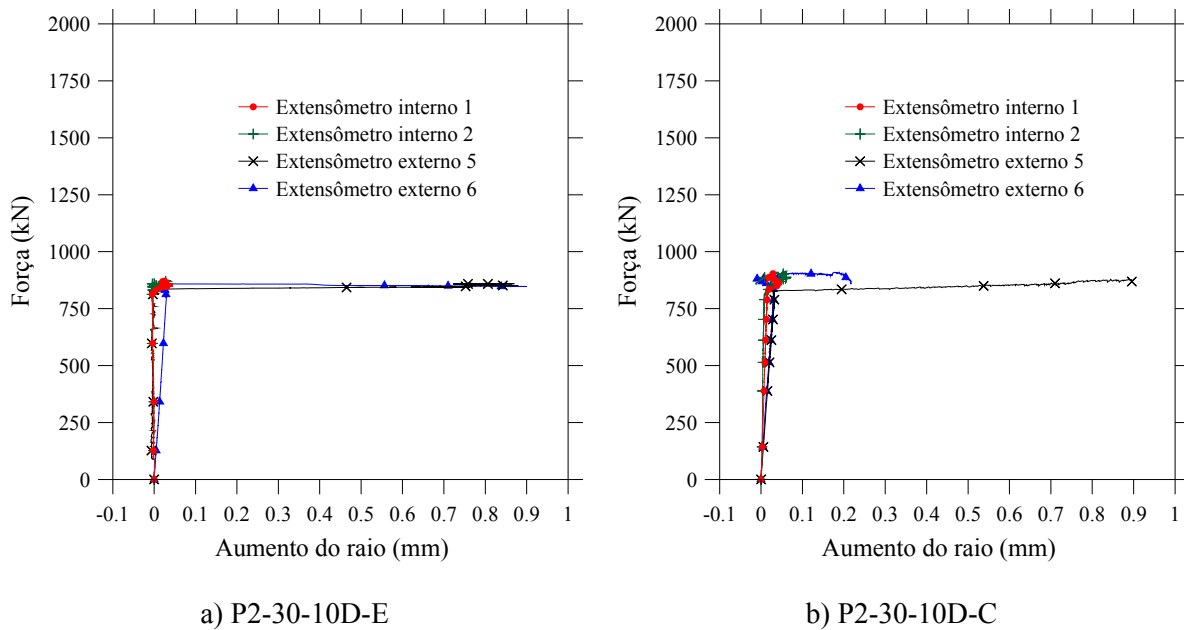
Figura A58 – Diagramas dos pilares P2-60-7D-E e P2-60-7D-C



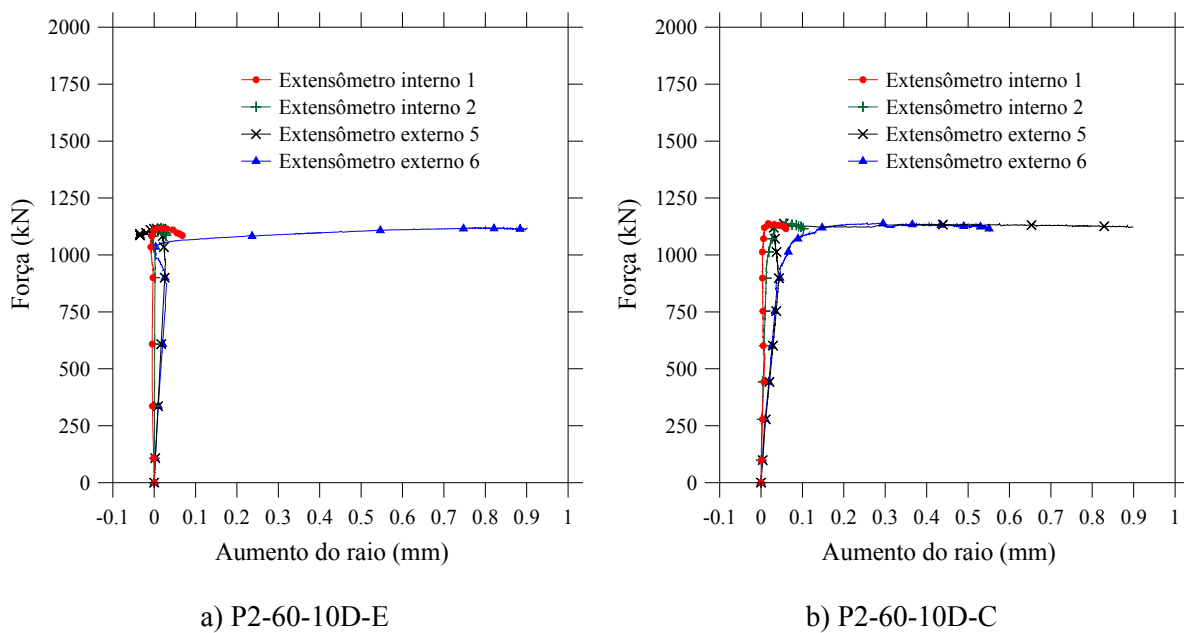
**Figura A59 – Diagramas dos pilares P2-80-7D-E e P2-80-7D-C**



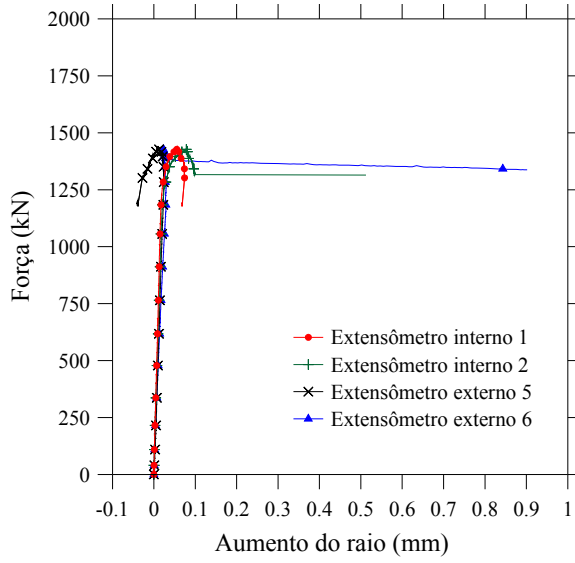
**Figura A60 – Diagramas dos pilares P2-100-7D-E e P2-100-7D-C**



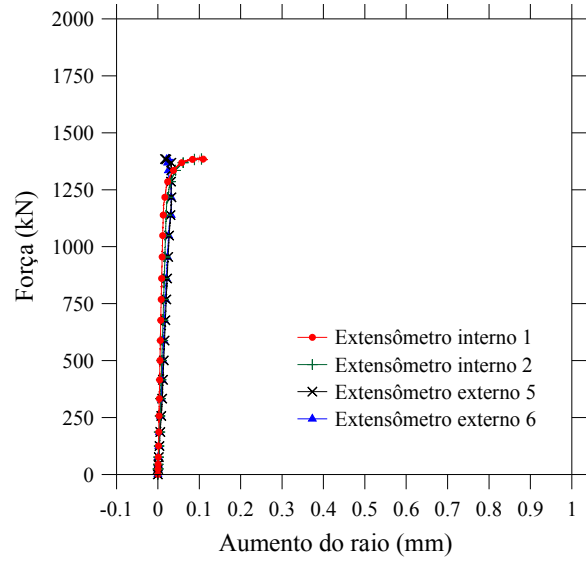
**Figura A61 – Diagramas dos pilares P2-30-10D-E e P2-30-10D-C**



**Figura A62 – Diagramas dos pilares P2-60-10D-E e P2-60-10D-C**

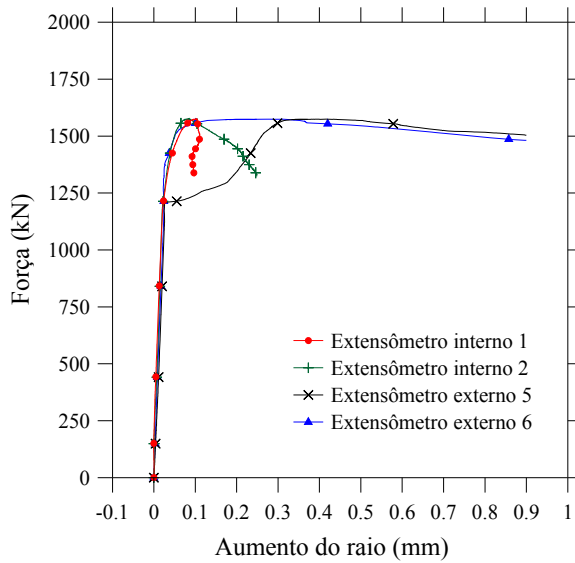


a) P2-80-10D-E

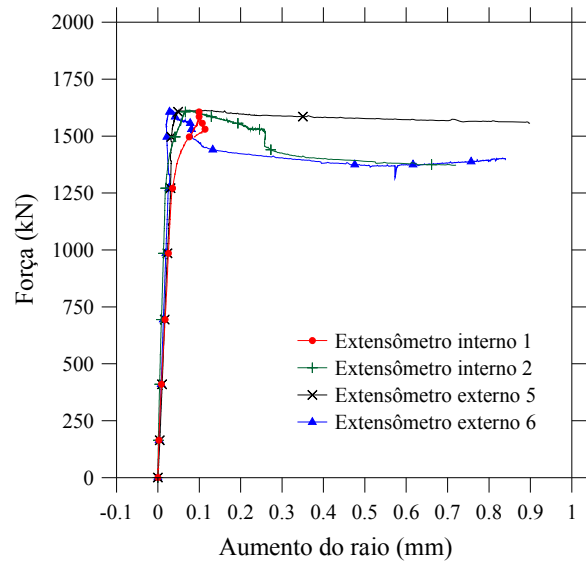


b) P2-80-10D-C

**Figura A63 – Diagramas dos pilares P2-80-10D-E e P2-80-10D-C**



a) P2-100-10D-E



b) P2-100-10D-C

**Figura A64 – Diagramas dos pilares P2-100-10D-E e P2-100-10D-C**



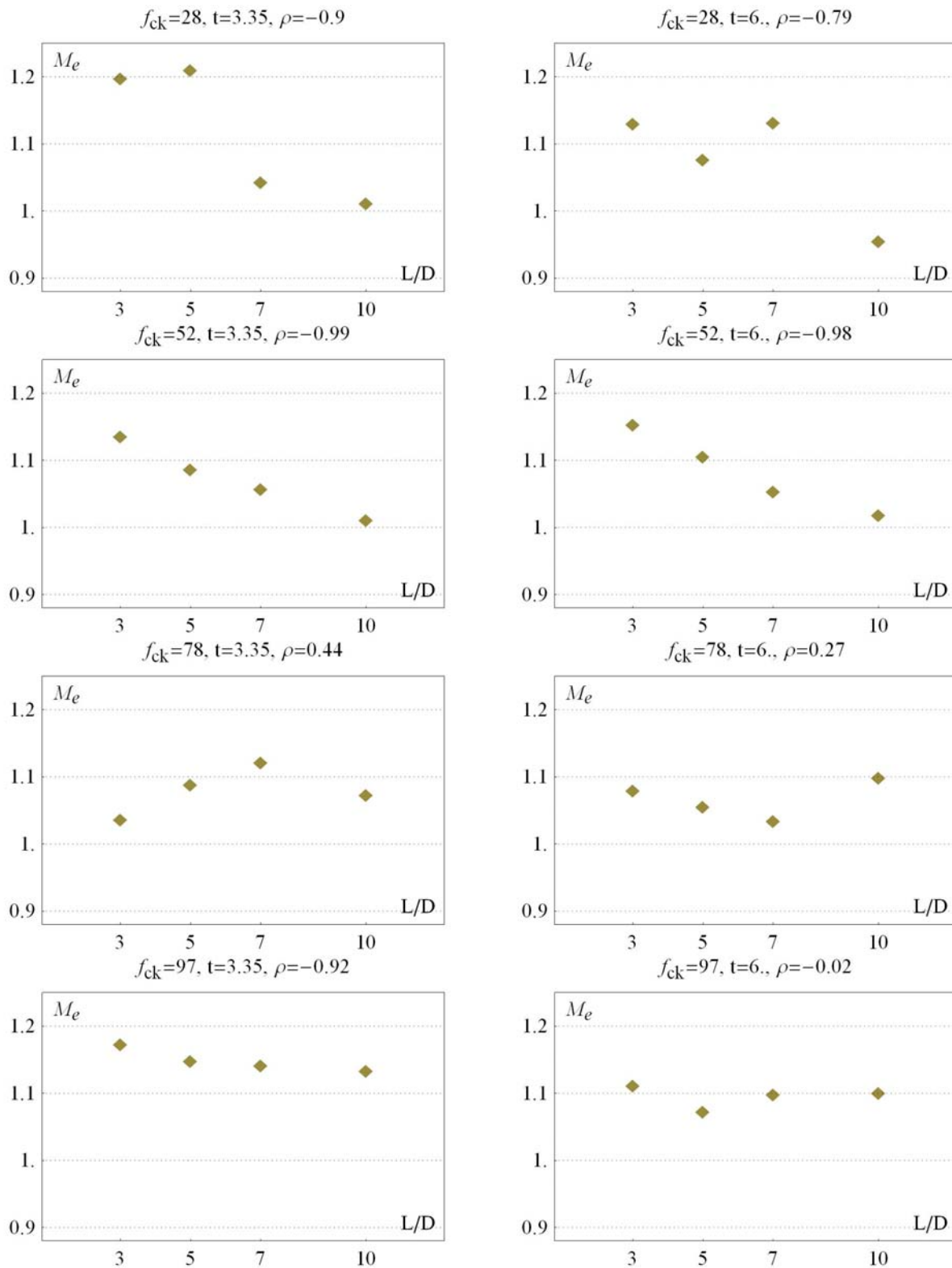
# Apêndice B

Aqui são apresentados os gráficos com as correlações entre a variável erro de modelo ( $M_e$ ) e os parâmetros: relação L/D, resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) e espessura do tubo (t); com base nos resultados experimentais, para cada uma das 4 normas estudadas.

A Tabela 6.4 apresentou os valores médios das correlações. Aqui serão apresentados os gráficos de correlação para um determinado parâmetro variando-se os demais. As Figuras B1 a B12 apresentam os gráficos de correlação.

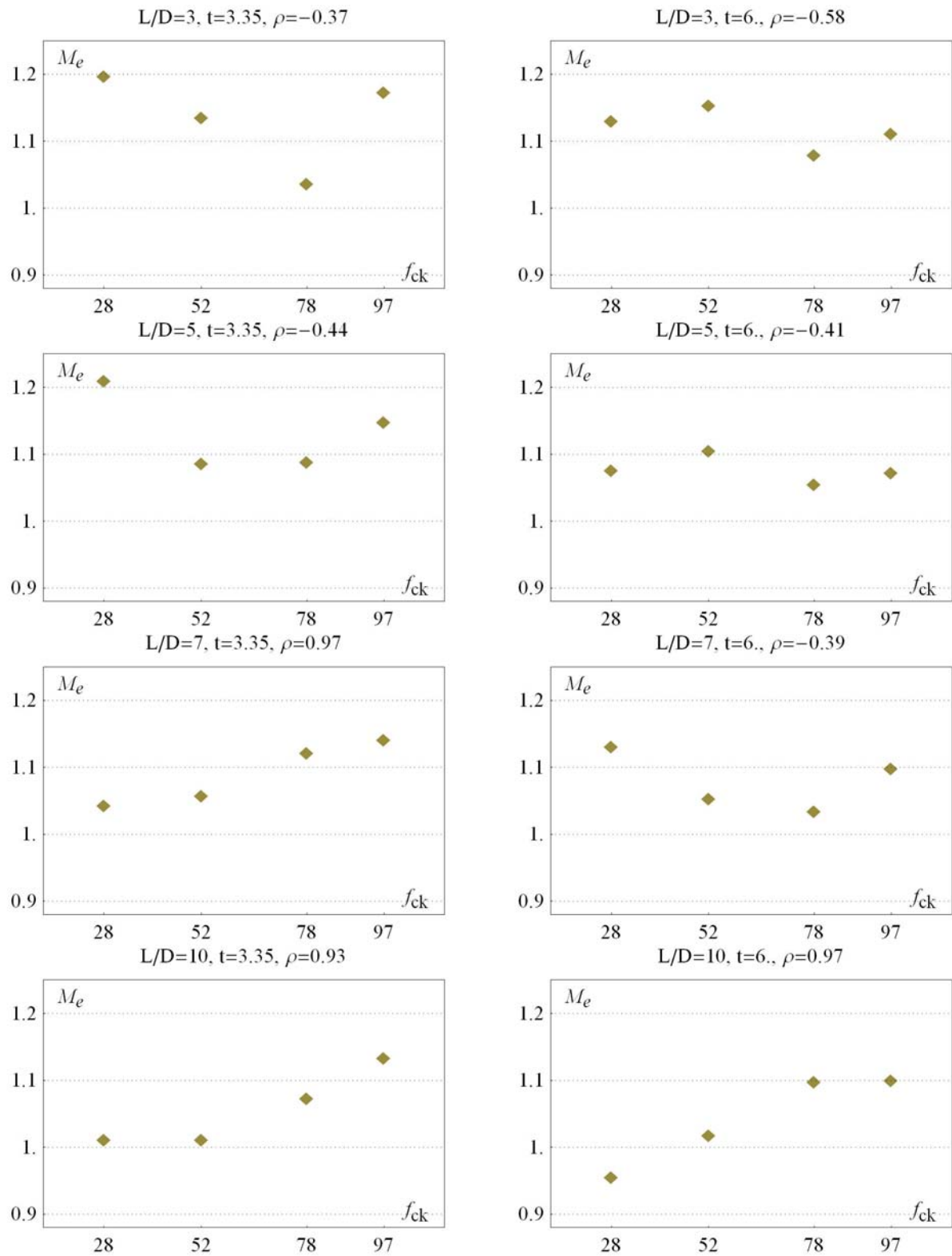
---





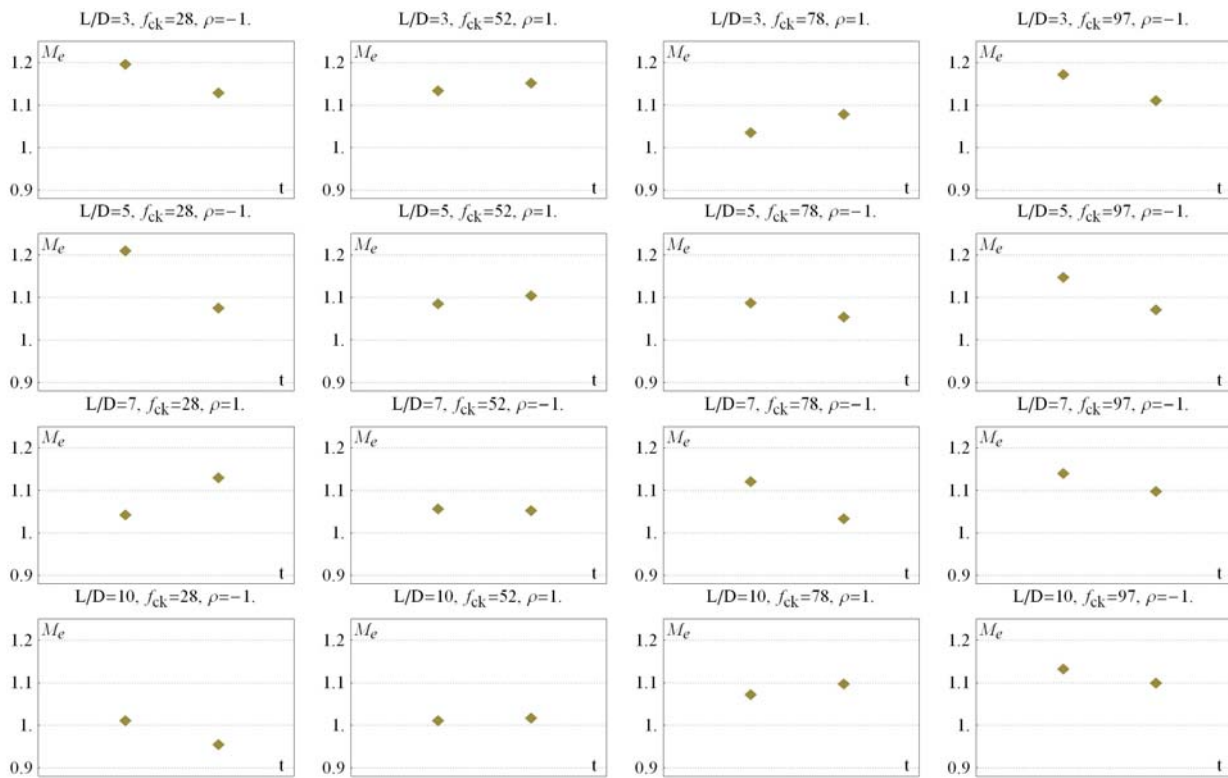
**Figura B1 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a relação  $L/D$**

**ANSI/AISC:2005**

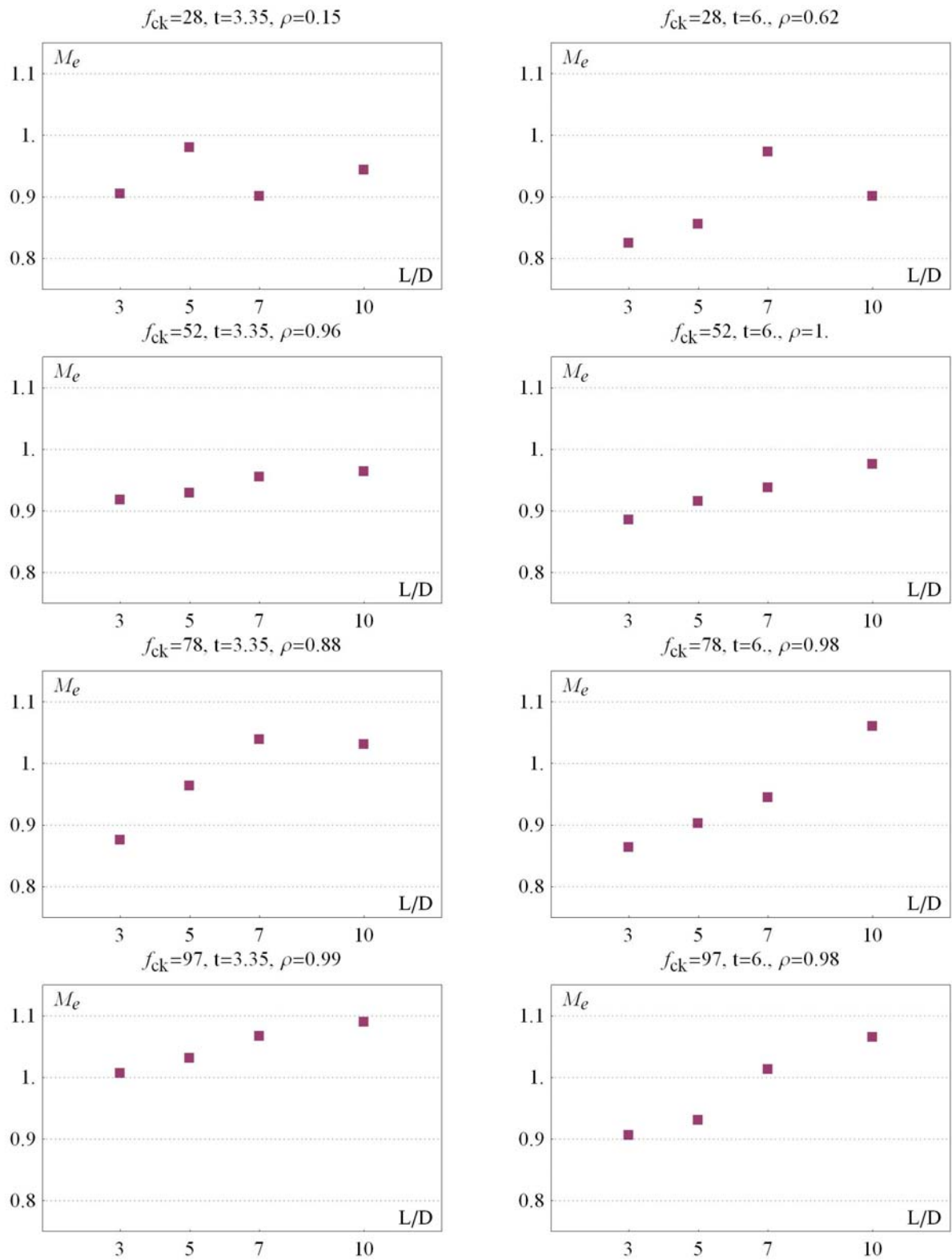


**Figura B2 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a resistência do concreto ( $f_{ck}$ )**

**ANSI/AISC:2005**

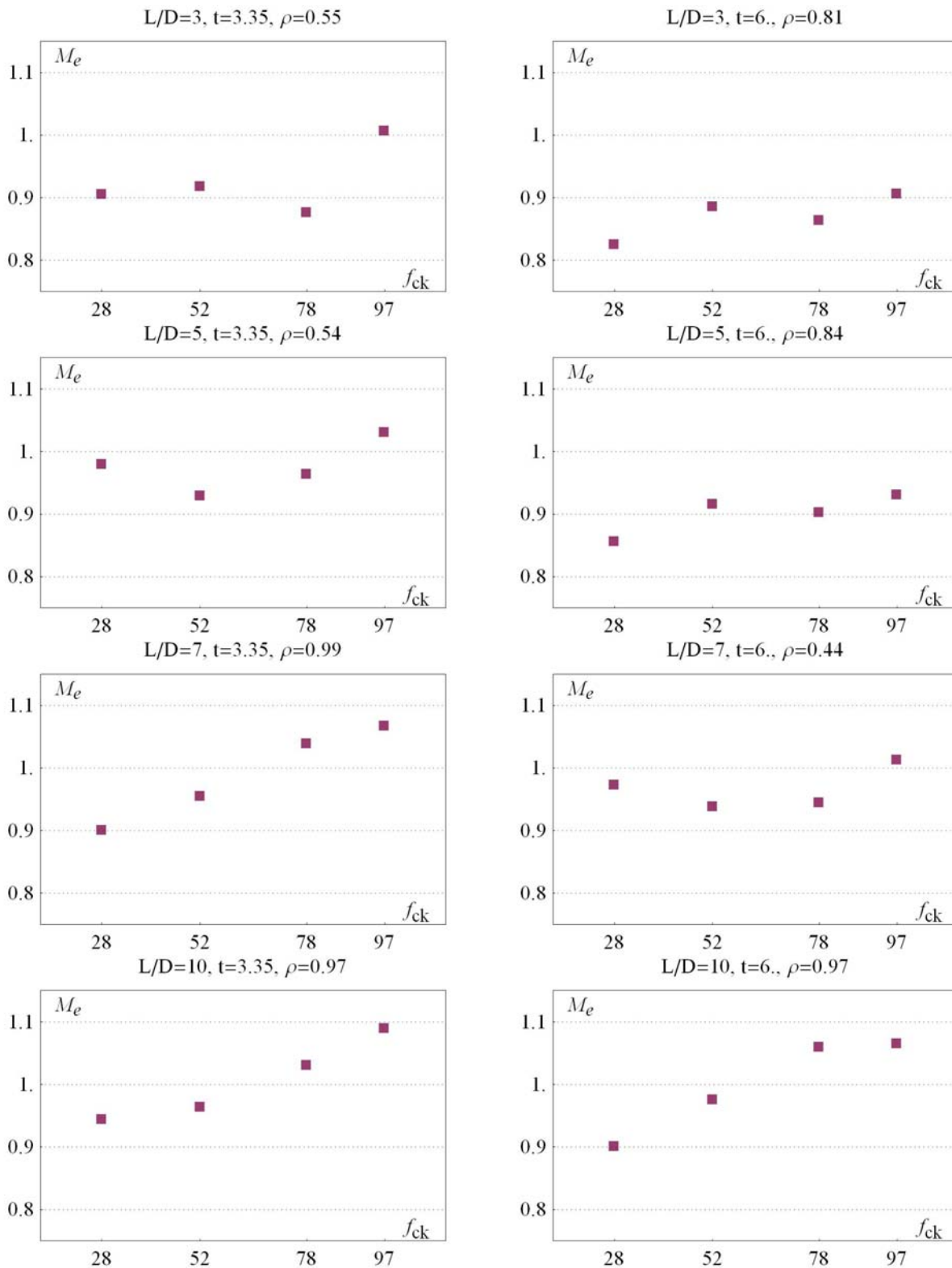


**Figura B3 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a espessura do tubo ( $t$ )**  
**ANSI/AISC:2005**



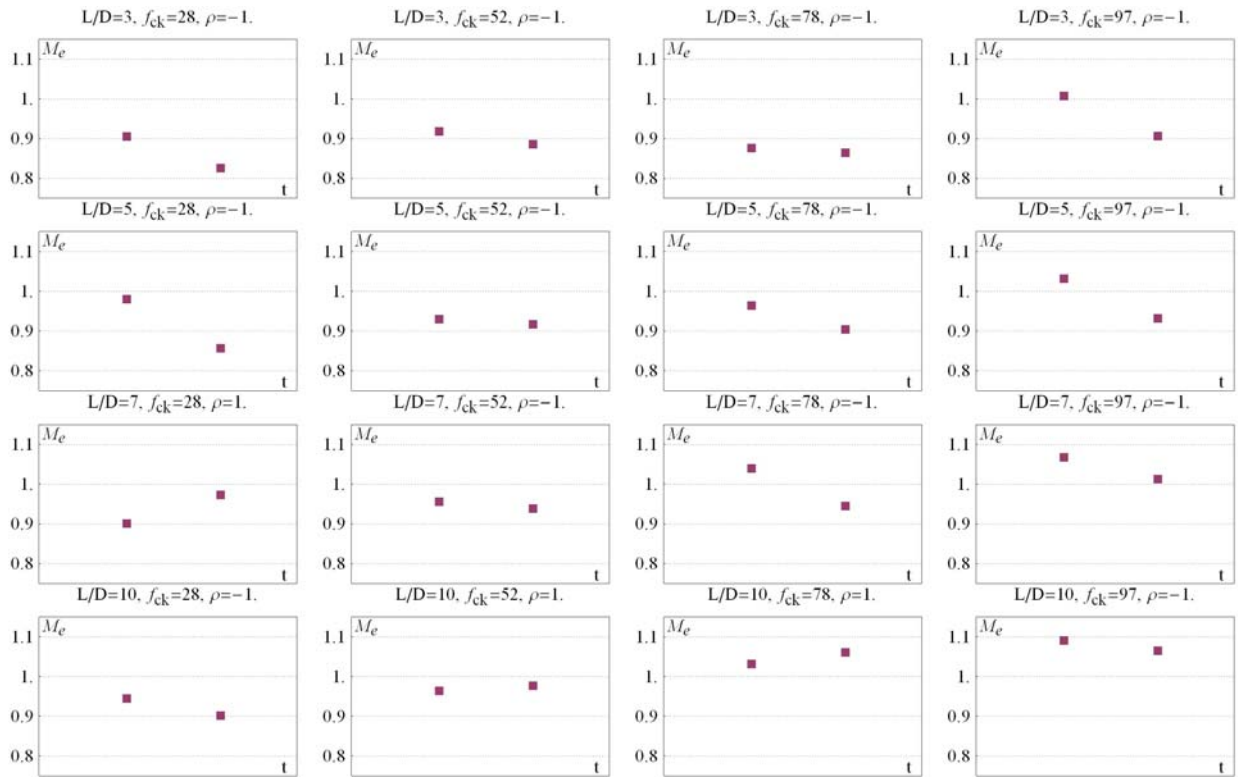
**Figura B4 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a relação  $L/D$**

**Eurocode 4:2004**

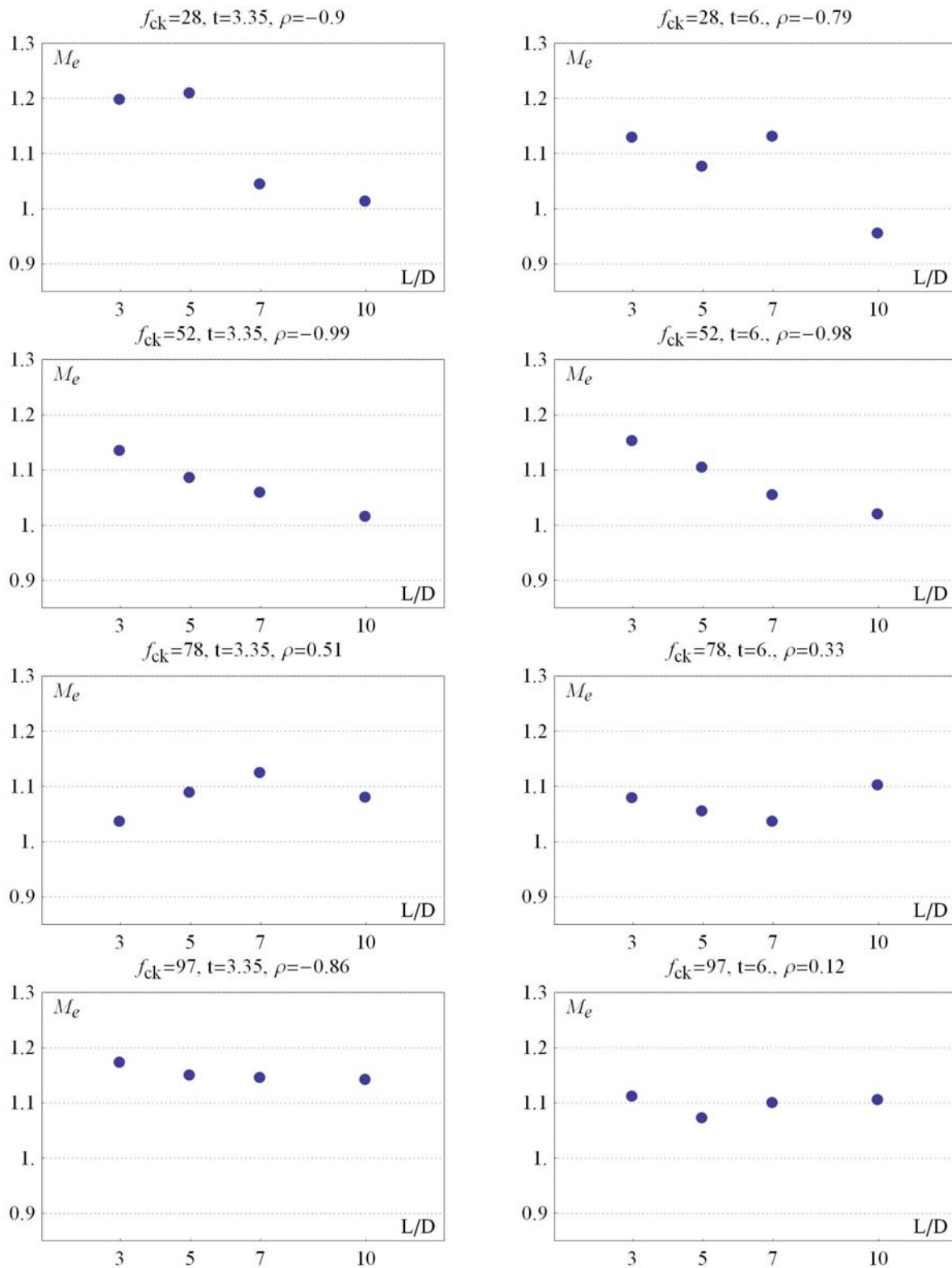


**Figura B5 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a resistência do concreto ( $f_{ck}$ )**

**Eurocode 4:2004**

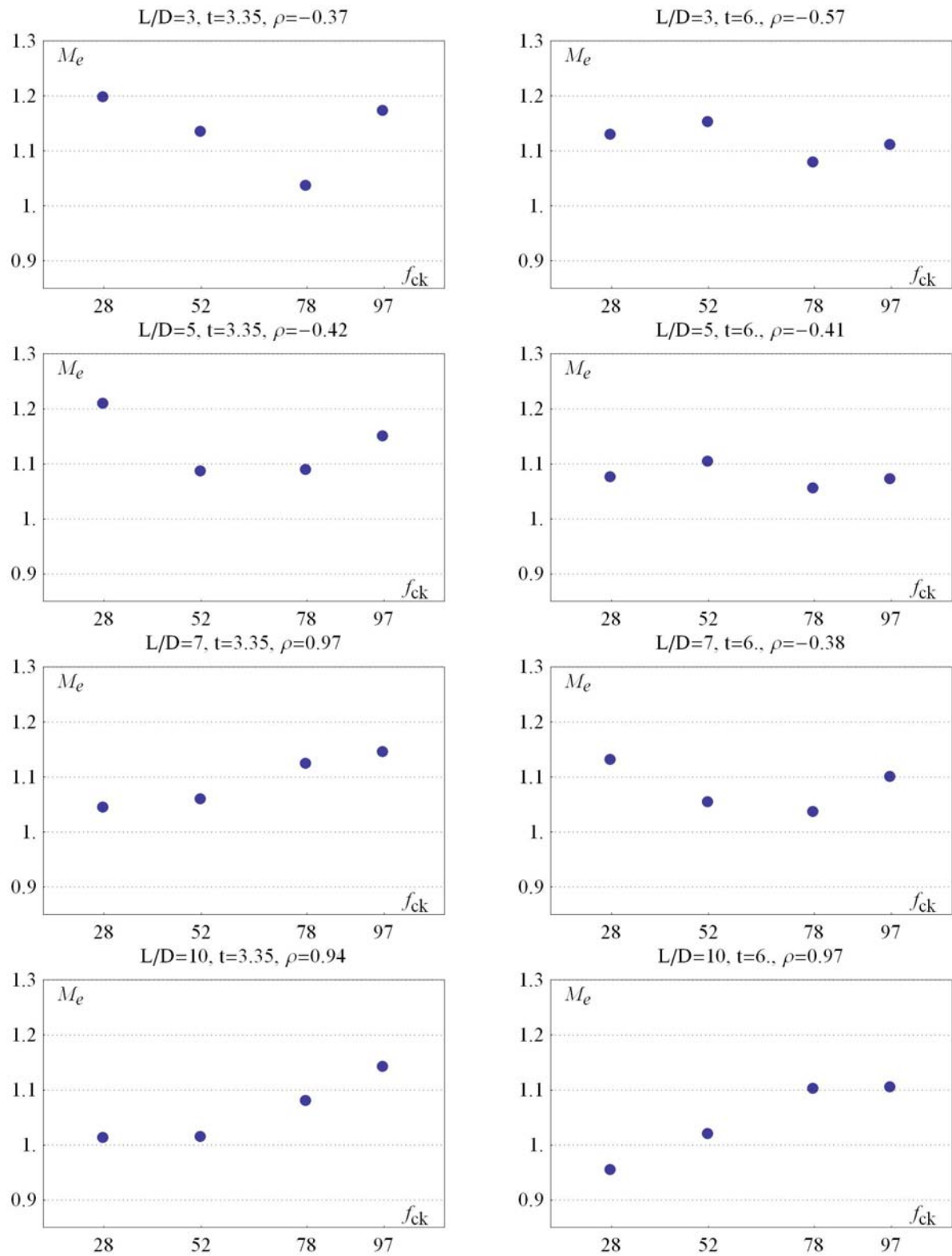


**Figura B6 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a espessura do tubo ( $t$ )**  
**Eurocode 4:2004**



**Figura B7 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a relação  $L/D$**

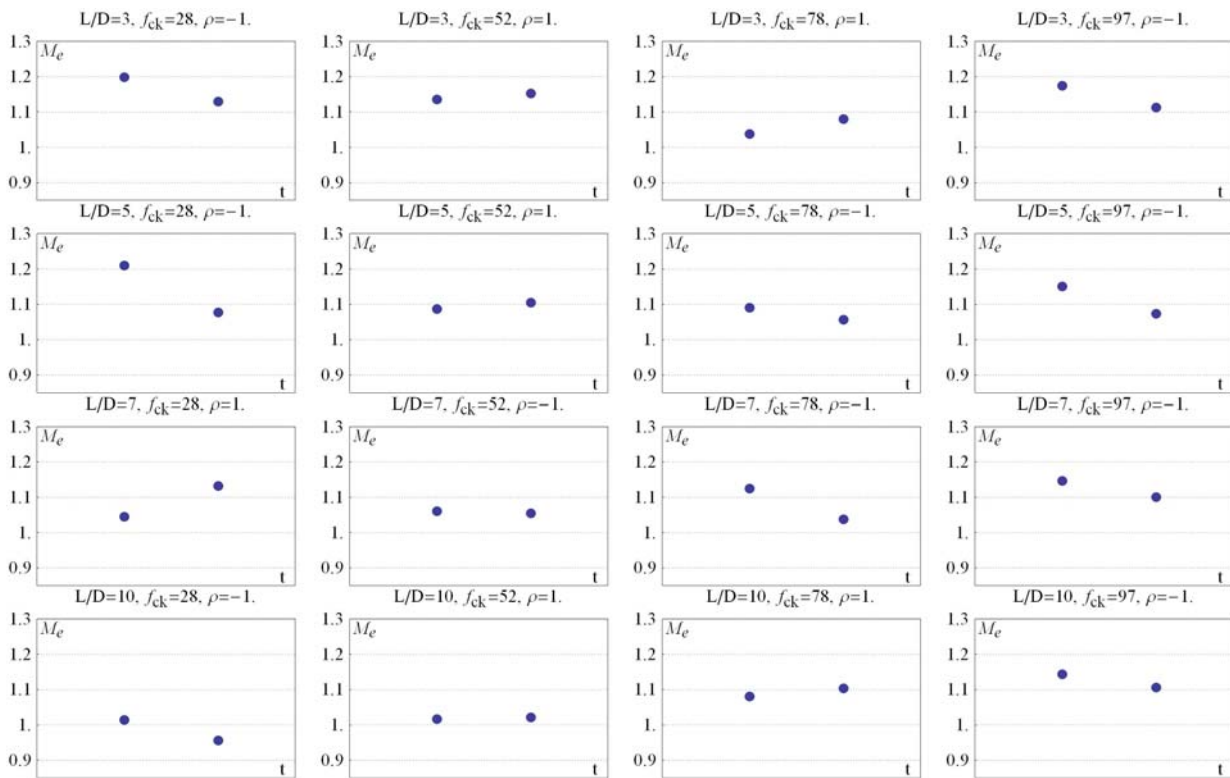
**NBR 8800:2008**



**Figura B8 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a resistência do concreto ( $f_{ck}$ )**

**NBR 8800:2008**





**Figura B9 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a espessura do tubo (t)**  
**NBR 8800:2008**

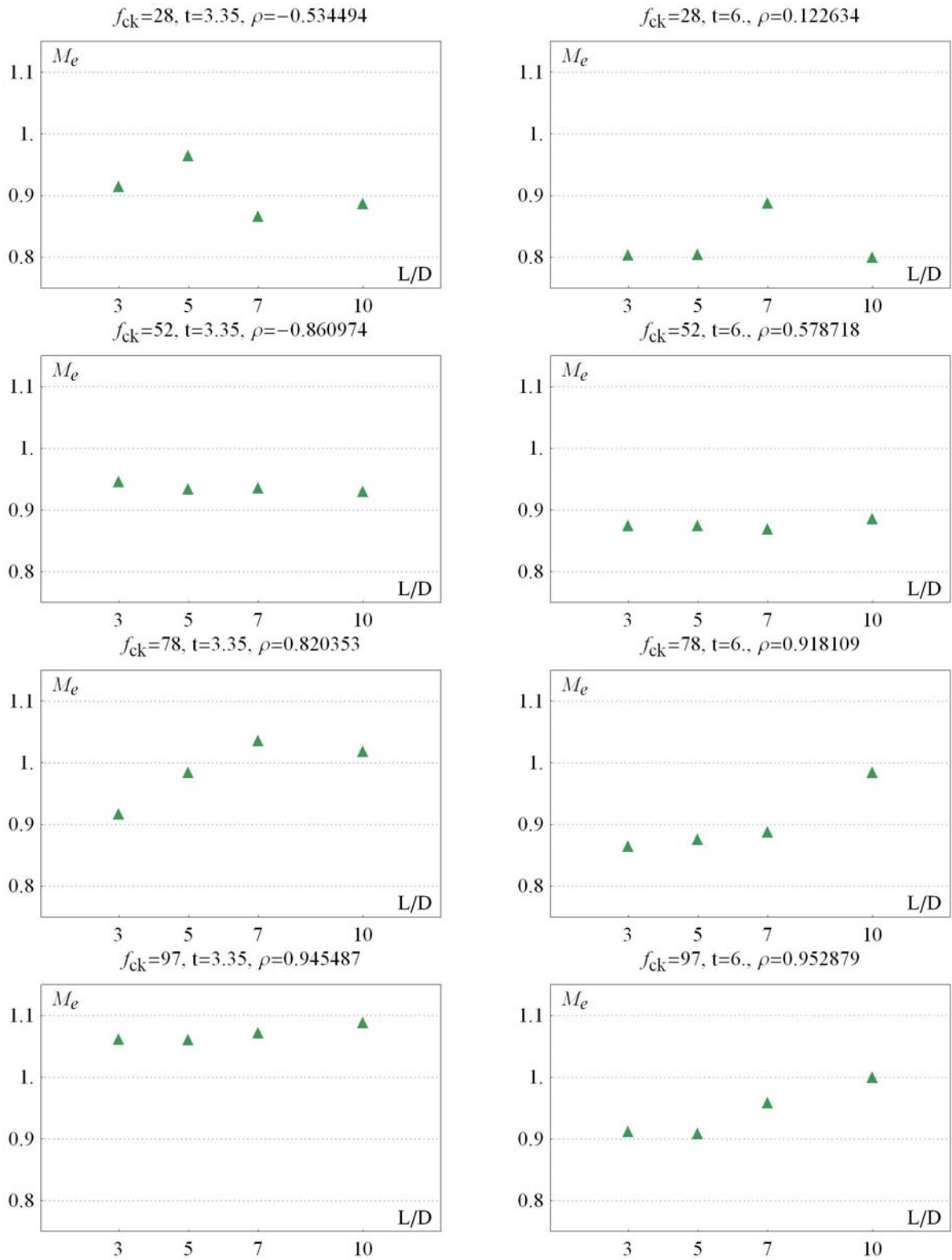
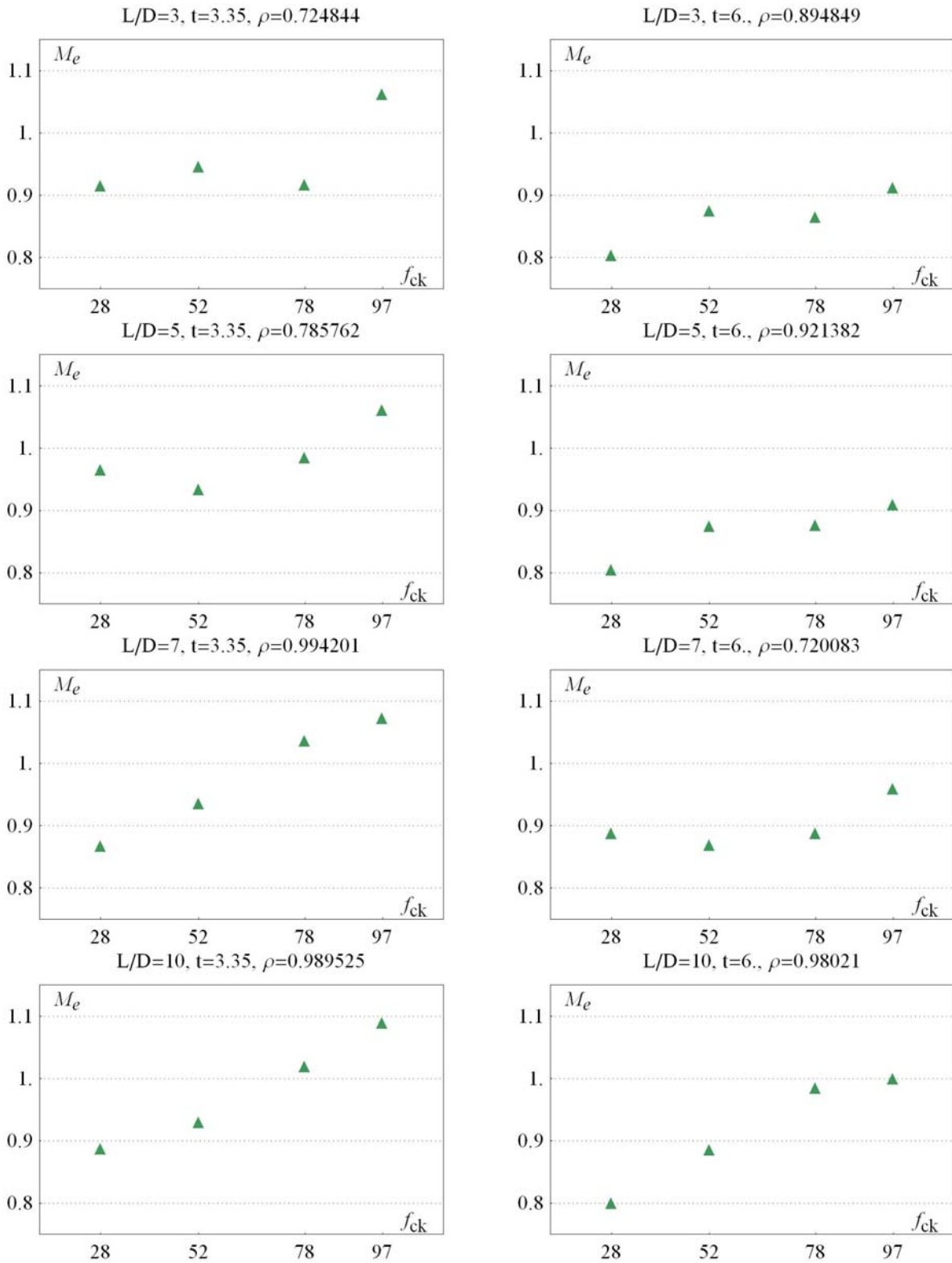


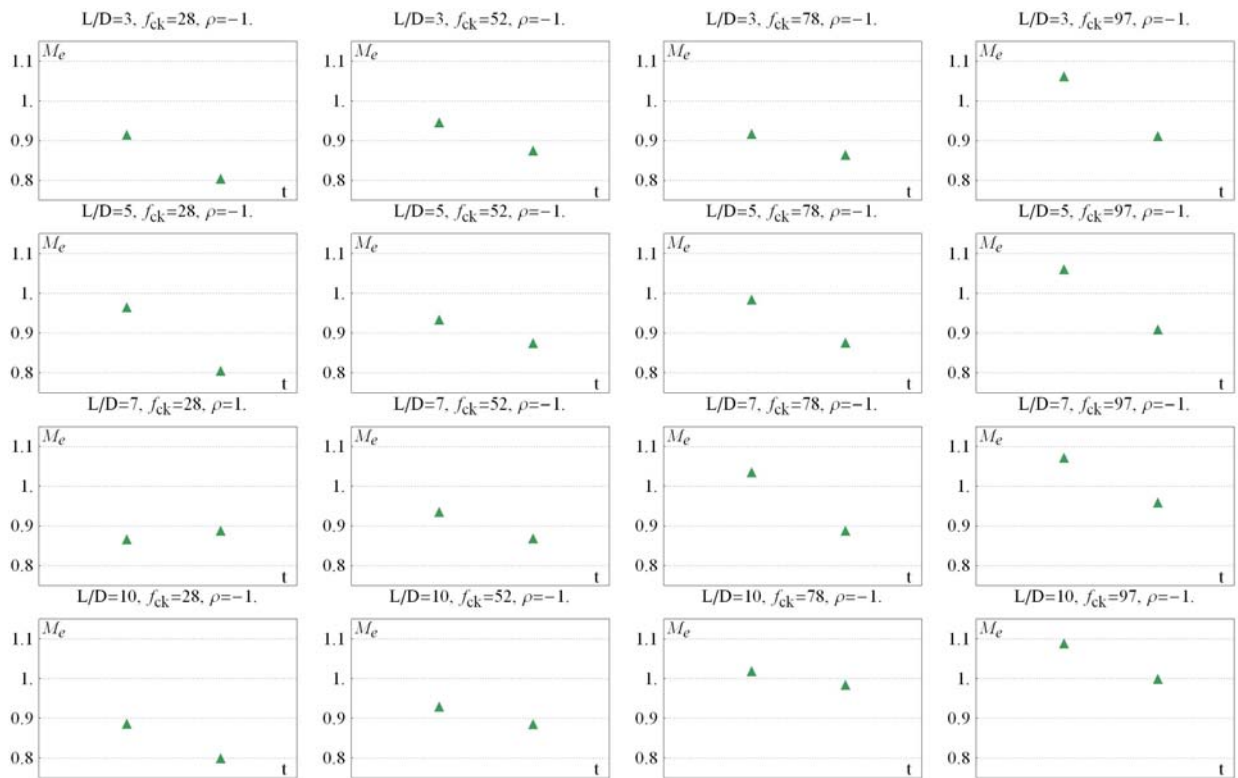
Figura B10 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a relação  $L/D$

CAN/CSA:2001



**Figura B11 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a resistência do concreto ( $f_{ck}$ )**

**CAN/CSA:2001**



**Figura B12 – Correlações entre a variável  $M_e$  e a espessura do tubo ( $t$ )**  
**CAN/CSA:2001**

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)