

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL**  
**CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DIEGO BORJA FERREIRA**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO,  
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO ADENSÁVEL E CONECTORES**

**Área de concentração:** Estruturas e Materiais de Construção  
**Orientador:** Ronaldo Barros Gomes, Ph.D  
**Co-Orientadora:** Alessandra Luciano Carvalho, Dr.

Goiânia  
2014



**Termo de Ciência e de Autorização para Disponibilizar as Teses e Dissertações Eletrônicas (TEDE) na Biblioteca Digital da UFG**

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás–UFG a disponibilizar gratuitamente através da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações – BDTD/UFG, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

**1. Identificação do material bibliográfico:**     **Dissertação**     **Tese**

**2. Identificação da Tese ou Dissertação**

Autor:	Diego Borja Ferreira				
CPF:	013081721-09	E-mail:	borjadiego5@gmail.com		
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? <input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não					
Agência de fomento:	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES		
País:	Brasil	UF:	Goiás	CNPJ:	
Título:	Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, Reforçados Com Concreto Auto Adensável e Conectores				
Palavras-chave:	Pilares; Reforço; Conectores; Concreto				
Título inglês	Experimental analysis of reinforced concrete columns strengthened with self-compacting concrete and connectors				
Palavras-chave em outra língua:	Columns; Strengthening; Connectors; Concrete.				
Área de concentração:	Estruturas e materiais de construção				
Data defesa: (12/05/2014)					
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil CMEC-UFG				
Orientador(a):	Ronaldo Barros Gomes				
CPF:		E-mail:	rbggomes@gmail.com		
Co-orientador(a):	Alessandra Luciano Carvalho				
CPF:		E-mail:	carvalhoal@hotmail.com		

**3. Informações de acesso ao documento:**

Liberação para disponibilização?     total     parcial

Data: 05/06/2014

Assinatura do autor

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
GPT/BC/UFG**

F383a	<p>Ferreira, Diego Borja, 1985- Análise experimental de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto adensável e conectores / Diego Borja Ferreira. – Goiânia, GO, 2014. 199 f.; 29cm.</p> <p>Orientador: PhD. Ronaldo Barros Gomes Co-orientador: Dr. Sc. Alessandra Luciano de Carvalho. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás.</p> <p>1. Pilares. 2. Estrutura. 3. Reforço. I. Universidade Federal de Goiás. II. Título.</p> <p align="right">CDD 22. ed. 624.183 4</p>
-------	--

Bibliotecária responsável Crislene Silva de Sousa-Crb2539

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL**  
**CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DIEGO BORJA FERREIRA**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO,  
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO ADENSÁVEL E CONECTORES**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Ronaldo Barros Gomes, Ph.D

Co-Orientadora: Alessandra Luciano Carvalho, Dr.

Goiânia  
2014

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO,  
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO ADENSÁVEL E CONECTORES**

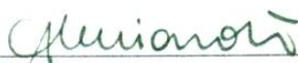
**DIEGO BORJA FERREIRA**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 12 de maio de 2014, pela banca examinadora constituída pelos professores:



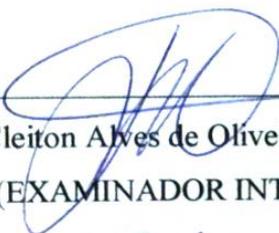
Ronaldo Barros Gomes, Ph.D (UFG)

(ORIENTADOR)



Alessandra Luciano Carvalho, Dr. (PUC-GO)

(CO-ORIENTADORA)



Janes Cleiton Alves de Oliveira Dr. (UFG)

(EXAMINADOR INTERNO)



Carlos Eduardo Luna de Melo Dr. (UnB)

(EXAMINADOR EXTERNO)

*A minha amada esposa Gabriele  
que sempre esteve presente comigo,  
aos meus pais e irmãs que na  
simplicidade de suas vidas me  
incentivaram a trilhar este caminho.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, a Deus, pelo seu amor e misericórdia, me abençoando e fortalecendo-me para chegar até aqui.

Ao meu orientador, Professor Ronaldo Barros Gomes, pela sua paciência e dedicação, durante todas as etapas deste trabalho, auxiliando-me não somente com conhecimento, mas também me aconselhando na tomada de decisões. Muito Obrigado.

Aos professores do Curso de Mestrado em Engenharia Civil (CMEC-UFG), por compartilharem seus conhecimentos.

Às empresas Carlos Campos Consultoria, Realmix, e Pontifícia Universidade Católica de Goiás, pelo apoio com materiais e realização de ensaios.

Aos alunos do curso de Mestrado que se tornaram meus amigos e fizeram parte dessa caminhada, em particular ao Ronivon, Marília, Jeovan, pelos momentos de companheirismo, humor, tensão que passamos nesse tempo, sem a colaboração de vocês não seria possível concluir este estudo.

À professora Valeria Mouro pelo incentivo no ingresso do mestrado.

À engenheira Keila pelo auxílio no início dos ensaios, sem sua orientação seria mais penoso concluir esta etapa.

Ao meu amigo Paulo Sardinha pelo auxílio com a língua inglesa.

Ao CNPq e Capes, pelo auxílio financeiro.

A minha esposa Gabriele pela compreensão nos momentos de ausência e apoio nas dificuldades, à minha família pelo estímulo.

## RESUMO

O estudo de reforço de estruturas de concreto armado cada vez mais se torna necessário na construção civil. As falhas nas etapas de projeto, de execução, uso e manutenção bem como o uso de materiais de construção de baixa qualidade podem levar a essa necessidade, somando-se a esse fator a mudança funcional da estrutura. O reforço de estrutura se justifica sempre que houver necessidade de aumentar sua capacidade portante. Existem poucos estudos do comportamento dessas estruturas reforçadas, o que dificulta a criação de parâmetros que contribuam para a elaboração desses projetos. Nesta pesquisa, foi avaliado o comportamento de pilares de concreto armado solicitados à compressão e com excentricidade em apenas uma direção, com uma seção inicial de 120 mm x 250 mm e altura de 2000 mm, reforçados na região comprimida com uma camada de 35 mm de concreto auto adensável. Como armadura de interação, foram utilizados parafusos conectores. Neste estudo, as principais variáveis são a posição e a taxa de aço dos conectores. Os pilares reforçados apresentaram aumento de aproximadamente três vezes da carga de ruptura, em função do aumento da taxa de conectores. Um dos problemas encontrados foi o deslocamento da camada de concreto do reforço próximo à carga de ruptura, sendo necessários outros estudos para solucionar esse fato. Ocorreu ainda uma redução dos deslocamentos horizontais dos pilares, devido à diminuição da ductilidade. Esses resultados mostram a eficiência da técnica de reforço adotada.

**Palavras - chave:** Pilar; Reforço; Conectores; Concreto.

## ABSTRACT

Studying strengthening in reinforced concrete structures is an ever-growing necessity in civil construction. Flaws during design, execution, use, and maintenance, as well as the use of poor quality construction materials and a structure's functional change may all lead to this necessity. Strengthening a given structure is justified whenever it becomes necessary to increase its bearing capacity. The small number of studies which analyse the behaviour of strengthened structures makes it difficult to establish parameters that may contribute to designing such projects. This research assessed the behaviour of reinforced concrete columns under compression and one-way eccentricity, with an initial section of 120 mm x 250 mm and height of 2000 mm, strengthened in the compressed area with a 35 mm layer of self-compacting concrete. Connector screws were used as interaction reinforcement. The main variables were the connectors' position and steel rate. Strengthened columns showed an increase in rupture by approximately three times load due to the increase of connectors' rate. One of the problems detected was the concrete reinforcement layer spalling near the rupture load, whose solution requires further research. There was also a reduction in columns' horizontal displacements, caused by a decrease in ductility. These results show the effectiveness of the strengthening technique employed.

**Keywords:** Columns; Strengthening; Connectors; Concrete.

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 2

Figura 2.1- Arranjo de pilares de edifícios .....	29
Figura 2.2- Comprimento de flambagem de acordo com a vinculação (MELO 2009).....	30
Figura 2.3- Casos de excentricidade de 1ª ordem (BASTOS, 2004).....	33
Figura 2.4- Imperfeições geométricas globais (NBR 6118: 2007).....	34
Figura 2.5- Imperfeições geométricas locais (ABNT NBR 6118:2007).....	35
Figura 2.6- Proteção das barras contra flambagem (BASTOS, 2004) .....	40
Figura 2.7- Características dos pilares ensaiados por Hognestad (1951).....	43
Figura 2.8- Sistema de ensaio adotado por Hognestad (1951).....	44
Figura 2.9- Seção transversal dos pilares de Ibrahim e MacGregor (1996).....	46
Figura 2.10- Sistema de ensaio (IBRAHIM E MACGREGOR, 1996).....	46
Figura 2.11- Dimensões dos pilares .....	48
Figura 2.12- Detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA .....	49
Figura 2.13- Detalhamento das armaduras dos pilares da série PCA4.....	49
Figura 2.14- Reforço com elementos metálicos (RIGAZZO, 2003).....	54
Figura 2.15- Reforço de pilar com uso de perfis metálicos.....	54
Figura 2.16- Alívio de carga em pilar por meio de protensão.....	56
Figura 2.17- Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal (TAKEUTI, 1999).....	57
Figura 2.18- Reforço com concreto projetável (HELENE, 1992).....	59
Figura 2.19- Ensaio <i>slump flow</i> .....	60
Figura 2.20- Ensaio <i>V-Funnel</i> .....	60
Figura 2.21- Ensaio <i>L- Box</i> .....	61
Figura 2.22- Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica (RISSO, 2008). .....	63
Figura 2.23- Efeito de pino (RISSO, 2008).....	64
Figura 2.24- Mecanismos de transferência em conectores por esforço normal (OLIVEIRA, 2003).....	65
Figura 2.25- Mecanismos de transferência em conectores por cisalhamento (JOHANSSON, 2002).....	65
Figura 2.26- Armaduras dos pilares de referência (TAKEUTI, 1999).....	66

Figura 2.27- Armaduras do reforço (TAKEUTI, 1999) .....	66
Figura 2.28- Aparato experimental (TAKEUTI, 1999).....	67
Figura 2.29- Posicionamento dos estribos conectores nas camadas de reforço de concreto (CAA) (OMAR, 2006) .....	70
Figura 2.30- Posicionamento dos extensômetros no concreto (OMAR, 2006).....	70
Figura 2.31- a) parafuso cônico, b) jaqueta, c) prolongador, d) porca, e) arruela, f) parafuso completo. Posicionamento dos conectores (SAHB, 2008).....	73
Figura 2.32- Disposição dos chumbadores nos pilares (SAHB, 2008) .....	74
Figura 2.33- Instalação dos estribos conectores (NASCIMENTO, 2009) .....	76
Figura 2.34- Localização dos conectores nos pilares (NASCIMENTO, 2009) .....	77

### Capítulo 3

Figura 3.1- Características dimensionais dos pilares (mm).....	80
Figura 3.2- Seção transversal dos pilares (mm) .....	80
Figura 3.3- Detalhamento das armaduras .....	81
Figura 3.4- a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca,.....	82
Figura 3.5- Posição das linhas horizontais dos conectores.....	82
Figura 3.6- Aspecto visual de um pilar não reforçado e do posicionamento dos conectores em um pilar reforçado .....	83
Figura 3.7- Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal .....	86
Figura 3.8- Posicionamento dos extensômetros no concreto .....	86
Figura 3.9- Posicionamento dos relógios comparadores e trena .....	87
Figura 3.10- Posicionamento dos LVDT's (L).....	88
Figura 3.11- Detalhamento das formas .....	88
Figura 3.12- Espaçador e grampos de travamento .....	89
Figura 3.13- Marcação da posição dos estribos.....	90
Figura 3.14- Ensaios do concreto fresco (CAA) .....	90
Figura 3.15- Lançamento e acabamento do concreto (CAA).....	91
Figura 3.16- Marcação da posição dos estribos e posição dos conectores .....	92
Figura 3.17- Execução dos furos pra instalação dos conectores .....	93
Figura 3.18- Escarificação do substrato utilizando água sob pressão .....	93
Figura 3.19- Antes e depois da escarificação da superfície dos pilares .....	94
Figura 3.20- Procedimento de corte das jaquetas dos conectores .....	94

Figura 3.21- Fixação dos conectores .....	95
Figura 3.22- Aspecto visual das formas do reforço fixadas .....	95
Figura 3.23- Execução da concretagem do reforço .....	96
Figura 3.24- Detalhamento do pórtico de reação .....	97
Figura 3.25- Aparato experimental completo.....	98
Figura 3.26- Montagem do ensaio.....	99

## Capítulo 4

Figura 4.1- Curva Resistências x Tempo do concreto.....	102
Figura 4.2- Curvas módulo de elasticidade x Tempo do concreto .....	103
Figura 4.3- Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 10,0 mm .....	104
Figura 4.4- Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 5,0 mm .....	105
Figura 4.5- Deslocamentos horizontais e verticais PO.....	106
Figura 4.6- Deslocamentos horizontais e verticais PR.....	106
Figura 4.7- Deslocamentos horizontais e verticais P150-18 .....	107
Figura 4.8- Deslocamentos horizontais e verticais P150-26 .....	107
Figura 4.9- Deslocamentos horizontais e verticais P100-26a.....	107
Figura 4.10- Deslocamentos horizontais e verticais P100-26b .....	108
Figura 4.11- Deslocamentos horizontais e verticais P100-38 .....	108
Figura 4.12- Deslocamentos horizontais e verticais P100-50 .....	108
Figura 4.13- Deformações das armaduras PO .....	109
Figura 4.14- Deformações das armaduras PR .....	110
Figura 4.15- Deformações das armaduras P150-18 .....	110
Figura 4.16- Deformações das armaduras P150-26 .....	110
Figura 4.17- Deformações das armaduras P100-26a.....	111
Figura 4.18- Deformações das armaduras P100-26b .....	111
Figura 4.19- Deformações das armaduras P100-38 .....	111
Figura 4.20- Deformações das armaduras P100-50 .....	112
Figura 4.21- Deformações do concreto PO .....	112
Figura 4.22- Deformações do concreto PR .....	113
Figura 4.23- Deformações do concreto P150-18.....	113
Figura 4.24- Deformações do concreto P150-26.....	113
Figura 4.25- Deformações do concreto P100-26a.....	114

Figura 4.26- Deformações do concreto P100-26b.....	114
Figura 4.27- Deformações do concreto P100-38.....	114
Figura 4.28- Deformações do concreto P100-58.....	115
Figura 4.29- Fissuras nas faces B e T do pilar PO ( $P_u = 126,7$ kN).....	116
Figura 4.30- Fissuras nas faces B e T do pilar PR ( $P_u = 542,2$ kN).....	116
Figura 4.31- Fissuras nas faces B e T do pilar P150-18 ( $P_u = 453,2$ kN).....	117
Figura 4.32- Fissuras nas faces B e T do pilar P150-26 ( $P_u = 442,5$ kN).....	117
Figura 4.33- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-26a e b ( $P_u = 389,9$ kN).....	118
Figura 4.34- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-38 ( $P_u = 441,0$ kN).....	118
Figura 4.35- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-50 ( $P_u = 468,9$ kN).....	119
Figura 4.36- Esquema da superfície de ruptura.....	121
Figura 4.37- Região de ruptura pilar PO ( $P_u = 126,7$ kN).....	122
Figura 4.38- Região de ruptura pilar PR ( $P_u = 542,2$ kN).....	122
Figura 4.39- Região de ruptura pilar P150-18 ( $P_u = 453,2$ kN).....	123
Figura 4.40- Região de ruptura pilar P150-26 ( $P_u = 442,5$ kN).....	123
Figura 4.41- Região de ruptura pilar P100-26 ( $P_u = 389,9$ kN).....	124
Figura 4.42- Região de ruptura pilar P100-38 ( $P_u = 441,0$ kN).....	124
Figura 4.43- Região de ruptura pilar P100-50 ( $P_u = 468,9$ kN).....	125
Figura 4.44- Posicionamento dos LVDT's.....	125
Figura 4.45- Deslocamento relativo vertical do pilar P150-18.....	126
Figura 4.46- Deslocamento relativo vertical do pilar P150-26.....	126
Figura 4.47- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-26a.....	127
Figura 4.48- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-26b.....	127
Figura 4.49- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-38.....	127
Figura 4.50- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-50.....	128
Figura 4.51- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-26a.....	128
Figura 4.52- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-26b.....	129
Figura 4.53- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-38.....	129
Figura 4.54- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-50.....	129

## Capítulo 5

Figura 5.1- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar PO.....	132
Figura 5.2- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar PR.....	132

Figura 5.3- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P150-18 .....	132
Figura 5.4- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P150-26 .....	133
Figura 5.5- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-26 .....	133
Figura 5.6- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-38 .....	133
Figura 5.7- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-50 .....	134
Figura 5.8- Deslocamentos horizontais a 40 kN.....	135
Figura 5.9- Deslocamentos horizontais pilares reforçados a 100 kN .....	135
Figura 5.10- Deslocamentos horizontais a 100 kN .....	136
Figura 5.11- Curvas carga x deslocamento .....	137
Figura 5.12- Curvas carga x deformação da armadura mais tracionada .....	138
Figura 5.13- Curvas carga x deformação da armadura menos tracionada.....	140
Figura 5.14- Curvas carga x deformação do concreto.....	141
Figura 5.15- Carga x taxa de conectores .....	143
Figura 5.16- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica PO.....	145
Figura 5.17- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica PR.....	146
Figura 5.18- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P150-18 .....	146
Figura 5.19- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P150-26 .....	146
Figura 5.20- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-26 .....	147
Figura 5.21- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-38 .....	147
Figura 5.22- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-50 .....	147
Figura 5.23- Diagrama Momento fletor x curvatura dos pilares .....	148

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO 2

Tabela 2.1- Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ (NBR 6118: 2007).....	38
Tabela 2.2- Características os pilares ensaiados por Ibrahim e MacGregor (1996).....	45
Tabela 2.3- Carga de ruptura e momento último.....	50
Tabela 2.4- Descrição dos pilares ensaiados (TAKEUTI, 1999) .....	67
Tabela 2.5- Resistência e carga de ruptura (TAKEUTI, 1999).....	68
Tabela 2.6- Informações sobre o comportamento dos pilares de Omar (2006) .....	71
Tabela 2.7- Comportamento dos pilares de Sahb (2008) .....	75
Tabela 2.8- Comportamento dos pilares de Nascimento (2009) .....	78

### CAPÍTULO 3

Tabela 3.1- Principais características dos pilares ensaiados.....	84
Tabela 3.2- Informações técnicas dos conectores .....	85

### CAPÍTULO 4

Tabela 4.1- Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.....	103
Tabela 4.2- Características das amostras de aço.....	104
Tabela 4.3- Relação entre aparecimento de fissuras e carga de ruptura.....	119
Tabela 4.4- Carga e modo de ruptura .....	120

### CAPÍTULO 5

Tabela 5.1- Deslocamentos na região central em determinadas carga .....	134
Tabela 5.2- Relação carga de ruptura com carga que o deslocamento limite DL .....	137
Tabela 5.3- Deformações das armaduras longitudinais mais tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores .....	139
Tabela 5.4- Deformações das armaduras longitudinais menos tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores .....	140

Tabela 5.5- Deformações das armaduras longitudinais mais tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores (90% de $P_u$ ).....	142
Tabela 5.6- Relação entre taxa de conectores e carga de ruptura.....	144

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da seção cheia
$A_c$	Área da seção transversal de concreto comprimido
$A_{ch}$	Área de chumbadores
$A_{int}$	Área da interface entre substrato e reforço
$A_s$	Área total da armadura longitudinal
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura longitudinal
$A_{s,máx}$	Área máxima de armadura longitudinal
$A_{sr}$	Área da barra de aço de referência
$b$	Menor dimensão do pilar
$d$	Deslizamento relativo na interface
$d_{máx.agreg}$	Diâmetro máximo do agregado
$D_L$	Deslocamento limite (NBR 6118:2003) em “mm”
$D_p$	Deslocamento horizontal do pilar em “mm”
$e_a$	Excentricidade acidental
$e_{cc}$	Excentricidade adicional – devido ao fenômeno de fluência
$e_{ens}$	Excentricidade de aplicação do carregamento na estrutura indeformada
$e_{inc}$	Excentricidade inicial – antes do reforço
$e_{min}$	Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais
$e_{máx}$	Espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou do centro de feixes de barras
$e_1$	Excentricidade inicial (de 1ª ordem) – não inclui a excentricidade acidental
$e_2$	Excentricidade de segunda ordem
$E_c$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
$E_c^{sub}$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do substrato
$E_c^{ref}$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do reforço
$E_{ref}$	Espessura da camada de reforço com CAA
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$f_c$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto à compressão
$f_{ct}$	Resistência média à tração do concreto por compressão diametral
$f_c^{sub}$	Resistência do concreto do substrato
$f_c^{ref}$	Resistência do concreto do reforço

$f_y$	Tensão de início de escoamento da armadura
$f_{yd}$	Resistência de cálculo de início de escoamento do aço
$f_y(ch)$	Tensão de escoamento do chumbador, adotada igual a 500 MPa
$f_{yk}$	Resistência à tração característica do aço
$F$	Fissura observada
<b>GPa</b>	Giga Pascal
$h$	altura da seção transversal do pilar na direção considerada
$h_1$	Altura que o concreto permanece no início da caixa L
$h_2$	Altura que o concreto atinge na extremidade da caixa L
$i$	Raio de giração do pilar
$I$	Momento de inércia
<b>kN</b>	quilo newton
$l$	Distância entre os eixos dos elementos estruturais que o pilar está vinculado
$l_e$	Comprimento equivalente do pilar
$l_0$	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar
<b>LT</b>	Comprimento total da barra de aço
$M_{atuante}$	Momento atuante no pilar – calculado por dados experimentais
$M_A$	Maior momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
$M_B$	Menor momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
$M_C$	Momento de 1ª ordem no meio de um pilar em balanço
$M_{eng}$	Momento de engastamento perfeito do vão extremo da viga
$M_x$	Momento na direção x
$M_y$	Momento na direção y
$M_{vig}$	Momento na viga
$M_{sup}$	Momento no engaste superior de um pilar bi-rotulado
$M_{inf}$	Momento no engaste inferior de um pilar bi-rotulado
$M_{1d,min}$	Momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar
<b>MPa</b>	Mega Pascal
$n$	Número de barras no feixe de barras
<b>N</b>	Força ou carga normal
$N_d$	Força normal de cálculo
$N_{sd}$	Força normal solicitante de cálculo na seção

<b>P</b>	Carga aplicada
<b>P<sub>DL</sub></b>	Carga experimental atuante no pilar quando este atinge o deslocamento limite (NBR 6118:2003)
<b>P<sub>fiss</sub></b>	Carga em que foi observada visualmente a primeira fissura
<b>P<sub>f,visual</sub></b>	Carga da 1ª fissura observada visualmente
<b>P<sub>f,gráf</sub></b>	Carga de fissuração determinada através da curva carga x deslocamento horizontal de cada pilar
<b>P<sub>i</sub></b>	Carga em que foi observada a fissura
<b>P<sub>u</sub></b>	Carga de ruptura do pilar
<b>P<sub>u</sub><sup>lei</sup></b>	Carga de última leitura do pilar
<b>r<sub>inf</sub></b>	Rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
<b>r<sub>sup</sub></b>	Rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
<b>r<sub>vig</sub></b>	Rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
<b>RB</b>	Relação de bloqueio
<b>R<sub>fiss</sub></b>	Relação entre a carga de fissuração e a carga de ruptura
<b>S<sub>máx</sub></b>	Espaçamento máximo entre estribos
<b>T<sub>ch</sub></b>	Taxa de chumbadores
<b>T<sub>20</sub></b>	Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 20 cm da caixa L
<b>T<sub>40</sub></b>	Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 40 cm da caixa L
<b>w</b>	Afastamento entre concretos diferentes

## LETRAS GREGAS

$\alpha_b$	Parâmetro de instabilidade
$\epsilon_c$	Deformação específica do concreto
$\epsilon_s$	Deformação específica do aço
$\epsilon_{cmáx}$	Deformação máxima registrada no concreto comprimido
$\epsilon_{smáx}$	Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida
$\epsilon_y$	Deformação específica de início de escoamento do aço
$\epsilon_u$	Deformação específica de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-11
$\varphi$	Diâmetro
$\varphi_{feixe}$	Diâmetro do feixe de barras
$\varphi_l$	Diâmetro da barra longitudinal
$\varphi_t$	Diâmetros de barra transversal
$\Phi$	Curvatura da seção
$\gamma_n$	Coefficiente adicional de majoração da carga
$\lambda$	Índice de esbeltez do pilar
$\lambda_1$	Valor limite para índice de esbeltez (contempla excentricidade acidental do pilar)
$\mu_a$	Coefficiente de atrito interno
$\mu$	Coefficiente de correção da tensão cisalhante teórica
$v$	Força normal reduzida de cálculo
$\rho$	Taxa de armadura longitudinal
$\rho_w$	Taxa geométrica da armadura transversal à ligação
$\rho_{inic}$	Taxa de armadura longitudinal inicial (antes do reforço)
$\rho_{fin}$	Taxa de armadura da seção composta, após o acréscimo da camada de 35 mm de concreto auto-adensável e da armadura de combate à retração
$\sigma_{sr}$	Tensão de escoamento do aço para a deformação registrada nas cargas de referência
$\tau_{teórica}$	Tensão cisalhante teórica
$\tau_{exp}$	Tensão cisalhante experimental
$\tau_u$	Resistência média de ruptura ao cisalhamento horizontal

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Face lateral do pilar
C	Face mais comprimida do pilar
CAA	Concreto auto adensável
C.A.M	Carga média de arrancamento
CC	Concreto convencional
CEB	Comite Euro-International du Beton
CP	Corpo-de-prova
CP-V – ARI	Cimento Portland – de Alta Resistência Inicial
C.R.C	Carga de resistência ao cisalhamento
D	Face lateral do pilar
DMC	Dimensão Máxima Característica
DR	Desplacamento do reforço
EA	Escoamento do aço
EC	Esmagamento do concreto
EEC	Escola de Engenharia Civil
E.L.S.	Estado Limite de Serviço
MF	Módulo de Finura
NIST	<i>National Institute of Standards and Technology – USA</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
R	Relógio Comparador
T	Face tracionada ou menos comprimida do pilar
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>24</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	25
1.2. OBJETIVO.....	26
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	26
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>28</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	28
2.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	28
2.2.1. Prescrições da NBR: 6118: 2007.....	29
2.2.2. Prescrições do ACI 318: 2011 .....	40
2.2.3. Prescrições do EUROCODE 2 – Design of Concrete Structure (2007).....	41
2.3. PESQUISAS SOBRE DIMENSIONAMENTO DE PILARES .....	42
2.3.1. HOGNESTAD (1951) .....	42
2.3.2. IBRAHIM E MACGREGOR (1996) .....	44
2.3.3. ADORNO (2004) .....	48
2.4. REFORÇO DE PILARES.....	52
2.4.1. Técnicas e materiais de reforço de pilares.....	53
2.5. ADERÊNCIA ENTRE SUPERFÍCIES .....	61
2.5.1. Aderência por transferência pela superfície de contato.....	62
2.5.2. Aderência por transferência pela armadura .....	63
2.6. ESTUDOS SOBRE REFORÇO DE PILARES .....	65
2.6.1. TAKEUTI (1999) .....	65
2.6.2. OMAR (2006) .....	69
2.6.3. SAHB (2008).....	72
2.6.4. NASCIMENTO (2009) .....	76
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>79</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	79

3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS .....	79
3.2.1. Dimensões das peças .....	79
3.2.2. Armadura das peças .....	81
3.2.3. Conectores .....	82
3.2.4. Nomenclatura dos pilares .....	83
3.3. MATERIAIS .....	84
3.3.1. Concreto auto adensável (CAA).....	84
3.3.2. Aço .....	84
3.3.3. Conectores .....	85
3.1. METODOLOGIA EXPERIMENTAL .....	85
3.1.1. Instrumentação pré-concretagem.....	85
3.1.2. Instrumentação pós concretagem.....	86
3.2. CONFECÇÃO DOS PILARES .....	88
3.2.1. Formas .....	88
3.2.2. Montagem e moldagem dos pilares .....	89
3.3. CONCRETAGEM DO REFORÇO .....	91
3.3.1. Locação da posição dos estribos e conectores.....	91
3.3.2. Preparação do substrato .....	93
3.3.3. Fixação dos conectores .....	94
3.3.4. Preparação das formas .....	95
3.3.5. Moldagem do reforço .....	96
3.4. SISTEMA DE ENSAIO.....	96
3.4.1. Montagem do ensaio.....	98
3.4.2. Execução do ensaio .....	100
<b>4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>101</b>
4.1. MATERIAIS .....	101
4.1.1. Concreto .....	101
4.1.2. Aço .....	104
4.2. COMPORTAMENTO DOS PILARES .....	105
4.2.1. Deslocamentos horizontais e verticais.....	105
4.2.2. Deformações específicas das armaduras .....	109

4.2.3.	Deformações específicas do concreto.....	112
4.2.4.	Desenvolvimento de fissuras .....	115
4.2.5.	Carga, modo e superfície de ruptura.....	119
4.3.	DESLOCAMENTO RELATIVO .....	125
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>131</b>
5.1.	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	131
5.2.	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS .....	138
5.3.	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO.....	141
5.4.	CARGAS DE RUPTURA E TAXA DE CONECTORES .....	143
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>150</b>
6.1.	CONCLUSÕES .....	150
6.1.1.	Comportamento carga x deslocamento horizontal .....	150
6.1.2.	Comportamento carga x deformação nas armaduras.....	151
6.1.3.	Comportamento carga x deformação no concreto.....	151
6.1.4.	Carga e modo de ruptura .....	151
6.1.5.	Desempenho do concreto auto adensável .....	152
6.1.6.	Desempenho dos parafusos conectores .....	152
6.1.7.	Considerações finais .....	152
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>154</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>161</b>
	<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>164</b>
	<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>167</b>
	<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>171</b>
	<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>177</b>
	<b>APÊNDICE F.....</b>	<b>184</b>
	<b>APÊNDICE G .....</b>	<b>194</b>

## CAPÍTULO 1

### 1 INTRODUÇÃO

Muitos são os problemas estruturais encontrados que podem levar as edificações à ruína. O estudo sobre recuperação, reparo e reforço de uma estrutura vem se tornando cada vez mais necessário na indústria da construção civil. Dentre eles, podem ser citados projetos mal concebidos, erro de dimensionamento, materiais de baixa qualidade, falta de manutenção, avarias causadas por sinistros e a mudança funcional da estrutura.

Segundo Clímaco (2005), na análise estrutural de uma edificação os pilares se destacam em grau de importância, pois são utilizados para transpor as ações dos pavimentos para as fundações, garantindo o equilíbrio estrutural nas edificações com estruturas convencionais de concreto.

Flexo-compressão é uma solicitação composta por momentos fletores e por um esforço normal de compressão. Quando há flexão em um plano contendo um dos eixos de simetria das seções transversais do elemento estrutural, a solicitação é denominada flexo-compressão normal ou flexo-compressão reta, (OMAR, 2006).

O estudo da situação e do comportamento dessas estruturas é de grande importância para que se possa executar uma intervenção através de métodos de reforço. São inúmeros os materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural existentes na construção civil, como o uso de grautes, concreto auto adensável (CAA), fibra de carbono, chapas ou perfis metálicos, protensão exterior, uso de concreto projetado, aumento da taxa de armadura e aumento da seção transversal existente.

O aumento da seção transversal é uma das técnicas mais utilizadas no país, porém exige o atendimento a requisitos que garantam a sua eficácia, dentre os quais se destaca a aderência entre concretos do substrato e reforço.

O estudo de pilares vem sendo desenvolvido ao passar dos tempos como forma de aprimorar os conhecimentos nessa área, podendo ser citados os trabalhos de Hognestad (1951), Ibrahim e Macgregor (1996) que analisaram pilares armados ou de concreto simples submetidos a flexão normal, que forneceram subsídios para o desenvolvimento de pesquisas posteriores.

Alguns estudos foram realizados visando analisar o comportamento de pilares com o emprego da técnica de aumento da seção transversal com algumas variações no

tratamento da superfície e o emprego de diferentes armaduras. Omar (2006) verificou em seus estudos um aumento da capacidade portante de todos os seus pilares reforçados, porém todos romperam de maneira brusca por deslocamento da camada de reforço. Sahb (2008) continuou os estudos de reforço de pilares propondo o uso de parafusos conectores posicionados em quantidade e locais diferentes conseguindo um grande aumento da carga de ruptura, mas o problema do deslocamento ainda persistiu. Nascimento (2009) conseguiu com seus estudos que apenas um de seus pilares reforçados se comportasse de maneira dúctil na ruptura evitando o deslocamento da camada de reforço utilizado com o aumento da capacidade portante da peça. Os métodos apresentados tinham como principal diferença o tipo de conector utilizado.

Neste estudo, foi realizado a análise de pilares de concreto armado, reforçados na região comprimida com o uso de concreto auto adensável (CAA) e parafusos conectores semelhantes aos de Sahb (2008), os pilares originais foram previamente preparados para receberem a camada de reforço de CAA e posteriormente submetidos à flexo-compressão reta.

## 1.1. JUSTIFICATIVA

O avanço tecnológico dos materiais possibilitou que as estruturas de concreto se tornassem mais versáteis e ousadas com projetos inovadores, porém vem se observando um crescente aumento do aparecimento de patologias e até mesmo de ruínas de estruturas que podem estar ligadas a falhas desde projeto, processos construtivos, e até de utilização, muitas vezes ocasionadas por falta de conhecimento técnico, emprego de materiais de baixa qualidade na tentativa de reduzir custos.

Mesmo com inúmeras intervenções já terem sido executadas, não há normatizações que definam todo o processo de reforço de uma estrutura, haja vista que cada caso exige diferentes métodos a serem aplicados, exigindo do profissional conhecimento do comportamento estrutural que todas as técnicas e método impõem sobre a estrutura.

Visando criar subsídios através de dados confiáveis que a Universidade Federal de Goiás (UFG) vem desenvolvendo linhas de pesquisa sobre reforço estrutural de pilares juntamente com a Universidade de Brasília (UnB), iniciada por Adorno (2004), Araújo (2004), Omar (2006), Sahb (2008), Nascimento (2009).

Adorno (2004) e Araújo (2004) mostraram a influência da excentricidade na capacidade portante dos pilares partindo de um estudo inicial desenvolvido por Mello (2003),

Omar (2006) deu continuidade a esses estudos utilizando CAA minimizando os problemas construtivos, e verificando a aplicação de reforço em diferentes faces dos pilares, Sahb (2008) e Nascimento (2009) utilizaram dos mesmos modelos utilizando além de CAA, tipos de conectores distintos posicionados e distribuídos em diferentes regiões dos pilares.

Mesmo com todos estes estudos realizados, ainda pouco se sabe sobre o comportamento das peças diante das técnicas empregadas, tornando-se necessário desenvolver estudos para a obtenção de maiores dados criando subsídios confiáveis para a elaboração de projetos que visam garantir a eficiência dos procedimentos de reforço estrutural podendo vir a ser normalizados.

## **1.2. OBJETIVO**

A análise do desempenho de pilares reforçadas na região comprimida pela técnica de aumento da seção transversal, com o uso de concreto auto adensável CAA e parafusos conectores, submetidos a flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm é o objetivo geral desse estudo.

Como objetivo específico tem-se a avaliação do comportamento de pilares reforçados através da instalação de conectores em quantidade e regiões diferentes. Essa avaliação será realizada analisando os seguintes resultados: deslocamentos horizontais e verticais; deformações do aço e concreto; carga e modos de ruptura; interação entre concreto do reforço com concreto do substrato.

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura na qual são apresentadas as recomendações feitas por diferentes normas nacionais e internacionais, como ABNT NBR 6118:2007, ACI 318:2008, com maiores informações sobre pilares submetidos a flexo-compressão reta, além de apresentar vários autores que estudaram pilares e técnicas de reforço recuperação de estruturas dando maior ênfase para pilares.

No Capítulo 3, é apresentado o detalhamento de todo o programa experimental com suas fases de execução material utilizado e todos os equipamentos empregados para realização desde a confecção, passando pela instrumentação até a ruptura das peças.

O Capítulo 4 expõe todos os resultados obtidos durante a execução do programa experimental. No Capítulo 5 é feita a análise dos resultados obtidos e no Capítulo 6 são feitas as conclusões finais e sugestões para futuros trabalhos.

## **CAPÍTULO 2**

### **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **2.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo, é apresentada uma revisão de conceitos e prescrições estabelecidos pela literatura para estudos e dimensionamento de pilares de concreto armado, abrangendo desde as recomendações normativas nacionais e internacionais, com base na ABNT NBR 6118:2007, ACI 318:2011 e EUROCODE 2:2007, até as principais técnicas e materiais de reparo, recuperação e reforço de estruturas utilizadas na construção civil.

#### **2.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO**

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007 pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical em que as forças normais de compressão são preponderantes. Sua principal função no conjunto estrutural é a de transmitir as ações atuantes para as fundações (CLIMACO, 2005). Todas as recomendações referentes a pilares são válidas nos casos em que a maior dimensão da seção transversal não exceda em cinco vezes a menor dimensão ( $h \leq 5b$ ). Quando esta condição não for satisfeita, o pilar deve ser analisado como pilar parede.

Quando apenas a força normal axial solicita um pilar, tem-se compressão axial, também denominada centrada ou simples. Quando atuam na seção, simultaneamente, força normal e momento fletor há a flexão composta, que pode ser normal ou oblíqua. Diz-se que uma peça está sujeita à flexão composta oblíqua quando solicitada pela ação simultânea de uma força normal e de dois momentos fletores agindo segundo os eixos principais da seção principal.

Quando se tem apenas um momento fletor agindo num dos eixos principais, tem-se a flexão normal composta. No caso da força normal atuante ser de compressão, tem-se flexo-compressão, ou flexo-tração, para força normal de tração. Em decorrência da continuidade elástica existente entre as vigas e os pilares, as solicitações de flexo-compressão constituem, na realidade, o caso mais geral. Em consequência dessa continuidade elástica, o

conjunto pilares/vigas forma um sistema de quadros associados, onde as vigas naturalmente transmitem esforços de flexão aos pilares. Em quadros constituídos de vários pilares, os pilares extremos sofrem maiores solicitações de flexão que os pilares internos.

Quanto a sua localização no pavimento, os pilares são usualmente classificados conforme a Figura 2.1.

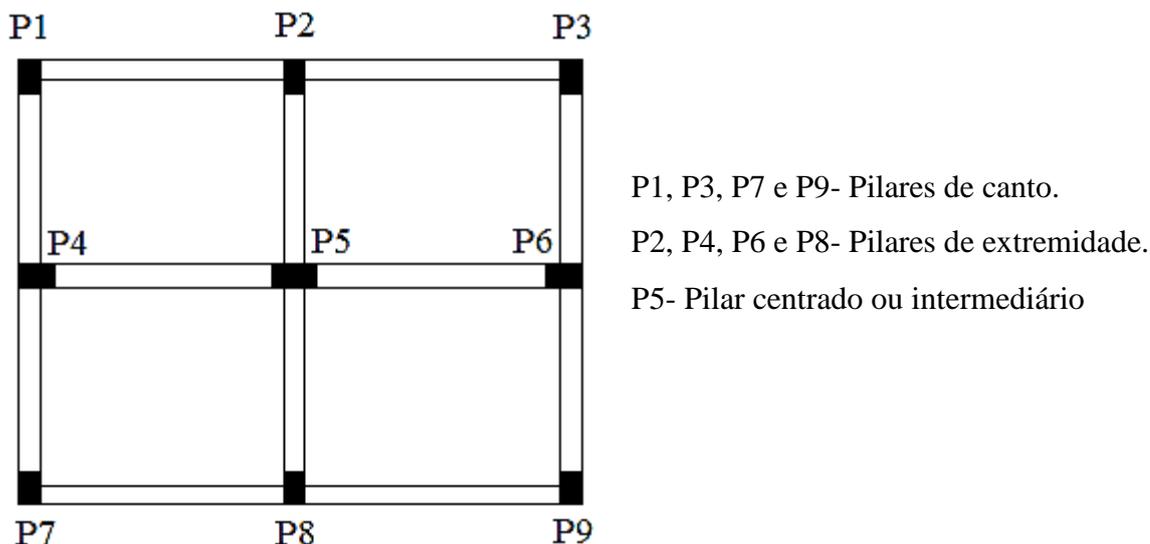


Figura 2.1- Arranjo de pilares de edifícios

De acordo com Clímaco (2005), o cálculo de pilares pode ser executado da seguinte forma: não considerar os momentos fletores transmitidos pelas vigas para pilar intermediário; para pilar extremo é obrigatório considerar o momento transmitido pelo vão extremo da viga nele apoiado, o cálculo à flexão composta pode ser substituído pelo processo simplificado à compressão centrada, atendidas certas condições; e pilar de canto utiliza-se cálculo à flexão composta oblíqua.

### 2.2.1. Prescrições da ABNT NBR 6118: 2007

- Comprimento de flambagem

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, o comprimento equivalente  $l_e$  de um pilar, vinculado em ambas as extremidades, deve ser adotado como o menor dos seguintes valores:

$$l_e = l_0 + h$$

$$l_e = l$$

onde:

$l_0$  = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  = altura da seção transversal do pilar medida no plano da estrutura;

$l$  = distância entre os eixos dos elementos estruturais ao qual o pilar está vinculado.

O valor do comprimento de flambagem pode assumir outros valores dependendo das condições de vínculos nas extremidades. A Figura 2.2 mostra as diversas situações de calculo de comprimento de flambagem.

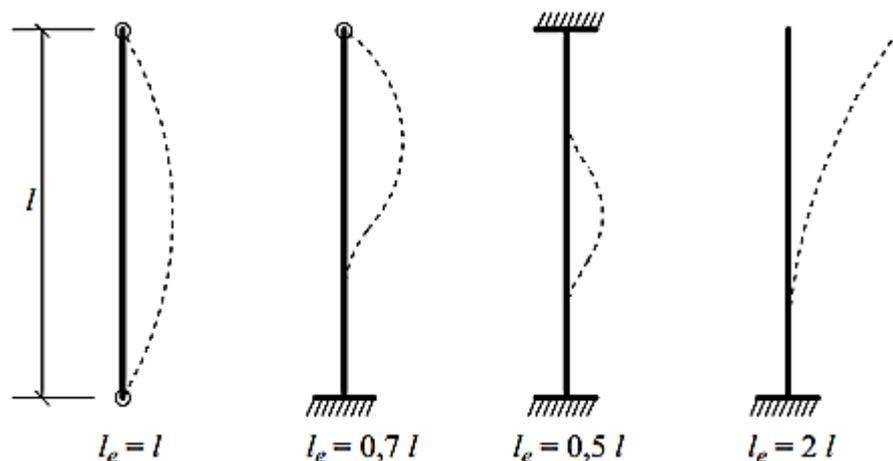


Figura 2.2- Comprimento de flambagem de acordo com a vinculação (MELO 2009)

A flambagem é um fenômeno de instabilidade de equilíbrio, que pode causar a ruptura de uma peça comprimida antes de se esgotar a sua capacidade resistente à compressão, quando submetida à força centrada. O parâmetro adotado como referência para a consideração dos efeitos locais de 2ª ordem é o índice de esbeltez.

- Esbeltez

O índice de esbeltez ( $\lambda$ ) é definido pela relação 2.1:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad 2.1$$

onde:

$l_e$  = comprimento equivalente do elemento isolado;

$i$  = raio de giração mínimo da seção, dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad 2.2$$

onde:

$I$  = momento de inércia relativo ao plano de flexão;

$A$  = área da seção transversal.

No que se refere ao raio de giração, a maior possibilidade de instabilidade ocorre com relação ao eixo de momento de inércia mínimo da seção transversal, que resulta em  $\lambda_{\max}$ . A direção correspondente à maior esbeltez é perpendicular ao eixo de  $I_{\min}$ , e o plano de instabilidade é aquele que contém o eixo longitudinal original e o eixo da peça após a instabilidade.

No caso de pilares de seção retangular, sendo  $b$  a menor dimensão da seção, o índice de esbeltez  $\lambda_{\max}$  é dado pela expressão 2.3:

$$\lambda_{\max} = \frac{l_e}{i_{\min}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{hb^3/12}{bh}}} = \frac{l_e}{\sqrt{12} b} \quad 2.3$$

Os pilares podem ser classificados de acordo com o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) em:

- a) Pilar robusto ou pouco esbelto:  $\lambda \leq \lambda_1$
- b) Pilar de media esbeltez:  $\lambda_1 < \lambda \leq 90$
- c) Pilar esbelto ou muito esbelto:  $90 < \lambda \leq 140$
- d) Pilar excessivamente esbelto:  $140 < \lambda \leq 200$

O valor limite  $\lambda_1$  pode ser calculado pela expressão 2.4:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1/h}{\alpha_b} \quad 2.4$$

onde:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, os esforços locais de 2ª ordem, em elementos isolados, podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite  $\lambda_1$ , que depende de diversos fatores, mas os preponderantes são: a excentricidade relativa de 1ª

ordem  $e_1/h$ , a vinculação dos extremos da coluna isolada e a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.

O valor  $\alpha_b$  da expressão 2.4 pode ser obtido conforme estabelecido a seguir:

- a) Para pilares biapoiados sem cargas transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad 2.5$$

$M_A$  = momento fletor de 1ª ordem no extremo A (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

$M_B$  = momento fletor de 1ª ordem no outro extremo (B) do pilar (toma-se para  $M_B$  o sinal positivo, se tracionar a mesma face que  $M_A$ , e negativo em caso contrario).

- b) Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1,0 \quad 2.6$$

- c) Para pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad 2.7$$

$M_A$  = momento fletor de 1ª ordem no engaste;

$M_B$  = momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- d) Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo de 1ª ordem  $M_{1d, \min}$

$$\alpha_b = 1,0 \quad 2.8$$

O momento mínimo de 1ª ordem é dado pela expressão 2.9:

$$M_{1d, \min} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad 2.9$$

Onde:

$h$  = a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

$N_d$  = força normal de cálculo.

Os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ( $\lambda \leq 200$ ). Para  $\lambda > 200$ , a consideração da fluência é obrigatória.

- Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem é devida à existência de momentos fletores externos solicitantes que podem ocorrer ao longo do comprimento do pilar, ou devido ao ponto teórico de aplicação da força normal estar localizado fora do centro de gravidade da seção transversal, (OMAR, 2006). A Figura 2.3 mostra os possíveis casos de excentricidade de 1ª ordem, considerando a força normal de cálculo  $N_d$  e o momento fletor de cálculo  $M_d$ .

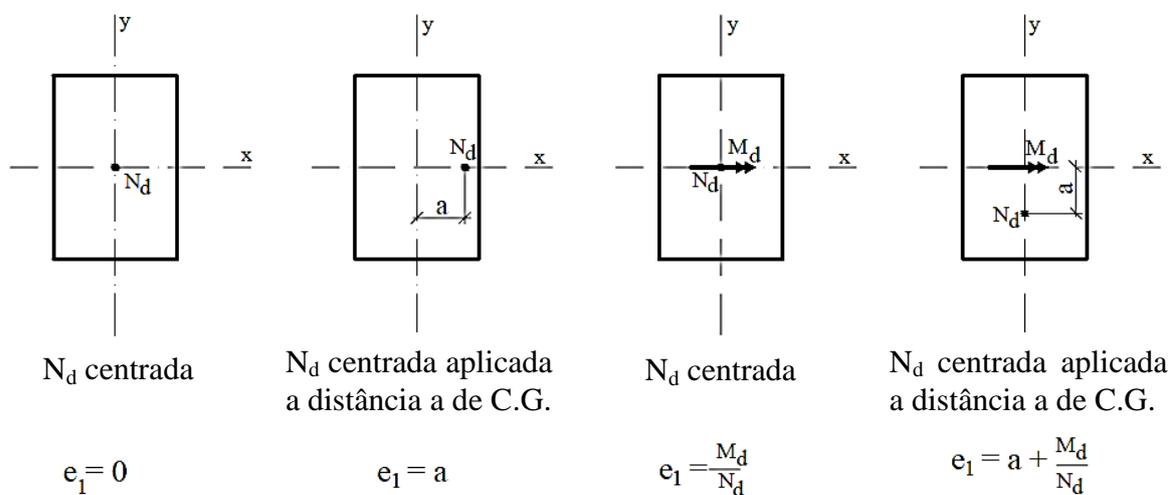


Figura 2.3- Casos de excentricidade de 1ª ordem (BASTOS, 2004)

Melo (2009) afirma que ensaios de pilares com excentricidade relativa ( $e/h$ ) próxima a zero são difíceis de serem realizados, pois são variações muito pequenas em relação à altura da seção transversal, e necessitam de muita precisão na forma, sistema de ensaio, aparelhos de apoio e seção transversal do pilar, o que pôde ser verificado em análises numéricas.

No dimensionamento de colunas à flexão composta, definem-se três excentricidades da carga ou carregamento, todas convencionalmente referidas ao centro de gravidade da seção de concreto:

a) Excentricidade inicial  $e_i$

A excentricidade inicial é oriunda das ligações dos pilares com vigas neles interrompidas, devido ao monolitismo que há nessas ligações. Ocorrem, em geral, em pilares de bordo e canto, a partir das ações de cada tramo (SANTOS, 2009). É calculada com as cargas aplicadas no sistema, com sua geometria inicial, constituindo-se o que se

convencionou chamar de teoria de “primeira ordem” ou ainda  $e_i = M/N$ , referindo-se à carga centrada.

#### b) Excentricidade accidental $e_a$

De acordo com a NBR 6118: 2007, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições do eixo dos elementos da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais:

##### ➤ Imperfeições globais

Na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais como mostra a Figura 2.4.

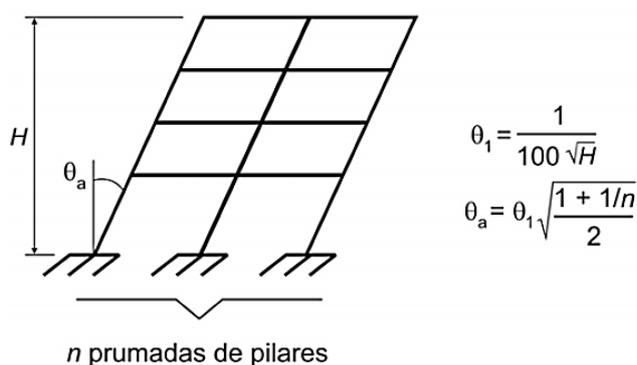


Figura 2.4- Imperfeições geométricas globais (NBR 6118: 2007)

Onde:

$H$  = altura total da estrutura em metros;

$n$  = número total de elementos verticais contínuos;

$\theta_{1\min} = 1/400$  para estruturas de nós fixos ou  $1/300$  para estruturas de nós móveis e imperfeições locais, nunca devendo exceder em  $1/200$ .

##### ➤ Imperfeições locais

No caso de elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento, usualmente vigas e lajes, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado (Figura 2.4 – a) (ABNT NBR 6118:2007).

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito de desaprumo ou da falta de retilinidade do eixo do pilar, Figura 2.5 – b e c respectivamente.

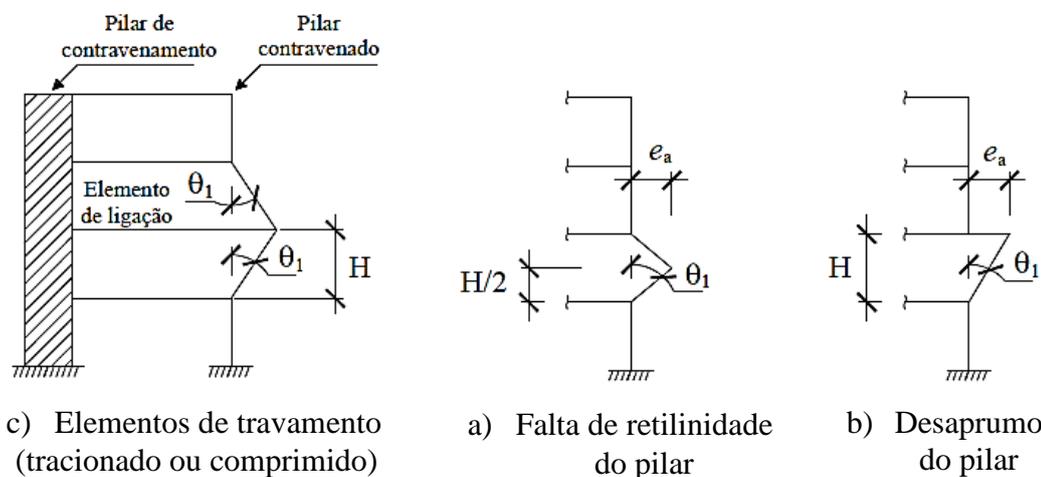


Figura 2.5- Imperfeições geométricas locais (ABNT NBR 6118:2007)

$$e_a = \theta_l H/2 \quad \text{Falta de retilinidade} \quad 2.10$$

$$e_a = \theta_l H \quad \text{Desaprumo do pilar} \quad 2.11$$

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retilinidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.

c) Excentricidade devido a fluência  $e_{cc}$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, em pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 90$ , deve-se considerar excentricidade devido a fluência, de maneira aproximada, acrescentando à excentricidade de 1ª ordem, a excentricidade adicional  $e_{cc}$  através da equação 2.12:

$$e_{cc} = \left( \frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left( 2,718^{\frac{\varphi N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad 2.12$$

onde:

$$N_e = \frac{10E_c I_c}{l_e^2}$$

$e_a$  = excentricidade devida a imperfeições locais;

$I_c$  = momento de inércia do pilar;

$E_c$  = módulo de elasticidade inicial do concreto;

$M_{sg}$  e  $N_{sg}$  = esforços solicitantes decido à combinação quase permanente;

$\Phi$  = coeficiente de fluência.

- Excentricidade de 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem, que podem afetar, principalmente, os esforços solicitantes ao longo delas (ABNT NBR 6118:2007).

A análise global de 2ª ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de 2ª ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas. Os elementos isolados, para fins de verificação local, devem ser formados pelas barras comprimidas retiradas da estrutura, com comprimento de flambagem ( $l_e$ ), porém aplicando-se às suas extremidades os esforços obtidos por meio da análise global de 2ª ordem (ABNT NBR 6118:2007).

Segundo a ABNT NBR 6118:2007 a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, em barras submetidas à flexo-compressão, reta pode ser feita pelo método geral, ou por métodos aproximados, que serão mostrados a seguir.

- Métodos para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

a) Momento mínimo

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração de um momento mínimo de 1ª ordem:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad 2.9$$

Nas estruturas reticuladas usuais, admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem.

b) Método geral

É um método complexo, que requer o uso de uma ferramenta computacional, e consiste na análise não linear de 2ª ordem com a consideração da relação-momento curvatura real em cada seção do pilar e a consideração da não-linearidade geométrica de maneira não

aproximada. O cálculo é realizado de maneira incremental dos efeitos de 2ª ordem até a configuração de equilíbrio da seção, (SANTOS, 2009).

c) Método do pilar padrão com curvatura aproximada

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007 esse método é permitido para pilares de seção constante, armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo e  $\lambda \leq 90$ . Considera-se a não-linearidade de forma aproximada, admitindo que a configuração deformada da barra seja senoidal. A não-linearidade física é levada em conta utilizando-se uma equação aproximada da curvatura crítica. A expressão 2.13 traz a excentricidade de 2ª ordem  $e_2$ .

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \quad 2.13$$

$1/r$  é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão 2.14

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad 2.14$$

Onde  $v = \frac{N_{sd}}{(A_c f_{cd})}$  é a força adimensional;

$h$  é a altura da seção na direção considerada.

d) Método do pilar padrão com rigidez aproximada

O momento máximo na seção é dado pela expressão 2.15:

$$M_{d.tot} = \frac{a_b M_{1d.A}}{1 - \left( \frac{\lambda^2}{120 \frac{k}{v}} \right)} \geq M_{1d.A} \geq M_{1d.min} \quad 2.15$$

A rigidez  $k$  de forma aproximada é dada por:

$$k = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{d.tot}}{h N_d} \right) v \quad 2.16$$

A solução pode ser obtida por tentativas, uma vez que o valor de  $k$  é necessário para o cálculo de  $M_{d,tot}$ , e o valor de  $M_{d,tot}$  também é necessário para o cálculo de  $k$ .

e) Método do pilar padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$

O método do pilar padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  pode ser indicado na determinação de esforços locais de 2ª ordem em pilares com  $\lambda \leq 140$ . Utiliza-se para a determinação da curva da seção crítica, valores extraídos de diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  específicos para cada caso.

- Dimensões mínimas

A ABNT NBR 6118:2007 não permite o uso de pilares com área de seção transversal inferior a 360 cm<sup>2</sup>, sendo 19 cm a dimensão mínima da seção transversal do pilar independente da sua forma, permitindo-se em casos especiais a consideração de dimensões de até 12 cm, desde que, as ações de projeto a serem consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , indicado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  (ABNT NBR 6118:2007)

<b>b (cm)</b>	<b>≥ 19</b>	<b>18</b>	<b>17</b>	<b>16</b>	<b>15</b>	<b>14</b>	<b>13</b>	<b>12</b>
$\gamma_n$	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3	1,35

Onde:

$$\gamma_n = 1,92 - 0,05 b$$

b = menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.

- Armadura longitudinal

A ABNT NBR 6118:2007 recomenda que os diâmetros de barra que podem ser utilizados devem atender os limites da Eq. 2.17, e a taxa de armadura deve estar entre os valores mínimos e máximos indicados nas Eq. 2.18 e 2.19. A taxa de armadura máxima deve ser verificada na região de emendas por ser este o local de maior concentração de barras de aço.

O diâmetro das barras ( $\varphi_l$ ) longitudinais é calculado por:

$$10 \text{ mm} \leq \varphi_l \leq \frac{b}{8} \quad 2.17$$

Onde b é a menor dimensão do pilar.

A armadura mínima longitudinal é obtida a partir da equação 2.18.

$$A_{s.min} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad 2.18$$

$N_d$  = força normal de calculo;

$f_{yd}$  = resistência de calculo de início de escoamento;

$A_c$  = área da seção transversal

A armadura máxima é obtida através da expressão 2.19.

$$A_{s,max} = 8 \% A_c \quad 2.19$$

Pela equação 2.20 é possível obter o espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais, fora da região de emendas que não sejam por transpasse.

$$e_{min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varphi_l, \varphi_{feixe}, \varphi_{tuva} \\ 1,2d_{max, agreg} \end{cases} \quad 2.20$$

Onde:  $\varphi_l$  = diâmetro da barra longitudinal;

$$\varphi_{feixe} = \varphi_n = \varphi\sqrt{n};$$

$d_{max,agreg}$  = diâmetro máximo do agregado

O espaçamento máximo entre barras longitudinais é dado por:

$$e_{max} \leq \begin{cases} 2b \\ 40cm \end{cases} \quad 2.21$$

- Armadura transversal

A armadura transversal de pilares pode ser constituída por estribos ou por grampos suplementares, devendo ser posicionada em toda a altura do pilar, inclusive na região de cruzamento com vigas e lajes. O diâmetro das barras  $\varphi_t$  é calculado pela equação 2.22.

$$\varphi_t \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \varphi_l/4 \end{cases} \quad 2.22$$

Para impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas nos pilares, deve-se calcular o espaçamento longitudinal entre os estribos medido na direção do seu eixo.

$$S_{max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \text{ (menor dimensão)} \\ 12 \varphi \text{ para CA - 50} \end{cases} \quad 2.23$$

Pode ser adotado o valor  $\varphi_t < \varphi_l/4$  quando as armaduras forem constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação:

$$S_{máx} = 90000 \left( \frac{\varphi_t^2}{\varphi_l} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad \text{com } f_{yk} \text{ em MPa.} \quad 2.24$$

- Proteção contra flambagem

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas até no máximo a distância de  $20 \phi_t$ , se neste trecho não houver mais de duas barras, excluindo a do canto. Quando houver mais de duas barras no trecho de  $20 \phi_t$ , ou barras fora dele, é necessária a colocação de estribos suplementares.

Os estribos suplementares devem ter o mesmo diâmetro de estribo, podendo-se utilizar barras retas isoladas, terminadas em ganchos, chamadas de grampos. Os grampos devem envolver as barras longitudinais em seus extremos. No caso de haver mais de uma barra a ser protegida junto à extremidade de estribo suplementar, seu gancho deve envolver inclusive o estribo principal em ponto junto a uma das barras (ABNT NBR 6118:2007), (Figura 2.6).

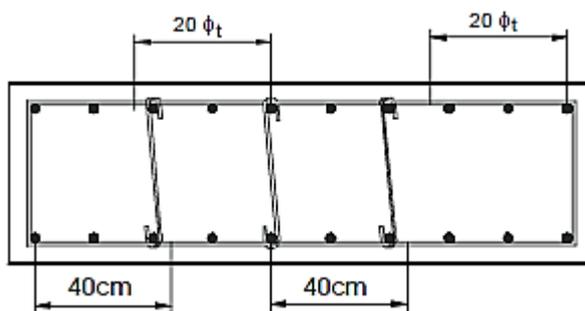


Figura 2.6- Proteção das barras contra flambagem (BASTOS, 2004)

### 2.2.2. Prescrições do ACI 318:2011

- Dimensões mínimas

A norma ACI 318:2011 estabelece que a maior dimensão  $h$  da seção transversal não pode ser maior que quatro vezes a menor dimensão  $b$ .

- Armadura longitudinal

Quanto a armadura longitudinal, o menor diâmetro que pode ser utilizado em pilares é  $\phi = 8,0$  mm, com a armadura mínima  $A_{s,min}$  estabelecida pela equação 2.25 e área de aço máxima  $A_{s,max}$  dada pela equação 2.26.

$$A_{s,min} \geq 0,01 A_c \quad 2.25$$

$$A_{s,max} \geq 0,08 A_c \quad 2.26$$

- Armadura transversal

Para barras longitudinais com diâmetro menor que 32 mm, devem-se usar estribos com diâmetro mínimo de 10 mm e para barras longitudinais com diâmetro entre 12,5 mm e 57 mm, utilizam-se estribos com diâmetro mínimo igual a 12,5 mm.

Para o cálculo do espaçamento mínimo e máximo a norma estabelece as equações 2.27 e 2.28 respectivamente.

$$s_{min} \geq \begin{cases} 1,5 \times \text{diâmetro da barra longitudinal} \\ 40 \text{ mm} \end{cases} \quad 2.27$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 16 \times \text{diâmetro da barra longitudinal} \\ 48 \times \text{diâmetro do estribo} \\ \text{a menor dimensão do pilar} \end{cases} \quad 2.28$$

### 2.2.3. Prescrições do EUROCODE 2 – Design of Concrete Structure (2007)

- Dimensões mínimas

Da mesma forma que a norma ACI 318:2011, a norma europeia estabelece que a maior dimensão  $h$  da seção transversal não pode ser maior que quatro vezes a menor dimensão  $b$ .

- Armadura longitudinal

Quanto a armadura longitudinal, o menor diâmetro que pode ser utilizado em pilares é 12 mm, bem mais conservadora que a ABNT NBR 6118:2007 e a ACI 318:2011, com a armadura mínima  $A_{s,min}$  estabelecida pela equação 2.29 e área de aço máxima  $A_{s,max}$  dada pela equação 2.30.

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_d}{0,87f_{yd}} \geq 0,002 A_c \quad 2.29$$

$$A_{s,max} \geq 8\% A_c \quad 2.30$$

- Armadura transversal

O diâmetro de estribos espirais não pode ser menor que 6 mm ou  $\frac{1}{4}$  do maior diâmetro das barras longitudinais, escolhendo o maior valor entre os dois parâmetros. Para estribos retangulares o diâmetro não pode ser menor que 5 mm, devendo ser ancorada de forma adequada. Todas as barras ou feixes de barras devem estar fixos por armaduras transversais.

Para o cálculo do espaçamento máximo tem a equação:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 20 \times \text{diâmetro da barra longitudinal} \\ 40 \text{ cm} \\ \text{a menor dimensão do pilar} \end{cases} \quad 2.31$$

## 2.3. PESQUISAS SOBRE DIMENSIONAMENTO DE PILARES

### 2.3.1. HOGNESTAD (1951)

HOGNESTAD (1951) avaliou 120 pilares de concreto armado com o objetivo de avaliar o comportamento das peças submetidas à flexão composta normal com carregamento excêntrico de curta duração.

Os pilares foram divididos em quatro grupos, os grupos I, II e III eram peças com seção transversal quadrada de 254 mm de dimensão com 1904 mm de comprimento, e como variável, a taxa de armadura transversal, entre 1,46% e 4,8%. Os pilares do grupo IV possuíam seção transversal circular com diâmetro igual a 305 mm e comprimento de 2236 mm e taxa de armadura longitudinal de 4,25%. As características dos pilares são mostradas na Figura 2.7.

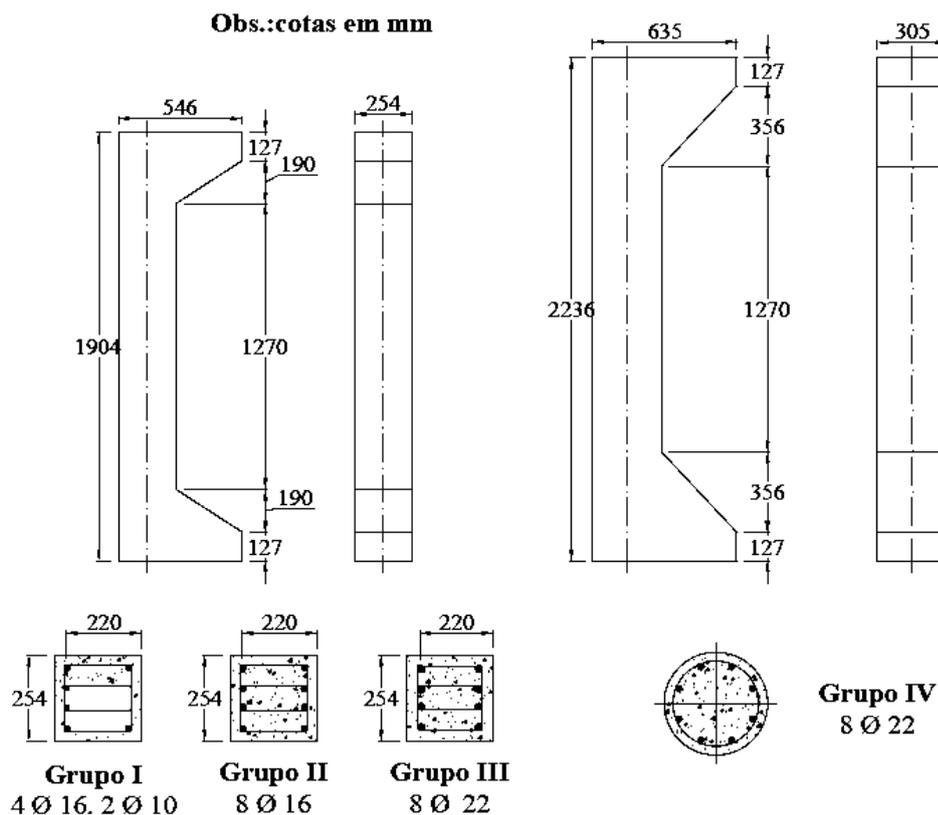


Figura 2.7- Características dos pilares ensaiados por Hognestad (1951)

Em cada grupo, variou-se a resistência a compressão do concreto de 14 MPa a 35 MPa e a excentricidade do carregamento sendo de 0 a 1,25 vezes a dimensão lateral das peças. O sistema de ensaio é mostrado na Figura 2.8.

Prevaleceram dois modos de ruptura por flexo-compressão e por flexo-tração. O primeiro modo sendo caracterizada pelo esmagamento do concreto da face comprimida enquanto o segundo caracterizado por uma plastificação da armadura tracionada, apresentando grandes deformações e deslocamentos da linha neutra antes do esmagamento do concreto.

As peças carregadas excentricamente romperam por esmagamento do concreto, apresentando deformação última de 3,8%. A armadura longitudinal entre os estribos flambou após o esmagamento do concreto.

De acordo com Hognestad (1951) os pilares passaram por um estado de equilíbrio, caracterizados por grandes deformações para pequenos incrementos de cargas, ocorrendo tal comportamento após o escoamento das armaduras.

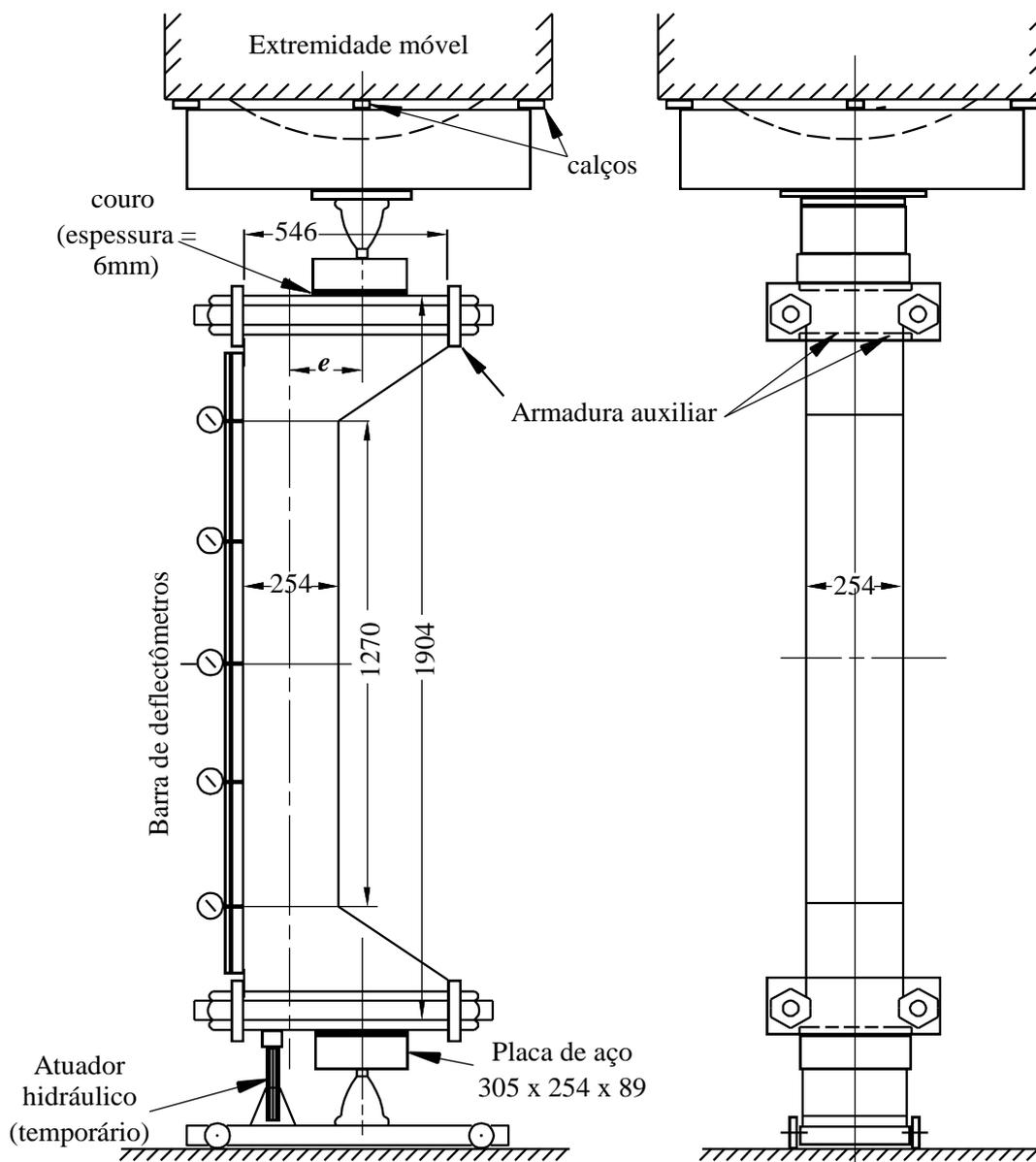


Figura 2.8- Sistema de ensaio adotado por Hognestad (1951)

### 2.3.2. IBRAHIM E MACGREGOR (1996)

Ibrahim e MacGregor (1996) realizaram um estudo analisando 20 pilares de concreto de alta resistência, as características das peças estão demonstradas na Tabela 2.2 e na Figura 2.9.

O esquema de ensaio adotado por Ibrahim e MacGregor (1996) está demonstrado na Figura 2.10.

Tabela 2.2- Características os pilares ensaiados por Ibrahim e MacGregor (1996)

	Modelo	$f_c$ (MPa)	Armadura longitudinal	Armadura Transversal		
				$\Phi$ (mm)	S (mm)	
Fase 1	Série V1	70,7	4 $\Phi$ 15 mm	10	200	
	A V2	82,8	4 $\Phi$ 15 mm	8	100	
	Série B	V4	72,8			
		V5	124,8	-	-	-
		V6	98,8			
	Série C	V7	84,7	4 $\Phi$ 15 mm	8	200
		V8	129,3			
	Série D	V10	89,4	4 $\Phi$ 15 mm	10	200
		V11	127,5			
		V12	121,1			
		V13	72,5			
		V14	124,7			
	Série E	V14	124,7	4 $\Phi$ 15 mm	8	100
		V15	124,8			
	Série F	V16	59,3	8 $\Phi$ 15 mm	8	50
		V17	127,7			
	Fase 2	Série G	T1	81,0	-	-
T4			129,1			
Série H		T2	89,4	3 $\Phi$ 15 mm	8	100
		T5	130,6			
Série I		T3	84,0	3 $\Phi$ 15 mm	8	50
		T6	117,8			

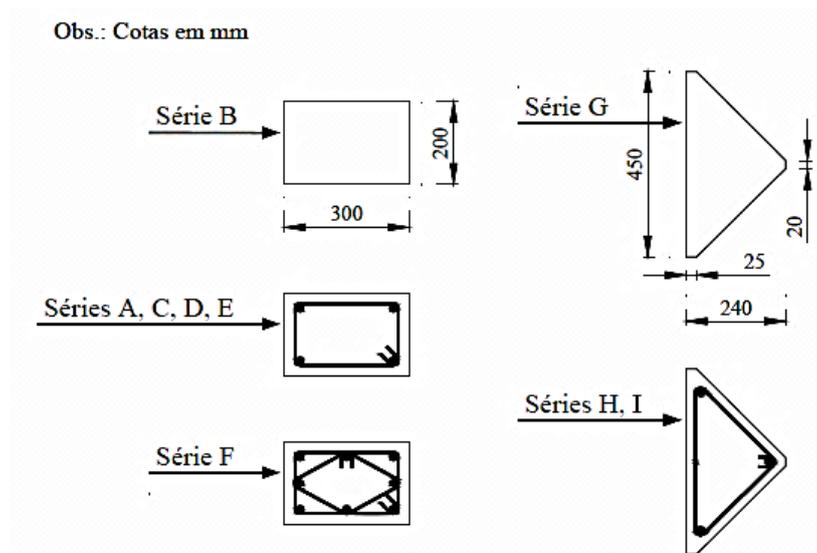


Figura 2.9- Seção transversal dos pilares de Ibrahim e MacGregor (1996)

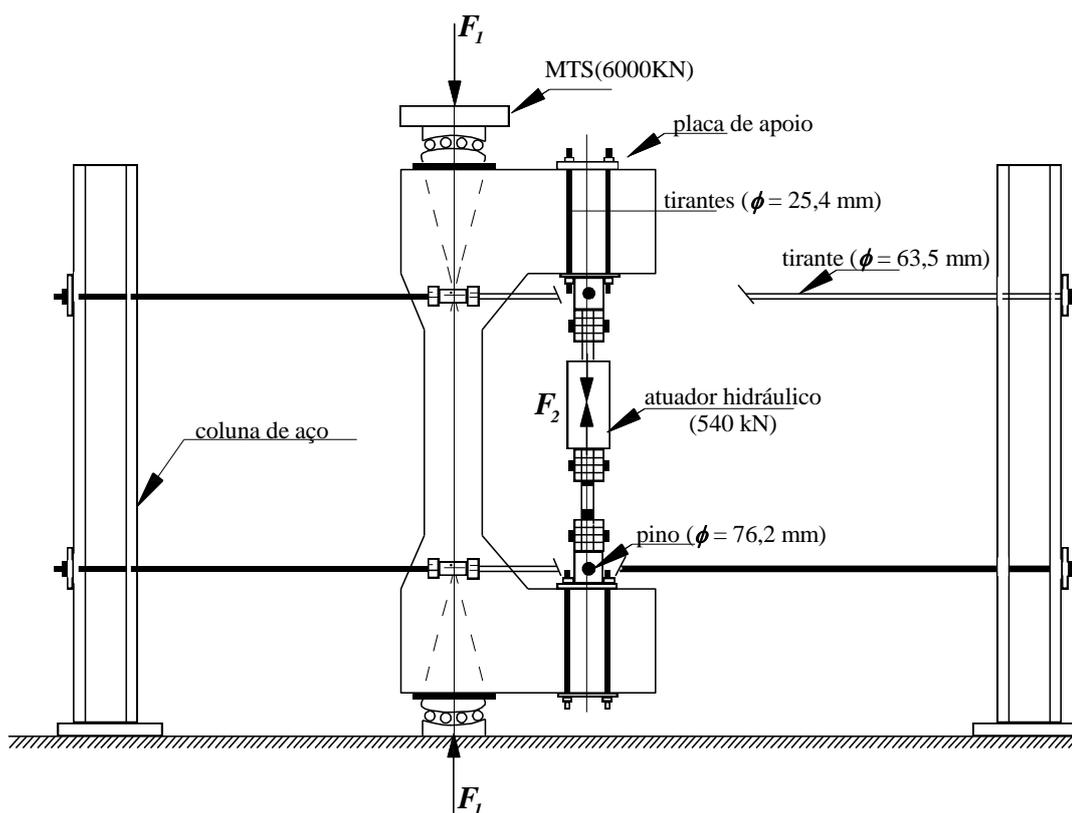


Figura 2.10- Sistema de ensaio (IBRAHIM E MACGREGOR, 1996)

O esquema de carga utilizado para todos os modelos, exceto para os da série A, foi composto por duas forças aplicadas independentemente com continuo controle da posição

as linha neutra, de modo a se manter nulo o valor das deformações numa das faces dos pilares durante a execução dos ensaios.

Para a peça V1, a posição da linha neutra foi mantida a 161 mm durante todo o ensaio, caracterizando uma distribuição trapezoidal de deformações. A peça V2, teve a posição da linha neutra variável durante o ensaio, apenas com a excentricidade mantida a 45 mm.

Na peça V2 ocorreu uma perda prematura do cobrimento que se destacou para uma deformação de 3,4‰, enquanto nos modelos semelhantes esse fato ocorreu para uma deformação entre 4,0‰ e 4,2‰.

Os pilares de concreto simples como esperado tiveram um comportamento diferente dos pilares de concreto armado.

- Concreto simples

A ruptura desses pilares foi caracterizada por grandes acréscimos de deformação na face mais comprimida, aparecendo fissuras verticais próximos aos cantos nessa mesma face, acompanhada da perda de pequenos fragmentos, ao passo que surgiram fissuras na outra face rompendo se forma brusca.

A deformação última de compressão ficou entre 3,75‰ e 4,0‰ para os modelos de seção transversal retangular, e entre 4,2‰ e 4,7‰ para os modelos de seção transversal triangular.

- Concreto armado

Os pilares em concreto armado mostraram um comportamento no qual o cobrimento se destacava do núcleo de concreto para uma deformação média entre 4,0‰ e 4,5‰ para os modelos de seção transversal retangular, e entre 4,7‰ e 5,2‰ para os modelos de seção transversal triangular. Esse comportamento apresentou-se de maneira mais gradual para os exemplares de até 100 MPa, em comparação aos modelos de resistência superior.

As peças da série C e D, exceto o modelo V11, não apresentaram resposta pós-ruptura, já que o núcleo pouco confinado em relação aos pilares com espaçamento menor entre estribos, não compensou a perda na capacidade resistente da seção em decorrência do destacamento do cobrimento.

As peças em concreto armado de seção transversal triangular mostraram um comportamento mais dúctil com relação às peças de seção transversal retangular.

### 2.3.3. ADORNO (2004)

Adorno (2004) desenvolveu seus estudos utilizando modelos de pilares de concreto simples e concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta com as mesmas dimensões, conforme exposto na Figura 2.11. Seu programa experimental foi dividido em duas séries, PSA (pilares sem armadura) e PCA4 (pilares com armadura). A disposição das armaduras é mostrada nas Figuras 2.12 e 2.13.

Embora a série PSA seja de pilares de concreto simples, uma armadura de fretagem, com diâmetro nominal igual a cinco milímetros, foi utilizada nas extremidades dos modelos, com o propósito de evitar ruína localizada destas regiões, por causa da concentração de tensões.

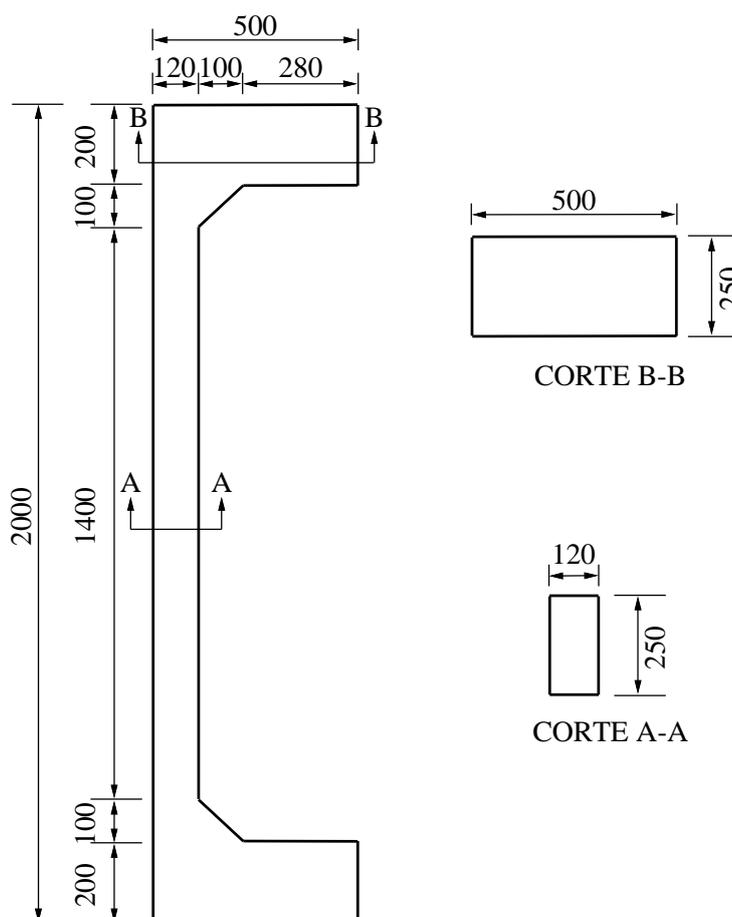


Figura 2.11- Dimensões dos pilares

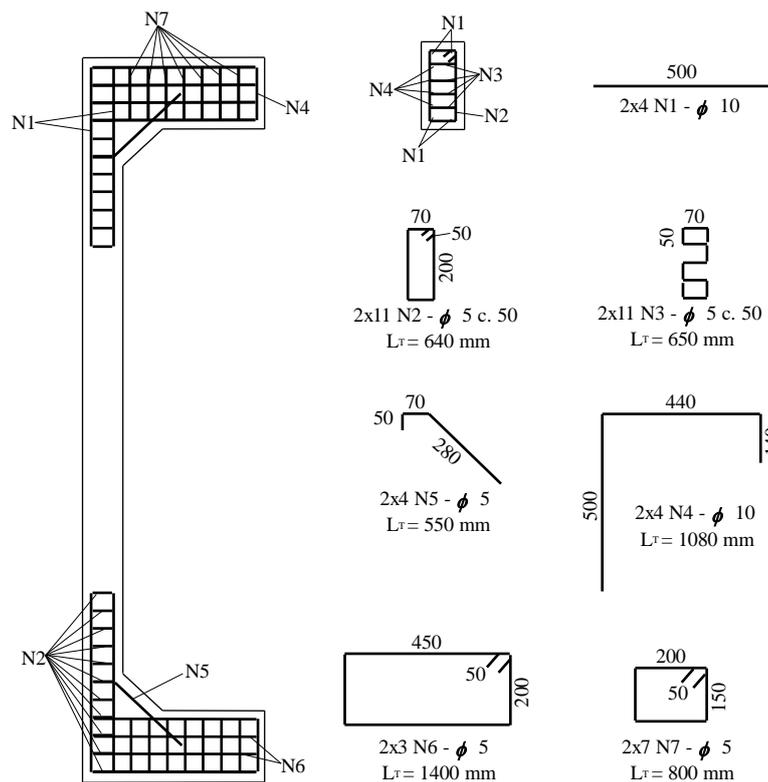


Figura 2.12- Detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA

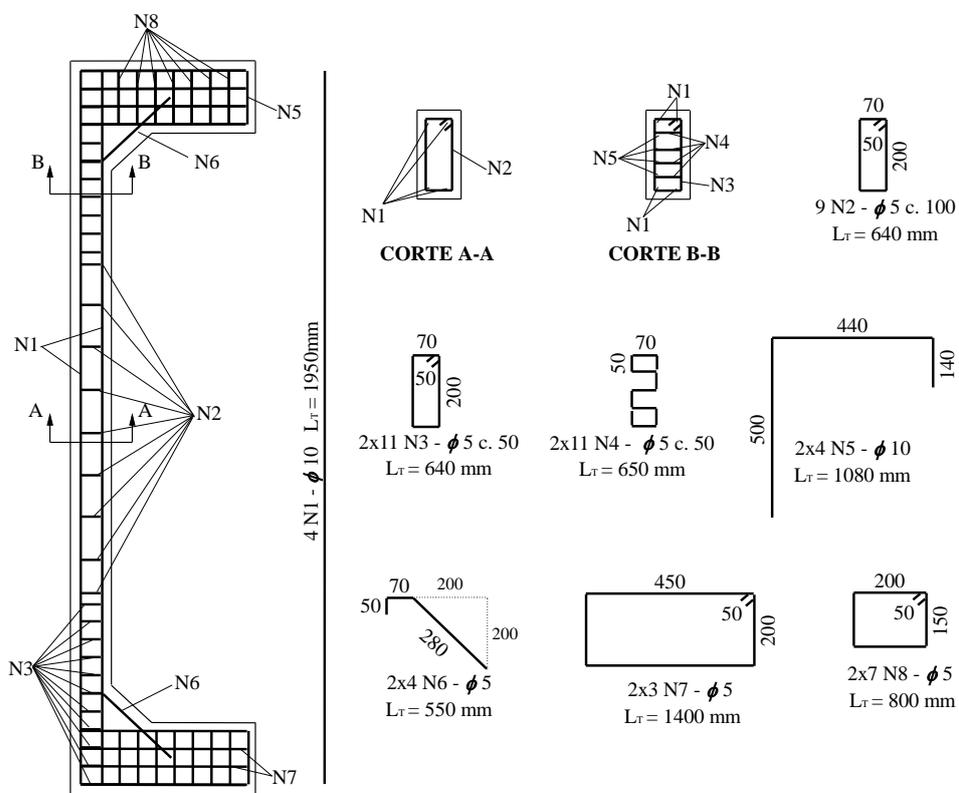


Figura 2.13- Detalhamento das armaduras dos pilares da série PCA4

A Tabela 2.3 mostra a carga de ruptura, momento último e informações quanto à resistência das peças ensaiadas.

Tabela 2.3- Carga de ruptura e momento último

<b>Pilar</b>	$f_c$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	<b>Deslocamento de R3</b> (mm)	$e_{final}$ (mm)	$M_u$ (kN.mm)
PCA4-15(2)	31,5	421	15	32,85	47,85	20.145
PCA4-15a	38,8	553	15	20,02	35,02	19.366
PCA4-15b	40,2	566	15	15,83	30,83	17.450
PCA4-20	40,7	460	20	11,20	31,20	14.352
PCA4-25	42,1	360	25	10,95	35,95	12.942
PCA4-30a	40,5	291	30	18,04	48,04	13.980
PCA4-30b	41,3	298	30	17,15	47,15	14.051
PSA-15a	42,4	677	15	-	15	10.155
PSA-15b	55,2	653	15	3,92	18,92	12.355
PSA-20	51,7	389	20	-	20	7.780
PSA-30	50,5	303	30	-	30	9.090

Adorno (2004) concluiu quanto a carga de ruptura e o momento último que:

a) Em todos os exemplares ensaiados, a ruína ocorreu dentro da região prevista, à meia altura do pilar, manifestando o êxito do dispositivo adotado e a correção do dimensionamento das peças;

b) O aumento da excentricidade inicial da força solicitante provocou uma redução, como previsto, do esforço normal relativo último,  $\nu_u$ . O pilar PCA4-60, com excentricidade quatro vezes maior que o pilar PCA4-15a, apresentou valor do esforço normal relativo último 200 % menor que do pilar com excentricidade inicial igual a 15 mm;

c) A presença de armaduras longitudinais elevou os valores do esforço normal relativo último, salvo o exemplar PSA-15a. Até a excentricidade inicial igual a 40 mm, o aumento médio do  $\nu_u$  da Série PCA4 em relação à Série PSA foi igual a 20%. Para as excentricidades iguais a 50 mm e 60 mm, a relação entre PCA4 e PSA foi igual a 1,69 e 2,17,

respectivamente;

d) Com aumento de 50% na taxa da armadura longitudinal, na Série PCA6, o esforço normal relativo último também se elevou. Os valores da relação entre PCA6 e PCA4, para as excentricidades iguais a 40 mm, 50 mm e 60 mm, foram iguais a 1,24, 1,38 e 1,07, respectivamente;

e) O aumento da excentricidade inicial reduziu o valor do momento fletor relativo último,  $\mu_u$ ;

f) O aumento da taxa da armadura longitudinal produziu aumento do momento fletor relativo último;

g) Os esforços calculados nos pilares, a partir das medidas efetuadas nos ensaios e das relações tensão-deformação do concreto, obtido experimentalmente e pela proposta de LIMA (1997) apresentaram valores compatíveis, com uma variação máxima de 10%;

h) Para a maioria dos pilares ensaiados, a menos dos exemplares PCA4-15a e PCA6-40, os valores da força normal e momento fletor, calculados a partir das medidas efetuadas nos estágios iniciais de carregamento, apresentaram diferenças significativas em relação aos experimentais, em virtude, provavelmente, da acomodação da peça ensaiada;

i) Para o pilar PCA4-15(2), os valores da relação das forças normais calculadas com os experimentais,  $F_{cp} / F_{exp}$  e  $F_{Lima} / F_{exp}$ , ficaram próximas da unidade, indicando que os valores teóricos fornecidos pela equação de equilíbrio das forças normais resistentes estimaram com boa precisão os valores obtidos experimentalmente;

j) Os valores da relação dos momentos fletores  $M_{cp} / M_{exp}$  e  $M_{Lima} / M_{exp}$ , do pilar PCA4-15(2), ficaram muito acima da unidade, com valores calculados até 100% maiores que os experimentais, chegando próximo da unidade apenas a 87% da força última. Com isto pode-se concluir que, para o esquema de ensaio utilizando dois atuadores hidráulicos, a excentricidade responsável pelo momento experimental atuante na seção transversal de meia altura do pilar não ocorreu na sua integridade, podendo ter ocorrido excentricidades de outra natureza que geravam momentos fletores contrários ao aplicado pela força excêntrica, como também observada nos ensaios realizados por VANDERLEI (1999). Para o exemplar PCA4-15a, tanto os valores estimados e experimentais da relação para o esforço normal quanto para o momento fletor foram superiores a unidade, com variação média de 25%;

k) Com o crescimento da excentricidade inicial, a dispersão entre os valores dos esforços teóricos e experimentais diminuíram, pelo predomínio da flexão.

## 2.4. REFORÇO DE PILARES

O reforço de uma estrutura pode ser tratado como uma intervenção que tem por função aumentar a capacidade portante dos elementos estruturais previstos inicialmente no projeto original que requer estudos apropriados do elemento a ser reforçado, do material e da técnica de reforço mais adequada, (CÁNOVAS, 1988).

Valle (1983) indica algumas variáveis que condicionam a mobilização de esforços resistentes no reforço, sendo elas:

a) Deformabilidade da estrutura: deve ser levada em consideração com a aplicação das ações instantâneas, assim como com os respectivos valores dos incrementos de deformação devido as ações de longa duração;

b) Características mecânicas dos materiais do elemento a ser reforçado: é de fundamental importância conhecer as capacidades últimas de cada material (reforço e original), bem como suas características de deformabilidade imediata e lenta, para impedir qualquer fissuração indesejável entre as partes da estrutura original e reforço;

c) Aderência entre os materiais originais e de reforço: para garantir uma solidariedade entre as partes da estrutura reforçada, é importante que a aderência entre esses seja elevada, isto é, em geral é interessante aumentar o limite de sollicitação tangencial. Para isto pode-se utilizar pontes de aderência como resinas do tipo epóxi e eventualmente conectores mecânicos;

d) Outros fatores: em determinadas situações é preciso analisar outras variáveis relativas aos materiais da estrutura bem como suas condições de estabilidade dimensional, aspectos ligados ao comportamento perante a umidade e a temperatura, e especialmente todos os fatores que tendem a criar estados de tensão que afetem as condições de deformabilidade dos elementos.

No que diz respeito a reforço de uma edificação, o reforço de pilares, do ponto de vista estrutural, é sempre mais preocupante que o reforço de vigas e lajes. Isto acontece porque, sendo o pilar o último elemento de sustentação da estrutura antes das fundações, tem que absorver cargas oriundas de diversos pavimentos, (NASCIMENTO, 2009).

Os pilares de concreto armado podem ser reforçados em todas ou em algumas faces, o que pode ser determinado por situações de projeto. O reforço em todas as faces pode ou não promover o confinamento do concreto velho, (SAHB, 2008).

Sobre o comportamento conjunto da parte original com o reforço, Prado (1998), explica que o pilar reforçado não se comportará como um elemento homogêneo e Cánovas (1988) recomenda desprezar a contribuição do núcleo na resistência do pilar.

O método mais utilizado para reforço de pilares é através do confinamento, Cánovas (1998), explica que ocorre um aumento da capacidade resistente do pilar original, seja por protensão ou compressão triaxial, podendo-se considerar a colaboração deste concreto na resistência aos esforços atuantes, viabilizando-se assim o uso de seções menores.

De acordo com Sahb (2008) o mais tradicional método de confinamento (cintamento) consiste em recobrir o pilar com uma envoltória cilíndrica, capaz de opor-se às deformações transversais do concreto, quando ele for submetido a um esforço de compressão axial. A armadura transversal da envoltória pode ser contínua, de estribos em forma helicoidal, ou constituída por uma sucessão de estribos circulares, de tal forma a se restringir a deformação transversal.

Cánovas (1998) orienta que o concreto de cobrimento, externo ao cintamento, tem funções de proteção e estética do elemento, podendo, devido a isso, aparecer fissuras ou desprendimento do mesmo. Estes não são motivos de preocupação do ponto de vista de referência, pois não foi considerada a colaboração deste concreto na resistência aos esforços adicionais.

#### **2.4.1. Técnicas e materiais de reforço de pilares**

- Elementos metálicos

Uma das técnicas de reforço mais utilizadas no Brasil consiste da colagem ou fixação de chapas ou perfis metálicos ao elemento estrutural. Trata-se de uma técnica simples e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitam grandes alterações na geometria das peças (SOUSA e RIPPER, 1998). No caso de pilares, o aumento da resistência e ductilidade se dá pelo confinamento produzido pelas chapas e/ou perfis (Figura 2.14).

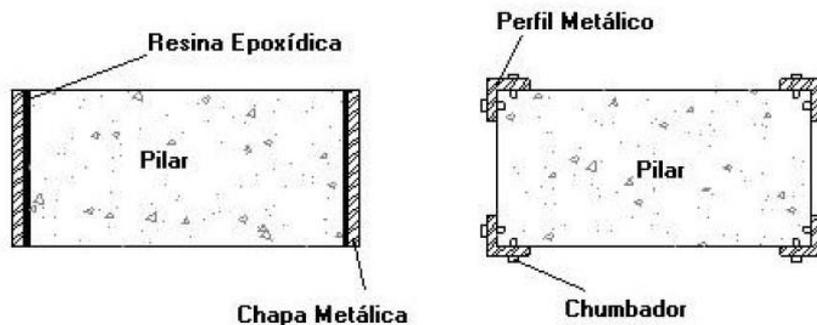


Figura 2.14- Reforço com elementos metálicos (RIGAZZO, 2003)

Rigazzo (2003) afirma que apesar da técnica ser simples em termos de concepção, é necessário um rigoroso controle na execução do reforço. Os cuidados incluem a preparação da superfície do concreto e da superfície do elemento metálico que entra em contato com a resina, além de pintura anticorrosiva das demais superfícies metálicas. Para combater o descolamento das chapas em altas temperaturas, como nos casos de incêndios, é comum o uso de parafusos além da resina de colagem. A Figura 2.15 mostra a disposição dos perfis metálicos reforçando um pilar.

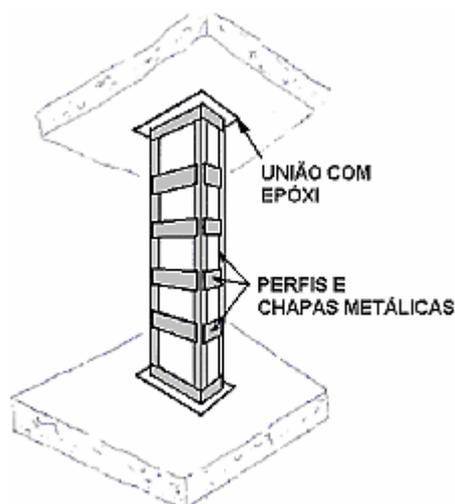


Figura 2.15- Reforço de pilar com uso de perfis metálicos

- Compósitos a base de polímeros

Os materiais compósitos de resina e fibras, chamados de *fiber reinforced polymers* (FRP) na literatura internacional, são compostos por fibras de elevada resistência envolvidas numa matriz polimérica (resina), (SAHB, 2008).

O termo compósito refere-se à combinação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface visível. No caso de sistemas FRP, os compósitos são formados

pela combinação de matrizes poliméricas com fibras. A matriz tem as funções de dar suporte e proteger as fibras. Além disso, a matriz transfere a carga aplicada às fibras através de tensões de cisalhamento. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema (ACI 440R, 2007).

O AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008) define basicamente dois tipos de sistemas FRP; os saturados em campo (*wet lay-up systems*) e os previamente saturados (*pre-preg systems*).

Os sistemas “*wet lay-up*” consistem em folhas e tecidos unidirecionais ou multidirecionais secos que são impregnados com uma resina saturante no próprio local de utilização. A resina saturante também é usada para colar as folhas ou tecidos na superfície do concreto. Esse sistema é, portanto, saturado e curado no local. Os três tipos mais comuns de sistemas “*wet lay-up*” são listados abaixo (ACI 440: 2008):

a) Folhas de fibras unidirecionais secas. Como o próprio nome sugere, trabalham em apenas uma direção;

b) Folhas ou tecidos de fibras multidirecionais secos. As fibras são orientadas em pelo menos duas direções;

c) Feixes de filamentos contínuos de fibras secas que são enrolados ou mecanicamente aplicados na superfície do concreto. Nesse sistema, as fibras são impregnadas no local enquanto o concreto é envolvido.

Os sistemas “*pré-preg*” consistem em folhas ou tecidos de fibras unidirecionais ou multidirecionais que são pré-impregnados, pelo fornecedor. Seguem-se dois tipos comuns de sistemas previamente saturados (ACI 440, 2008):

a) Folhas de fibras unidirecionais pré-impregnadas, nas quais as fibras trabalham em apenas uma direção;

b) Telas (*grades*) multidirecionais pré-curadas, que geralmente são entregues em rolos.

Os materiais polímeros reforçados com fibras podem ser utilizados para aumentar a capacidade resistente à flexão e ao esforço cortante de vigas e lajes. O sistema também vem sendo utilizado para melhorar o desempenho de pilares, principalmente pilares de pontes e viadutos, sendo que os ensaios disponíveis apontam para um notável aumento da ductilidade e resistência dos elementos confinados com sistemas FRP, (RIGAZZO, 2003).

De acordo com Sahb (2008) As técnicas de reforço com sistemas compósitos utilizados são: reforço com encamisamento automatizado ou não; reforço com ou sem pré-tração; e reforço colado em sulcos no concreto.

Em pilares, os sistemas compósitos são geralmente usados para promover o confinamento de elementos de seção circular, entretanto vêm sendo efetuados estudos de reforço mediante a aplicação de tiras de sistemas compósitos com fibra de carbono no reforço à flexão.

Quando comparada com a técnica de adição de barras de aço e concreto ao elemento estrutural, a utilização de polímeros reforçados com fibras apresenta as vantagens de facilidade de execução e da não alteração das dimensões da peça. Com relação ao sistema de colagem de chapas metálicas ao elemento de concreto, a utilização de sistemas FRP apresenta a vantagem do menor peso próprio do material, fato que facilita o transporte e a aplicação e representa menor adição de carga à estrutura. Além disso, os compósitos de fibras não apresentam problemas de corrosão, o que representa grande vantagem em relação ao aço.

- Uso de protensão

De acordo com Takeuti (1999) o uso de protensão como técnica de reforço trata-se de uma solução alternativa, que consiste basicamente na utilização de cabos ou barras de aço associadas ao recurso da protensão, de modo a proporcionar a redistribuição dos esforços nos pilares, com o objetivo de aliviar aqueles que apresentam problemas patológicos.

Uma das vantagens dessa técnica é que não há a necessidade de se descarregar a estrutura, pois o que se pretende com sua utilização é introduzir no elemento estrutural tensões que sejam as tensões limites dos materiais que o constituem (SOUZA & RIPPER, 1998).

Um exemplo de aplicação pode ser visualizado na Figura 2.16, na qual pela ação de um elemento provocador de redistribuição de esforços, ocorre o alívio do pilar com problema, direcionando os esforços aos pilares mais próximos.

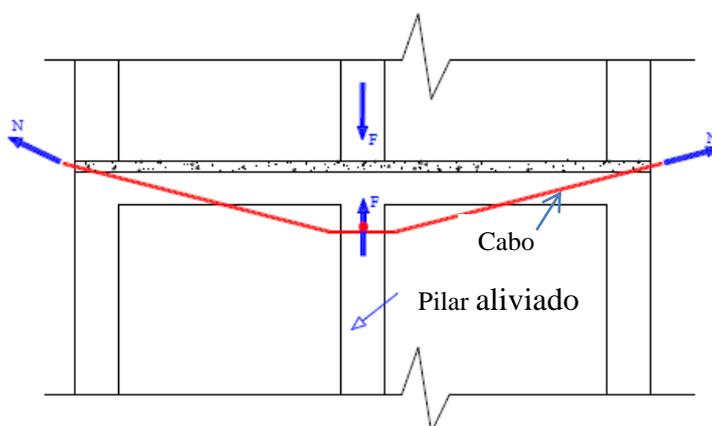


Figura 2.16- Alívio de carga em pilar por meio de protensão

- Aumento da seção transversal

O aumento da seção transversal é uma técnica muito utilizada principalmente em pilares devido às suas vantagens econômicas e facilidade na execução. Todavia, possui algumas desvantagens, como por exemplo, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais previstas no projeto, o tempo de espera necessário para que o reforço atinja a idade e a resistência convenientes, o que pode retardar a liberação de ações na parte estrutural reforçada e a preocupação com a zona de interface entre materiais com diferentes propriedades, (NASCIMENTO, 2009).

Em lajes e vigas, esse tipo de reforço é feito com o aumento da seção transversal por meio de acréscimo de concreto na região comprimida, o que gera um aumento do braço de alavanca e conseqüentemente do momento resistente da peça. Pode ser feito também, por adição de armadura à região tracionada e posteriormente envolvê-la com concreto. Em pilares, o aumento da seção transversal geralmente é feito por um encamisamento monolítico, em que a capa adicional de armadura e concreto confinam a estrutura existente (CÁNOVAS, 1988).

O reforço por meio do aumento da seção transversal pode ser realizado com a adição de concreto ou grautes em todo o contorno dos pilares ou em parte dele, como pode ser visto na Figura 2.17.

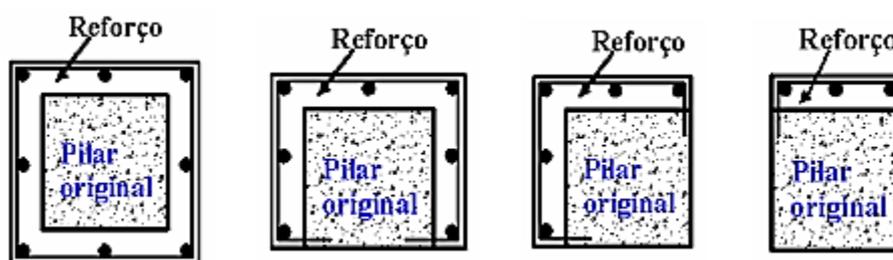


Figura 2.17- Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal (TAKEUTI, 1999)

Os fatores que mais influenciam na resistência da interface entre os materiais de acordo com Rizzo (2008) são:

- a) Resistência do concreto – a resistência ao cisalhamento aumenta com a resistência do concreto e em casos de elementos com resistências diferentes, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo de menor resistência;

b) Rugosidade da superfície de contato – aumenta a resistência ao deslizamento e permite melhor engrenamento dos grãos e neste caso a transmissão do cortante se concentra na região dos dentes;

c) Aderência da superfície de contato – caso não haja a aderência o deslizamento ocorre desde o início e a resistência ao cortante sofre uma redução significativa;

d) Armadura transversal – tem pouca influência na capacidade de transferir esforço cortante para pequenos valores de deslizamento (0,1 mm); todavia, no caso de estado limite último é bastante influenciada pela taxa de armadura longitudinal que, além de contribuir com o efeito pino, aumenta a resistência decorrente do atrito; e

e) Tipo de carregamento – ações cíclicas diminuem a resistência ao cortante na ligação.

Takeuti (1999) afirma que a execução desse tipo de reforço requer a análise de alguns aspectos como a posição do pilar, as condições de acesso à peça, a carga a ser suportada pelo elemento reforçada e a manifestação patológica que motivou o reforço.

O material que é comumente utilizado neste tipo de reforço é o concreto de cimento Portland, com traços desenvolvidos especificamente para este tipo de execução, melhorando algumas características que se tornam de fundamental importância como, altas resistências iniciais, ausência de retração por secagem, expansões controladas, elevada aderência ao substrato, dentre outras, (HELENE, 1992). Outros materiais utilizados são o concreto projetável e os grautes.

Segundo SOUSA & RIPPER (1998), concreto projetável é aquele cujo transporte da mistura, até o local de aplicação, é feito através de um tubo, sob impulsão de ar comprimido, a uma velocidade constante e elevada. Sendo muito usado no reforço estrutural pela rapidez e por dispensar o uso de fôrmas.

De acordo com Bauer (1994) o uso mais frequente de concreto projetável ocorre em reparos em estruturas de edifícios; recuperação de estruturas em contato com água, tubulões, pontes, canais e túneis revestidos, depósitos e estruturas marítimas portuárias; uniões com o concreto velho em reforço de estruturas convencionais, sem utilização de fôrmas; no revestimento de túneis, em obras rodoviárias; na execução de estruturas subterrâneas, como em obras do metrô e de barragens; na contenção de encostas, entre outras. A Figura 2.18 mostra o processo de aplicação do concreto projetável.

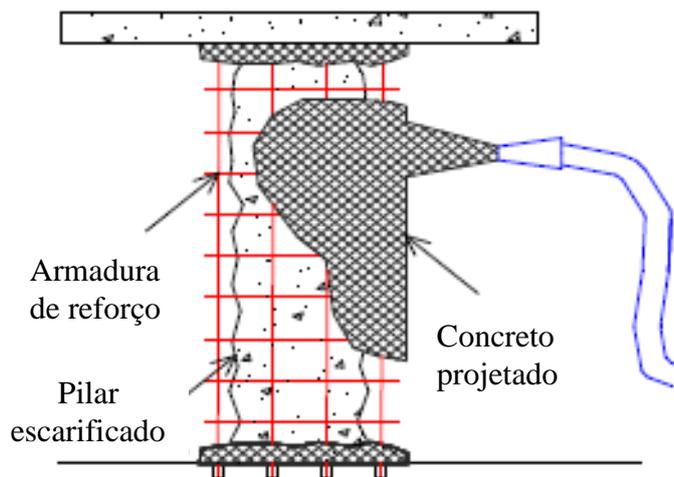


Figura 2.18- Reforço com concreto projetável (HELENE, 1992)

Outro tipo de concreto utilizado na execução de reforço é o Concreto Auto Adensável (CAA), que Gomes (2002) define como um concreto capaz de fluir dentro de uma forma, passando pelas armaduras e preenchendo-a sob o efeito do peso próprio, sem a necessidade de adensamento.

O CAA é material indicado para aplicação em reforço pela sua capacidade de preenchimento de locais de difícil acesso apenas pelo seu peso próprio aumentando a eficiência no adensamento das camadas de reforço que geralmente são de pequenas dimensões o que prejudica a vibração para o adensamento.

Para esse tipo de concreto é necessário desenvolver uma dosagem e o uso de aditivos que melhoram suas características, a adição de finos, aumenta a aderência, impermeabilidade, resistência a compressão axial e coesão do concreto (AITCIN, 1998).

De acordo com Tutikian (2004) o concreto é considerado auto adensável quando atende a três características básicas sendo elas: fluidez (habilidade de preenchimento dos espaços); coesão necessária para que a mistura escoe intacta entre barras de aço (habilidade de passar por restrições); e a resistência à segregação.

As propriedades fluidas do CAA podem ser determinação através de diferentes tipos de testes, sendo os mais frequentes: *Slump Flow*; *V-Funnel*; *U-Box*; *L-Box*, *Orimet*; Preenchimento (*Mesh Test*, *Vessel Test*); Segregação; e Compactação, (GOMES, 2002). Porém de acordo com Tutikian (2004), estes ensaios não foram normalizados podendo encontrar divergências no meio técnico quanto às especificações e medidas.

O ensaio *slump flow* é realizado utilizando o mesmo equipamento do ensaio de espalhamento pelo cone de Abrams, não havendo a necessidade do adensamento do concreto inserido no cone, sendo medido o diâmetro formado pelo espalhamento do concreto em duas

direções perpendiculares. Os limites para que o material seja considerado CAA, é de 60 e 80 mm, o ensaio é demonstrado na Figura 2.19. Este ensaio tem por objetivo avaliar a resistência à segregação e a habilidade de preenchimento do material.



Figura 2.19- Ensaio *slump flow*

O ensaio *V-Funnel* consiste em medir o tempo de escoamento de 12 litros do material por um funil que tem uma porta na parte inferior que permanece fechada até o momento de início do ensaio. O procedimento é repetido, mas o concreto permanece em repouso no funil por 5 minutos para se verificar a segregação. Os valores estabelecidos são entre 5 a 15 minutos. O escoamento do concreto no ensaio está apresentado na Figura 2.20.



Figura 2.20- Ensaio *V-Funnel*

O ensaio *L-box* testa a habilidade do material de transpor obstáculos permanecendo coeso. Primeiramente preenche a parte vertical da caixa e após a abertura da porta que separa as partes vertical e horizontal, com isso o material escoando passando por armaduras posicionadas na porta e é realizada a medida de duas alturas H1 e H2 posicionadas na parte horizontal, o valor encontrado pela razão de  $H2/H1$  deve estar entre 0,8 e 1,0, (Figura 2.21).



Figura 2.21- Ensaio *L- Box*

## 2.5. ADERÊNCIA ENTRE SUPERFÍCIES

O grande desafio no ramo de reforço de estruturas é garantir a monoliticidade das peças reforçadas, no caso de reforço por aumento da seção transversal a aderência entre os materiais de diferentes idades se torna o alvo de estudos. Segundo Emmons e Vaysburg (1996), os principais fatores a serem analisados que interferem na aderência do concreto de diferentes idades e conseqüentemente no comportamento estrutural, são: a expansão térmica, fluência e o módulo de elasticidade.

Carasek (1996) em seus estudos expõe que o mecanismo de aderência entre as superfícies das argamassas e dos substratos porosos desenvolve-se em duas etapas distintas. A primeira é a adesão inicial que ocorre no estado fresco no momento em que a argamassa no estado plástico entra em contato com o substrato poroso. A segunda, que se processa ao longo do intervalo de tempo em que se desenvolvem as reações de hidratação das partículas dos aglomerantes, ou seja, com o endurecimento da argamassa, é definida como aderência propriamente dita.

Nascimento (2009) afirma que a aderência entre o material de reforço e a base (substrato) reforçada é afetada pela retração da argamassa que sofre influência da relação água/cimento, finura do agregado miúdo e dos aditivos utilizados.

Para Omar (2006) esta ligação entre o concreto do substrato e material de reforço ou reparo tem função importante no desempenho estrutural do conjunto, pois nessa região as tensões tangenciais atuantes devem ser iguais ou inferiores à resistência ao cisalhamento.

Sahb (2008) cita em seus estudos que os mecanismos de transferência de esforços entre essas camadas de concreto de diferentes idades podem ser: contato entre as superfícies e armaduras que cruzam a interface.

Rocha (2011) desenvolveu seu estudo como o objetivo de avaliar a resistência de aderência à tração, mediante estudo comparativo de três tipos de preparo da superfície do concreto (substrato). Os substratos foram confeccionados com diferentes tipos de concreto e umidade, concreto convencional vibrado CCV de classe C20 e com concreto auto adensável CAA de classe C30, em condições de umidade da superfície a seco (0%) e úmido (100%).

As superfícies foram melhoradas por meio de produtos comercializados para uso de ponte de aderência "agentes adesivos" e reparadas com concreto auto adensável CAA de classe C40, o preparo da superfície foi realizado com hidrodemolidora (BHD) e apicoamento manual (BMA), em condições de umidade da superfície a seco (0%) e úmido (100%) (ROCHA, 2011).

A conclusão principal de Rocha (2011) neste estudo indica melhores resultados na aderência em substratos preparados com a hidrojateadora, independentemente da rugosidade do substrato, se apicoado manualmente ou com martelões mecânicos ou aplicação de pontes de aderência cimentícia. Os resultados de ensaios de aderência para superfícies hidrojateadas apresentam-se sempre superiores às demais técnicas de preparo.

### **2.5.1. Aderência por transferência pela superfície de contato**

Este tipo de aderência tem relação com a adesão em si, o atrito, e o engrenamento entre os agregados dos materiais presentes, (EL DEBS, 2000).

A adesão mesmo sendo o primeiro mecanismo tem menor importância, devido à nulidade perante pequenos deslizamentos. Com o rompimento desse primeiro mecanismo, se existir tensões transversais à interface, entra em ação a resistência por atrito entre as superfícies de contato assumindo uma importante função na transferência dos esforços cisalhantes, (RISSO, 2008). Figura 2.22 (a).

O mecanismo de engrenamento entre os agregados permite a transferência das tensões por ação mecânica, de maneira que na interface das superfícies de contato estão presentes dentes formados pela rugosidade que se intertravam aumentando a aderência dos materiais. Figura 2.22 (b).

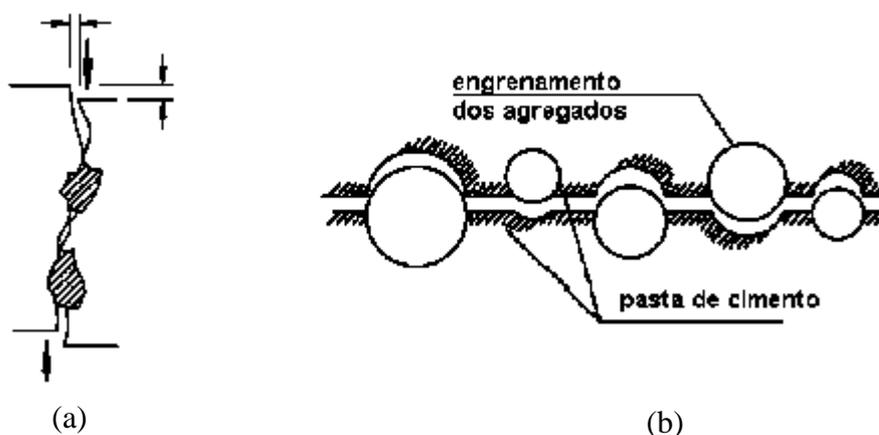


Figura 2.22- Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica (RISSO, 2008).

Diante disso é de extrema importância o preparo da superfície que irá receber essa camada de concreto a fim de garantir a rugosidade ideal para garantir a eficiência dos mecanismos de transferência para uma boa adesão.

Vários autores realizaram estudos relativos ao preparo dessas superfícies com uso de resinas ou não. Clímaco e Regan (2001) afirma que a superfície unicamente seca, áspera e livre de resíduos é suficiente para garantir um bom desempenho entre as superfícies de contato. Castro *et al.* (2005) e Abu-Tair (2000) comprovaram que a superfície apicoada sem o uso de resinas apresentam melhor desempenho.

### 2.5.2. Aderência por transferência pela armadura

Adicionados às camadas de concreto também são utilizados conectores de cisalhamento capazes de resistir aos esforços solicitantes e aumentar a aderência entre os materiais empregados. Essas armaduras (conectores) cruzam a interface produzindo o efeito pino, de costura ou confinamento (EL DEBS, 2000).

O efeito de pino se dá quando ocorre o deslizamento da superfície e a armadura tende a alongar reagindo a esta ação provocando uma tensão normal de compressão na interface aumentando a resistência por atrito. Figura 2.20.

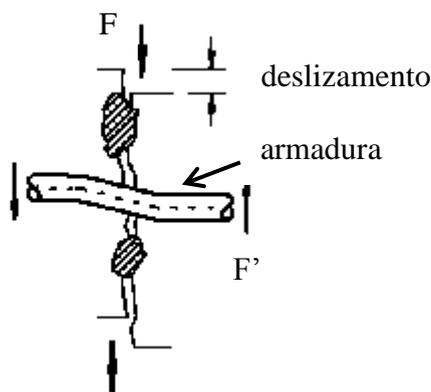


Figura 2.23- Efeito de pino (RISSO, 2008)

É comum o uso de barras de aço na composição da armadura transversal, no entanto estudos estão sendo desenvolvidos nos quais são avaliados tipos de conectores metálicos em substituição a essa armadura, principalmente por estes apresentarem praticidade e rapidez em sua aplicação.

Segundo Sahb (2008) o uso de conectores de cisalhamento pode se tornar necessário quando a aderência nominal não é capaz de resistir aos esforços atuantes.

No uso de conectores a transferência de esforços para o material de concreto pode ser através de ancoragem mecânica, ancoragem por atrito ou ancoragem por aderência (FONTENELLE, 2011).

a) Ancoragem mecânica

É o mecanismo onde a transmissão de esforços está situada em uma região, geralmente na extremidade imersa do chumbador. Nesta região são desenvolvidas altas tensões de esmagamento devido o confinamento do concreto. As tensões de atrito e adesão podem ser desprezadas ou não, dependendo da existência de nervuras na barra e principalmente das dimensões do dispositivo de ancoragem, Figura 2.24 (a).

b) Ancoragem por atrito

Esse tipo de ancoragem ocorre pela transferência de carga entre a superfície do elemento expander e a superfície do concreto, gerando assim uma superfície de atrito. Essa transferência de carga é proporcional à força normal atuante perpendicularmente à superfície de atrito, Figura 2.24 (b).

c) Ancoragem por aderência

A ancoragem por aderência é a transferência contínua de carga na interface entre todo comprimento efetivo dos chumbadores e o concreto. Um exemplo é o caso de ancoragens pré-instaladas, que são constituídas de barras nervuradas ou com rosca. Outro exemplo é a instalação de chumbadores pós-instalados de adesão química, em que ocorre a

aderência entre a superfície do concreto e o aglomerante utilizado para preencher o furo, Figura 2.24 (c).

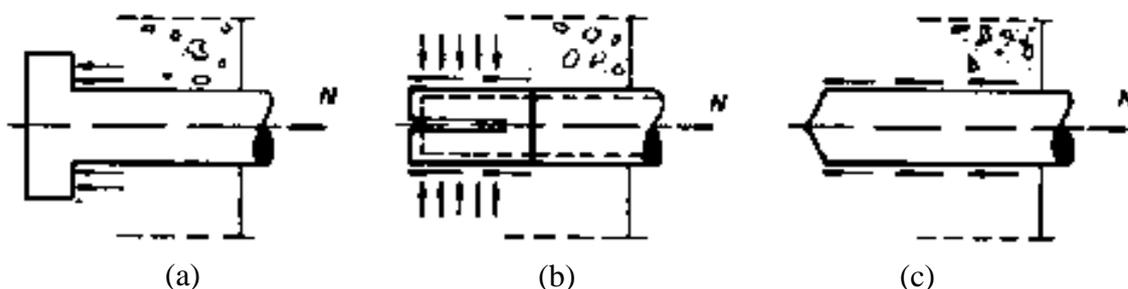


Figura 2.24- Mecanismos de transferência em conectores por esforço normal (OLIVEIRA, 2003)

Nesse tipo de conector as tensões de cisalhamento são transferidas produzindo concentração de tensões próximas à região de fixação dos conectores (Figura 2.25). De forma que a resistência à compressão do concreto influencia no modo de ruptura. A ruptura da ligação pode ocorrer no concreto quando aparecem fissuras nas proximidades do conector, como também no próprio conector, este segundo caso pode ocorrer principalmente em concreto de alta resistência ou pode ainda ocorrer no concreto levando ao deslizamento do conector em sua base. Nos dois casos são evidenciados comportamentos dúcteis, no entanto a ruptura pode ser brusca, (SAHB, 2008).

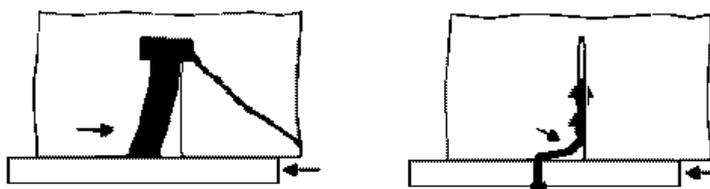


Figura 2.25- Mecanismos de transferência em conectores por cisalhamento (JOHANSSON, 2002)

## 2.6. ESTUDOS SOBRE REFORÇO DE PILARES

### 2.6.1. TAKEUTI (1999)

Takeuti (1999) utilizou dois modelos para a análise experimental, sendo o primeiro um pilar de referência com dimensões de 150 mm x 150 mm x 1200 mm, com armadura longitudinal composta de 4 barras de 8 mm de diâmetro e estribos de 6,3 mm de

diâmetro espaçados a cada 9 cm. O modelo reforçado trata-se de um pilar idêntico ao de referência, reforçado com camisas de 3 cm e 4 cm de espessura, utilizando-se uma ou duas camadas de tela soldada como armadura transversal e 4 barras de 8 mm de diâmetro como armadura longitudinal. Figura 2.26 e 2.27.

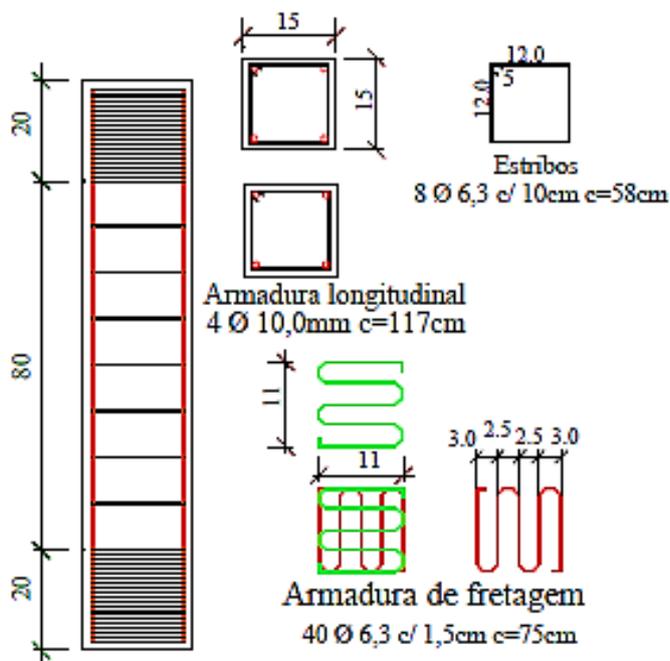


Figura 2.26- Armaduras dos pilares de referência (TAKEUTI, 1999)

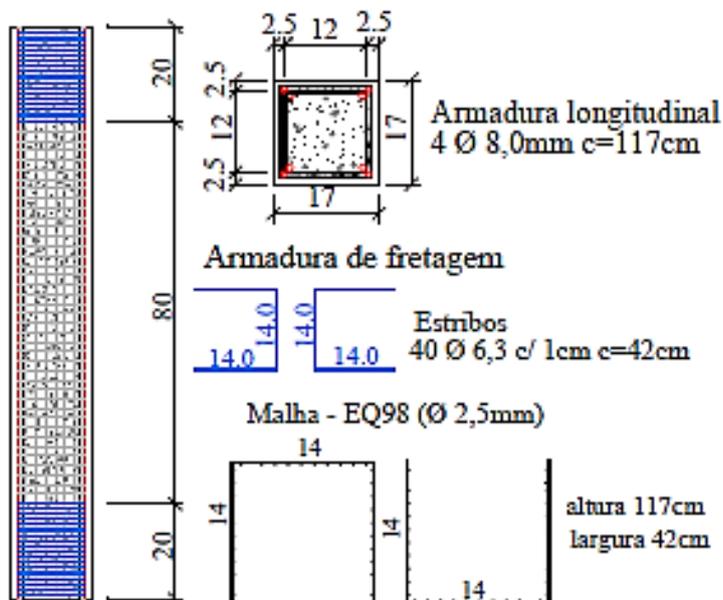


Figura 2.27- Armaduras do reforço (TAKEUTI, 1999)

Foram ensaiadas 4 séries de modelos, perfazendo no total 18 ensaios de pilares solicitados à compressão axial, sendo 11 pilares de referência e 7 pilares reforçados por meio

de encamisamento com concreto de alto desempenho, conforme consta do resumo apresentado na Tabela 2.4.

O esquema de ensaio é demonstrado na Figura 2.28, o controle de deslocamento foi monitorado no topo da peça, utilizando-se a máquina de ensaio servo-hidráulica INSTRON, modelo 8506, com controle digital por computador, com capacidade máxima de 2500 kN e espaço de ensaio de 822 mm x 514 mm x 4000 mm.

Tabela 2.4- Descrição dos pilares ensaiados (TAKEUTI, 1999)

Série	Pilares referênci	Pilares reforçados	Espessura do reforço (mm)	Nomenclatura
1	2	2	30	S1C1R, S1C2R, S1C1S e S1C2S
2	2	2	40	S2C1R, S2C2R, S2C1S e S2C2S
3	3	3	40	S3C1R, S3C2R, S3C3R, S3C1S, S3C2S, S3C3S
4	4	-	-	S4C1R, S4C2R, S4C3R e S4C4R

S- série; 1,2,3,4- nº da série; C- pilar; 1,2,3,4- nº da peça da mesma série; S- reforçado; R- referência



Figura 2.28- Aparato experimental (TAKEUTI, 1999)

A Tabela 2.5 traz informações a respeito das resistências e carga de ruptura das peças ensaiadas.

Tabela 2.5- Resistência e carga de ruptura (TAKEUTI, 1999)

<b>Pilares</b>	<b><math>f_c</math> substrato MPa</b>	<b><math>f_c</math> reforço MPa</b>	<b><math>f_y</math> barra MPa</b>	<b><math>f_y</math> tela MPa</b>	<b>Ruptura kN</b>
S1C1R	18,39	-	427,8	-	488
S1C1S	18,39	68,35	441,0	672,8	1540
S1C2R	16,89	-	548,5	-	483
S1C2S	16,89	63,34	401,8	649,7	1749
S2C1R	17,43	-	470,0	-	517
S2C1S	17,43	67,21	566,9	733,5	1850
S2C2R	15,55	-	548,5	-	422
S2C2S	15,55	65,57	384,5	636,5	1840
S3C1R	17,34	-	441,0	-	512
S3C1S	17,34	68,66	401,8	-	2200
S3C2R	13,67	-	427,8	-	421
S3C2S	13,67	60,94	463,0	685,3	1920
S3C3R	12,92	-	410,4	-	490
S3C3S	12,92	68,95	384,5	-	2210
S4C1R	23,03	-	463,1	-	651
S4C2R	23,03	-	484,1	-	639
S4C3R	33,64	-	441,1	-	749
S4C4R	33,64	-	470,1	-	715

Takeuti (1999) concluiu que a utilização de camisas de reforço de pequena espessura, com emprego de concretos de alto desempenho, mostrou-se interessante e

merecedora de maior atenção, uma vez que com um acréscimo relativamente pequeno das dimensões dos pilares, aumentou-se consideravelmente a sua capacidade resistente. No entanto, observou-se também que alguns cuidados devem ser tomados para que se consiga, nos pilares reforçados, adequados níveis de resistência e de ductilidade.

Quanto à capacidade resistente, observou-se um aumento nos pilares reforçados em torno de 3 a 5 vezes o valor obtido para os pilares de referência, para um aumento da largura do pilar de 15 cm para 21 cm ou 23 cm.

No que se diz respeito à taxa de armadura de reforço, analisando a eficiência dos arranjos das armaduras, constatou-se a grande influência da taxa de armadura transversal na resistência e na deformabilidade dos pilares. O uso de maiores taxas de armadura transversal, adequadamente disposta, proporciona um melhor confinamento da parte interna da seção, que inclui a seção do pilar original, a qual continua a contribuir na capacidade resistente, pelo menos neste estudo em que não se considera o efeito de pré-carregamento.

### **2.6.2. OMAR (2006)**

Omar (2006) desenvolveu seus estudos verificando o aumento da capacidade portante em vários pilares reforçados por acréscimo de uma camada de concreto auto adensável (CAA) em diferentes faces do elemento estrutural, submetidos à flexo-compressão reta.

Os pilares a serem reforçados (originais) tiveram as mesmas dimensões e armaduras dos pilares da série PCA4 de Adorno (2006), foram pré-carregados até o início do escoamento da armadura tracionada e depois descarregados e retirados do pórtico de reação. Em seguida, começaram a ser preparados para a realização do reforço.

Para a execução do reforço dos pilares foram realizadas as seguintes etapas: escarificação através de apicoamento, instalação de conectores utilizando resina epóxi, colagem de extensômetros de resistência elétrica na armadura de reforço.

Os pilares reforçados foram desenvolvidos utilizando concreto auto adensável no reforço, armados com barras de diferentes diâmetros  $\Phi$  10 mm e  $\Phi$  12 mm, com conectores em forma de estribos com diâmetro de  $\Phi$  5 mm. As camadas de concreto foram moldadas em diferentes faces (tracionadas, comprimidas e em ambas as faces, Figura 2.29).

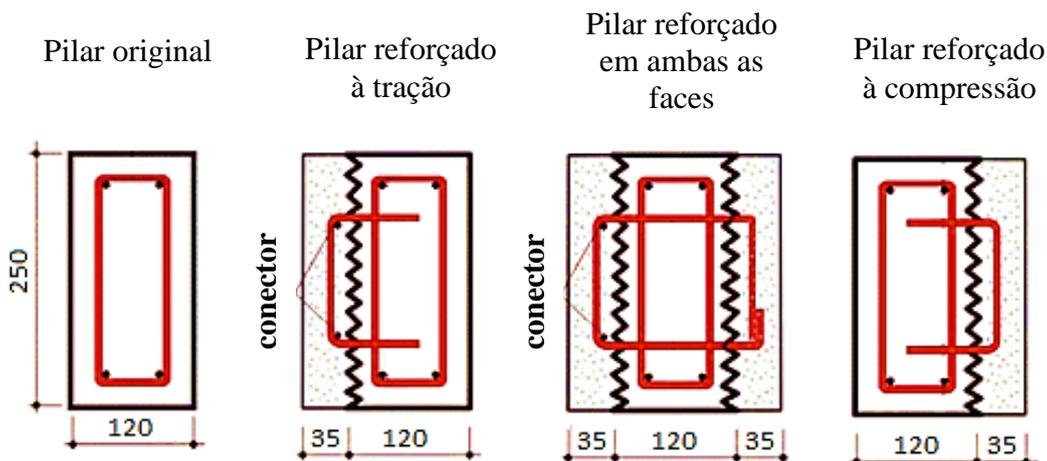


Figura 2.29- Posicionamento dos estribos conectores nas camadas de reforço de concreto (CAA) (OMAR, 2006)

Após a moldagem do reforço foram instalados extensômetros de resistência elétrica no concreto, posicionados na camada de reforço e na região de interação entre reforço e substrato (Figura 2.30).

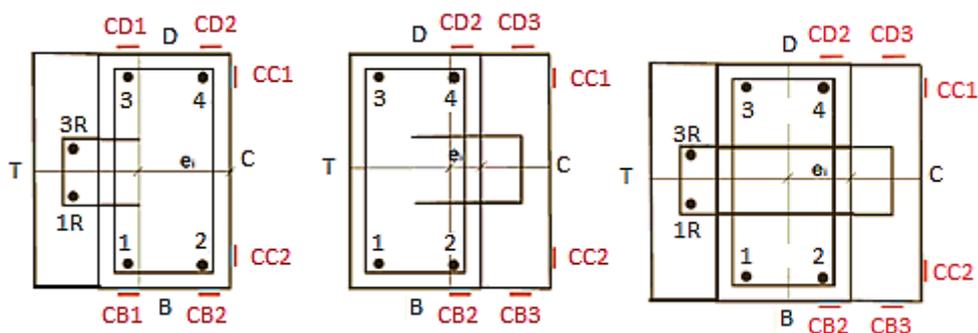


Figura 2.30- Posicionamento dos extensômetros no concreto (OMAR, 2006)

Os pilares foram ensaiados utilizando relógios comparadores para medirem os deslocamentos além de extensômetros de resistência elétrica posicionados nas armaduras e no concreto para medirem as respectivas deformações. A Tabela 2.6 mostra a resistência do concreto, carga de ruptura deformações máximas e modo de ruptura.

Tabela 2.6- Informações sobre o comportamento dos pilares de Omar (2006)

Pilar	$e/h$	$f_c^{sub}$ MPa	$f_c^{ref}$ MPa	$D_{max}$ <b>R3</b> mm	$\epsilon_{s\ max}$ mm/m	$\epsilon_{c\ max}$ mm/m	$P_u$ kN	$M_u$ kN mm	Modo de ruptura
P1	0,50	30,5	-	20,35	2,89	2,22	130,1	10.446	EE
P2	0,50	30,6	-	37,63	4,36	4,69	157,0	15.328	EE
PT10	0,53	30,7	43,0	32,58	3,36	3,45	268,0	30.841	EE
PT12	0,53	30,7	44,1	20,37	2,90	2,92	280,0	28.804	EE
PC45T10	0,50	30,7	44,8	19,46	1,75	3,57	645,0	51.252	E
PC45T12	0,50	30,8	45,5	11,67	1,72	3,89	630,0	45.152	E
PC35	0,27	25,1	46,2	22,05	1,47	2,43	380,0	24.529	D
PC55	0,27	25,1	46,8	13,62	1,43	2,49	506,0	23.337	D

$e/h$ - Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);

$f_c^{sub}$  - Resistência do concreto no dia do ensaio;

$P_u$  - Carga de ruptura;

$D_{max}$  **R3** - Deslocamento horizontal máximo;

$\epsilon_{s\ max}$  - Deformação máxima do aço tracionado;

$\epsilon_{c\ max}$  - Deformação máxima do concreto comprimido;

$M_u$  - Momento máximo;

EE = Escoamento do aço e esmagamento do concreto;

E = Esmagamento do concreto;

D = Desplacamento do reforço;

PC- Pilar reforçado na compressão;

PT- Pilar reforçado na tração;

PCT- Pilar reforçado na compressão e tração.

Ao analisar o comportamento carga x deslocamento Omar (2006), concluiu que os pilares PC35, PC55, PC45T10 e PC45T12 foram mais rígidos que o pilar P1, desde o início do ensaio, comprovando a eficiência do reforço na redução dos deslocamentos horizontais. Dentre esses pilares, os que apresentaram maior rigidez foram os reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente (PC45T10 e PC45T12).

Quanto às cargas e modo de ruptura Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior a 2,1 vezes a carga do pilar de referência, confirmando a eficiência de todos os tipos de reforço executados.

Apenas os pilares reforçados na face comprimida (PC35 e PC55) apresentaram deslocamento do concreto do reforço, indicando que a aderência do concreto novo com o velho deve ser melhorada.

Os pilares reforçados na face tracionada (PT10 e PT12) e reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente (PC45T10 e PC45T12), não apresentaram indícios de deslocamento do concreto do reforço. Mesmo sendo a diferença da taxa de armadura colocada no reforço da face tracionada desses pilares de 36%, a diferença da carga de ruptura entre eles foi apenas de 4,4% e 2,3%, respectivamente. Provavelmente, um aumento da taxa de armadura nesta face poderá não proporcionar ganho de carga considerável, devido à possibilidade do esmagamento do concreto.

Apesar do deslocamento do concreto, os pilares reforçados na face comprimida apresentaram ganho de resistência maior do que os reforçados na face tracionada. A diferença de carga de ruptura entre os pilares PC35 e PC55 com o PT12 é de 26% e 47%, respectivamente. Considerando a taxa de armadura de tração utilizada nessas peças, estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar. O pilar PC55, reforçado na face comprimida, que teve menor excentricidade inicial da carga (32,5 mm), apresentou ganho de carga, 3,9 vezes maior que o pilar de referência (P1).

Os pilares reforçados na face comprimida e tracionada, simultaneamente (PC45T10 e PC45T12), foram os que apresentaram as maiores cargas de ruptura, superiores, 4,9 e 4,8 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente.

Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal, da taxa de armadura e ter-se tornado um pilar curto, o que aumentou a rigidez dessas peças.

### **2.6.3. SAHB (2008)**

O estudo de Sahb (2008) foi desenvolvido de forma semelhante à de Omar (2006) tendo como principal diferença o uso de parafusos chumbadores (Figura 2.31), em substituição aos conectores que funcionavam como estribos. Outra importante diferença foi à adição da camada de concreto apenas na região tracionada. Seu principal objetivo era minimizar os efeitos do deslocamento do reforço impedindo com isso a ruptura brusca das peças.

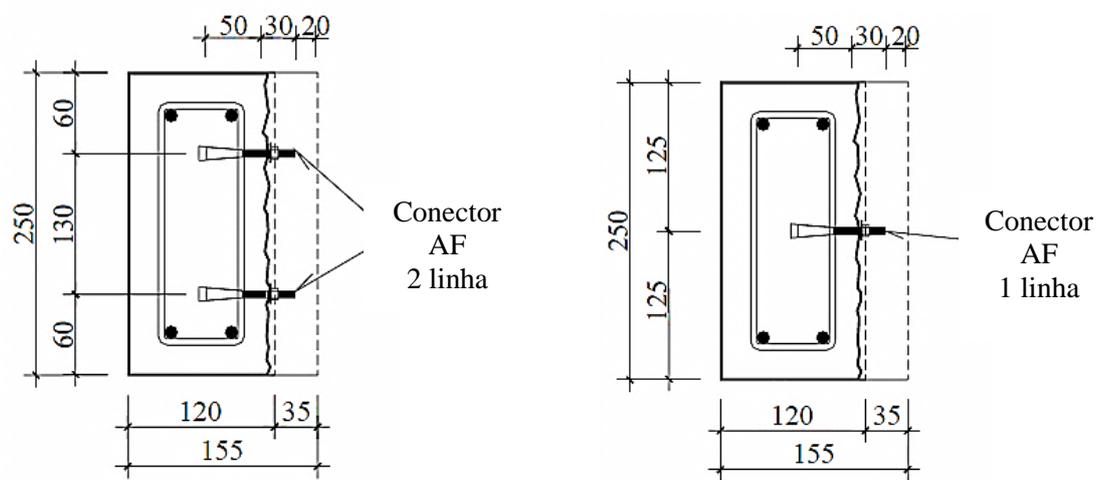
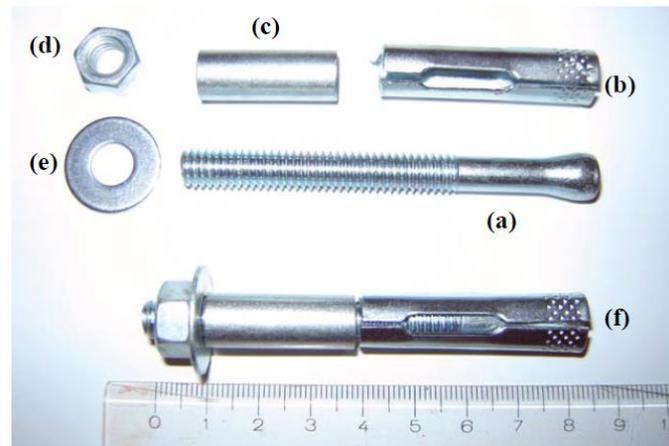


Figura 2.31- a) parafuso cônico, b) jaqueta, c) prolongador, d) porca, e) arruela, f) parafuso completo. Posicionamento dos conectores (SAHB, 2008)

Os chumbadores eram distribuídos em diferentes posições e quantidades. (Figura 2.32).

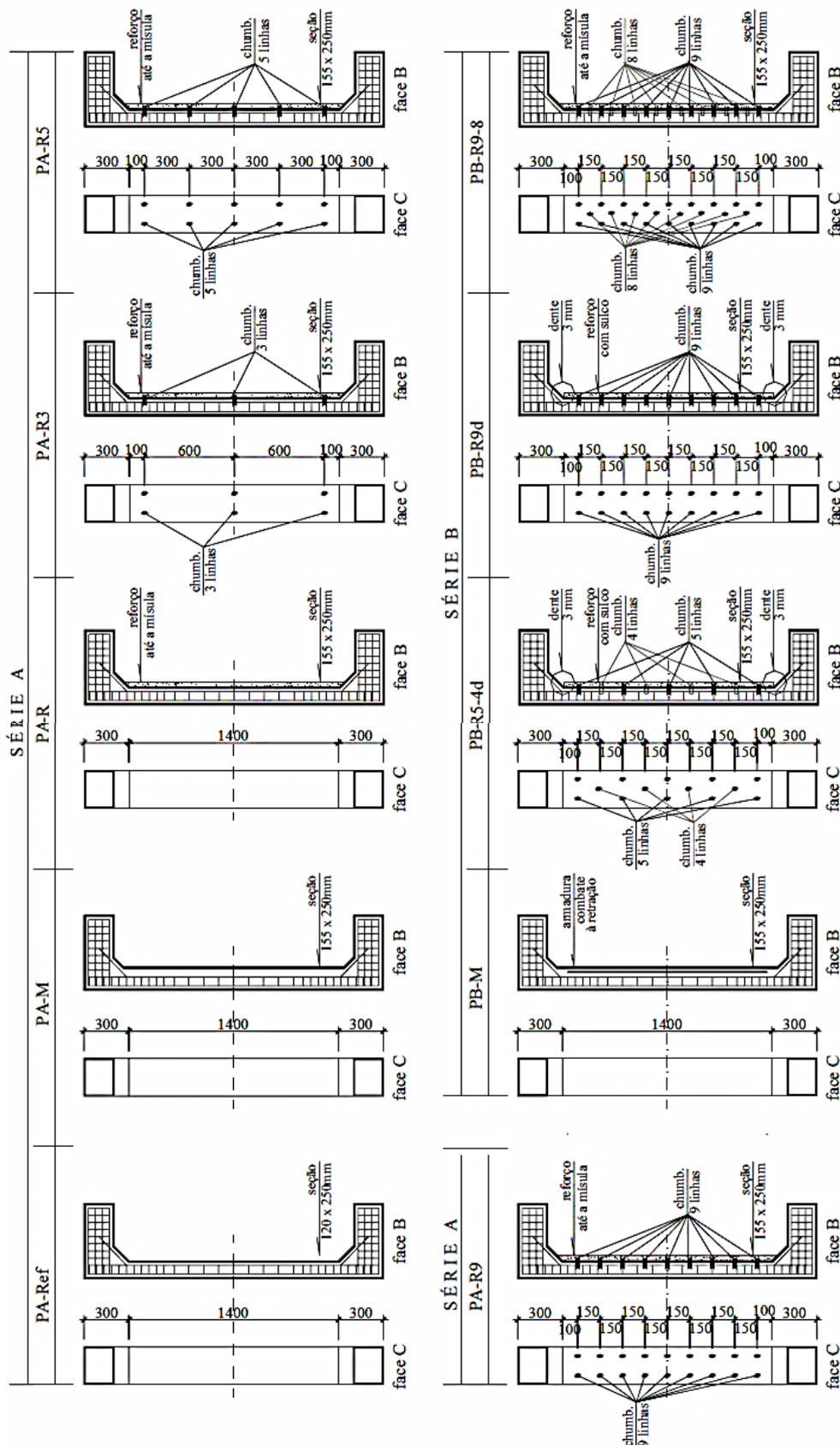


Figura 2.32- Disposição dos chumbadores nos pilares (SAHB, 2008)

A Tabela 2.7 mostra as informações do comportamento das peças ensaiadas.

Tabela 2.7- Comportamento dos pilares de Sahb (2008)

Pilar	$e/h$	$f_c^{sub}$ MPa	$f_c^{ref}$ MPa	$\epsilon_{s\ max}$ mm/m	$\epsilon_{c\ max}$ mm/m	$P_u$ kN	Modo de ruptura
PA-Ref*	0,50	39,1	-	2,50	-3,04	139,1	EA; EC
PA-M	0,27	39,1	-	2,88	-3,68	397,0	EA; EC
PA-R*	0,27	39,9	47,9	0,68	-2,32	422,6	D
PA-R3	0,27	39,5	48,3	0,62	-2,16	461,7	D
PA-R5	0,27	39,9	51,8	-0,12	-1,75	539,6	D
PA-R9	0,27	39,9	52,0	-0,03	-1,37	553,4	D
PB-M*	0,27	51,7	-	1,41	-3,16	613,0	EC*
PB-R5-4d	0,27	41,0	51,7	-0,04	-0,64	205,0	D
PB-R9-d	0,27	41,1	52,2	-1,24	-0,48	225,0	D
PB-R9-8	0,27	41,2	52,5	1,25	-2,68	626,3	EC*; DR

\* Pilares em que a leitura das deformações foi na carga anterior à de ruptura;

$e/h$  : Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);

$P_u$  : Carga de ruptura;

$f_c^{sub}$  : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio;

$f_c^{ref}$  : Resistência do concreto auto adensável do reforço na data do ensaio;

$\epsilon_{s\ max}$  : Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida, na região central do pilar;

$\epsilon_{c\ max}$  : Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central;

EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; EC\*: Esmagamento do concreto com indícios de escoamento do aço; DR: Deslocamento do reforço.

Os resultados do estudo de Sahb (2008) indicam que todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior a carga de ruptura do pilar original de referência. Nos pilares PA-R, PA-R3, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d a ruptura foi do tipo frágil, com deslocamento da camada de reforço, entretanto esse deslocamento foi retardado com o aumento da taxa de chumbadores.

O pilar com a maior quantidade de chumbadores rompeu com deslocamento da camada de reforço e também foi evidenciada tendência de esmagamento do concreto na região central do pilar. No que diz respeito aos chumbadores, em nenhum dos casos estudados houve ruptura por cisalhamento dos chumbadores utilizados.

Quanto às deformações, nos pilares reforçados, as armaduras situadas na face mais tracionada ou menos comprimida não atingiram o escoamento à tração, exceto nos pilares PA-R3 e PB-R9-8.

Nos pilares reforçados, o PB-R9-8 registrou deformação característica do esmagamento do concreto na face mais comprimida, porém não se pode concluir que ele tenha rompido por esmagamento, uma vez que ocorreu o deslocamento da camada de reforço na carga última. Nos demais pilares reforçados, não foi evidenciado o esmagamento do concreto, todavia os diagramas apontam certa tendência ao esmagamento.

Os pilares monolíticos PA-M e PB-M apresentaram esmagamento do concreto, bem como o pilar original de referência PA-Ref.

#### 2.6.4. NASCIMENTO (2009)

O trabalho de Nascimento (2009) baseou-se nos trabalhos de Omar (2006) e Sahb (2008), de forma que foi feita a análise de pilares reforçados na região comprimida com o emprego de uma camada de concreto auto adensável submetidos à flexo-compressão reta, utilizando como conectores entre o substrato e o reforço, estribos abertos ancorados nos estribos já existentes no substrato das peças. Para tanto foi necessário confeccionar sulcos no substrato das peças até a região dos estribos para ancorar os conectores utilizados, esquema dos conectores apresentado na Figura 2.33. A Tabela 2.8 apresenta as resistências do concreto do substrato e reforço, os deslocamentos máximos do relógio R3, máximas deformações, cargas e modos de ruptura.

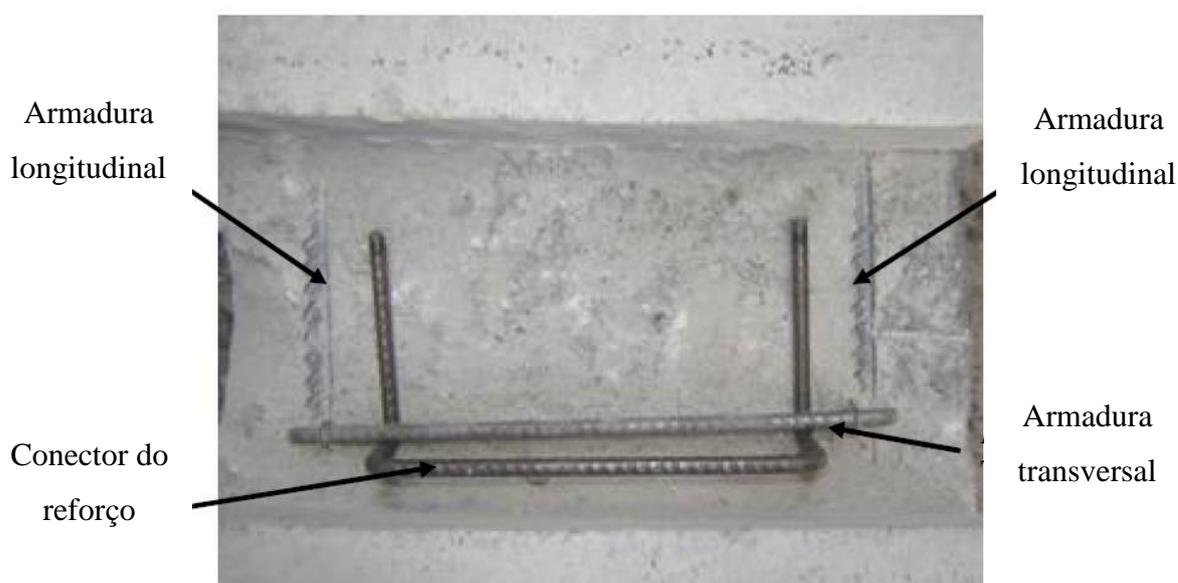


Figura 2.33- Instalação dos estribos conectores (NASCIMENTO, 2009)

A Figura 2.34 mostra os pilares a serem ensaiados e a disposição dos conectores instalados.

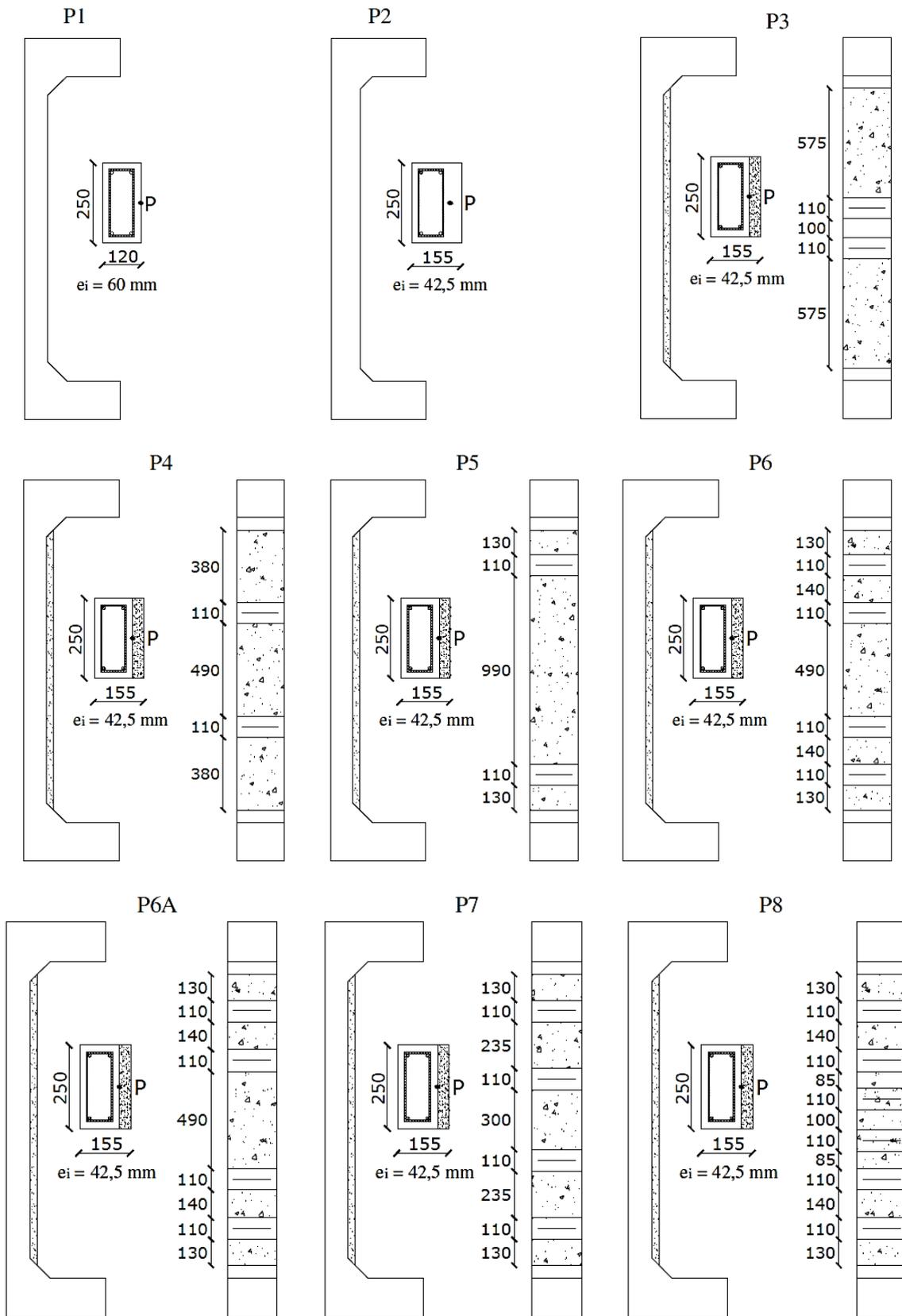


Figura 2.34- Localização dos conectores nos pilares (NASCIMENTO, 2009)

Tabela 2.8- Comportamento dos pilares de Nascimento (2009)

Pilar	$e/h$	$f_c^{sub}$ MPa	$f_c^{ref}$ MPa	$D_{max}$ <b>R3</b> mm	$\epsilon_s_{max}$ mm/m	$\epsilon_c_{max}$ mm/m	$P_u$ kN	Modo de ruptura
P1	0,50	42,3	-	25,3	3,3	2,7	140	EA
P2	0,27	42,3	-	17,7	2,2	4,6	450	EC
P3	0,27	41,9	41,1	7,8	1,7	2,9	390	DR
P4	0,27	42,0	41,6	7,5	1,4	2,4	470	DR
P5	0,27	42,1	42,0	7,0	0,8	2,1	500	DR
P6	0,27	42,2	42,3	11,6	2,0	1,7	370	DR
P6A	0,27	37,8	33,4	14,0	4,5	2,0	430	DR
P7	0,27	38,5	35,0	9,3	4,3	-	480	DR
P8	0,27	38,2	34,5	4,8	2,3	3,8	520	EC

$e/h$  : Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);

$f_c^{sub}$  - Resistência do concreto do substrato no dia do ensaio;

$f_c^{ref}$  - Resistência do concreto do reforço no dia do ensaio;

$P_u$  – Carga de ruptura;

$D_{max}$  **R3** – Deslocamento horizontal máximo;

$\epsilon_s_{max}$  - Deformação máxima do aço tracionado;

$\epsilon_c_{max}$  - Deformação máxima do concreto comprimido;

EA- Escoamento do aço; EC- Esmagamento do concreto; DR- Deslocamento do reforço.

Todos os pilares reforçados tiveram um ganho de carga em relação ao pilar de referência original. Não só a quantidade de conectores, mas também sua localização influenciaram na carga e no modo de ruptura dos modelos ensaiados. Foi possível observar que tanto a distância em relação ao centro quanto o espaçamento adotado entre os conectores exercem grande influência na carga de ruptura e, principalmente, o modo de ruptura dos pilares ensaiados a flexo-compressão.

Embora todos os pilares ensaiados nos trabalhos anteriores, Omar (2006), e Sahb (2008), tenham apresentado resultados com aumento da capacidade portante, no geral todos romperam de maneira brusca por deslocamento do reforço. Nascimento conseguiu em seus estudos que um de seus pilares tivesse aumento da capacidade portante e se comportasse de maneira dúctil na ruptura.

## **CAPÍTULO 3**

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Neste capítulo é descrita a metodologia utilizada no estudo de pilares reforçados no que tange o aumento da sua capacidade portante. Para tanto, foram realizados ensaios com pilares submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm, baseado em pesquisas anteriores de Adorno (2004), Omar (2006) e Sahb (2008), a fim de se verificar a interação entre a superfície do substrato com o reforço.

Os modelos ensaiados foram divididos em duas séries, a primeira com quatro pilares, sendo um pilar original PO (sem reforço), um pilar de referência PR (com dimensões dos reforçados) e dois reforçados na região comprimida P150 baseados na pesquisa de Sahb (2008), a segunda série nomeada de P100 foram ensaiados três pilares reforçados na região comprimida variando a quantidade de conectores.

#### **3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS**

##### **3.2.1. Dimensões das peças**

Os modelos ensaiados seguiram as características dimensionais das pesquisas de Adorno (2004), Omar (2006) e Sahb (2008). Foram utilizados pilares com seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, e comprimento total de 2000 mm como mostra a Figura 3.1, sendo nomeados como pilar original PO. Essas são as características antes da execução do reforço.

Nas extremidades dos pilares foram utilizadas armadura de fretagem, que tem por finalidade resistir a grande concentração de tensões nessas regiões evitando ruptura localizada. Essas regiões possuíam consolos permitindo a aplicação e transmissão da carga excêntrica para o pilar, provocando momento fletor na região central.

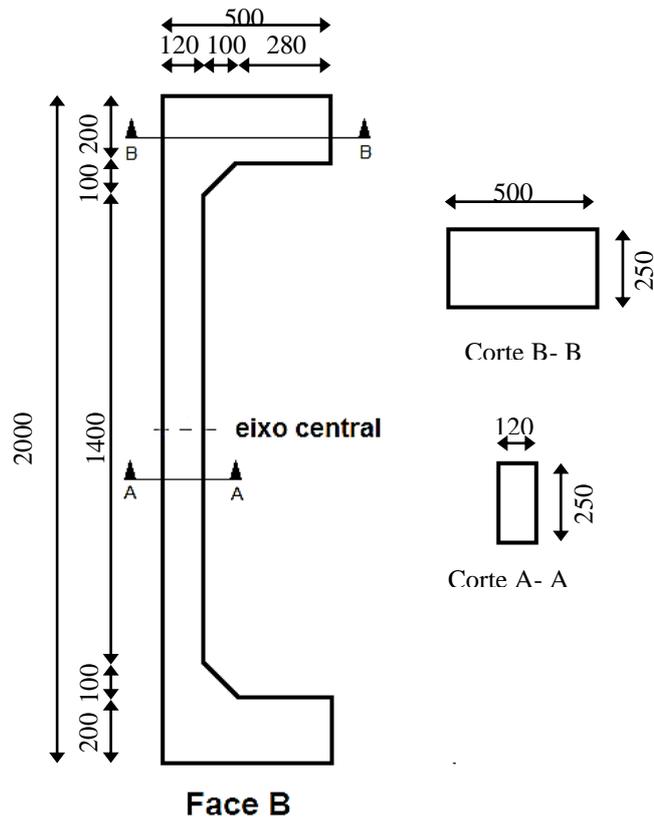


Figura 3.1- Características dimensionais dos pilares (mm)

Nos pilares reforçados permaneceu a seção original acrescida de uma camada de reforço com 35 mm de concreto na região comprimida, ficando estes com uma seção transversal de 155 mm x 250 mm, como mostra a Figura 3.2.

O pilar referência PR teve suas dimensões como dos pilares reforçados, porém sendo moldado em uma única concretagem.

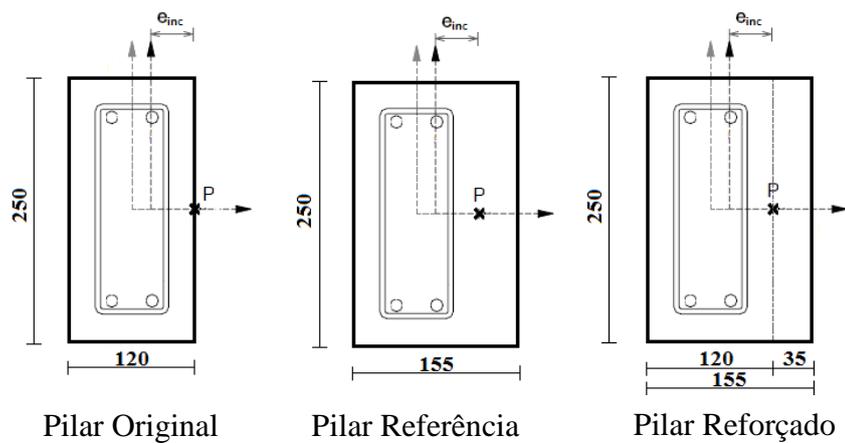


Figura 3.2- Seção transversal dos pilares (mm)

### 3.2.2. Armadura das peças

A armadura longitudinal original de todos os pilares constituiu-se de quatro barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm ( $A_s = 314 \text{ mm}^2$ ,  $\rho = 1,05\%$ ). A armadura transversal foi composta por estribos de diâmetro nominal 5 mm, com espaçamento igual a 100 mm na região central, e 50 mm nas extremidades. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram a ABNT NBR 6118:2007.

Para combater os esforços de tração localizada, foi utilizada armadura de fretagem na região dos consolos barras de diâmetro nominal igual a 5 mm para evitar a ruína localizada que poderia ser causada pela concentração de tensões neste local. Também foram utilizados nessa região estribos de 5 mm com espaçamento igual a 50 mm. O detalhamento das armaduras está apresentado na Figura 3.3.

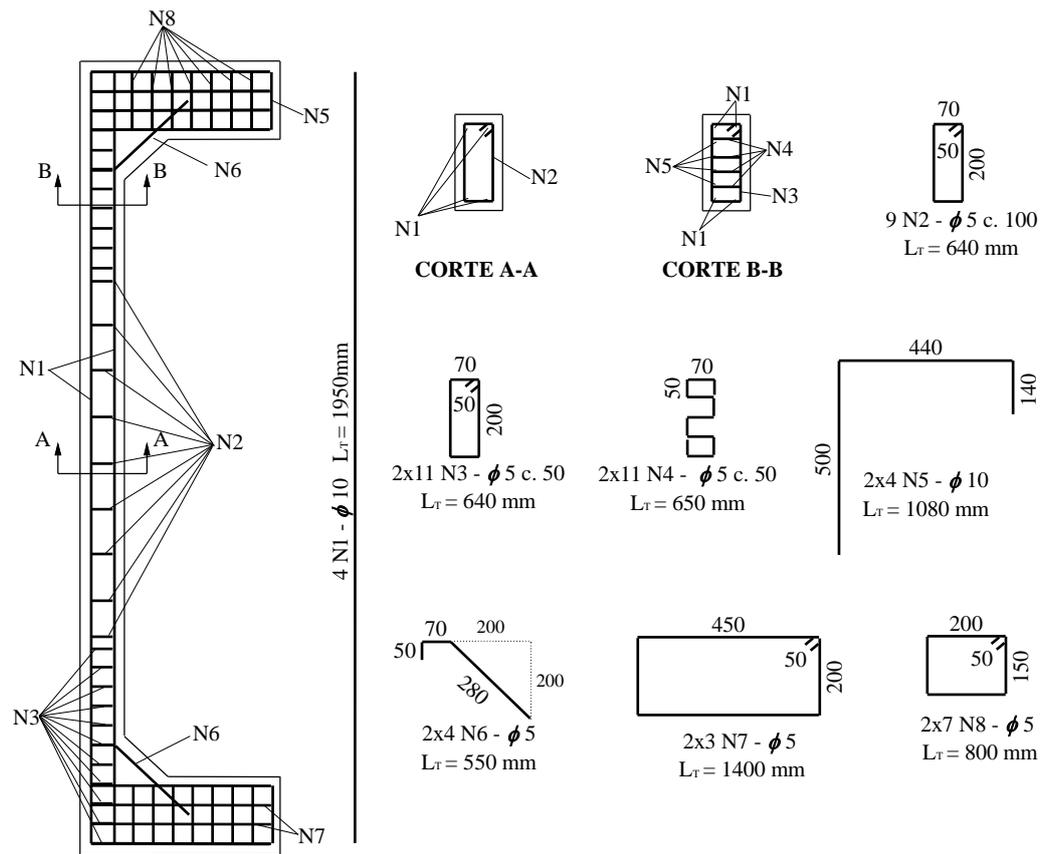


Figura 3.3- Detalhamento das armaduras

### 3.2.3. Conectores

Para combater o deslocamento do concreto de reforço, foram utilizados conectores do tipo AF, com diâmetro nominal de 8 mm e comprimento igual a 80 mm, da Âncora Sistemas de Fixação. O conector é composto por parafuso cônico com arruela, rosca e jaqueta, (Figura 3.4).

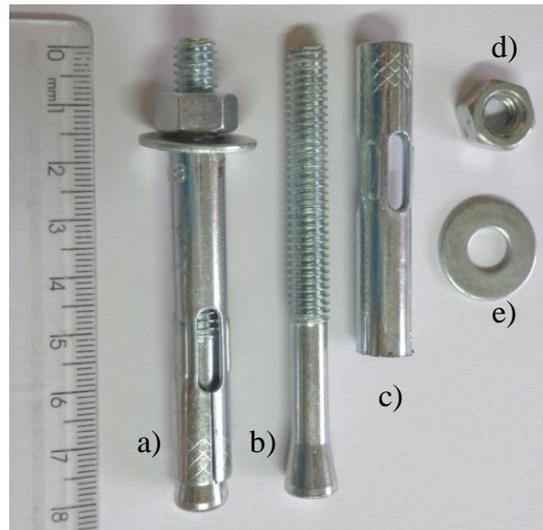


Figura 3.4- a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, d) arruela

Foram definidos os pilares reforçados da primeira série, pilares semelhantes à pesquisa de Sahb (2008), um deles utilizando dois conectores por linha horizontal com distância de eixo à borda igual a 60 mm e de eixo a eixo dos conectores iguais a 130 mm, o segundo com os mesmos conectores do primeiro posicionados e com uma linha interna de um conector por linha horizontal, posicionado no meio da seção (Figura 3.5).

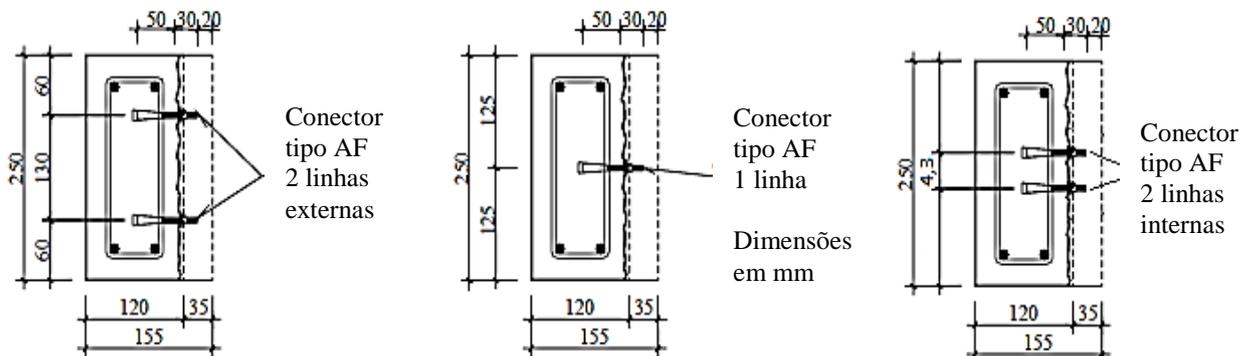


Figura 3.5- Posição das linhas horizontais dos conectores

### 3.2.4. Nomenclatura dos pilares

A nomenclatura dos pilares foi definida de tal forma:

<b>P x-y</b>	<b>P</b>	<b>x</b>	<b>y</b>
	Pilar	Nº referente ao espaçamento vertical entre conectores	Nº referente a quantidade de conectores
<b>PR/O</b>	<b>P</b>	<b>R</b>	<b>O</b>
	Pilar	Referência	Original

O detalhamento do posicionamento dos conectores em um pilar reforçado e o aspecto de um pilar não reforçado está apresentado na Figura 3.6.

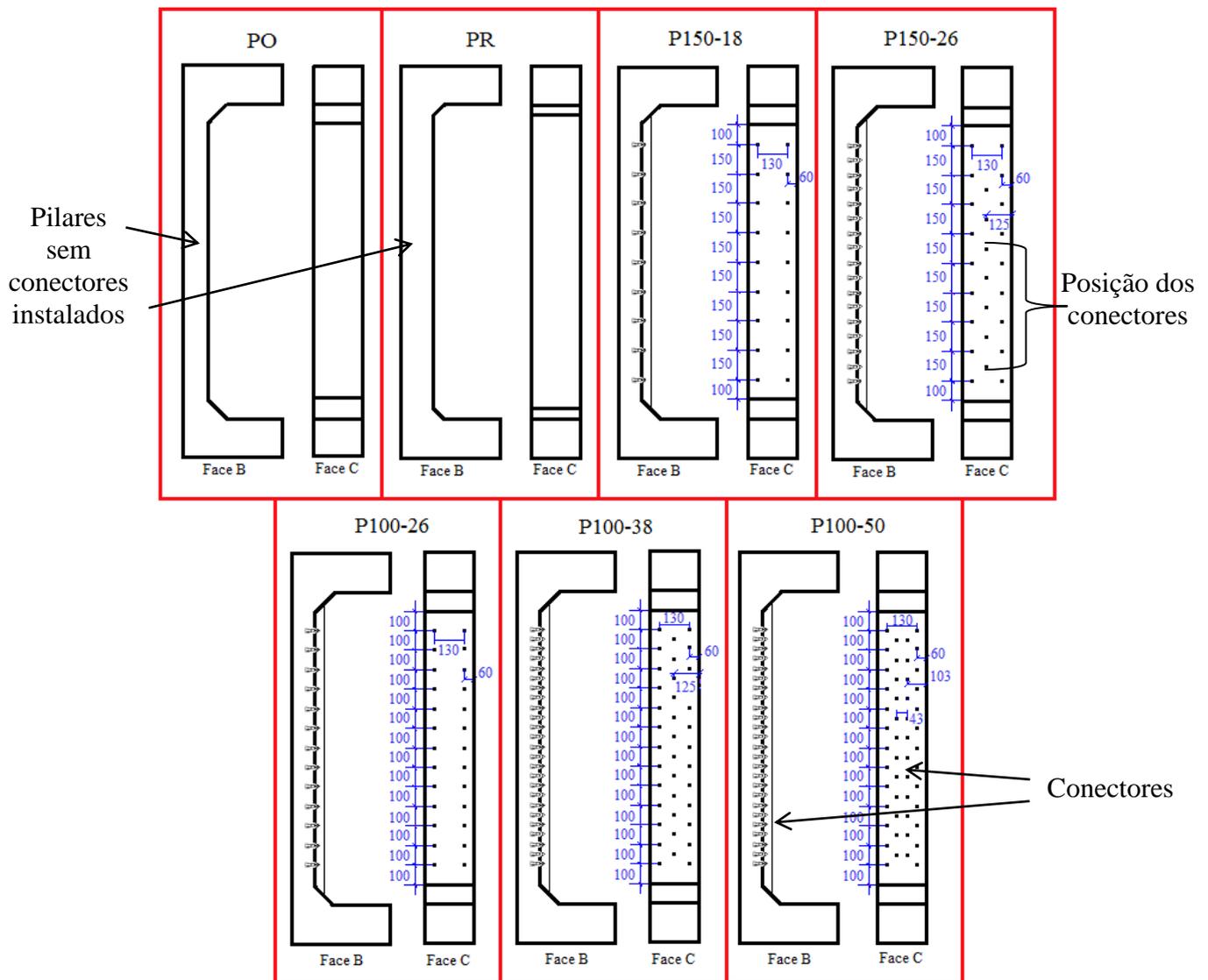


Figura 3.6- Aspecto visual de um pilar não reforçado e do posicionamento dos conectores em um pilar reforçado

As características dos pilares ensaiados estão apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Principais características dos pilares ensaiados

Características dos pilares					
Denominação	Seção (mm)	Nº de linhas verticais de conectores	$E_{ref}$ (C.A.A.) (mm)	$e_{inc}$ (mm)	$e/h$
PO	120 x 250	-	-	60,0	0,50
PR	155 x 250	-	-	42,5	0,27
P150-18	155 x 250	2	35	42,5	0,27
P150-26	155 x 250	3	35	42,5	0,27
P100-26a	155 x 250	2	35	42,5	0,27
P100-26b	155 x 250	2	35	42,5	0,27
P100-38	155 x 250	3	35	42,5	0,27
P100-50	155 x 250	4	35	42,5	0,27

$e_{inc}$  – Excentricidade inicial de ensaio;  $e/h$  – Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);  $E_{ref}$  – Espessura da camada de reforço de concreto

### 3.3. MATERIAIS

#### 3.3.1. Concreto auto adensável (CAA)

Foi utilizado concreto auto adensável usinado, para a concretagem do substrato e do reforço, dosado para atingir a resistência média a compressão de 30 MPa aos 28 dias.

#### 3.3.2. Aço

As barras de aço, com diâmetro de 10 mm e 5 mm, pertenciam a um mesmo lote e atendiam as prescrições da norma ABNT NBR 7480:1996 para barras e fios de aço, destinadas a armaduras para concreto armado.

### 3.3.3. Conectores

Os conectores do tipo AF de 8 mm de diâmetro nominal e comprimento efetivo de 80 mm, pertenciam a um mesmo lote e apresentavam as características mostradas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2- Informações técnicas dos conectores

Comp. Jaqueta (mm)	Diâmetro do furo (mm)	Profundidade mínima do furo (mm)	C.A.M. no concreto (kgf)	Torque de aperto (kgf m)
60	8,0	28	1180	1

C.A.M: carga de arrancamento média fornecida pelo fabricante, determina os limites máximos.

## 3.1. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Foram confeccionados sete pilares, baseados nas pesquisas anteriores de Adorno (2004), Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2009), com o objetivo de se criar parâmetros que auxiliem no desenvolvimento de projetos de reforço de pilares.

### 3.1.1. Instrumentação pré-concretagem

A instrumentação foi realizada antecedendo à concretagem dos pilares e teve como o intuito garantir a aferição das deformações nas armaduras na execução dos ensaios, para tanto foram utilizados extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) da marca EXCEL, tipo PA-06-250BA-120-L. Os extensômetros foram instalados na região central das armaduras dos pilares a fim de se verificar as máximas deformações específicas, conforme indicado na Figura 3.7.

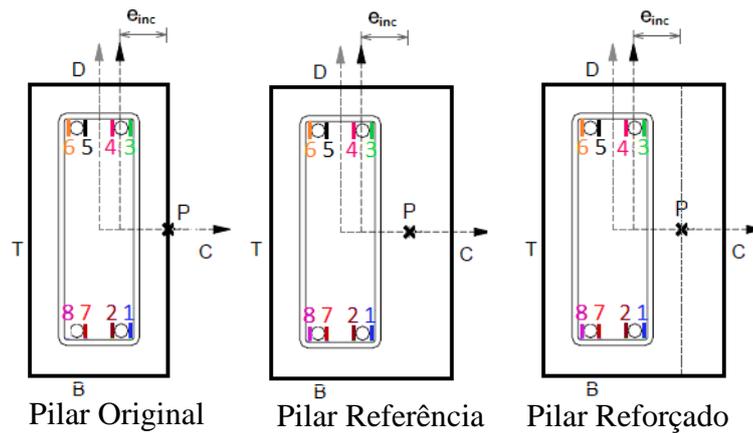


Figura 3.7- Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal

A operação de instalação dos extensômetros seguiu as seguintes etapas: soldagem dos fios do tipo cabo eletrônico CCI nos terminais dos extensômetros; preparação da superfície da barra utilizando lixa; limpeza da superfície com álcool isopropílico, condicionador e neutralizador; colagem do extensômetro utilizando cola cianoacrilato; isolamento com fita para evitar contato dos terminais com as barras e aplicação da proteção mecânica com fita isolante de alta fusão.

### 3.1.2. Instrumentação pós concretagem

Após a confecção dos pilares, a instrumentação para a execução dos ensaios se procedeu utilizando extensômetros de resistência elétrica (strain gages) da marca EXCEL, tipo PA-06-201BA-120-L, posicionados na região central da face mais comprimida do concreto, como mostra a Figura 3.8.

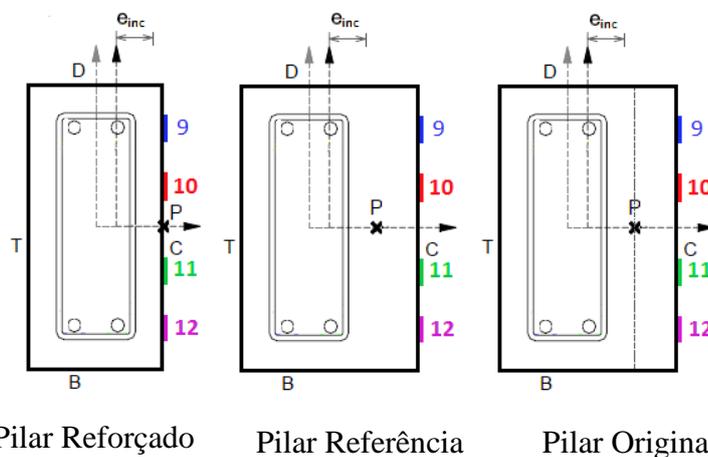


Figura 3.8- Posicionamento dos extensômetros no concreto

Aplica-se o mesmo procedimento dos extensômetros das armaduras para a instalação no concreto, exceto a utilização da proteção mecânica dispensável neste caso.

Para medir os deslocamentos horizontais e verticais, foram utilizados relógios comparadores com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 50 mm e a meia altura fora utilizada uma trena, como mostrados na Figura 3.9.

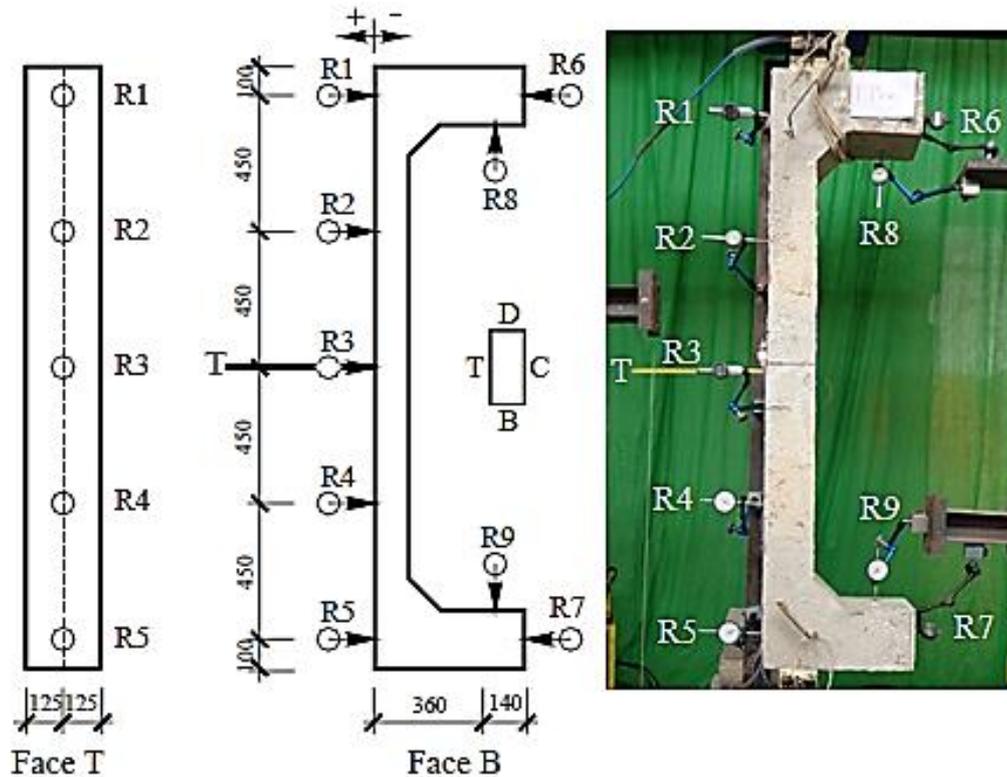


Figura 3.9- Posicionamento dos relógios comparadores e trena

Com o objetivo de verificar o deslocamento relativo entre o reforço e o substrato foram utilizados LVDT's (*linear variable differential transformer*) nas faces B e D dos pilares reforçados, posicionados de acordo com a Figura 3.10.

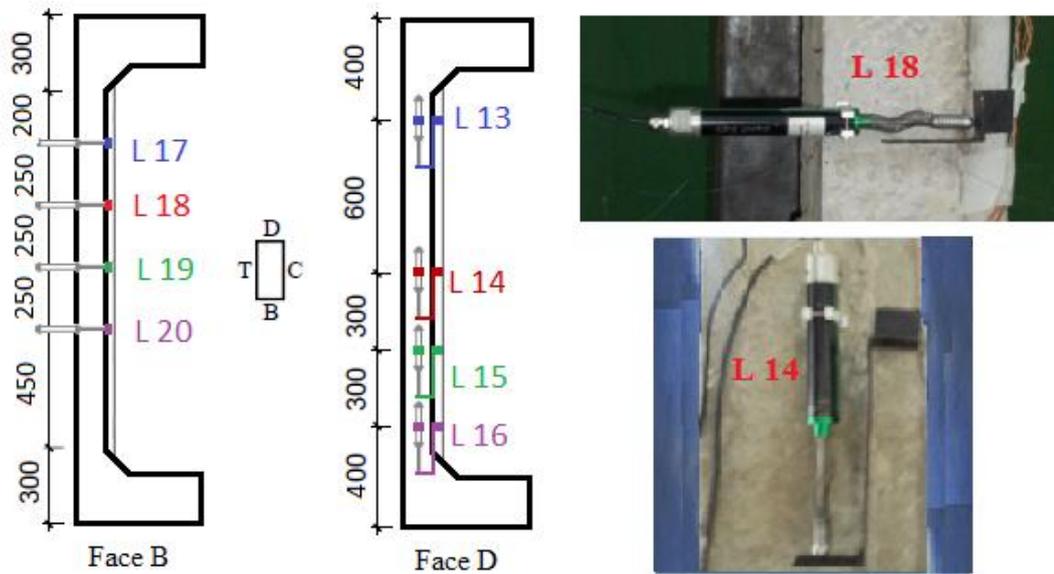


Figura 3.10- Posicionamento dos LVDT's (L)

## 3.2. CONFECCÃO DOS PILARES

### 3.2.1. Formas

Foram utilizadas formas para a concretagem dos pilares, projetadas para facilitar na montagem e desmontagem além da reutilização das mesmas para moldagem de outros pilares. Estas eram constituídas de três partes sendo duas laterais metálicas com chapa de 2,25 mm de espessura e uma base de madeira compensada plastificada de 15 mm de espessura, colocadas sobre blocos de concreto a fim de se evitar o contato destas com o piso. A Figura 3.11 detalha as formas.

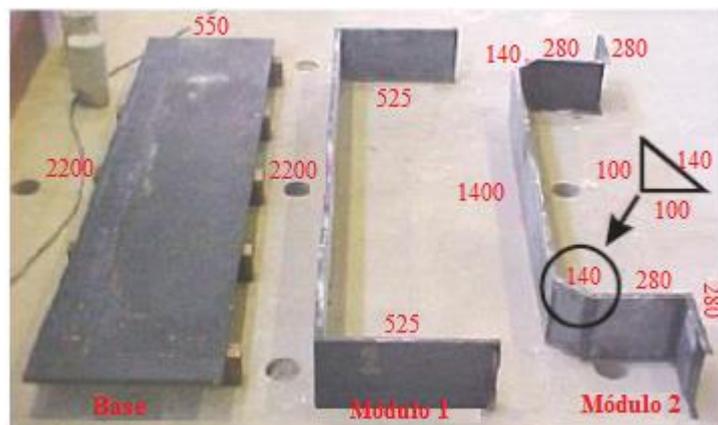


Figura 3.11- Detalhamento das formas

Para montá-las foram usados parafusos de 8 mm com porcas, as juntas foram vedadas com silicone para evitar o vazamento no momento da concretagem. Ainda foi aplicado óleo do tipo mineral nas formas para facilitar na desmoldagem das peças.

### 3.2.2. Montagem e moldagem dos pilares

Com o objetivo de garantir o cobrimento de 25 mm foram utilizados espaçadores plásticos posicionados entre as armaduras e a forma, e para impedir a abertura e deformação das formas pelo peso próprio do concreto foram utilizados grampos de travamento como mostra a Figura 3.12.

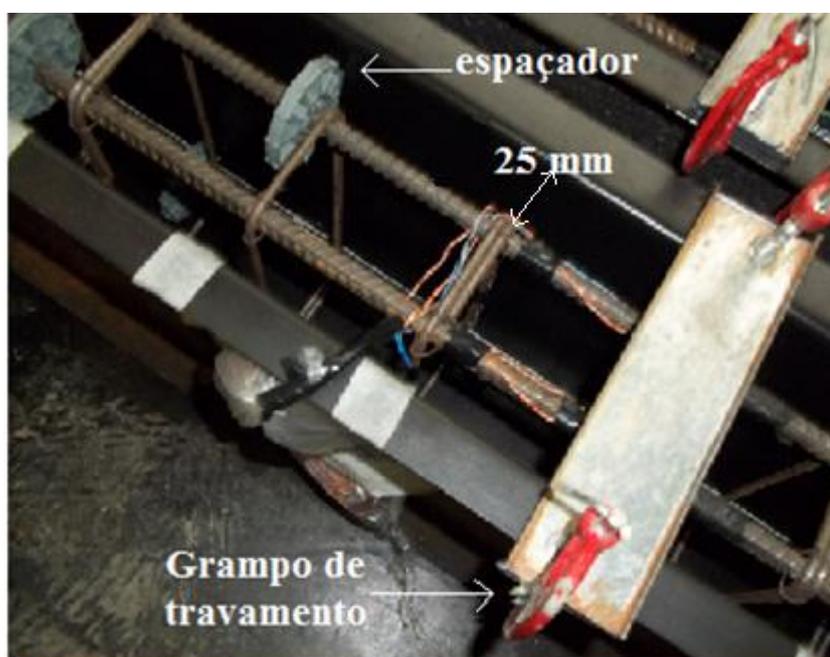


Figura 3.12- Espaçador e grampos de travamento

Após o posicionamento das armaduras dos pilares, a posição dos estribos foi devidamente localizada nas formas utilizando fita e pincel, para que, na fase de marcação e furo dos locais onde se fixaria os conectores os estribos não fossem atingidos, evitando problemas nos ensaios. A marcação da posição dos estribos é demonstrada na Figura 3.13.



Figura 3.13- Marcação da posição dos estribos

Posteriormente foi executada a concretagem seguindo as etapas: ensaios do concreto fresco específicos do concreto auto adensável, sendo eles ensaio de abatimento / espalhamento, *V-Funil* e *L-Box* esses procedimentos são apresentados na Figura 3.14. Os resultados dos ensaios encontram-se no Apêndice B.



a) Espalhamento

b) *V-funil*



c) L-box

Figura 3.14- Ensaios do concreto fresco (CAA)

Para a caracterização do material quanto à resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm conforme a ABNT NBR 5738:2003.

Após a aferição e aprovação das propriedades do concreto fresco iniciou-se o lançamento nas formas utilizando mangueiras ligadas ao caminhão bomba. Pelo fato do concreto ser auto adensável, não se utilizou vibrador, e o acabamento dos pilares foi feito utilizando régua desempenadeira e colher de pedreiro. Essas etapas são ilustradas na Figura 3.15.



Figura 3.15- Lançamento e acabamento do concreto (CAA)

Durante os sete primeiros dias após a concretagem, a cura dos pilares se deu por meio de lançamento de água e protegidos por lona plástica para reter a umidade, a partir do oitavo dia os pilares foram desmoldados iniciando os procedimentos de reforço.

### 3.3. CONCRETAGEM DO REFORÇO

As etapas para a execução desta fase foram: locação das posições dos estribos e conectores, preparação do substrato, fixação dos conectores, preparação das formas, limpeza e saturação da superfície do substrato, lançamento do concreto, cura e desmoldagem.

#### 3.3.1. Locação da posição dos estribos e conectores

A devida marcação da posição dos estribos realizada com fitas e pincel nas formas, anteriormente à concretagem dos pilares, foi transmitida ao pilar concretado. Para a marcação da posição dos conectores foi confeccionado um gabarito mostrando as exatas posições a serem marcadas, como exposto na Figura 3.16.



a) Posição dos estribos

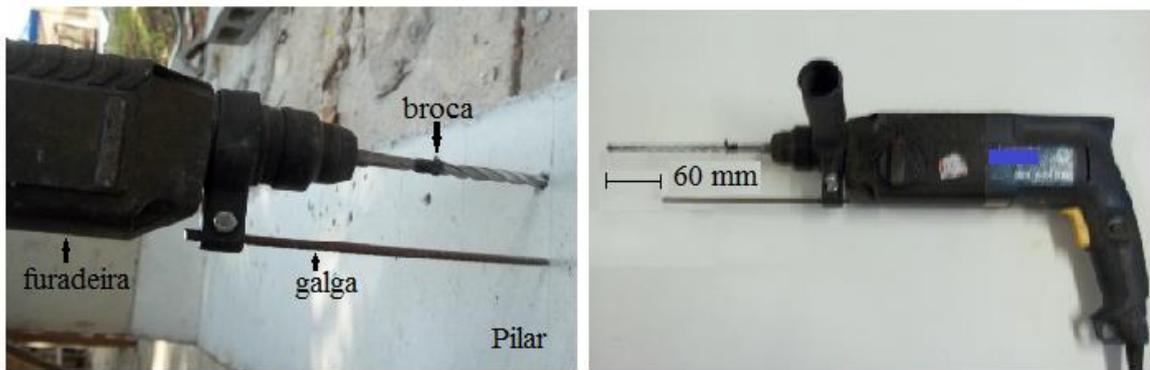
b) Detalhamento do gabarito



c) Marcação da posição dos conectores

Figura 3.16- Marcação da posição dos estribos e posição dos conectores

Com as marcações realizadas foram executados os furos para a instalação dos conectores, utilizando furadeira e broca específica para concreto, com 10 mm de diâmetro com galga, para não exceder a profundidade de 60 mm suficiente para que o conector pudesse funcionar, (Figura 3.17).



a) Execução dos furos

b) Furadeira

Figura 3.17- Execução dos furos pra instalação dos conectores

### 3.3.2. Preparação do substrato

A fim de garantir boa aderência entre o concreto do substrato e do reforço, foi necessário a escarificação da superfície do concreto do substrato, utilizando para tal feito jato de água sob elevada pressão através do uso de hidrodemolidora, a como mostra a Figura 3.18.



Figura 3.18- Escarificação do substrato utilizando água sob pressão

Com o uso da hidrodemolidora, a superfície do substrato ficou irregular favorecendo a interação entre o reforço e o substrato como exposto na Figura 3.19.

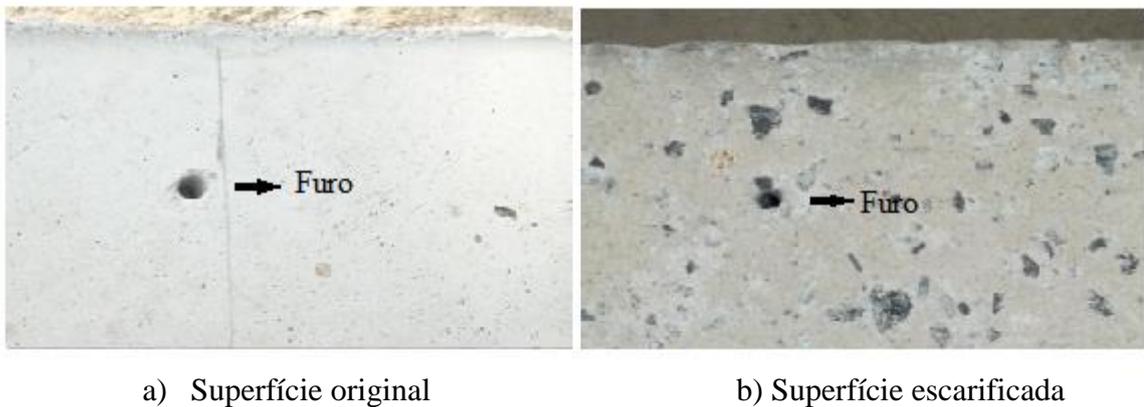


Figura 3.19- Antes e depois da escarificação da superfície dos pilares

### 3.3.3. Fixação dos conectores

Antes da fixação dos conectores, os furos foram previamente limpos e secos utilizando compressor de ar.

Observou-se que não seria possível atingir a altura prevista para a parte externa do conector que seria de 15 mm, sendo necessário cortar a jaqueta diminuindo-a de 60 mm para 55 mm. Este processo foi realizado prendendo-as na morsa e serrando com segueta (Figura 3.20).

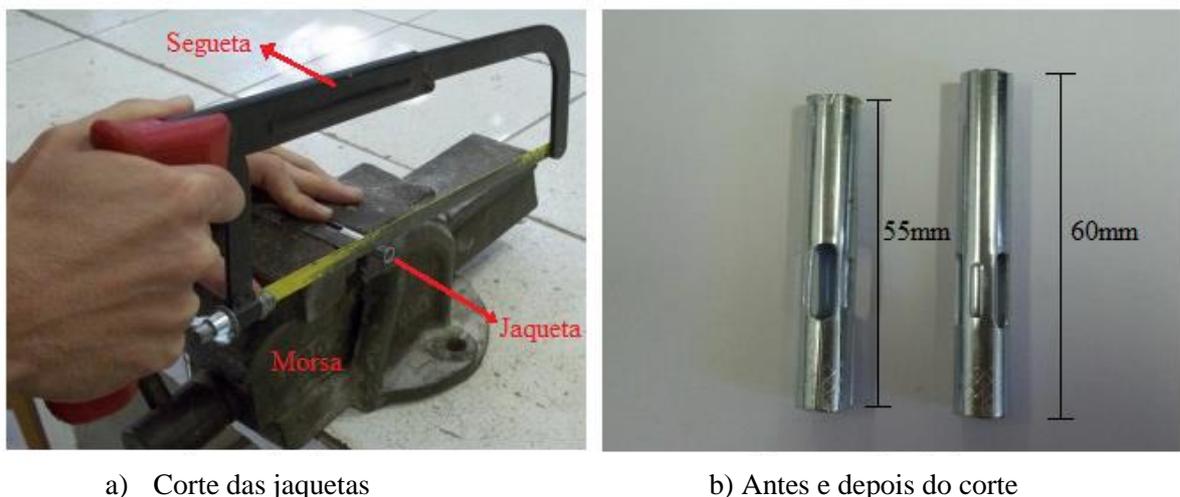


Figura 3.20- Procedimento de corte das jaquetas dos conectores

Utilizando marreta, o conector foi introduzido no furo e, com o auxílio de chaves de boca, a porca foi apertada até que se verificasse a altura dos conectores com o uso de uma

galga, sempre observando a aderência do conector ao furo. Este processo pode ser observado na Figura 3.21.



Figura 3.21- Fixação dos conectores

### 3.3.4. Preparação das formas

As formas do reforço foram fabricadas em madeira compensada plastificada de 15 mm de espessura, com dimensões de 1500 mm x 155 mm. Foram montadas utilizando tarugos da mesma madeira, apregoadas com pregos 15 mm x 21 mm com cabeça. Utilizou-se óleo mineral como desmoldante, aplicado nas formas antes da montagem, com o objetivo de evitar o contato do óleo com o substrato o que poderia influenciar na aderência dos materiais.

Para a fixação das formas nos pilares, foram fabricados grampos utilizando duas barras de metalon com duas barras de aço roscada de 6 mm de diâmetro e quatro porcas borboleta de 6 mm com arruelas, cada pilar utilizou dois grampos como ilustrado na Figura 3.22.



Figura 3.22- Aspecto visual das formas do reforço fixadas

Com as formas do reforço fixadas, aplicou-se silicone nas junções da forma e pilar, a fim de vedar as aberturas evitando a perda de nata de cimento. Vinte quatro horas antes da concretagem, os pilares foram limpos e saturados com água para evitar a perda excessiva de umidade por parte do concreto do reforço no momento da concretagem.

### 3.3.5. Moldagem do reforço

Para a moldagem do reforço, utilizou-se concreto usinado auto adensável (CAA), observando os mesmos procedimentos para o concreto no estado fresco descrito na concretagem do substrato, os resultados dos ensaios encontram-se no Apêndice B. Após a execução dos ensaios o concreto do reforço foi lançado utilizando baldes, e o acabamento foi realizado utilizando desempenadeira metálica como pode ser observado na Figura 3.23.



Lançamento

Acabamento

Figura 3.23- Execução da concretagem do reforço

A cura foi realizada durante os sete primeiros dias após a concretagem por meio de lançamento de água com proteção de lona plástica para reter a umidade. A partir do oitavo dia os pilares foram desmoldados, ficando no ambiente do laboratório até a execução dos ensaios.

## 3.4. SISTEMA DE ENSAIO

A montagem do ensaio foi desenvolvida para que todos os ensaios fossem padronizados. Os elementos constituintes são:

- Atuador hidráulico: Tem capacidade de carga de utilização de 1500 kN e é alimentado por uma bomba manual. Ambos os equipamentos são da marca Yellow Power.
- Célula de carga: é utilizada para medir a carga aplicada pelo atuador hidráulico. Possui capacidade de utilização de 1000 kN e é da marca Kratos.
- Pórtico de reação: constituído de uma viga caixão metálica com 2300 mm de comprimento parafusada à quatro pilares constituídos de um perfil C soldados com altura de 3600 mm fixados em base metálica fixa à laje de reação o detalhamento dos perfis está ilustrado na Figura 3.24.
- Duas travas metálicas posicionadas uma em cada lateral entre dois pilares, com o objetivo de travar os pilares a serem ensaiados durante a montagem do experimento.
- Chapas metálicas: Uma retangular de dimensões 700 mm x 300 mm x 30 mm, posicionada como bases fixadas com gesso pedra, duas chapas circulares, a primeira com 300 mm de diâmetro por 30 mm de espessura e a segunda com 250 mm de diâmetro por 50 mm de espessura, posicionadas embaixo do atuador hidráulico, três chapas circulares com 180 mm de diâmetro por 30 mm de espessura cada, posicionadas entre o atuador e o apoio inferior.
- Dois apoios metálicos de primeiro gênero, posicionados um em cada extremidade do pilar com o objetivo de simular a vinculação do pilar.
- Bandeja de apoio de relógios fixados no pórtico de reação.
- Base metálica de apoio de relógios, posicionada a traz do aparato experimental com o único objetivo de fixação dos relógios marcadores.

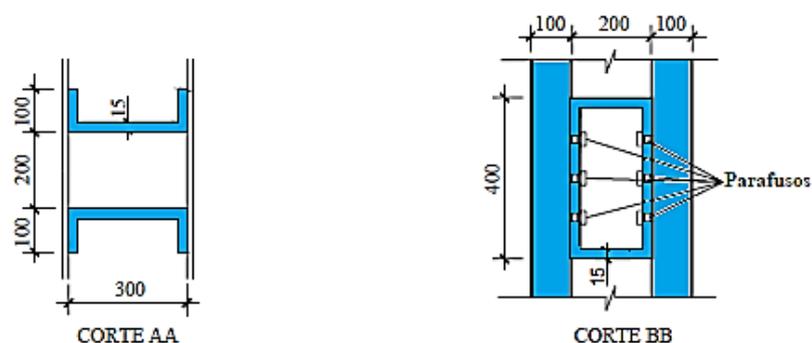


Figura 3.24- Detalhamento do pórtico de reação

Todo o aparato experimental está ilustrado na Figura 3.25.

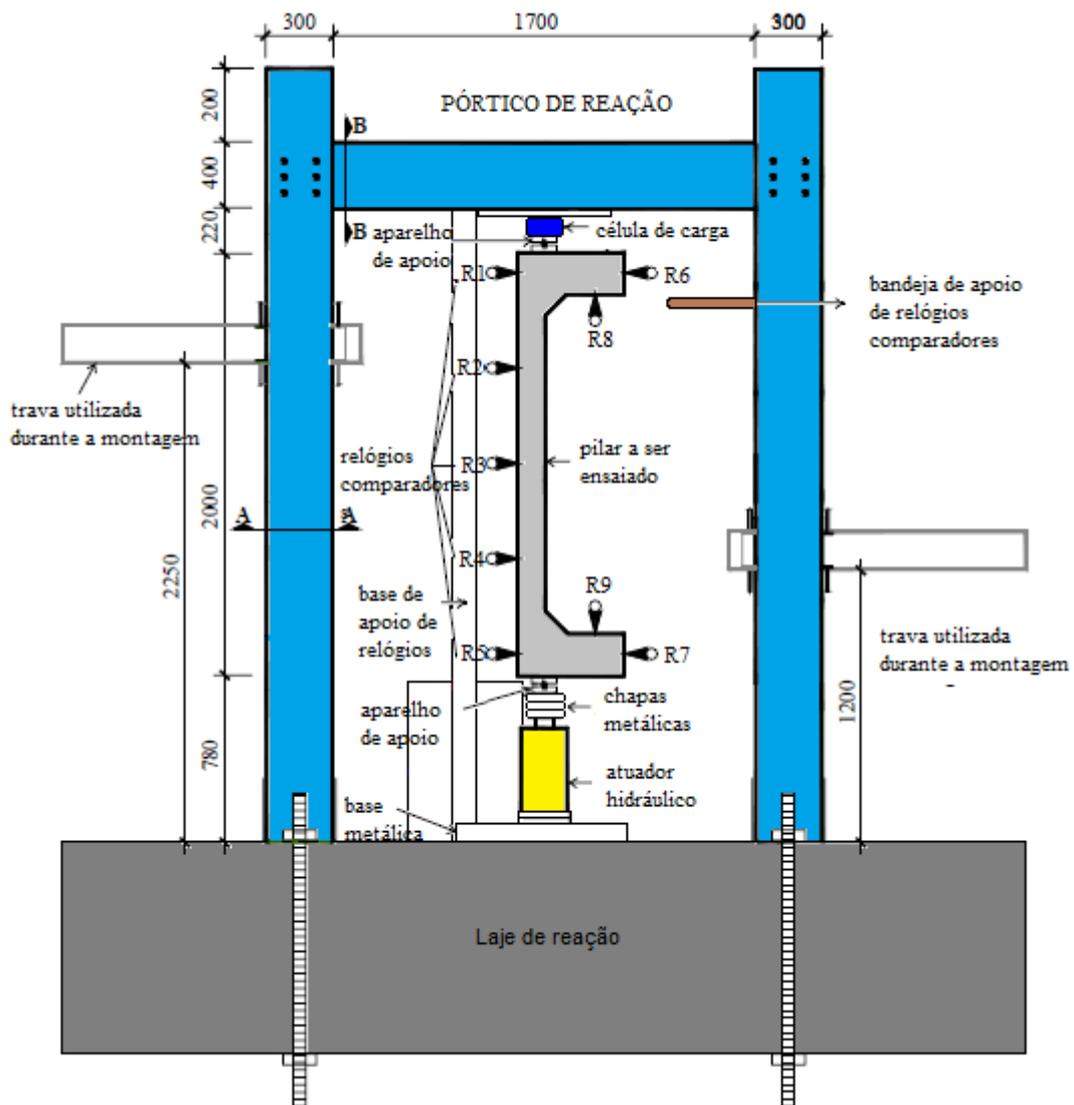


Figura 3.25- Aparato experimental completo

### 3.4.1. Montagem do ensaio

O processo de montagem do ensaio foi dividido na seguinte sequência de etapas: posicionamento parcial da peça; instalação dos aparelhos de apoio; posicionamento da célula de carga; posicionamento final da peça; verificação do prumo; marcação e posicionamento dos aparelhos medidores.

As peças foram transportadas como auxílio de uma ponte rolante até o local de execução dos ensaios, sendo posicionados previamente sobre uma estrutura metálica (Figura 3.26 a) e imobilizada pelas travas de apoio (Figura 3.26 b), sendo erguidas primeiramente com o auxílio de um atuador hidráulico de 300 kN (Figura 3.26 c) até a posição necessária

para o posicionamento das chapas metálicas e do atuador hidráulico definitivo, sendo utilizado corpos-de-prova para a substituição dos atuadores (Figura 3.26 d).

Foi feita a marcação da posição dos aparelhos de apoio a fim de se garantir a excentricidade estipulada (Figura 3.26 d). Fixaram-se as chapas metálicas e os aparelhos de apoios com gesso pedra (Figura 3.26 e). Após a cura do gesso pedra dos apoios, posicionou-se a célula de carga ligada à leitora em funcionamento para que não ocorressem erros de leitura de cargas e verificou-se o prumo. A peça foi erguida com o atuador hidráulico até a fixação completa.

Fixada a peça com a excentricidade e prumo corretos, foi feita a marcação e instalação dos relógios, trena, LVDT's, e extensômetros do concreto, conectaram-se os extensômetros ao aparelho transdutor e ao computador, sendo feita uma leitura teste de todos os equipamentos.

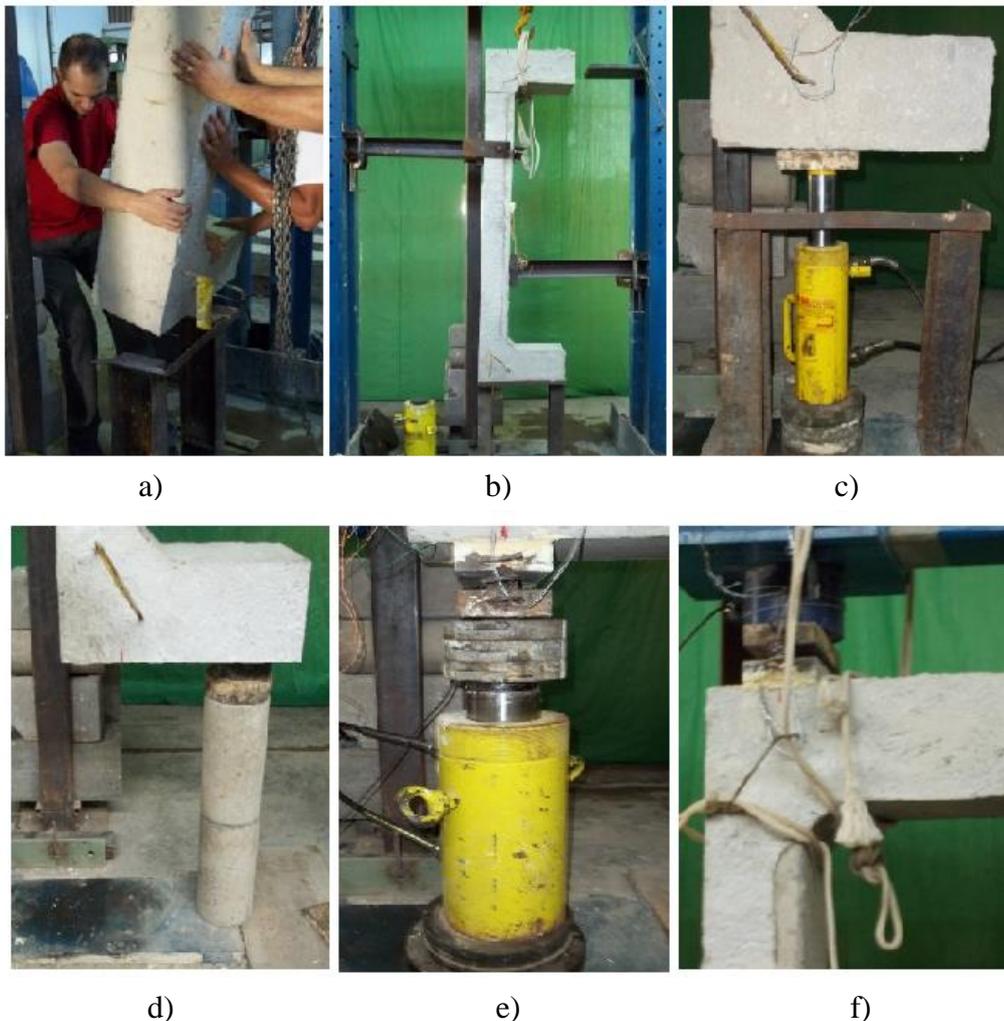


Figura 3.26- Montagem do ensaio

### **3.4.2. Execução do ensaio**

O ensaio foi executado observando um passo de 20 kN, utilizado nas pesquisas anteriores. A cada execução do devido passo de carga era anotada a carga atuante, e também era feita a leitura dos extensômetros através do computador, as leituras dos relógios e as fissuras foram registradas nas planilhas e devidamente marcadas na peça com o uso de pincel atômico.

Todo o procedimento foi monitorado por meio de comparações das leituras através do uso de planilhas, de forma que quando as peças alcançam um nível de deformação considerado próximo à ruptura, os relógios eram retirados para preservação dos equipamentos, sendo diminuído o passo de carga pela metade e feita a leitura dos extensômetros e da trena até o momento seguro que antecede a ruptura. A peça era levada à ruptura e carga anotada.

## CAPÍTULO 4

### 4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto, o ensaio de tração do aço utilizado, bem como todos os resultados das peças submetidas aos ensaios descritos no Capítulo 3. Também são apresentados os modos e superfícies de ruptura, cargas de ruptura, deslocamentos verticais e deformações das armaduras de flexão e do concreto das peças.

#### 4.1. MATERIAIS

##### 4.1.1. Concreto

Foram realizados nos laboratórios da EEC-UFG, ensaios para a caracterização do concreto no estado endurecido, sendo coletadas as seguintes características: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade longitudinal.

Para cada idade foram ensaiados dois corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, de acordo com a ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7222:2010 e ABNT NBR 8522:2008 (referentes à resistência à compressão ( $f_c$ ), resistência à tração ( $f_{ct}$ ) e módulo de elasticidade longitudinal ( $E_c$ ) do concreto, respectivamente).

Os corpos-de-prova de concreto do substrato foram ensaiados aos 3, 7, 14, 21, 25, 28, 90, 104 dias, e do reforço aos 3, 7, 14, 21, 28, 41, 55, para se traçar as curvas de tendência do comportamento do concreto à compressão e à tração dos pilares (Figura 4.1-). Com as equações obtidas pelo comportamento das curvas de tendência é possível se obter a resistência do concreto no dia da execução do ensaio de cada peça.

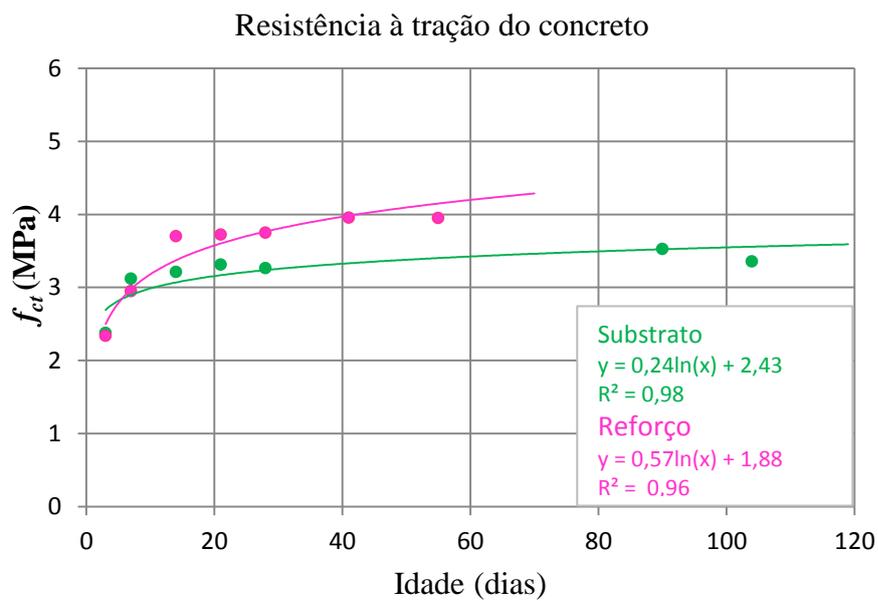
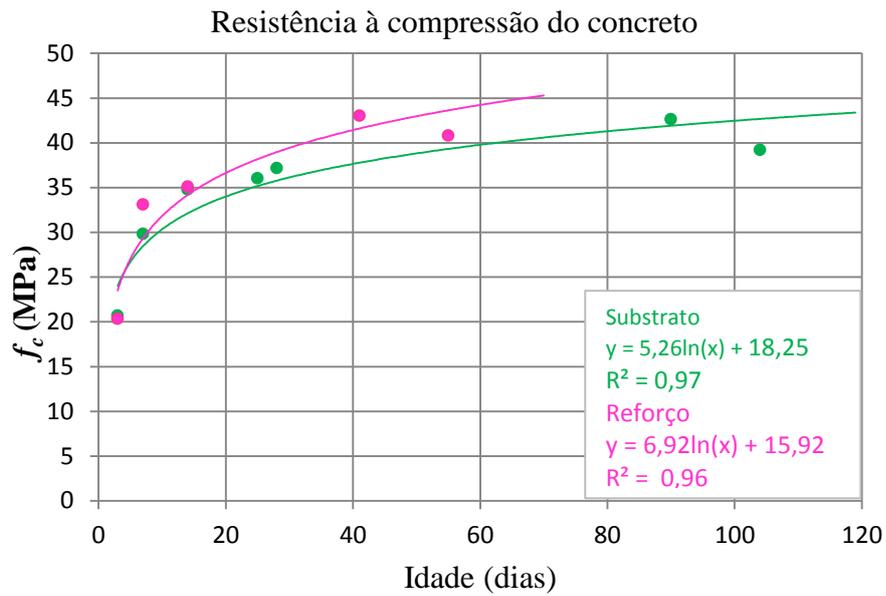


Figura 4.1- Curva Resistências x Tempo do concreto.

Para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal ( $E_c$ ) foram ensaiados dois corpos-de prova aos 28 dias para obtendo a curva de tendência como exposto na Figura 4.2. A Tabela 4.1 mostra os resultados da caracterização do concreto quanto a resistência a compressão na idade da execução de seus respectivos ensaios.

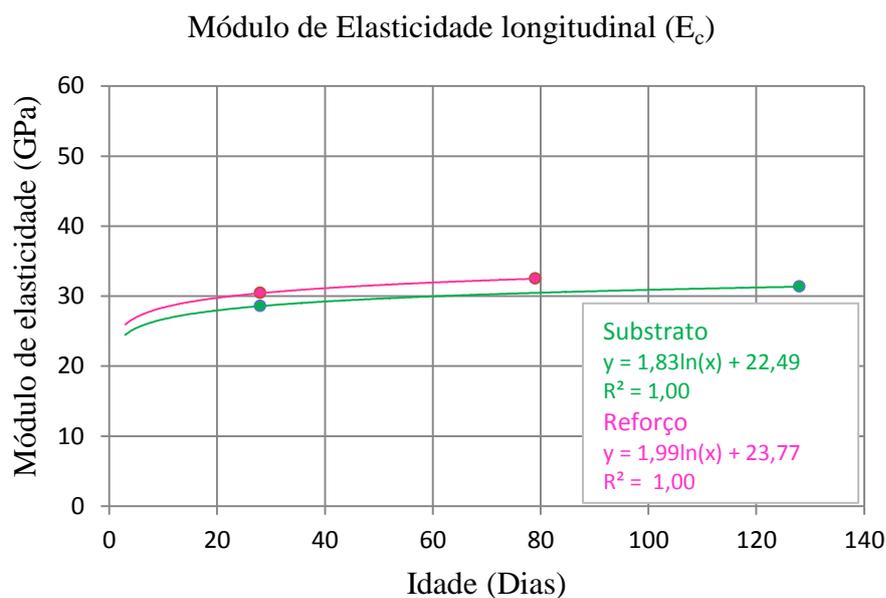


Figura 4.2- Curvas módulo de elasticidade x Tempo do concreto

Tabela 4.1- Resultados dos ensaios de caracterização do concreto

Pilar	Substrato idade (dias)	Reforço idade (dias)	Resistência substrato $f_c$ (MPa)	Resistência reforço $f_c$ (MPa)
PO	90	-	41,9	-
PR	80	-	41,3	-
P150-18	81	31	41,4	39,7
P150-26	83	33	41,5	40,1
P100-26a	116	67	43,3	45,0
P100-26b	116	67	43,3	45,0
P100-38	121	72	43,5	45,5
P100-50	123	74	43,6	45,7

#### 4.1.2. Aço

O ensaio de resistência à tração das barras de aço nervuradas CA-50 foi realizado em duas amostras de cada diâmetro, de um mesmo lote de barras. Foram ensaiadas barras de  $\varnothing$  5,0 mm e  $\varnothing$  10,0 mm, com comprimento de 500 mm de acordo com a ABNT NBR 6152:2002. Com os dados obtidos no ensaio, foram determinadas as propriedades mecânicas do aço (Tabela 4.2) e traçadas as curvas tensão x deformação das barras (Figuras 4.3 e 4.4).

Tabela 4.2- Características das amostras de aço

Diâmetro (mm)	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (mm/m)	E (GPa)
10,0	584	2,78	210
5,0	727	2,80	260

$f_y$ : tensão de escoamento;  $\epsilon_y$ : deformação específica de escoamento; E: módulo de elasticidade longitudinal

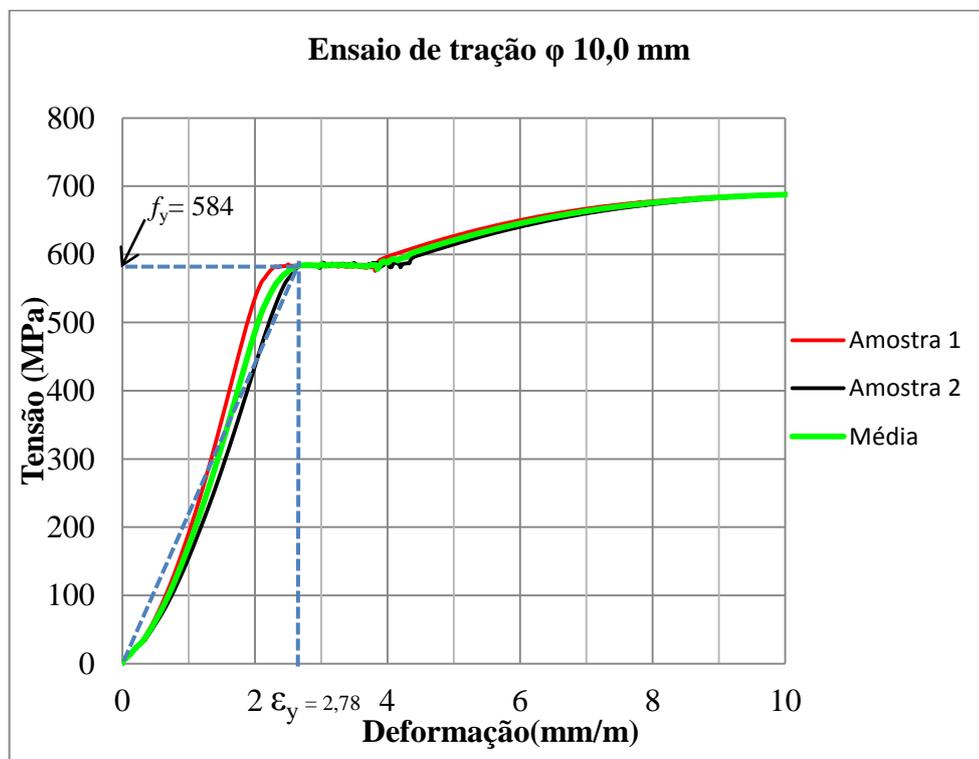
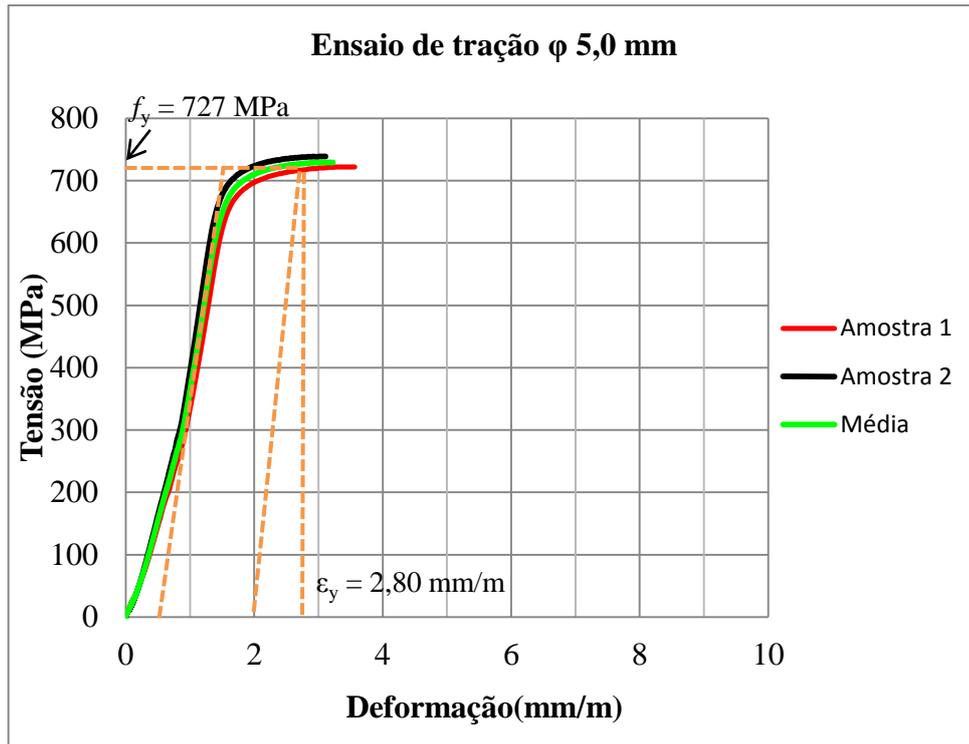


Figura 4.3- Curva Tensão x Deformação da barra de  $\varnothing$  10,0 mm

Figura 4.4- Curva Tensão x Deformação da barra de  $\phi$  5,0 mm

## 4.2. COMPORTAMENTO DOS PILARES

### 4.2.1. Deslocamentos horizontais e verticais

Para a medição dos deslocamentos, foram utilizados cinco relógios comparadores (R1 ao R5) posicionados na face tracionada das peças e na região central foi instalada uma régua milimetrada (trena) para que se medisse o deslocamento após a retirada dos relógios. Foram ainda instalados dois relógios em cada consolo (superior R6 e R8 e inferior R7 e R9), de tal forma que se medissem os deslocamentos verticais e horizontais. As Figuras 4.5 a 4.12 mostram o deslocamento de todos os pilares, com as principais características, tais como,  $P_u$  (carga de ruptura),  $P_u^{lei}$  (carga de última leitura dos relógios),  $f_c^{sub}$  (resistência à compressão do concreto do substrato),  $f_c^{ref}$  (resistência à compressão do concreto do reforço),  $e_{inc}$  (excentricidade inicial de ensaio).

Os maiores deslocamentos horizontais foram obtidos pela trena e pelo relógio R3, posicionados na região central das peças. Verificou-se que os relógios posicionados simetricamente na face tracionada tiveram comportamento semelhante, próximo da simetria de forma que a região mais próxima do ponto de aplicação da carga (consolo inferior) tende a

ter um maior deslocamento, o que pode ser verificado no relógio R9 o qual tem um deslocamento significativamente maior que o seu simétrico R8.

Durante a execução do ensaio do Pilar P100-26, o atuador hidráulico apresentou problema, não sendo possível aplicação de carga maior que 340,0 kN, sendo realizado novo ensaio na mesma peça. Os resultados foram divididos em P100-26a e P100-26b.

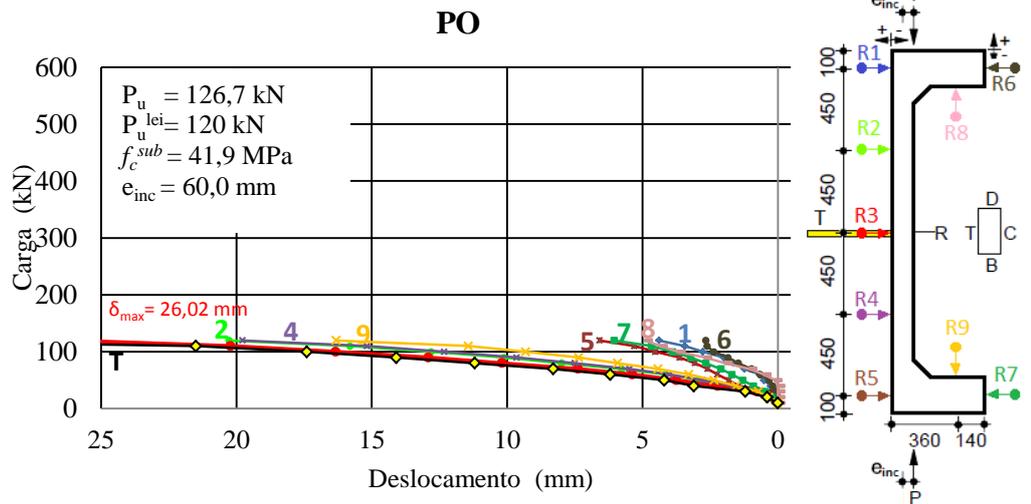


Figura 4.5- Deslocamentos horizontais e verticais PO

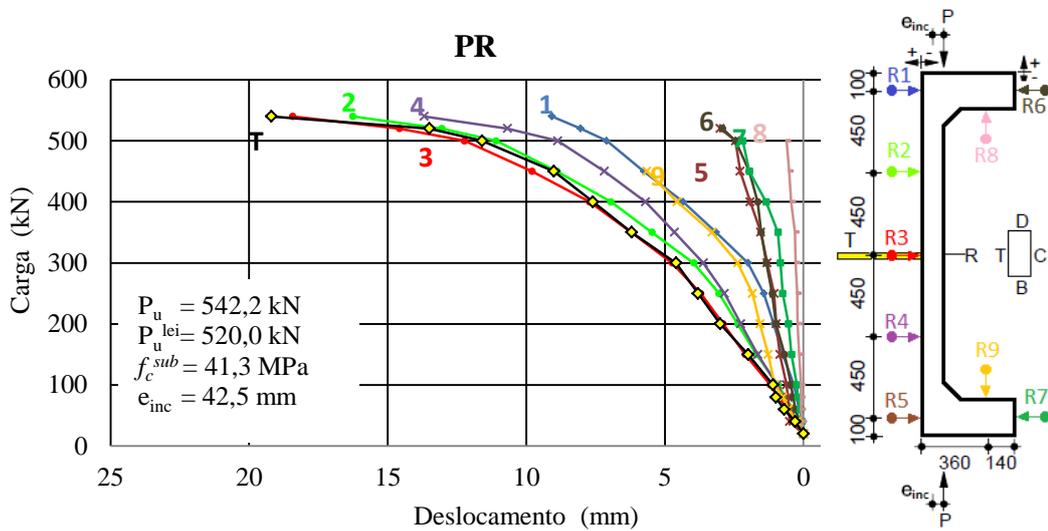


Figura 4.6- Deslocamentos horizontais e verticais PR

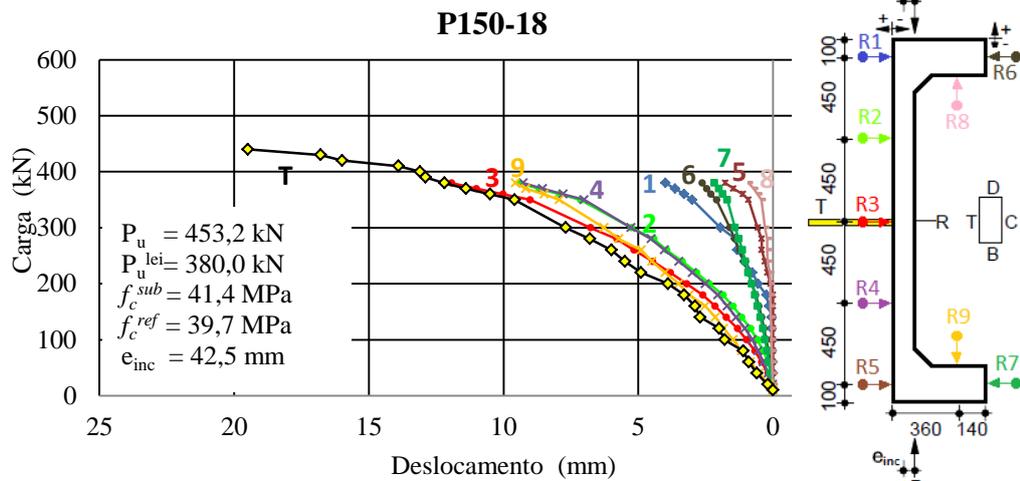


Figura 4.7- Deslocamentos horizontais e verticais P150-18

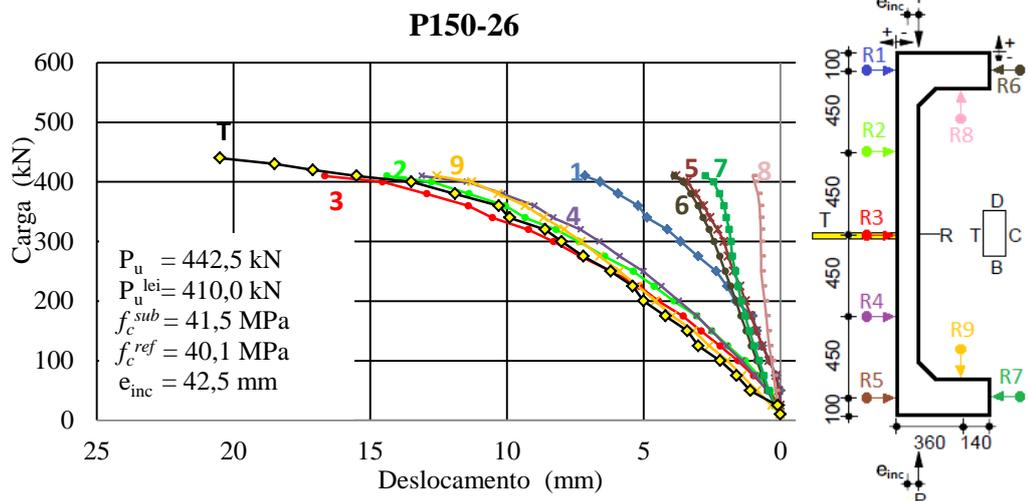


Figura 4.8- Deslocamentos horizontais e verticais P150-26

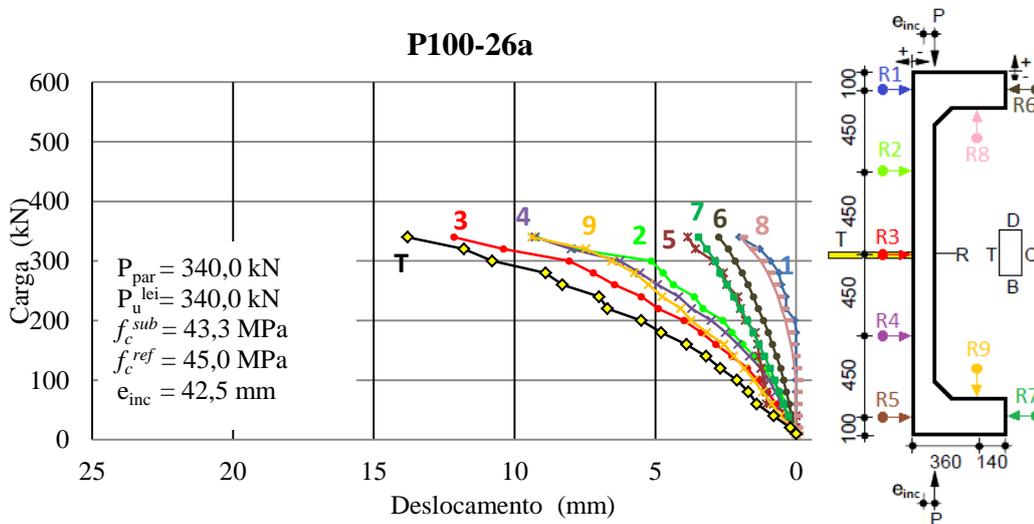


Figura 4.9- Deslocamentos horizontais e verticais P100-26a

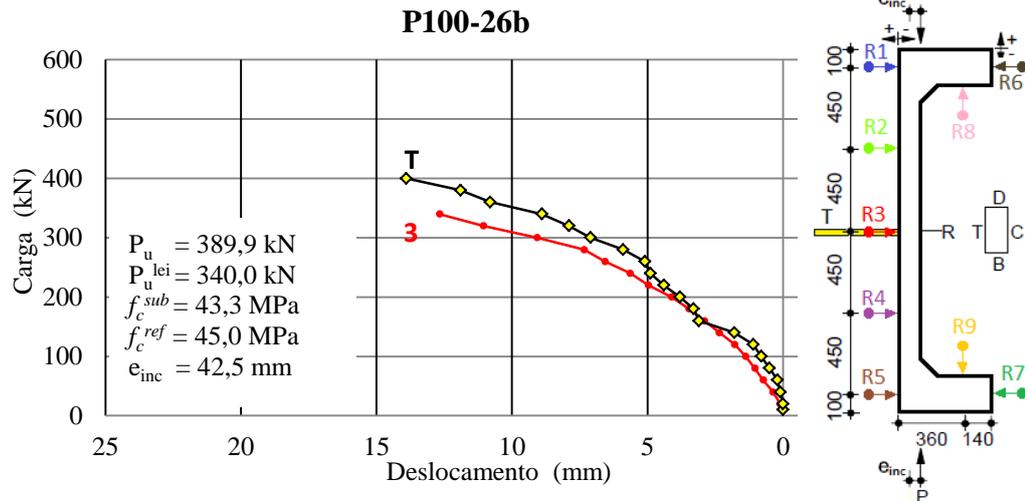


Figura 4.10- Deslocamentos horizontais e verticais P100-26b

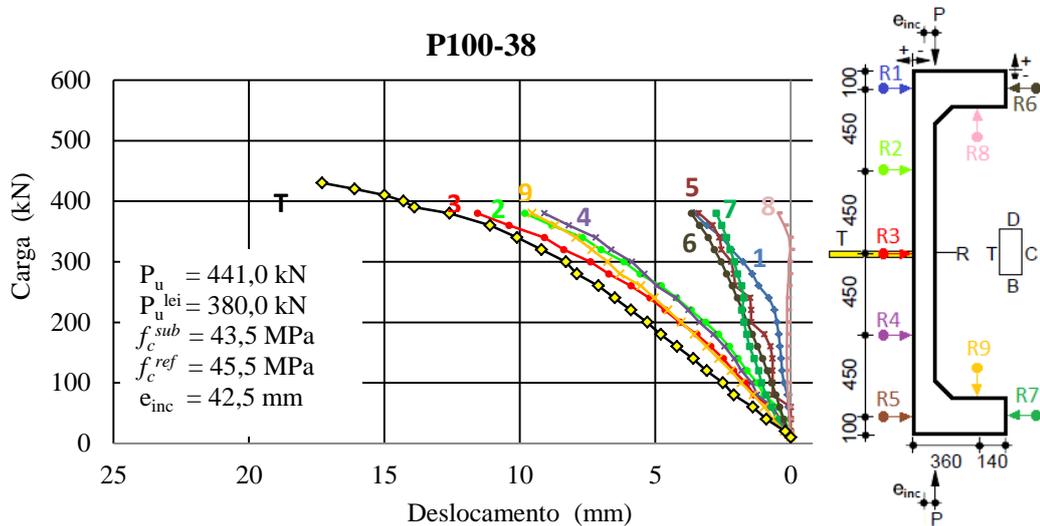


Figura 4.11- Deslocamentos horizontais e verticais P100-38

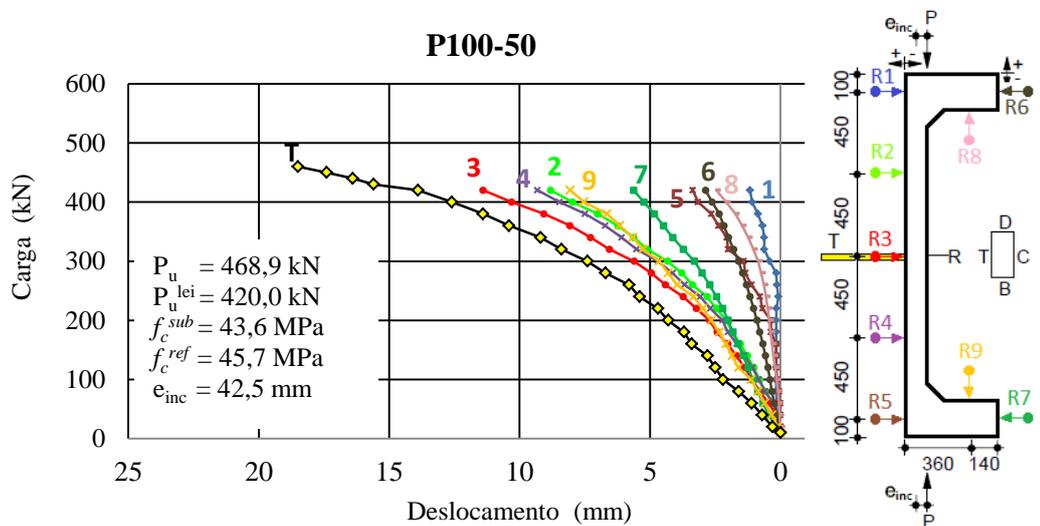


Figura 4.12- Deslocamentos horizontais e verticais P100-50

#### 4.2.2. Deformações específicas das armaduras

Para medir as deformações específicas no aço, as quatro barras longitudinais foram instrumentadas à meia altura com extensômetros de resistência elétrica numerados de 1 a 4 nas duas barras comprimidas ou menos tracionadas (Face C), e de 5 a 8 nas duas barras mais tracionadas (Face T).

As Figuras 4.13 a 4.20 mostram o comportamento das deformações específicas das armaduras dos pilares. O comportamento das curvas dos extensômetros 6 e 7 do pilar monolítico original PO (Figura 4.13), mostram a tendência ao escoamento das barras na face mais tracionada, de maneira que o extensômetro 6 apresentou leitura superior à deformação de escoamento obtida através dos ensaios de caracterização do aço e o extensômetro 7 mostra a tendência ao escoamento pelo seu comportamento horizontal. Os extensômetros 1 e 3 posicionados nas barras da face menos tracionada ou comprimida registraram o comportamento de compressão.

O Pilar PO registrou as maiores deformações nas armaduras mais tracionadas entre todos os pilares. O extensômetro 6 excedeu a deformação limite para o início de escoamento  $\varepsilon_y = 2,78\%$  obtida nos ensaios de caracterização do aço. Os demais pilares tenderam claramente ao escoamento o que pode ser observado pelo comportamento horizontal das curvas de deformação se aproximando do limite de escoamento.

Nos pilares PR, P150-18, P100-26a e b, P100-50, extensômetros posicionados nas barras da face comprimida ou menos tracionada (Face C), tiveram comportamento de tração para cargas de aproximadamente 90% da carga de ruptura, evidenciando que a linha neutra nas últimas leituras esteve mais próxima da Face C ao ponto da área tracionada da seção transversal das peças, atingir as barras posicionadas nesta face.

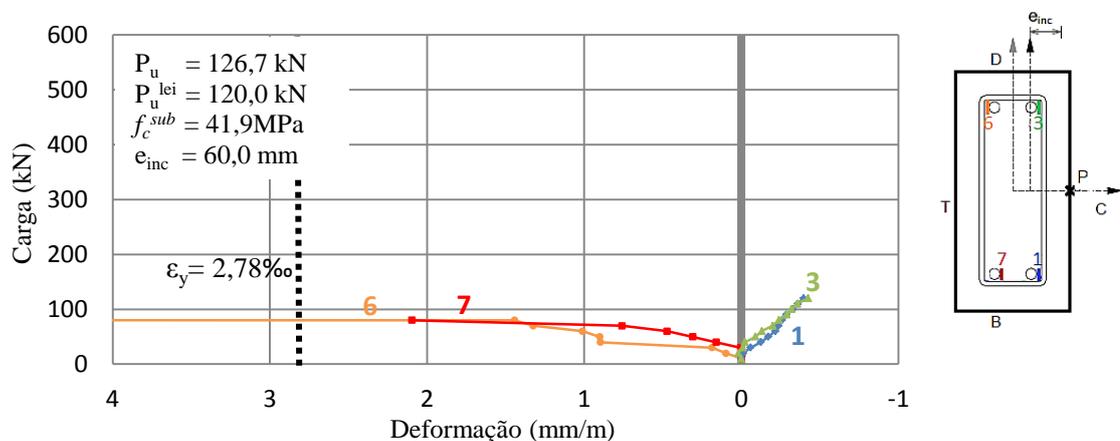


Figura 4.13- Deformações das armaduras PO

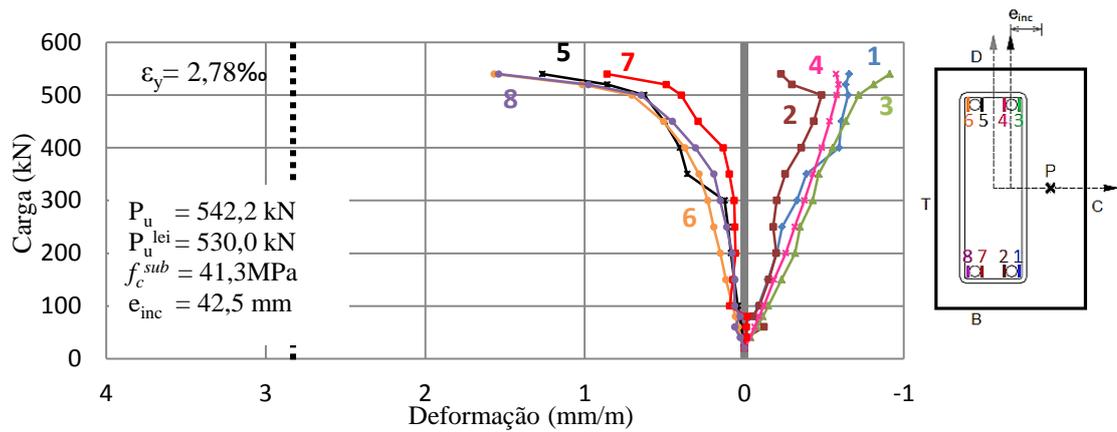


Figura 4.14- Deformações das armaduras PR

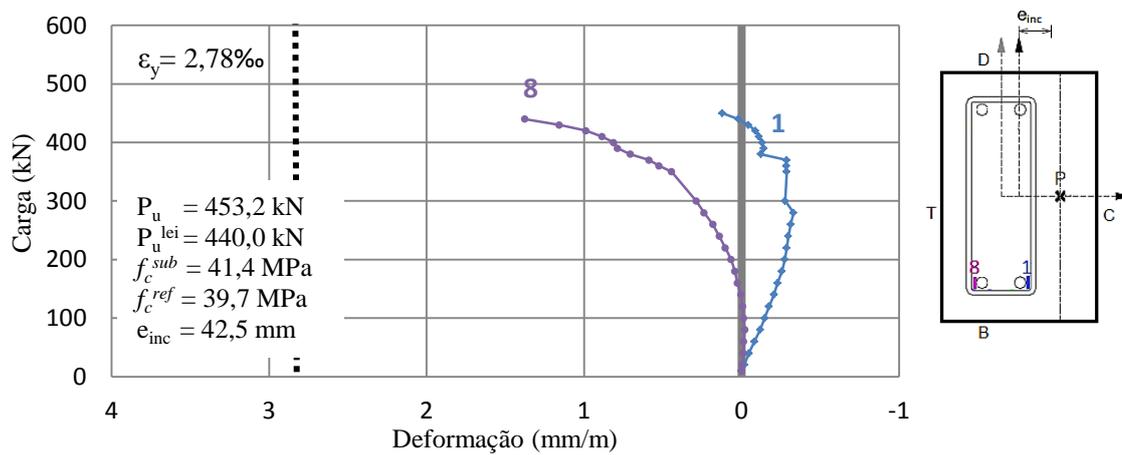


Figura 4.15- Deformações das armaduras P150-18

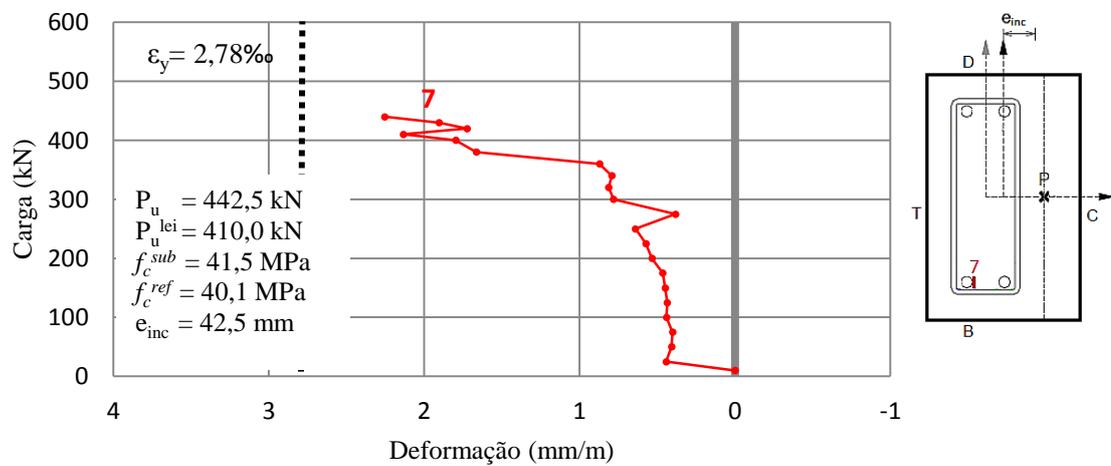


Figura 4.16- Deformações das armaduras P150-26

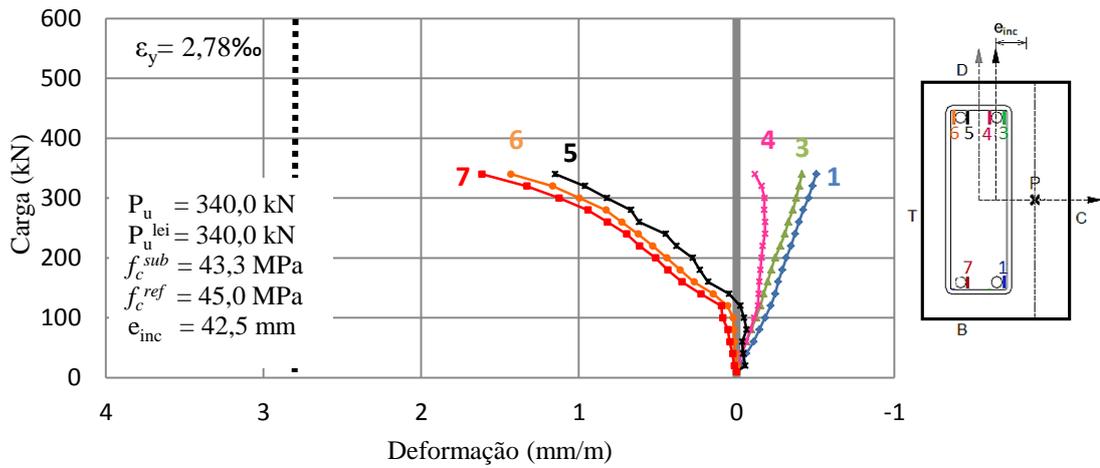


Figura 4.17- Deformações das armaduras P100-26a

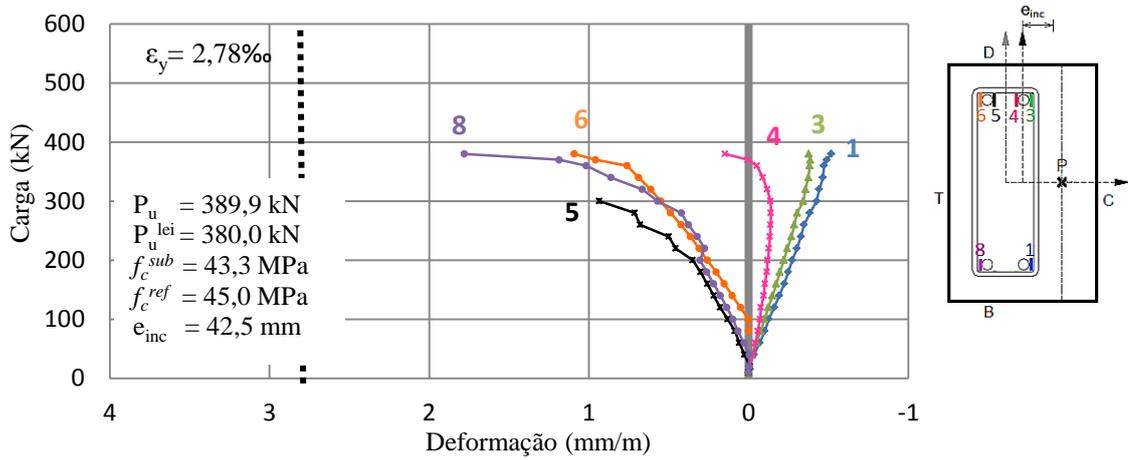


Figura 4.18- Deformações das armaduras P100-26b

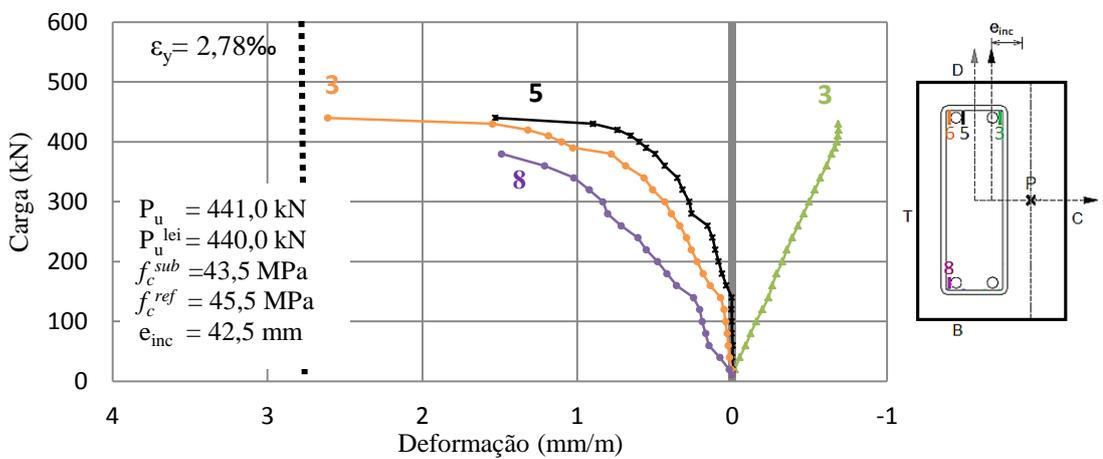


Figura 4.19- Deformações das armaduras P100-38

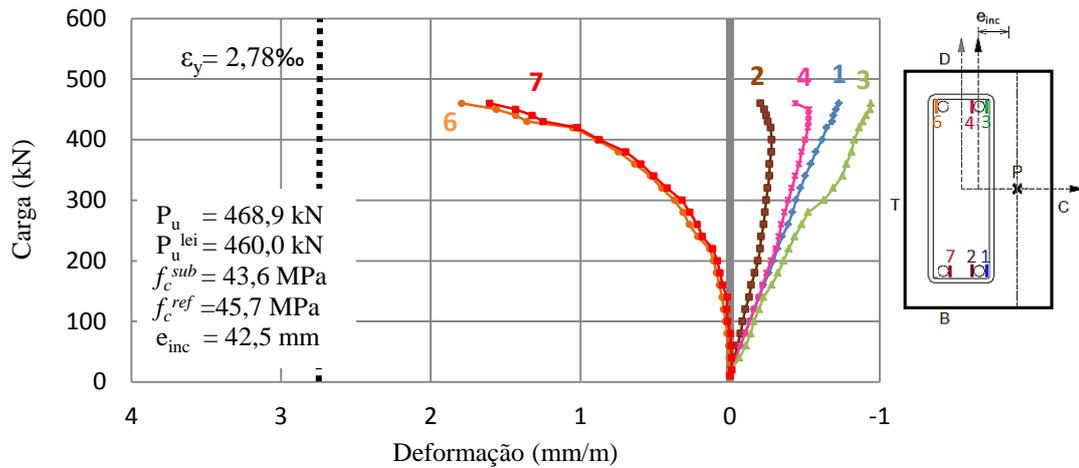


Figura 4.20- Deformações das armaduras P100-50

#### 4.2.3. Deformações específicas do concreto

A deformação específica do concreto foi medida através de quatro extensômetros numerados de 9 a 12, posicionados na face mais comprimida (Face C) das peças. Todos os extensômetros de uma mesma peça tiveram comportamento semelhante. As Figuras 4.21 a 4.28 mostram o comportamento carga x deformação dos pilares ensaiados e demonstram o comportamento de compressão da Face C de todos os pilares desde o início dos ensaios.

O pilar PR apresentou deformação última na ordem de 2,0 mm/m, mas o comportamento horizontal das curvas demonstra a tendência ao esmagamento do concreto na Face C. As demais peças apresentaram deformação específica última na ordem de 3,0 mm/m demonstrando o esmagamento do concreto da Face C.

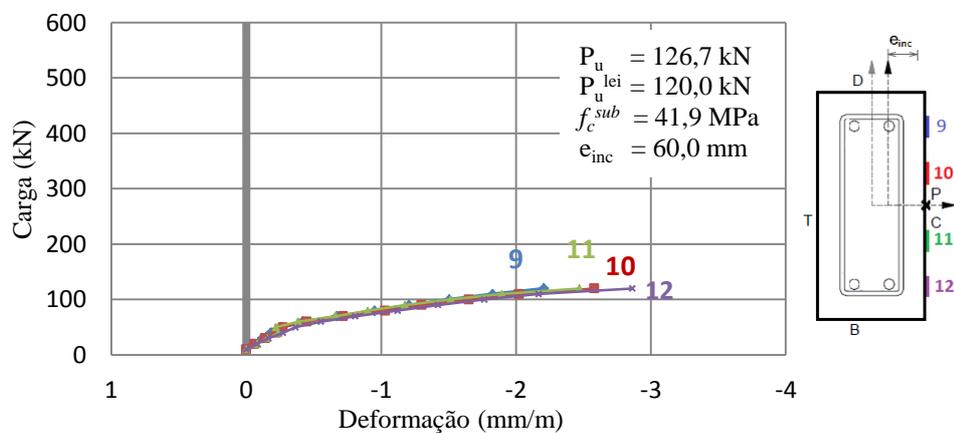


Figura 4.21- Deformações do concreto PO

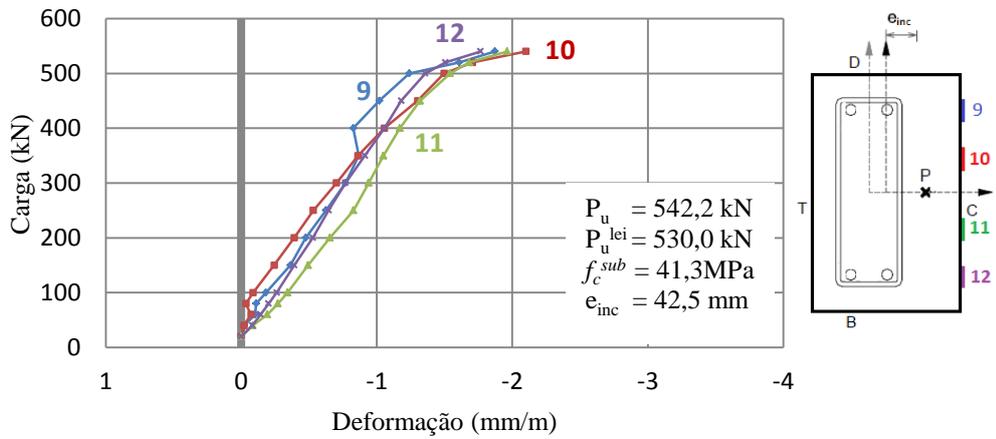


Figura 4.22- Deformações do concreto PR

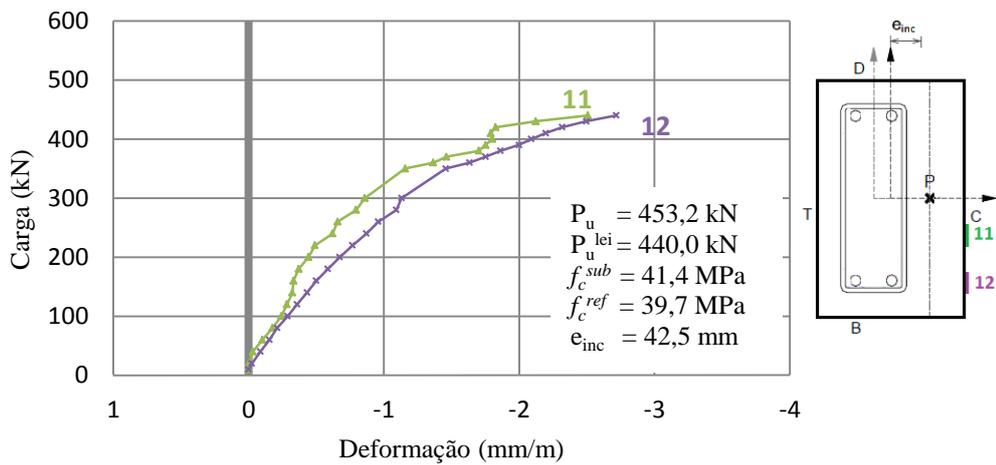


Figura 4.23- Deformações do concreto P150-18

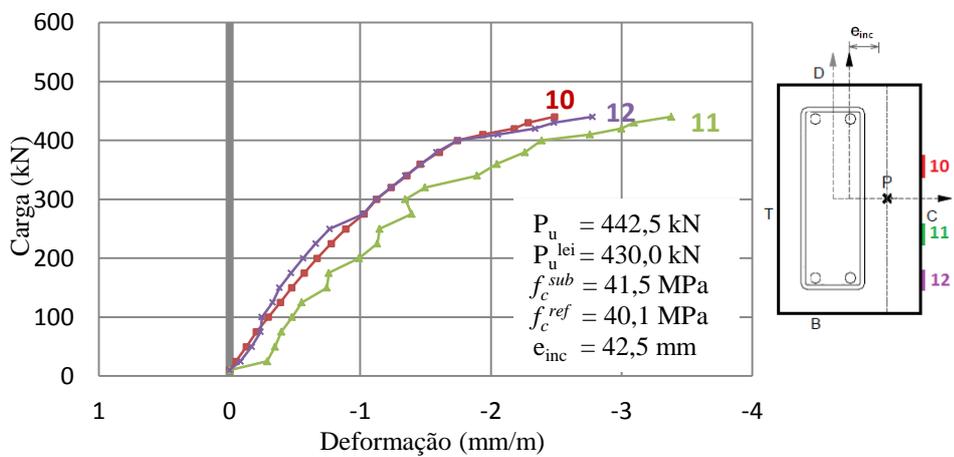


Figura 4.24- Deformações do concreto P150-26

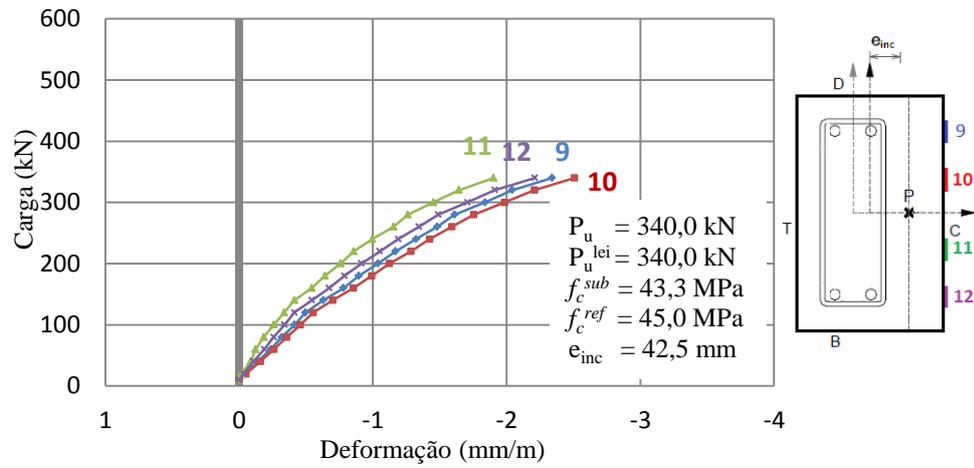


Figura 4.25- Deformações do concreto P100-26a

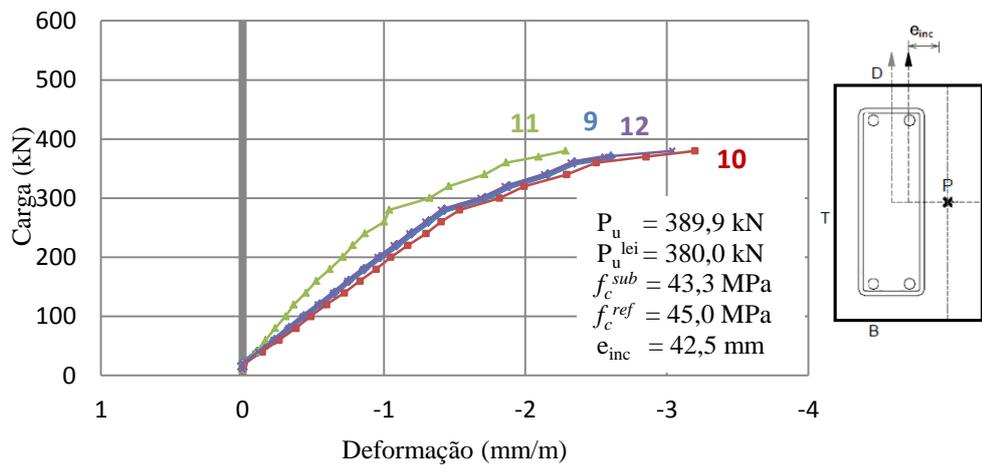


Figura 4.26- Deformações do concreto P100-26b

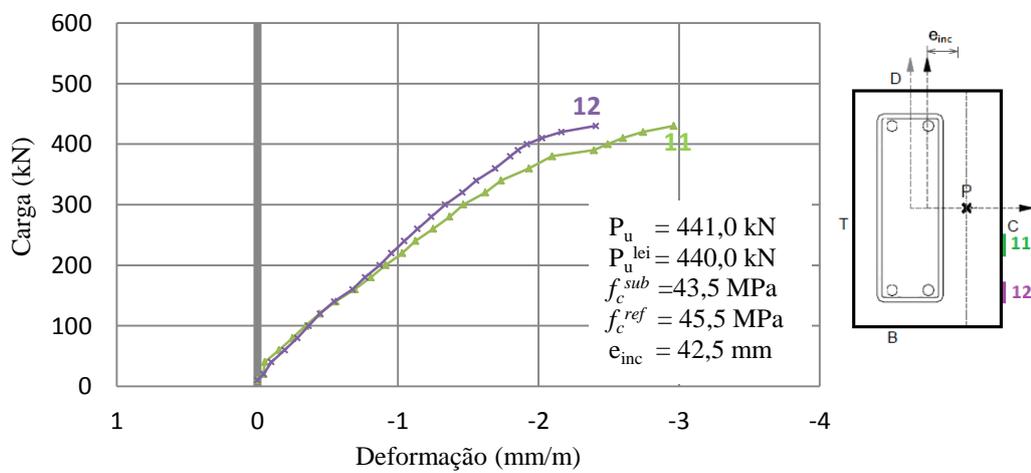


Figura 4.27- Deformações do concreto P100-38

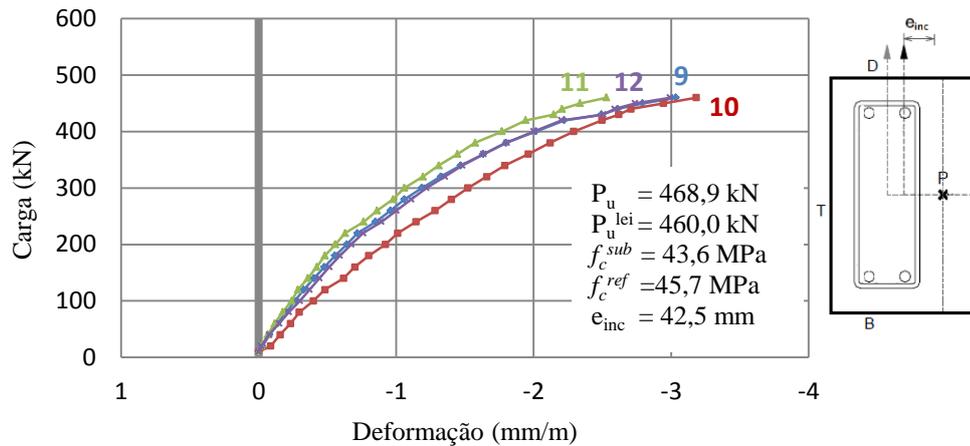


Figura 4.28- Deformações do concreto P100-58

#### 4.2.4. Desenvolvimento de fissuras

Durante a execução dos ensaios surgiram fissuras devido à ação de flexão nas peças. Essas fissuras foram monitoradas e devidamente marcadas nas Faces T e B de todas as peças.

Para evitar qualquer acidente ocasionado por uma ruptura brusca das peças, a marcação das fissuras ocorreu até o momento em que as deformações atingiam próximo de 90% das deformações limites do aço (por meio de ensaio) ou do concreto (por meio de normas). Esse monitoramento foi realizado através de planilhas eletrônicas.

O mapeamento das fissuras de todos os pilares está exposto nas Figuras 4.29 a 4.35, enquanto que a Tabela 4.3 apresenta a relação entre a carga de ruptura e a carga de fissuração obtida por visualização dos pilares ensaiados.

Os pilares monolíticos PO e PR apresentaram maior fissuração na Face T. Pode-se observar ainda que, nestes pilares, ocorreu o surgimento de fissuras mais próximo das regiões extremas (consolos), porém não houve, em nenhum caso, fissuração nos consolos.



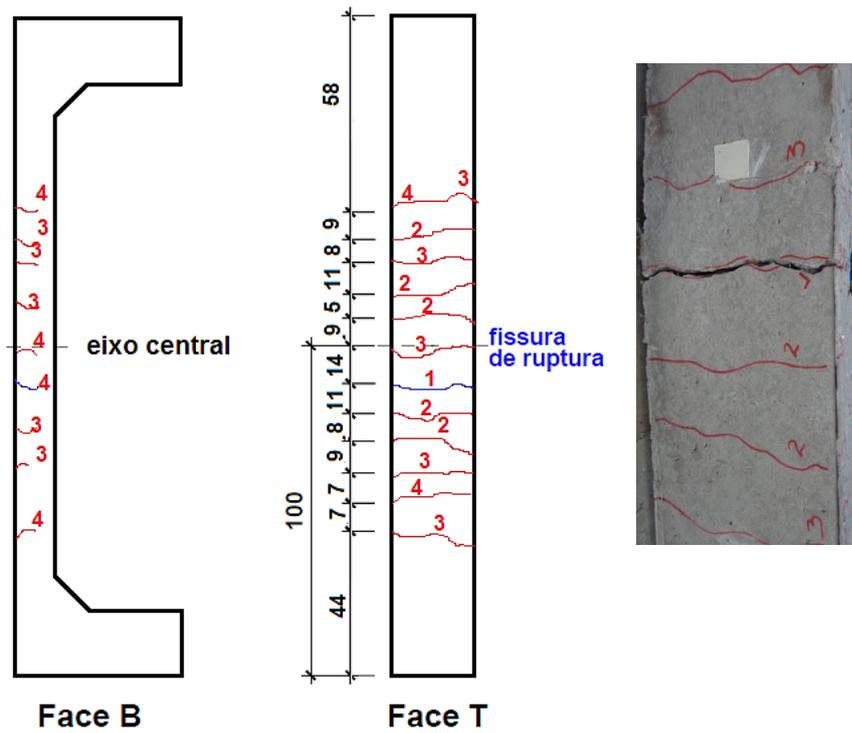


Figura 4.31- Fissuras nas faces B e T do pilar P150-18 ( $P_u = 453,2$  kN)

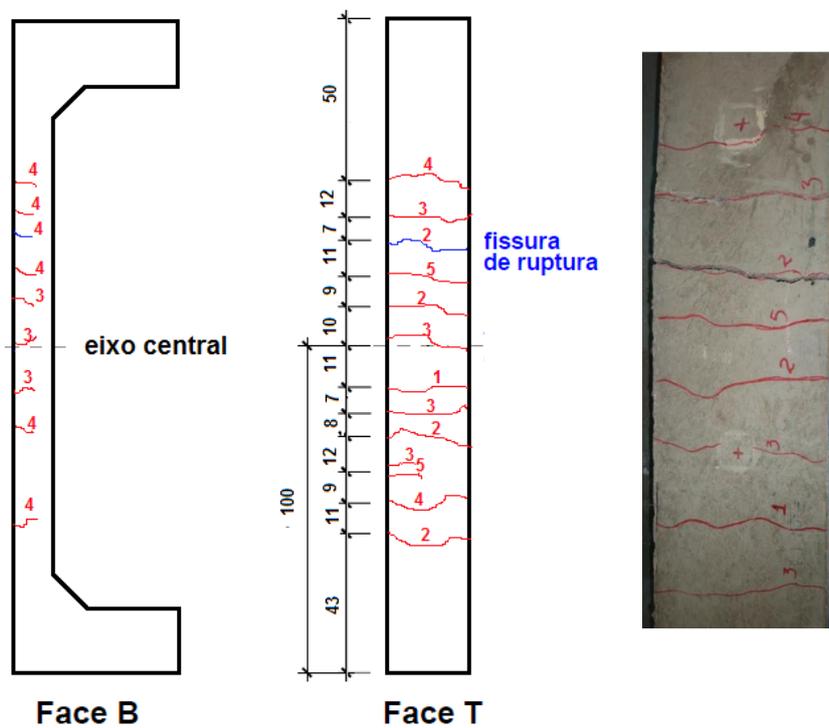


Figura 4.32- Fissuras nas faces B e T do pilar P150-26 ( $P_u = 442,5$  kN)

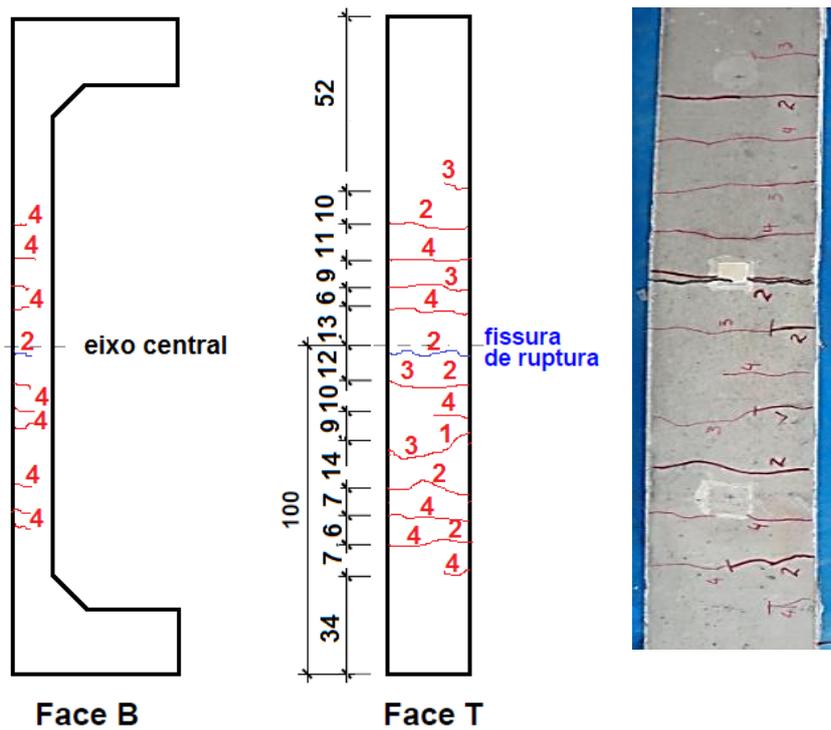


Figura 4.33- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-26a e b ( $P_u = 389,9$  kN)

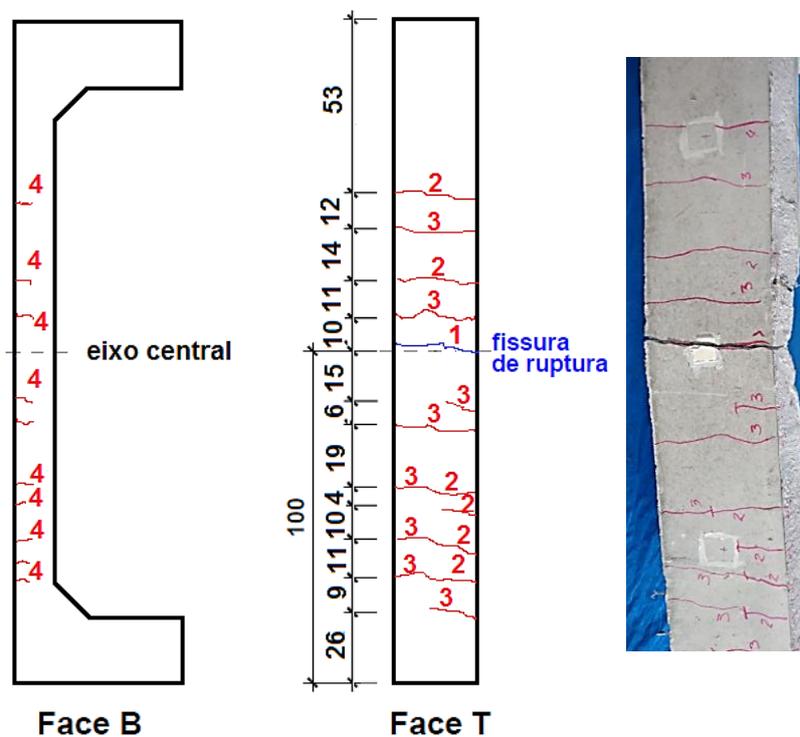


Figura 4.34- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-38 ( $P_u = 441,0$  kN)

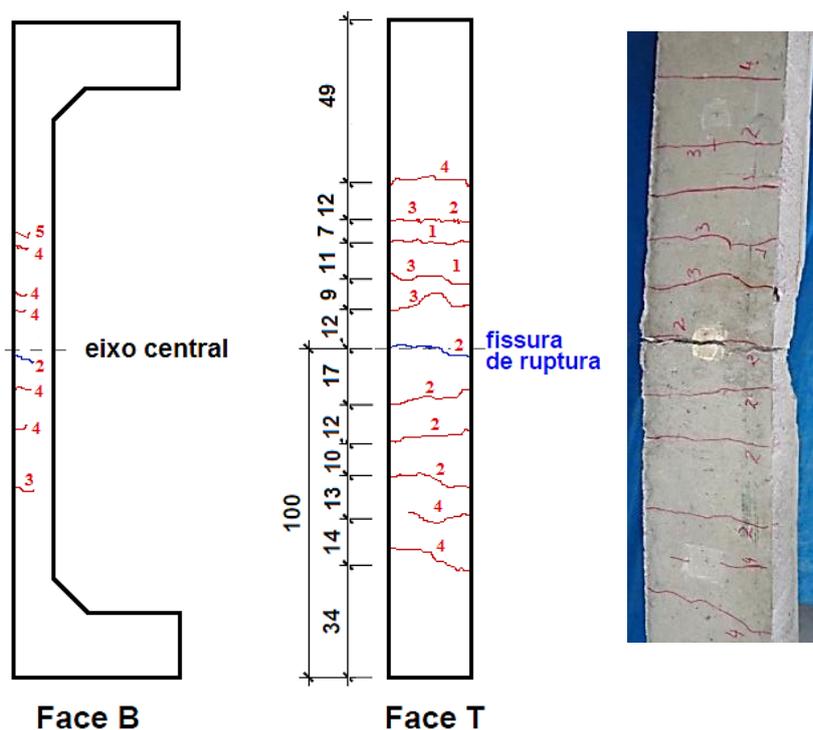


Figura 4.35- Fissuras nas faces B e T do pilar P100-50 ( $P_u = 468,9$  kN)

Tabela 4.3- Relação entre aparecimento de fissuras e carga de ruptura

Relação entre cargas de fissuração e cargas de ruptura $P_u$							
	PO	PR	P150-18	P150-26	P100-26a e b	P100-38	P100-50
1º Fissura	0,24	0,67	0,57	0,57	0,41	0,45	0,55
2º Fissura	0,32	0,74	0,62	0,62	0,51	0,59	0,64
3º Fissura	0,55	0,83	0,77	0,72	0,62	0,68	0,73
4º Fissura	0,63	0,92	0,82	0,81	0,72	0,77	0,81
$P_u$ (Kn)	126,7	542,2	453,2	442,5	389,9	441,0	468,9

#### 4.2.5. Carga, modo e superfície de ruptura

Os pilares reforçados apresentaram em média carga de ruptura três vezes maior que a do pilar original PO. Esse ganho de carga se deu devido ao aumento da seção

transversal e pela presença de conectores, porém nenhum dos pilares ensaiados teve carga de ruptura superior à do pilar referência PR. O pilar que apresentou maior carga de ruptura foi o PR (monolítico) com 542,2 kN, seguido dos pilares P150-18, P150-26 e P100-50, com 453,2 kN, 442,5 kN e 468,9 kN.

Todos os pilares romperam na região central apresentando fissuras de ruptura no eixo médio (meio do comprimento total do pilar) com pequenas variações superiores ou inferiores. Apenas os pilares P150-18 e P150-26 apresentaram fissuras de ruptura mais afastadas do eixo médio, com cerca de 150 mm inferior para o primeiro e 300 mm superior para o segundo pilar. Os pilares monolíticos PO e PR apresentaram ruptura por esmagamento do concreto e escoamento do aço e todos os pilares reforçados romperam por deslocamento da camada de reforço de concreto. As superfícies de ruptura estão apresentadas nas Figuras 4.36 a 4.43. A Tabela 4.4 apresenta o modo de ruptura dos pilares com suas respectivas cargas, resistências e comparativo de deformações.

Tabela 4.4- Carga e modo de ruptura

<b>Carga e modo de ruptura dos pilares ensaiados</b>									
<b>Pilar</b>	<b><math>P_u</math> (kN)</b>	<b><math>P_u /</math> <math>P_{uO}</math></b>	<b><math>P_u /</math> <math>P_{uR}</math></b>	<b><math>f_c^{sub}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_c^{ref}</math> (MPa)</b>	<b><math>P_u^{lei}</math> (kN)</b>	<b><math>\epsilon_{smax}/</math> <math>\epsilon_y</math></b>	<b><math>\epsilon_{cmax}/</math> <math>\epsilon_u</math></b>	<b>Modo de ruptura</b>
PO	126,7	1,00	0,23	41,9	-	120,0	>1,00	0,81	EA - EC
PR	542,2	4,28	1,00	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA - EC
P150-18	453,2	3,58	0,84	41,4	39,7	440,0	0,57	0,77	DR
P150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
P100-26a	340,0	2,68	0,63	43,3	45,0	340,0	0,58	0,71	DR
P100-26b	389,9	3,08	0,72	43,3	45,0	340,0	0,64	0,92	DR
P100-38	441,0	3,48	0,81	43,5	45,5	380,0	0,94	0,85	DR
P100-50	468,9	3,70	0,87	43,6	45,7	420,0	0,67	0,91	DR

$P_u$ - carga de ruptura;  $P_u^{lei}$ - carga de ultima leitura; EA- escoamento do aço; EC- esmagamento do concreto; DR- deslocamento do reforço;  $\epsilon_y$  - por ensaios 2,78‰;  $\epsilon_u$  - pela NBR: 3,50‰;  $f_c^{sub}$  - Resistência à compressão do concreto do substrato;  $f_c^{ref}$  - Resistência à compressão do concreto do reforço;  $\epsilon_{max}$  - Máximas Deformações de ensaio

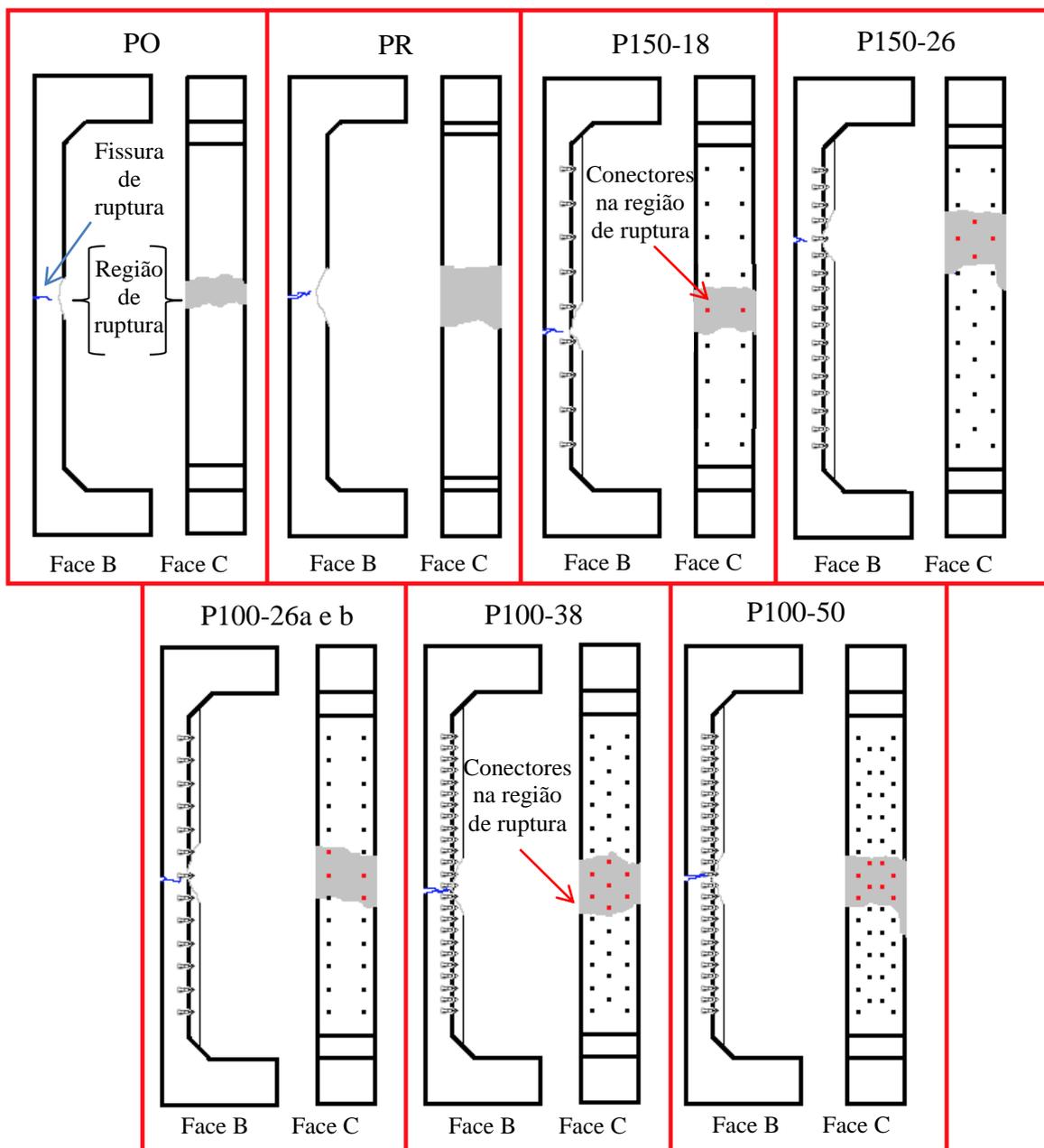


Figura 4.36- Esquema da superfície de ruptura

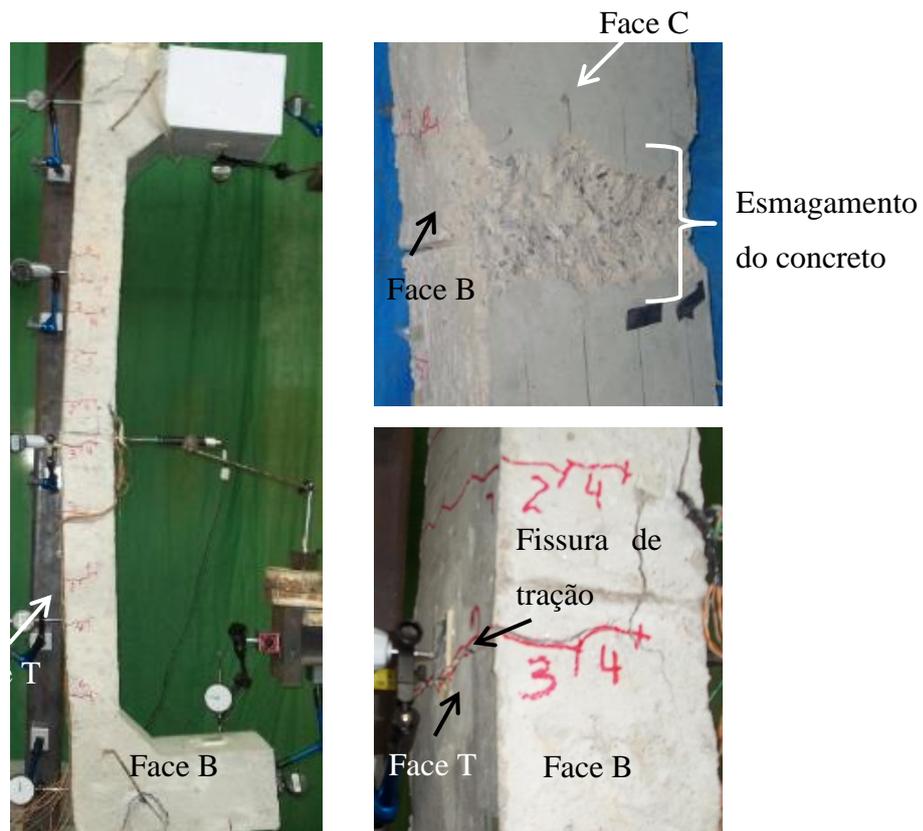


Figura 4.37- Região de ruptura pilar PO ( $P_u = 126,7$  kN)

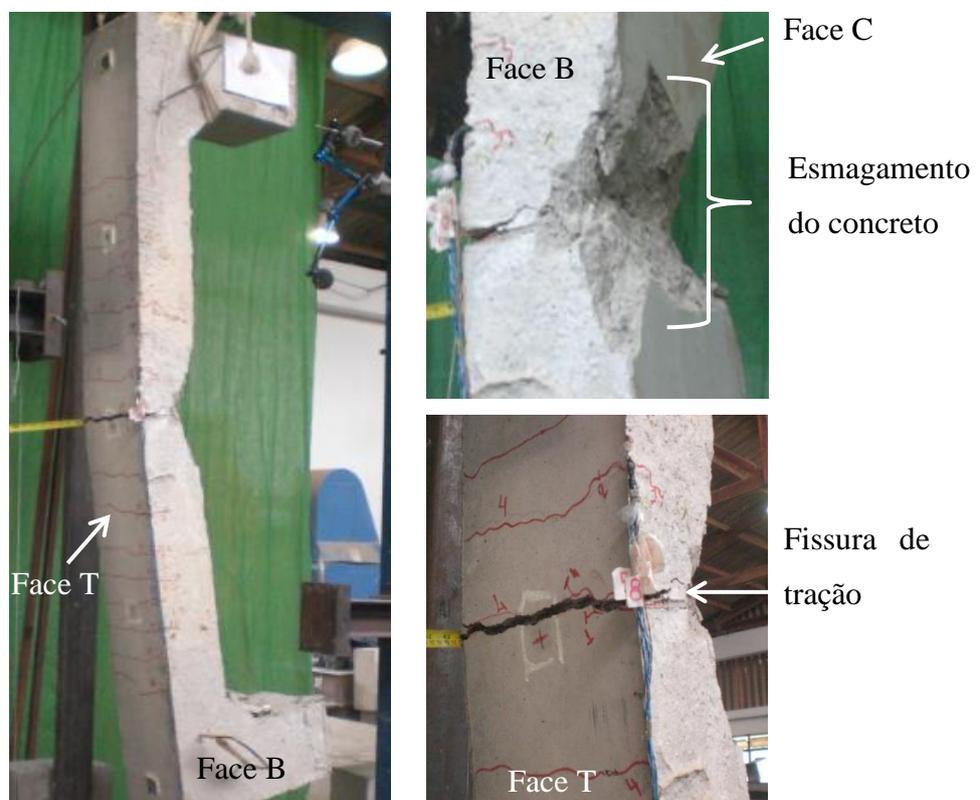


Figura 4.38- Região de ruptura pilar PR ( $P_u = 542,2$  kN)

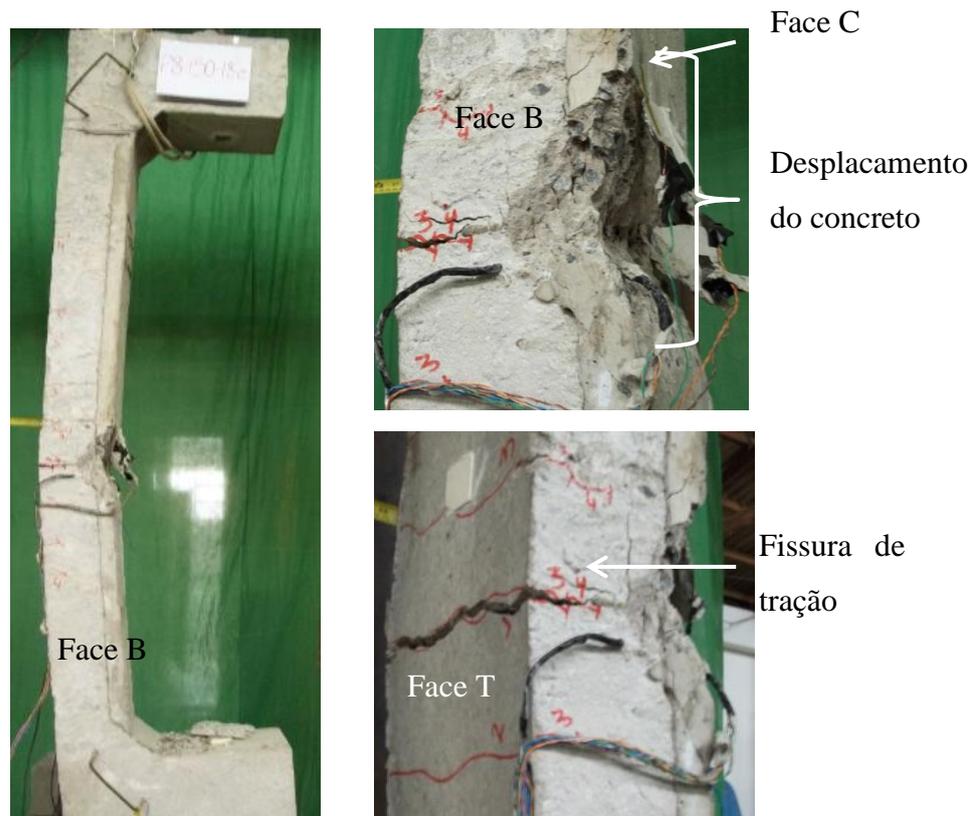


Figura 4.39- Região de ruptura pilar P150-18 ( $P_u = 453,2$  kN)

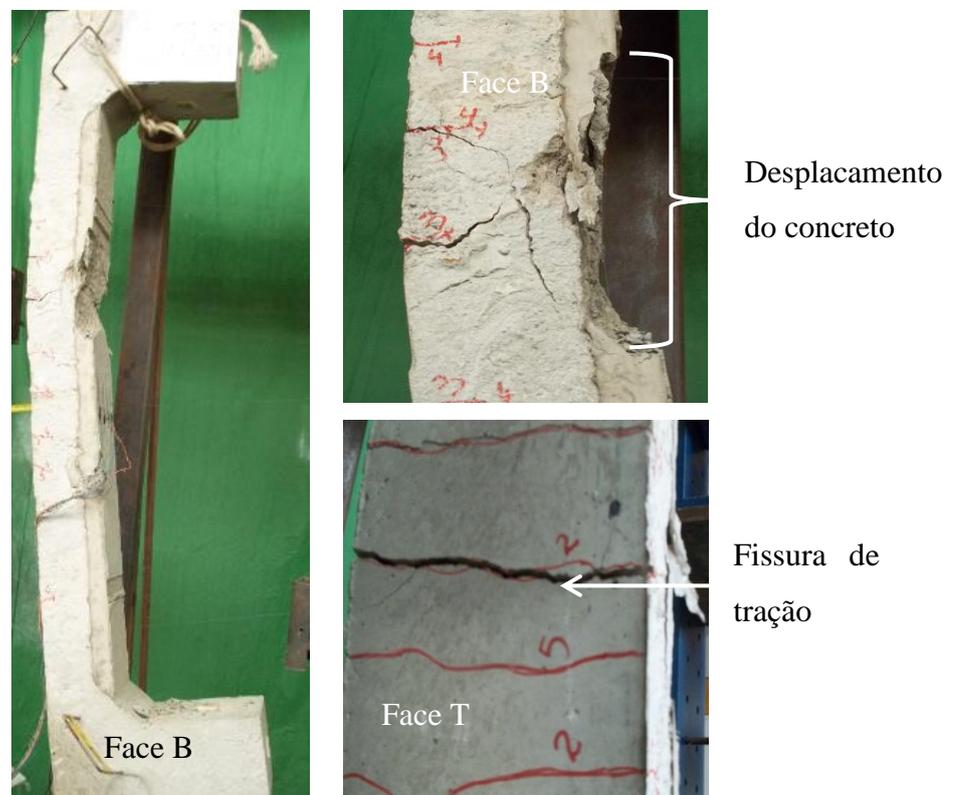


Figura 4.40- Região de ruptura pilar P150-26 ( $P_u = 442,5$  kN)

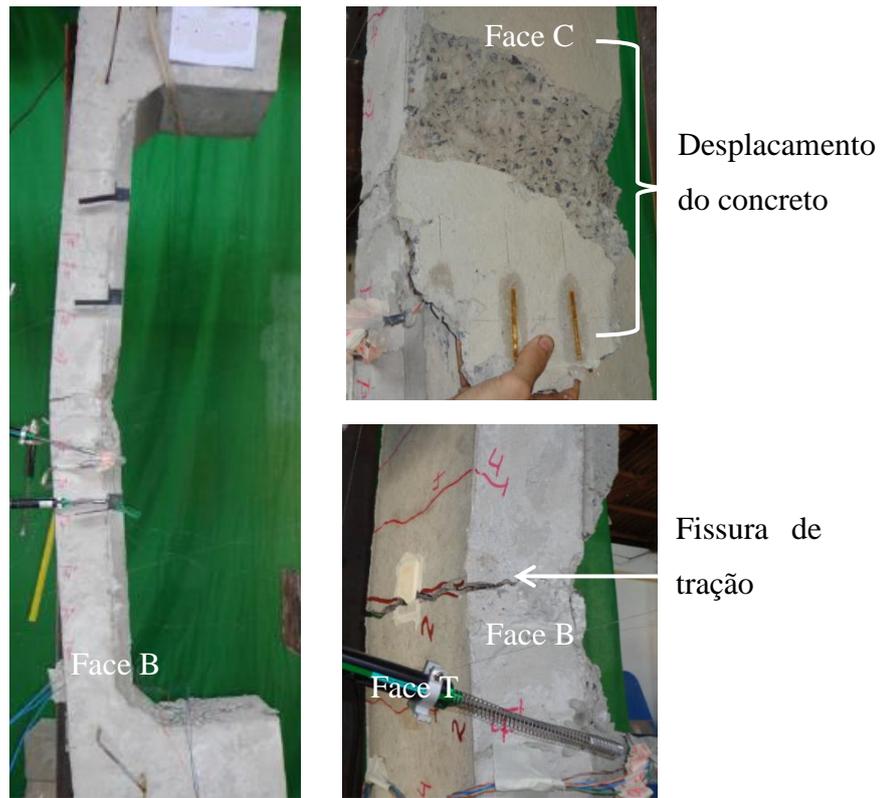


Figura 4.41- Região de ruptura pilar P100-26 ( $P_u = 389,9$  kN)

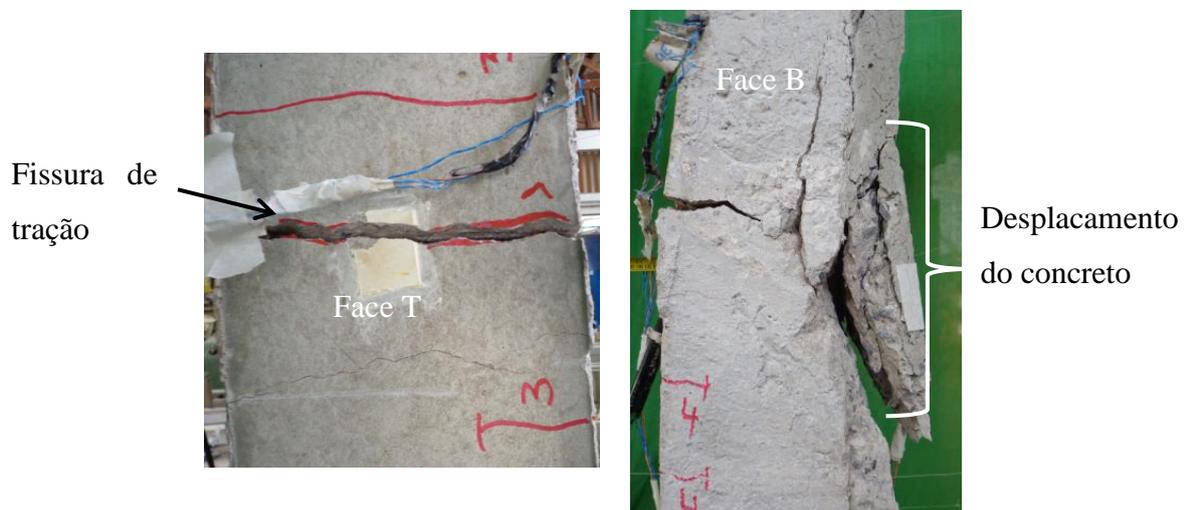


Figura 4.42- Região de ruptura pilar P100-38 ( $P_u = 441,0$  kN)

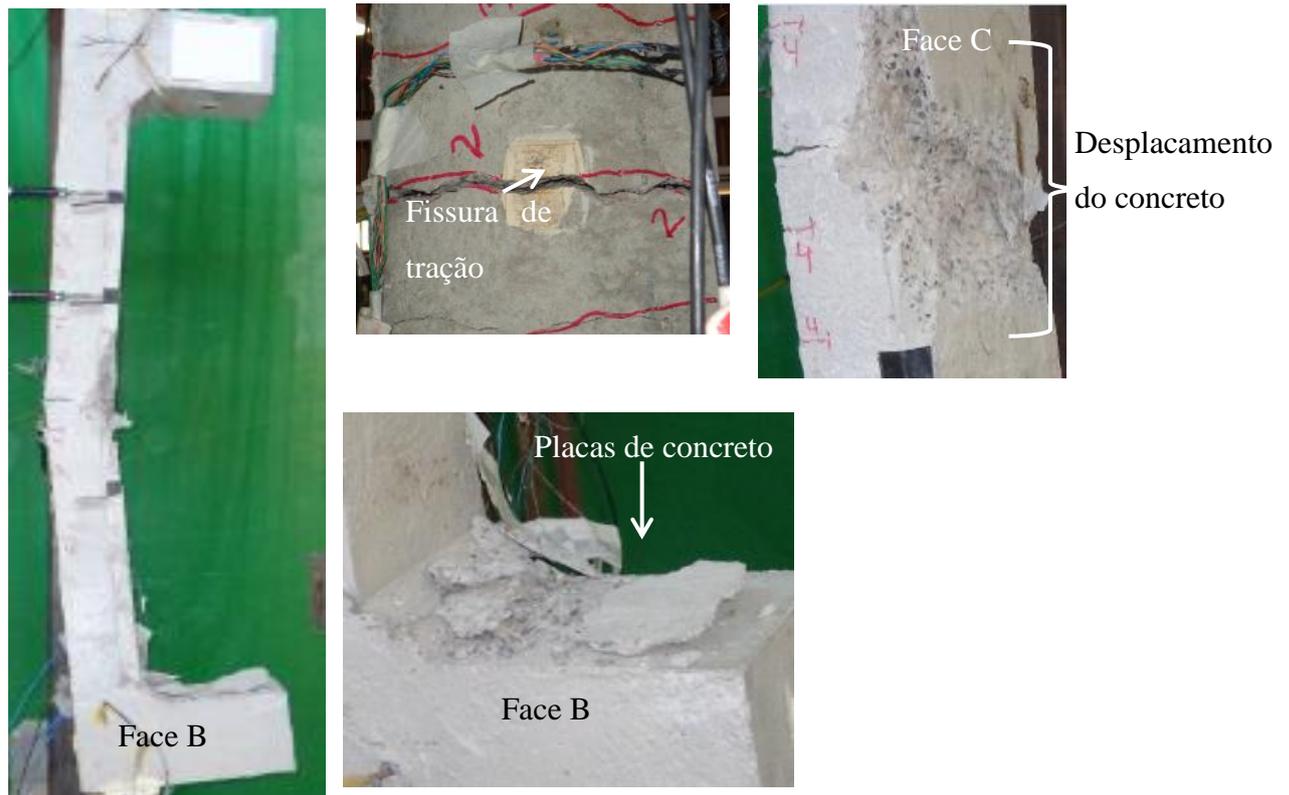


Figura 4.43- Região de ruptura pilar P100-50 ( $P_u = 468,9$  kN)

### 4.3. DESLOCAMENTO RELATIVO

Nos pilares reforçados, o deslocamento relativo entre o substrato e a camada de reforço foi medido através de transdutores lineares (LVDT) posicionados horizontalmente na Face B e verticalmente na Face D, como exposto na Figura 4.44.

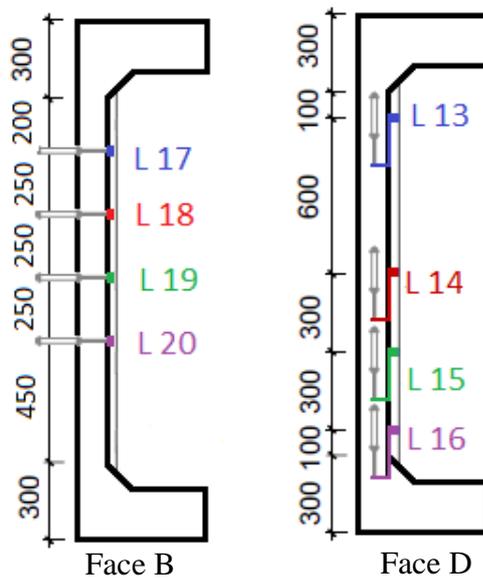


Figura 4.44- Posicionamento dos LVDT's

Os LVDT's foram fixados no substrato e, para medir os deslocamentos foram fixadas na camada de reforço entre a linha média dos pontos de fixação dos LVDT's chapas metálicas, e a leitura realizada por meio de aparelho transdutor.

É possível observar, através do comportamento das curvas nas Figuras 4.45 a 4.50, que ocorreu em todos os pilares um pequeno deslizamento entre os diferentes concretos, caracterizado pelo distanciamento das curvas com relação ao eixo central, que se acentua com a proximidade da carga de ruptura (cerca de 50% de  $P_u$ ).

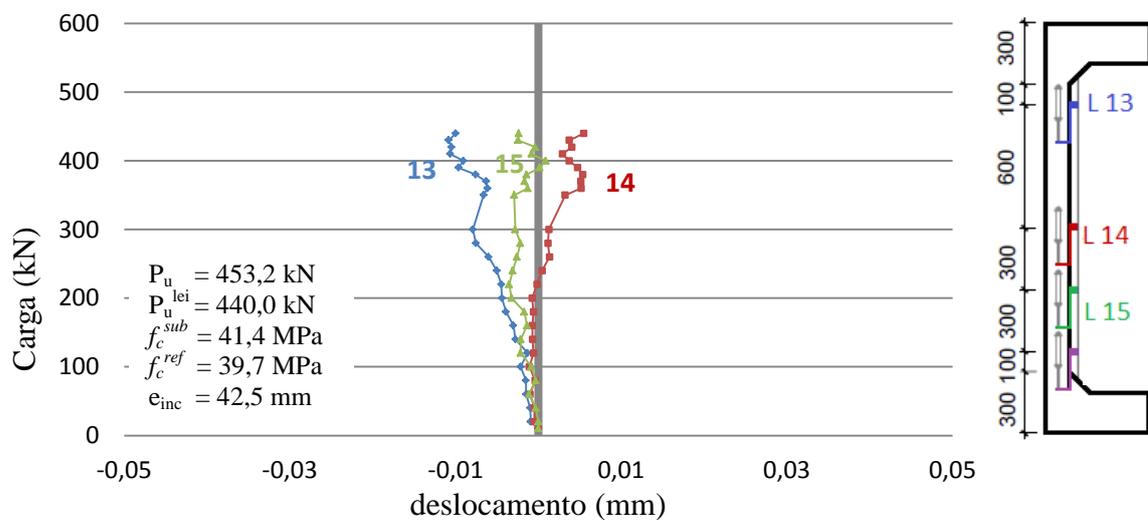


Figura 4.45- Deslocamento relativo vertical do pilar P150-18

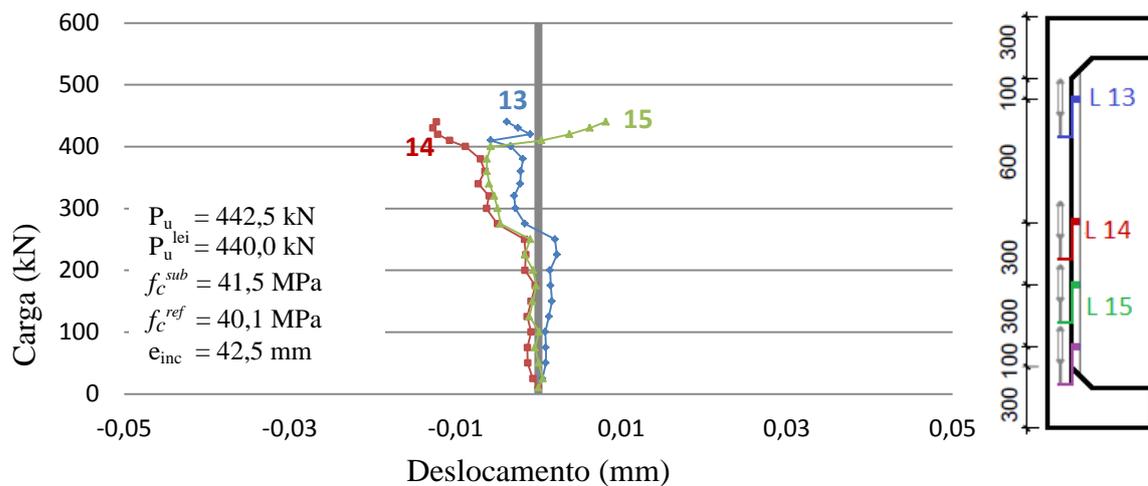


Figura 4.46- Deslocamento relativo vertical do pilar P150-26

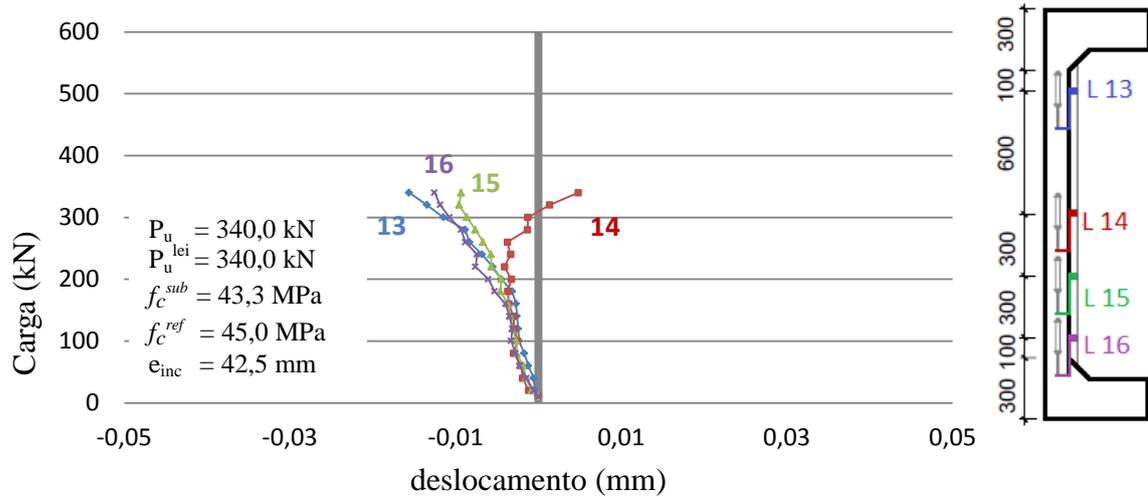


Figura 4.47- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-26a

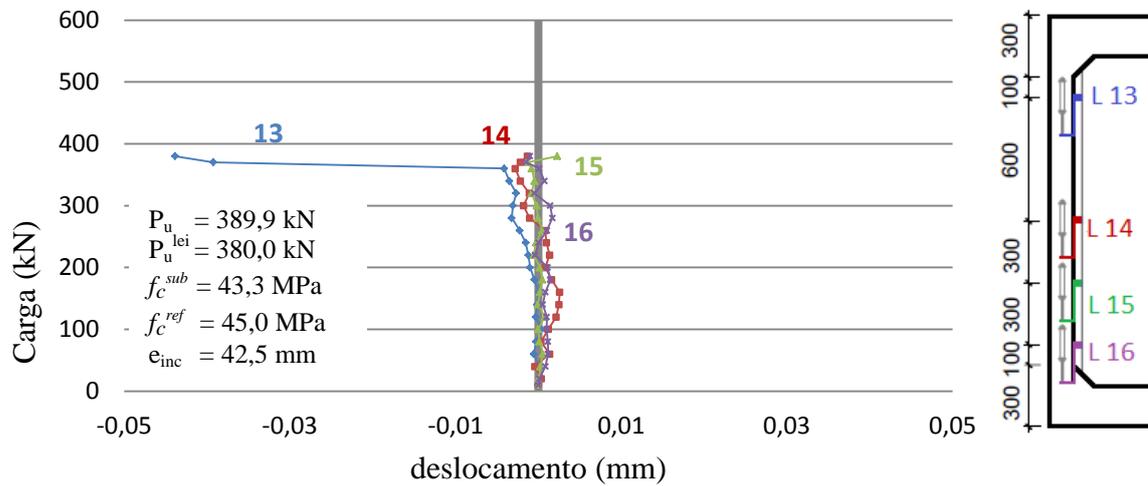


Figura 4.48- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-26b

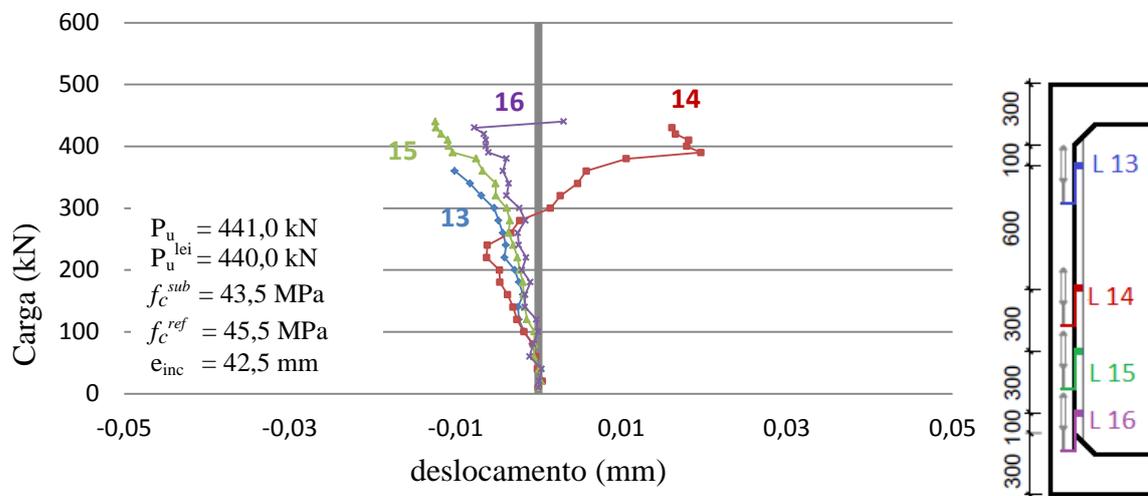


Figura 4.49- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-38

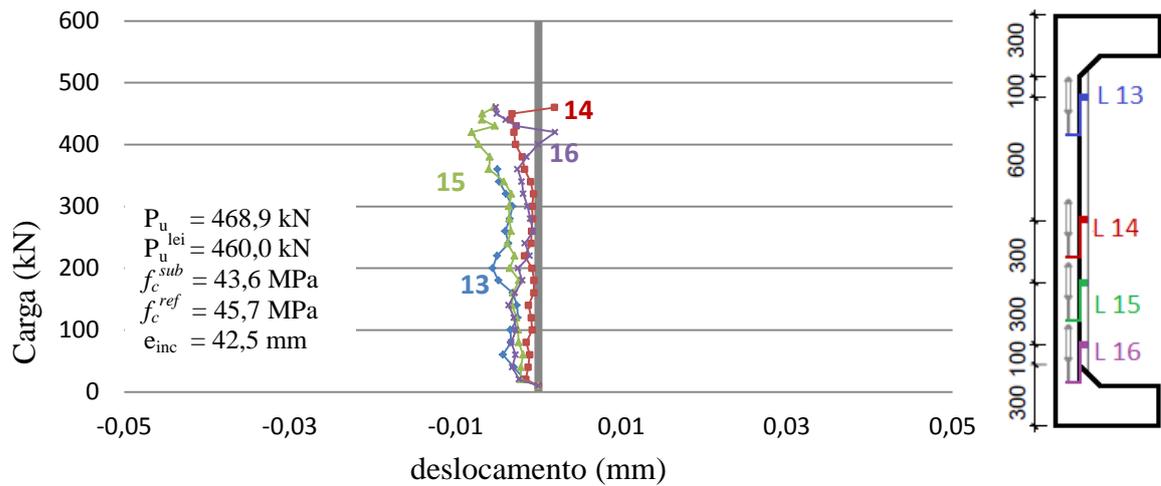


Figura 4.50- Deslocamento relativo vertical do pilar P100-50

As Figuras 4.51 a 4.54 mostram o deslocamento horizontal da camada de reforço em relação ao substrato. O comportamento das curvas evidencia o deslocamento nas cargas últimas, uma vez que, nas últimas leituras, ocorrem deslocamentos maiores que os apresentados nas primeiras cargas.

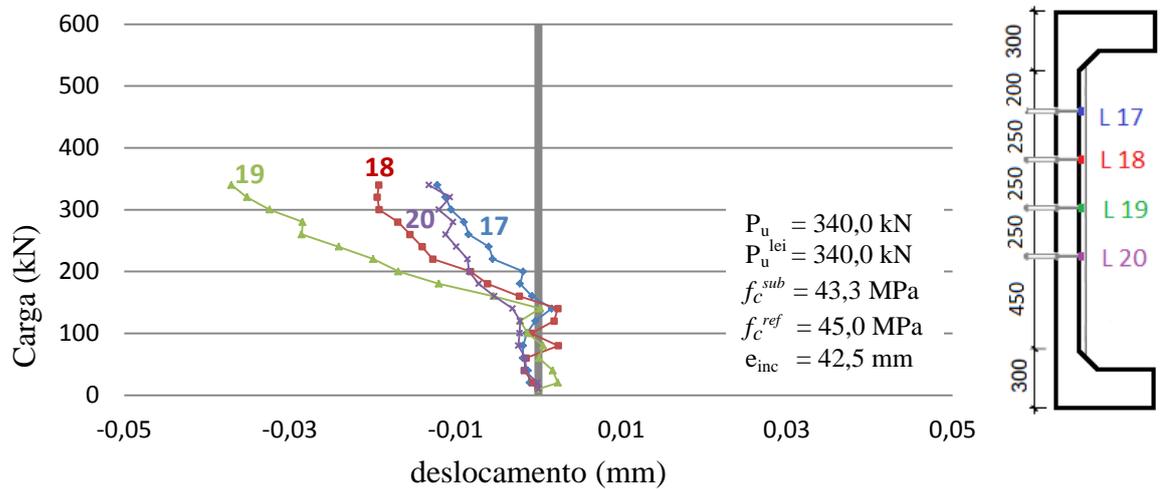


Figura 4.51- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-26a

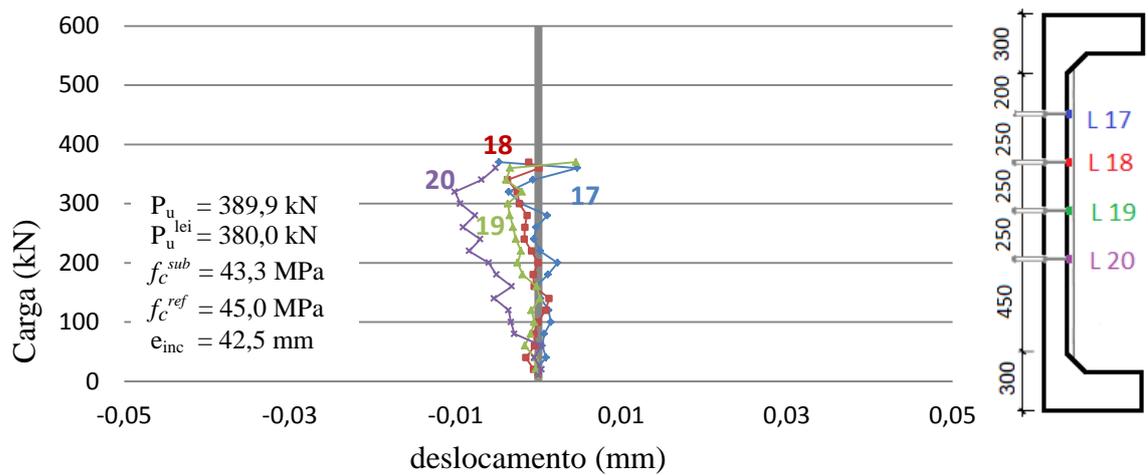


Figura 4.52- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-26b

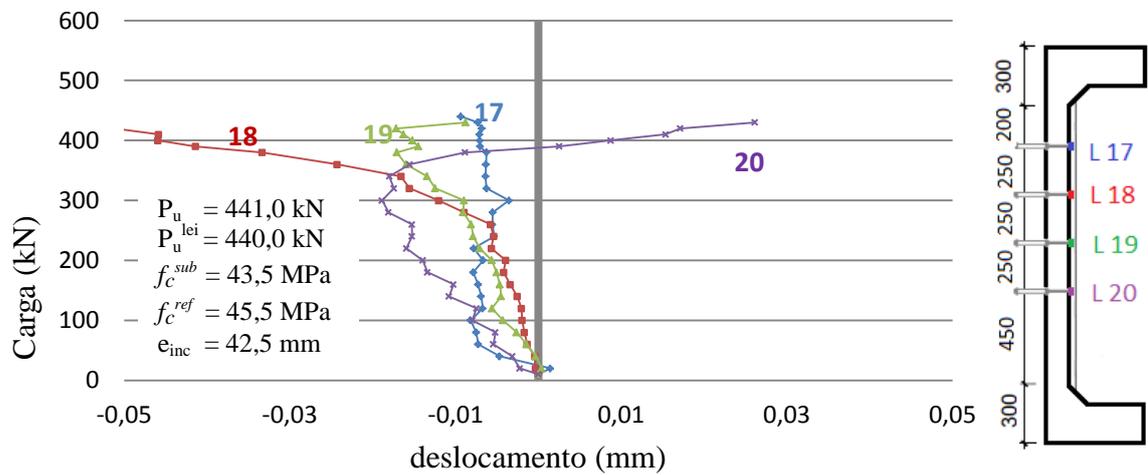


Figura 4.53- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-38

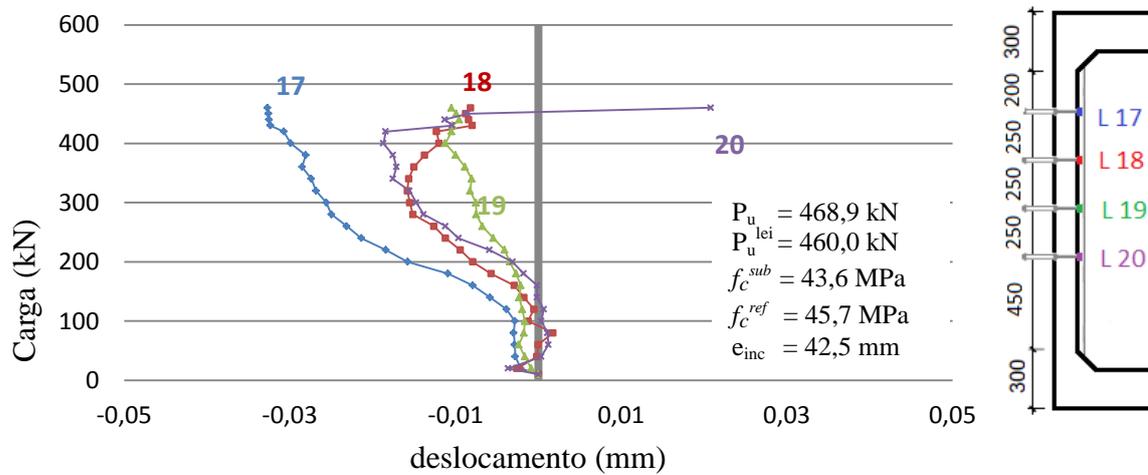


Figura 4.54- Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-50

O comportamento apresentado pelos deslocamentos verticais e horizontais demonstra a necessidade de aprimoramento nos mecanismos de aderência entre concretos de diferentes idades. É possível observar que os deslocamentos horizontais foram maiores com relação aos verticais que aferiam o deslizamento entre os concretos, demonstrando maior eficiência dos conectores no combate ao cisalhamento e pequena deficiência no efeito de pino.

Em todos os pilares, os LVDT's que se encontravam nas regiões de ruptura apresentaram maiores deslocamentos em virtude do deslocamento da camada de reforço, ocasionando uma ruptura frágil.

## CAPÍTULO 5

### 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são analisados e discutidos os resultados dos ensaios dos pilares. Os resultados analisados são: deslocamentos horizontais, deformações no aço e no concreto, formação e desenvolvimento de fissuras, cargas e modo de ruptura, e deslocamentos relativos.

#### 5.1. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O diagrama carga x deslocamento horizontal com leituras dos relógios R1 a R5 posicionados na face tracionada (Face T) nas cargas de 40 kN e 100 kN do pilar monolítico original PO está exposto na Figura 5.1. Com o traçado das curvas é possível identificar o comportamento do pilar conforme a aplicação de carga e a região onde ocorreu o maior deslocamento, caracterizando a região de ruptura das peças. O maior deslocamento horizontal e, conseqüentemente, a ruptura, ocorreu na região de meia altura (R), onde se encontra instalado o relógio R3.

É possível observar um comportamento assimétrico da curva de deslocamento com relação a meia altura (R). Essa desigualdade entre o deslocamento das regiões simétricas pode ser explicado por duas situações: a primeira está relacionada à posição do atuador hidráulico. Uma vez que este está posicionado no consolo inferior, a peça tende a ter um maior deslocamento nessa região, devido à aplicação da carga se propagar da região inferior para a superior onde está situado um aparelho de apoio e célula de carga. A segunda situação onde a região superior tem um maior deslocamento pode ocorrer devido ao deslizamento dos aparelhos de apoio instalados entre peça e pórtico de reação.

Os deslocamentos nos intervalos de carga próximos a ruptura são maiores do que nos intervalos iniciais devido à fissuração do concreto e à tendência das armaduras entrarem em escoamento. O comportamento dos demais pilares está apresentado nas Figuras 5.2 a 5.7.

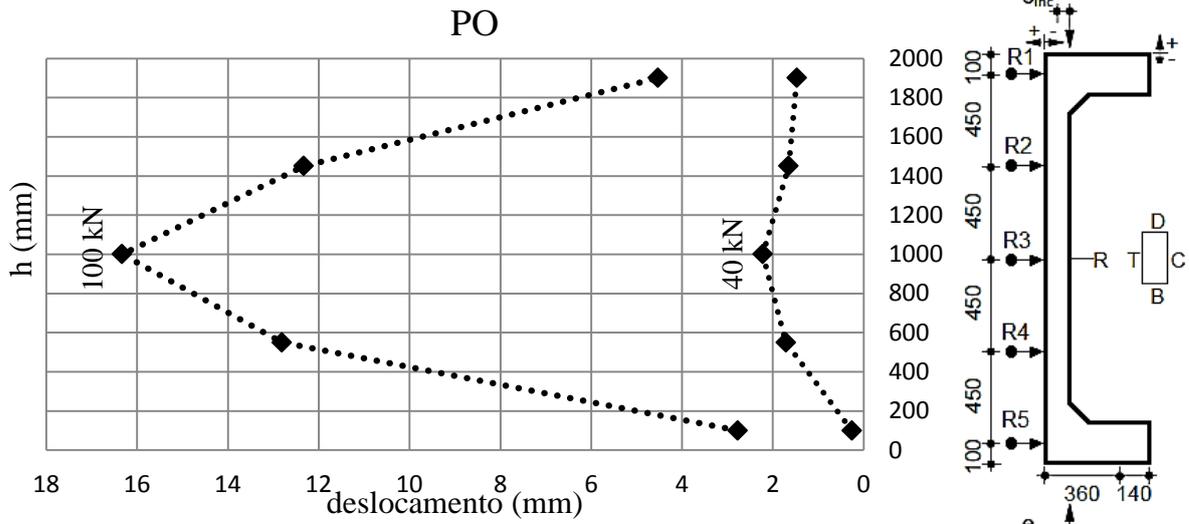


Figura 5.1- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar PO

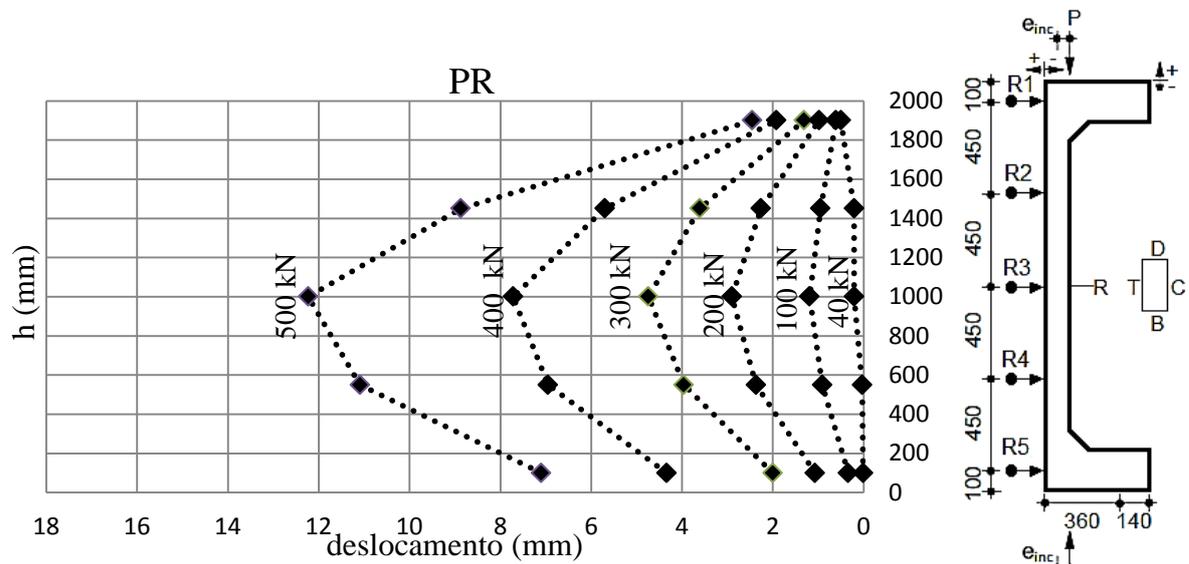


Figura 5.2- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar PR

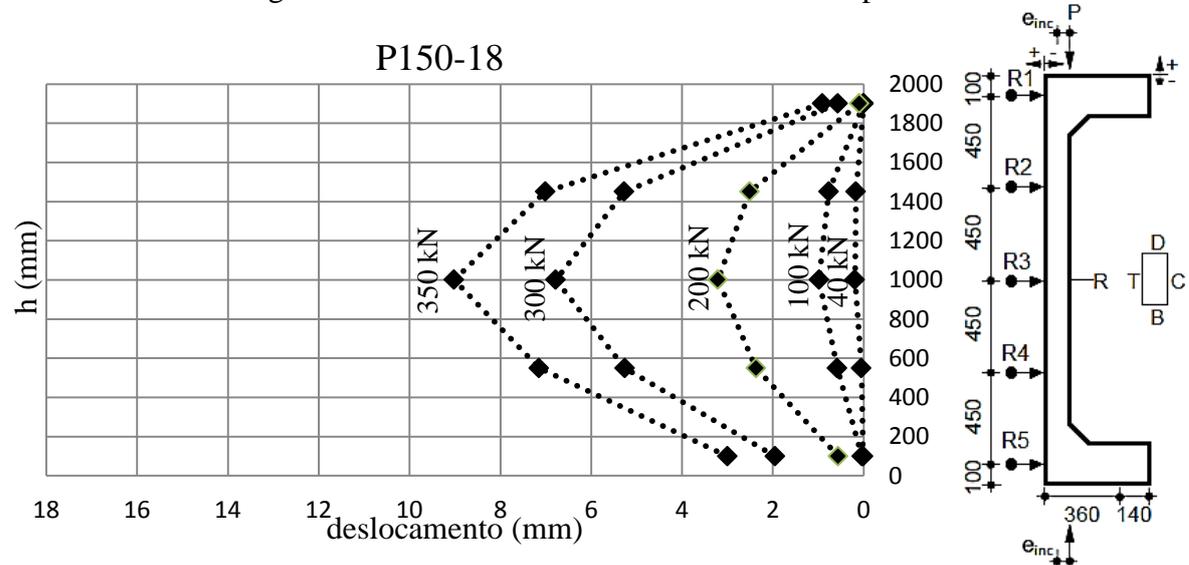


Figura 5.3- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P150-18

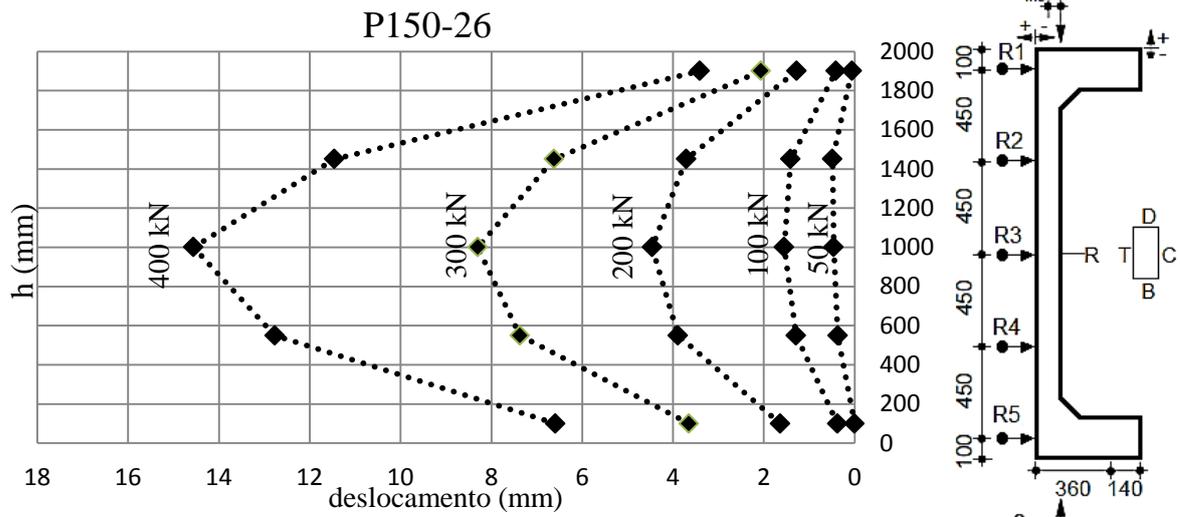


Figura 5.4- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P150-26

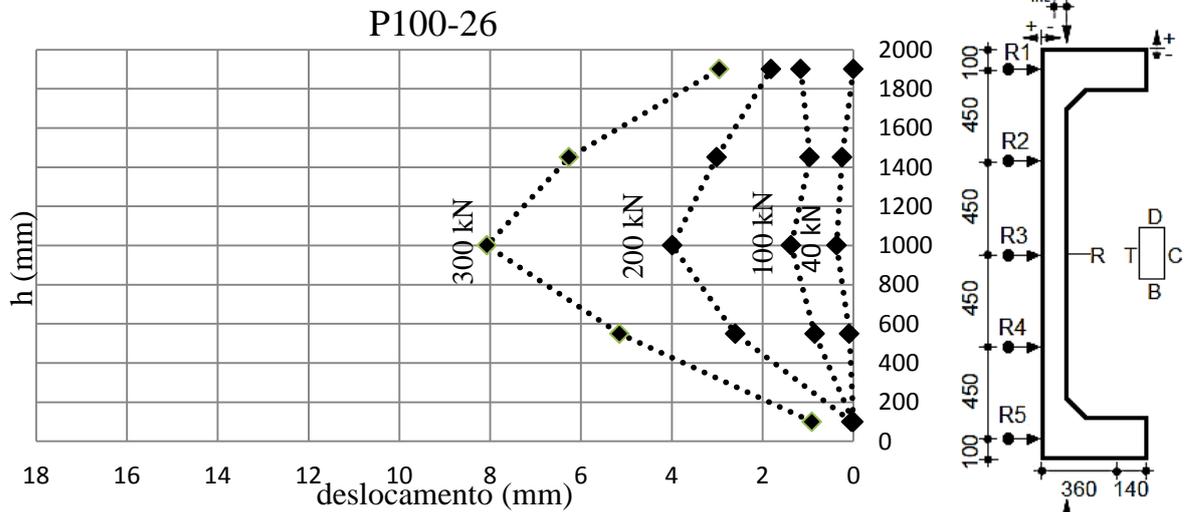


Figura 5.5- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-26

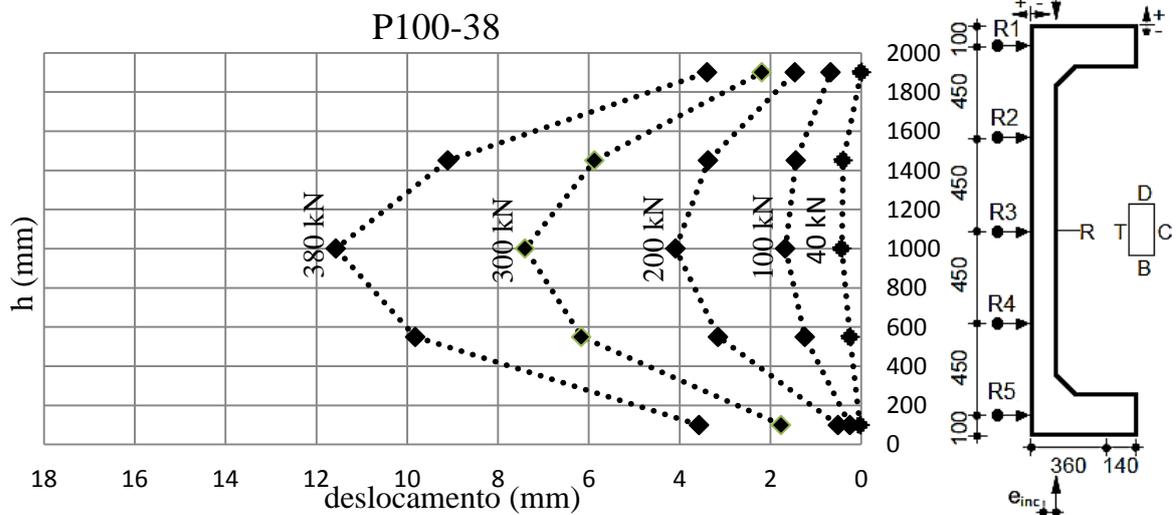


Figura 5.6- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-38

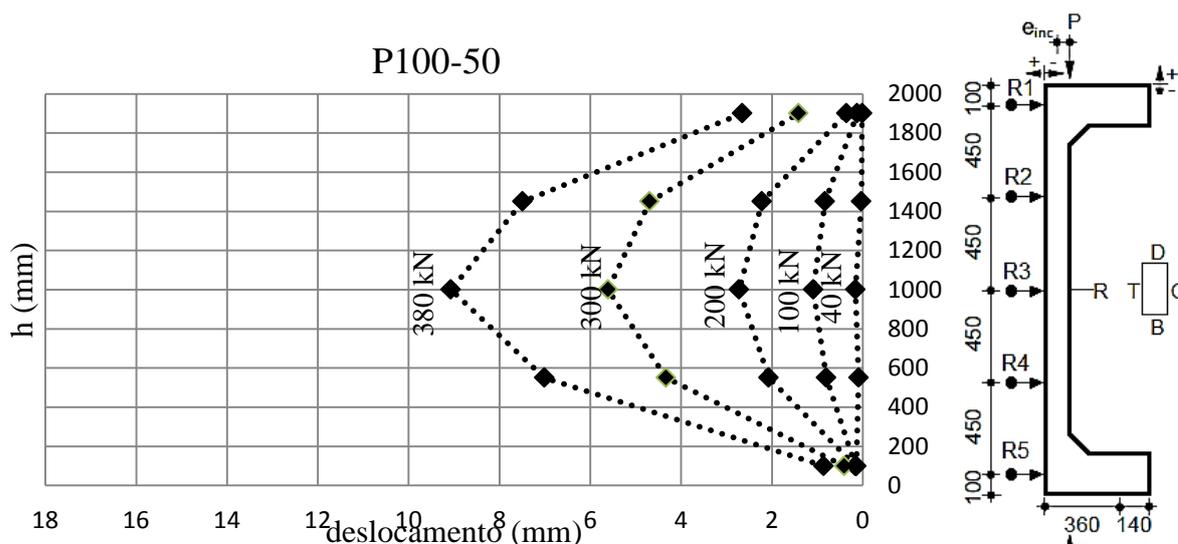


Figura 5.7- Deslocamentos horizontais R1 a R5 pilar P100-50

A Tabela 5.1 apresenta o deslocamento dos pilares em determinadas cargas que variam de 40 kN a 500 kN, seus respectivos deslocamento máximos ( $\delta_{\max T}$ ) medidos por meio da régua milimetrada (trena) à meia altura, sendo realizada a leitura próximo da ruptura e a relação entre o deslocamento máximo do pilar monolítico original PO com os demais pilares.

O pilar PO apresentou o maior deslocamento, seguido dos pilares P150-26 com 60% do deslocamento máximo com relação ao pilar PO e P150-18 com 57%, o pilar P100-26 apresentou o menor deslocamento com 41% do deslocamento do pilar monolítico original PO.

Tabela 5.1- Deslocamentos na região central em determinadas carga

Deslocamento (mm)							
Carga (kN)	PO	PR	P150-18	P150-26	P100-26	P100-38	P100-50
40	2,22	0,21	0,19	0,46	0,37	0,43	0,16
100	16,33	1,19	0,98	1,55	1,37	1,67	1,09
200	-	2,90	3,21	4,46	3,99	4,09	2,72
300	-	4,74	6,78	8,30	8,07	7,40	5,61
400	-	7,72	-	14,56	-	-	10,31
500	-	12,23	-	-	-	-	-
$\delta_{\max T}$	34,20	19,20	19,50	20,50	13,90	17,30	18,50
$\frac{\delta_{\max T} P}{\delta_{\max T} PO}$	1,00	0,56	0,57	0,60	0,41	0,51	0,54

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam as curvas do comportamento de todos os pilares nas cargas de 40 kN e na carga de 100 kN, com exceção do pilar PO, que apresentou um deslocamento de aproximadamente 9,8 vezes maior que o deslocamento do pilar P100-38 que, dentre os demais pilares, apresentou o maior deslocamento para este carregamento. A Figura 5.10 apresenta o comportamento de todos os pilares em escala diferente à Figura 5.9, mostrando essa diferença de comportamento entre o pilar original PO e os demais.

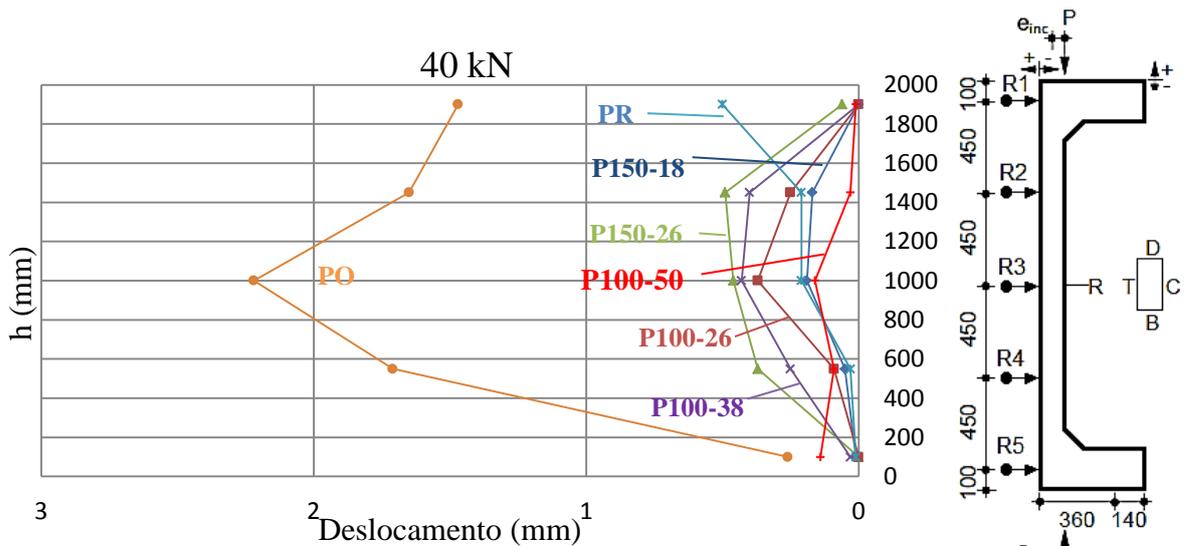


Figura 5.8- Deslocamentos horizontais a 40 kN

Observa-se na Figura 5.9 a semelhança do comportamento dos pilares reforçados a 100 kN, destacando os pilares P100-26 e P100-50 com comportamento bem próximo do pilar monolítico PR.

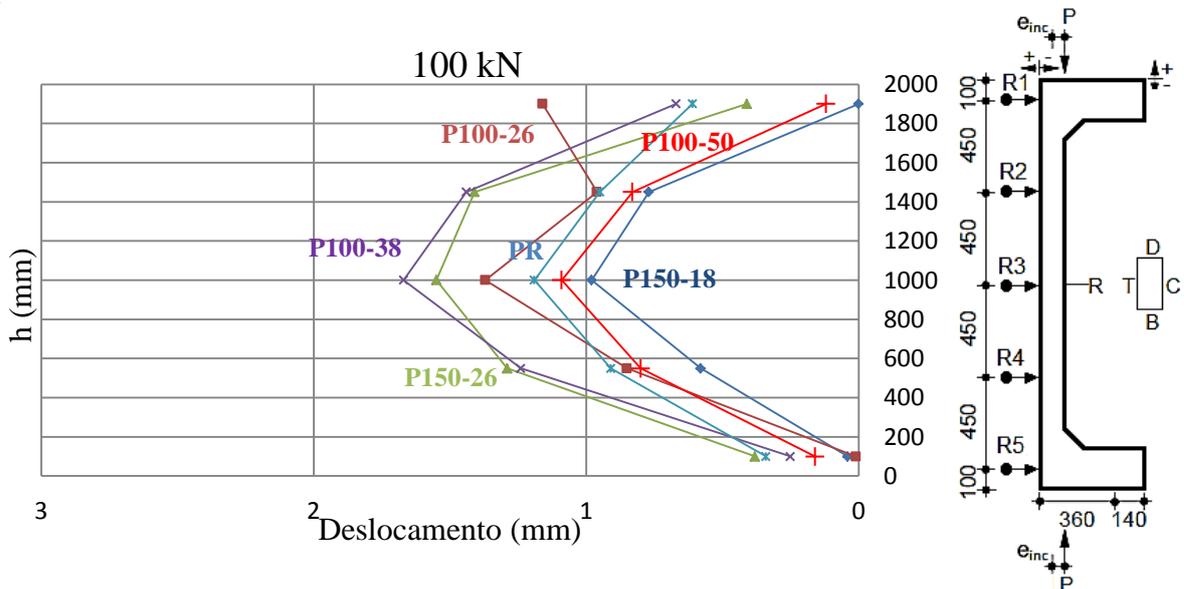


Figura 5.9- Deslocamentos horizontais pilares reforçados a 100 kN

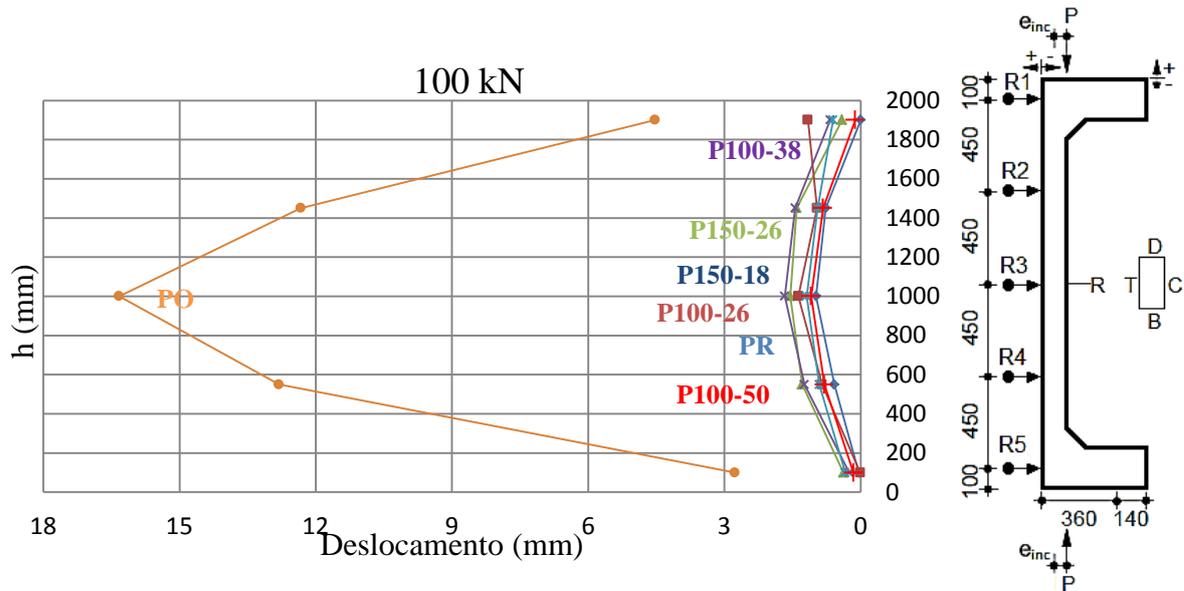


Figura 5.10- Deslocamentos horizontais a 100 kN

A Figura 5.11 mostra as curvas carga x deslocamento do relógio à meia altura R3 de todos os pilares. Pode-se identificar três seções nessas curvas. A primeira ocorre nas primeiras cargas desde a origem até o momento em que se inicia a fissuração que é indicada pela mudança de inclinação da curva, a partir desse momento, devido à perda de rigidez dos pilares as curvas tendem a se aproximarem da horizontal de maneira que é observada uma nova mudança de inclinação na qual a curva se aproxima ainda mais da horizontal, essa terceira seção é caracterizada pelo grande deslocamento para pequenos incrementos de carga indicando a aproximação da ruína da peça.

Todos os pilares reforçados apresentaram curvas com inclinação menor que as do pilar PO, indicando que, com o reforço, os pilares tendem a um menor deslocamento. Com relação ao pilar monolítico PR que tem as mesmas dimensões dos reforçados, as curvas apresentam uma inclinação semelhante.

Os pilares reforçados apresentaram um ganho de rigidez conforme se aumentava a quantidade de conectores. A curva do pilar P100-50 que possui a maior quantidade de conectores é a que mais se aproxima do pilar PR.

A ABNT NBR 6118:2007 estabelece como deslocamentos limites valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas das estruturas, aplicado em peças fletidas, que neste estudo, por se tratar de análise de pilares, serão utilizados apenas como parâmetro de comparação dos deslocamentos registrados com os limites estabelecidos pela norma.

A Tabela 5.2 apresenta as cargas em que os pilares atingiram o deslocamento limite, e a relação com a carga de ruptura. Com exceção do pilar PO que atingiu o

deslocamento limite com 59% da carga de ruptura os demais pilares atingiram o deslocamento limite com carregamento próximo da ruína, cerca de 70% da carga de ruptura. A linha pontilhada na Figura 5.11 indica o deslocamento limite DL no estado limite de serviço (E.L.S.) recomendado pela NBR 6118: 2007 de  $l/250$ , onde  $l$  é o comprimento da peça.

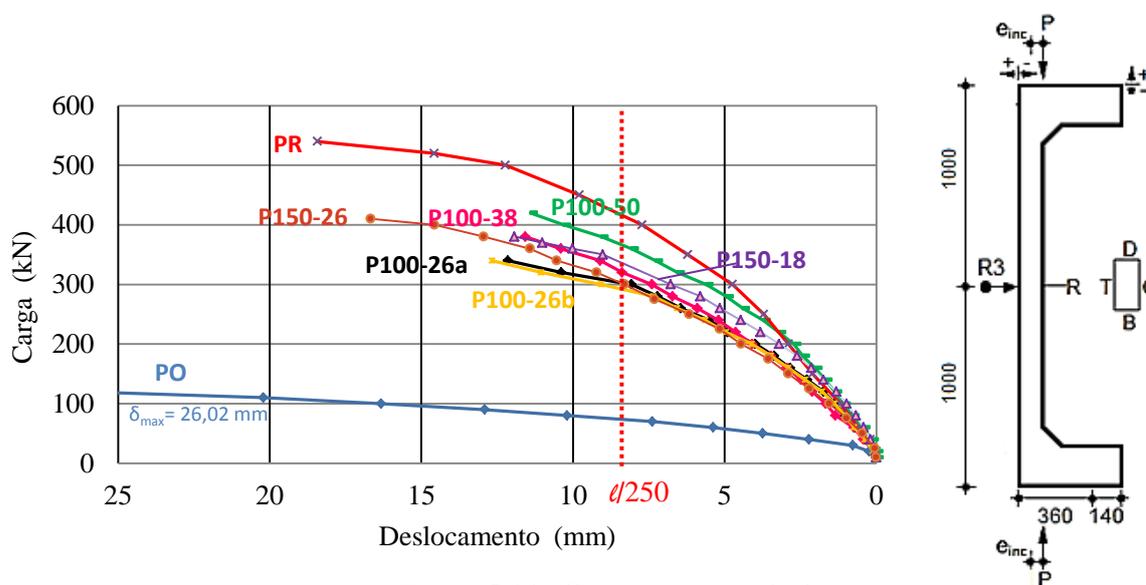


Figura 5.11- Curvas carga x deslocamento

Tabela 5.2- Relação carga de ruptura com carga que o deslocamento limite DL

Pilar	$P_u$ (kN)	$P_{DL}$ (kN)	$P_{DL} / P_{DL}P_o$	$P_{DL} / P_u$
PO	126,7	75,0	1,00	0,59
PR	542,2	420,0	5,60	0,77
P150-18	453,2	337,0	4,49	0,74
P150-26	442,5	300,0	4,00	0,68
P100-26b	389,9	290,0	3,87	0,74
P100-38	441,0	316,0	4,21	0,72
P100-50	468,9	365,0	4,87	0,78

$P_{DL}$ : carga quando o deslocamento atingiu o deslocamento limite  $l/250 = 2000/250 = 8$  mm

## 5.2. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS

Para análise das deformações nas armaduras longitudinais na face tracionada (Face T), considerou-se dentre os extensômetros instalados na região de meia altura das peças o que apresentou maior deformação. O diagrama carga x deformação das armaduras longitudinais mais tracionadas está exposto na Figura 5.12, com leituras finais próximas à ruptura.

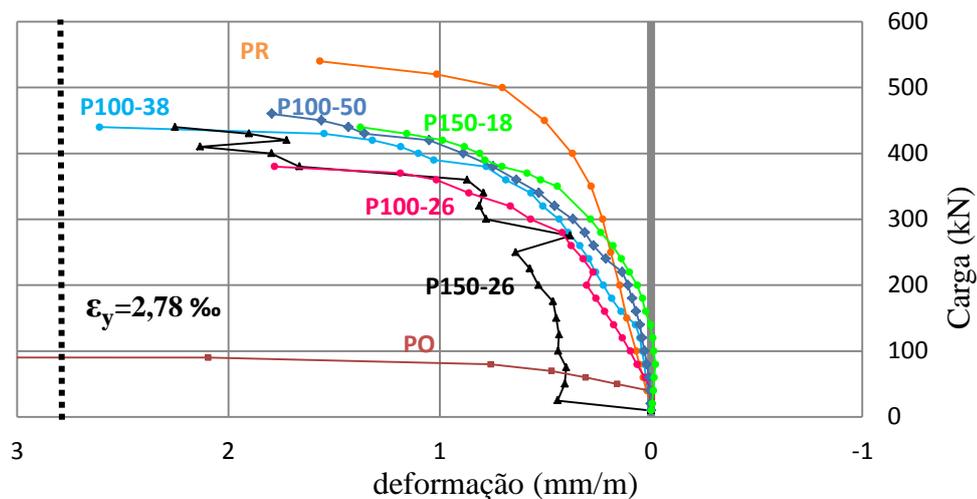


Figura 5.12- Curvas carga x deformação da armadura mais tracionada

Com exceção do pilar P150-18, que sofreu uma pequena compressão no início da solitação, os demais pilares tiveram a armadura na face mais tracionada sendo solicitada à tração desde o início do ensaio.

Embora apenas a curva do pilar PO cruze o limite de escoamento indicado pela linha tracejada, é possível afirmar que as armaduras dos demais pilares tenderam ao escoamento, uma vez que as últimas leituras antecedem imediatamente à ruptura, e a horizontalidade das curvas associadas a grande deformação para um pequeno incremento de carga indicam essa tendência. A Tabela 5.3 mostra as deformações de todos os pilares nas cargas de ruptura.

As deformações registradas dos pilares reforçados são menores que a do pilar monolítico PO e maiores que a de PR, demonstrando que a rigidez dos pilares aumentou com o aumento da taxa de conectores, com exceção do pilar P150-18, que teve maior rigidez.

Tabela 5.3- Deformações das armaduras longitudinais mais tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores

Pilar	$P_u$	Deformação $\epsilon_s$ (mm/m)						
		PO	PR	P150-18	P150-26	P100-26	P100-38	P100-50
PO	126,7	>2,78	0,11	-0,008	0,43	0,14	0,52	0,043
P100-26	389,9	-	0,37	0,79	1,66	1,78	0,78	0,75
P100-38	441,0	-	0,51	1,38	2,25	-	2,61	1,36
P150-26	442,5	-	0,53	1,42	2,27	-	-	1,39
P150-18	453,2	-	0,56	1,50	-	-	-	1,43
P100-50	468,9	-	0,60	-	-	-	-	1,79
PR	542,2	-	1,79	-	-	-	-	-

$\epsilon_y$ : 2,78 mm/ m;  $P_u$ : Carga de ruptura;  $\epsilon_s$ : Deformação no aço durante ensaio.

A Figura 5.13 apresenta o diagrama carga x deformação das armaduras longitudinais mais comprimidas ou menos tracionadas e os valores de deformação para as cargas de ruptura estão na Tabela 5.4. As armaduras menos tracionadas começaram a ser solicitadas desde o início da aplicação de carga, e o pilar PR apresentou a maior deformação da armadura comprimida.

Os pilares reforçados, exceto P100-26, apresentam uma mudança de direção das curvas nas últimas leituras, indicando que as armaduras passaram a ser tracionadas e, num dado momento a linha neutra passou por essas armaduras, o mesmo não ocorre com os pilares monolíticos PO e PR.

Para a mesma intensidade de carregamento a 126 kN, os pilares monolíticos PO e PR apresentaram maiores deformações.

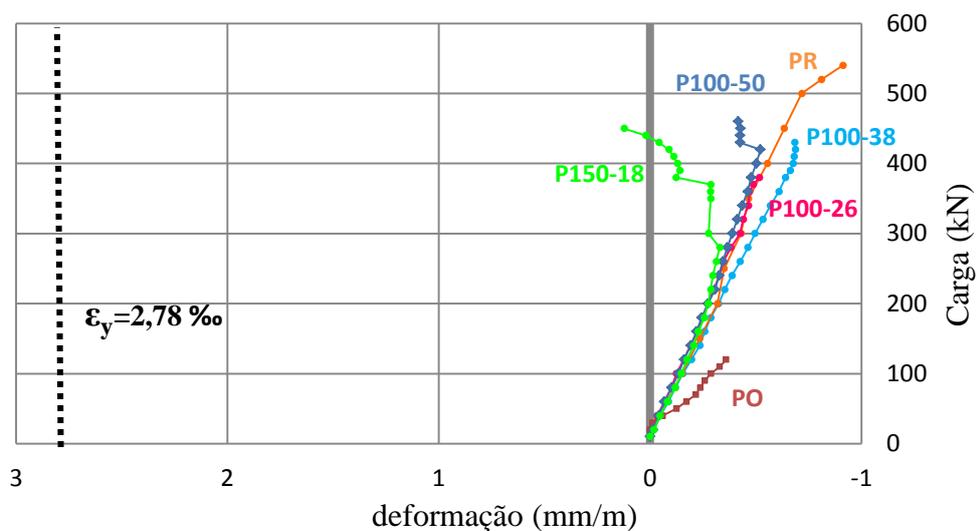


Figura 5.13- Curvas carga x deformação da armadura menos tracionada

Tabela 5.4- Deformações das armaduras longitudinais menos tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores

Pilar	$P_u$ (kN)	Deformação $\epsilon_s$ (mm/m)					
		PO	PR	P150-18	P100-26	P100-38	P100-50
PO	126,7	-0,36	-0,20	-0,18	-0,16	-0,19	-0,16
P100-26	389,9	-	-0,50	-0,13	-0,52	-0,64	-0,48
P100-38	441,0	-	-0,60	-0,04	-	-0,68	-0,43
P150-18	453,2	-	-0,63	0,12	-	-	-0,42
P100-50	468,9	-	-0,64	-	-	-	-0,42
PR	542,2	-	-0,91	-	-	-	-

$\epsilon_y$ : 2,78 mm/ m;  $P_u$ : Carga de ruptura;  $\epsilon_s$ : Deformação no aço durante ensaio.

### 5.3. DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Para análise das deformações do concreto foi considerado o extensômetro que apresentou maior deformação. A Figura 5.14 mostra as curvas de carga x deformação do concreto de todos os pilares. Como parâmetro para indicar o esmagamento do concreto foram utilizadas a norma ACI 318 M-11 que estabelece o início do esmagamento com uma deformação de 3,0 mm/m identificada pela linha pontilhada em preto e a ABNT NBR 6118:2007 que estabelece 3,5 mm/m, identificada em vermelho.

Todos os pilares reforçados atingiram o limite de esmagamento do concreto estabelecido pelo ACI, e os pilares monolíticos PO e PR, apesar de não atingirem o limite de esmagamento, apresentaram tendência a tal comportamento, o que é caracterizado pela horizontalidade das curvas e o grande aumento de deformação para pequenos incrementos de carga. Nenhum pilar alcançou o limite estabelecido pela NBR, sendo que o pilar P150-26 foi o que mais se aproximou desse parâmetro.

Todas as curvas tiveram comportamento de compressão desde o início da aplicação de carga, a rigidez dos pilares reforçados esteve relacionada com a taxa de conectores, ou seja quanto maior a taxa, maior a rigidez, com exceção do pilar P150-18, que se comportou de maneira semelhante ao pilar P100-50.

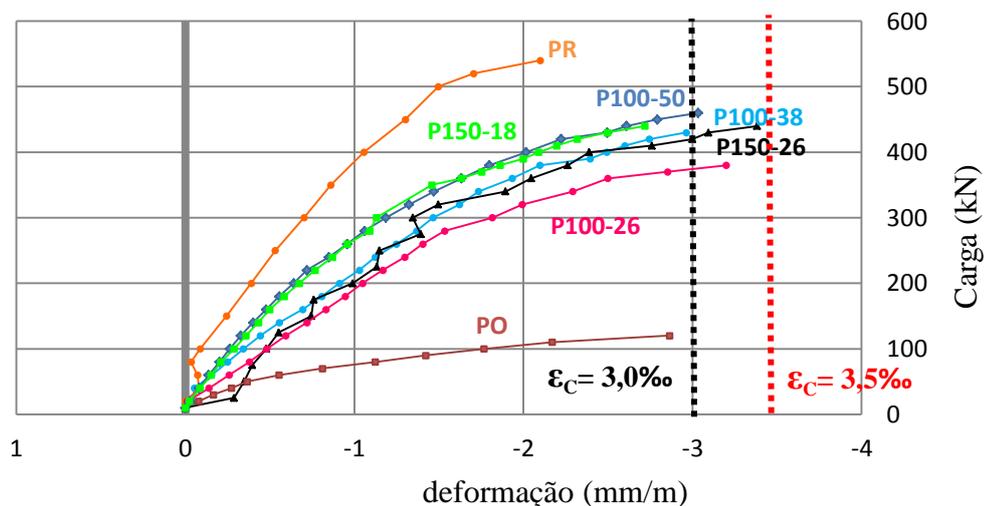


Figura 5.14- Curvas carga x deformação do concreto

Observa-se que os pilares reforçados tiveram comportamento semelhante, os pilares P100-50 e P150-18 tiveram comportamento praticamente idêntico. O mesmo acontece

com os pilares P100-38 e P150-26, porém com valores de deformações levemente maiores que os pilares anteriormente citados para uma mesma carga.

A curva do pilar P100-26 se apresenta abaixo das demais curvas com exceção do pilar PO, podendo ser explicado pelo fato do pilar P100-26 ter sido carregado e posteriormente devido a problemas no atuador hidráulico descarregado, reiniciando o ensaio com a peça já fissurada diminuindo sua rigidez.

Os pilares reforçados apresentaram suas curvas entre as curvas dos pilares monolíticos PO e PR, demonstrando maior rigidez em relação à PO e menor à PR.

A Tabela 5.5 apresenta as deformações do concreto dos pilares em função das cargas de ruptura ou próximo da ruptura das peças. As deformações dos pilares na carga de 390,0 kN aproximadamente teve como maior deformação o pilar P100-26 com 3,20 mm/m.

Tabela 5.5- Deformações das armaduras longitudinais mais tracionadas na ruptura ou imediatamente anteriores (90% de  $P_u$ )

Pilar	$P_u$	Deformação $\epsilon_c$ (mm/m)						
		PO	PR	P150-18	P150-26	P100-26	P100-38	P100-50
PO	126,7	-2,86	-0,18	-0,36	-0,55	-0,59	-0,44	-0,33
P100-26	389,9	-	-0,92	-1,97	-2,26	-3,20	-2,38	-1,80
P100-38	441,0	-	-1,16	-2,45	-3,09	-	-2,96	-2,48
P150-26	442,5	-	-1,17	-2,50	-3,38	-	-	-2,50
P150-18	453,2	-	-1,30	-2,71	-	-	-	-2,61
P100-50	468,9	-	-1,40	-	-	-	-	-3,03
PR	542,2	-	-2,10	-	-	-	-	-

$\epsilon_c$  : 3,0 mm/ m pelo ACI 318M-11;  $\epsilon_c$  : 3,5 mm/ m pela ABNT NBR 6118:2007;  $P_u$ : Carga de ruptura;  $\epsilon_c$ : Deformação no concreto durante ensaio.

#### 5.4. CARGAS DE RUPTURA E TAXA DE CONECTORES

Com o objetivo de avaliar o ganho de resistência e a relação com a taxa de conectores, tomaram-se como parâmetro de referência os pilares monolíticos PO e PR (Figura 5.15). A taxa de conectores foi definida como a razão entre a área total da seção transversal de conectores pela área da interface entre o substrato e a camada de reforço,  $T_{ch} = (A_{ch}/A_{int}) \times 100$ .

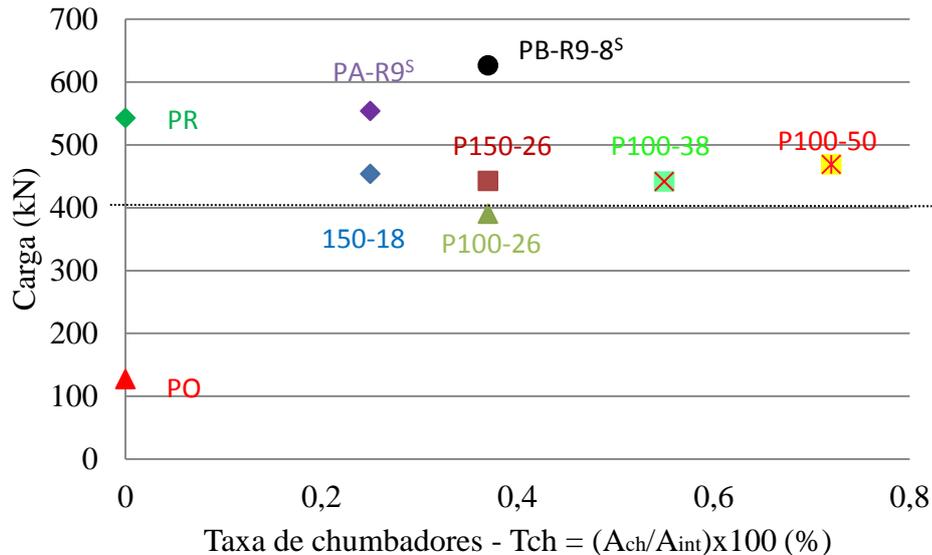


Figura 5.15- Carga x taxa de conectores

Os dados referentes às cargas de ruptura, características do concreto do substrato e do reforço, taxa de armadura de interação (conectores)  $T_{ch}$ , relação entre os pilares de referência PO e PR estão apresentados na Tabela 5.6, juntamente com resultados de pesquisas anteriores de Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2009), que analisaram pilares semelhantes aos apresentados neste estudo.

Os dados apresentados na Tabela 5.6 mostram que os pilares reforçados apresentaram ganho de carga entre 3,08 e 3,70 vezes a carga do pilar original PO, sendo que esse aumento de carga ocorreu de forma diretamente proporcional ao número de conectores instalados nas peças, com exceção do pilar P150-18 que com a menor taxa de conectores 0,25 % teve carga última menor apenas que os pilares P100-50 e o monolítico PR.

Os pilares P150-18 e P 150-26 tiveram suas cargas de ruptura menores com relação a PA-R9 e PB-R9-8 de Sahb (2008), que são iguais em distribuição e número de conectores, essa diferença de carga de ruptura é relacionada à diferença de resistência característica à compressão do concreto, uma vez que as peças de Sahb (2008) tiveram

resistência da camada de reforço cerca de 15 MPa maior que as peças mencionadas além da instalação de armadura de combate à retração.

Tabela 5.6- Relação entre taxa de conectores e carga de ruptura

Pilar	$P_u$ (kN)	$f_c^{sub}$ (MPa)	$f_c^{ref}$ (MPa)	$T_{ch}$ (%)	$P_u / P_u$ (PO)	$P_u / P_u$ (PR)
PO	126,7	41,9	-	-	1,00	0,23
PR	542,2	41,30	-	-	1,28	1,00
P150-18	453,2	41,4	39,7	0,26	3,58	0,84
P150-26	442,5	41,5	40,1	0,37	3,49	0,82
P100-26	389,9	43,3	45,0	0,37	3,08	0,72
P100-38	441,0	43,5	45,5	0,55	3,48	0,81
P100-50	469,9	43,6	45,7	0,72	3,70	0,87
PA-R9*	553,4	39,9	52,0	0,25	4,36	1,02
PB-R9-8*	626,3	41,2	52,5	0,37	4,94	1,16
PC35**	380,0	25,1	46,2	0,24	3,00	0,70
PC55**	506,0	21,5	46,8	0,24	3,99	0,93
P7***	480,0	38,5	35,0	0,04	3,80	0,89
P8***	520,0	38,2	34,5	0,07	4,10	0,96

Pilares: P\* Sahb (2008), P\*\* Omar (2006), P\*\*\* Nascimento (2009)

Com relação aos pilares de Omar (2006), o pilar PC35 apresentou carga de ruptura próxima à do pilar reforçado P100-26 que por sua vez apresenta uma taxa de conectores maior. Os pilares de Nascimento (2009) tiveram carga de ruptura cerca de 4 vezes maior que a do pilar original PO mesmo com a taxa de armadura pequena e a resistência característica do concreto menor. Esse resultado pode ser explicado técnica de reforço empregada, na qual eram confeccionados sulcos onde os conectores eram instalados e concretados, aumentando a aderência entre os materiais de tal forma que das pesquisas apresentadas, o pilar P8 foi o único pilar reforçado que não rompeu por deslocamento da camada de reforço, e sim por esmagamento do concreto.

## 5.5. COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

As Figuras 5.16 a 5.22 mostram os diagramas das deformações ao longo do plano médio da seção crítica de cada pilar, para as cargas de 50 kN, 80 kN, 100 kN e 120 kN para o pilar monolítico original PO e para os demais pilares nas cargas de 100 kN, 200 kN, 300 kN e 400 kN. O comportamento da seção transversal foi obtido a partir do valor das maiores deformações registradas nas seguintes regiões: armaduras da face tracionada ou menos comprimida,  $\epsilon_s$ ; armaduras da face mais comprimida  $\epsilon_s'$ ; e da camada de reforço de concreto da Face C,  $\epsilon_c$ . Os diagramas foram traçados a partir dos valores dos extensômetros que fornecem uma aproximação do comportamento da seção transversal.

Os diagramas dos pilares, exceto o PO, demonstram que as seções não permaneceram planas com a aplicação dos carregamentos, confirmando a simplificação do princípio clássico de Bernoulli adotado para o cálculo estrutural e que não levam em consideração as diferenças de tensões que ocorrem entre os diferentes materiais no caso o concreto e o aço durante o carregamento, bem como no próprio concreto.

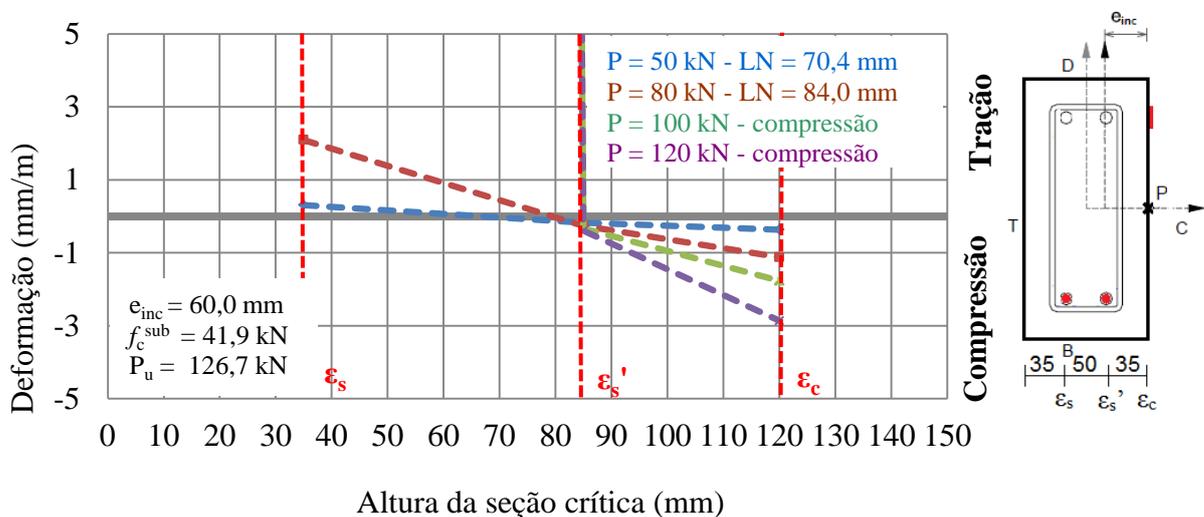


Figura 5.16- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica PO

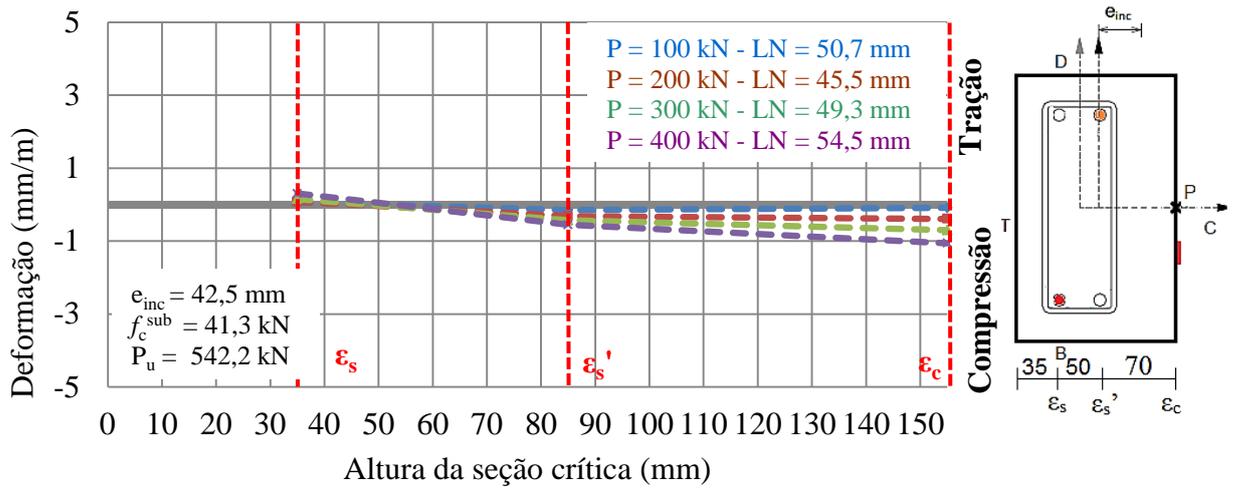


Figura 5.17- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica PR

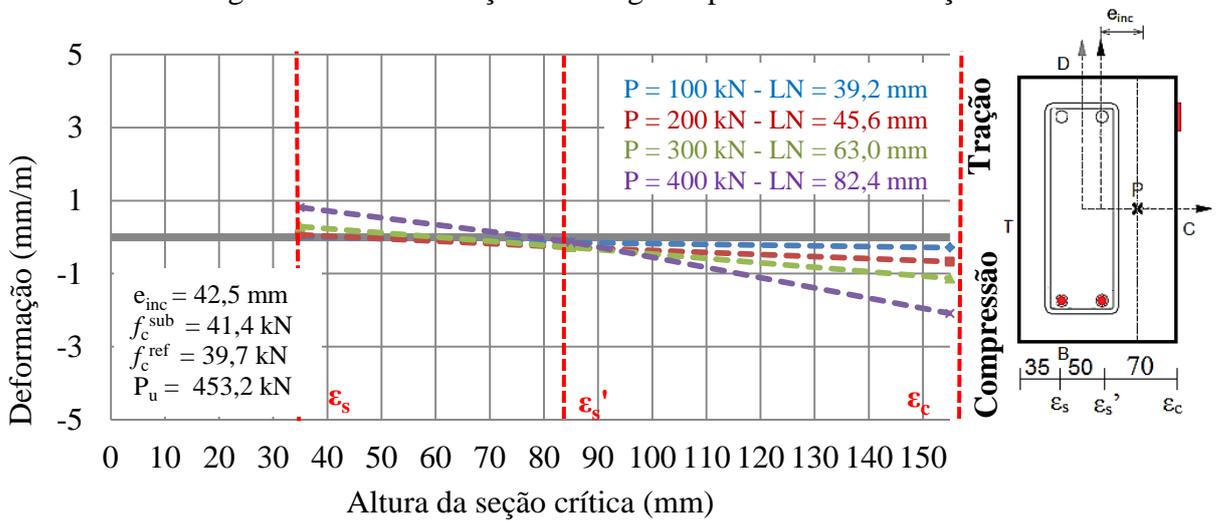


Figura 5.18- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P150-18

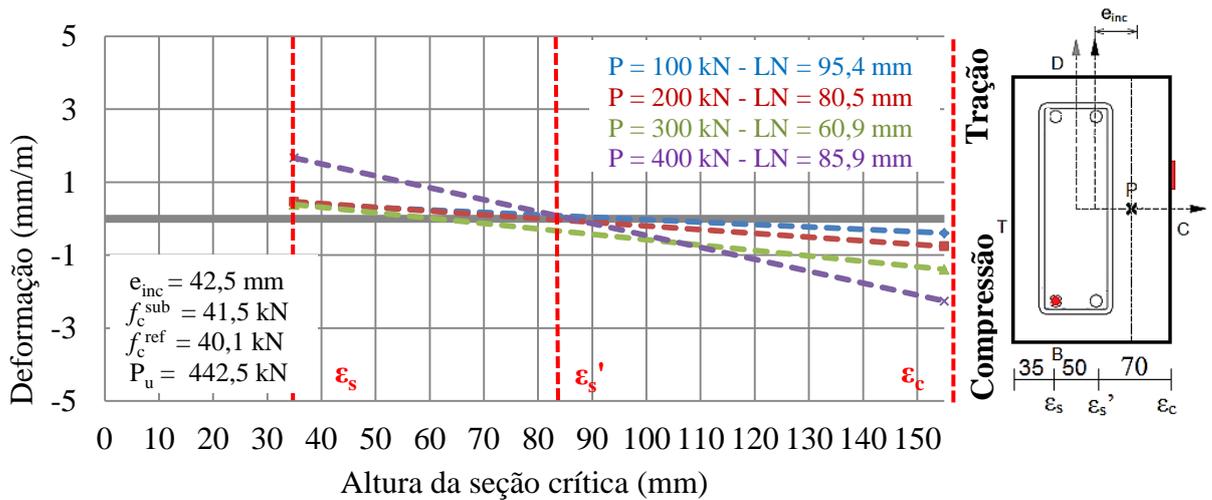


Figura 5.19- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P150-26

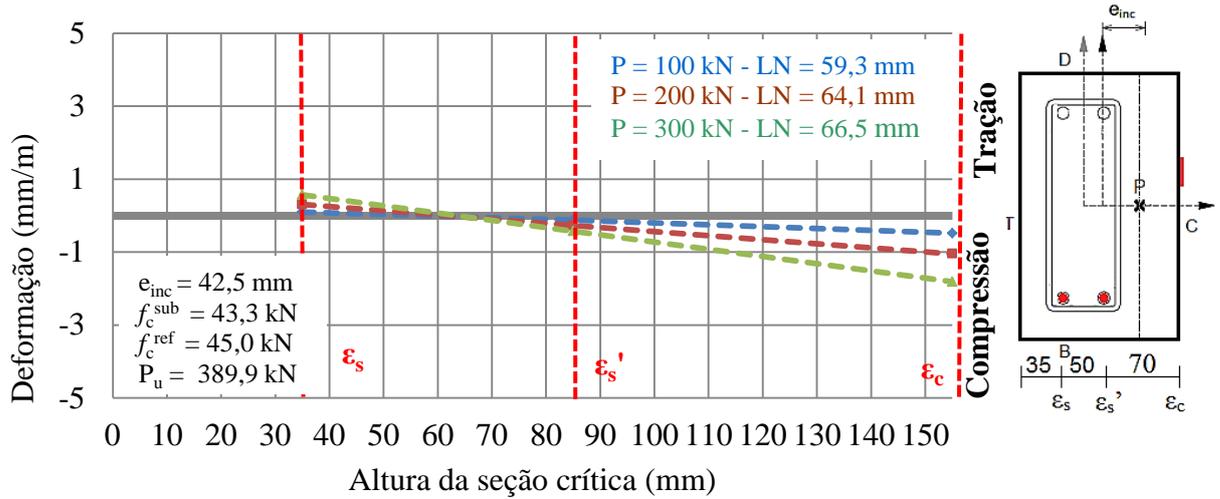


Figura 5.20- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-26

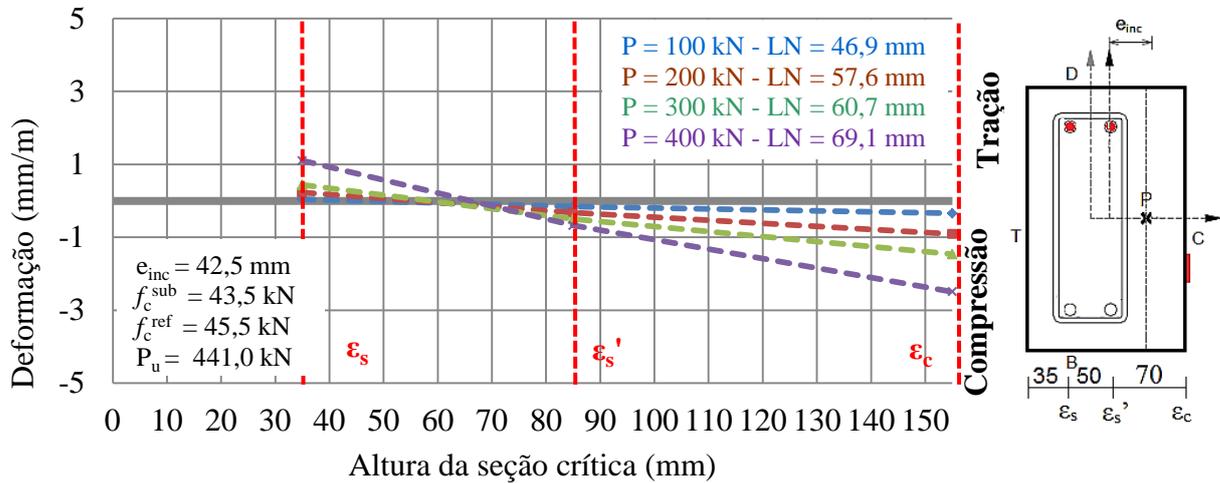


Figura 5.21- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-38

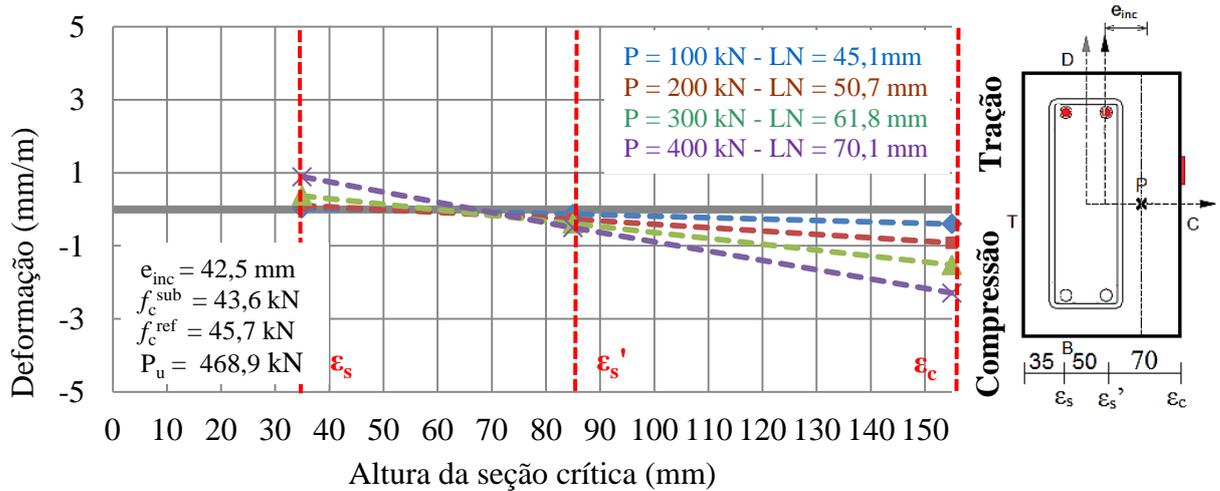


Figura 5.22- Deformações ao longo do plano médio da seção crítica P100-50

## 5.6. RELAÇÃO MOMENTO FLETOR E CURVATURA (M x $\phi$ )

A equação 5.1, que estabelece a curvatura, foi desenvolvida a partir da razão entre maiores deformações nas armaduras tracionadas ( $\epsilon_s$ ) e comprimidas ( $\epsilon_s'$ ) pela distância entre essas fibras, ( $d-d'$ ), retratando um fenômeno localizado na seção crítica.

$$\phi = \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{\epsilon_s' - \epsilon_s}{d - d'} \quad 5.1$$

O momento fletor no centro da seção crítica é o produto da força axial aplicada nos diversos estágios pela excentricidade, que é determinada somando-se a excentricidade inicial de ensaio com o deslocamento horizontal medido por R3, em cada estágio de carregamento.

A Figura 5.23 mostra os diagramas do momento x curvatura dos pilares ensaiados, observa-se que os pilares P100-26, P100-50 e P100-38 se comportaram de maneira semelhante com inclinações próximas. Os pilares P150-18 e P150-26 tiveram comportamento distinto dos demais, destacando a rigidez do pilar P150-18 que se apresentou a maior superando inclusive a rigidez do pilar monolítico PR.

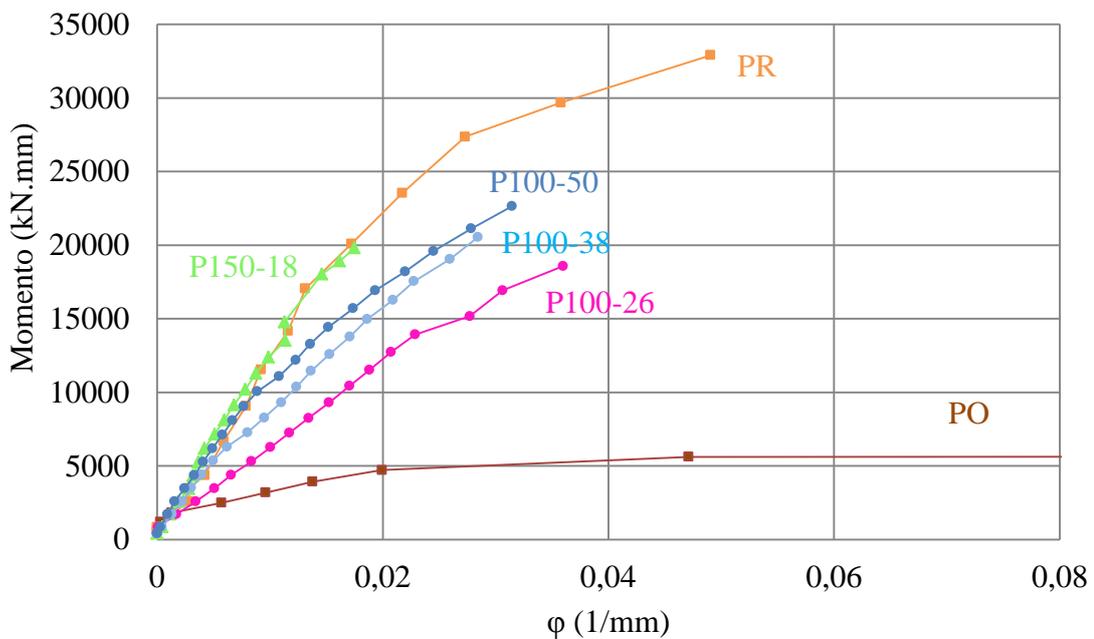


Figura 5.23- Diagrama Momento fletor x curvatura dos pilares

Analisando os pilares monolíticos PO (original) e PR (referência), é possível concluir que, com o aumento da seção transversal, conseqüentemente ocorre o aumento da excentricidade, ocasionando um significativo aumento do momento resistente, além do aumento da rigidez dos pilares, uma vez que a curvatura do pilar PR se mostra menor que a do pilar PO.

## CAPÍTULO 6

### 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

#### 6.1. CONCLUSÕES

Neste estudo analisou-se o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão reta, reforçados com uma camada de concreto auto adensável na face comprimida e utilizando parafusos conectores como armadura de costura em substituição às armaduras transversais. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões baseadas nas análises dos resultados obtidos.

##### 6.1.1 Comportamento carga x deslocamento horizontal

Os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos com relação ao pilar monolítico PO (pilar com dimensões originais da seção transversal 120 mm x 250 mm). Nos pilares com espaçamento de 100 mm entre os conectores, o uso dos parafusos conectores aumentou a rigidez das peças de maneira que o deslocamento se comporta inversamente proporcional à taxa de conectores.

O pilar reforçado P100-50 (espaçamento entre conectores 100 mm e 50 conectores instalados) que possui maior taxa de conectores, apresentou deslocamento mais próximo do pilar monolítico de referência PR. Todos os pilares reforçados tiveram uma rigidez menor com relação ao pilar PR (pilar com dimensões dos pilares reforçados 155 mm x 250 mm concretado monoliticamente).

Todos os pilares ensaiados apresentaram comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão reta, haja vista que o comportamento das curvas de deslocamento horizontal apresentou apenas uma pequena assimetria que, por sua vez, pode ser explicada tanto pelo posicionamento do atuador hidráulico (consolo inferior), provocando maior deslocamento na região inferior dos pilares, quanto pelo deslizamento que pode ocorrer entre os aparelhos de apoio e o pórtico de reação.

### **6.1.2 Comportamento carga x deformação nas armaduras**

A redução da excentricidade provocada pelo aumento da seção transversal devido à aplicação da camada de reforço aumentou a rigidez dos pilares. O pilar original monolítico PO, que foi ensaiado com maior excentricidade, apresentou um comportamento mais dúctil que os demais pilares.

Apenas o pilar PO apresentou deformações nas armaduras que ultrapassaram a deformação limite de escoamento  $\varepsilon_y$  obtida em ensaios de tração no aço, porém todos os pilares tiveram comportamento que evidenciam a tendência ao escoamento das armaduras longitudinais, haja vista que, a partir da aplicação de aproximadamente 80% da carga de ruptura, as deformações nos intervalos de cada passo de carga aumentaram de forma significativa levando a peça à ruptura. A curva que mostra o comportamento apresenta inclinação próxima da horizontal reforçando essa tendência de escoamento das armaduras.

Os pilares reforçados apresentaram deformações semelhantes. O comportamento do pilar P100-50 se aproximou do comportamento do pilar PR, indicando maior rigidez, e o pilar reforçado P100-26 (possuía 26 conectores) entre os pilares reforçados apresentou menor rigidez.

### **6.1.3 Comportamento carga x deformação no concreto**

Todos os pilares reforçados apresentaram deformação que ultrapassa ou esteja bem próximo do limite de 3,00‰ definido pelo ACI 308 (2008) como o limite que caracteriza o esmagamento do concreto.

Os pilares monolíticos PO (original) e PR (referência) apresentaram deformações que comprovam a ruptura por esmagamento do concreto, com a curva tendendo a horizontalidade e grandes deformações com pequenos incrementos de carga nas últimas leituras.

### **6.1.4 Carga e modo de ruptura**

Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura maior (entre 3,08 e 3,70) com relação ao pilar monolítico original PO e menor que o pilar monolítico de

referência PR, destacando dentre os pilares reforçados o pilar P100-50 que possuía a maior taxa de conectores com a maior carga de ruptura e o pilar P100-26 que possuía a menor taxa de conectores com a menor carga de ruptura, reforçando a relação entre taxa de conectores e carga de ruptura.

Apesar dos pilares reforçados apresentarem tendência ao esmagamento do concreto e escoamento do aço, não se pode afirmar que sua ruptura ocorreu dessa forma devido ao deslocamento da camada de reforço nas últimas cargas, caracterizando uma ruptura frágil.

Em todos os pilares, a ruptura ocorreu na região central, não sendo registrado em nenhum caso ruptura nas extremidades por concentração de tensão, mostrando a eficiência dos consolos.

#### **6.1.5 Desempenho do concreto auto adensável**

O uso do concreto auto adensável no emprego de reforço estrutural se mostrou viável devido à praticidade na moldagem das peças e excelente desempenho durante a realização dos ensaios. Porém, o monitoramento da dosagem deve ser feito de maneira rígida para evitar problemas futuros, ocasionando com isso, maior conhecimento e maior atenção quando utilizado.

#### **6.1.6 Desempenho dos parafusos conectores**

O uso de conectores se torna viável, uma vez que nenhum conector se desconectou do substrato e não ocorreu a ruptura por cisalhamento ou escoamento de nenhum parafuso. São necessários maiores estudos com variações da taxa de conectores para que se evite essa ruptura frágil por deslocamento.

#### **6.1.7 Considerações finais**

Os resultados obtidos neste estudo foram próximos com relação aos estudos apresentados de Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2009) que envolvem diferentes

tipos de conectores, como armadura de interação para reforço de pilares. Há de se destacar que apenas neste último, estudo um pilar ensaiado apresentou ductilidade na ruptura. Portanto é necessário desenvolver maiores estudos para garantir que os pilares reforçados terão comportamento mais próximo de um pilar monolítico.

## **6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- Realizar simulações numéricas para comparar com os resultados experimentais obtidos;
- Realizar ensaios usando a mesma excentricidade de aplicação de carga e o mesmo modelo de conectores, variando-se os espaçamentos verticais adotados entre os mesmos, observando-se os valores definidos pela NBR 6118: 2007 para o espaçamento máximo entre estribos;
- Realizar ensaios com aplicação de carregamento de longa duração;
- Realizar ensaios com pré-fissuração das peças;
- Realizar o procedimento de reforço com pilar carregado simulando com mais precisão o que ocorre na prática;
- Realizar ensaios com momento e carga axial simultaneamente;
- Realizar ensaios variando a profundidade de ancoragem do conector com a camada de reforço.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABUD-TAIR, A. I.; LAVERY, D.; RIGDEN, S. R.; NADJAI, A.; AHMED, T. M. A. **A new method for evaluating the surface roughness of concrete cut for repair or strengthening.** Construction and Building Materials, p. 171-176., 2000.

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary** – ACI 318M. Detroit, American Concrete Institute, 2011.

ACI COMMITTEE 440. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures** – ACI 318-440. American Concrete Institute, 2008.

ADORNO, A. L. C. **Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 399p, 2004.

AÏTCIN, P. C. **High-Performance Concrete.** London, U. K. Editora E & FN SPON, ed. 1. 591p, 1998.

ARAÚJO, L. M. B. **Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta.** Dissertação de Mestrado. UFG, Goiânia, GO, 196p, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da Composição Granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738:** Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739:** Concreto – Ensaios de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 6152**: Metais metálicos – Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Argamassa e Concreto – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-prova cilíndricos – Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480**: Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado - Especificações – Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BASTOS, P. S. d. S., **Pilares de Concreto Armado**, Bauru – SP (UNESP), Notas de Aula. 107p. 2004

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. Volumes 1 e 2. 5.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1994.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1.ed. São Paulo: PINI, 1988.

CARASEK, H. **Aderência de Argamassa à Base de Cimento Portland a Substratos Porosos – Avaliação dos Fatores Intervenientes e Contribuição ao Estudo do Mecanismo de Ligação**. Tese (Doutorado) EPUSP – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.

CASTRO, C.E.G.; IEZZI; L.; BOSE, W.W.; TARPANI, J.R. **Caracterização de danos por impacto repetido em laminados compostos carbono-epóxi de grau aeronáutico**. In: CONGRESSO ANUAL DA ABM – INTERNACIONAL, Belo Horizonte, MG. Anais. São Paulo : ABM, CD-ROM. 2005.

CLÍMACO, J. C. T. de S. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação**. Ed. 1. Brasília: UNB, 2005.

CLÍMACO, J. C. T. de S.; REGAN, P. E. **Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs**. Magazine of Concrete Research, n.53 , 2001.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos, publicação EESC-USP. 2000.

EMMONS, P. H.; VAYSBURD, A. M. **System concept in design and construction of durable concrete repairs**. *Construction and Building Materials*, v.10, n.1, p. 69-75. 1996.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete**. In: EFNARC. Fevereiro, 2002.

FURNAS. **Concreto – determinação da habilidade de preenchimento do concreto autoadensável utilizando-se o cone de Abrams (slump flow test) – método de ensaio**. Manual de qualidade, p.1-7, 2007a.

FURNAS. **Concreto – determinação da habilidade de preenchimento do concreto autoadensável pelo método do funil V (V-Funnel test) – método de ensaio**. Manual de qualidade, p.1-6, 2007c.

FURNAS. **Concreto – determinação das habilidades passantes e de preenchimento do concreto auto-adensável pelo método da caixa L (L-Box test) – método de ensaio**. Manual de qualidade, p.1-6, 2007d.

GOMES, P. C. C. GETTU, R.; AGULLÓ, L.; TENÓRIO, J.J.L. **Concreto Auto-Adensável: Um Aliado ao Desenvolvimento Sustentável do Concreto**. In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. 2003.

GOMES, P. C. C. **Optimization and Characterization of High-Strength Self-Compacting Concrete**. Tese (Doutorado) Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, p.139, 2002.

GOMES, R. B.; BORGES, L. L. J.; SAHB, K. F. P.; NASCIMENTO, P. P. **Reforço de Pilares com Concreto Auto-Adensável e Fibra de Carbono**. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. 2007.

HELENE, P. R. L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1992.

HOGNESTAD, E. **A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members.** 128p. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, (Bulletin Series No. 399). 1951.

IBRAHIM, H. H. H.; MACGREGOR, J. G. **Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns.** *ACI Structural Journal*, v. 93, n. 5, p. 585-594, September-October 1996.

JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. **Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns.** *Journal of Structure Engineering*, V 128. n. 8. August, 2002. P 1073-1080.

MACHADO, A. P. **Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado com Fibras de Carbono.** MBRACE , 391p .2005

MELLO, E. L. **Concreto armado: resistência limite à flexão composta normal e oblíqua.** 1. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: FINATEC, p. 224. 2003.

MELO, C. E. L. **Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal.** Tese (Doutorado), ENC-UnB, Brasília-DF, 2009.

NASCIMENTO, P. P. **Reforço de Pilares de Concreto Armado com Fibras de Carbono e Concreto Auto Adensável.** Projeto Final de Curso, UEG, Anápolis, Goiás, 2006.

NASCIMENTO, P. P. **Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto adensável e conectores.** Dissertação (Mestrado), EEC/CMEC – UFG, Goiânia, Goiás, 2009.

OLIVEIRA, W. L. A. **Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Armado sob Ação de Força Centrada com Resistência Média a Compressão do Concreto de 40 MPa.** Dissertação (Mestrado), EESC/USP, São Paulo, 2004.

OMAR, M. Y. M. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-Adensável (CAA).** Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2006.

PRADO, E. P. **Intervenções em Estruturas de Concreto.** 1998. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica São Paulo-SP,1998.

**RIGAZZO, A. O. Reforço de pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas – SP, 2003.

RISSO, M. A. C. **Resistência ao Cisalhamento de Ligações de Concretos de Diferentes Idades Providas de Chumbadores de Expansão**. 2008. 137p. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

ROCHA, A. P. **Estudo de aderência no reparo com concreto auto adensável (CAA): Influencia do reparo da superfície, da resistência à compressão do concreto da base e do tipo do concreto (convencional e CAA)**. Dissertação (Mestrado), EEC-CMEC, UFG, Goiânia, Goiás. 2011.

SANTOS, G. S. **Análise experimental e numérica de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta**. Dissertação (Mestrado) Departamento de engenharia civil e ambiental, UNB-DF, Brasília – DF, p218. 2009.

SAHB, K. F. P. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Chumbadores**. 224f. Dissertação (Mestrado) UFG, Goiânia, Goiás, 2008.

SCADELAI, M. A; PINHEIRO, L. M. **Estruturas de Concreto – Capítulo 16 – Pilares**, EESC/USP. 2005.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1º Edição. São Paulo: PINI, 225p.1998.

TAKEUTI, A. R. **Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho**. 1999. 184f. Dissertação (Mestrado) – USP, São Carlos.

TAKEUTI, A. R. **Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho** 2003. 266p. Tese (Doutorado) – USP, São Carlos, 2003.

TUTIKIAN, B. F. **Método para Dosagem de Concretos Auto Adensáveis**. 149p. Dissertação (Mestrado) – PPGE/UFRGS, Rio Grande do Sul, 2004.

VALLE, E.G. (1983). **Estruturas de Hormigón Armado: refuerzo mediante hormigón y estructura metálica**. In: Curso de rehabilitacion: 5. La Estructura. Madrid, Colégio Oficial de Arquitectos de Madrid. p.173-179.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta.** Dissertação (Mestrado), escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, p183. 1999.

## APÊNDICE A

## A.1 Mudança de excentricidade

A mudança da excentricidade de carga é uma consequência natural do reforço. Uma vez que foram modificadas as seções transversais, com o aumento da camada de reforço na região mais comprimida, ocorreu o deslocamento do centro de gravidade, pois este passou a ser considerado em relação à seção composta, conforme mostra a Figura A.1. Com exceção do pilar monolítico original PO, os demais pilares tiveram a excentricidade modificada.

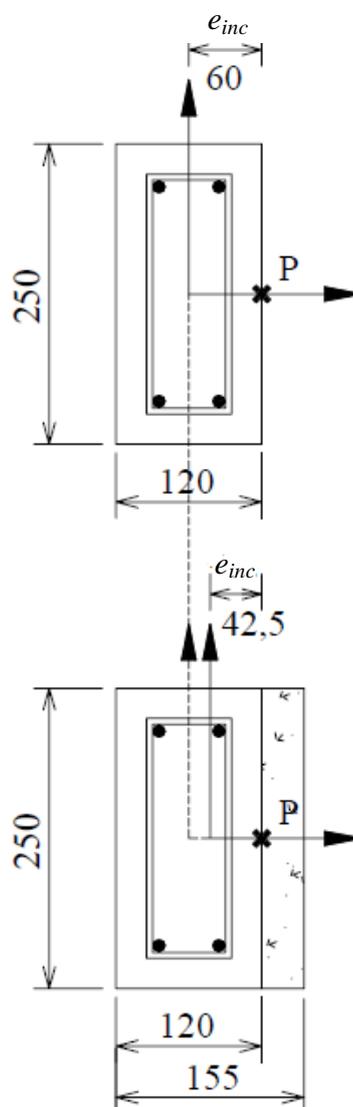


Figura A.1- Detalhe da mudança do centro de gravidade da seção composta e da excentricidade (medidas em mm)

## A.2 Índice de esbeltez do pilar

O índice de esbeltez dos pilares foi calculado considerando  $l_e = 200 \text{ cm}$  e  $h = 12 \text{ cm}$ , para o pilar PO e  $h = 15,5 \text{ cm}$ , para os demais pilares.

$$\lambda = \frac{3,46l_e}{h} \rightarrow \lambda = \frac{3,46 \times 200}{12} \rightarrow \lambda = 57,7$$

$$\lambda = \frac{3,46l_e}{h} \rightarrow \lambda = \frac{3,46 \times 200}{15,5} \rightarrow \lambda = 44,7$$

Se  $\lambda \leq 35$  – pilar curto. Se  $35 \leq \lambda \leq 90$  – pilar médio.

Para este estudo todos os pilares são classificados como pilares médios.

### A.3 Taxa de conector

A taxa de conectores foi definida como a relação entre a área da interface entre o concreto do substrato e do reforço e a área total das seções transversais dos conectores que se dá pelo somatório das áreas das seções de cada conector.

<b>Pilar</b>	<b>P<sub>u</sub> (kN)</b>	<b>Nº de conectores</b>	<b>A<sub>ch</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>T<sub>ch</sub> (%)</b>
PO	126,7	0	-	-
PR	542,2	0	-	-
P150-18	453,2	18	904,32	0,26
P150-26	442,5	26	1306,24	0,37
P100-26	389,9	26	1306,24	0,37
P100-38	441,0	38	1909,12	0,55
P100-50	469,9	50	2502,00	0,72

P<sub>u</sub>: Carga de ruptura do pilar;

A<sub>ch</sub>: Área de conectores (ϕ 8 mm);

A<sub>int</sub>: Área da interface (1400 mm x 250 mm = 350000 mm<sup>2</sup>)

T<sub>ch</sub>: Taxa de conectores = (A<sub>ch</sub>/A<sub>int</sub>) x 100.

## APÊNDICE B

## B. 1 CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS PARA ENSAIOS DE CONCRETO AUTO ADENSÁVEL NO ESTADO FRESCO

Para a caracterização reológica do concreto foram utilizados os equipamentos de medição para os testes *L-Box* e *V-Funel*, tomando como referência as dimensões adotadas nos ensaios realizados por FURNAS. A Figura B.1 mostra o detalhamento do equipamento *L-Box*.

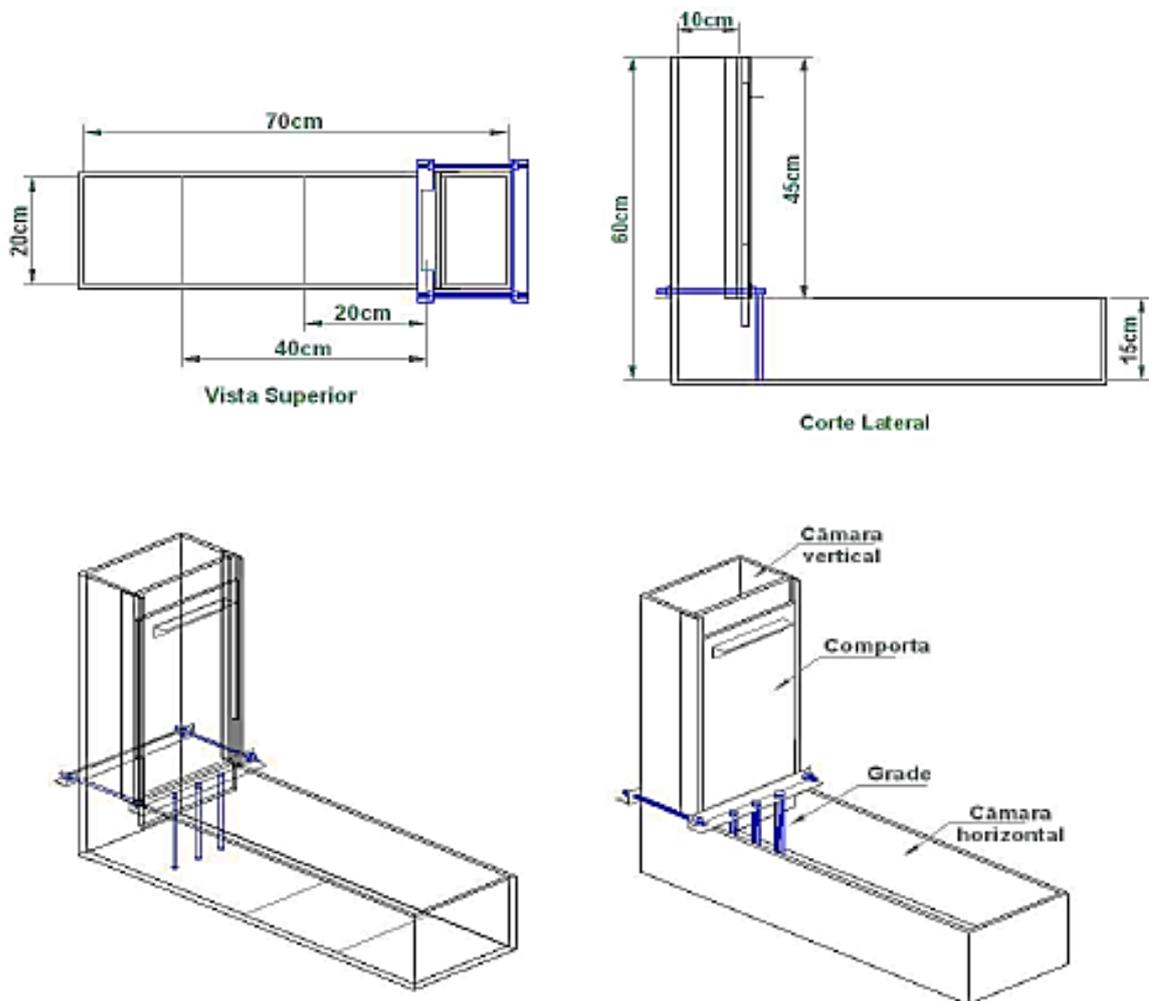


Figura B.1 – Detalhamento do equipamento *L-Box* (Adaptado de FURNAS, 2008)

A caixa foi executada em chapa acrílica de 6 mm de espessura e as barras de aço utilizadas foram de diâmetro igual a 10 mm, mesmo diâmetro utilizado para as barras longitudinais do pilares estudados.

O detalhamento do equipamento *V-Funeil* é apresentado na Figura B.2

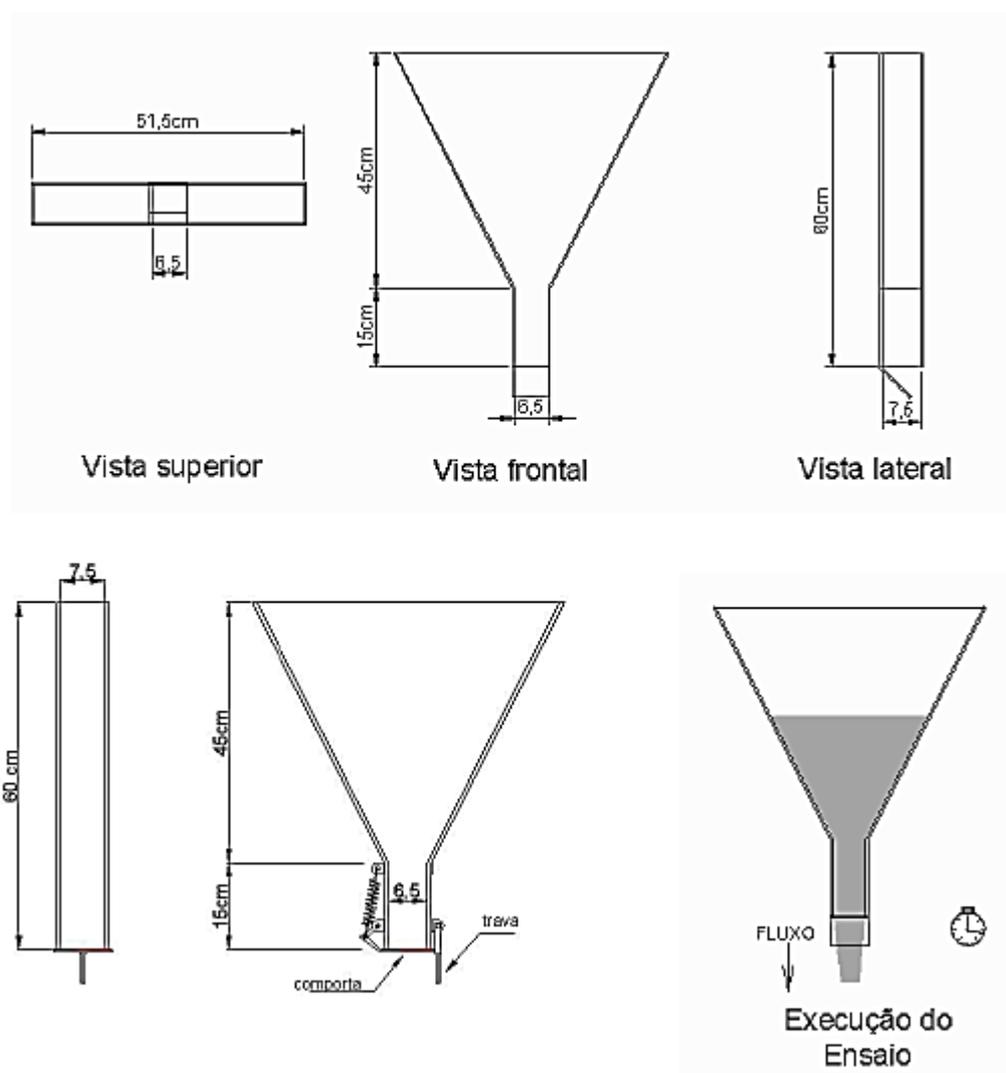


Figura B.2 – Detalhamento do *V-Funnel* (Adaptado de FURNAS, 2008)

O detalhamento da comporta está exposto na Figura B.3.

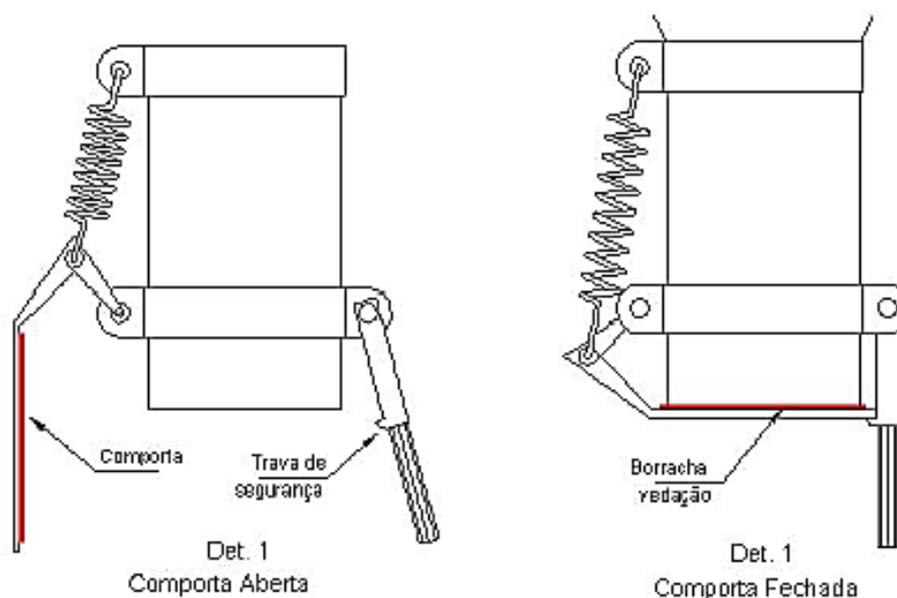


Figura B.3 – Detalhamento da comporta do V-Funnel

(Adaptado de FURNAS, 2008)

O equipamento foi confeccionado em chapa acrílica de 6 mm de espessura e a comporta em chapas de aço de 2 mm de espessura.

No teste da caixa L (*L-Box test*), foram obtidos os resultados apresentados na Tabela B.1. Estes resultados se encontram dentro dos parâmetros de referência que são: ***Lt20*** entre 0,5 e 1,5 segundos e ***Lt40*** entre 2 e 3 segundos (GOMES *et al.*, 2003a *apud* TUTIKIAN, 2004) e relação de bloqueio (***RB***) entre 0,8 e 1,0 (TUTIKIAN, 2004).

Tabela B.1- Resultados dos ensaios *L-Box Test*

Concretagem	$h1$ (mm)	$h2$ (mm)	$RB = h1/h2$	$T_{20}$ (seg)	$T_{40}$ (seg)
Substrato	103	83	0,81	1,0	2,0
Reforço	101	84	0,83	1,0	2,5

**$h1$** : Altura que o concreto permanece no início da caixa L  
 **$h2$** : Altura que o concreto permanece na extremidade da caixa L  
 **$RB=h1/h2$** : Relação de bloqueio  
 **$T_{20}$** : Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 20 cm da caixa L  
 **$T_{40}$** : Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 40 cm da caixa L

Os resultados obtidos no teste *V-Funnel 5 min* encontram-se dentro dos parâmetros estabelecidos para o CAA que é um tempo mínimo de escoamento de 6 e máximo de 12 segundos e uma diferença entre o primeiro e o segundo teste menor ou igual a três segundos (EFNARC, 2002). No teste de espalhamento (*Slump Flow*) os parâmetros indicados pelo EFNARC (2002) que estabelece o diâmetro de espalhamento variam entre 650 e 800 mm (Tabela B.2).

Tabela B.2- Resultados dos ensaios *V-Funnel e Slump - Flow*

<b>Concretagem</b>	<b>Tempo de escoamento (teste 1) (seg)</b>	<b>Tempo de escoamento (teste 2) (seg)</b>	<b><i>Slump Espalhamento</i> (mm)</b>
Substrato	9	11	752
Reforço	7	8	788

**APÊNDICE C**

Para a obtenção da resistência à compressão dos concretos nas datas dos ensaios (Tabela C.1), foram utilizadas as equações das curvas logarítmicas traçadas a partir dos resultados obtidos nos ensaios.

Os resultados dos ensaios de caracterização do concreto do substrato e reforço encontram-se nas Tabelas C.2 e C.3.

Tabela C.1- Resistência à compressão do substrato e reforço de todos os pilares

<b>Pilar</b>	<b>Substrato idade (dias)</b>	<b>Reforço idade (dias)</b>	<b>Resistência substrato <math>f_c</math> (MPa)</b>	<b>Resistência reforço <math>f_c</math> (MPa)</b>
PO	90	-	41,9	-
PR	80	-	41,3	-
P150-18	81	31	41,4	39,7
P150-26	83	33	41,5	40,1
P100-26a	116	67	43,3	45,0
P100-26b	116	67	43,3	45,0
P100-38	121	72	43,5	45,5
P100-50	123	74	43,6	45,7

Tabela C.0.1- Características do concreto do substrato

<b>Idade</b>	<b>Ensaio</b>	<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	<b><math>E_c</math> (GPa)</b>	<b><math>f_{ct}</math> (MPa)</b>
3 dias	CP1	20,6		2,5
	CP2	20,7		2,3
	Média	20,7		2,4
7 dias	CP1	30,3		3,2
	CP2	29,3		3,1
	Média	29,8		3,2
14 dias	CP1	35,5		3,3
	CP2	34,0		3,2
	Média	34,7		3,3
25 dias	CP1	36,4		
	CP2	35,7		
	Média	36,0		
28 dias	CP1	35,1	27,2	2,9
	CP2	39,2	29,3	3,6
	Média	37,2	28,6	3,3
90 dias	CP1	42,0		3,7
	CP2	43,2		3,4
	Média	42,6		3,5
104 dias	CP1	38,4	30,5	3,2
	CP2	40,1	31,7	3,5
	Média	39,2	31,3	3,4

Tabela C.0.2- Características do concreto do reforço

<b>Idade</b>	<b>Ensaio</b>	<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	<b><math>E_c</math> (GPa)</b>	<b><math>f_{ct}</math> (MPa)</b>
3 dias	CP1	20,5		2,4
	CP2	20,1		2,2
	Média	20,3		2,3
7 dias	CP1	34,4		2,9
	CP2	31,9		3,0
	Média	33,1		3,0
14 dias	CP1	36,3		3,8
	CP2	34,0		3,6
	Média	35,1		3,7
21 dias	CP1	31,4		3,6
	CP2	34,8		3,8
	Média	33,1		3,7
28 dias	CP1	29,7	29,8	4,0
	CP2	35,1	30,7	3,5
	Média	32,4	30,4	3,8
41 dias	CP1	43,7		3,8
	CP2	42,3		4,1
	Média	43,0		4,0
55 dias	CP1	41,4	31,9	4,0
	CP2	40,3	32,8	3,8
	Média	40,8	32,5	3,9

## APÊNDICE D

## D.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS

Tabela D.1- Deslocamentos horizontais e verticais de PO

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,04	0,14	0,24	0,14	0,00	0,06	0,22	0,00	0,34	0,40
30,0	0,04	0,57	0,78	0,58	0,06	0,14	0,47	0,00	0,72	1,20
40,0	0,26	1,71	2,22	1,65	1,47	0,19	0,91	0,00	1,55	3,10
50,0	0,51	2,91	3,75	2,78	1,81	0,32	1,30	0,11	2,36	4,20
60,0	0,67	4,17	5,38	4,01	2,24	0,66	1,70	0,52	3,30	6,20
70,0	1,24	5,78	7,38	5,48	2,59	0,98	2,11	1,04	4,42	8,30
80,0	1,64	7,99	10,19	7,50	3,06	1,47	2,66	1,95	5,92	11,20
90,0	2,00	10,11	12,91	9,65	3,63	1,85	3,22	2,70	7,36	14,10
100,0	2,77	12,81	16,33	12,33	4,53	2,37	3,89	3,69	9,32	17,40
110,0	3,44	15,81	20,21	15,18	5,30	2,62	4,67	4,34	11,43	21,50
120,0	4,39	20,27	26,02	19,77	6,59	2,66	6,05	4,90	16,32	34,20
<b><math>P_u = 126,7 \text{ kN}</math></b>										

Tabela D.2- Deslocamentos horizontais e verticais de PR

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
20,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40,0	0,01	0,03	0,21	0,21	0,50	0,16	0,06	0,05	0,24	0,30
60,0	0,16	0,38	0,58	0,49	0,51	0,28	0,11	0,08	0,54	0,70
80,0	0,25	0,67	0,90	0,72	0,56	0,37	0,20	0,09	0,74	1,00
100,0	0,34	0,91	1,19	0,95	0,61	0,45	0,24	0,09	1,04	1,10
150,0	0,75	1,70	2,10	1,65	0,85	0,68	0,43	0,15	1,27	2,00
200,0	1,07	2,37	2,90	2,26	0,98	0,99	0,54	0,21	1,57	3,00
250,0	1,43	3,05	3,71	2,85	1,06	1,13	0,75	0,23	1,84	3,80
300,0	2,00	3,96	4,74	3,61	1,31	1,34	0,83	0,28	2,37	4,60
350,0	3,15	5,47	6,22	4,65	1,54	1,53	0,92	0,31	3,30	6,20
400,0	4,34	6,95	7,72	5,70	1,92	1,65	1,35	0,44	4,56	7,60
450,0	5,76	8,89	9,79	7,18	2,28	1,96	1,95	0,52	5,65	9,00
500,0	7,10	11,09	12,23	8,87	2,45	2,45	2,19	0,61		11,60
520,0	8,04	13,05	14,58	10,68	3,00	2,92				13,50
540,0	9,07	16,26	18,43	13,68						19,20
<b><math>P_u = 542,2 \text{ kN}</math></b>										

Tabela D.3- Deslocamentos horizontais e verticais de P150-18

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,01	0,00	0,02	0,02	0,00	0,01	0,04	0,00	0,14	0,20
40,0	0,01	0,05	0,19	0,17	0,00	0,06	0,10	0,02	0,52	0,60
60,0	0,02	0,18	0,42	0,36	0,00	0,10	0,16	0,03	0,84	0,90
80,0	0,04	0,36	0,67	0,55	0,00	0,17	0,22	0,05	1,16	1,10
100,0	0,04	0,58	0,98	0,77	0,00	0,25	0,30	0,06	1,48	1,80
120,0	0,05	0,83	1,32	1,04	0,00	0,34	0,38	0,06	1,83	2,00
140,0	0,05	1,17	1,74	1,37	0,00	0,42	0,47	0,08	2,14	2,70
160,0	0,15	1,49	2,15	1,70	0,00	0,53	0,58	0,09	2,52	2,90
180,0	0,25	1,86	2,61	2,05	0,00	0,65	0,67	0,10	3,11	3,30
200,0	0,56	2,37	3,21	2,51	0,09	0,78	0,79	0,10	3,50	3,90
220,0	0,77	2,84	3,82	2,99	0,21	0,93	0,93	0,12	4,01	4,90
240,0	1,06	3,37	4,47	3,49	0,30	1,08	1,03	0,20	4,49	5,50
260,0	1,33	3,95	5,16	4,03	0,42	1,24	1,14	0,21	4,89	6,00
280,0	1,39	4,42	5,80	4,52	0,42	1,42	1,27	0,21	5,72	6,80
300,0	1,95	5,26	6,78	5,27	0,57	1,60	1,41	0,30	6,27	7,70
350,0	3,00	7,15	9,02	7,01	0,91	2,10	1,70	0,43	7,94	9,60
360,0	3,30	7,91	10,02	7,79	1,12	2,31	1,87	0,57	8,50	10,50
370,0	3,64	8,69	11,01	8,56	1,47	2,47	2,01	0,72	9,18	11,40
380,0	4,00	9,42	11,93	9,27	1,77	2,63	2,18	0,91	9,56	12,20
390,0										12,90
400,0										13,10
410,0										13,90
420,0										16,00
430,0										16,80
440,0										19,50
<b><math>P_u = 453,2 \text{ kN}</math></b>										

Tabela D.4- Deslocamentos horizontais e verticais de P150-26

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25,0	0,00	0,04	0,05	0,10	0,00	0,19	0,19	0,08	0,31	0,10
50,0	0,00	0,37	0,46	0,49	0,06	0,46	0,42	0,18	0,86	1,10
75,0	0,16	0,80	0,98	0,92	0,16	0,66	0,60	0,25	1,41	1,60
100,0	0,38	1,29	1,55	1,41	0,41	0,86	0,77	0,32	1,93	2,20
125,0	0,67	1,92	2,21	1,97	0,66	1,06	0,96	0,41	2,60	3,00
150,0	0,86	2,51	2,90	2,52	0,87	1,25	1,13	0,47	3,18	3,40
175,0	1,02	3,06	3,56	3,05	1,08	1,44	1,29	0,52	3,94	4,20
200,0	1,64	3,89	4,46	3,71	1,28	1,62	1,43	0,58	4,56	5,00
225,0	1,95	4,62	5,16	4,35	1,47	1,82	1,55	0,65	5,21	5,40
250,0	2,34	5,38	6,17	5,01	1,72	2,02	1,64	0,70	5,88	6,20
275,0	3,01	6,43	7,31	5,87	1,91	2,22	1,76	0,70	6,60	7,20
300,0	3,65	7,37	8,30	6,62	2,06	2,43	1,81	0,72	7,28	8,00
320,0	4,13	8,21	9,22	7,30	2,29	2,60	1,87	0,72	7,90	8,60
340,0	4,87	9,33	10,53	8,30	2,57	2,83	1,98	0,74	8,65	9,90
360,0	5,20	10,06	11,42	8,99	2,80	3,01	2,06	0,76	9,33	10,30
380,0	5,94	11,39	12,94	10,15	3,09	3,27	2,23	0,82	10,31	11,90
400,0	6,59	12,77	14,56	11,46	3,41	3,56	2,44	0,95	11,29	13,50
410,0	7,15	14,40	16,66	13,11	3,82	3,89	2,72	1,01	12,56	15,50
420,0										17,10
430,0										18,50
440,0										20,50
<b><math>P_u = 442,5 \text{ kN}</math></b>										

Tabela D.5- Deslocamentos horizontais e verticais de P100-26

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,00	0,00	0,11	0,05	0,00	0,05	0,10	0,02	0,19	0,20
40,0	0,00	0,09	0,37	0,25	0,00	0,16	0,29	0,03	0,55	0,80
60,0	0,01	0,35	0,71	0,51	1,05	0,25	0,46	0,03	0,87	1,40
80,0	0,01	0,58	1,02	0,72	1,05	0,35	0,62	0,03	1,19	1,70
100,0	0,01	0,85	1,37	0,96	1,16	0,45	0,77	0,03	1,50	2,10
120,0	0,01	1,13	1,74	1,26	1,23	0,55	0,93	0,06	1,84	2,70
140,0	0,01	1,48	2,28	1,66	1,32	0,70	1,13	0,11	2,21	3,20
160,0	0,01	1,90	2,85	2,07	1,37	0,85	1,32	0,19	2,56	3,90
180,0	0,01	2,28	3,37	2,51	1,45	0,99	1,53	0,29	3,18	4,80
200,0	0,04	2,60	3,99	3,01	1,81	1,16	1,74	0,38	3,73	5,50
220,0	0,36	3,31	4,90	3,71	1,98	1,35	1,79	0,52	4,10	6,70
240,0	0,36	3,62	5,50	4,17	2,07	1,52	2,22	0,65	4,76	7,00
260,0	0,53	4,36	6,45	4,92	2,47	1,71	2,43	0,82	5,24	8,30
280,0	0,61	4,73	7,21	5,55	2,58	1,92	2,71	1,01	5,74	8,90
300,0	0,91	5,15	8,07	6,26	2,95	2,17	2,88	1,26	6,54	10,80
320,0	1,29	7,89	10,39	7,99	3,57	2,41	3,18	1,62	7,47	11,80
340,0	2,02	9,25	12,15	9,26	3,85	2,75	3,47	1,98	9,38	13,80
<b><math>P_u = 389,9</math> kN</b>										

Tabela D.6- Deslocamentos horizontais e verticais de P100-38

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,01	0,01	0,09	0,07	0,00	0,09	0,21	0,03	0,23	0,20
40,0	0,03	0,25	0,43	0,40	0,00	0,27	0,51	0,05	0,67	0,90
60,0	0,09	0,48	0,75	0,67	0,00	0,41	0,73	0,08	0,97	1,40
80,0	0,12	0,98	1,35	1,24	0,67	0,55	0,91	0,11	1,39	2,10
100,0	0,25	1,24	1,67	1,44	0,67	0,71	1,08	0,12	1,83	2,50
120,0	0,32	1,61	2,11	1,81	0,67	0,87	1,19	0,14	2,20	3,10
140,0	0,35	1,94	2,49	2,08	0,67	1,04	1,35	0,15	2,66	3,60
160,0	0,40	2,27	2,95	2,44	0,75	1,23	1,52	0,15	3,10	4,20
180,0	0,44	2,67	3,47	2,85	0,97	1,42	1,63	0,14	3,56	4,80
200,0	0,51	3,15	4,09	3,37	1,46	1,61	1,73	0,14	4,04	5,30
220,0	0,60	3,68	4,64	3,78	1,46	1,78	1,81	0,13	4,54	5,90
240,0	0,80	4,21	5,20	4,24	1,50	1,97	1,73	0,13	5,03	6,50
260,0	1,18	4,79	5,90	4,94	2,05	2,16	1,82	0,10	5,53	7,10
280,0	1,42	5,57	6,72	5,40	2,10	2,37	1,97	0,08	6,31	7,90
300,0	1,76	6,16	7,40	5,87	2,19	2,57	2,08	0,08	6,76	8,30
320,0	2,19	7,01	8,38	6,63	2,56	2,82	2,24	0,01	7,34	9,20
340,0	2,53	7,69	9,10	7,20	2,63	3,05	2,37	0,06	7,93	10,10
360,0	3,10	8,82	10,40	8,19	2,88	3,37	2,55	0,24	8,70	11,10
380,0	3,10	9,82	11,57	9,10	3,39	3,67	2,75	0,47	9,55	12,60
390,0										13,90
400,0										14,30
410,0										15,00
420,0										16,10
430,0										17,30
<b><math>P_u = 441,0</math> kN</b>										

Tabela D.7- Deslocamentos horizontais e verticais de P100-50

<b>Carga (kN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>	<b>R5 (mm)</b>	<b>R6 (mm)</b>	<b>R7 (mm)</b>	<b>R8 (mm)</b>	<b>R9 (mm)</b>	<b>T (mm)</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,02	0,01	0,01	0,00	0,01	0,05	0,16	0,00	0,11	0,30
40,0	0,14	0,09	0,16	0,03	0,01	0,16	0,46	0,03	0,33	0,70
60,0	0,15	0,31	0,44	0,26	0,01	0,24	0,67	0,05	0,60	1,10
80,0	0,16	0,58	0,80	0,59	0,05	0,33	0,87	0,09	0,86	1,60
100,0	0,16	0,80	1,09	0,83	0,12	0,40	1,06	0,15	1,12	2,20
120,0	0,16	1,02	1,37	1,07	0,16	0,48	1,24	0,20	1,60	2,50
140,0	0,16	1,27	1,69	1,37	0,16	0,58	1,43	0,27	1,85	2,80
160,0	0,16	1,53	2,02	1,67	0,16	0,67	1,62	0,32	2,08	3,40
180,0	0,16	1,84	2,43	2,01	0,36	0,79	1,82	0,38	2,34	3,70
200,0	0,16	2,07	2,72	2,22	0,36	0,90	2,00	0,43	2,65	4,30
220,0	0,15	2,45	3,22	2,68	0,69	1,03	2,21	0,48	2,97	4,70
240,0	0,08	2,81	3,73	3,07	0,78	1,16	2,45	0,55	3,32	5,40
260,0	0,13	3,37	4,41	3,67	1,11	1,30	2,71	0,63	3,96	5,80
280,0	0,16	3,78	4,95	4,13	1,34	1,45	3,00	0,74	4,30	6,70
300,0	0,41	4,33	5,61	4,69	1,41	1,61	3,30	0,85	4,64	7,40
320,0	0,62	5,11	6,56	5,52	2,01	1,80	3,72	1,04	5,28	8,40
340,0	0,62	5,63	7,28	6,09	2,05	1,99	4,13	1,24	5,66	9,20
360,0	0,69	6,24	8,07	6,72	2,37	2,17	4,49	1,47	6,16	10,40
380,0	0,86	7,01	9,07	7,49	2,65	2,35	4,84	1,73	6,65	11,40
400,0	1,08	7,98	10,31	8,47	3,16	2,62	5,24	2,08	7,54	12,60
420,0	1,16	8,81	11,40	9,32	3,36	2,87	5,63	2,46	8,06	13,90
430,0										15,60
440,0										16,40
450,0										17,40
460,0										18,50
<b><math>P_u = 468,9</math> kN</b>										

## APÊNDICE E

## DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E CONCRETO

Tabela E.1- Deformações nas armaduras e concreto do pilar PO

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,00	-0,01	0,02	0,10	0,00	-0,06	-0,06	-0,08	-0,08
30,00	-0,06	-0,01	0,19	0,01	-0,12	-0,14	-0,16	-0,17
40,00	-0,12	-0,02	0,90	0,16	-0,18	-0,22	-0,24	-0,27
50,00	-0,17	-0,09	0,90	0,31	-0,26	-0,27	-0,22	-0,37
60,00	-0,22	-0,13	1,01	0,47	-0,42	-0,45	-0,39	-0,55
70,00	-0,24	-0,20	1,32	0,76	-0,67	-0,72	-0,66	-0,81
80,00	-0,26	-0,24	1,44	2,10	-0,95	-1,03	-0,90	-1,12
90,00	-0,29	-0,29			-1,21	-1,30	-1,18	-1,42
100,00	-0,33	-0,32			-1,50	-1,65	-1,52	-1,77
110,00	-0,36	-0,36			-1,83	-2,02	-1,90	-2,17
120,00	-0,40	-0,43			-2,21	-2,58	-2,47	-2,86

Tabela E.2- Deformações nas armaduras e concreto do pilar PR

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 2</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 4</b>	<b>Ext 5</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
20,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40,0	0,00	-0,01	-0,04	-0,04	0,01	0,02	-0,01	0,03	-0,02	-0,02	-0,08	-0,08
60,0	0,03	-0,12	-0,08	-0,06	0,02	0,04	-0,01	0,06	-0,10	-0,07	-0,19	-0,14
80,0	-0,06	-0,05	-0,12	-0,09	0,03	0,06	-0,02	0,03	-0,11	-0,03	-0,27	-0,20
100,0	-0,09	-0,09	-0,15	-0,12	0,04	0,07	0,09	0,06	-0,18	-0,09	-0,34	-0,26
150,0	-0,15	-0,15	-0,23	-0,19	0,06	0,12	0,07	0,06	-0,36	-0,24	-0,49	-0,39
200,0	-0,20	-0,20	-0,32	-0,26	0,08	0,15	0,05	0,08	-0,48	-0,39	-0,65	-0,53
250,0	-0,24	-0,18	-0,35	-0,32	0,10	0,19	0,06	0,11	-0,63	-0,53	-0,83	-0,64
300,0	-0,33	-0,20	-0,43	-0,38	0,12	0,23	0,06	0,15	-0,77	-0,70	-0,94	-0,77
350,0	-0,39	-0,26	-0,47	-0,43	0,36	0,28	0,09	0,19	-0,87	-0,86	-1,05	-0,91
400,0	-0,60	-0,36	-0,56	-0,49	0,40	0,37	0,13	0,31	-0,83	-1,06	-1,17	-1,06
450,0	-0,61	-0,44	-0,64	-0,54	0,50	0,51	0,29	0,45	-1,02	-1,30	-1,32	-1,18
500,0	-0,65	-0,49	-0,72	-0,58	0,63	0,70	0,40	0,65	-1,24	-1,50	-1,54	-1,36
520,0	-0,64	-0,30	-0,81	-0,59	0,86	1,01	0,49	0,98	-1,61	-1,71	-1,68	-1,51
540,0	-0,66	-0,23	-0,91	-0,58	1,27	1,57	0,86	1,54	-1,87	-2,10	-1,96	-1,77

Tabela E.3- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P150-18

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,02	0,21	0,00	-0,01	0,04	0,00	-0,02
40,0	-0,05	-1,36	-0,01	-0,02	0,15	-0,03	-0,09
60,0	-0,08	-3,45	-0,01	-0,02	0,01	-0,10	-0,15
80,0	-0,12	0,32	-0,02	0,09	-0,02	-0,18	-0,21
100,0	-0,15	0,45	-0,01	0,11	-0,05	-0,24	-0,29
120,0	-0,18	0,51	-0,01	0,26	-0,07	-0,28	-0,36
140,0	-0,21	0,68	0,00	0,23	-0,03	-0,32	-0,43
160,0	-0,23	0,92	0,03	0,28	-0,05	-0,33	-0,50
180,0	-0,26	1,15	0,04	0,26	-0,05	-0,37	-0,59
200,0	-0,27	1,39	0,07	0,18	-0,06	-0,44	-0,67
220,0	-0,29	1,45	0,10	0,18	-0,04	-0,49	-0,77
240,0	-0,30	1,52	0,14	0,17	-0,04	-0,62	-0,87
260,0	-0,31	1,59	0,18	0,20	0,08	-0,66	-0,96
280,0	-0,33	1,67	0,24	0,62	-0,05	-0,79	-1,09
300,0	-0,28	1,75	0,29	-0,10	0,05	-0,86	-1,13
350,0	-0,29	2,02	0,44	-0,13	0,03	-1,16	-1,46
360,0	-0,29	2,14	0,52	0,06	0,01	-1,36	-1,63
370,0	-0,29	2,24	0,59	0,14	0,08	-1,46	-1,75
380,0	-0,12	2,36	0,71	0,24	0,81	-1,70	-1,86
390,0	-0,14	2,55	0,79	0,24	0,21	-1,75	-2,00
400,0	-0,13	2,64	0,81	-0,12	0,14	-1,80	-2,09
410,0	-0,11	2,75	0,88	-0,13	0,11	-1,79	-2,20
420,0	-0,09	2,91	0,99	-0,14	0,11	-1,83	-2,32
430,0	-0,04	3,16	1,16	-0,14	0,14	-2,12	-2,50
440,0	0,02	3,49	1,38	-0,14	0,49	-2,51	-2,72
450,0	0,12	4,86		-0,02			

Tabela E.4- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P150-26

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25,0	0,36	0,44	0,08	-0,05	-0,29	-0,08
50,0	0,29	0,41	-0,09	-0,13	-0,35	-0,17
75,0	0,25	0,40	0,09	-0,21	-0,40	-0,24
100,0	-0,20	0,44	-0,18	-0,30	-0,48	-0,25
125,0	-0,25	0,44	-0,12	-0,39	-0,55	-0,33
150,0	-0,28	0,45	-0,03	-0,47	-0,74	-0,38
175,0	-0,60	0,46	-0,13	-0,57	-0,76	-0,47
200,0	-0,06	0,53	-0,33	-0,67	-0,99	-0,56
225,0	-0,12	0,57	-0,35	-0,78	-1,13	-0,66
250,0	-0,03	0,64	-0,33	-0,89	-1,15	-0,77
275,0	11,08	0,38	-0,40	-1,03	-1,39	-1,02
300,0	-0,13	0,78	-0,04	-1,12	-1,35	-1,12
320,0	0,46	0,81	0,15	-1,24	-1,50	-1,24
340,0	22,97	0,79	-0,28	-1,36	-1,89	-1,35
360,0	11,39	0,87	-0,13	-1,46	-2,05	-1,47
380,0	20,40	1,66	-0,22	-1,61	-2,26	-1,58
400,0	4,47	1,80	-0,22	-1,74	-2,39	-1,75
410,0	1,12	2,13	-0,17	-1,94	-2,76	-2,05
420,0	1,26	1,72	-0,39	-2,18	-3,00	-2,34
430,0	1,25	1,90	-0,39	-2,28	-3,09	-2,48
440,0	1,26	2,25	-0,39	-2,49	-3,38	-2,78

Tabela E.5- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P100-26a

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 4</b>	<b>Ext 5</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,02	0,00	-0,01	-0,06	0,00	0,02	-0,29	-0,04	-0,05	-0,02	-0,03
40,0	-0,06	-0,03	-0,03	-0,04	0,01	0,03	-0,35	-0,14	-0,16	-0,09	-0,11
60,0	-0,11	-0,06	-0,06	-0,04	0,01	0,04	-0,34	-0,24	-0,26	-0,12	-0,19
80,0	-0,14	-0,09	-0,09	-0,06	0,02	0,05	-0,20	-0,32	-0,36	-0,18	-0,26
100,0	-0,18	-0,12	-0,11	-0,05	0,02	0,09	-0,09	-0,41	-0,46	-0,26	-0,34
120,0	-0,22	-0,15	-0,14	-0,02	0,06	0,10	-0,34	-0,50	-0,55	-0,34	-0,41
140,0	-0,25	-0,17	-0,14	0,05	0,15	0,23	-0,31	-0,63	-0,70	-0,41	-0,54
160,0	-0,26	-0,20	-0,14	0,18	0,27	0,35	-0,26	-0,78	-0,85	-0,54	-0,67
180,0	-0,29	-0,22	-0,15	0,23	0,36	0,44	-0,30	-0,89	-0,99	-0,64	-0,79
200,0	-0,31	-0,24	-0,16	0,28	0,44	0,51	-0,23	-1,04	-1,12	-0,76	-0,91
220,0	-0,35	-0,28	-0,17	0,38	0,53	0,62	-0,14	-1,17	-1,28	-0,86	-1,05
240,0	-0,37	-0,31	-0,18	0,45	0,62	0,70	-0,07	-1,32	-1,42	-1,00	-1,19
260,0	-0,40	-0,33	-0,18	0,62	0,73	0,82	0,07	-1,48	-1,59	-1,15	-1,34
280,0	-0,42	-0,36	-0,17	0,67	0,83	0,94	0,16	-1,61	-1,75	-1,26	-1,49
300,0	-0,46	-0,38	-0,18	0,82	1,00	1,13	0,20	-1,84	-1,98	-1,45	-1,71
320,0	-0,48	-0,40	-0,16	0,96	1,17	1,33	0,30	-2,04	-2,21	-1,64	-1,91
340,0	-0,50	-0,41	-0,12	1,15	1,43	1,62	0,50	-2,34	-2,51	-1,90	-2,21

Tabela E.6- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P100-26b

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 4</b>	<b>Ext 5</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,00	-0,01	0,00	-0,01	0,00	0,08	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00
40,0	-0,03	-0,02	-0,03	0,03	0,05	2,78	0,00	-0,11	-0,14	-0,10	-0,11
60,0	-0,07	-0,05	-0,04	0,06	0,10	1,31	0,03	-0,23	-0,26	-0,16	-0,22
80,0	-0,10	-0,07	-0,06	0,09	0,15	39,67	0,07	-0,33	-0,38	-0,23	-0,33
100,0	-0,13	-0,10	-0,07	0,13	0,20	-2,74	0,10	-0,44	-0,48	-0,31	-0,43
120,0	-0,16	-0,12	-0,08	0,18	0,26	1,24	0,14	-0,55	-0,59	-0,36	-0,53
140,0	-0,19	-0,15	-0,09	0,22	0,31		0,18	-0,65	-0,72	-0,45	-0,64
160,0	-0,22	-0,17	-0,10	0,26	0,36		0,22	-0,75	-0,83	-0,52	-0,74
180,0	-0,25	-0,20	-0,11	0,30	0,42		0,26	-0,86	-0,95	-0,62	-0,85
200,0	-0,27	-0,22	-0,12	0,35	0,49		0,31	-0,97	-1,05	-0,71	-0,96
220,0	-0,30	-0,24	-0,13	0,46	0,55		0,28	-1,09	-1,17	-0,78	-1,07
240,0	-0,33	-0,27	-0,13	0,50	0,61		0,32	-1,20	-1,30	-0,86	-1,18
260,0	-0,35	-0,29	-0,14	0,68	0,69		0,38	-1,32	-1,40	-1,00	-1,29
280,0	-0,38	-0,30	-0,14	0,71	0,76		0,42	-1,43	-1,53	-1,04	-1,40
300,0	-0,43	-0,34	-0,14	0,93	0,96		0,57	-1,72	-1,82	-1,32	-1,68
320,0	-0,44	-0,36	-0,12	5,22	1,09		0,67	-1,89	-1,99	-1,46	-1,85
340,0	-0,47	-0,37	-0,09	5,34	1,34		0,86	-2,16	-2,29	-1,71	-2,13
360,0	-0,47	-0,38	-0,05	3,83	1,53		1,02	-2,35	-2,50	-1,86	-2,32
370,0	-0,49	-0,39	0,01	3,71	1,80		1,19	-2,61	-2,85	-2,09	-2,56
380,0	-0,52	-0,38	0,15		2,46		1,78	-2,00	-3,20	-2,28	-3,04

Tabela E.7- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P100-38

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 5</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,00	0,00	0,02	0,00	-0,02	-0,02	2,71	-0,04	-0,04
40,0	0,00	0,02	0,08	0,00	-0,05	0,02	12,91	-0,05	-0,10
60,0	0,00	0,02	0,15	0,00	-0,09	-0,02	0,44	-0,16	-0,19
80,0	0,00	0,03	0,17	0,00	-0,12	-0,05	2,68	-0,25	-0,29
100,0	0,00	0,04	0,19	0,00	-0,15	-0,06	-0,24	-0,34	-0,37
120,0	0,00	0,05	0,21	0,00	-0,20	-0,08	0,41	-0,44	-0,45
140,0	0,00	0,07	0,25	0,00	-0,24	-0,11	-0,16	-0,56	-0,55
160,0	0,04	0,14	0,36	0,00	-0,26	-0,13	0,61	-0,69	-0,68
180,0	0,07	0,19	0,42	0,00	-0,29	-0,15	1,00	-0,81	-0,77
200,0	0,09	0,23	0,48	0,00	-0,32	-0,16	-0,43	-0,91	-0,87
220,0	0,11	0,26	0,56	0,00	-0,35	-0,17	1,73	-1,03	-0,95
240,0	0,13	0,30	0,61	0,00	-0,39	-0,19	1,13	-1,12	-1,05
260,0	0,16	0,34	0,72	0,00	-0,43	-0,19	-2,22	-1,25	-1,14
280,0	0,26	0,39	0,80	0,00	-0,46	-0,20	-2,49	-1,37	-1,24
300,0	0,28	0,44	0,83	0,00	-0,50	-0,23	-2,84	-1,46	-1,34
320,0	0,32	0,51	0,92	0,00	-0,53	-0,24	-3,26	-1,62	-1,46
340,0	0,35	0,57	1,02	0,00	-0,57	-0,27	-3,49	-1,73	-1,56
360,0	0,43	0,69	1,21	0,00	-0,61	-0,29	-4,00	-1,93	-1,69
380,0	0,50	0,78	1,49	0,00	-0,64	-0,32	-4,28	-2,10	-1,80
390,0	0,55	1,03		0,00	-0,66	-0,34	-5,05	-2,39	-1,85
400,0	0,60	1,10		0,00	-0,68	-0,37	-5,06	-2,49	-1,92
410,0	0,65	1,19		0,00	-0,68	-0,40	-5,41	-2,60	-2,03
420,0	0,74	1,32		0,00	-0,69	-0,43	-5,85	-2,74	-2,16
430,0	0,90	1,55		0,00	-0,69	-0,50	-6,24	-2,96	-2,41
440,0	1,53	2,61		0,00	0,60	-0,05		3,87	0,67

Tabela E.8- Deformações nas armaduras e concreto do pilar P100-50

<b>Carga (kN)</b>	<b>Ext 6</b>	<b>Ext 7</b>	<b>Ext 8</b>	<b>Ext 1</b>	<b>Ext 2</b>	<b>Ext 3</b>	<b>Ext 4</b>	<b>Ext 9</b>	<b>Ext 10</b>	<b>Ext 11</b>	<b>Ext 12</b>
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	0,00	-0,01	-0,19	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,03	-0,09	-0,02	-0,02
40,0	0,00	-0,01	-0,24	-0,03	-0,03	-0,04	-0,06	-0,08	-0,16	-0,07	-0,08
60,0	0,01	-0,01	-0,34	-0,07	-0,05	-0,07	-0,11	-0,14	-0,23	-0,12	-0,15
80,0	0,02	0,00	-0,34	-0,10	-0,07	-0,10	-0,14	-0,20	-0,30	-0,17	-0,22
100,0	0,03	0,02	-0,35	-0,13	-0,08	-0,13	-0,16	-0,26	-0,40	-0,24	-0,30
120,0	0,04	0,02	-0,35	-0,16	-0,10	-0,16	-0,19	-0,33	-0,48	-0,29	-0,37
140,0	0,05	0,02	-0,35	-0,19	-0,13	-0,19	-0,22	-0,40	-0,62	-0,36	-0,44
160,0	0,07	0,05	-0,34	-0,22	-0,14	-0,22	-0,28	-0,48	-0,70	-0,42	-0,51
180,0	0,09	0,07	-0,34	-0,26	-0,17	-0,24	-0,32	-0,56	-0,80	-0,48	-0,59
200,0	0,11	0,08	-0,32	-0,29	-0,19	-0,27	-0,36	-0,64	-0,92	-0,56	-0,67
220,0	0,14	0,12	-0,28	-0,32	-0,20	-0,31	-0,39	-0,72	-1,01	-0,63	-0,76
240,0	0,21	0,19	-0,17	-0,35	-0,21	-0,33	-0,43	-0,85	-1,14	-0,76	-0,89
260,0	0,27	0,22	-0,10	-0,39	-0,22	-0,34	-0,48	-0,96	-1,28	-0,86	-1,00
280,0	0,31	0,27	0,03	-0,42	-0,23	-0,37	-0,52	-1,06	-1,40	-0,98	-1,11
300,0	0,37	0,32	0,10	-0,44	-0,24	-0,39	-0,63	-1,19	-1,52	-1,06	-1,22
320,0	0,46	0,42	0,25	-0,47	-0,25	-0,41	-0,69	-1,32	-1,66	-1,19	-1,35
340,0	0,53	0,51	0,39	-0,50	-0,26	-0,44	-0,75	-1,47	-1,79	-1,31	-1,48
360,0	0,64	0,60	0,55	-0,54	-0,26	-0,46	-0,78	-1,63	-1,96	-1,44	-1,64
380,0	0,75	0,70	0,66	-0,57	-0,28	-0,48	-0,81	-1,80	-2,12	-1,57	-1,80
400,0	0,89	0,87	0,88	-0,62	-0,28	-0,50	-0,83	-2,02	-2,29	-1,77	-2,00
420,0	1,05	1,02	1,08	-0,65	-0,27	-0,52	-0,86	-2,22	-2,50	-1,94	-2,20
430,0	1,36	1,25	1,42	-0,68	-0,25	-0,53	-0,89	-2,49	-2,62	-2,14	-2,50
440,0	1,43	1,32	1,50	-0,69	-0,24	-0,53	-0,91	-2,61	-2,71	-2,21	-2,59
450,0	1,56	1,43	1,64	-0,71	-0,23	-0,53	-0,94	-2,79	-2,94	-2,34	-2,74
460,0	1,79	1,61	1,87	-0,73	-0,20	-0,44	-0,94	-3,03	-3,18	-2,53	-2,99

## APÊNDICE F

Os deslocamentos verticais entre o concreto do reforço e do substrato registrados pelos LVDT's são apresentados nas Tabelas F.1 a F.6 e os deslocamentos horizontais são apresentados nas Tabelas F.7 a F.10.

Tabela F.1- Deslocamentos verticais do pilar P150-18

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>	<b>LVDT-16</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00093	-0,00050	-0,00001	0,00072
40,0	-0,00099	-0,00050	-0,00032	0,00030
60,0	-0,00149	-0,00100	-0,00114	0,00095
80,0	-0,00150	-0,00040	-0,00032	0,00207
100,0	-0,00215	-0,00107	-0,00084	0,00110
120,0	-0,00132	-0,00060	-0,00214	0,00069
140,0	-0,00277	-0,00072	-0,00213	-0,00018
160,0	-0,00301	-0,00072	-0,00136	-0,00030
180,0	-0,00392	-0,00059	-0,00170	0,00105
200,0	-0,00441	-0,00076	-0,00324	0,00012
220,0	-0,00449	-0,00016	-0,00353	-0,00173
240,0	-0,00502	0,00046	-0,00310	-0,00438
260,0	-0,00601	0,00135	-0,00259	-0,00264
280,0	-0,00755	0,00116	-0,00217	-0,00179
300,0	-0,00792	0,00127	-0,00279	-0,00222
350,0	-0,00661	0,00323	-0,00293	-0,00549
360,0	-0,00615	0,00515	-0,00127	-0,00570
370,0	-0,00630	0,00513	-0,00168	-0,00661
380,0	-0,00758	0,00535	-0,00144	-0,00744
390,0	-0,00965	0,00475	0,00016	-0,00810
400,0	-0,00905	0,00374	0,00089	-0,01114
410,0	-0,01066	0,00291	-0,00082	-0,01171
420,0	-0,01048	0,00404	-0,00039	-0,01144
430,0	-0,01084	0,00373	-0,00246	-0,01289
440,0	-0,00998	0,00549	-0,00237	-0,01388

Tabela F.2- Deslocamentos verticais do pilar P150-26

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000
25,0	0,00049	-0,00069	0,00052
50,0	0,00090	-0,00131	0,00003
75,0	0,00089	-0,00134	-0,00042
100,0	0,00081	-0,00089	0,00009
125,0	0,00127	-0,00136	-0,00109
150,0	0,00163	-0,00089	-0,00070
175,0	0,00147	-0,00038	-0,00026
200,0	0,00140	-0,00164	-0,00064
225,0	0,00223	-0,00153	-0,00164
250,0	0,00200	-0,00169	-0,00098
275,0	-0,00162	-0,00496	-0,00458
300,0	-0,00278	-0,00628	-0,00494
320,0	-0,00294	-0,00596	-0,00533
340,0	-0,00219	-0,00727	-0,00595
360,0	-0,00213	-0,00647	-0,00622
380,0	-0,00185	-0,00700	-0,00623
400,0	-0,00335	-0,00881	-0,00574
410,0	-0,00574	-0,01074	0,00036
420,0	-0,00098	-0,01216	0,00377
430,0	-0,00245	-0,01273	0,00619
440,0	-0,00381	-0,01232	0,00814

Tabela F.3- Deslocamentos verticais do pilar P100-26a

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>	<b>LVDT-16</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00047	-0,00118	-0,00080	-0,00056
40,0	-0,00058	-0,00190	-0,00150	-0,00146
60,0	-0,00122	-0,00210	-0,00184	-0,00230
80,0	-0,00171	-0,00299	-0,00262	-0,00276
100,0	-0,00237	-0,00253	-0,00268	-0,00330
120,0	-0,00244	-0,00293	-0,00315	-0,00317
140,0	-0,00261	-0,00303	-0,00338	-0,00350
160,0	-0,00270	-0,00360	-0,00367	-0,00399
180,0	-0,00316	-0,00370	-0,00458	-0,00528
200,0	-0,00447	-0,00328	-0,00449	-0,00606
220,0	-0,00553	-0,00409	-0,00570	-0,00761
240,0	-0,00679	-0,00337	-0,00573	-0,00741
260,0	-0,00833	-0,00374	-0,00668	-0,00881
280,0	-0,00884	-0,00132	-0,00761	-0,00934
300,0	-0,01146	-0,00127	-0,00862	-0,01071
320,0	-0,01346	0,00134	-0,00957	-0,01186
340,0	-0,01561	0,00479	-0,00935	-0,01254

Tabela F.4- Deslocamentos verticais do pilar P100-26b

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>	<b>LVDT-16</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	0,00020	0,00034	0,00003	0,00013
40,0	0,00008	-0,00045	0,00023	0,00083
60,0	-0,00057	0,00134	0,00054	0,00116
80,0	-0,00028	0,00031	0,00011	0,00114
100,0	0,00034	0,00118	-0,00003	0,00098
120,0	-0,00030	0,00213	0,00076	0,00100
140,0	-0,00018	0,00247	-0,00007	0,00052
160,0	0,00006	0,00255	0,00018	0,00084
180,0	-0,00048	0,00158	0,00049	0,00144
200,0	-0,00101	0,00083	0,00016	0,00110
220,0	-0,00122	0,00134	-0,00057	-0,00040
240,0	-0,00153	0,00098	-0,00029	0,00004
260,0	-0,00227	0,00080	0,00046	0,00103
280,0	-0,00322	-0,00107	-0,00005	0,00169
300,0	-0,00308	-0,00181	-0,00021	0,00142
320,0	-0,00268	-0,00110	-0,00083	-0,00046
340,0	-0,00352	-0,00220	-0,00048	0,00071
360,0	-0,00413	-0,00281	-0,00081	0,00010
370,0	-0,03925	-0,00217	-0,00129	-0,00147
380,0	-0,04384	-0,00131	0,00226	-0,00101

Tabela F.5- Deslocamentos verticais do pilar P100-38

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>	<b>LVDT-16</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	0,00049	0,00045	0,00031	0,00009
40,0	0,00015	-0,00013	0,00011	0,00038
60,0	-0,00036	-0,00032	-0,00054	-0,00107
80,0	-0,00070	-0,00061	-0,00049	-0,00065
100,0	-0,00174	-0,00176	-0,00049	-0,00006
120,0	-0,00237	-0,00261	-0,00140	-0,00025
140,0	-0,00246	-0,00307	-0,00162	-0,00164
160,0	-0,00185	-0,00374	-0,00180	-0,00161
180,0	-0,00235	-0,00467	-0,00186	-0,00098
200,0	-0,00286	-0,00471	-0,00227	-0,00199
220,0	-0,00410	-0,00628	-0,00253	-0,00148
240,0	-0,00392	-0,00618	-0,00303	-0,00238
260,0	-0,00430	-0,00335	-0,00360	-0,00250
280,0	-0,00482	-0,00227	-0,00343	-0,00158
300,0	-0,00535	0,00144	-0,00383	-0,00228
320,0	-0,00689	0,00263	-0,00514	-0,00386
340,0	-0,00826	0,00472	-0,00517	-0,00357
360,0	-0,01009	0,00577	-0,00671	-0,00430
380,0	-0,10926	0,01061	-0,00751	-0,00387
390,0	-0,08476	0,01961	-0,01033	-0,00603
400,0	-0,11618	0,01789	-0,01079	-0,00635
410,0	-0,11960	0,01813	-0,01091	-0,00633
420,0	-0,12432	0,01654	-0,01172	-0,00659
430,0	-0,12665	0,01613	-0,01234	-0,00773
440,0	0,34751	-64,36229	-0,01245	0,00306

Tabela F.6- Deslocamentos verticais do pilar P100-50

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-13</b>	<b>LVDT-14</b>	<b>LVDT-15</b>	<b>LVDT-16</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00166	-0,00154	-0,00212	-0,00233
40,0	-0,00297	-0,00124	-0,00212	-0,00317
60,0	-0,00430	-0,00107	-0,00184	-0,00275
80,0	-0,00334	-0,00147	-0,00240	-0,00328
100,0	-0,00339	-0,00075	-0,00247	-0,00271
120,0	-0,00249	-0,00087	-0,00264	-0,00295
140,0	-0,00261	-0,00121	-0,00321	-0,00359
160,0	-0,00310	-0,00056	-0,00310	-0,00284
180,0	-0,00484	-0,00054	-0,00232	-0,00195
200,0	-0,00553	-0,00078	-0,00346	-0,00245
220,0	-0,00499	-0,00168	-0,00288	-0,00105
240,0	-0,00361	-0,00089	-0,00376	-0,00162
260,0	-0,00400	-0,00084	-0,00332	-0,00063
280,0	-0,00348	-0,00072	-0,00351	-0,00098
300,0	-0,00314	-0,00076	-0,00355	-0,00132
320,0	-0,00393	-0,00060	-0,00326	-0,00182
340,0	-0,00474	-0,00096	-0,00415	-0,00202
360,0	-0,00494	-0,00169	-0,00599	-0,00253
380,0	-0,07628	-0,00194	-0,00587	-0,00143
400,0	-0,08049	-0,00278	-0,00721	-0,00005
420,0	-0,03103	-0,00295	-0,00803	0,00201
430,0	-0,10712	-0,00269	-0,00527	-0,00264
440,0	-0,10564	-0,00339	-0,00679	-0,00394
450,0	-0,10027	-0,00319	-0,00676	-0,00503
460,0	-0,08307	0,00193	-0,00538	-0,00515

Tabela F.7- Deslocamentos horizontais do pilar P100-26a

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-17</b>	<b>LVDT-18</b>	<b>LVDT-19</b>	<b>LVDT 20</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00107	-0,00065	0,00234	-0,00011
40,0	-0,00127	-0,00172	0,00172	-0,00169
60,0	-0,00187	-0,00149	0,00005	-0,00153
80,0	-0,00185	0,00238	0,00058	-0,00243
100,0	-0,00142	-0,00089	-0,00132	-0,00226
120,0	-0,00036	0,00188	-0,00218	-0,00222
140,0	0,00160	0,00234	0,00022	-0,00313
160,0	-0,00076	-0,00229	-0,00540	-0,00532
180,0	-0,00221	-0,00614	-0,01200	-0,00720
200,0	-0,00185	-0,00821	-0,01689	-0,00837
220,0	-0,00552	-0,01276	-0,01995	-0,00856
240,0	-0,00597	-0,01404	-0,02409	-0,00990
260,0	-0,00842	-0,01549	-0,02858	-0,01120
280,0	-0,00897	-0,01696	-0,02846	-0,01029
300,0	-0,01055	-0,01921	-0,03243	-0,01201
320,0	-0,01122	-0,01946	-0,03517	-0,01069
340,0	-0,01222	-0,01928	-0,03706	-0,01322
360,0	-0,02227	-0,03114	-0,04594	-0,01429

Tabela F.8- Deslocamentos horizontais do pilar P100-26b

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-17</b>	<b>LVDT-18</b>	<b>LVDT-19</b>	<b>LVDT 20</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00039	-0,00058	-0,00031	0,00037
40,0	0,00094	-0,00151	-0,00040	-0,00051
60,0	0,00043	-0,00047	-0,00164	0,00035
80,0	0,00071	-0,00053	-0,00093	-0,00290
100,0	0,00150	-0,00005	-0,00050	-0,00332
120,0	0,00123	0,00089	-0,00084	-0,00359
140,0	0,00028	0,00128	0,00019	-0,00535
160,0	-0,00032	-0,00052	-0,00021	-0,00321
180,0	0,00116	-0,00063	-0,00189	-0,00507
200,0	0,00231	-0,00004	-0,00251	-0,00599
220,0	0,00022	-0,00083	-0,00208	-0,00837
240,0	-0,00054	-0,00171	-0,00273	-0,00703
260,0	-0,00026	-0,00164	-0,00306	-0,00910
280,0	0,00110	-0,00137	-0,00345	-0,00767
300,0	-0,00211	-0,00230	-0,00371	-0,00943
320,0	-0,00358	-0,00255	-0,00199	-0,01009
340,0	-0,00066	-0,00375	-0,00387	-0,00687
360,0	0,00471	0,00009	-0,00340	-0,00518
370,0	-0,00476	-0,00115	0,00454	-0,01167
380,0	-57,98281	-69,44771	-64,89948	-0,02349

Tabela F.9- Deslocamentos horizontais do pilar P100-38

<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-17</b>	<b>LVDT-18</b>	<b>LVDT-19</b>	<b>LVDT 20</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	0,00144	-0,00036	0,00039	-0,00225
40,0	-0,00469	-0,00044	-0,00035	-0,00315
60,0	-0,00725	-0,00136	-0,00142	-0,00544
80,0	-0,00750	-0,00169	-0,00264	-0,00520
100,0	-0,00818	-0,00197	-0,00427	-0,00796
120,0	-0,00671	-0,00206	-0,00560	-0,00747
140,0	-0,00690	-0,00256	-0,00450	-0,01080
160,0	-0,00727	-0,00341	-0,00465	-0,01025
180,0	-0,00786	-0,00422	-0,00507	-0,01340
200,0	-0,00667	-0,00396	-0,00562	-0,01396
220,0	-0,00781	-0,00569	-0,00708	-0,01593
240,0	-0,00536	-0,00541	-0,00787	-0,01525
260,0	-0,00556	-0,00578	-0,00811	-0,01528
280,0	-0,00552	-0,00897	-0,00909	-0,01809
300,0	-0,00354	-0,01205	-0,00899	-0,01887
320,0	-0,00627	-0,01557	-0,01245	-0,01746
340,0	-0,00639	-0,01660	-0,01343	-0,01799
360,0	-0,00633	-0,02431	-0,01597	-0,01553
380,0	-0,00627	-0,03335	-0,01711	-0,00888
390,0	-0,00703	-0,04142	-0,01449	0,00252
400,0	-0,00709	-0,04595	-0,01521	0,00873
410,0	-0,00709	-0,04589	-0,01628	0,01537
420,0	-0,00685	-0,05113	-0,01718	0,01712
430,0	-0,00729	-0,05837	-0,00878	0,02614
440,0	-0,00937	-59,15633	-57,89809	0,01823

Tabela F.10- Deslocamentos horizontais do pilar P100-50

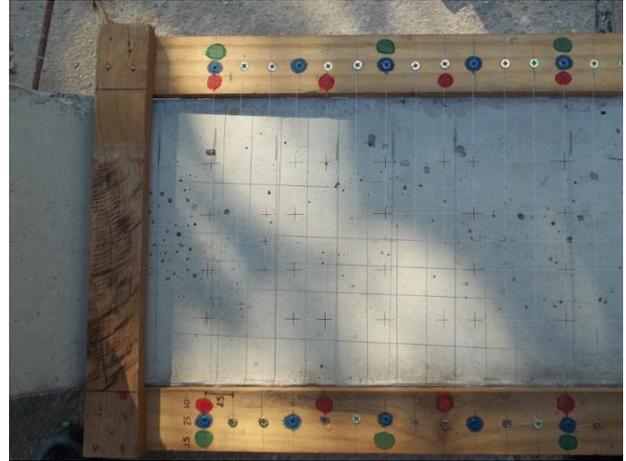
<b>Carga (kN)</b>	<b>LVDT-17</b>	<b>LVDT-18</b>	<b>LVDT-19</b>	<b>LVDT 20</b>
10,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,0	-0,00213	-0,00260	-0,00087	-0,00366
40,0	-0,00279	-0,00019	-0,00164	0,00033
60,0	-0,00287	-0,00004	-0,00237	0,00120
80,0	-0,00297	0,00176	-0,00173	0,00108
100,0	-0,00284	-0,00125	-0,00164	0,00036
120,0	-0,00387	-0,00053	-0,00195	0,00065
140,0	-0,00585	-0,00176	-0,00232	-0,00017
160,0	-0,00791	-0,00290	-0,00212	-0,00014
180,0	-0,01090	-0,00573	-0,00269	-0,00177
200,0	-0,01577	-0,00794	-0,00347	-0,00312
220,0	-0,01840	-0,00943	-0,00407	-0,00590
240,0	-0,02137	-0,01122	-0,00543	-0,00964
260,0	-0,02314	-0,01261	-0,00676	-0,01121
280,0	-0,02499	-0,01517	-0,00749	-0,01385
300,0	-0,02560	-0,01553	-0,00754	-0,01475
320,0	-0,02686	-0,01583	-0,00824	-0,01556
340,0	-0,02741	-0,01566	-0,00804	-0,01757
360,0	-0,02851	-0,01504	-0,00886	-0,01711
380,0	-0,02808	-0,01375	-0,00998	-0,01755
400,0	-0,02989	-0,01200	-0,01125	-0,01871
420,0	-0,03074	-0,01231	-0,01049	-0,01844
430,0	-0,03236	-0,00800	-0,01037	-0,01040
440,0	-0,03249	-0,00842	-0,00954	-0,01130
450,0	-0,03257	-0,00879	-0,00989	-0,00858
460,0	-0,03271	-0,00820	-0,01050	0,02080

## APÊNDICE G

## Fotografias da 1ª concretagem



### Preparação para concretagem do reforço





### Instrumentação

