



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS - UFG
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL - EEC
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL - CMEC

POLIANA PAULA NASCIMENTO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO,
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL E
CONECTORES**

Goiânia

2009



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(a):	Poliana Paula Nascimento		
CPF:		E-mail:	polypaula@hotmail.com
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? <input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não			
Vínculo Empregatício do autor	Universidade Federal de Goiás		
Agência de fomento:	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF:	
CNPJ:			
Título:	Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores.		
Palavras-chave:	Pilar, concreto auto-adensável, zona de interface, reforço estrutural, flexo-compressão, conectores.		
Título em outra língua:	Experimental analysis of reinforced concrete columns under flexural compression, strengthened with self-compacting concrete and connectors.		
Palavras-chave em outra língua:	Column, self-compacting concrete, interchange, structural reinforcement, flexural compression, connectors.		
Área de concentração:	Estruturas e Materiais de Construção.		
Data defesa: (dd/mm/aa)	11/09/2009		
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil.		
Orientador(a):	Ronaldo Barros Gomes		
CPF:		E-mail:	rbggomes@gmail.com
Co-orientador(a):	Liana de Lucca Jardim Borges		
CPF:		E-mail:	lianajardim@ig.com.br

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização?¹ total parcial

Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:

Capítulos. Especifique: _____

Outras restrições: _____ Gostaria que não fosse divulgado os anexos.

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.

Poliana Paula Nascimento

Data: 26 / 01 / 2010

¹ Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.

POLIANA PAULA NASCIMENTO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO,
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL E
CONECTORES**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás – para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração:
Estruturas e Materiais de Construção

Orientador:
Prof. **Ronaldo Barros Gomes, Ph.D**

Co-Orientadora:
Prof. **Liana de Lucca Jardim Borges, D.Sc**

Goiânia

2009

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

N244a Nascimento, Poliana Paula.
Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores [manuscrito] / Poliana Paula Nascimento. -2009.
xv, 205 f. : figs, tabs.

Orientador: Prof. PhD. Ronaldo Barros Gomes; Co-orientadora: Prof. Dr. Liana de Lucca Jardim Borges.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2009.

Bibliografia.

Inclui lista de figuras, Abreviaturas, Siglas e tabelas.

1. Pilares de concreto armado – Análise estrutural 2. Concreto auto-adensável - Reforço estrutural 3. Pilares reforçados - Zona de interface I. Título.

CDU:693.55

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO,
REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL E
CONECTORES**

POLIANA PAULA NASCIMENTO

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 11 de setembro de 2009, pela banca examinadora constituída pelos professores:

Professor Ronaldo Barros Gomes, Ph.D (UFG)
(ORIENTADOR)

Professora Liana de Lucca Jardim Borges, D.Sc (UEG)
(CO-ORIENTADORA)

Professora Andréa Prado Abreu Reis Liserre, D.Sc (UFG)
(EXAMINADORA INTERNA)

Professor Paulo Batista Gonçalves, D.Sc (PUC-Rio)
(EXAMINADOR EXTERNO)

Aos meus pais Valdeberto e Irani, irmão
Douglas e esposo Igor, obrigada por todo apoio
e incentivo.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me permitir vencer mais uma fase da vida, me fazendo forte e me mostrando a cada dia o caminho certo a seguir.

Ao anjo que tenho a honra de chamar de mãe, por todo carinho, amor, compreensão e dedicação. Ao grande homem que é meu pai, por me ensinar a ser uma pessoa firme, honesta e por me fazer a pessoa que sou.

Ao Prof. Ronaldo Barros Gomes, pelo compromisso, competência, respeito e enorme paciência, enriquecendo-me sempre com seu conhecimento.

A Prof. Liana de Lucca Jardim Borges, pela colaboração, dedicação e amizade durante toda a realização deste trabalho.

Aos professores e funcionários do CMEC/UFG, em especial ao Prof. Gilson Natal Guimarães, pelo convívio e ensinamentos.

Ao Eng^o Reginaldo Porto, da Concreto Realmix e Richilieu Miranda, da IMPERCIA S.A, que disponibilizaram parte dos materiais utilizados na pesquisa, pelo incentivo ao desenvolvimento do curso de mestrado e do estado de Goiás.

À empresa Carlos Campos Consultoria Ltda, na pessoa do Carlos de Oliveira Campos, pela ajuda na realização dos ensaios de caracterização do concreto. À Universidade Católica de Goiás onde realizou-se os ensaios de caracterização do aço.

Aos colegas do CMEC/UFG, Ariovaldo, Lara Rúbia, David, Fábio, Michely, Jader, Isa, Janaina e Carlos, que acima de tudo se mostraram companheiros e amigos.

Ao meu querido esposo Igor Dias de Sousa, pelo apoio, compreensão, amizade e amor.

Aos meus amigos e familiares que tanto colaboraram e muitas vezes compreenderam a minha ausência.

À sociedade brasileira que por meio do CNPq e o Procad/Capes disponibilizaram minha bolsa de estudos e financiaram os materiais necessários para a pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à EEC/UFG como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc).

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO, REFORÇADOS COM CONCRETO
AUTO-ADENSÁVEL E CONECTORES.**

Muitos são os problemas envolvendo casos de ruína de edifícios, pontes etc, especificamente ruína de pilares, que são uns dos elos mais importantes do conjunto estrutural, por falha de projeto, de execução ou ainda, pela evolução e alteração de hábitos. Por isso tem sido de fundamental importância as pesquisas que abordam o comportamento experimental das estruturas. Ao se realizar um reforço de pilar utilizando-se aumento de seção com concreto auto-adensável, tem-se o inconveniente de uma ruptura brusca por deslocamento do reforço. Para tanto, verifica-se a necessidade de estudar a zona de aderência entre substrato e reforço e criar um modo de preparo desta zona de interface de modo que o pilar reforçado possa entrar em ruína de forma dúctil por flexão, assim como acontece em um pilar monolítico. Assim, desenvolveu-se um estudo experimental na Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, baseado na análise de cargas de ruptura, deslocamentos laterais dos pilares e deformações dos materiais para diferentes formas de preparo da superfície do pilar a ser reforçado. A etapa experimental deste trabalho baseou-se no ensaio de nove pilares de concreto armado, sendo estes ensaiados à flexo-compressão reta, com excentricidade de 60 mm. Dois pilares foram usados como pilares de referência, sendo um com as dimensões originais do pilar e o outro monolítico concretado na espessura de um peça reforçada, os demais receberam uma camada de 35 mm de espessura de concreto auto-adensável na face comprimida. Para preparo da zona de interface entre os dois materiais, procedeu-se com a escarificação e a realização de sulcos ao longo desta superfície, onde foram inseridos conectores ligados a armadura transversal do pilar, variando-se a posição e a quantidade dos mesmos. Pode-se concluir que não só a quantidade, mas principalmente, a localização dos conectores utilizados na ligação entre substrato e reforço, são imprescindíveis para um bom resultado de resistência e modo de ruptura. Sendo necessário respeitar um espaçamento mínimo entre os conectores do reforço para se garantir um trabalho mais monolítico da peça, possibilitando uma ruptura dúctil como a ocorrida nos pilares de referência.

Palavras chaves: Pilar, concreto auto-adensável, zona de interface, reforço estrutural, flexo-compressão, conectores.

NASCIMENTO, P. P. **Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores.** 2009. 205 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFG. Goiânia, 2009.

Abstract of Dissertation presented to EEC/UFG as a partial Fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc).

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER FLEXURAL COMPRESSION, STRENGTHENED WITH SELF-COMPACTING CONCRETE AND CONNECTORS.

Many problems involving cases of ruins of buildings, bridges, etc., specifically ruin of columns, which are among the most important links in the whole structure, due to project flaw, bad execution or even for the evolution and changing habits. Therefore it has been of fundamental importance researches on the experimental behavior of structures. When conducting a strengthening column using dry with increased self-compacting concrete, it has the drawback of a sudden rupture by peeling the reinforcement. For this, there is a need to study the area of adhesion between substrate and to strengthen and create a way of preparation of this interface area so that the column increases may come into ruin in a ductile flexural as well as in a monolithic column. Thus, it's been developed an experimental study in the School of Civil Engineering, Federal University of Goias, based on analysis of the breaking loads, lateral displacements and deformations of the column of materials for different ways of preparing the surface of the column to be strengthened. The experimental phase of this work was based on testing of nine reinforced concrete columns, which are tested under flexural compression, with eccentricity of 60 mm. Two columns were used as reference columns, one with the original dimensions of the column and the other monolithic concreted in the thickness of a sin reinforced the others received a layer of 35 mm thick concrete self-compacting in the compressed face. For preparation of the interchange between the two materials, it was proceeded with the scarification and the realization of grooves along this surface, where inserted connectors attached to transverse reinforcement of the columns, varying the position and quantity of the same. It can be concluded that not only quantity, but mainly the location of connectors used in the connection between the substrate and reinforcement, is essential for a good result of resistance and rupture mode. Must be observed a minimum spacing between the connectors strengthening to ensure a more monolithic unit, enabling a ductile rupture occurred as the reference column.

Keywords: Column, self-compacting concrete, interchange, structural reinforcement, flexural compression, connectors.

NASCIMENTO, P. P. **Experimental analysis of reinforced concrete columns under flexural compression, strengthened with self-compacting concrete and connectors. 2009.** 205 p. Dissertation (Master's Degree) - UFG. Goiânia, 2009.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2	PÁGINA
Figura 2.1 Situação de projeto dos pilares (OLIVEIRA, 2004)	33
Figura 2.2 Seções e configurações de armadura mais empregadas em pilares de concreto armado (OLIVEIRA, 2004)	34
Figura 2.3 Número mínimo de barras longitudinais (SCANDERLEI e PINHEIRO)	40
Figura 2.4 Critério para proteção das barras contra a flambagem (OMAR, 2006)	41
Figura 2.5 Dimensões dos pilares das Séries PSA e PCA4 (mm) de ADORNO (2004)	43
Figura 2.6 Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PSA de ADORNO (2004)	44
Figura 2.7 Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PCA4 de ADORNO (2004)	44
Figura 2.8 Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos (DE SOUZA e RIPPER)	50
Figura 2.9 Características mecânicas de resistência das principais fibras utilizadas em reforços (MACHADO, 2005)	53
Figura 2.10 Pilares reforçados com compósito de fibra de carbono (NASCIMENTO, 2006)	55
Figura 2.11 Reforço com aumento de seção de um pilar	56
Figura 2.12 Slump Test (LIMA, 2006)	61
Figura 2.13 Funil em V (LIMA, 2006)	61
Figura 2.14 Teste da caixa em L (LIMA, 2006)	62
Figura 2.15 Teste da caixa em U (LIMA, 2006)	62
Figura 2.16 Curva de dosagem para o concreto convencional (TUTIKIAN, 2004)	67
Figura 2.17 Seção Transversal das peças ensaiadas (GOMES et al, 2007)	72
Figura 2.18 Modelo de chumbador utilizado por SAHB, 2008	75

Figura 2.19	Detalhamento dos pilares ensaiados (SAHB, 2008)	77
-------------	---	----

CAPÍTULO 3

PÁGINA

Figura 3.1	Características das seções transversais de todos os pilares (e_{ens} :excentricidade de ensaio; P: carga aplicada)	82
Figura 3.2	Conector utilizado no reforço dos pilares	83
Figura 3.3	Localização dos estribos na face comprimida do pilar	85
Figura 3.4	Armadura utilizada nos pilares	86
Figura 3.5	Posição dos extensômetros colados na armadura longitudinal	87
Figura 3.6	Processo de colagem de extensômetros na armadura longitudinal	87
Figura 3.7	Fôrma utilizada para moldagem dos pilares	88
Figura 3.8	Espaçadores utilizados nas armaduras	89
Figura 3.9	Detalhe do grampo travando as laterais das fôrmas	89
Figura 3.10	Concretagem e adensamento dos pilares	90
Figura 3.11	Moldagem dos corpos de prova	91
Figura 3.12	Procedimento de escarificação dos pilares com jato de areia	92
Figura 3.13	Processo de descobrimento da armadura, abertura de sulco	92
Figura 3.14	Colocação dos conectores do reforço	93
Figura 3.15	Fôrma utilizada no reforço	94
Figura 3.16	Concretagem do reforço com CAA	95
Figura 3.17	Caracterização do CAA	96
Figura 3.18	Posicionamento dos extensômetros de concreto nos pilares de referência	97
Figura 3.19	Posicionamento dos extensômetros de concreto nos pilares reforçados ..	97
Figura 3.20	Processo de colagem de extensômetros de concreto	98

Figura 3.21	Posicionamento dos relógios	98
Figura 3.22	Prumo usado como referência na medida do deslocamento com a trena .	99
Figura 3.23	Posicionamento dos LVDT's	100
Figura 3.24	Marcação da evolução das fissuras	100
Figura 3.25	Esquema da estrutura de ensaio	101
Figura 3.26	Estrutura do sistema de ensaio	102
Figura 3.27	Esquema de montagem do ensaio do pilar	103
Figura 3.28	Bomba manual e atuador hidráulico	104
Figura 3.29	Células de carga utilizadas	104

CAPÍTULO 4

PÁGINA

Figura 4.1	Curvas de resistência à compressão do concreto do substrato	107
Figura 4.2	Curvas de módulo de elasticidade dos concretos do substrato	108
Figura 4.3	Curvas de resistência à compressão do concreto auto-adensável	109
Figura 4.4	Curvas módulo de elasticidade do concreto auto-adensável	110
Figura 4.5	Diagrama de tensão x deformação das barras de 10,0 mm	110
Figura 4.6	Gráfico de carga x deslocamento do pilar de referência P1	112
Figura 4.7	Gráfico de carga x deslocamento do pilar de referência P2	112
Figura 4.8	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P3	112
Figura 4.9	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P4	113
Figura 4.10	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P5	113
Figura 4.11	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P6	113
Figura 4.12	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P6A	114
Figura 4.13	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P7	114

Figura 4.14	Gráfico de carga x deslocamento do pilar P8	114
Figura 4.15	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar de referência P1	116
Figura 4.16	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P2	116
Figura 4.17	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P3	116
Figura 4.18	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P4	117
Figura 4.19	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P5	117
Figura 4.20	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P6	117
Figura 4.21	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P6A	118
Figura 4.22	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P7	118
Figura 4.23	Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P8	118
Figura 4.24	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P1	120
Figura 4.25	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P2	120
Figura 4.26	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P3	121
Figura 4.27	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P4	121
Figura 4.28	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P5	122
Figura 4.29	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P6	122
Figura 4.30	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P6A	123
Figura 4.31	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P7	123
Figura 4.32	Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P8	124
Figura 4.33	Curva carga x deformação do concreto do pilar P1	125

Figura 4.34	Curva carga x deformação do concreto do pilar P2	126
Figura 4.35	Curva carga x deformação do concreto do pilar P3	126
Figura 4.36	Curva carga x deformação do concreto do pilar P4	127
Figura 4.37	Curva carga x deformação do concreto do pilar P5	127
Figura 4.38	Curva carga x deformação do concreto do pilar P6	128
Figura 4.39	Curva carga x deformação do concreto do pilar P6A	128
Figura 4.40	Curva carga x deformação do concreto do pilar P7	129
Figura 4.41	Curva carga x deformação do concreto do pilar P8	129
Figura 4.42	Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P3	131
Figura 4.43	Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P6A	131
Figura 4.44	Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P7	132
Figura 4.45	Mapa de fissuração dos pilares de referência P1 e P2	133
Figura 4.46	Mapa de fissuração dos pilares P3, P4, P5 e P6	134
Figura 4.47	Mapa de fissuração dos pilares P6A, P7 e P8	135
Figura 4.48	Localização da ruptura nos pilares na face comprimida	138
Figura 4.49	Pilares após ruptura	139
Figura 4.50	Face comprimida dos pilares após ruptura	140
Figura 4.51	Face tracionada dos pilares após ruptura	141

CAPÍTULO 5

PÁGINA

Figura 5.1	Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 100 kN	142
Figura 5.2	Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 300 kN	143
Figura 5.3	Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 450 kN	144
Figura 5.4	Curvas de carga x deslocamento na posição do relógio R3	146

Figura 5.5	Curvas carga x deslocamento da armadura mais tracionada no estágio de ruptura	149
Figura 5.6	Curvas carga x deformação da armadura mais comprimida dos pilares ..	151
Figura 5.7	Curvas carga x deformação do concreto	152
Figura 5.8	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P1	154
Figura 5.9	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P2	154
Figura 5.10	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P3	154
Figura 5.11	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P4	155
Figura 5.12	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P5	155
Figura 5.13	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P6	155
Figura 5.14	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P6A	156
Figura 5.15	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P7	156
Figura 5.16	Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P8	156
Figura 5.17	Pilares reforçados com um par de conectores	159
Figura 5.18	Pilares reforçados com dois pares de conectores	160
Figura 5.19	Pilar reforçado com três pares de conectores	161

ANEXO A

PÁGINA

Figura A.1	Detalhe da mudança de excentricidade	170
------------	--	-----

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2		PÁGINA
Tabela 2.1	Características e identificação dos pilares de ADORNO (2004)	42
Tabela 2.2	Forças e momentos últimos dos pilares de ADORNO (2004)	45
Tabela 2.3	Características e identificação dos pilares de ARAÚJO (2004)	47
Tabela 2.4	Forças e momentos últimos dos pilares de ARAÚJO (2004)	47
Tabela 2.5	Traços unitários secos em massa dos concretos produzidos	66
Tabela 2.6	Principais características geométricas dos pilares ensaiados por OMAR	69
Tabela 2.7	Cargas e momentos máximos dos pilares de OMAR	71
Tabela 2.8	Características geométricas e de ensaio dos pilares (GOMES et al, 2007)	73
Tabela 2.9	Resultados experimentais dos pilares na ruptura (GOMES et al, 2007) ..	74
Tabela 2.10	Descrição dos pilares ensaiados por SAHB (2008)	76
Tabela 2.11	Cargas e modos de ruptura	78
CAPÍTULO 3		PÁGINA
Tabela 3.1	Descrição dos pilares ensaiados	81
Tabela 3.2	Proporção dos materiais do concreto do substrato por m ³	90
Tabela 3.3	Proporção dos materiais do concreto auto-adensável do reforço por m ³ ..	94
CAPÍTULO 4		PÁGINA
Tabela 4.1	Resultados de caracterização do concreto do substrato da primeira concretagem	106

Tabela 4.2	Resultados de caracterização do concreto do substrato da segunda concretagem	107
Tabela 4.3	Resultados de caracterização do CAA da primeira concretagem	108
Tabela 4.4	Resultados de caracterização do CAA da segunda concretagem	109
Tabela 4.5	Relação entre a carga de fissuração (P_i) e a carga de ruptura (P_u)	133
Tabela 4.6	Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura	137

CAPÍTULO 5

PÁGINA

Tabela 5.1	Deslocamento horizontal relativo entre os pilares monolíticos e reforçados e o pilar de referência P1, na posição do R3	144
Tabela 5.2	Deslocamento horizontal relativo entre os pilares reforçados e o pilar de referência monolítico P2, na posição do R3	145
Tabela 5.3	Deslocamento horizontal relativo entre os pilares de referência e o pilar reforçado P8, na posição do R3	145
Tabela 5.4	Cargas para $D = l / 250 = 8,0 \text{ mm}$	148
Tabela 5.5	Deslocamentos dos pilares para as cargas de ruptura	148
Tabela 5.6	Deformações da armadura mais tracionada dos pilares para as cargas de ruptura	150
Tabela 5.7	Deformações da armadura mais comprimida dos pilares para as cargas de ruptura	151
Tabela 5.8	Deformações do concreto dos pilares para as cargas de ruptura	153
Tabela 5.9	Cargas de aparecimento da primeira fissura visual	157
Tabela 5.10	Cargas e modos de ruptura e relação da resistência do pilar reforçado com o pilar de referência	158

ANEXO B

PÁGINA

Tabela B.1	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P1	172
------------	---	-----

Tabela B.2	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P2	173
Tabela B.3	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P3	174
Tabela B.4	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P4	175
Tabela B.5	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P5	176
Tabela B.6	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P6	177
Tabela B.7	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P6A	178
Tabela B.8	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P7	179
Tabela B.9	Deslocamentos horizontais e verticais de pilar P8	180

ANEXO C

PÁGINA

Tabela C.1	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P1 – (mm/m)	181
Tabela C.2	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P2 – (mm/m)	182
Tabela C.3	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P3 – (mm/m)	183
Tabela C.4	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P4 – (mm/m)	184
Tabela C.5	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P5 – (mm/m)	185
Tabela C.6	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P6 – (mm/m)	186
Tabela C.7	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P6A – (mm/m)	187
Tabela C.8	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P7 – (mm/m)	188
Tabela C.9	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P8 – (mm/m)	189

ANEXO D

PÁGINA

Tabela D.1	Deformações do concreto do pilar P1 – (mm/m)	190
Tabela D.2	Deformações do concreto do pilar P2 – (mm/m)	191

Tabela D.3	Deformações do concreto do pilar P3 – (mm/m)	192
Tabela D.4	Deformações do concreto do pilar P4 – (mm/m)	193
Tabela D.5	Deformações do concreto do pilar P5 – (mm/m)	194
Tabela D.6	Deformações do concreto do pilar P6 – (mm/m)	195
Tabela D.7	Deformações do concreto do pilar P6A – (mm/m)	196
Tabela D.8	Deformações do concreto do pilar P7 – (mm/m)	197
Tabela D.9	Deformações do concreto do pilar P8 – (mm/m)	198

ANEXO E

PÁGINA

Tabela E.1	Deslocamentos relativos do pilar P3 – (mm)	199
Tabela E.2	Deslocamentos relativos do pilar P4 – (mm)	200
Tabela E.3	Deslocamentos relativos do pilar P5 – (mm)	201
Tabela E.4	Deslocamentos relativos do pilar P6 – (mm)	202
Tabela E.5	Deslocamentos relativos do pilar P6A – (mm)	203
Tabela E.6	Deslocamentos relativos do pilar P7 – (mm)	204
Tabela E.7	Deslocamentos relativos do pilar P8 – (mm)	205

LISTA DE ABREVEATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
C	Face comprimida do pilar
CAA	Concreto auto-adensável
CC	Concreto Convencional
CEB	Comitê Euro-Internacional du Beton
CP	Corpo-de-prova
CP-V-ARI	Cimento Portland – de Alta resistência inicial
DR	Deslocamento do reforço
EA	Escoamento do aço
EC	Esmagamento do concreto
EEC	Escola de Engenharia Civil
E.L.S	Estado limite de serviço
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
R	Relógio comparador
T	Face tracionada do pilar
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção cheia
A_c	Área da seção transversal.
A_s	Área total da armadura longitudinal
$A_{s,máx}$	Área de aço máxima
$A_{s,min}$	Área de aço mínima
b	Base do pilar
B	Menor dimensão do pilar
$d_{máx,agreg}$	Diâmetro máximo do agregado
DL	Deslocamento limite (NBR 6118:2003) em milímetros
e_1/h	Excentricidade relativa de primeira ordem
e_a	Excentricidade acidental
e_{cc}	Excentricidade devido ao efeito da fluência
e_{ens}	Excentricidade de ensaio
e_{inic}	Excentricidade inicial
$e_{máx}$	Excentricidade máxima
e_{min}	Excentricidade mínima
e_1	Excentricidade de 1ª ordem
e_2	Excentricidade de 2ª 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
f_c	Resistência média a 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 média a compressão do concreto do substrato

f_c^{ref}	Resistência média a compressão do concreto do reforço
f_{yd}	Resistência de cálculo de escoamento do aço
h	Altura do pilar na direção considerada
H	Altura da seção transversal do pilar na direção da excentricidade considerada
h_1	Altura que o concreto permanece no início da caixa L
h_2	Altura que o concreto permanece na extremidade da caixa L
I	Raio de giração
l_e	Comprimento efetivo de flambagem
M	Momento fletor
M_A	Maior momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo de pilar biapoiado
M_B	Menor momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo de pilar biapoiado
$M_{d,tot}$	Momento fletor total de cálculo
N	Força normal
N_d	Força normal de cálculo
N_k	Força normal característica
P	Carga aplicada
P_{DL}	Carga experimental atuante no pilar quando este atinge o deslocamento limite (NBR 6118:2003)
$P_{f,visual}$	Carga da primeira fissura observada visualmente
P_i	Carga em que foi observada a fissura
P_u	Carga de ruptura dos pilares
$s_{máx}$	Espaçamento máximo
ϕ_{feixe}	Diâmetro do feixe de barras
ϕ_l	Diâmetro da barra de aço longitudinal
ϕ_t	Diâmetro da barra de aço transversal
α_b	Parâmetro de instabilidade
γ_n	Coefficiente adicional de majoração da força normal

γ_f	Coeficiente de majoração da força normal
λ	Índice de esbeltez
λ_1	Limite de esbeltez
ω	Taxa mecânica de armadura
μ	Momento fletor reduzido
ν	Força normal reduzida

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	HISTÓRICO	27
1.2	IMPORTÂNCIA DO TEMA	28
1.3	OBJETIVOS	29
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1	INTRODUÇÃO	30
2.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO	31
2.2.1	Situações de Projeto	33
2.2.2	Excentricidades	35
2.2.3	Roteiro de Dimensionamento à Flexo-Compressão Reta	36
2.2.4	Recomendações de Projeto da NBR 6118:2003	39
2.2.5	Trabalhos realizados sobre pilares de concreto armado	41
2.2.5.1	ADORNO (2004)	41
2.2.5.2	ARAÚJO (2004)	46
2.3	PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	48
2.4	REFORÇO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	52
2.4.1	Reforço mediante uso de fibra de carbono	53
2.4.2	Reforço pelo aumento de seção transversal	55
2.5	REFORÇO COM CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	57
2.5.1	Material e Técnica	57

2.5.1.1 Materiais Constituintes	58
2.5.1.2 Avaliação das Propriedades de Escoamento	60
2.5.2 Aderência	63
2.5.3 Trabalhos realizados	64
2.5.3.1 TUTIKIAN (2004)	64
2.5.3.2 OMAR (2006)	68
2.5.3.3 GOMES et al (2007)	71
2.5.3.4 SAHB (2008)	75
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	80
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	80
3.2 CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS E PROGRAMA DE ENSAIO	81
3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL	86
3.3.1 Montagem e instrumentação da armadura dos pilares	86
3.3.2 Fôrmas	88
3.3.3 Concretagem e retirada das fôrmas dos pilares	89
3.3.4 Execução do reforço com concreto auto-adensável	91
3.3.5 Instrumentação do concreto dos pilares com extensômetros	96
3.3.6 Instrumentação dos pilares com deflectômetros	98
3.3.7 Instrumentação dos pilares com LVDT	99
3.3.8 Acompanhamento do processo de fissuração	100
3.3.9 Montagem do ensaio	101
3.3.10 Procedimento de Ensaio	105

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	106
4.1 MATERIAIS	106
4.1.1 Concreto Convencional	106
4.1.2 Concreto Auto-Adensável (CAA)	108
4.1.3 Caracterização do aço	110
4.2 RESULTADOS DOS PILARES	111
4.2.1 Deslocamentos	111
4.2.2 Deformações específicas na armadura	119
4.2.3 Deformações específicas do concreto	125
4.2.4 Resultado dos LVDT's	130
4.2.5 Formação e desenvolvimento das fissuras	132
4.2.6 Carga e modo de ruptura	136
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	142
5.1 DESLOCAMENTOS	142
5.2 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	148
5.3 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	151
5.4 COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	153
5.5 FISSURAÇÃO	157
5.6 CARGAS E MODOS DE RUPTURA	157
6 CONCLUSÕES	162
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	162

6.1.1 Comportamento carga x deslocamento horizontal	162
6.1.2 Comportamento carga x deformação no aço	163
6.1.3 Comportamento carga x deformação do concreto	163
6.1.4 Carga e modo de ruptura	164
6.1.5 Considerações finais	165
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	165
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
ANEXO A – CÁLCULOS	170
ANEXO B – DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS	172
ANEXO C – DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	181
ANEXO D – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO	190
ANEXO E – DESLOCAMENTOS RELATIVOS	199

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 HISTÓRICO

A área de recuperação e reforço estrutural vem apresentando importância cada vez maior na indústria da construção civil. A necessidade do emprego do reforço pode ser aplicada às estruturas, corrigindo problemas, ou aumentando sua capacidade portante. Algumas falhas decorrentes das etapas de projeto e de execução podem originar a necessidade de um reforço, destacando-se os erros de cálculo, o uso de materiais de construção de baixa qualidade, a utilização incorreta da obra, aplicação de sobrecarga não prevista inicialmente, má execução, dentre outras.

Assim, o estudo sobre reparo, recuperação e reforço das estruturas é bastante importante no meio da construção civil, podendo ser comprovado com a quantidade de estudos abordando o tema, que estão sendo desenvolvidos nas Universidades e Instituições de Pesquisa, além de casos reais apresentados nos meios de comunicação, que necessitam de intervenção da Engenharia.

Existem muitos materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural, como por exemplo: concreto projetado, grautes, concreto auto adensável (CAA), chapas ou perfis metálicos, protensão exterior, aumento da taxa de armadura, fibras de aço e de fibras de carbono.

Uma das dificuldades encontradas durante a execução do reforço por meio de aumento da seção transversal pela adição de concreto e armadura, normalmente a técnica mais utilizada, é conseguir remoldar a seção transversal sem que apareçam “brocas” no novo material em função de um adensamento inadequado. Este problema ocorre porque, geralmente, tem-se que aplicar o concreto novo em regiões com dimensões bastante pequenas e de difícil acesso, o que prejudica seu adensamento. No intuito de facilitar a aplicação do material de reforço e evitar defeitos de execução, torna-se bastante viável a utilização do concreto auto-adensável (CAA) como material de reforço, devido a suas características de alta fluidez sem segregação e sem necessidade de vibração.

OMAR (2006) realizou um trabalho no qual foi verificado o aumento de resistência em todos os pilares reforçados utilizando-se concreto auto-adensável. No entanto, todos os modelos reforçados na face comprimida romperam de maneira brusca por deslocamento do reforço. SAHB (2008), com o objetivo de minimizar os efeitos de deslocamento prematuro do reforço e, conseqüentemente, uma ruptura brusca do pilar, que foram os principais problemas encontrados no trabalho anterior, propôs a melhora da ligação entre substrato e reforço, com a adição de chumbadores em diferentes quantidades e localizações, entretanto, também não conseguiu obter um resultado satisfatório quanto ao modo de ruptura dos modelos ensaiados.

Logo, verifica-se que a zona de interface entre os concretos de diferentes idades é a parte frágil deste tipo de reforço, portanto, há a necessidade de tratar essa zona de aderência para que haja segurança nas peças reforçadas com a utilização desta técnica.

1.2 IMPORTÂNCIA DO TEMA

A falta de conhecimentos técnicos e a tentativa de se reduzir os custos e o tempo de execução das obras, tem aumentado bastante o aparecimento de patologias, ligadas principalmente, ao uso de materiais de baixa qualidade e a problemas de execução, projeto e utilização, fazendo-se necessária uma intervenção na estrutura. Por isso os trabalhos de reforço e recuperação de estruturas têm tido uma importância muito grande no meio técnico e científico.

A Universidade Federal de Goiás (UFG), em parceria com a Universidade de Brasília (UnB) vem desenvolvendo linhas de pesquisas sobre reforço estrutural iniciada por JARDIM (1998), seguida por CAMPOS (2000) e ASSIS (2005), e sobre pilares iniciada por ADORNO (2004) e ARAUJO (2004), seguida por OMAR (2006) e SAHB (2008), sendo esta dissertação a continuação do trabalho destes autores.

Apesar dos inúmeros procedimentos, técnicas e materiais existentes, ainda não se conhece muito a respeito do comportamento de pilares reforçados submetidos à flexo-compressão reta. A pesquisa sobre o assunto se torna necessária para que se obtenham dados confiáveis, contribuindo para o aparecimento de novos procedimentos de cálculo e verificação em relação ao estado limite de serviço, que possam vir a ser normalizados.

1.3 OBJETIVOS

A necessidade do desenvolvimento de estudos que permitam a compreensão da maneira com que o concreto auto-adensável, atuando como material de reforço, se comporta em serviço, e, principalmente, a técnica que deve ser utilizada para que este material trabalhe de maneira satisfatória estão entre os objetivos gerais deste trabalho.

Dentre os objetivos específicos, destaca-se a avaliação do desempenho último e em serviço do reforço por meio de aumento de seção transversal na face comprimida do pilar utilizando-se concreto auto-adensável, adicionando-se conectores em diferentes quantidades e em diferentes localizações. Este desempenho será avaliado em função da verificação do acréscimo de resistência por meio da análise dos resultados de forças de ruína, deformações nas armaduras e no concreto e deslocamentos laterais dos pilares.

Pode-se citar como principal objetivo a obtenção de uma forma de tratamento da zona de aderência entre os concretos de diferentes idades para se obter uma ruptura menos brusca.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 2 (dois) é apresentada uma revisão bibliográfica que aborda uma pequena revisão sobre considerações gerais utilizadas no estudo de pilares, os trabalhos realizados na área por outros autores, considerações sobre o concreto auto-adensável e sobre o tipo de reforço a ser utilizado.

O Capítulo 3 (três) mostra a metodologia de trabalho a ser utilizada. Neste capítulo é possível entender todo o esquema de instrumentação e ensaio dos pilares, sendo apresentado os equipamentos, os materiais e os modelos.

No Capítulo 4 (quatro) são apresentados todos os resultados obtidos durante o programa experimental. O Capítulo 5 (cinco) faz a análise dos resultados experimentais obtidos. O Capítulo 6 (seis) traz as conclusões finais e as sugestões para os trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Ao longo de suas vidas as estruturas de concreto podem vir a necessitar de intervenções. Os diversos fatores que afetam as estruturas de concreto podem ser agrupados em dois grandes grupos principais: problemas de engenharia e mudanças de finalidade da obra. Além de problemas excepcionais como acidentes e catástrofes naturais.

A inexistência de estudo prévio do local da construção e de suas características, a falta de cuidados com detalhes construtivos, o arrojo de alguns projetos arquitetônicos e, conseqüentemente, dos seus projetos estruturais e a ausência de especificações corretas dos materiais, podem criar condições necessárias para diminuir sensivelmente a vida das estruturas. Além disso, uma quantidade cada vez maior de estruturas atingiu ou estão próximas do fim de sua vida útil de projeto, devendo ser adaptadas para novas utilizações.

Com a finalidade de restabelecer as propriedades adequadas para um funcionamento seguro, as estruturas deverão passar por um processo de recuperação, reparo ou reforço. No Brasil, pela inexistência de uma normalização específica, geralmente esses trabalhos são executados com base em experiências anteriores.

Segundo C&novas (1988), o reforço é tratado como uma intervenção com a função de aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais previstos em projeto, ou corrigir falhas por deficiência de dosagem do concreto, cura inadequada e erros de execução.

Qualquer que seja a causa do problema deve-se proceder ao reforço do elemento afetado, escolhendo o material e a técnica que mais se adequarem às exigências e necessidades da obra.

O conhecimento da origem do problema é de fundamental importância. Os agentes causadores podem ser vários, como por exemplo: carregamento além do previsto em projeto, erros de concepção e cálculo estrutural, corrosão das armaduras, incompatibilidades de materiais, catástrofes atmosféricas e etc. As conseqüências podem ser: nível inadequado de

segurança das estruturas (associada ao estado de limite último) e das condições de utilização da construção (estados limites de utilização) (TAKEUTI, 1999).

Para que possa ser possível a análise do comportamento de um pilar é importante dominar conceitos básicos de dimensionamento e funcionamento de pilares submetidos a flexo-compressão. Para tanto, serão apresentadas algumas considerações fundamentais sobre pilares, fazendo-se assim, uma breve revisão enfatizando prescrições normativas e um simples e resumido modelo de cálculo.

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Devido ao comprimento longitudinal do pilar superar em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, a NBR 6118:2003 considera-o como elemento estrutural linear, usualmente de eixo reto na vertical, sobre o qual atuam, preponderantemente, forças normais de compressão. No conjunto estrutural, os pilares destinam-se a transmitir às fundações as ações atuantes na estrutura.

Entende-se por solicitações normais, os esforços que produzem tensões normais nas seções transversais das peças estruturais. As solicitações normais envolvem, portanto, os momentos fletores e as forças normais.

Quando apenas a força normal solicita o pilar, tem-se compressão centrada ou simples. Se atuarem na seção, simultaneamente, força e momento fletor, ocorrerá a flexão composta, que pode ser normal ou reta, quando existe momento somente em uma das direções principais da seção, ou oblíqua, quando o momento existe nas duas direções principais da seção.

Pilares sujeitos a forças axiais são raros na prática. Geralmente existe momento em virtude da rigidez da ligação ou excentricidade de força devido a imperfeições construtivas.

Geralmente, a maior parte da força é absorvida pelo concreto, servindo as armaduras para auxiliar na resistência e atender a inevitáveis excentricidades do carregamento. As armaduras longitudinais, utilizadas na prática, têm suas taxas geométricas (área de armadura dividida pela área de concreto) limitadas por valores inferiores (armadura mínima) e superiores (armadura máxima). As barras longitudinais são colocadas nos cantos e nas faces da seção, onde elas são mais eficientes para absorver tensões provocadas por

excentricidade das forças. As peças comprimidas, quando muito alongadas, estão ainda, sujeitas aos efeitos de segunda ordem, que é a instabilidade decorrente de deslocamento lateral do eixo do elemento.

A armadura longitudinal dos pilares tem sempre função resistente, enquanto que, a transversal, quando espaçada convenientemente, servirá apenas para evitar flambagem das barras longitudinais e mantê-las na distância prevista pelo projeto durante a execução. Todavia, se a armadura transversal apresentar-se pouco espaçada, ela terá função resistente, pois irá impedir a deformação transversal do concreto e, com isso, confinar o concreto do núcleo do pilar.

As hipóteses adotadas no estado limite último para o dimensionamento de seções armadas, submetidas tanto à flexão normal composta quanto à flexão oblíqua composta, são as mesmas das vistas para o caso de peças solicitadas à flexão simples apenas. Com o auxílio de tais hipóteses e por meio da análise do equilíbrio da seção transversal, são deduzidas as equações utilizadas no dimensionamento.

Em princípio, do ponto de vista das solicitações externas, existem apenas dois casos a serem estudados para a flexão normal composta: a flexo-tração e flexo-compressão. Entretanto, é usual estabelecer os casos de dimensionamento do ponto de vista da solicitação das armaduras. São três os casos:

- Duas armaduras tracionadas: esta situação ocorre em peças submetidas à tração simples ou à tração excêntrica com pequena excentricidade. Nestas situações, as seções devem ser admitidas como inteiramente fissuradas, não havendo, portanto, qualquer parcela de contribuição do concreto para a resistência da seção. Este caso pode ocorrer em tirantes, embora sejam pouco utilizados em estruturas de concreto.
- Uma armadura tracionada e uma armadura comprimida: esta situação ocorre em seções armadas submetidas à flexão normal composta com grande excentricidade, tanto para a flexo-tração quanto para a flexo-compressão. Este caso se aplica aos pilares cujo efeito da força normal de compressão é menos predominante que o efeito do momento fletor. Também se aplica às vigas de edifícios, quando se leva em conta às ações do vento na estrutura, gerando forças normais de pequena intensidade, devido ao efeito de pórtico.
- Duas armaduras comprimidas: esta situação ocorre em seções armadas submetidas à compressão simples ou à flexo-compressão com pequena excentricidade. Esta é a

situação típica de pilares cujos efeitos da força normal de compressão predominam sobre os efeitos do momento fletor.

Em decorrência da continuidade elástica existente entre as vigas e os pilares, as solicitações de flexo-compressão são os casos mais comuns na realidade. Logo, faz-se necessária a apresentação das situações a que estão submetidos os pilares sujeitos à flexo-compressão e suas respectivas situações de cálculo.

2.2.1 Situações de Projeto

Os pilares em uma edificação, como consideração de projeto, podem ser classificados quanto a sua posição na estrutura, podendo ser intermediários, de extremidade ou de canto, Figura 2.1.

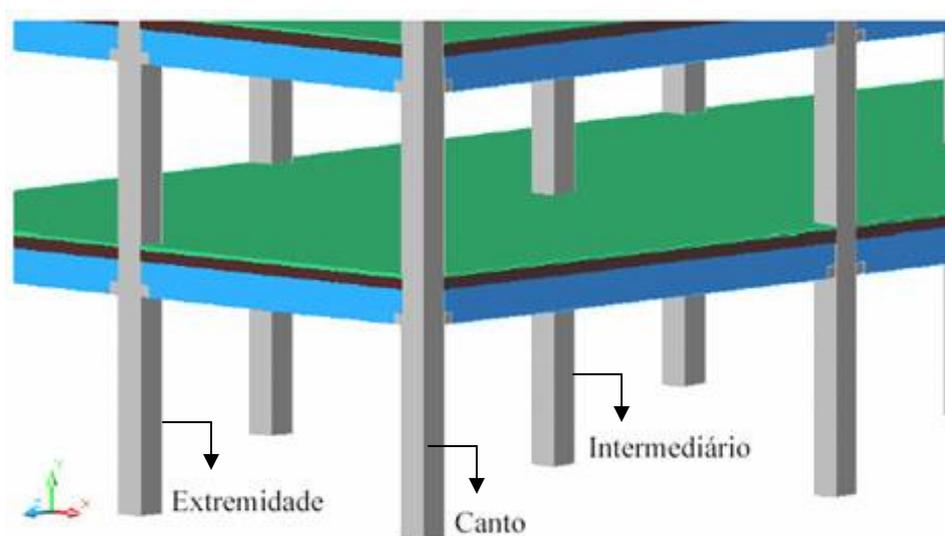


Figura 2.1 - Situação de projeto dos pilares (OLIVEIRA, 2004)

Os pilares intermediários são assim denominados por corresponderem a apoios intermediários para as vigas. Os momentos que as vigas transmitem a esses pilares são pequenos e, em geral, podem ser desprezados. Quando houver muita diferença no comprimento das vigas adjacentes ao pilar pode ser necessário considerar os momentos iniciais transmitidos pela viga. Assim, um pilar intermediário está em uma situação de compressão centrada, a menos, que por razões construtivas, a força de compressão não atue no eixo.

Os pilares de extremidade e de canto correspondem a apoios extremos das vigas. Os momentos transmitidos pelas vigas devem ser considerados e a situação de projeto é a flexo-compressão. Se o pilar for de extremidade, tem-se a flexo-compressão reta; se for de canto, o pilar estará submetido a flexo-compressão oblíqua.

A forma da seção transversal dos pilares deixou de ser um fator de grande relevância durante a fase de concepção e cálculo estrutural. Com isso as seções, circulares e octogonais perderam sua “popularidade”, pois a dificuldade na execução e montagem de suas fôrmas fez com que somente alguns projetistas e arquitetos optassem por essas seções por questões estéticas ou em casos especiais, como por exemplo, em pilares de pontes de rio (OLIVEIRA, 2004).

Na Figura 2.2 apresentam-se as seções transversais quadradas e retangulares com as configurações de armadura transversais mais utilizadas hoje em dia.

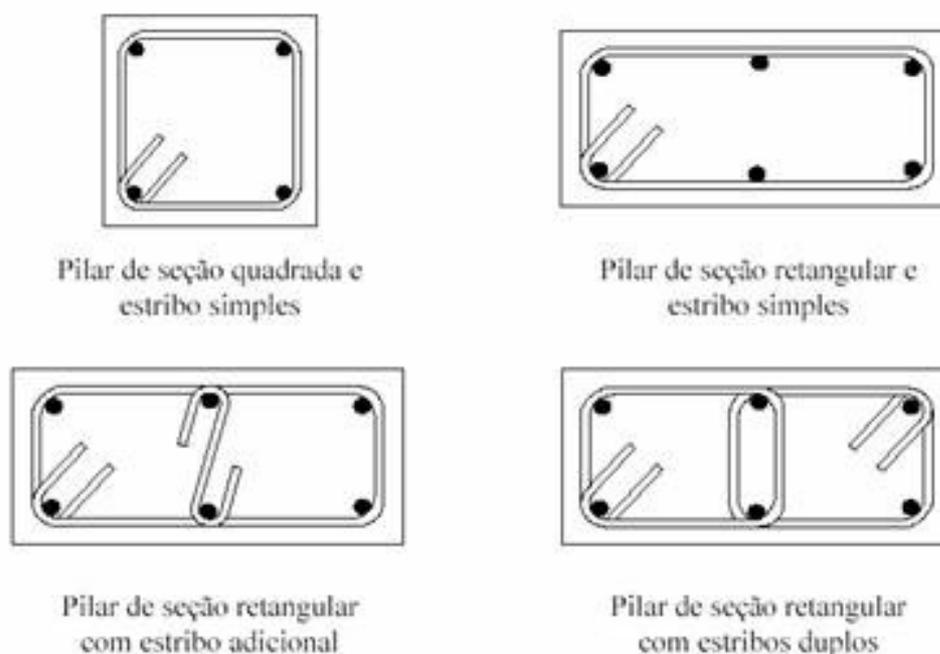


Figura 2.2 – Seções e configurações de armadura mais empregadas em pilares de concreto armado (OLIVEIRA, 2004)

De acordo com a posição dos pilares na edificação e da excentricidade, outras configurações de seção transversal podem vir a ser utilizadas, é o caso das seções em L e T.

2.2.2 Excentricidades

Diferentes causas geram esforços de momentos fletores nos pilares. Estas causas podem ser classificadas, de acordo com a NBR 6118:2003, como efeitos de primeira ordem e efeitos de segunda ordem. Estes efeitos, a que se refere a norma, são ocasionadas por excentricidades.

De acordo com ADORNO (2004), as excentricidades, em situação de flexo-compressão, assumem grandezas tais, que podem ser subdivididas em:

- Pequena excentricidade: são aquelas que podem ter seus esforços solicitantes combatidos ou equilibrados com a armadura de compressão, neste caso, toda a seção sofre compressão;
- Excentricidade intermediária: seus esforços podem ser combatidos colocando-se uma armadura junto à borda pouco comprimida ou pouco tracionada;
- Grande excentricidade: os esforços solicitantes devem ser combatidos com armadura simples (tração) ou dupla (tração e compressão).

No dimensionamento prático de pilares, definem-se três tipos de excentricidades:

- Excentricidade inicial (e_i): pode ser calculada com as cargas aplicadas ao sistema, considerando-se sua geometria inicial, é definida por $e_i = M / N$;
- Excentricidade acidental (e_a): valor empírico, adotado para levar em conta incertezas de aplicação da carga de projeto;
- Excentricidade de segunda ordem (e_2): segundo a NBR 6118:2003, nas barras da estrutura os eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem, que podem afetar principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Somando-se as excentricidades, inicial e acidental, obtêm-se a chamada excentricidade de primeira ordem. Os efeitos de primeira ordem são provenientes de problemas construtivos, como o desaprumo ou a falta de linearidade vertical dos pilares, imperfeições construtivas, soluções arquitetônicas e/ou estruturais. Já os efeitos de segunda ordem são causados pelas deformações laterais geradas pela aplicação de carregamentos verticais no pilar.

2.2.3 Roteiro de Dimensionamento a Flexo-Compressão Reta

A imposição da condição econômica, como critério de dimensionamento à flexão composta, conduz a armaduras assimétricas para a seção. Entretanto, nem sempre é recomendada a utilização de armaduras assimétricas nas peças de concreto armado. No projeto de pilares, por exemplo, utilizam-se armaduras simétricas por duas razões principais. Primeiro, por razões de execução: a utilização de armaduras simétrica elimina a possibilidade de colocação das armaduras em posições erradas. Segundo, em virtude da possibilidade de inversão de esforços, provocada, em geral, pela ação do vento.

As hipóteses adotadas no estado limite último para o dimensionamento de seções armadas submetidas a flexão normal composta são as mesmas vistas para o caso das peças solicitadas à flexão simples apenas. Sendo essas hipóteses: seções planas permanecem planas após as deformações, despreza-se a resistência à tração do concreto, perfeita solidariedade entre aço e concreto, tensões de compressão do concreto dadas por um diagrama parábola-retângulo e estado limite último quando pelo menos um dos materiais atinge sua deformação limite. Com o auxílio de tais hipóteses e por meio da análise do equilíbrio da seção transversal, são deduzidas as equações utilizadas no dimensionamento.

Uma forma prática de calcular as armaduras na flexão normal composta é por meio da utilização dos diagramas de interação entre força normal e momento fletor, encontrados em ábacos de dimensionamento presentes em vários livros de concreto armado. A construção das curvas desses ábacos é realizada empregando-se as clássicas equações de equilíbrio de forças e de compatibilidade de deformações.

A fim de se generalizar seu uso, os diagramas de interação comumente trabalham com valores de esforços e áreas de armaduras em termos adimensionais, onde, encontram-se v (força normal reduzida), μ (momento fletor reduzido) e ω (taxa mecânica de armadura). As tabelas apresentadas nos livros são válidas apenas para o dimensionamento de seções retangulares ou circulares de concreto armado com armadura simétrica, sendo admitidas várias disposições para a armadura longitudinal.

A NBR 6118:2003, apresenta, em seu item 17.2.5, um processo aproximado para o dimensionamento à flexão normal composta de seções retangulares ou circulares com armadura simétrica, desde que a força normal reduzida, v , seja menor que 0,7.

A seguir, é mostrado um roteiro de cálculo a ser utilizado no dimensionamento a flexo-compressão:

a) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo é determinada por:

$$N_d = \gamma_n \gamma_f N_k \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Sendo: N_k = força normal característica no pilar;

γ_n = coeficiente adicional de majoração da força normal igual a $(1,95 - 0,05b)$, utilizado quando se tem b menor que 19 cm, sendo b a base do pilar;

γ_f = coeficiente de majoração da força normal.

b) Índice de Esbeltez

Os pilares podem ser classificados, segundo seu grau de esbeltez em: curtos, médios e longos ou esbeltos. O índice de esbeltez utilizado para classificação é:

$$\lambda = l_e / i \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde: l_e = comprimento equivalente do pilar;

i = raio de giração em relação a um eixo baricêntrico.

Para classificar o pilar de acordo com seu grau de esbeltez é necessária a comparação com o limite de esbeltez (λ_1), parâmetro que será mostrado em seguida. Os pilares curtos são aqueles para os quais não há necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem (excentricidade e_2). Nos pilares médios, os efeitos de segunda ordem são importantes e não podem ser desprezados, mas, podem ser considerados por meio de processos simplificados. Já para os pilares esbeltos os efeitos de segunda ordem são tão importantes que não podem ser empregados processos simplificados. Para esses pilares é exigida uma análise rigorosa, que leva em conta a não-linearidade física decorrente do comportamento mecânico dos materiais, bem como a não-linearidade geométrica (ADORNO, 2004).

c) Limite de Esbeltez

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , sendo este dado pela seguinte equação:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Sendo: e_1/h = excentricidade relativa de primeira ordem;

α_b = valores de acordo com a vinculação do pilar e carregamento neste. Podendo ser:

- pilares biapoiados sem cargas transversais: $1,0 \geq \alpha_b = 0,60 + 0,40 M_B/M_A \geq 0,40$;
- pilares biapoiados com cargas transversais ao longo da altura: $\alpha_b = 1,0$;
- pilares em balanço: $1,0 \geq \alpha_b = 0,80 + 0,20 M_C/M_A \geq 0,85$;
- pilares biapoiados com momentos menores que o mínimo de 1º ordem: $\alpha_b = 1,0$.

d) Dimensionamento da Armadura Longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, determinam-se os coeficientes adimensionais ou relativos:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

$$\mu = \frac{M_{d,tot}}{h A_c f_{cd}} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde: N_d = força normal de cálculo;

A_c = área da seção transversal;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

$M_{d,tot}$ = momento fletor total de cálculo;

h = dimensão do pilar na direção considerada;

Para se calcular o valor da armadura longitudinal A_s , é necessário que se determine a taxa mecânica, ω , utilizando-se um ábaco de flexão composta, com este valor é possível calcular A_s do pilar por meio da equação 2.6:

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

2.2.4 Recomendações de Projeto da NBR 6118:2003

A NBR 6118:2003 não permite o uso de pilares com área de seção transversal inferior a 360 cm², sendo a dimensão mínima da seção transversal do pilar de 19 cm. No entanto, em casos especiais, a norma permite 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 γ_n .

De acordo com a norma, os diâmetros das barras longitudinais a serem utilizadas, devem obedecer a seguinte relação:

$$10\text{mm} \leq \phi \leq \frac{b}{8} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Onde: ϕ = diâmetro da armadura longitudinal;

b = menor dimensão da seção transversal do pilar;

A taxa de armadura também deve ser verificada, e deve estar entre os valores mínimos e máximos indicados abaixo:

$$A_{s,\min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq \frac{0,4}{100} A_c \quad (\text{Eq. 2.8})$$

$$A_{s,\max} = \frac{8}{100} A_c \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde: f_{yd} = resistência de cálculo de início de escoamento do aço;

O espaçamento mínimo, s_{Lmin} , e o espaçamento máximo, $s_{Lmáx}$, existente entre as faces das barras da armadura longitudinal devem obedecer aos seguintes limites:

$$s_{Lmin} \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi_l, \phi_{eixe}, \phi_{uva} \\ 1,2d_{max,agreg} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$s_{Lmáx} \leq \begin{cases} 2b \\ 40cm \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Onde: $\phi_{eixe} = \phi_n = \phi \sqrt{n}$;
 $d_{max,agreg}$ = diâmetro máximo do agregado.

A NBR 6118:2003, no item 18.4.2.2, estabelece que as armaduras longitudinais devem ser dispostas de forma a garantir a adequada resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice dos estribos; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. A Figura 2.3 ilustra o número mínimo de barras longitudinais para alguns tipos de seção de pilar.

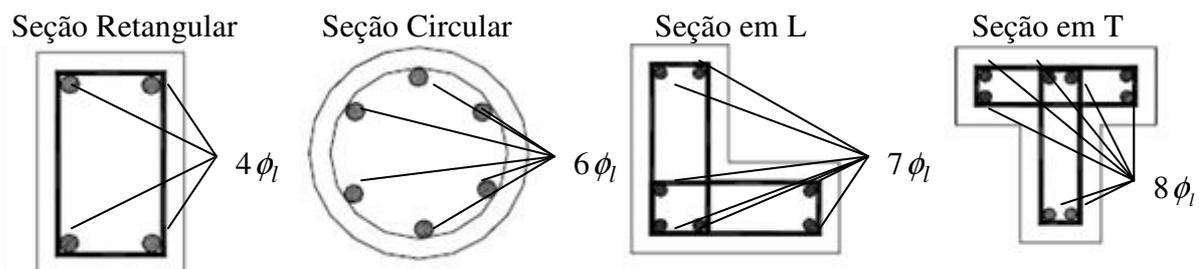


Figura 2.3 – Número mínimo de barras longitudinais (SCADELAI e PINHEIRO, 2005)

O espaçamento longitudinal entre os estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais deve obedecer a:

$$s_{l,máx} \leq \begin{cases} 20cm \\ b(\text{menor dimensão do pilar}) \\ 12 \phi \text{ para CA - 50} \end{cases} \quad (\text{Eq.2.12})$$

Com relação ao diâmetro dos estribos, pode ser adotado o valor $\phi_t < \phi_l/4$ quando as armaduras forem constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeitando a limitação:

$$S_{máx} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi_l} \right) \frac{1}{f_{yk}}, \text{ com } f_{yk} \text{ em MPa,} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Para evitar a flambagem das barras da armadura longitudinal, a NBR 6118:2003 recomenda usar grampos ou estribos complementares em barras longitudinais distantes $20 \phi_t$ ou mais do vértice do estribo, Figura 2.4.

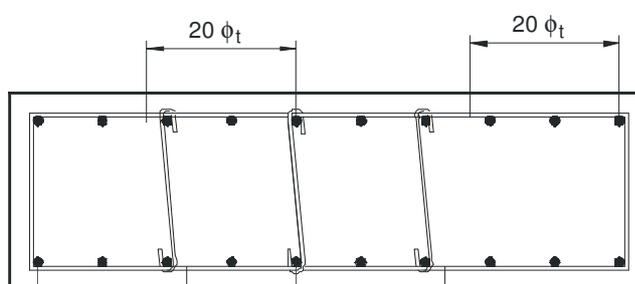


Figura 2.4 – Critério para proteção das barras contra a flambagem (OMAR, 2006)

2.2.5 Trabalhos realizados sobre pilares de concreto armado

2.2.5.1 ADORNO (2004)

No caso de pilares de concreto armado, os métodos de cálculo disponíveis na literatura têm objetivo primordial de calcular as armaduras, que é de interesse imediato de projetistas estruturais. Esses métodos, no entanto, não são adequados aos pesquisadores, nos aspectos teórico ou experimental.

Admitindo-se que a estrutura atinja um mecanismo de colapso plástico, uma seção transversal de um pilar terá passado por diversos estágios de solicitação: elástico linear e não linear, até a plastificação total da seção. Em virtude do grande número de variáveis envolvidas, uma melhor compreensão do comportamento da seção transversal nos diversos estágios não pode prescindir da verificação experimental, que apresenta um grau de complexidade apreciável no caso de pilares à flexão composta. Além disso, para a

interpretação dos dados de ensaio, é necessário um modelo de análise mais refinado que os fornecidos pelos métodos usuais utilizados no dimensionamento da seção transversal.

Tal realidade levou MELLO (2003) a pesquisar o assunto, resultando na formulação de um método para o dimensionamento e a verificação de seções retangulares de concreto simples e armado à flexão normal composta no estado limite último.

Com o objetivo de validar experimentalmente a formulação proposta por MELLO (2003), ADORNO (2004) desenvolveu um trabalho experimental de ensaio de pilares em concreto simples e armado submetidos a flexo-compressão reta.

Seu programa experimental baseou-se em duas séries de ensaios. A primeira série, PSA, composta por pilares em concreto simples, sem armaduras longitudinal e transversal, permitiu o estudo da parcela de contribuição do concreto na capacidade resistente à flexão normal composta. Os pilares desta série apresentaram armação apenas em suas extremidades, para evitar a ruína localizada destas regiões. A segunda série, PCA4, foi formada de pilares em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro nominal. Foram ensaiados doze pilares, quatro na Série PSA e oito na Série PCA4.

A Tabela 2.1 apresenta as características construtivas e de ensaio das peças estudadas por ADORNO (2004).

Tabela 2.1 – Características e identificação dos pilares de ADORNO (2004)

Série	Denominação	Excentricidade (mm)	A_s (mm ²)	Armadura Transversal
PSA	PSA – 15a	15	0	-
	PSA – 15b	15	0	-
	PSA – 20	20	0	-
	PSA – 30	30	0	-
PCA4	PCA4 – 0	0	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 15(2)	15	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 15a	15	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 15b	15	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 20	20	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 25	25	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 30a	30	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 30b	30	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm

O comportamento das peças foi analisado por meio de resultados de deformações nas barras da armadura e concreto, pelo deslocamento vertical e horizontal, pela evolução das fissuras e pelos resultados de resistência última.

Foi adotado como modelo estrutural um pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades. Para avaliação da distribuição de tensões e deformações na seção, os pilares foram submetidos a diferentes valores de excentricidade, 15, 20, 25 e 30 mm.

A seção transversal de todos estes pilares foi retangular de 120 mm x 250 mm, com comprimento igual a 2000 mm, com dois consolos em suas extremidades, que permitiram a aplicação de carga excêntrica, conforme ilustra a Figura 2.5. Esses pilares foram moldados com concreto de resistência nominal aos 28 dias de 40 MPa.

As Figuras 2.6 e 2.7 apresentam, respectivamente, o detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA e PCA4.

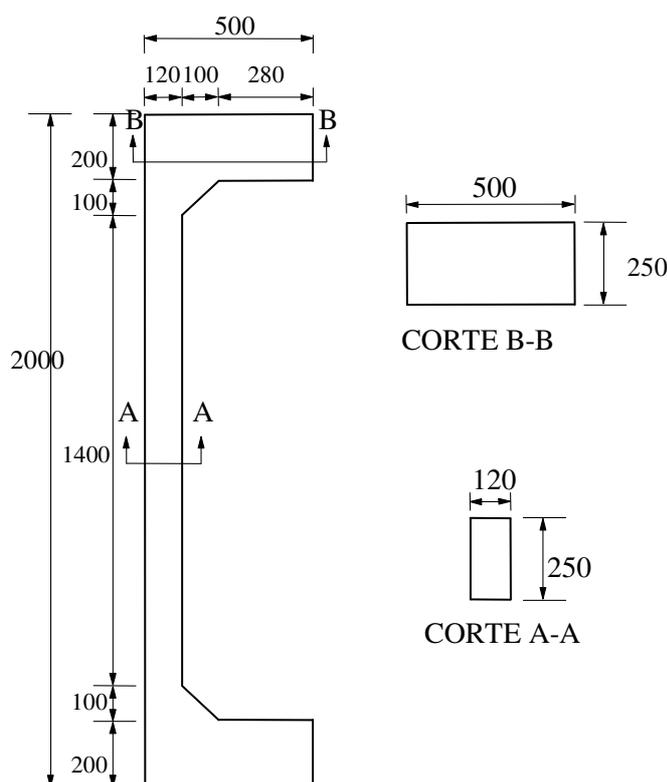


Figura 2.5 – Dimensões dos pilares das Séries PSA e PCA4 (mm) de ADORNO (2004)

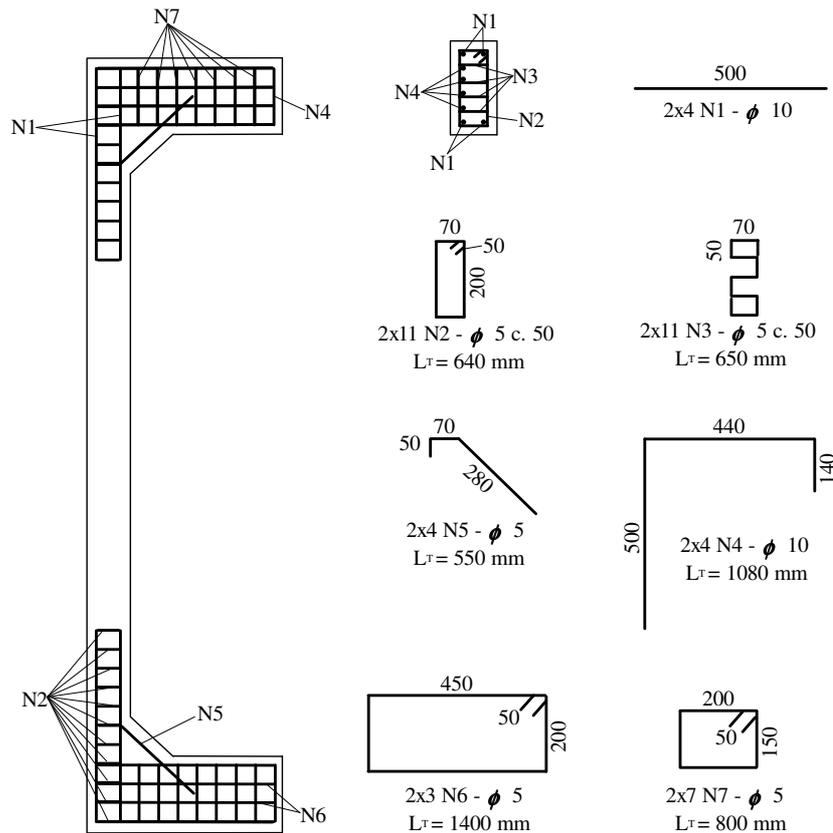


Figura 2.6 – Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PSA de ADORNO (2004)

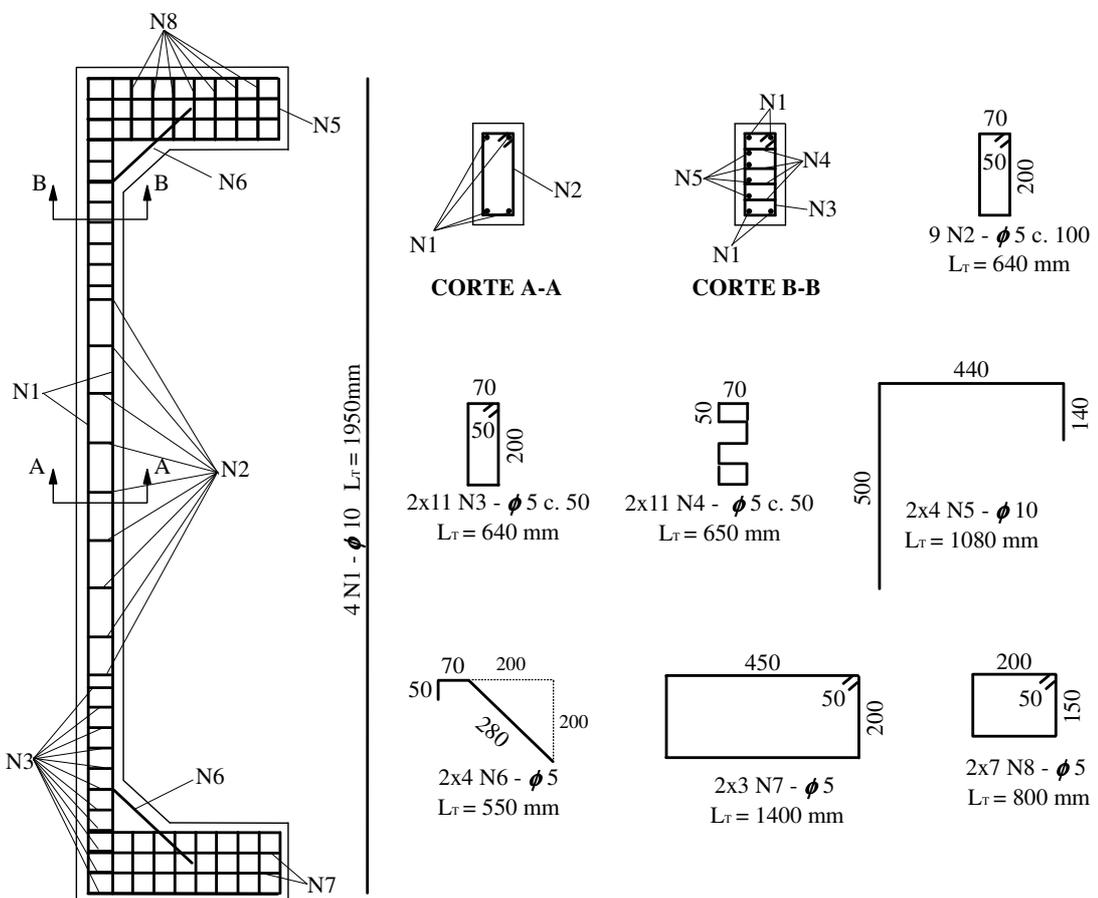


Figura 2.7 – Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PCA4 de ADORNO (2004)

Durante a realização dos ensaios foi feita a leitura das deformações do aço e do concreto, leitura dos deslocamentos e marcação de fissuras. A excentricidade final foi calculada a partir do acréscimo da excentricidade inicial às leituras de deslocamentos realizadas. A Tabela 2.2 apresenta os resultados encontrados por ADORNO (2004) durante a realização de seus ensaios.

Tabela 2.2 – Forças e momentos últimos dos pilares de ADORNO (2004)

PILAR	f_c (MPa)	F_u (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	e_{final} (mm)	$\epsilon_{smáx}$ (mm/m)	$\epsilon_{cmáx}$ (mm/m)
PSA-15a	42,4	677	15,00	15,00	-	2,89
PSA-15b	55,2	653	15,00	18,92	-	2,84
PSA-20	51,7	389	20,00	20,00	-	2,61
PSA-30	50,5	303	30,00	30,00	-	1,65
PCA4-15(2)	31,5	421	15,00	47,85	-1,68	2,70
PCA4-15a	38,8	553	15,00	35,02	0,12	2,48
PCA4-15b	40,2	566	15,00	30,83	-	1,86
PCA4-20	40,7	460	20,00	31,20	-	3,64
PCA4-25	42,1	360	25,00	35,95	-2,04	2,1
PCA4-30a	40,5	291	30,00	48,04	-3,19	2,13
PCA4-30b	41,3	298	30,00	47,15	-2,15	2,26

f_c - Resistência do concreto no dia do ensaio / F_u - Carga última do pilar /

$e_{inicial}$ - Excentricidade inicial / e_{final} - Excentricidade final / $\epsilon_{smáx}$ - deformação do aço /

$\epsilon_{cmáx}$ - deformação do concreto

Verificando as forças últimas, é possível observar que os pilares da série PSA, romperam com carga superior as apresentadas pelos pilares da série PCA, isso se deve porque a resistência do concreto das peças sem armadura foram bem maiores que as observadas para as peças com armadura. Se levarmos em conta f_c , considerando não mais o valor de F_u , mas da força normal relativa ν_u , percebemos que os pilares da série PSA romperam com valores menores, somente um pilar PSA-15a, rompeu com carga superior.

Baseando-se nos resultados obtidos, ADORNO (2004) analisou a evolução das deformações da armadura longitudinal e do concreto, evolução dos deslocamentos, os perfis de deformações, relações momento-curvatura, mecanismos de fissuração e esforços atuantes.

Foi feito o cálculo das forças e momentos experimentais através das deformações no aço e no concreto e através da curva tensão-deformação dos ensaios dos corpos de provas. Estes valores calculados foram comparados com os valores teóricos propostos pelo método de Mello (2003).

Adorno (2004) observou que os pilares com menores excentricidades iniciais tiveram o início da fissuração em estágios mais avançados de solicitação e comprovou que a variação da excentricidade inicial da força solicitante e da taxa da armadura longitudinal pouco influenciam a tensão de tração da seção crítica. Também foi observado que o aumento da excentricidade inicial resulta em maiores deslocamentos do relógio posicionado na seção média da face tracionada, sendo isso, pelo aumento da influência da flexão.

Pelas deformações do concreto dos pilares armados e dos modelos sem armadura, Adorno observou que o acréscimo de armadura proporcionou maior ductilidade e o aumento nas deformações do concreto da face mais comprimida.

Por fim, Adorno concluiu que os modelos ensaiados confirmaram a validade do princípio clássico de Bernoulli, de que as seções transversais planas permanecem planas na peça deformada, isto é, mantém-se até a ruptura a proporcionalidade entre a deformação longitudinal em um ponto e sua respectiva distância à linha neutra.

2.2.5.2 ARAÚJO (2004)

O trabalho realizado por ARAÚJO (2004) teve como objetivo a contribuição com a análise da formulação matemática do método de MELLO (2003) para diferentes excentricidades de aplicação de carga e taxas de armadura.

ARAÚJO (2004) ensaiou nove pilares de concreto submetidos à flexo-compressão reta. Foram ensaiadas três séries de pilares: PCS, exemplares de concreto simples, PCA4, modelos em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro barras nervuradas retas de 10 mm de diâmetro e PCA6 exemplares em concreto armado, com armadura longitudinal composta seis barras nervuradas retas de 10 mm de diâmetro. As dimensões de seção, altura e formato foram iguais aos dos pilares estudados por ADORNO (2004). A Tabela 2.3 apresenta os grupos de pilares ensaiados por ARAÚJO (2004) e suas respectivas características.

Tabela 2.3 – Características e identificação dos pilares de ARAÚJO (2004)

Série	Denominação	Excentricidade (mm)	A _s (mm ²)	Armadura Transversal
PSA	PCS – 40	40	0	-
	PCS – 50	50	0	-
	PCS – 60	60	0	-
PCA4	PCA4 – 40	40	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 50	50	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA4 – 60	60	314 (4 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
PCA6	PCA6 – 40	40	471 (6 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA6 – 50	50	471 (6 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm
	PCA6 – 60	60	471 (6 ϕ 10)	5,0 c/ 100 mm

O modelo estrutural adotado foi o de pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades, semelhante ao modelo de Adorno (2004), com seção de 120 x 250 x 2000 mm e excentricidade na direção da menor dimensão. Foram testados três exemplares em cada série, totalizando nove pilares ensaiados, os valores de excentricidade inicial foram iguais a 40 mm, 50 mm e 60 mm. A Tabela 2.4 apresenta os valores da força e momentos últimos dos modelos ensaiados por Araújo (2004).

Tabela 2.4 – Forças e momentos últimos dos pilares de ARAÚJO (2004)

PILAR	f_c (MPa)	F_u (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	e_{final} (mm)	$\epsilon_{smáx}$ (mm/m)	$\epsilon_{cmáx}$ (mm/m)
PSA-40	42,7	217	40	42,00	-	1,04
PSA-50	42,7	120	50	50,50	-	0,46
PSA-60	42,7	90	60	60,60	-	0,56
PCA4-40	45,8	277	40	48,34	-2,68	2,64
PCA4-50	45,8	217	50	112,00	-3,02	2,51
PCA4-60	45,8	210	60	94,00	-2,51	1,85
PCA6-40	42,7	320	40	68,50	-1,64	2,93
PCA6-50	42,7	280	50	74,00	-2,04	3,02
PCA6-60	42,7	210	60	81,94	-2,59	2,41

f_c - Resistência do concreto no dia do ensaio / F_u - Carga última do pilar /

$e_{inicial}$ - Excentricidade inicial / e_{final} - Excentricidade final / $\epsilon_{smáx}$ - deformação do aço /

$\epsilon_{cmáx}$ - deformação do concreto

Por meio das análises das deformações, percebeu-se que nas séries de pilares de concreto armado, as deformações da armadura longitudinal, na face tracionada e na face comprimida, aumentaram consideravelmente com o aumento da excentricidade, para o mesmo estágio de carregamento.

A curvatura das seções transversais aumentou com a excentricidade nas séries de ensaio PSA e PCA6. Na série PCA4, o pilar com excentricidade de 50 mm apresentou as menores curvaturas da série.

Com relação à influência da taxa de armadura nas deformações e deslocamentos, os pilares da série PCA6 apresentaram deformações da armadura posicionada na face tracionada, inferiores aos pilares da série PCA4, para todas as excentricidades. Os deslocamentos centrais da série PCA4 foram os maiores e os pilares de concreto simples, os menores valores, por sua ruptura frágil.

A curvatura da série de pilares de concreto armado com quatro barras longitudinais foi superior à da série com seis barras longitudinais, variando entre 18 % e 35 %. As maiores curvaturas foram da série PSA, com valores entre 4 % e 80 % em relação à série PCA4.

Relacionando a influência da excentricidade e da taxa de armadura em relação às forças últimas, percebeu-se que na série PCA6 houve uma diminuição de 34,5 % na força última entre 40 mm e 60 mm. A série PCA4 apresentou o mesmo valor de decréscimo entre essas excentricidades e a série PSA apresentou uma queda de 58,5 %. Essa variação atesta a importância da disposição e taxas de armadura nas peças estruturais.

O aumento da taxa de armadura da série PCA6 em relação à série PCA4 ocasionou um aumento médio de 20 % na capacidade resistente das peças para as excentricidades de 40 e 60 mm e um aumento de 60 % para a excentricidade de 50 mm.

2.3 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Das estruturas em geral, e em particular das estruturas de concreto, espera-se uma completa adequação às finalidades a que se destinam, sempre levando em consideração o binômio segurança - economia.

Patologia das Estruturas é um campo da engenharia que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, conseqüências e mecanismos de ocorrência das falhas dos sistemas de degradação das estruturas.

Existem muitos termos utilizados na área de Patologia e Terapia das Estruturas, para tanto se faz necessária a definição de alguns destes:

- **Reparo:** correção localizada de problemas patológicos;
- **Recuperação:** correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça;
- **Reforço:** correção de problemas patológicos com aumento da resistência ou ampliação da capacidade portante da estrutura;
- **Reabilitação ou Intervenção:** abrange situações em geral, envolvendo tanto o reparo simples, como a recuperação e o reforço. Sendo assim, pode ser definida como sendo a ação necessária para habilitar a estrutura a cumprir novamente suas funções originais ou habilitar a estrutura a responder a novas condições de uso.

Os tempos modernos confirmaram que o concreto, como material de construção, é deteriorável ao longo do tempo, alterando suas propriedades físicas e químicas em função das características de seus componentes e das respostas destes às condicionantes do meio ambiente. As conseqüências dos processos de alteração que comprometem o desempenho de uma estrutura costumam ser chamadas de deterioração.

A vida útil de uma estrutura é o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. O conhecimento da vida útil e da curva de deterioração da estrutura são fatores de fundamental importância para a confecção de orçamentos reais para a obra, assim como programas de manutenção adequados e realistas.

A Figura 2.8 representa, genericamente, três diferentes histórias de desempenhos estruturais, ao longo das respectivas vidas úteis, em função da ocorrência de fenômenos patológicos diversos.

A curva representada pelo traço-duplo ponto ilustra o fenômeno natural de desgaste da estrutura. Quando há intervenção, a estrutura se recupera, voltando a seguir a linha de desempenho acima do mínimo exigido para sua utilização.

A linha cheia representa uma estrutura sujeita, em algum momento de sua vida, a um problema súbito, como por exemplo, um acidente, necessitando então de imediata intervenção corretiva para que volte a comportar-se satisfatoriamente.

A linha traço-monoponto tem uma estrutura com erros originais, de projeto ou execução, ou ainda uma estrutura que tenha necessitado alterar seus propósitos funcionais, situações em que se caracteriza a necessidade de reforço.

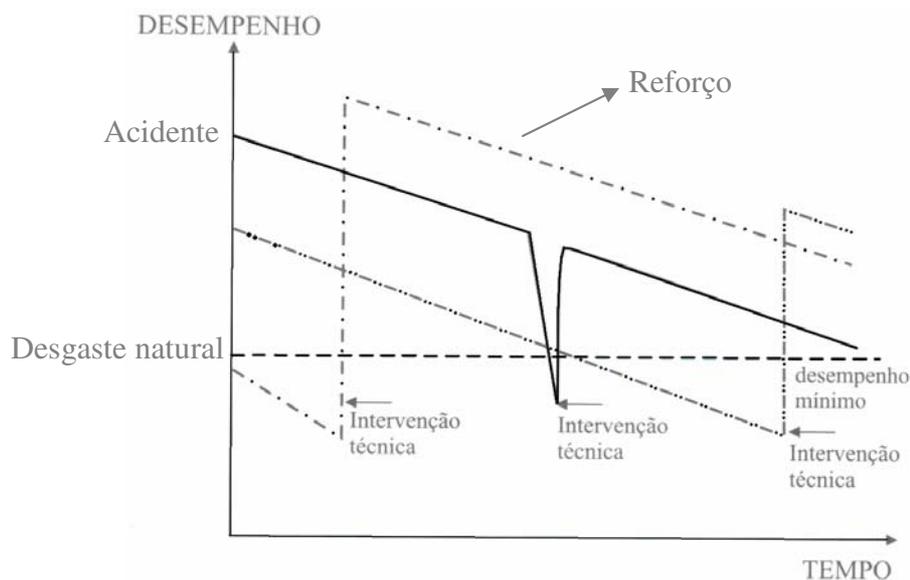


Figura 2.8 – Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos (SOUZA e RIPPER, 1998).

A manutenção das estruturas é o conjunto de atividades necessárias para se garantir um desempenho satisfatório ao longo do tempo, com a finalidade de prolongar sua vida útil a um custo compensador.

As medidas terapêuticas de correção dos problemas tanto podem incluir pequenos reparos localizados, quanto uma recuperação generalizada da estrutura ou reforços de fundações, pilares, vigas e lajes. É sempre recomendável que, após qualquer uma das intervenções citadas, sejam tomadas medidas de proteção da estrutura, com implantação de um programa de manutenção periódica.

Segundo os estudos de OLIVEIRA e SOUZA (2003), as patologias no Brasil apresentam a seguinte distribuição:

- 80 % das estruturas que apresentam deslocamento do concreto possuem elementos estruturais com corrosão de armaduras;
- 69 % das estruturas analisadas apresentam peças de concreto com deslocamento do concreto e do revestimento;
- Em 73 % dos laudos de vistoria em que são cadastrados problemas de desagregação do concreto, também são detectadas situações de corrosão das armaduras;
- Em 48 % dos casos de deformação excessiva, há fissuração do concreto, comprometendo o estado de utilização das estruturas sintomizadas;

- A calcinação da massa de concreto provocada pelas altas temperaturas produzidas por incêndios é responsável por 12,87 % dos casos de deformação excessiva da estrutura, por 11,73 % dos casos de fissuração do concreto e por 26,67 % dos casos de desagregação do concreto.

A manutenção das estruturas de concreto é de fundamental importância à preservação das obras civis, já que ameniza os investimentos, muitas vezes altos, necessários para uma eventual substituição, principalmente em obras de grande porte. Entretanto, é de suma importância o domínio tecnológico dos materiais e dos serviços de reparo a serem utilizados, de modo que se garanta resistência e durabilidade às estruturas reparadas, prazos consideráveis de vida útil residual e, assim, o devido retorno financeiro dos investimentos em manutenção.

Pode-se verificar que as iniciativas para a normalização dos materiais e serviços de recuperação das estruturas não são simples, uma vez que seus requisitos de desempenho podem variar em grande escala, conforme o tipo de obra, a concepção de projeto e o grau de deterioração da estrutura, bem como pelas características ambientais.

Existe no mercado uma grande diversidade de materiais que são empregados para correção dos danos causados as estruturas de concreto armado. Estes podem ser agrupados tanto com relação a sua composição quanto conforme sua técnica de aplicação.

A escolha dos materiais a serem empregados é de fundamental importância no processo de reabilitação das estruturas, pois dependem das condições de exposição e utilização das mesmas, devendo, assim, serem adequadamente especificados. A técnica a ser utilizada para aplicação do material escolhido também deve ser criteriosamente estudada, observando-se todas as solicitações atuantes na peça a ser reforçada. Aliando-se material e técnica, é possível obter resultados bastante eficientes e satisfatórios, garantindo o monolitismo estrutural e a resistência mecânica necessária para utilização da estrutura. Uma má escolha pode gerar problemas de incompatibilidades que produzirão falhas prematuras nos reforços.

Não há norma brasileira que se refira sequer a materiais e técnicas básicas de manutenção corretiva das estruturas de concreto. Entretanto, constata-se que houve um grande aumento da oferta de materiais para este fim no mercado, tais como as argamassas de reparo industrializadas, e de aditivos e adições, que também podem ser utilizados nessas argamassas ou nas tradicionais, formuladas de maneira empírica.

Fatores como o descaso em relação ao controle da qualidade dos serviços e de materiais empregados em projetos cada vez mais arrojados, aliado ao avanço tecnológico e à dinâmica vivenciada pelas construções, estão levando as estruturas, tidas como recentes, a necessitarem de um processo de recuperação estrutural precocemente.

2.4 REFORÇO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

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.

Várias são as técnicas existentes de reforço para estruturas de concreto armado. Antes de se proceder ao reforço, deve-se fazer uma análise preliminar das variáveis que condicionam a mobilização de esforços resistentes no reforço, como:

- Deformabilidade da estrutura: deve ser levada em consideração com a aplicação das ações instantâneas, assim como com os respectivos valores dos incrementos de deformação devidos às ações de longa duração. Deve-se ressaltar a sua importância para os procedimentos de reforço que trabalham com a compatibilidade de deformações;
- Características mecânicas dos materiais do elemento a ser reforçado: é de fundamental importância conhecer as capacidades últimas do material do reforço e do substrato, bem como suas características de deformabilidade imediata e lenta;
- Aderência entre os materiais do substrato e reforço: para garantir uma solidariedade entre as partes da estrutura reforçada, é importante que a aderência entre esses seja elevada. Para tanto, pode-se utilizar pontes de aderência como resinas do tipo epóxi e eventualmente conectores mecânicos, além disso, podem ser utilizados outros métodos que também garantam a ligação entre os dois materiais, como é o caso de estribos complementares;
- 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 à temperatura, e

especificamente todos os fatores que tendem a criar estados de tensão que afetem as condições de deformabilidade dos elementos.

2.4.1 Reforço mediante uso de fibra de carbono

Os polímeros reforçados com fibras de carbono no formato de mantas flexíveis têm sido amplamente estudados no reforço de estruturas de concreto armado, devido à sua grande relação resistência x peso, imunidade à corrosão e facilidade de aplicação. O emprego do compósito (mistura de fibras de carbono mais resina polimérica) junto ao pilar para promover o aumento de sua capacidade resistente pode se dar basicamente de duas formas, através da utilização de mantas flexíveis e laminados rígidos.

As fibras de carbono disponíveis atualmente se caracterizam por possuir alto módulo de elasticidade e alta resistência a tensões. Esta característica está bem demonstrada na Figura 2.9.

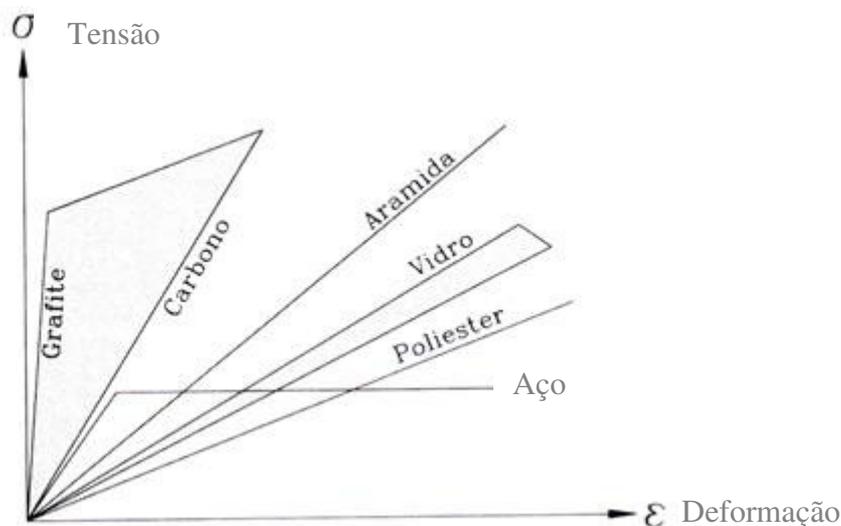


Figura 2.9 – Características mecânicas de resistência das principais fibras utilizadas em reforços (MACHADO, 2005)

Os PRFC possuem diversas aplicações em elementos estruturais como vigas, lajes, pilares e outros, sendo usadas, tanto para conterem esforços de flexão, como para confinarem seções de peças estruturais.

MACHADO (2005) descreve o sistema de aplicação das fibras de carbono na seguinte seqüência:

- Recuperação do substrato de concreto armado para que o sistema possa ser aderido com segurança, além de um tratamento das armaduras corroídas, injeção de epóxi sob pressão nas trincas existentes e preparo da superfície com jateamento de água, jateamento de areia ou lixamento mecânico para remover qualquer impureza (óleo, graxa, tintas etc.) que possa vir a diminuir a aderência do sistema;
- Imprimação da superfície sobre a qual será aplicado o sistema, estabelecendo assim, uma ponte de aderência entre o substrato de concreto e o sistema do compósito. Para tanto, se utiliza um primer com elevado teor de sólidos, que ao penetrar nos poros do concreto, estabelecendo uma película sobre a superfície do mesmo, cria uma interface altamente eficiente para a transmissão de esforços entre o compósito e a peça de concreto;
- Regularização e correção das imperfeições superficiais do substrato de concreto, de modo a estabelecer um plano adequadamente nivelado. Neste caso, deve ser utilizada uma pasta epoxídica, contendo alto teor de sólidos, para calafetar eventuais imperfeições superficiais e criar um plano desempenado para a aplicação do sistema compósito;
- Aplicação da primeira camada de resina saturante com alto teor de sólidos, que servirá para impregnar a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície do concreto. Esta imprimação pode ser realizada sobre bancada ou diretamente na peça estrutural;
- Aplicação de lâmina de fibra de carbono, que vai reforçar o sistema compósito;
- Aplicação da segunda camada de resina saturante, para completar a impregnação da lâmina de fibra de carbono e acabando de conformar a matriz epoxídica que envolve o sistema;
- Aplicação (opcional) de película de acabamento com elevado teor de sólidos, alto brilho e resistente à corrosão, com o objetivo de proteção e/ou acabamento estético para o sistema.

A técnica de reforço com fibras de carbono incorpora inúmeras vantagens para execução em estruturas de concreto, tais como acréscimo insignificante de carga permanente à estrutura; grande durabilidade e pouca manutenção por não ser corrosiva, economia de custo e redução do tempo de paralisação devido à facilidade de instalação; mínimo acréscimo nas dimensões dos elementos estruturais, facilidade para ocultar o reforço, além de adaptar-se com facilidade à várias formas, devido a boa flexibilidade. Apresenta um procedimento de

execução bastante simples, principalmente quando comparado com as alternativas tradicionais, tais como o uso de chapas de aço coladas e/ou aparafusadas. No entanto, é necessária a supervisão técnica qualificada para que se garanta a qualidade do sistema de reforço e que esteja sempre em conformidade com as especificações e as recomendações mais recentes dos fabricantes dos sistemas e em sintonia com as normas técnicas existentes nos outros países, uma vez que, no Brasil, ainda não existe normalização sobre o assunto.

O cálculo de reforços realizados com fibras segue os mesmos princípios básicos de equilíbrio e relações constitutivas usadas para concreto armado convencional. Entretanto, ainda existem muitos aspectos importantes que não estão bem definidos, como a ancoragem, coeficientes de segurança e características específicas do confinamento. A Figura 2.10 mostra dois pilares deitados que foram reforçados com fibra de carbono.



Figura 2.10 – Pilares reforçados com compósito de fibra de carbono (NASCIMENTO, 2006)

A possibilidade de utilização de um número variável de camadas de reforço permite uma maior abrangência na aplicação desta técnica de reforço, tornando possível obter-se maiores incrementos nas cargas de ruptura e conseqüentemente dotar o elemento de maior rigidez, como observado por NASCIMENTO (2006).

2.4.2 Reforço pelo aumento de seção transversal

Este sistema de reforço é muito empregado para o caso de 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.

Segundo SOUZA e RIPPER (1998), a preferência pelo complemento das seções existentes com a adição de concreto e aço, deriva justamente do baixo custo dos materiais de reposição e da tradição de uso dos mesmos.

O reforço de pilares pode ser feito a partir do aumento de sua seção transversal com concreto de resistência adequada e com a utilização de armaduras longitudinais e transversais adicionais, Figura 2.11. O acréscimo de seção não precisa ser feito em todo contorno do pilar, podendo ser feito em apenas algumas faces.



Figura 2.11 – Reforço com aumento de seção de um pilar (www.concrefix.com.br)

O reforço é realizado mediante aumento de suas faces com concreto de adequada resistência com correspondente aumento da armadura principal e estribos. Recomenda-se não utilizar camadas de concreto inferiores a 10 mm, no entanto, esta espessura está condicionada pela facilidade de execução e pelo tamanho máximo do agregado empregado (CANOVAS,1988).

O concreto de cimento Portland é o material tradicionalmente usado neste tipo de reforço. Na maioria das vezes, requer um traço especialmente formulado que altere para melhor, algumas de suas características naturais. Pode ser necessário obter altas resistências iniciais, ausência de retração de secagem, leves e controladas expansões, elevada aderência ao substrato, baixa permeabilidade e outras propriedades normalmente obtidas à custa do

emprego de aditivos e adições, tais como: plastificantes, redutores de água, impermeabilizantes, escória de alto forno, cinza volante, sílica ativa e, via de regra, baixa relação água/cimento (HELENE, 1992).

Segundo CÂNOVAS (1988), existem muitas ocasiões nas quais não é necessário realizar o reforço em todas as faces do pilar. Isso costuma ocorrer, quando há erro de locação de pilares de um pavimento com relação ao outro, onde, ficando desalinhados, criam-se esforços indesejáveis nas lajes ou nas vigas, que podem chegar a danificá-las. Assim, para solucionar o problema, recorre-se ao aumento de apenas uma ou duas das faces do pilar. Neste caso, é necessário soldar os estribos do reforço aos do pilar original, para evitarem falhas na união dos pilares de diferentes idades, uma vez que não há o envolvimento de toda a seção.

É preciso se respeitar a compatibilidade entre reforço e substrato. Recomenda-se o uso de um concreto de reforço com resistência no mínimo 5 MPa a mais que a resistência do concreto do substrato (CÂNOVAS, 1988).

2.5 REFORÇO COM CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

2.5.1 Material e Técnica

A maior dificuldade encontrada na intervenção de estruturas, por meio do aumento da seção transversal, é conseguir remoldar a peça sem que apareçam problemas no novo concreto em função de um mau adensamento. Assim, tem-se buscado encontrar formas de contornar este inconveniente. Uma das técnicas mais estudadas do momento é o reforço por aumento de seção utilizando-se concreto auto-adensável, que apresenta grande fluidez, tendo como principal característica uma grande trabalhabilidade, ou seja, é um concreto muito plástico.

O princípio fundamental para confecção de concretos fluidos e resistentes à segregação é o uso de aditivos superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade, combinados com alto teor de finos, sejam eles cimento Portland, adições minerais, fílers, e/ou areia fina.

A *European Federation for Specialist Construction Chemicals and Systems* – EFNARC (2002) define o CAA como um tipo de concreto que pode ser moldado em fôrmas, preenchendo cada espaço vazio, mesmo na presença de grande concentração de armaduras,

sem a necessidade de qualquer tipo de vibração, mantendo sempre sua homogeneidade. O preenchimento das fôrmas deve ser exclusivamente por meio do seu peso próprio.

Segundo a EFNARC (2002), para que um concreto seja considerado auto-adensável, deve apresentar três propriedades fundamentais: fluidez (habilidade de preenchimento), coesão (habilidade passante) e resistência à segregação.

A fluidez ou habilidade de preenchimento é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de fluir dentro da fôrma e preencher todos os espaços no interior, por meio de seu peso próprio, garantindo o envolvimento total da armadura. Os mecanismos que governam essa propriedade são a alta fluidez e coesão da mistura (GOMES, 2002).

A coesão ou habilidade passante é a propriedade que confere ao CAA a capacidade de passar entre pequenas aberturas, entre armações e seções estreitas, sem ser bloqueado. Essas propriedades são conferidas pela viscosidade moderada da pasta e argamassa, pelas propriedades dos agregados e, principalmente, pela dimensão máxima do agregado graúdo (GOMES, 2002).

A resistência à segregação é a propriedade que caracteriza a habilidade do CAA de evitar a segregação de seus componentes, bem como promover a uniformidade da mistura durante os processos de transporte, lançamento e consolidação. Os mecanismos que governam essa propriedade são: a viscosidade e a coesão da mistura (GOMES, 2002).

2.5.1.1 Materiais Constituintes

Os materiais utilizados para a obtenção de um CAA são os mesmos utilizados em um concreto tradicional, acrescido do uso de finos e aditivos superplastificantes e ocasionalmente aditivos modificadores de viscosidade. A seguir serão apresentadas algumas recomendações da literatura sobre os componentes básicos de um CAA.

- **Cimento:** EFNARC (2002) comenta que pode ser utilizado qualquer cimento Portland que obedeça às condições normativas a eles referentes e que a quantidade de cimento a ser adotada varia segundo as especificações de cada aplicação.
- **Materiais Finos:** A adição de finos no CAA proporciona melhoria em diversas propriedades, tanto no estado fresco como no endurecido. No estado fresco, o papel principal dos finos no CAA é a retenção de água dando coesão no estado fresco, combatendo, portanto os riscos de segregação e exsudação. Além de responsáveis pela resistência à segregação da mistura, os finos desempenham um papel importante para a

durabilidade do concreto, tanto física quanto quimicamente. Como as partículas são de tamanho pequeno, elas realizam um efeito filler, pois fecham poros e melhoram inclusive a zona de transição, que seria o local onde agentes agressivos penetrariam no concreto e onde provavelmente romperia o material no seu limite de carga. Aumentando-se o pacote de partículas finas, cresce a compacidade da pasta, dificultando a penetração de agentes externos agressivos e melhorando a zona de transição. Os finos podem ser pozolanas, como a cinza de casca de arroz, a sílica ativa, o metacaulim, a escória de alto forno, a cinza volante etc, ou não, como: cerâmica moída, filler calcário, pó de brita e outros.

- **Agregados:** A escolha do tamanho máximo do agregado deve ser em função do mínimo espaço entre as barras de aço da peça a ser concretada. A literatura cita dimensões ideais de agregados de 10 a 20 mm e indica o emprego de areias lavadas, cujas superfícies favorecem a trabalhabilidade do concreto. A European Guidelines for Self-Compacting Concrete - EGSCC (2005) afirma que o tipo de agregado exerce influência significativa no módulo de elasticidade estático e que a influência dos agregados miúdos nas propriedades do concreto no estado fresco é significativamente maior que o do agregado graúdo.
- **Aditivos:** Os aditivos utilizados são os superplastificantes, responsáveis pela fluidez do concreto e, ocasionalmente, o aditivo modificador de viscosidade (VMA) para o aumento da coesão, ou na ausência de finos economicamente ou tecnicamente viáveis. Os superplastificantes podem ser divididos em 3 grupos: Lignossulfonatos ou lignossulfonatos modificados: conhecidos como aditivos plastificantes de primeira geração e utilizados como redutores de água normais; Naftaleno e melamina: conhecidos como superplastificantes de 2ª geração e que permitem a redução em até 25% da quantidade de água da mistura, quando usados como redutores de água; Policarboxilatos: são os utilizados no CAA, denominados de aditivos de 3ª geração, por serem aditivos de alta eficiência ou ainda hiperplastificantes, que dispersam por efeito de repulsão eletrostática as partículas de cimento, resultando em uma redução de água muito superior aos superplastificantes de 2ª geração (acima de 40%). Além disto, exerce outras funções que auxiliam na fluidez da mistura, como a redução da tensão superficial da água, inibição da hidratação superficial do cimento, deixando mais água livre para fluidificar o concreto. Já os aditivos modificadores de viscosidade (VMA) são polímeros derivados da celulose, solúveis em água, que aumentam a viscosidade e a estabilidade do concreto. O VMA substitui os componentes finos do concreto; assim a

mistura contém poucas partículas pequenas, fazendo com que diminua a área superficial do material e, conseqüentemente, o consumo de água.

2.5.1.2 Avaliação das Propriedades de Escoamento

LIMA (2006) cita que diferentes métodos vêm sendo criados para caracterizar as três propriedades de escoamento do CAA, porém nenhum método que caracterize todos os seus aspectos de trabalhabilidade foi encontrado. Dessa forma, o CAA, no seu estado fresco, deve ser testado por mais de um método de teste para que os diferentes parâmetros de trabalhabilidade possam ser avaliados.

LIMA (2006) também salienta que estes ensaios ainda não foram normalizados e como qualquer procedimento sem normalização, há muitas divergências no meio técnico quanto às especificações e medidas, logo, o mesmo aparelho pode apresentar pequenas diferenças entre uma publicação e outra. Mas um fato interessante é que não há muita variação dos tipos dos aparelhos, ou seja, a grande maioria dos autores utiliza os mesmos testes, porém com medidas e intervalos diferentes. Uma descrição resumida dos ensaios é realizada a seguir.

- **Espalhamento pelo Cone de Abrams (*Slump Flow Test*):** O equipamento utilizado para avaliar a resistência à segregação e a habilidade de preenchimento do CAA é o mesmo usado no ensaio de abatimento do cone de Abrams. No entanto, o método de ensaio do flow não necessita de que a amostra de concreto lançada no cone seja golpeada com o soquete, sendo que esta espalha-se na placa da base em função, exclusivamente, de seu peso próprio. O espalhamento do concreto é medido em duas direções perpendiculares. O limite mínimo e máximo, para que um concreto seja considerado auto adensável, é de 60 e 80 cm, respectivamente (EFNARC, 2002). A Figura 2.12 ilustra o ensaio.



Figura 2.12 – Slump Test (LIMA, 2006)

- **Funil em V (*V-Funnel Test*):** O ensaio serve para medir a fluidez e a segregação do concreto. O mesmo consiste em se preencher um funil, como o indicado na Figura 2.13, e medir o tempo de escoamento. Na extremidade inferior do equipamento retangular existe uma porta que é mantida fechada até que se inicie o ensaio. Mede-se o tempo necessário para que 12 litros de concreto flua do funil. Após a execução do ensaio, pode-se preencher novamente o funil com concreto e esperar 5 minutos para a repetição do procedimento, para que se teste a resistência à segregação. Os valores, segundo EFNARC (2002), para que um concreto possa ser considerado auto-adensável, variam de 5 a 15 segundos.



Figura 2.13 – Funil em V (LIMA, 2006)

- **Caixa em L (*L-Box Test*):** O ensaio mede a habilidade de preenchimento do concreto simultaneamente com a habilidade de passar por obstáculos, permanecendo coeso. O mesmo consiste em encher a parte vertical, mostrada na Figura 2.14, com concreto e, após a abertura de uma portinhola que separa as duas partes do aparato, o

concreto escoar passando por barras de aço com diâmetro de 12,5 mm espaçadas de 35 mm. Mede-se então as alturas H1 e H2 após o escoamento. O valor procurado é a razão entre H2 e H1, que deve se situar entre 0,8 a 1,0.



Figura 2.14 – Teste da caixa em L (LIMA, 2006)

- **Caixa em U (*U-Box*):** Esse ensaio avalia a capacidade do CAA passar através da armadura por meio de uma simulação com barras da armadura, estreitamente espaçadas, de uma estrutura para verificação da fluidez e coesão da mistura. O equipamento é de difícil confecção. O ensaio consiste em preencher o equipamento deixando o concreto descansar por um minuto. Abrindo-se a portinhola que separa os dois ramos do U, é permitido o livre escoamento do concreto. Quando o mesmo pára de escoar, faz-se a medida das alturas R1 e R2, a diferença de altura deve ser de no máximo 8 cm, Figura 2.15.



Figura 2.15 – Teste da caixa em U (LIMA, 2006)

2.5.2 Aderência

O termo aderência pode ser entendido como a capacidade de fixação do material de reparo ao substrato. Entende-se que a aderência do concreto do reforço seja um requisito determinante do desempenho e da durabilidade de todo e qualquer serviço de reforço realizado. Por isso, é de fundamental importância o conhecimento dos fatores que influenciam o mecanismo de aderência.

O desempenho global do sistema de recuperação executado em estruturas de concreto, seja superficial localizado ou estrutural, está intimamente relacionado com a aderência, tida como uma propriedade básica e fundamental para qualquer sistema de reparo. A deficiência desta propriedade pode comprometer o desempenho global do sistema.

O mecanismo de aderência entre os materiais cimentícios é um fenômeno complexo devido à natureza heterogênea dos substratos de concreto e dos materiais destinados ao reparo.

O mecanismo de aderência entre as superfícies das argamassas e dos substratos porosos desenvolve-se em duas etapas distintas (CARASEK, 1996) 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.

Segundo CARASEK (1996), quando a argamassa no estado plástico entra em contato com a superfície absorvente, o substrato, parte da água de amassamento, que contém em dissolução ou em estado coloidal os constituintes do aglomerante, penetra pelos poros e cavidades do substrato. No interior destes, ocorrem fenômenos de precipitação, seja dos géis de silicato do cimento, seja do hidróxido de cálcio. Transcorrido algum tempo, esses precipitados intracapilares exercem ação de ancoragem da argamassa à base.

Para uma argamassa de reparo rica em aglomerante, bastante fluida e pouco coesa, o gel cimentício penetra facilmente pelos poros e cavidades do substrato. Como efeito positivo, há a formação de uma profunda ancoragem, porém, no caso de excesso ou perda de água da interface com o substrato poroso, as camadas da argamassa mais próximas ao substrato tornam-se extremamente porosas, gerando falhas de aderência que podem comprometer o reforço.

Caso haja uma umidade desconsiderável, a ponto de se considerar a superfície como seca, o contato entre reforço e concreto ocasiona uma perda relevante da água de

amassamento na região próxima à superfície de ligação, que varia em função da dosagem do concreto, implicando mudanças na microestrutura da argamassa nessa região.

O fato de a superfície possuir um teor controlado de umidade caracteriza uma condição favorável ao processo, uma vez que permite a ligação efetiva entre as superfícies, facilitando o acesso das partículas de cimento em processo de hidratação a tais superfícies.

A superfície de contato em questão pode apresentar poros que estejam totalmente saturados de água, impossibilitando ou prejudicando o ingresso das partículas de cimento e, conseqüentemente, a ligação.

Tal mecanismo se relaciona intimamente com a aplicação de água, nata de cimento ou uma outra “ponte de aderência” específica para auxiliar a ligação entre o concreto do reforço e o substrato.

Certifica-se então que o tratamento realizado na superfície do substrato é de notória importância para a obtenção de uma adesão eficaz.

A aderência do material de reforço ao substrato é afetada pelo índice de retração da argamassa, influenciado pela relação água/cimento, finura do agregado miúdo e das adições usadas e está, intimamente, relacionado às condições ambientais de exposição do reforço. Esta retração pode ocorrer devido à falta de molhagem do substrato de concreto e de condições ambientais muito agressivas, devido à temperatura ou presença de ventos.

2.5.3 Trabalhos realizados com utilização de CAA em reforço de pilares

2.5.3.1 TUTIKIAN (2004)

TUTIKIAN (2004), em sua dissertação de mestrado, propôs um método de dosagem para concretos auto-adensáveis baseado no método IPT/EPUSP para dosagem de concretos convencionais, utilizando-se materiais de sua região com o objetivo de alcançar a resistência à compressão definida, com o menor custo possível. Seu objetivo final era desenhar um diagrama de proporcionalidade e determinar as equações de comportamento, com a lei de Abrams, a Lei de Lyse e a equação que relaciona consumo de aglomerantes por metro cúbico, para materiais selecionados por questões econômicas e de disponibilidade na cidade de Porto Alegre.

Com o intuito de comprovar a eficácia do método de dosagem proposto, TUTIKIAN (2004) dosou uma família de referência com concreto convencional para comparações com outras seis dosadas com concreto auto-adensável (CAA) com três fins

distintos, sendo em um primeiro momento sem aditivo de viscosidade (VMA) e após com aditivo VMA.

Para cada uma das famílias foram determinadas equações e o diagrama de dosagem, e, posteriormente, foram comparadas algumas propriedades dos concretos, como resistência à compressão e à tração, consumo dos componentes, dosagem dos aditivos, ganhos de resistência e custo. Baseado em ensaios prévios, foram calculadas três adições para cada ponto do diagrama. Com um total de sete famílias, com quatro pontos cada (1:3; 1:4,5; 1:6; e 1:7,5), quatro idades (3, 7, 28 compressão e tração e 63 dias) e dois corpos de prova por idade, foram moldadas um total de 280 corpos-de-prova de 9,5 centímetros por 19,5.

TUTIKIAN (2004) utilizou o cimento ARI/RS, cimento de alta resistência inicial resistente a sulfatos. Os finos foram um fíler calcáreo, o metacaulim e a cinza de casca de arroz. O agregado miúdo escolhido foi a areia regular extraída de rio. A brita de origem basáltica de dimensão máxima de 19 milímetros foi escolhida como agregado graúdo. Os aditivos superplastificantes utilizados são de terceira geração a base de policarboxilatos e modificador de viscosidade.

O teor de argamassa foi determinado de forma semelhante ao proposto no IPT/EPUSP, sem finos e aditivos, levando-se em conta apenas o cimento, os agregados e a água. Partindo-se de um concreto 1:5 com 50 % de argamassa, e obtendo, visualmente, o teor de argamassa seca, em massa de 53 % como sendo o ideal para estes materiais. Este valor foi mantido para as outras famílias calculadas.

Após a determinação do teor de argamassa para esta família de materiais, TUTIKIAN (2004) calculou os traços para serem utilizados no trabalho experimental. Para que a curva de dosagem fosse melhor ajustada, foram determinados quatro pontos relativamente espaçados. O aditivo superplastificante foi dosado experimentalmente, variando, de 0,65 % até 0,85 % em relação à massa de aglomerante. A água foi colocada à medida que havia necessidade, baseado em resultados do ensaio do slump flow test.

A Tabela 2.5 apresenta os traços unitários secos em massa dos concretos produzidos.

Tabela 2.5 - Traços unitários secos em massa dos concretos produzidos TUTIKIAN (2004)

Concretos	Traço	C	MC	CCA	FC	AR	BR	a/agl	SP	VMA
Referência	1:3	1,00	-	-	-	1,12	1,88	0,40	-	-
	1:4,5	1,00	-	-	-	1,92	2,59	0,49	-	-

	1:6	1,00	-	-	-	2,71	3,29	0,61	-	-
	1:7,5	1,00	-	-	-	3,51	4,00	0,77	-	-
CAA FC sem VMA	1:3	1,00	-	-	0,55	0,57	1,88	0,49	0,65	-
	1:4,5	1,00	-	-	1,05	0,87	2,59	0,78	0,65	-
	1:6	1,00	-	-	1,35	1,36	3,29	0,81	0,65	-
	1:7,5	1,00	-	-	1,65	1,86	4,00	1,01	0,65	-
CAA FC com VMA	1:3	1,00	-	-	0,50	0,62	1,88	0,41	0,70	1,00
	1:4,5	1,00	-	-	0,70	1,22	2,58	0,59	0,70	1,00
	1:6	1,00	-	-	1,00	1,71	3,29	0,78	0,70	1,00
	1:7,5	1,00	-	-	1,40	2,11	3,99	1,12	0,70	1,00
CAA MC sem VMA	1:3	0,60	0,40	-	-	1,12	1,88	0,57	0,75	-
	1:4,5	0,70	0,30	-	-	1,92	2,59	0,60	0,75	-
	1:6	0,70	0,30	-	-	2,71	3,29	0,81	0,75	-
	1:7,5	0,70	0,30	-	-	3,51	4,00	1,03	0,75	-
CAA MC com VMA	1:3	0,75	0,25	-	-	1,12	1,88	0,46	0,85	0,80
	1:4,5	0,75	0,25	-	-	1,92	2,59	0,56	0,85	0,80
	1:6	0,75	0,25	-	-	2,71	3,29	0,80	0,85	0,80
	1:7,5	0,75	0,25	-	-	3,51	4,00	1,03	0,85	0,80
CAA CCA sem VMA	1:3	0,50	-	0,50	-	1,12	1,88	0,50	0,80	-
	1:4,5	0,50	-	0,50	-	1,92	2,59	0,58	0,80	-
	1:6	0,50	-	0,50	-	2,71	3,29	0,71	0,80	-
	1:7,5	0,50	-	0,50	-	3,51	4,00	1,19	0,80	-
CAA CCA sem VMA	1:3	0,65	-	0,35	-	1,12	1,88	0,42	0,85	0,90
	1:4,5	0,65	-	0,35	-	1,92	2,59	0,47	0,85	0,90
	1:6	0,65	-	0,35	-	2,71	3,29	0,82	0,85	0,90
	1:7,5	0,65	-	0,35	-	3,51	4,00	0,84	0,85	0,90

Legenda: C - cimento; MC - metacaulim; CCA - cinza de casca de arroz; FC - fíler calcáreo; AR - areia; BR - brita; a/agl - relação água/aglomerante, em massa; SP - aditivo superplastificante; VMA – aditivo modificador de viscosidade

Os diagramas de dosagem feitos para estes concretos relacionam resistência à compressão, relação água/aglomerante, traço 'm' e consumo de aglomerantes. Os concretos foram ensaiados à compressão, aos 3, 7, 28 e 63 dias, e a tração, aos 28 dias. A Figura 2.16 apresenta a curva de dosagem para o concreto convencional, a mesma curva foi construída para todos os demais tipos de concretos confeccionados.

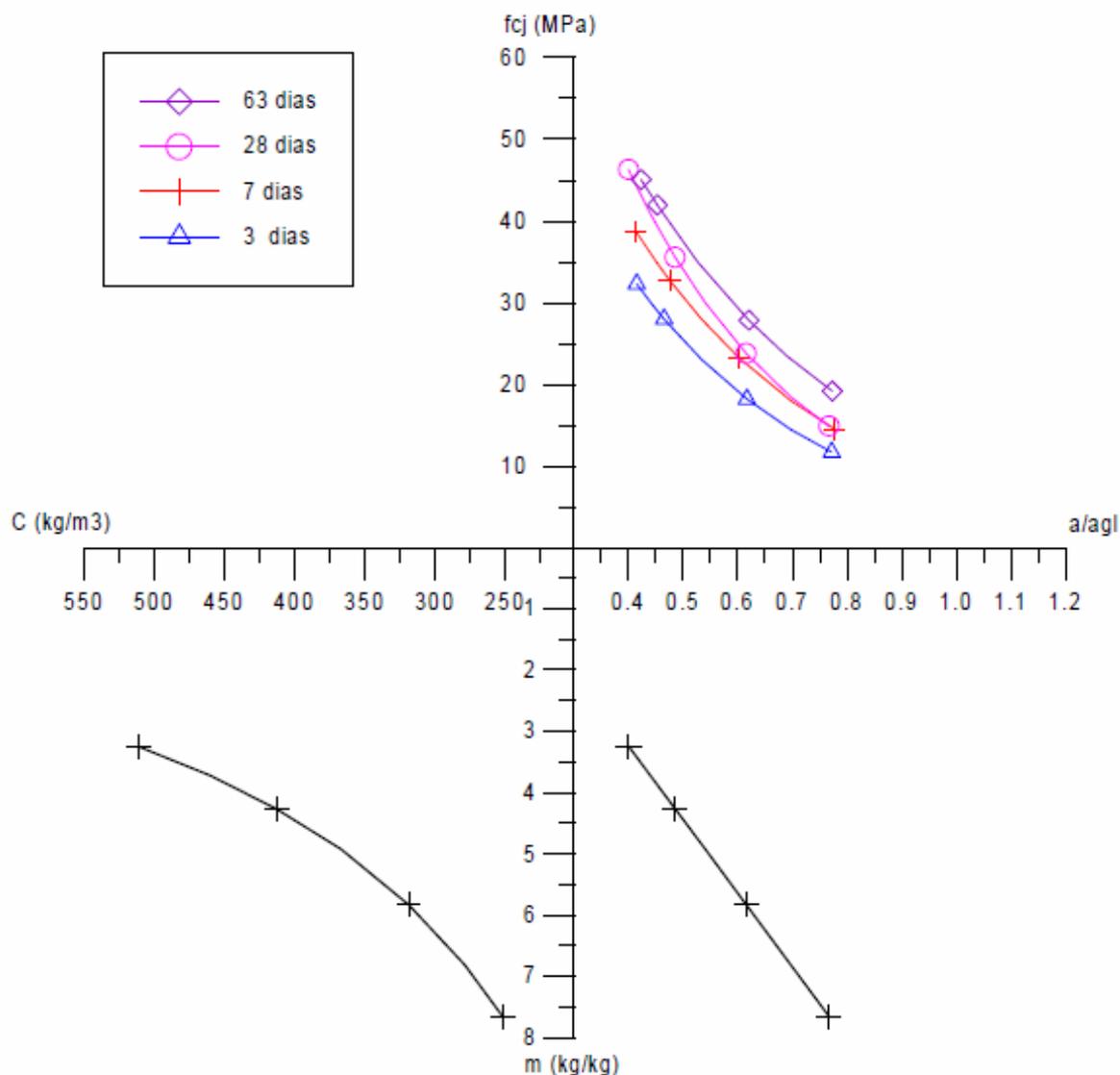


Figura 2.16 – Curva de dosagem para o concreto convencional (TUTIKIAN, 2004)

Com as curvas de dosagem e os parâmetros calculados TUTIKIAN (2004) pode determinar as equações de Abrams, Lyse e consumo de materiais pelo traço “1: m”, isso possibilitou o cálculo de todos os componentes de um traço que se quisesse. Com os traços foi possível calcular os custos de cada concreto.

Como o parâmetro principal para dosagem de um concreto é sua resistência à compressão, TUTIKIAN (2004) fixou os valores de resistência à compressão e calculou o consumo de materiais e os custos. Para um resistência de 30 MPa, o custo dos CAA com metacaulim, em comparação ao concreto de referência, foi 41 % maior. O CAA com cinza de casca de arroz foi apenas 3 % mais caro, o que viabiliza seu uso. O CAA com fíler calcáreo apresentou aumento de 42 %.

TUTIKIAN (2004) comprovou a eficiência de seu método de dosagem para CAA, tanto do ponto de vista técnico como econômico, simplificando o processo que até então não tinha nenhum método de dosagem consagrado.

Também foi observado, que as resistências à compressão dos CAA com VMA são superiores às dos CAA sem VMA para as mesmas proporções “1:m”, pois este aditivo substitui finos, diminuindo a relação água/aglomerante, aumentando os valores de resistência à compressão do concreto. As relações à compressão e à tração dos CAA são similares às do concreto convencional.

TUTIKIAN (2004) comprovou que é possível dosar um concreto auto-adensável com custos similares ou até inferiores ao concreto de referência, para a mesma faixa de resistência à compressão, e para as mesmas idades.

2.5.3.2 OMAR (2006)

O trabalho desenvolvido por OMAR (2006) aborda o estudo de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão e tração, submetidos à flexo-compressão reta.

Seu programa experimental foi constituído de duas etapas de testes. Na primeira, houve a confecção de 8 pilares de concreto armado com seção de 120 mm x 250 mm e comprimento de 2000 mm, sendo estes pilares iguais aos modelos já mostrados no trabalho de ADORNO (2004), Figura 2.7, e também utilizados por ARAÚJO (2004), tais pilares foram moldados com concreto de resistência nominal à compressão aos 28 dias de 30 MPa.

Dois dos pilares (P1 e P2), considerados de referência, foram ensaiados, utilizando-se uma excentricidade de 60 mm, até a ruptura, e os outros seis (P3 à P8) foram carregados até uma carga de parada pré-definida (início do escoamento da armadura tracionada).

Em uma segunda etapa os pilares pré carregados foram reforçados e re-ensaiados até a ruptura. Foi utilizado como material de reforço o concreto auto-adensável (CAA), com resistência nominal a compressão aos 28 dias de 40 MPa, módulo de deformação longitudinal igual a 20 GPa, sendo que os pilares originais apresentaram módulo de aproximadamente 28 GPa. A preparação do substrato foi feita por apicoamento manual. O reforço foi executado com os pilares descarregados e fora do aparato de ensaio.

Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de $2\phi 10,0\text{mm}$ e $2\phi 12,5\text{ mm}$, sendo chamados de PT10 e PT12 respectivamente, conseqüentemente a excentricidade inicial aplicada, para ambos, aumentou para 82,5 mm.

Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de $2\phi 10,0\text{mm}$, $2\phi 12,5\text{ mm}$ e nas faces comprimida colocando uma camada de concreto auto-adensável, com espessura de 45 mm, sendo chamados de PC45T10 e PC45T12 respectivamente, mantendo a excentricidade inicial de 60 mm para ambos.

Os pilares P7 e P8 foram reforçados nas faces comprimidas com uma camada de concreto auto-adensável, com espessura de 35 e 55 mm, sendo chamados de PC35 e PC55 respectivamente, conseqüentemente tendo suas excentricidades iniciais reduzidas para 42,5 e 32,5 mm respectivamente.

A Tabela 2.6 ilustra as características dos pilares de referência e dos pilares reforçados.

Tabela 2.6 – Principais características geométricas dos pilares ensaiados por OMAR

Tipo	1ª Etapa	2ª Etapa					
	$e_{inicial} = 60,0\text{ mm}$	Nome	$e_{r,in}$ (mm)	E_{rc} (mm)	R_t	E_{rt} (mm)	h (mm)
Referência (1ª etapa)	P1	-	-	-	-	-	120
	P2	-	-	-	-	-	
Original (1ª etapa)	P3	PT10	82,5	-	$2\phi 10,0\text{ mm}$	45	165
	P4	PT12			$2\phi 12,5\text{ mm}$		
Reforçado (2ª etapa)	P5	PC45T10	60,0	45	$2\phi 10,0\text{ mm}$	-	210
	P6	PC45T12			$2\phi 12,5\text{ mm}$		
	P7	PC35	42,5	35	-	-	155
	P8	PC55	32,5	55	-	-	175

$e_{inicial}$ = Excentricidade inicial ($P = 0\text{ kN}$) ; / $e_{r,in}$ = Excentricidade inicial dos pilares reforçados ($P = 0\text{ kN}$);

E_{rc} = Espessura do reforço na face comprimida; / R_t = Armadura de reforço na face tracionada;

E_{rt} = Espessura do reforço face tracionada; / h = Altura total da seção transversal na direção do esforço.

Os dois pilares de referência (P1 e P2) ensaiados, romperam na região prevista à meia altura do pilar, de maneira dúctil com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto. As cargas de ruptura desses pilares foram 130,1 kN e 157,0 kN respectivamente.

Em função dos resultados dos pilares de referência e das análises de seus deslocamentos e suas deformações, definiu-se a carga de parada dos pilares a serem reforçados, como sendo uma carga próxima ao início do escoamento da armadura tracionada. Esta carga foi identificada em função da deformação observada para as barras de aço tracionadas dos pilares durante a realização dos ensaios.

Após a realização dos ensaios Omar verificou que os pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, apresentaram cargas de ruptura iguais à 268 e 280 kN, que eram 2,1 e 2,2 vezes maior que a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura, apesar do aumento da excentricidade inicial da força aplicada. Os pilares PT10 e PT12, romperam de maneira dúctil com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Em PT10 e PT12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC45T10 e PC45T12, apresentaram cargas de ruptura iguais a 645 e 630 kN, sendo 4,9 e 4,8 vezes superiores a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PC45T10 e PC45T12, romperam de maneira frágil sem o escoamento da armadura tracionada e com esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Em PC45T10 e PC45T12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC35 e PC55 apresentaram carga de ruptura, 380 e 506 kN, superiores 2,9 e 3,9 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da diminuição da excentricidade inicial da força aplicada.

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.

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 foi de 26 % e 47 % , respectivamente. Estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar, que leva, conseqüentemente, a uma diminuição da excentricidade inicial da carga.

A Tabela 2.7 resume todas as cargas e modos de ruptura dos pilares ensaiados.

Tabela 2.7 – Cargas e momentos máximos dos pilares de OMAR

Pilar	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{refor} (MPa)	P_u (kN)	e_{inicial} (mm)	$D_{\text{máx}}$ R3 (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_s^{\text{máx}}$ (mm/m)	$\varepsilon_c^{\text{máx}}$ (mm/m)	M_u (kN.mm)	Modo de Ruptura
P1	30,5	-	130,1	60,0	20,35	80,35	2,89	-2,22	10.446	EE
P2	30,6	-	157,0	60,0	37,63	97,63	4,36	-4,69	15.328	EE
PT10	30,7	43,0	268,0	82,5	32,58	115,08	3,36	-3,45	30.841	EE
PT12	30,7	44,1	280,0	82,5	20,37	102,87	2,90	-2,92	28.804	EE
PC45T10	30,7	44,8	645,0	60,0	19,46	79,46	1,75	-3,57	51.252	E
PC45T12	30,8	45,5	630,0	60,0	11,67	71,67	1,72	-3,89	45.152	E
PC35	25,1	46,2	380,0	42,5	22,05	64,55	1,47	-2,43	24.529	D
PC55	25,1	46,8	506,0	32,5	13,62	46,12	1,43	-2,49	23.337	D

f_c^{sub} - Resistência do concreto no dia do ensaio; / P_u - Carga de ruptura; / e_{inicial} - Excentricidade inicial;

R3 - Deslocamento horizontal máximo; / e_{final} - Excentricidade final = $e_{\text{inicial}} + \mathbf{R3}$;

$\varepsilon_s^{\text{máx}}$ - Deformação máxima do aço tracionado; / $\varepsilon_c^{\text{máx}}$ - Deformação máxima do concreto comprimido;

M_u - Momento máximo = $P_u \cdot e_{\text{final}}$; / **EE** = Escoamento aço e esmagamento concreto;

E = Esmagamento concreto; / **D** = Desplacamento reforço; / $\varepsilon_y \phi 10 = 2,87$ mm/m; / $\varepsilon_y \phi 12,5 = 2,53$ mm/m.

OMAR (2006) concluiu que o concreto auto-adensável como material para reforço, demonstrou-se satisfatório, moldando-se a seção das peças sem que houvesse a segregação e o aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, este material trabalhou em conjunto com o substrato, aumentando a capacidade portante das peças reforçadas, ocorrendo deslocamento apenas para os pilares que foram reforçados somente na face comprimida, porém, em um estágio de carregamento avançado, à 380 e 506 kN, para os pilares PC35 e PC55, respectivamente.

2.5.3.3 GOMES et al (2007)

O trabalho realizado por GOMES et al (2007) consiste no ensaio dos mesmos modelos de pilares de concreto armado de características idênticas as estudados por OMAR (2006), reforçados anteriormente a sua utilização, porém utilizando duas técnicas distintas de reforço nos pilares, submetidos à flexão composta reta. O objetivo da pesquisa foi analisar a resistência e a ductilidade de pilares reforçados com: compósitos de fibra de carbono (CFC), na região tracionada; e concreto auto-adensável (CAA), na região comprimida.

A pesquisa compreendeu a análise do comportamento de 6 (seis) pilares medianamente esbeltos, com seção transversal de 120 mm x 250 mm e comprimento de 2000 mm, com excentricidade inicial de 120 mm atuante na direção de menor inércia. Dentre os pilares ensaiados, um serviu como referência (PR); dois foram reforçados apenas na região tracionada, utilizando duas (PT2) e quatro (PT4) camadas de fibra de carbono, com o propósito de aumentar a resistência da região tracionada; dois reforçados apenas na região comprimida com adição de uma camada de CAA de 35 mm (PC35) e de 55 mm (PC55), de forma a minimizar as solicitações nas armaduras tracionadas; e, finalmente, um pilar recebeu reforço simultaneamente nas duas faces opostas, de duas camadas de fibra de carbono e 55 mm de CAA (PT2C55). O programa experimental retratou uma situação de reforço estrutural em peças íntegras e ainda não solicitadas, com taxa de armadura de flexão próxima da taxa mínima recomendada pela NBR 6118:2003 e semelhante a utilizada por OMAR (2006).

A Figura 2.17 e Tabela 2.8 apresentam os pilares com as dimensões da seção transversal e do reforço, o posicionamento das barras da armadura, e a localização do carregamento aplicado e dos materiais de reforço.

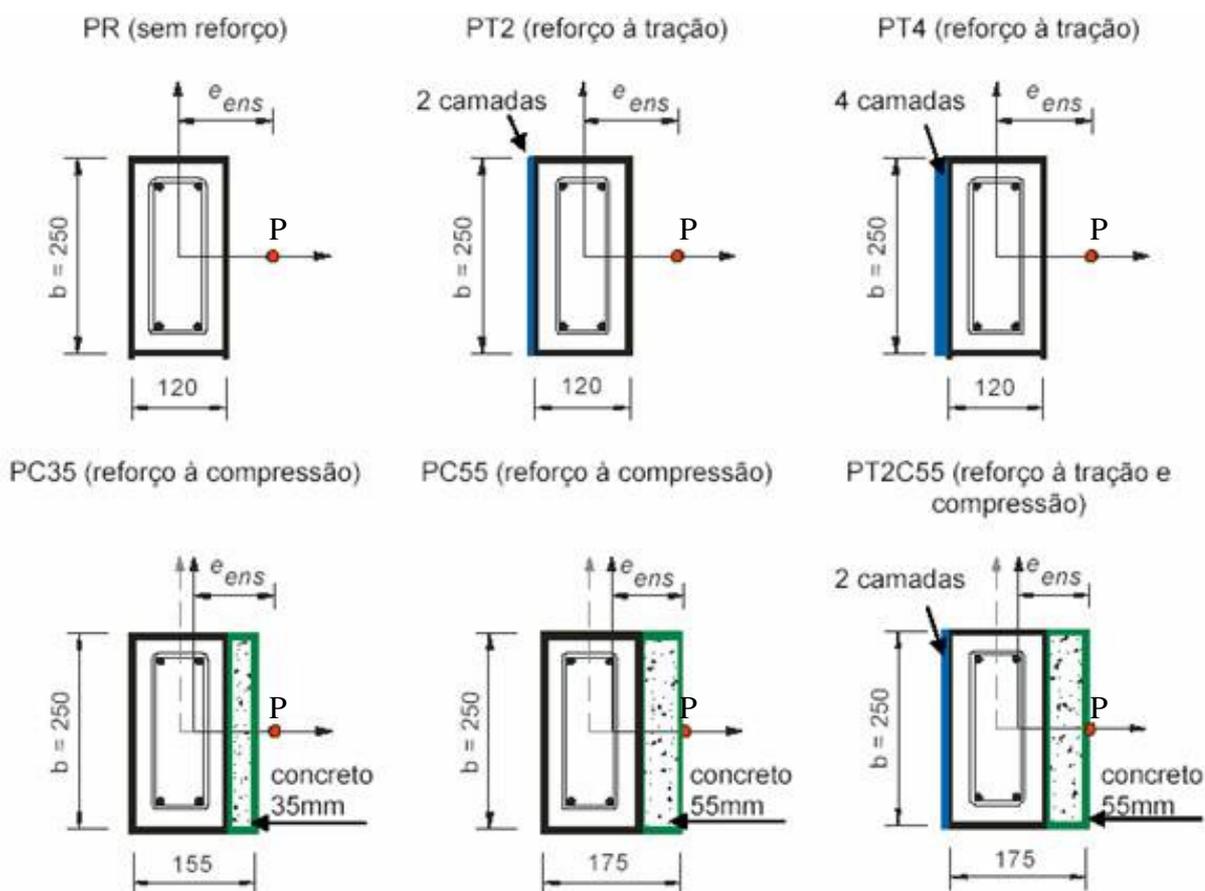


Figura 2.17 – Seção transversal das peças ensaiadas (GOMES et al, 2007)

Tabela 2.8 – Características geométricas e de ensaio dos pilares (GOMES et al, 2007)

Pilar	Antes do reforço		Reforço		Depois do reforço	
	Dimensões (mm) <i>b x h</i>	$e_{inicial}$ (mm)	à tração	à compressão	Dimensões (mm) <i>b x h</i>	e_{ensaio} (mm)
			n° de camadas	espessura camada CAA (mm)		
PR	250 X 120	120	-	-	-	120
PT2	250 X 120	120	2	-	250 x 120	120
PT4	250 X 120	120	4	-	250 x 120	120
PC35	250 X 120	120	-	35	250 x 155	102,5
PC55	250 X 120	120	-	55	250 x 175	92,5
PT2C55	250 X 120	120	2	55	250 x 175	92,5

$e_{inicial}$ = excentricidade antes do reforço; e_{ensaio} = excentricidade depois do reforço (de ensaio);
 $\rho = (A_s / b.h = 1,05\%)$

Para a execução do reforço dos pilares à flexão normal composta foi utilizada a fibra de carbono do tipo unidirecional, cujos dados fornecidos pelo fabricante são: módulo de elasticidade longitudinal de 372 GPa, resistência última à tração de 3.517 MPa, deformação específica de ruptura de 9 ‰, e espessura da lâmina de 0,165 mm. A largura da lâmina de fibra de carbono usada no reforço foi exatamente igual à largura do pilar (250 mm) e o comprimento total de cada camada de reforço foi igual à altura do pilar (2000 mm), acrescido do comprimento dos consolos de cada extremidade (500 mm em cada consolo).

Observou-se que a utilização exclusiva de fibra de carbono ou de concreto auto-adensável e de ambos concomitantemente proporcionaram aumento da rigidez, em relação ao pilar de referência, para níveis de carga correspondentes. Sob carga de 72,5 kN, ruptura do pilar de referência PR, observou-se uma redução nos deslocamentos dos pilares reforçados, em relação ao pilar de referência PR, de 54 ‰, 70 ‰, 86 ‰, 86 ‰ e 97 ‰, respectivamente, para os pilares PT2, PT4, PC35, PC55 e PT2C55.

O pilar de referência PR atingiu a ruptura por escoamento da armadura ($\epsilon_{s,máx} = 3,24 ‰$) sob carga de 72,5 kN. Os pilares reforçados com fibra de carbono, PT2 e PT4, romperam com cargas iguais a, respectivamente, 147,5 kN e 185 kN, sendo que o primeiro rompeu de forma dúctil com escoamento da armadura ($\epsilon_{s,máx} = 3,60 ‰$) e esmagamento do concreto ($\epsilon_{c,máx} = 3,50 ‰$) e o segundo, por esmagamento do concreto ($\epsilon_{c,máx} = 3,76 ‰$). Os pilares reforçados com adição de 35 mm (PC35) e 55 mm (PC55) de CAA apresentaram cargas de ruptura iguais a, respectivamente, 147,5 kN e 185 kN. A ruptura desses pilares ocorreu com o deslocamento da camada de CAA, antes que as barras de armadura e o concreto tivessem sido solicitados até as suas capacidades máximas de deformação. O mesmo

ocorreu com o pilar PT2C55, com duas camadas de fibra e 55 mm de CAA, que rompeu sob carga de 234 kN. A Tabela 2.9 mostra os resultados experimentais obtidos.

Tabela 2.9 – Resultados experimentais dos pilares na ruptura (GOMES et al, 2007)

Pilar	$F_{c,sub}$ (MPa)	$F_{c,ref}$ (MPa)	F_u (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\epsilon_{s,max}$ (mm/m)	$\epsilon_{c,max}$ (mm/m)	Modo de ruptura	$\frac{F_u (Pi)}{F_u (PR)}$
PR	34,4	-	72,5	35,0	3,24	-2,14	EA	1,00
PT2	35,6	-	147,5	51,0	3,60	-3,50	EE	2,03
PT4	35,7	-	185,0	44,0	2,15	-3,76	EC	2,55
PC35	35,8	28,8	147,5	16,5	2,08	-0,88	D	2,03
PC55	35,9	29,5	185,0	17,0	2,35	-1,62	D	2,55
PT2C55	35,9	31,0	234,0	14,5	1,99	-1,44	D	3,23

δ – deslocamento lateral; EA – escoamento da armadura; EE – escoamento da armadura e esmagamento do concreto; EC- esmagamento do concreto; D – deslocamento da camada de reforço

O pilar PT2, com duas camadas de fibra de carbono, apresentou carga de ruptura igual a 2 vezes à do pilar de referência PR, mesmo acréscimo de resistência obtido com o aumento de 35 mm da seção transversal com o uso do CAA. O emprego de quatro camadas de fibra no pilar PT4 proporcionou aumentar em 2,55 vezes a carga de ruptura em relação ao pilar PR, assim como ocorreu quando se adicionou uma camada de 55 mm de CAA. A utilização de duas camadas de fibra de carbono e uma camada de 55 mm de CAA permitiu elevar 3,2 vezes a carga de ruptura em relação ao PR.

Comparando os pilares PC55 e PT2C55, que tiveram o mesmo modo de ruptura (deslocamento do reforço), o acréscimo de duas camadas de fibra proporcionou aumento de, aproximadamente, 27 % na carga de ruptura. Relacionando os pilares PT2 e PT2C55, a adição de uma camada de 55 mm de CAA elevou em 59 % a carga de ruptura, além de reduzir as deformações nas armaduras e no concreto e, também, alterar o modo de ruptura.

GOMES et al (2007) verificaram que os resultados mostraram que a utilização desses materiais de reforço alterou o modo de ruptura e elevou a resistência última. O uso exclusivo de fibra de carbono proporcionou redução de deslocamentos laterais e manutenção da ductilidade, em relação a um pilar sem reforço com baixa taxa de armadura de flexão. Com a adição de CAA, a redução dos deslocamentos laterais dos pilares foi mais acentuada, devido ao aumento da seção transversal e à diminuição da excentricidade inicial. Entretanto, verificou-se o deslocamento da camada de CAA de reforço na ruptura, antes que a armadura de aço e o concreto atingissem seus limites de deformação. Assim, GOMES et al (2007)

observaram que se deve proporcionar segurança a estrutura reforçada, principalmente com relação à completa e eficiente transferência de esforços entre o concreto antigo e o material novo.

2.5.3.4 SAHB (2008)

SAHB (2008), dando seguimento ao trabalho de OMAR (2006), e considerando a necessidade de se obter maiores informações sobre o comportamento dos pilares, para o caso de aumento da capacidade portante, quando submetidos à flexo-compressão e também do desempenho dos materiais usados, propôs uma pesquisa experimental com pilares de seção retangular, reforçados na região comprimida com concreto auto-adensável e chumbadores, submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm.

Para tanto, SAHB (2008) ensaiou um total de dez pilares divididos em duas séries, seguindo as mesmas configurações dos pilares de ADORNO (2006), seção transversal de 120 x 250 mm e 2000 mm de altura. Os pilares foram reforçados na face comprimida com uma camada de 35 mm de concreto auto-adensável e chumbadores. A variável utilizada foi a quantidade de chumbadores. A Figura 2.18 mostra o modelo do chumbador que foi utilizado no reforço.

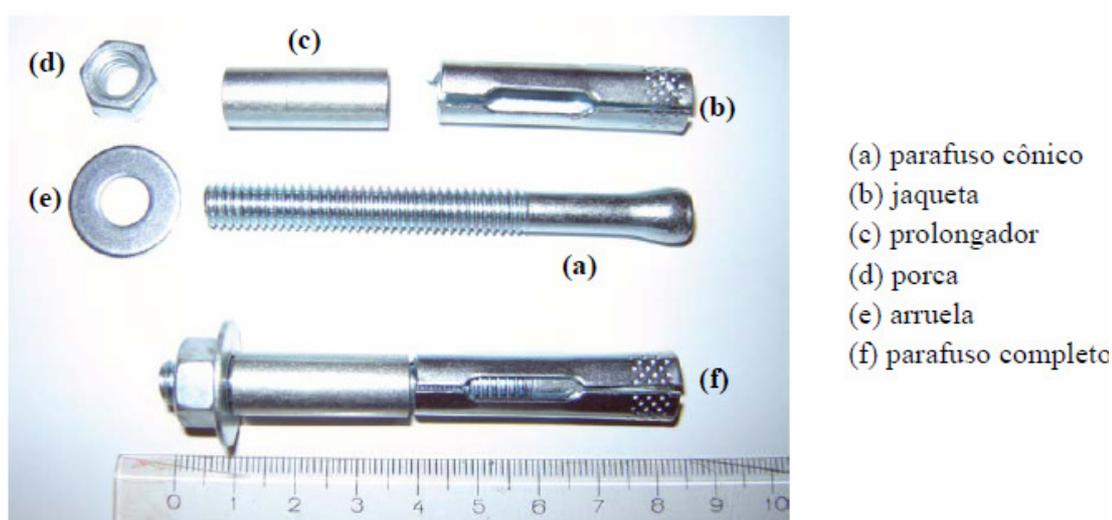


Figura 2.18 – Modelo de chumbador utilizado por SAHB, 2008

Na primeira série (Série PA) foram ensaiados seis pilares, sendo um original (sem reforço), um monolítico em concreto convencional e quatro reforçados. Na segunda série (Série PB) foram ensaiados quatro pilares, sendo um monolítico em concreto auto-adensável e

três reforçados. A Figura 2.19 mostra o esquema de localização dos chumbadores e a Tabela 2.10 apresenta a descrição dos pilares ensaiados.

Tabela 2.10 – Descrição dos pilares ensaiados por SAHB (2008)

Nome	Série	Descrição
PA-Ref	A	Pilar original (120x250) mm
PA-M	A	Pilar monolítico moldado com concreto convencional
PA-R	A	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração
PA-R3	A	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; três linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 600 mm
PA-R5	A	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm
PA-R9	A	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm
PB-M	B	Pilar monolítico em concreto auto-adensável com armadura de combate à retração
PB-R5-4d	B	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm e quatro linhas intermediárias com um chumbador de mesmo diâmetro; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo
PB-R9d	B	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo
PB-R9-8	B	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois chumbadores de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm e oito linhas intermediárias com um chumbador de mesmo diâmetro

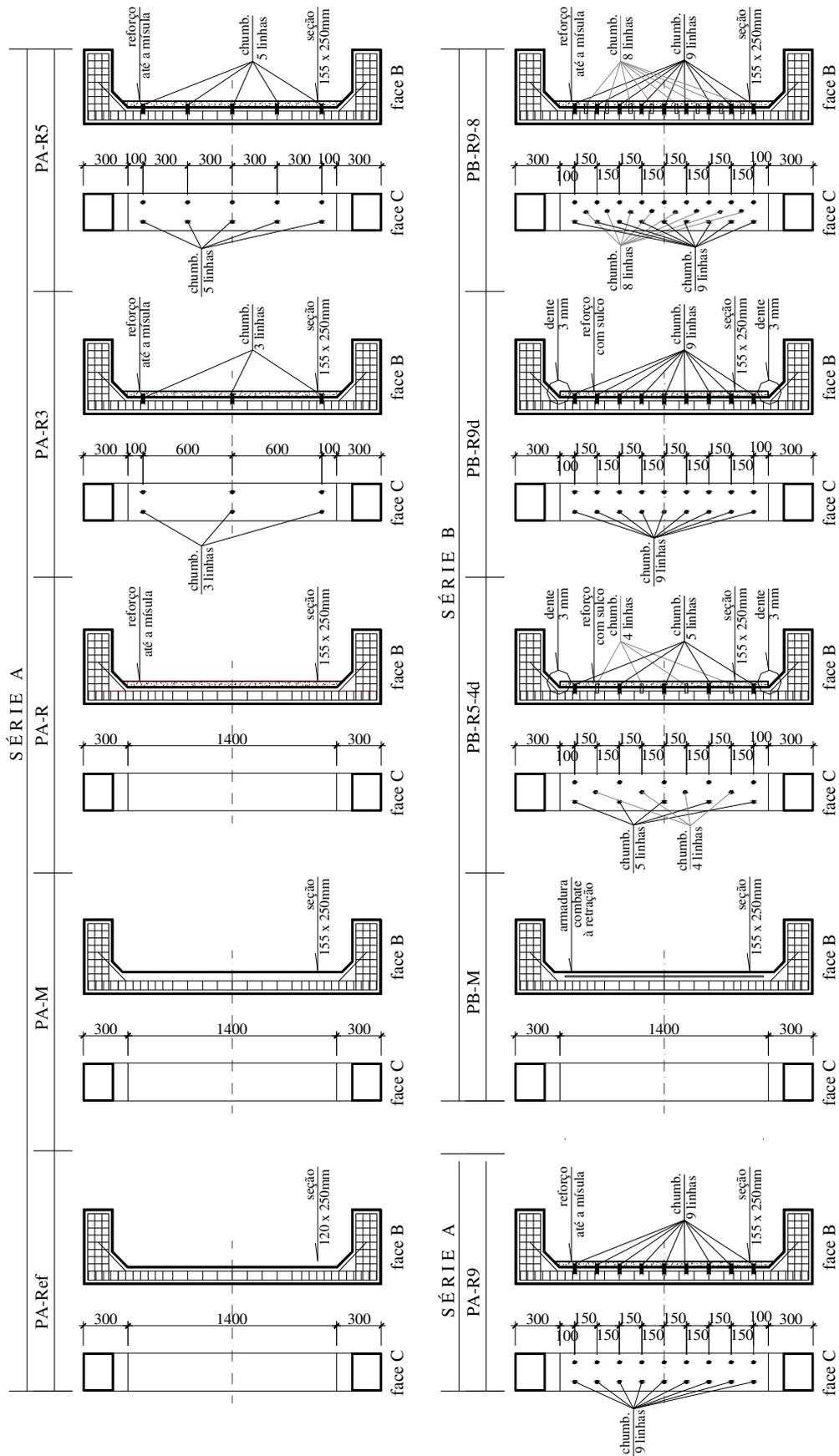


Figura 2.19 – Detalhamento dos pilares ensaiados (SAHB, 2008)

Os pilares foram ensaiados em um pórtico metálico localizado no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Goiás. A Tabela 2.11 mostra os resultados encontrados com a realização dos ensaios.

Tabela 2.11 – Cargas e modo de ruptura

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (GPa)	E_c^{ref} (GPa)	ρ_{fin} (%)	T_{ch} (%)	$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	Modo de Rup
PA-Ref	139,1	39,1	-	29,6	-	-	-	2,50	-3,04	EA;EC
PA-M	397,0	39,1	-	29,5	-	-	-	2,88	-3,68	EA;EC
PA-R	422,6	39,9	47,9	30,1	31,5	0,91	-	0,68	-2,32	DR
PA-R3	461,7	39,5	48,3	29,8	31,6	0,91	0,08	0,62	-2,16	DR
PA-R5	539,6	39,9	51,8	30,1	32,9	0,91	0,14	-0,12	-1,75	DR
PA-R9	553,4	39,9	52,0	30,1	33,0	0,91	0,25	-0,03	-1,37	DR
PB-M	613,0	51,7	-	35,2	-	-	-	1,41	-3,16	EC*
PB-R5-4d	205,0	41,0	51,7	29,2	35,3	0,91	0,20	-0,04	-0,64	DR
PB-R9d	225,0	41,1	52,2	31,0	35,4	0,91	0,25	-0,24	-0,48	DR
PB-R9-8	626,3	41,2	52,5	31,1	35,4	0,91	0,37	1,25	-2,68	EC;DR

* Pilares em que a leitura das deformações foram na carga anterior à de ruptura

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;

E_c^{sub} : Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio;

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto CAA do reforço na data do ensaio;

ρ_{inic} : Taxa de armadura longitudinal inicial (antes do reforço);

ρ_{fin} : Taxa de armadura da seção composta após o reforço com uma camada de 35 mm de CAA;

T_{ch} : Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos e A_{int} a área da interface entre substrato e reforço;

$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida, na região central do pilar;

$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central;

ϵ_y : 2,95 mm/m: Deformação de início de escoamento obtida para o aço de 10 mm;

ϵ_u : 3,0 mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas;

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

SAHB (2008) observou que todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior a do pilar original de referência, confirmando o bom desempenho do método de reforço adotado. 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 taxa de chumbadores rompeu com deslocamento da camada de reforço e também foi evidenciada tendência de esmagamento do concreto na região central do pilar.

Todos os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos. Com o acréscimo da taxa de chumbadores houve redução de deslocamento, provavelmente em função do aumento da rigidez do elemento. Tomando o pilar PB-M, como referência, SAHB concluiu que o pilar que apresentou deslocamento mais semelhante foi o PB-R9-8, que continha a maior taxa de chumbadores. Comparando os pilares reforçados sem o uso de chumbadores, foi observado que em todos os casos houve diminuição de deslocamentos horizontais.

Nos pilares reforçados, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d, houve uma mudança na solicitação, ou seja, ao invés de as armaduras serem tracionadas, passaram a ser comprimidas, demonstrando que o reforço enrijeceu o elemento combatendo a flexão. Nos pilares reforçados, as armaduras situadas na face mais tracionada ou menos comprimida não atingiram o escoamento à tração, uma vez que, exceto para os pilares PA-R3 e PB-R9-8 foram comprimidas.

SAHB (2008) observou que os pilares monolíticos PA-M e PB-M apresentaram esmagamento do concreto, bem como o pilar original de referência PA-Ref. Dos 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.

SAHB (2008) concluiu que o concreto auto-adensável é viável quando utilizado como material de reforço, no entanto, sua utilização requer maiores cuidados com as propriedades dos seus materiais constituintes e de sua dosagem. Os chumbadores utilizados apresentaram bom desempenho, a solicitação ao cortante destes elementos foi de aproximadamente 10 % de sua capacidade resistente, sendo que nenhum rompeu por cisalhamento.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo compreende o programa experimental que dá seguimento a uma linha de pesquisa desenvolvida na Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, que teve início com o trabalho proposto por ADORNO (2004), no qual foi realizado um estudo teórico-experimental sobre o comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão reta. ARAÚJO (2004) deu continuidade a pesquisa iniciada por ADORNO (2004), contribuindo com a análise para diferentes excentricidades de aplicação de carga e taxas de armadura.

OMAR (2006), em sua dissertação de mestrado, propôs o estudo do comportamento dos pilares estudados por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), objetivando a análise do seu desempenho quando reforçados com concreto auto adensável na região comprimida e com armadura de tração na região tracionada. Seguindo as sugestões de OMAR (2006), NASCIMENTO (2006), em sua monografia de projeto final de curso, estudou pilares reforçados com concreto auto adensável na região comprimida e com manta de fibra de carbono na região tracionada.

Nos trabalhos de OMAR (2006) e NASCIMENTO (2006), foi observado ganho de capacidade de carga nos pilares submetidos à flexo-compressão reta, reforçados na região comprimida com concreto auto adensável, no entanto, também foi verificado o deslocamento da camada de reforço, o que abriu margem para o desenvolvimento de outros trabalhos.

SAHB (2008), com o objetivo de minimizar os efeitos de deslocamento prematuro do reforço e, conseqüentemente, uma ruptura brusca do pilar, que foram os principais problemas encontrados nos trabalhos anteriores, propôs a melhora da ligação entre substrato e reforço, com a adição de chumbadores em diferentes quantidades e localizações.

Com base nas conclusões obtidas nas pesquisas anteriores, o presente trabalho compreenderá o estudo de pilares submetidos à flexo-compressão reta reforçados com concreto auto-adensável na região comprimida, incrementando-se a zona de interface entre os

concretos de diferentes idades com a presença de conectores na forma de estribos abertos. Este capítulo apresenta a metodologia adotada no desenvolvimento experimental da pesquisa.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS E PROGRAMA DE ENSAIO

O programa experimental consistiu no ensaio de nove pilares com as mesmas dimensões dos pilares de ADORNO (2004), como mostrou a Figura 2.5. Os pilares ensaiados foram concretados em duas etapas, na primeira delas, foram moldados seis modelos, na segunda, foram moldados os outros três pilares que completaram a série.

Dois dos exemplares concretados na primeira etapa foram utilizados como pilares de referência não reforçados, os outros quatro foram reforçados com concreto auto-adensável (CAA) na face comprimida, o que acarretou diminuição da excentricidade inicial de ensaio, pois manteve-se a posição original de aplicação da carga. Para garantir a união entre reforço e substrato, para cada exemplar reforçado, foram utilizados conectores, em diferentes posições na interface de ligação, com a finalidade de se obter uma ligação satisfatória, favorecendo o trabalho monolítico da peça e evitando a ruptura do pilar pelo deslocamento do reforço.

O modelo de pilar ensaiado apresenta dois consolos, um na base e outro no topo, para permitir a aplicação de força excêntrica ao pilar, provocando momento fletor na região central. Para evitar rupturas localizadas e permitir que o pilar resista à grande concentração de tensões existente em suas extremidades, foi utilizada uma armadura de fretagem.

A armadura longitudinal original de todos os pilares segue o mesmo padrão dos modelos ensaiados por ADORNO (2004), Figura 2.7, constituindo-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 é composta por estribos de cinco milímetros, com espaçamento igual a 100 mm, na região central, e 50 mm, próximo das extremidades da peça.

O modelo P1, pilar original de referência, com seção transversal de 120 x 250 mm, representa a peça original em concreto convencional sem nenhum tipo de reforço, a análise de seus resultados de resistência e modos de ruptura, possibilitará o estudo sobre as mudanças de comportamento decorrentes da existência de reforço com o aumento de seção de concreto na face comprimida.

O pilar P2 é um modelo de referência monolítico, concretado de uma só vez com concreto convencional, com seção final de 155 x 250 mm, igual a do pilar reforçado. Este

modelo representa o limite superior de resistência e modo de ruptura que um pilar reforçado, com as mesmas características, deveria alcançar.

Os demais pilares foram reforçados com uma camada de concreto auto-adensável na região comprimida com espessura de 35 mm. A Figura 3.1 mostra as características de todas as seções transversais dos pilares utilizados.

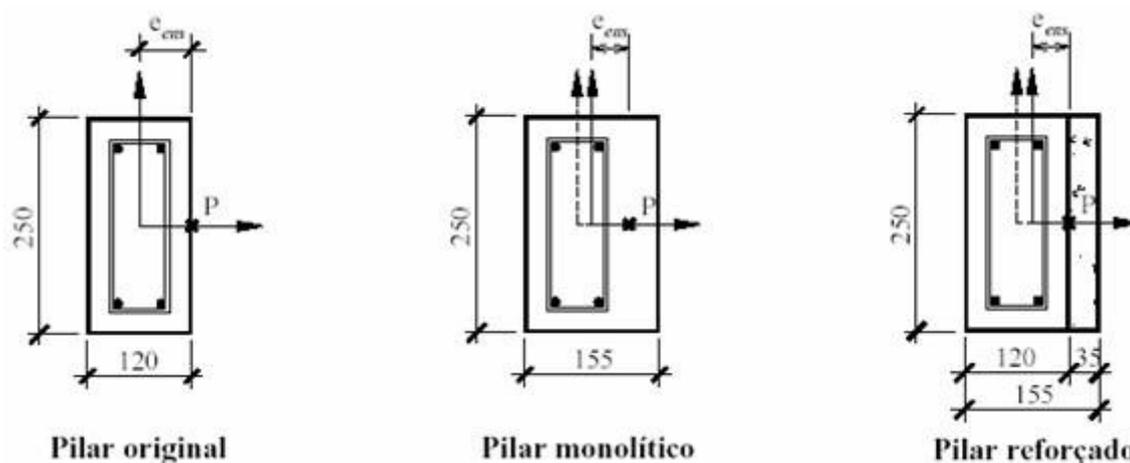


Figura 3.1 – Características das seções transversais de todos os pilares (e_{ens} : excentricidade de ensaio; P: carga aplicada; Dimensões em milímetros)

Para garantir a aderência do reforço ao substrato foram utilizados conectores em diferentes posições ao longo da face comprimida do pilar. Estes foram utilizados com o objetivo de se melhorar a zona de interface entre substrato e reforço, fazendo com que o modelo reforçado possa alcançar a resistência última e o modo de ruptura semelhante ao pilar monolítico P2. Os conectores foram confeccionados a partir de barras de aço de diâmetro 5,0 mm, do mesmo lote do aço utilizado na armadura transversal dos pilares.

A localização dos conectores foi definida de forma a se utilizar sempre em posições simétricas a partir do centro do eixo vertical do pilar. Foram considerados todos os estribos pertencentes a armadura transversal espaçada a cada 100 mm, posições de 1 a 3. Também foi utilizada uma posição mais externa considerando o estribo localizado no meio da armadura de fretagem espaçada a cada 50 mm, posição 4. Com a definição das posições a serem utilizadas, foram feitas combinações da quantidade de pares de conectores e das localizações de forma que fosse possível determinar o espaçamento mínimo a ser adotado entre os conectores.

A Figura 3.2 apresenta o modelo de um conector utilizado, com suas respectivas dimensões.

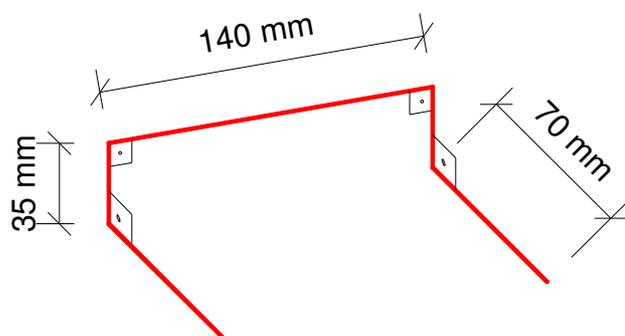


Figura 3.2 – Conector utilizado no reforço dos pilares

Para possibilitar a ligação entre os dois concretos, foram abertos sulcos na face comprimida, de forma que a armadura transversal do pilar ficasse descoberta em uma posição pré-escolhida, permitindo que o conector do reforço fosse amarrado ao estribo original da peça, conforme é mostrado na Figura 3.14. Estes sulcos tiveram sua quantidade e localização variada nos modelos reforçados. A simples existência dos sulcos colabora para que haja ganho de resistência, contribuindo com a aderência entre os concretos de diferentes idades. No entanto, os sulcos por si só não garantem mudança no modo de ruptura, objetivo principal deste trabalho. Na Tabela 3.1 é apresentado o nome e a descrição dos pilares ensaiados.

Tabela 3.1 – Descrição dos pilares ensaiados

Nome	Descrição	Esquema
P1	Pilar de referência original 120x250 mm;	
P2	Pilar de referência monolítico, confeccionado com concreto convencional 155x250 mm;	
P3	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 1, 155x250 mm;	
P4	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 3, 155x250 mm;	
P5	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 4, 155x250 mm;	
P6	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 3 e 4, 155x250 mm;	
P6A	Pilar idêntico ao anterior, confeccionado para confirmação dos resultados, 155x250 mm;	
P7	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 2 e 4, 155x250 mm;	
P8	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 1, 3 e 4, 155x250 mm;	

A Figura 3.3 apresenta o esquema de localização dos conectores na face comprimida do pilar para cada exemplar ensaiado. Eles estão representados pela linha contínua, do lado esquerdo são mostradas as larguras dos sulcos e as distâncias entre os mesmos.

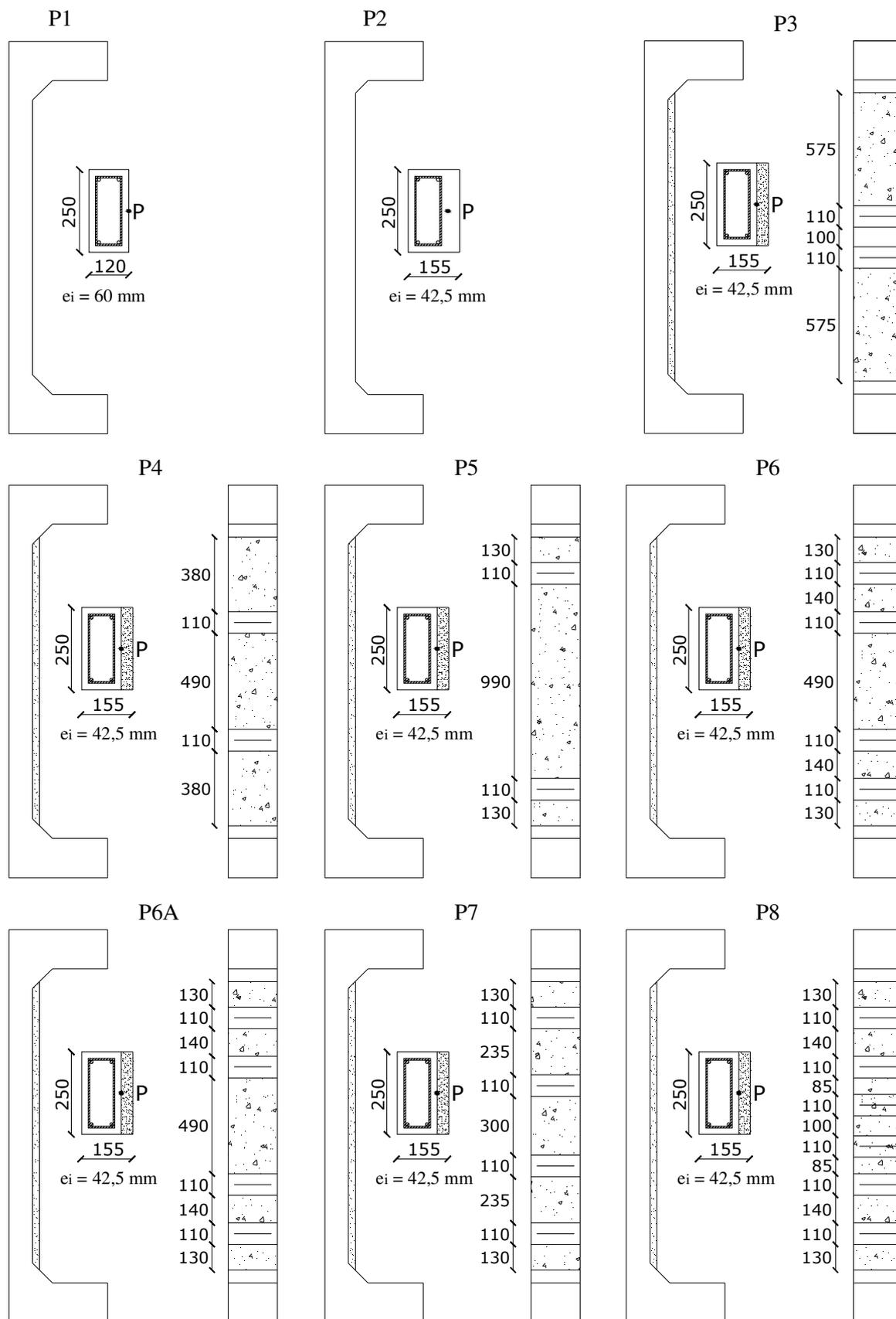


Figura 3.3 – Localização dos estribos na face comprimida do pilar, unidades em mm

3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A execução do programa experimental foi desenvolvida na seguinte seqüência: montagem e instrumentação das armaduras, montagem das fôrmas, concretagem e retirada das fôrmas dos pilares, execução do reforço, montagem do pilar no pórtico de ensaio, instrumentação complementar e execução dos ensaios.

3.3.1 Montagem e instrumentação da armadura dos pilares

As armaduras dos pilares foram montadas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil. Foram utilizadas barras de aço de um mesmo lote para que fossem mantidas as mesmas características do material. A Figura 3.4 mostra a armadura já montada e pronta para ser instrumentada.

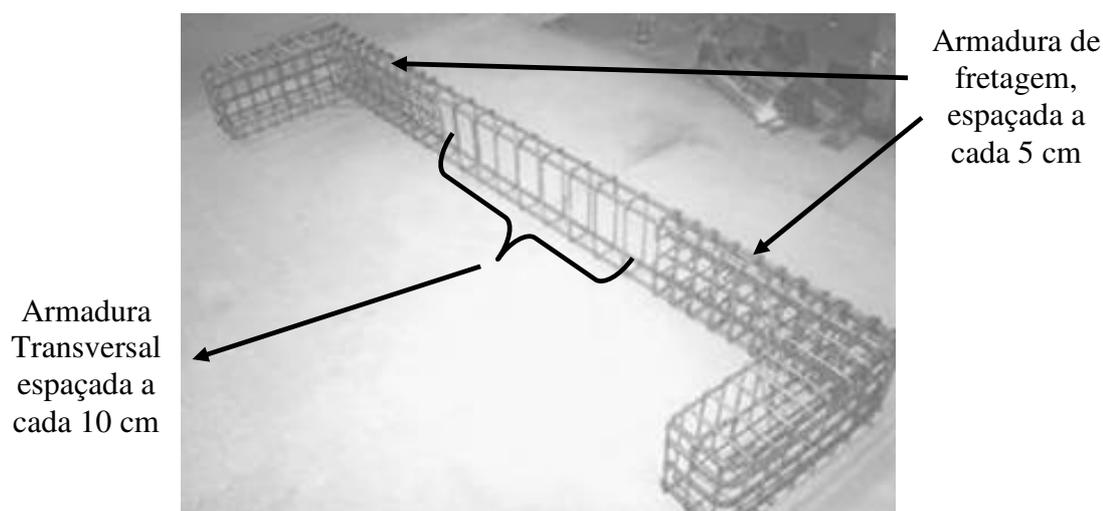


Figura 3.4 – Armadura utilizada nos pilares

As barras longitudinais foram numeradas de 1 a 4, sendo que as barras 1 e 3 se encontram na face tracionada e as barras 2 e 4 na face comprimida. Para monitoramento das deformações da armadura longitudinal dos pilares foram utilizados extensômetros localizados a meia altura do pilar, sendo dois extensômetros em cada barra, um do lado interno e outro do externo da mesma, cada extensômetro foi nomeado de acordo com sua localização, conforme, Figura 3.5. A letra “P” no desenho indica o ponto de aplicação da carga. As barras transversais não foram monitoradas devido a constatação, em ensaios anteriores, de não sofrerem solicitações relevantes.

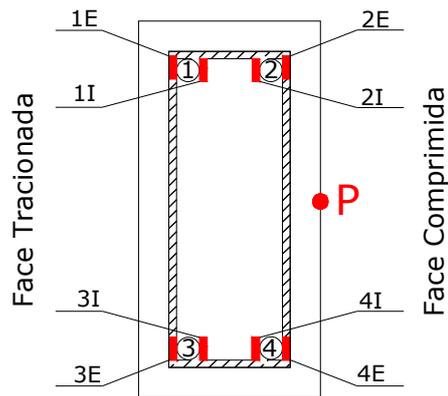


Figura 3.5 – Posição dos extensômetros colados na armadura longitudinal

Os locais definidos para a colagem dos extensômetros receberam tratamento adequado, iniciado logo após o término da montagem da armadura. Inicialmente, foi feita a regularização da superfície utilizando-se um esmeril. Em seguida foi utilizada lixa n° 200 para retirar as imperfeições deixadas, foi realizada então, limpeza com álcool isopropílico, seguida de um condicionador e de um neutralizador. Com a superfície regularizada e limpa, os extensômetros foram colados utilizando-se cola “SUPER BONDER”. Para finalizar, fez-se a proteção dos extensômetros aplicando-se fita isolante e fita de alta fusão. A Figura 3.6 ilustra todo o processo de preparo das barras e da colagem dos extensômetros.



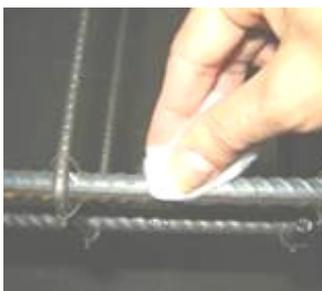
a) Barra sendo esmerilhada;



b) Barra sendo lixada;



c) Produtos utilizados na limpeza das barras;



d) Barra sendo limpa;



e) Colagem do extensômetro;



f) Protegendo extensômetro;

Figura 3.6 – Processo de colagem de extensômetros na armadura longitudinal

Os medidores de deformação utilizados foram extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, do tipo PA-06-250BA-120-L, que foram ligados a uma caixa de aquisição de dados, sendo esta interligada a um terminal da NATIONAL INSTRUMENTS, modelo SCXI-1001, controlada por um software computacional (LABVIEW 6.1).

Para obtenção das propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares, foram ensaiadas duas amostras da barra longitudinal de 10 mm. Determinaram-se, através dos ensaios de tração, segundo a NBR 7480/2007, a tensão de escoamento (f_y), a deformação de escoamento (ϵ_y) e a tensão de ruptura (f_u). Com o valor médio obtido calculou-se a tensão e a deformação de escoamento do aço.

3.3.2 Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a moldagem dos pilares consistem em laterais metálicas montadas e parafusadas sobre uma base de madeira. A base da fôrma é constituída por madeira compensada com dimensões de 550 mm x 2200 mm, apoiada sobre vigotas de madeira de seção transversal 60 mm x 120 mm e comprimento igual a 600 mm. As peças laterais são de chapas metálicas de 2,25 mm de espessura, compostas de dois módulos fixos por solda e interconectados por parafusos. A fixação das laterais no fundo da fôrma foi feita com parafusos tipo francês. Um conjunto de oito fôrmas foi utilizado na moldagem. A Figura 3.7 ilustra uma fotografia da fôrma utilizada para moldagem dos pilares.



Figura 3.7 – Fôrma utilizada para moldagem dos pilares

Para a concretagem dos pilares as fôrmas foram montadas e tiveram suas juntas vedadas com fita “crepe”, para evitar possíveis vazamentos da nata do concreto e facilitar na retirada das fôrmas. Em seguida, as fôrmas foram untadas com óleo mineral, utilizado como agente desmoldante.

3.3.3 Concretagem e retirada das fôrmas dos pilares

Com as fôrmas montadas e as armaduras prontas e instrumentadas, passou-se para a fase de posicionamento das armaduras dentro das fôrmas, para tanto foram utilizados espaçadores plásticos, que possuem a função de garantir o cobrimento especificado em projeto de 25 mm, Figura 3.8.



Figura 3.8 – Espaçadores utilizados nas armaduras

Para travamento das laterais das fôrmas, foram utilizados grampos, que possuem a função de impedir a abertura da região central da fôrma durante o lançamento e adensamento do concreto, Figura 3.9.

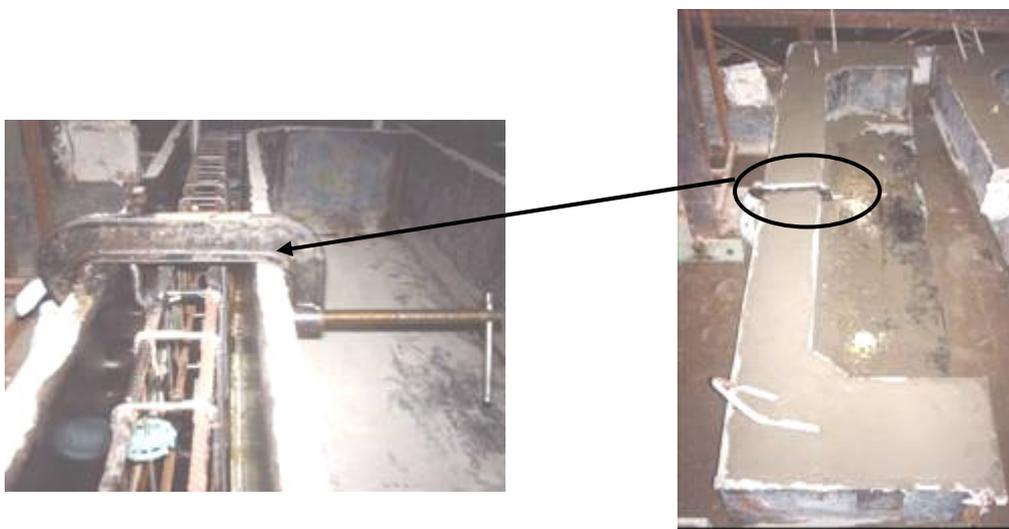


Figura 3.9 – Detalhe do grampo travando as laterais das fôrmas

Os pilares foram concretados horizontalmente para facilitar a moldagem devido a grande concentração de armadura de fretagem nas extremidades. Caso fosse utilizada a direção de concretagem convencional, pilares na vertical, poderiam ocorrer problemas, como nichos de concretagem, que afetariam negativamente os resultados obtidos. Como o objetivo deste trabalho não é definir padrões de concretagem, optou-se pela forma que daria o melhor resultado. Em ambas as concretagens, foi utilizado concreto usinado fornecido pela Concreteira Realmix. O traço foi dosado para atingir uma resistência média à compressão de 30 MPa aos 28 dias. A Tabela 3.2 apresenta a proporção dos materiais utilizados para produção de um metro cúbico de concreto.

Tabela 3.2 – Proporção dos materiais do concreto do substrato por m³

Materiais	Substrato
	Quantidade (m ³)
Cimento	310 kg
Areia Natural Fina - Grossa	155 kg - 233 kg
Areia Artificial	497 kg
Brita 0 - 1	388 kg - 619 kg
Água	155 ℓ
Aditivo Retardador de Pega	2,17ℓ
“Slump”	(95 ± 10) mm

O concreto convencional utilizado foi bombeado do caminhão betoneira até as fôrmas, e adensado mecanicamente com vibrador com agulha de imersão de 25 mm de diâmetro, Figura. 3.10. O acabamento foi feito com colher de pedreiro, régua e desempenadeira.



Figura 3.10 – Concretagem e adensamento dos pilares

Na concretagem, foram moldados 36 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 150 mm x 300 mm conforme a NBR 5738/2003, Figura 3.11, para ensaios de caracterização do concreto aos 7, 14, 21, 28, 60 e 90 dias de idade. Para cada idade, realizaram-se ensaios de resistência à compressão (NBR 5739/1994), tração por compressão diametral (NBR 7222/1994) e módulo de elasticidade (NBR 8522/1984).



Figura 3.11 – Moldagem dos corpos de prova

Os pilares e os corpos de prova receberam cura úmida, sendo molhados com auxílio de mangueiras diariamente e cobertos com lona plástica, durante sete dias. Após o sétimo dia, os pilares foram retirados da fôrma e colocados no ambiente do laboratório até a data do ensaio.

3.3.4 Execução do reforço com concreto auto-adensável

Antes de se realizar a concretagem do reforço, foi feita a preparação da superfície. Iniciando-se com a escarificação do substrato, com o objetivo de retirar toda a nata de cimento pré-existente e expor os agregados, a fim de tornar essa superfície rugosa para melhorar a aderência entre os concretos de diferentes idades. A escarificação foi feita utilizando-se, unicamente, jato de areia, Figura 3.12.

A única diferença existente entre o tratamento dado a superfície de interface neste trabalho com os antecessores foi a utilização do jato de areia, uma vez que nos anteriores a escarificação havia sido feita exclusivamente com ponteira metálica e martelo. O jato de areia foi escolhido visando-se agilidade na execução do preparo das superfícies a serem reforçadas.



Figura 3.12 – Procedimento de escarificação dos pilares com jato de areia e superfície escarificada

A escarificação foi feita em toda a face comprimida de todos os pilares a serem reforçados. Para a colocação dos conectores foi necessária a abertura de sulcos de forma a descobrir a armadura transversal, possibilitando a amarração dos conectores aos estribos do pilar. Para prosseguir com a execução dos sulcos, foi necessário localizar a exata posição do estribo que se desejava utilizar, para tanto, foi necessário utilizar um aparelho para mapear a armadura existente, um Bewehrungssucher Rebar Locator – Profometer 4 da PROCEQ. Após a demarcação dos locais exatos dos estribos procedeu-se a abertura dos sulcos com a utilização de maquina, martelo e ponteira metálica. A Figura 3.13 mostra a confecção dos sulcos.



Figura 3.13 – Processo de descobrimento da armadura, abertura do sulco

Depois de confeccionados os sulcos, procedeu-se a colocação dos conectores do reforço, que já haviam sido previamente dobrados, os mesmos foram amarrados a armadura com o auxílio de arame recozido, Figura 3.14.



Figura 3.14 – Colocação dos conectores do reforço

Com os estribos posicionados, foi realizada a limpeza da superfície, retirando-se todo material pulverulento com o auxílio de uma vassoura e um espanador. O substrato foi então molhado de forma que apresentasse uma superfície seca saturada, para que, na hora da concretagem, este não retirasse água do concreto do reforço, prejudicando assim, a aderência entre os dois materiais. Não foi usado qualquer tipo de adesivo estrutural na ligação entre concreto do substrato e concreto do reforço. Todos esses procedimentos visaram garantir a aderência entre os concretos de diferentes idades, fazendo com que as peças reforçadas trabalhassem monoliticamente, havendo, assim, a transferência dos esforços de um material para o outro na região da junta.

Para concretagem do reforço foram confeccionados jogos de fôrma utilizando-se chapas de compensado de madeira com espessura de 10 mm. A fôrma era composta de duas partes maiores de dimensão 1400x155 mm e de peças no formato de “U” que garantiram o fechamento e fixação das laterais, Figura 3.15.

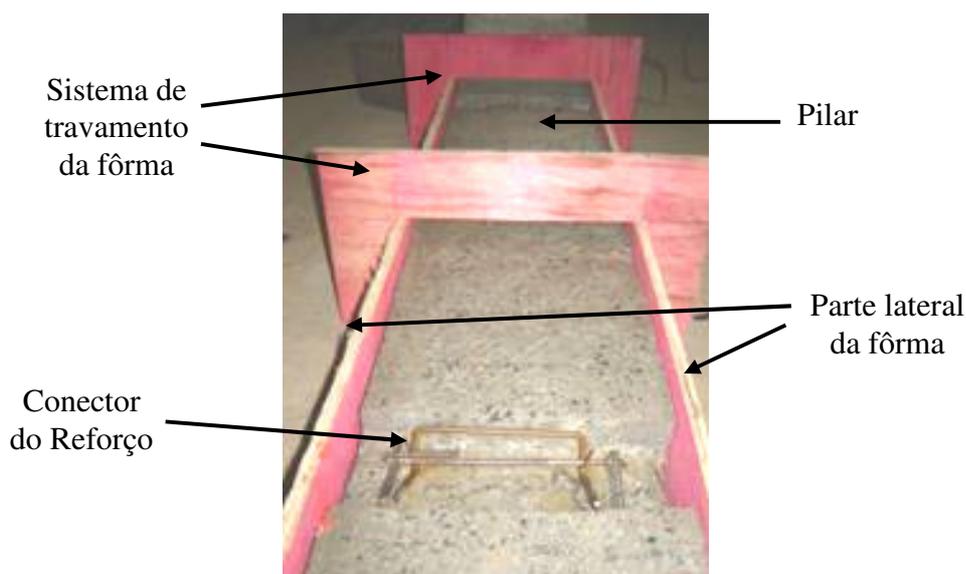


Figura 3.15 – Fôrma utilizada no reforço

Para o reforço dos pilares, foi utilizado concreto auto-adensável (CAA), dosado pela Empresa Carlos Campos e produzido no Laboratório de Materiais de Construção da Escola de Engenharia Civil. O concreto CAA do reforço não pode ser fornecido pela concreteira devido a necessidade de se obter um concreto com características específicas, utilizando-se sílica ativa e aditivos especiais, para se garantir as propriedades de aderência esperadas para o caso de reforço. O traço foi dosado para atingir uma resistência média à compressão de 30 MPa aos 28 dias. A Tabela 3.3 apresenta a proporção dos materiais utilizados para produção de um metro cúbico de concreto.

Tabela 3.3 – Proporção dos materiais do concreto auto adensável do reforço por m³

Materiais	Substrato
	Quantidade (m ³)
Cimento	360 kg
Sílica	31 kg
Areia Natural Fina	730 kg
Brita 0	930 kg
Água	230 kg
Aditivo Superplastificante	3,96 kg (1,1% da massa de cimento)
Aditivo Retardador de Pega	2,88 kg (0,8% da massa de cimento)
“Flow test”	700 mm

O CAA do reforço foi colocado nas fôrmas com ajuda de baldes. O acabamento foi feito utilizando-se colher de pedreiro. A figura 3.16 mostra a concretagem do reforço dos pilares.



Figura 3.16 – Concretagem do reforço com CAA

Foram feitos três ensaios para medir a trabalhabilidade do concreto produzido, sendo eles: *Slump Flow*, *L-Box* e *V-Funnel*, Figura 3.17.

Para o *Slump Flow Test* o EFNARC (2002) recomenda que os valores de espalhamento estejam compreendidos entre 650 e 800 mm. Para o concreto utilizado no reforço dos pilares, foram obtidos espalhamentos de 760 e 750 mm para a primeira e segunda concretagem, respectivamente.



(a) *Slump Flow Test*



(b) *L-Box Test*

(c) *Funnel Test*

(d) Transporte do CAA para concretagem

Figura 3.17 – Caracterização do CAA

O *L-Box test* deve apresentar, segundo o EFNARC (2002), uma relação h_2/h_1 (altura que o concreto atinge na extremidade da caixa L / altura que o concreto permanece no início da caixa L) igual a 0,80, para os concretos dosados foram encontrados valores de 0,81 e 0,84. GOMES et al. (2003) define os valores de Lt_{20} (leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 20cm na caixa L) e Lt_{40} (leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 40cm na caixa L), sendo estes de 0,5 a 1,5 segundos para o Lt_{20} e 2 a 3 segundos para o Lt_{40} . Para a primeira concretagem observou-se $Lt_{20} = 1$ segundo e $Lt_{40} = 2,5$ segundos, para a segunda concretagem, $Lt_{20} = 1$ segundo e $Lt_{40} = 3$ segundos.

Para o *V-Funnel 5 min* o EFNARC (2002) estabelece um limite entre 6 e 12 segundos e uma diferença entre o primeiro e segundo ensaio menor ou igual a 3 segundos. Para a primeira concretagem foram encontrados, para o primeiro e segundo teste, 8 e 11 segundos, respectivamente. Para a segunda concretagem, foram observados 7 e 10 segundos, para primeiro e segundo teste respectivamente.

3.3.5 Instrumentação do concreto dos pilares com extensômetros

Para determinação das deformações no concreto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (“strain gauges”), da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120-L, que foram colocados em várias posições do pilar.

No caso dos pilares de referência, foram monitoradas as faces comprimidas, onde foram utilizados dois extensômetros na seção central do pilar alinhados com as armaduras, e a região da cabeça superior do pilar, onde foram colados dois extensômetros seguindo o

alinhamento da face comprimida, Figura 3.18. Os extensômetros receberam nomenclatura conforme sua localização, os que foram posicionados na face comprimida receberam a sigla CC (concreto comprimido), os que foram colados no consolo superior do pilar receberam a sigla CS (concreto superior).

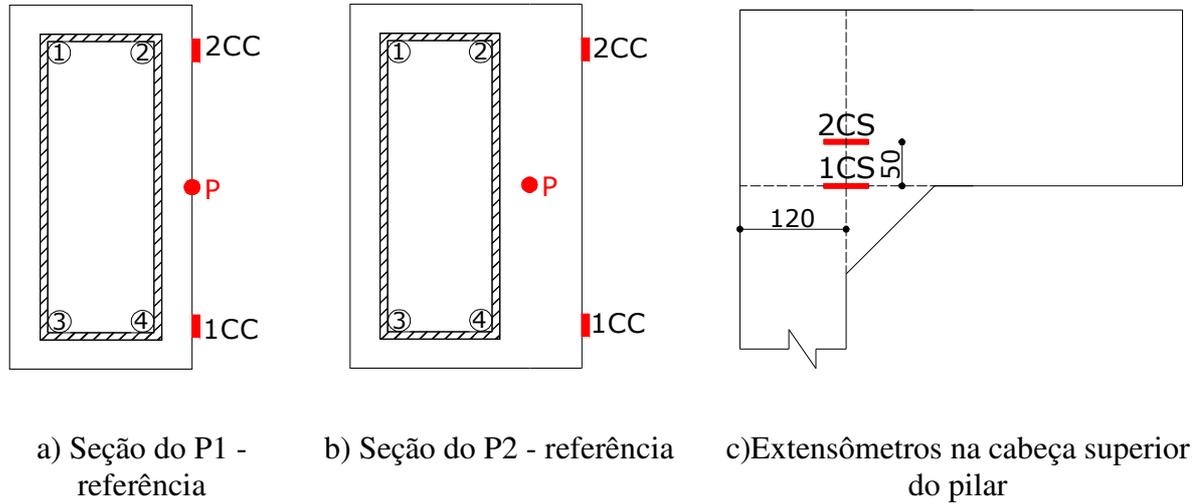


Figura 3.18 – Posicionamento dos extensômetros de concreto nos pilares de referência, unidades em milímetros

Os pilares reforçados receberam, além dos extensômetros que foram colocados nas posições mostradas para os pilares de referência, dois extensômetros na face lateral do pilar, sendo um no concreto do substrato e outro no concreto do reforço, Figura 3.19. Os extensômetros localizados na lateral do pilar receberam a sigla CL (concreto lateral).

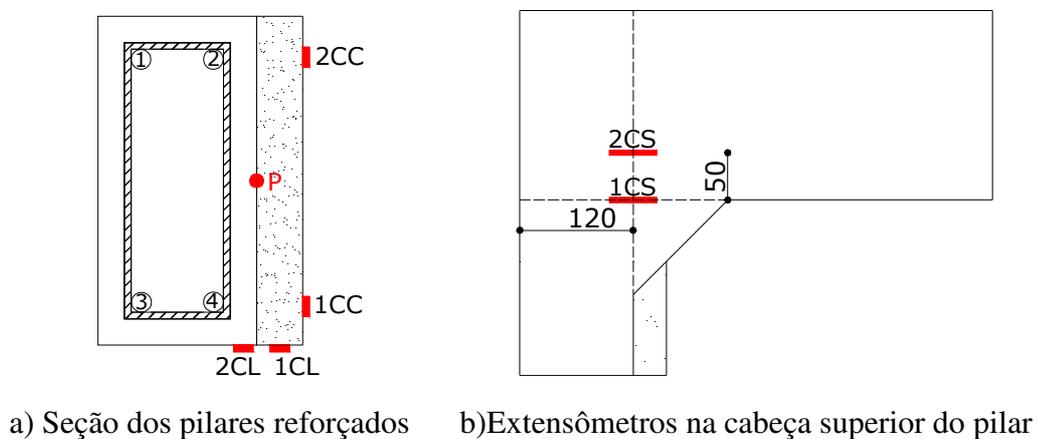


Figura 3.19 – Posicionamento dos extensômetros de concreto nos pilares reforçados, unidades em milímetros

A Figura 3.20 apresenta o esquema de colagem dos extensômetros de concreto na face comprimida do pilar.

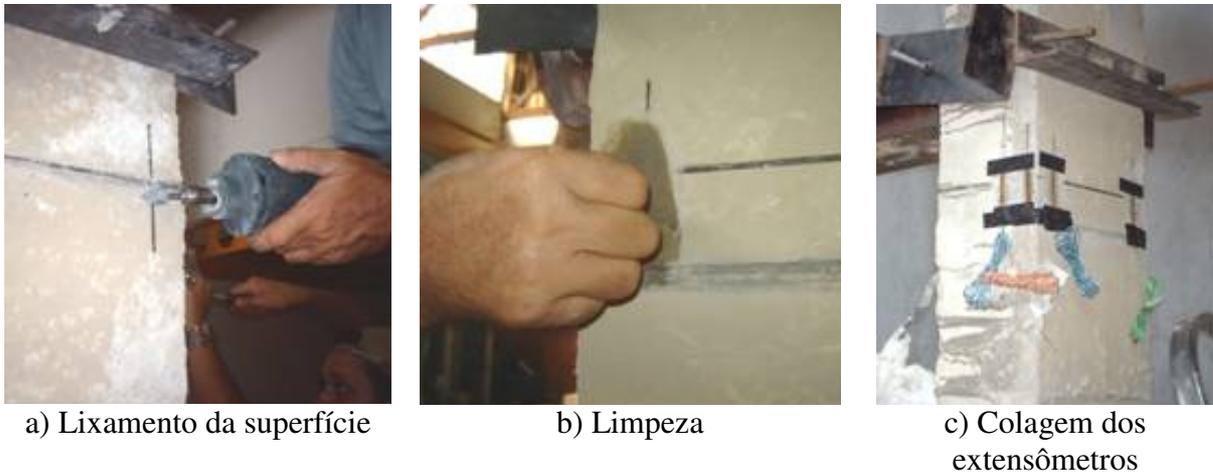


Figura 3.20 – Processo de colagem de extensômetros de concreto

3.3.6 Instrumentação dos pilares com deflectômetros

Utilizaram-se, para as leituras de deslocamentos, relógios comparadores digitais, com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 14 mm, encaixados em bases metálicas, do fabricante Mitutoyo Ind. Bras. Os relógios foram dispostos conforme Figura 3.21.

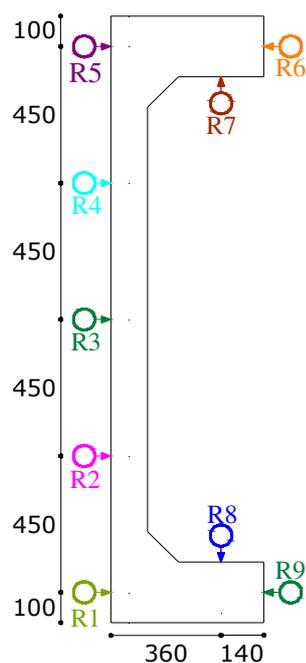


Figura 3.21 – Posicionamento dos relógios, distâncias em mm

Antes da ruptura dos pilares, os relógios comparadores eram retirados, para evitar seu estrago devido às colisões. Para leitura complementar do deslocamento horizontal e para que se pudesse continuar lendo o deslocamento do pilar, após a retirada dos relógios, foi utilizada uma trena, Figura 3.22, que media o deslocamento do pilar a meia altura, na mesma posição do R3, em relação a um prumo fixado na estrutura do pórtico.



Figura 3.22 – Prumo usado como referência na medida do deslocamento com a trena

3.3.7 Instrumentação dos pilares com LVDT

Foram utilizados quatro LVDT's (Linear Variable Differential Transformer) para medir o deslocamento relativo entre a placa de reforço e o concreto do substrato. Os LVDT foram fixados ao pilar com o auxílio de cola "super bonder" e, sua medição foi feita em relação a pequenas bases metálicas coladas no reforço, que permitiram que o deslocamento, entre reforço e substrato, fosse medido no mesmo alinhamento. A Figura 3.23 ilustra o posicionamento dos LVDT's.

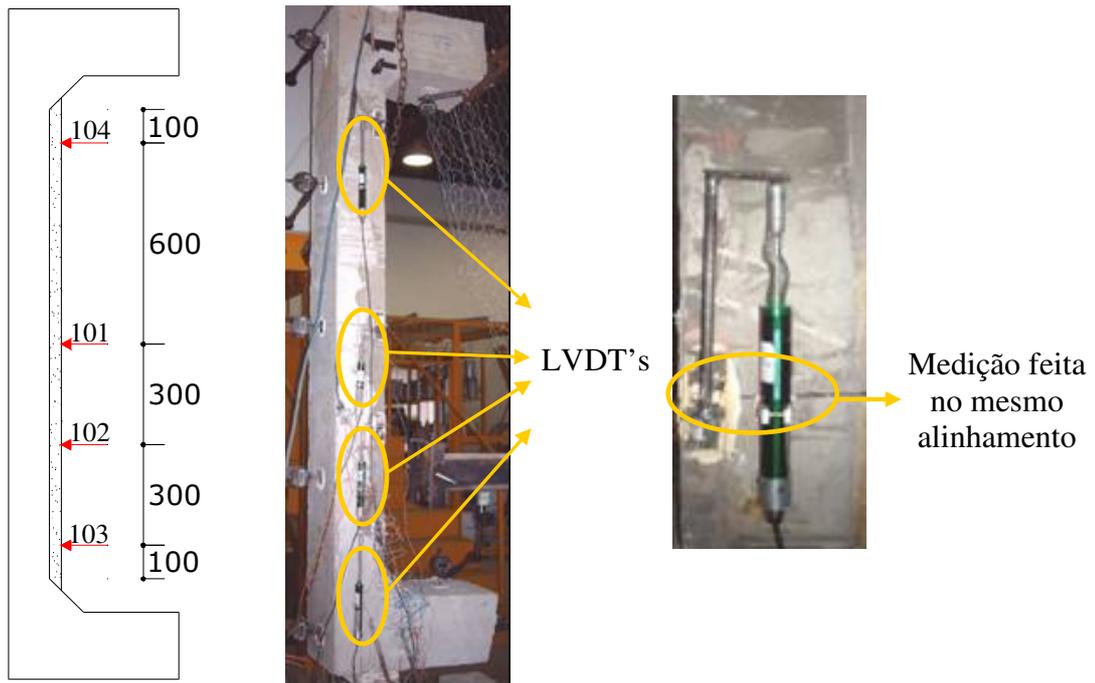


Figura 3.23 – Posicionamento dos LVDT's, unidades em milímetros

3.3.8 Acompanhamento do processo de fissuração

O surgimento e o desenvolvimento das fissuras foram observados e registrados continuamente a cada incremento de carga, usando pincel atômico. Na Figura 3.24 é possível visualizar as fissuras marcadas com pincel atômico.

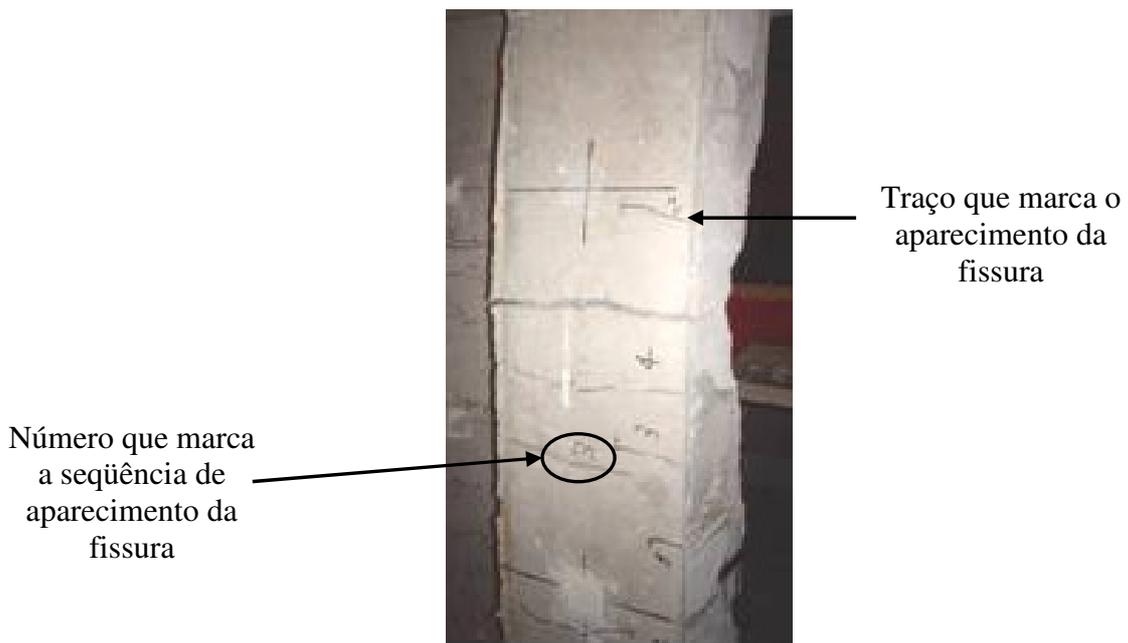


Figura 3.24 – Marcação da evolução das fissuras

3.3.9 Montagem do ensaio

A estrutura de reação é composta de um pórtico metálico ancorado, por meio de tirantes, na laje de reação do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil – EEC/UFG. A Figura 3.25 apresenta o esquema do sistema de ensaio utilizado e a Figura 3.26 apresenta um pilar já posicionado no pórtico de ensaio.

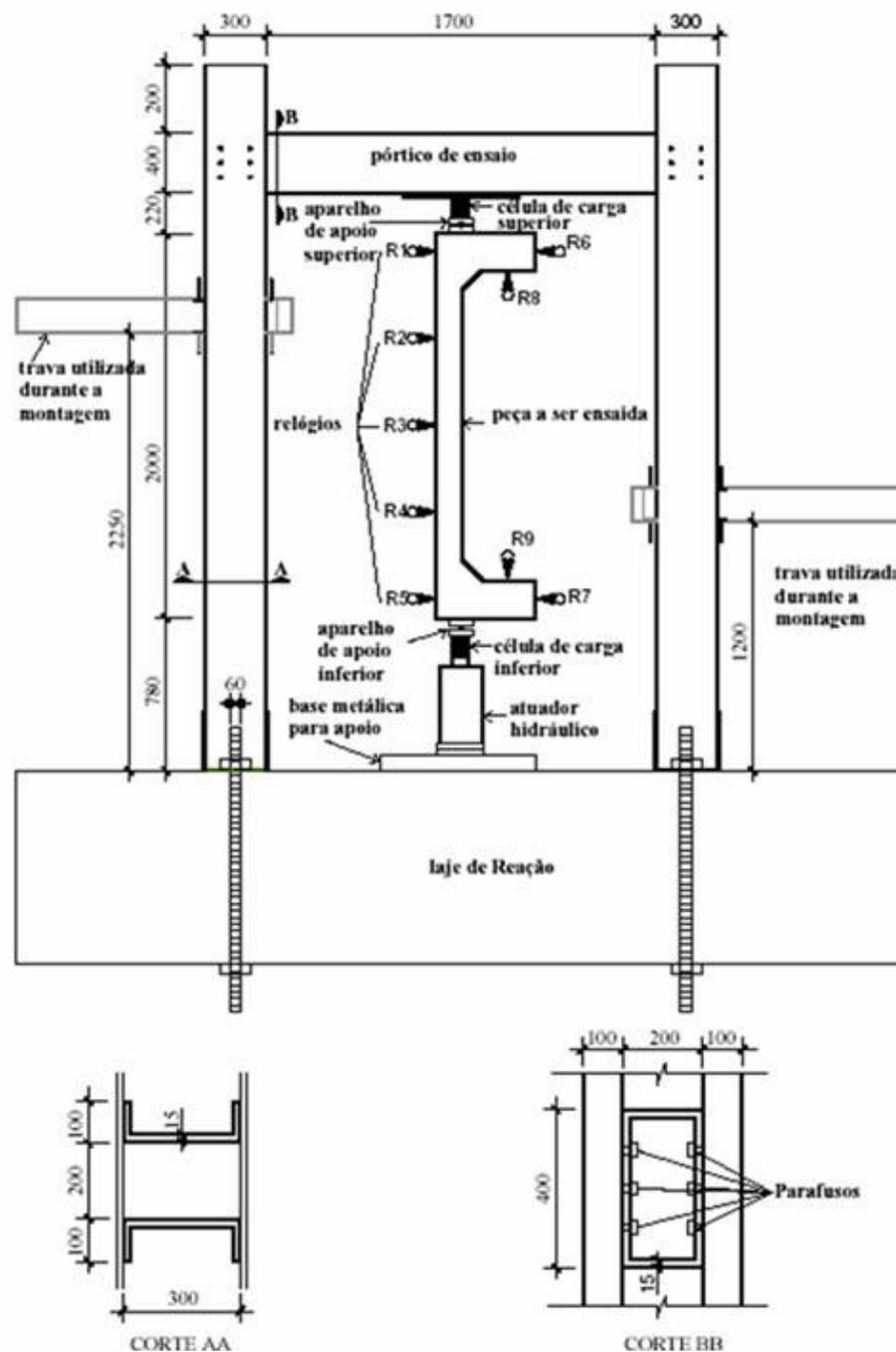


Figura 3.25 – Esquema da estrutura de ensaio

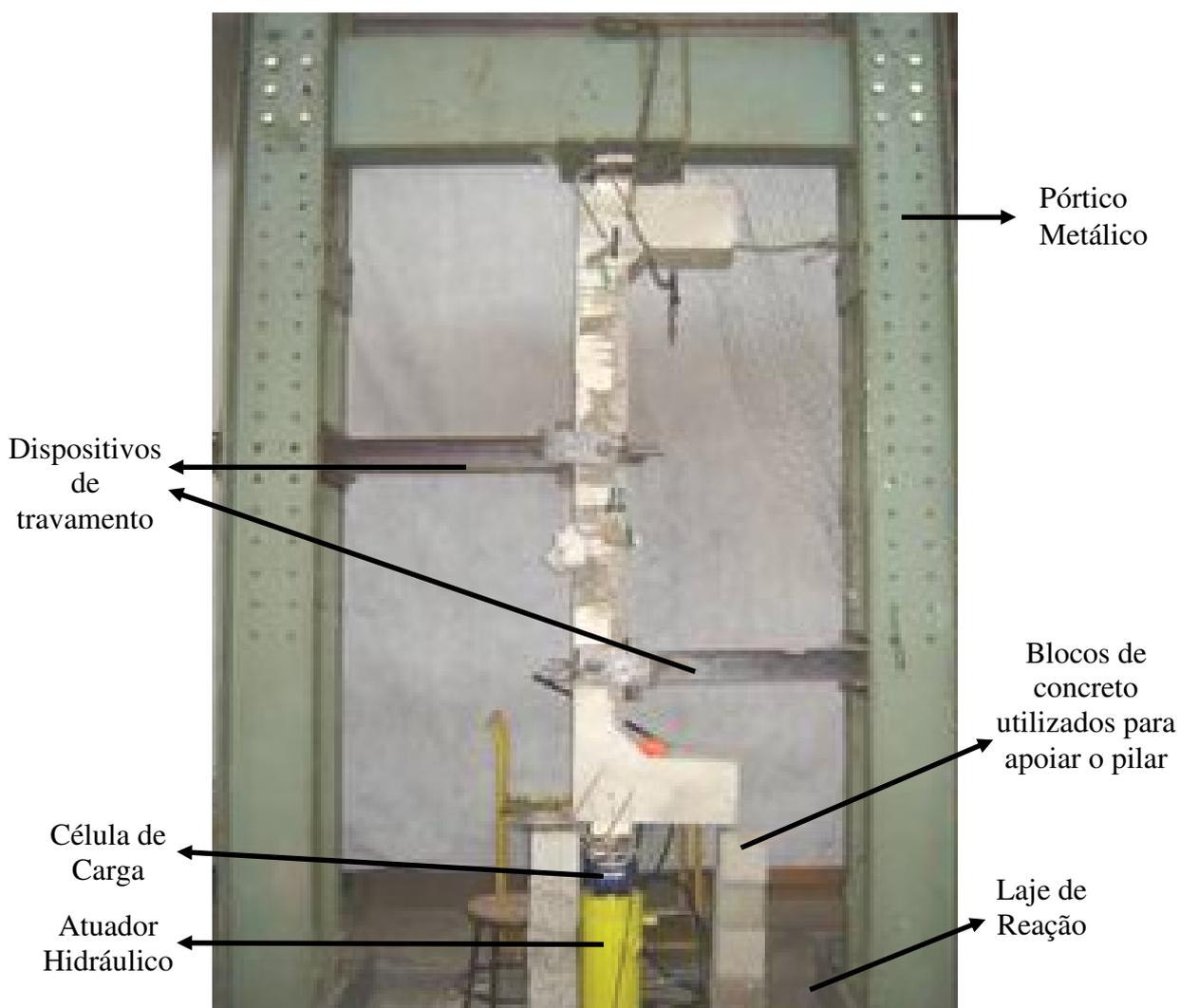


Figura 3.26 – Estrutura do sistema de ensaio

Para facilitar o posicionamento dos modelos no pórtico de reação, utilizou-se uma base metálica, convenientemente nivelada, composta de cantoneira soldada sobre dois perfis I, fixada sobre chapa metálica por meio de parafusos.

O transporte e içamento dos pilares foram feitos com a ponte rolante. Com a colocação do pilar sobre a base metálica, convenientemente nivelada, dois dispositivos de travamento foram utilizados para garantir o posicionamento e alinhamento do pilar. Após o travamento, o pilar foi colocado no prumo e içado por meio de atuador hidráulico. Em seguida a base metálica foi retirada e o pilar apoiado sobre corpos-de-prova de concreto e chapas metálicas. Posteriormente, a peça era instrumentada e colocavam-se os dispositivos de aplicação de força e de vinculação. A Figura 3.27 apresenta um esquema de montagem do ensaio.



Figura 3.27 – Esquema de montagem do ensaio de pilar

A aplicação da força foi feita com atuador hidráulico (Yellow Power), Figura 3.28, com capacidade nominal de 1500 kN, acionado por bomba hidráulica de ação manual. A posição do atuador hidráulico encontrava-se na região inferior dos pilares.



Figura 3.28 – Bomba manual e atuador hidráulico

Para controle da força atuante foram usadas células de carga nas extremidades inferior (ação) e superior (reação) com capacidade de 500 kN (Kratos), para os pilares que previa-se uma carga superior a esta foi usada uma célula de carga única na extremidade inferior com capacidade de 1000 kN. As leituras das cargas foram feitas por um indicador digital, Figura. 3.29.

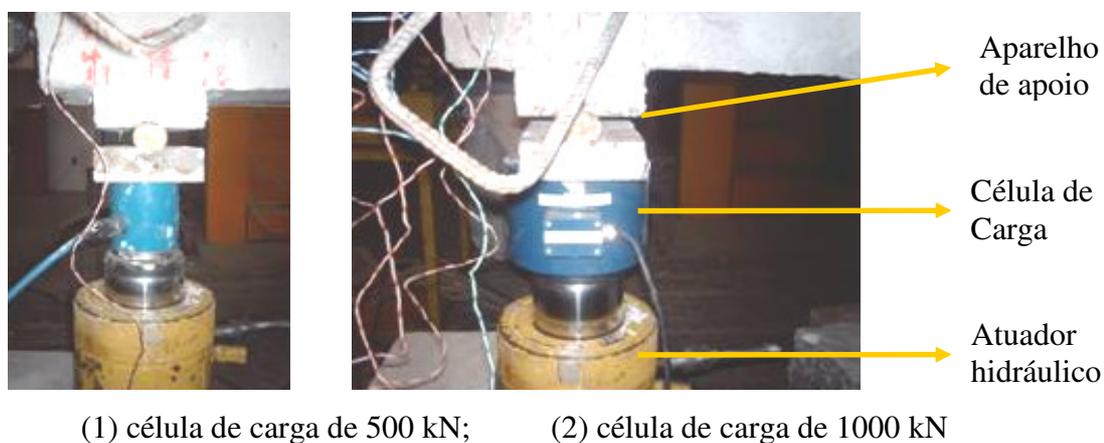


Figura 3.29 – Células de carga utilizadas

Cada aparelho de vinculação foi composto de duas placas retangulares de aço 1045 de dimensões 120 mm x 250 mm, com espessura igual a 38 mm. Para permitir a rotação da peça, utilizou-se peça cilíndrica de aço maciço 1045 de 38 mm de diâmetro. Para permitir o nivelamento e uma maior uniformidade na distribuição das tensões, colocou-se uma camada fina de gesso pedra da marca Vigodent entre as placas de aço dos aparelhos de apoio e o pilar.

3.3.10 Procedimento de Ensaio

Todos os pilares foram ensaiados com incremento de carga de 10 kN até o aparecimento da primeira fissura, a partir de onde eram feitos incrementos de 20 kN. Para que o pilar pudesse ficar preso no pórtico, sem que houvesse riscos de queda ou desalinhamento antes do início do ensaio, era colocado um pré-carregamento de 5kN.

Os pilares reforçados com concreto auto-adensável foram ensaiados com idades superiores aos 28 dias.

As leituras dos extensômetros foram feitas pelo software computacional LABVIEW 6.1, sendo que a cada incremento de carga as deformações eram registradas. As leituras dos relógios foram feitas manualmente, também a cada incremento de carga. Quando o cursor do relógio chegava ao seu limite, os mesmos eram re-posicionados, e sua leitura era refeita. Simultaneamente a leitura dos relógios, também era feita a leitura com trena na posição do R3. As leituras dos LVDT's foram feitas através de software computacional específico, também a cada incremento de carga.

A cada incremento de carga, fazia-se a marcação do surgimento e evolução das fissuras marcando-as com pincel atômico.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos, abrangendo a caracterização dos materiais utilizados, concreto convencional (CC), concreto auto-adensável (CAA) e aço e os resultados obtidos nos ensaios dos pilares. Foram apresentados os resultados dos deslocamentos, deformações do aço e deformações do concreto, deslocamento relativo entre o substrato e a camada de reforço, processo de fissuração, cargas e modos de ruptura.

4.1 MATERIAIS

4.1.1 Concreto Convencional

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os valores de resistência à compressão simples (NBR 5739/1994), módulo de elasticidade longitudinal (NBR 8522/1984) e resistência à tração por compressão diametral (NBR 7222/1994), obtidos para cada idade de ensaio dos corpos-de-prova (CP's) moldados durante a primeira e a segunda concretagem dos pilares, respectivamente. Foram realizados ensaios para a determinação dessas características aos 7, 14, 21, 28, 60 e 90 dias, sendo dois CP's para cada idade.

Tabela 4.1 – Resultados de caracterização do concreto do substrato da primeira concretagem

Ensaio/Data	7 dias		14 dias		21 dias		28 dias		60 dias		90 dias	
	4/12/2007		11/12/2007		18/12/2007		25/12/2007		26/01/2008		25/02/2008	
	CP1 CP2	Média										
Resistência à compressão-MPa	31,2 31,3	31,3	33,8 35,5	34,7	34,9 36,4	35,7	37,4 34,5	36,0	41,0 37,4	39,2	40,8 37,8	39,3
Módulo de Elasticidade - GPa	21,5 20,5	21,0	21,4 22,0	21,7	22,4 21,9	21,7	23,9 22,9	23,4	23,5 24,5	24,0	25,8 25,1	25,5
Resistência à tração - MPa	3,0 3,2	3,1	3,4 3,2	3,3	3,2 3,2	3,2	3,4 3,4	3,4	3,4 3,6	3,5	3,1 3,6	3,3

Tabela 4.2 – Resultados de caracterização do concreto do substrato da segunda concretagem

Ensaio/Data	7 dias		14 dias		21 dias		28 dias		60 dias		90 dias	
	19/07/2008		26/07/2008		02/08/2008		09/08/2008		06/09/2008		06/10/2008	
	CP1 CP2	Média										
Resistência à compressão-MPa	25,0 26,6	25,8	28,4 27,8	28,1	30,1 32,5	31,3	32,9 34,1	33,5	34,7 35,7	35,2	36,6 38,0	37,3
Módulo de Elasticidade - GPa	20,2 22,0	21,1	22,9 21,7	22,3	23,5 24,3	23,9	24,7 25,9	25,3	24,2 28,6	26,4	26,9 28,1	27,5
Resistência à tração - MPa	2,4 2,8	2,6	3,1 2,7	2,9	3,1 3,3	3,2	3,2 3,6	3,4	3,5 3,6	3,6	3,7 3,9	3,8

A partir dos valores obtidos nos ensaios, foram traçados os diagramas de resistência à compressão e módulo de elasticidade e suas respectivas curvas de tendência, com as quais foram calculadas as resistências e os valores de módulo de todos os pilares na data de seu ensaio.

A Figura 4.1 mostra as curvas de resistência à compressão x idade do concreto utilizado em ambas as concretagens dos pilares, a curva dada pelos pontos em forma de losango (curva vermelha) representa a primeira concretagem e a curva formada pelos pontos em forma de quadrado (curva azul) mostra a segunda concretagem, observa-se que as curvas tendem a se estabilizar para uma idade de aproximadamente 90 dias.

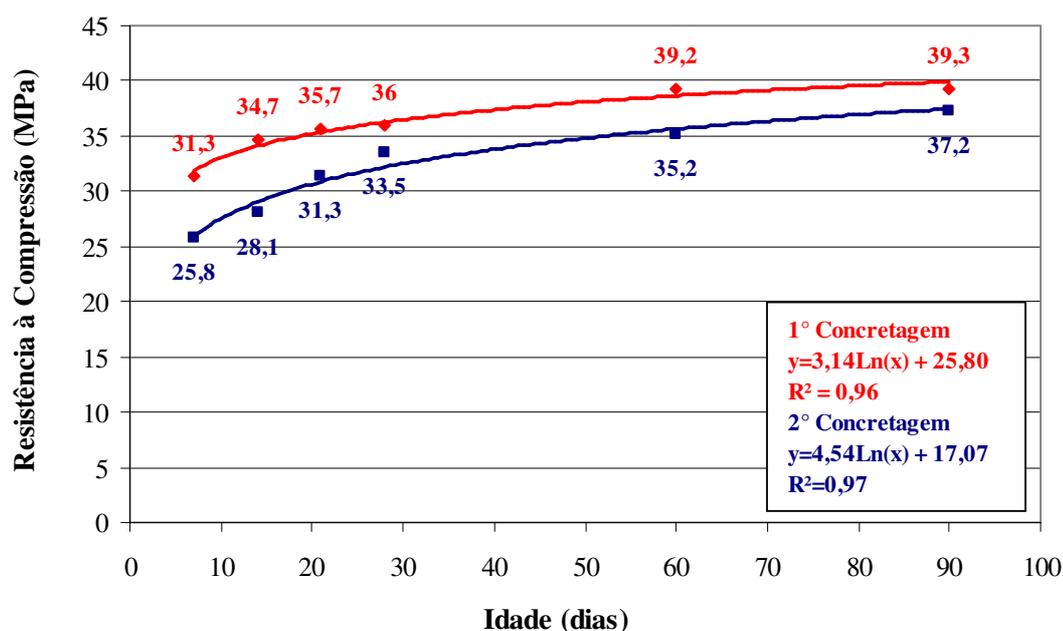


Figura 4.1 – Curvas de resistência à compressão dos concretos do substrato

A Figura 4.2 mostra as curvas do módulo de elasticidade x idade do concreto de ambas as concretagens realizadas.

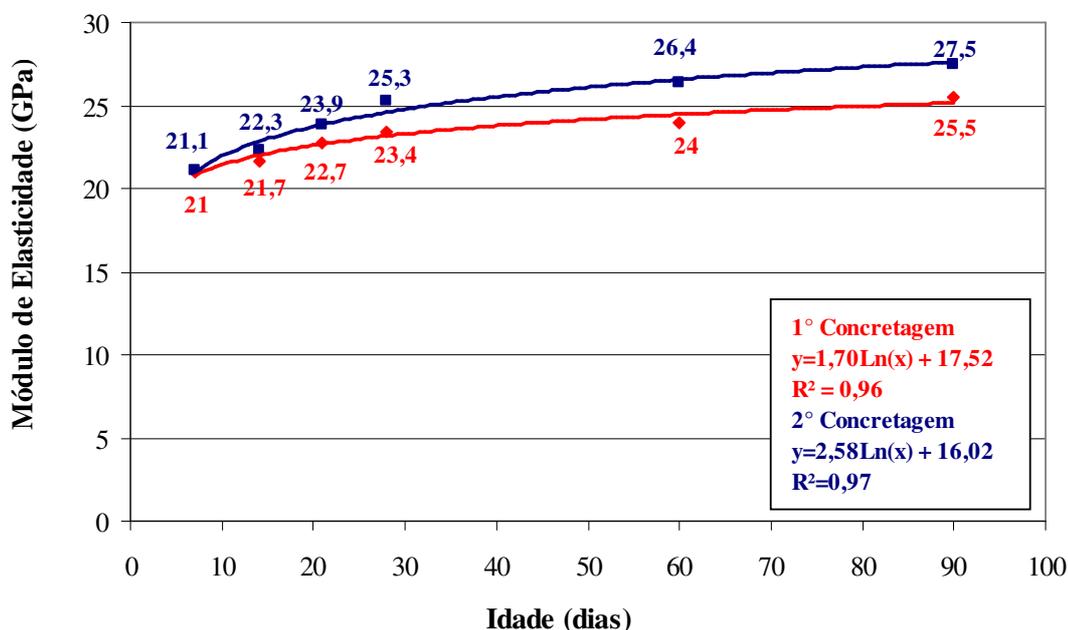


Figura 4.2 – Curvas de módulo de elasticidade dos concretos do substrato

4.1.2 Concreto Auto-Adensável (CAA)

As Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam os valores de resistência à compressão simples (NBR 5739/1994), módulo de elasticidade longitudinal (NBR 8522/1984) e resistência à tração por compressão diametral (NBR 7222/1994), obtidos com os ensaios dos corpos de prova confeccionados com concreto auto-adensável para ambas as concretagens do reforço. Foram realizados ensaios aos 7, 14, 21 e 28 dias para a primeira concretagem e para a segunda, além dessas datas, também foram feitos para 60 e 90 dias.

Tabela 4.3 - Resultados de caracterização do CAA da primeira concretagem.

Ensaio/Data	7 dias			14 dias			21 dias			28 dias		
	8/4/2008			15/4/2008			22/4/2008			29/4/2008		
	CP1	CP2	Média	CP1	CP2	Média	CP1	CP2	Média	CP1	CP2	Média
Resistência à compressão-MPa	27,8	31,2	29,5	32,6	32,7	32,6	35,2	36,2	35,7	36,3	36,1	36,2
Módulo de Elasticidade - GPa	26,4	22,9	24,6	28,4	25,9	27,2	30,4	28,5	29,4	31,3	29,8	30,6
Resistência à tração - MPa	3,3	2,7	3,0	3,8	4,4	4,1	3,6	4,3	4,0	4,5	3,8	4,2

Tabela 4.4 - Resultados de caracterização do CAA da segunda concretagem.

Ensaio/Data	7 dias		14 dias		21 dias		28 dias		60 dias		90 dias	
	26/09/2008		03/10/2008		10/10/2008		17/10/2008		18/11/2008		18/12/2008	
	CP1 CP2	Média										
Resistência à compressão-MPa	29,3 26,5	27,9	29,8 32,8	31,3	32,6 33,6	33,1	35,1 33,7	34,4	35,9 36,3	36,1	36,3 37,5	36,9
Módulo de Elasticidade - GPa	20,9 21,7	21,3	22,4 23,9	23,2	24,3 27,7	26,0	26,4 28,4	27,4	29,0 30,8	29,9	31,5 30,8	30,6
Resistência à tração - MPa	3,0 3,4	3,2	3,5 3,9	3,7	3,3 4,0	3,6	4,2 3,8	4,0	4,0 4,5	4,3	3,9 4,2	4,1

A Figura 4.3 apresenta as curvas de resistência à compressão x idade do concreto auto-adensável. Com os resultados obtidos, representados pelos pontos, foi possível traçar as curvas de tendência de cada concretagem. A linha dada pelos pontos em forma de losango (curva vermelha) mostra a curva de resistência à compressão para a primeira concretagem, enquanto que a linha dada pelos pontos em forma de quadrado (curva azul) representa a curva de resistência à compressão para a segunda concretagem. Para a primeira concretagem foi feita uma projeção até os 90 dias utilizando-se os resultados encontrados com a curva de tendência, isso encontra-se representado pela linha pontilhada.

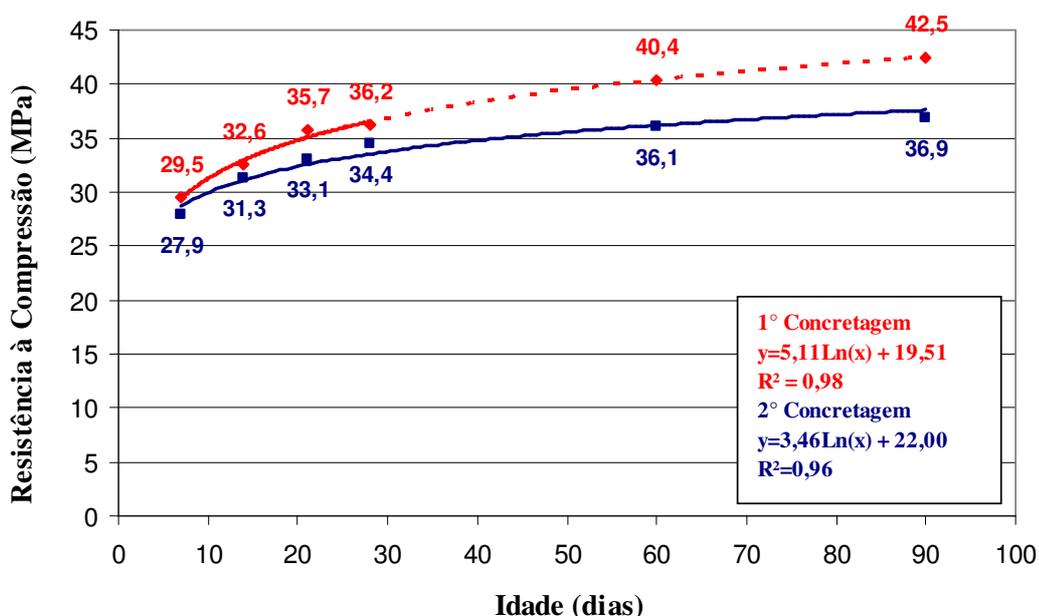


Figura 4.3 – Curvas de resistência à compressão do concreto auto-adensável

A Figura 4.4 apresenta as curvas de módulo de elasticidade x idade do concreto auto-adensável.

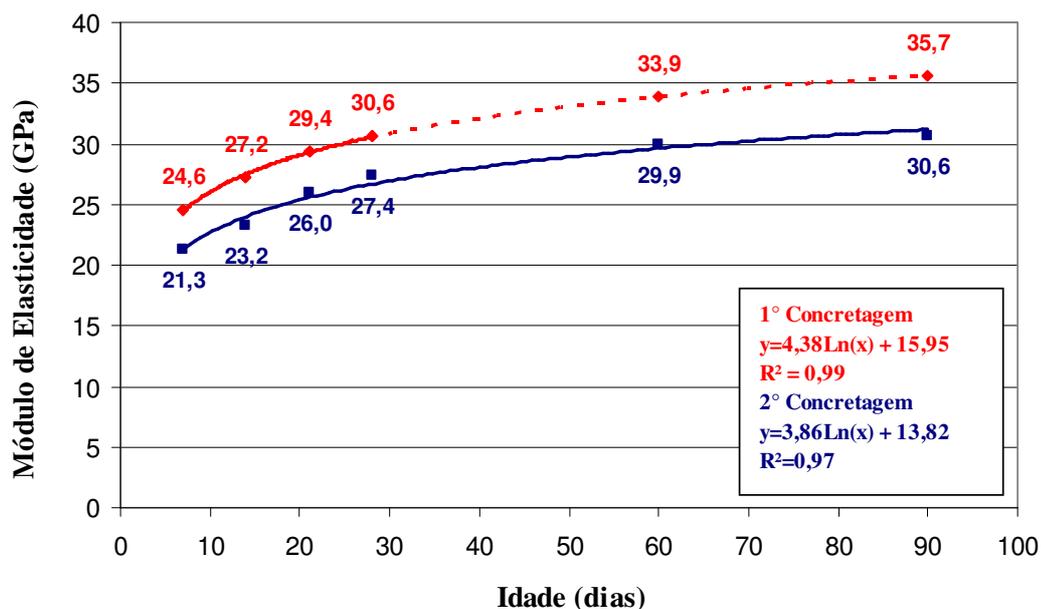


Figura 4.4 – Curvas de módulo de elasticidade do concreto auto-adensável

4.1.3 Caracterização do aço

Para obtenção das propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares, foram ensaiadas à tração simples (NBR 6152/2002) duas amostras das barras de 10 mm, armadura longitudinal, as barras das armaduras transversais e dos conectores não foram ensaiadas devido ao não monitoramento com extensômetros das mesmas. Fazendo-se a média dos resultados encontrados nos ensaios, foi possível determinar as tensões e as deformações de escoamento do aço utilizado. A Figura 4.5 apresenta o diagrama de tensão x deformação do aço para a barra de 10,0 mm.

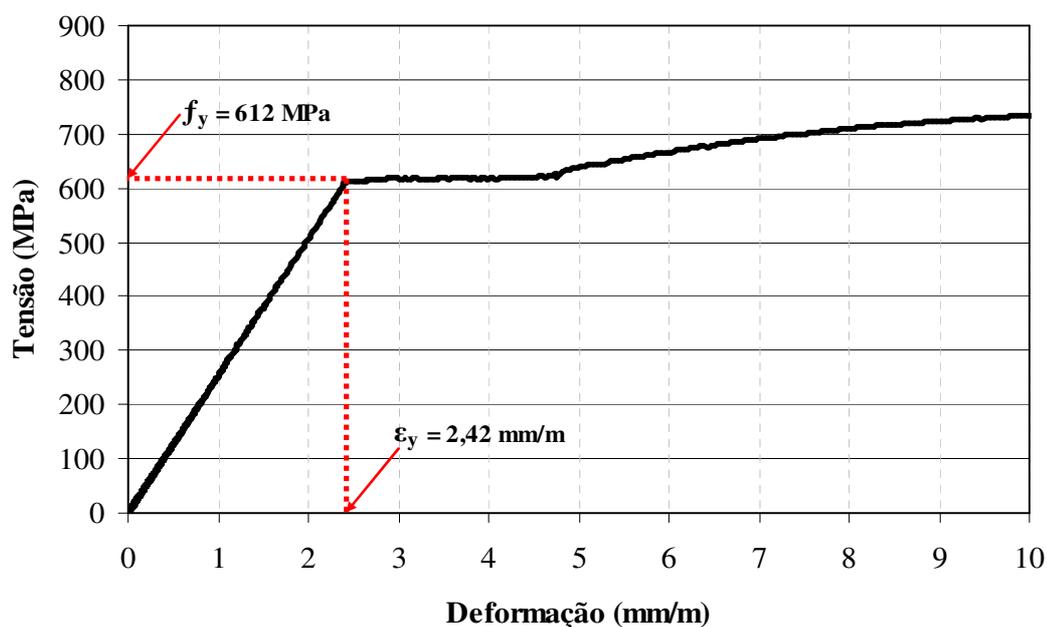


Figura 4.5 – Diagrama de tensão x deformação das barras de 10,0mm

4.2 RESULTADOS DOS PILARES

4.2.1 Deslocamentos

Para medir os deslocamentos horizontais foram posicionados cinco relógios ao longo de toda a face tracionada do pilar (R1 ao R5). Os deslocamentos horizontais e verticais nas extremidades do pilar, ocasionados pela rotação dos consolos, foram medidos com a utilização de quatro relógios (R6 ao R9). Além da leitura dos relógios comparadores, foi feita leitura complementar com trena na posição central do comprimento do pilar (posição do relógio R3) até carga próxima da ruptura.

A convenção dos sinais adotada para os deslocamentos encontra-se indicada no esquema de posicionamento dos relógios à direita de cada gráfico, tendo sido considerado positivo os deslocamentos horizontais da direita para a esquerda e verticais de baixo para cima.

Nos gráficos de deslocamentos e deformações dos materiais, é possível visualizar uma pequena torção nos pilares ensaiados, o que pode ser comprovado observando-se as diferenças nos valores de deslocamentos e deformações lidos em locais simétricos. O próprio esquema de ensaio contribui para que estes valores não sejam iguais, pois, estaticamente o modelo é simétrico, mas, cineticamente não, uma vez que a aplicação de carga se dá de cima para baixo, sendo que o valor da carga de reação lida na célula de carga superior é sempre menor que a observada na célula de carga inferior, isso por causa da diferença do peso próprio do pilar que atua somente na célula de carga inferior. Além disso, podem ter ocorrido erros desde o posicionamento da armadura dentro da fôrma, até o posicionamento das células de carga, o que contribui para que as leituras simétricas apresentem valores diferentes. No entanto, estas diferenças seguem um padrão de repetibilidade em todos os trabalhos envolvendo o estudo de pilares submetidos a flexo-compressão ensaiados no Laboratório de Estruturas da UFG, o que permite que estes resultados sejam considerados e que possam ser comparados entre si.

As Figuras 4.6 a 4.14 apresentam os gráficos de carga x deslocamento de todos os pilares ensaiados.

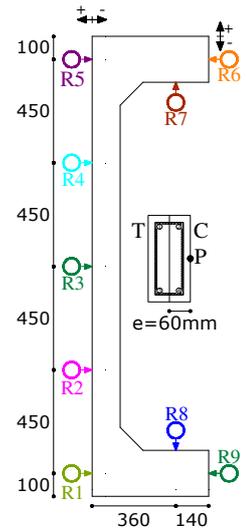
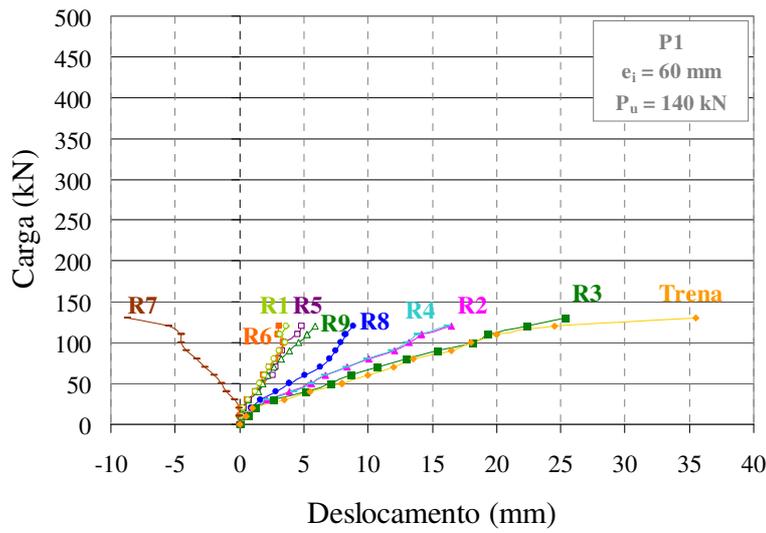


Figura 4.6 – Gráfico de carga x deslocamento do pilar de referência P1

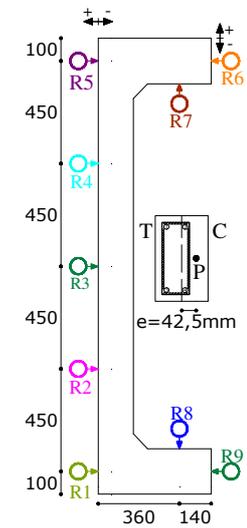
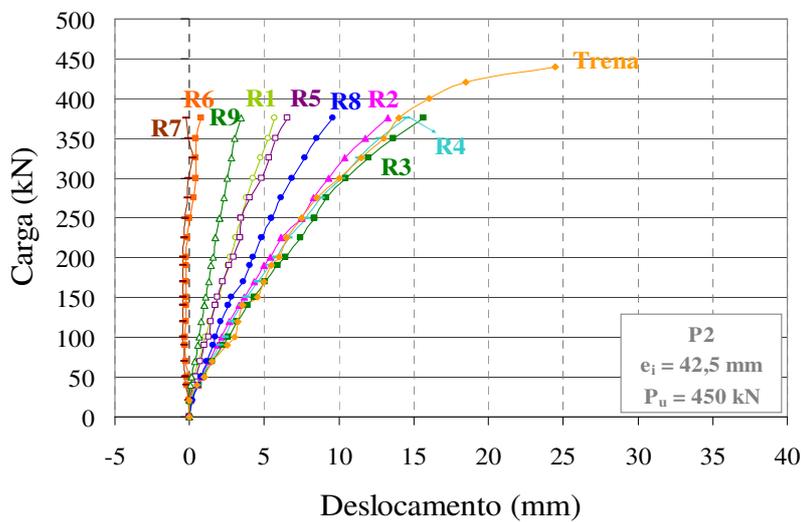


Figura 4.7 – Gráfico de carga x deslocamento do pilar de referência P2

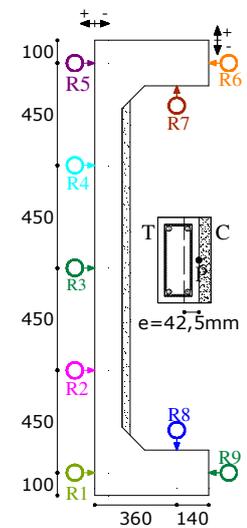
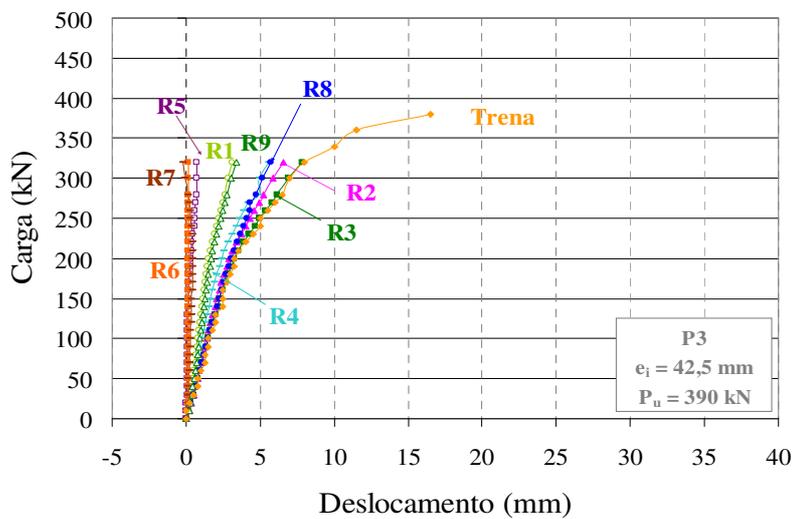


Figura 4.8 – Gráfico de carga x deslocamento do pilar P3

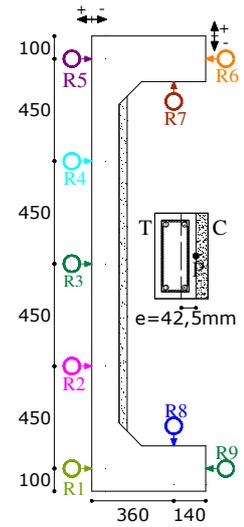
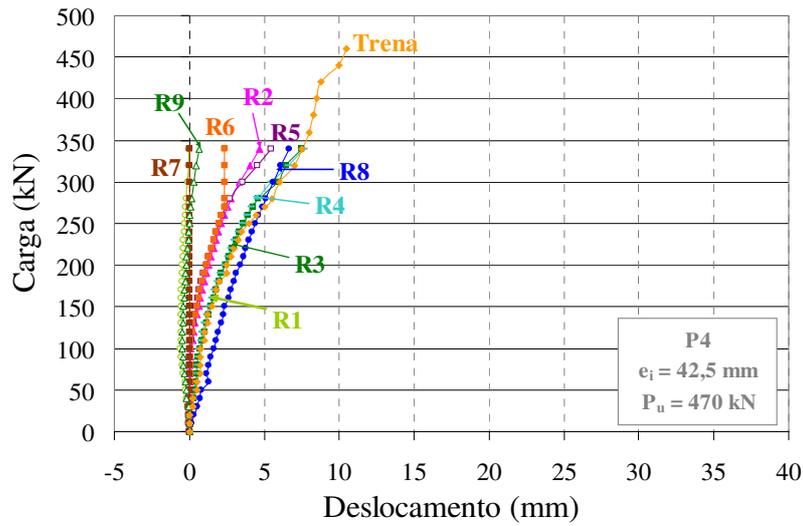


Figura 4.9 – Gráfico de carga x deslocamento do pilar P4

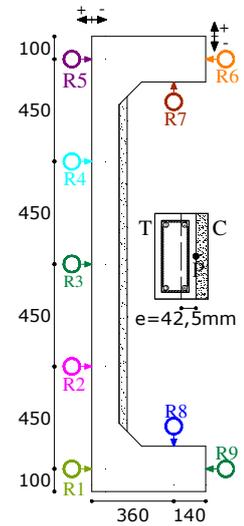
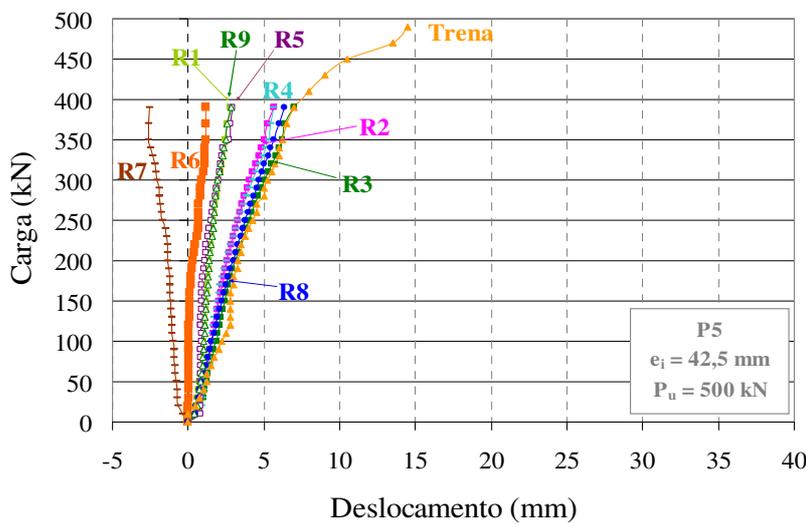


Figura 4.10 - Gráfico de carga x deslocamento do pilar P5

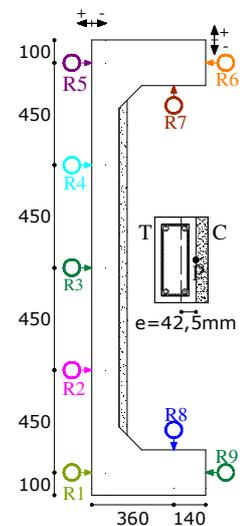
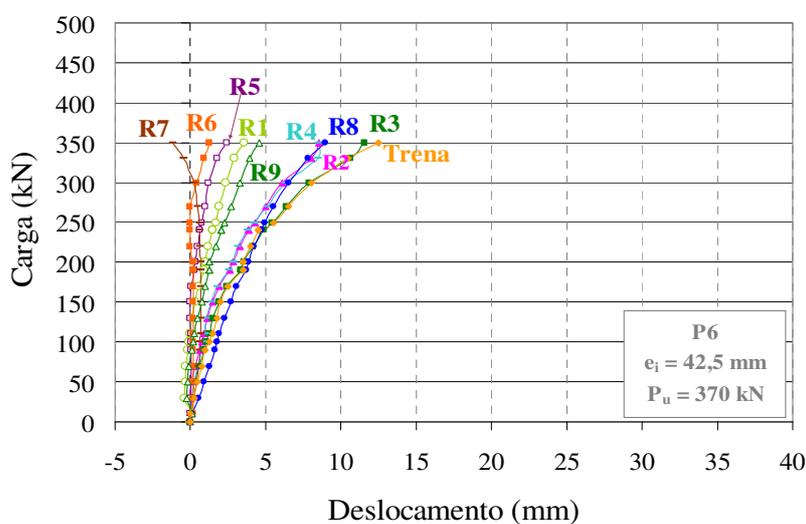


Figura 4.11 - Gráfico de carga x deslocamento do pilar P6

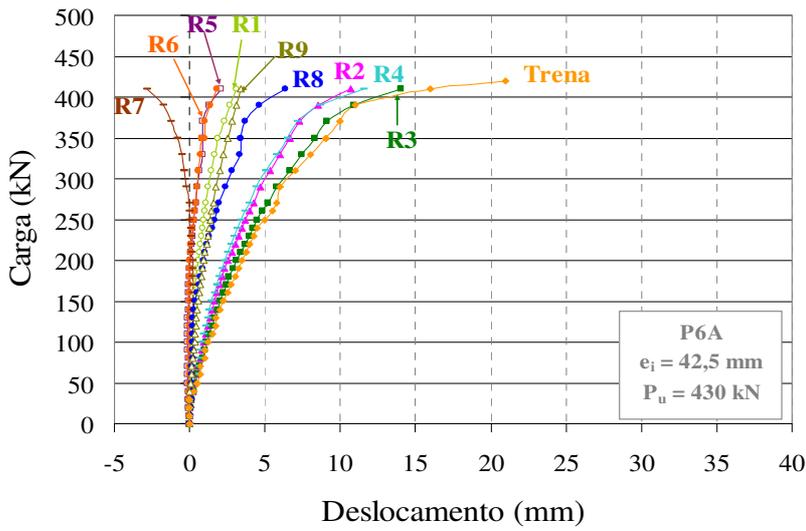


Figura 4.12 - Gráfico de carga x deslocamento do pilar P6A

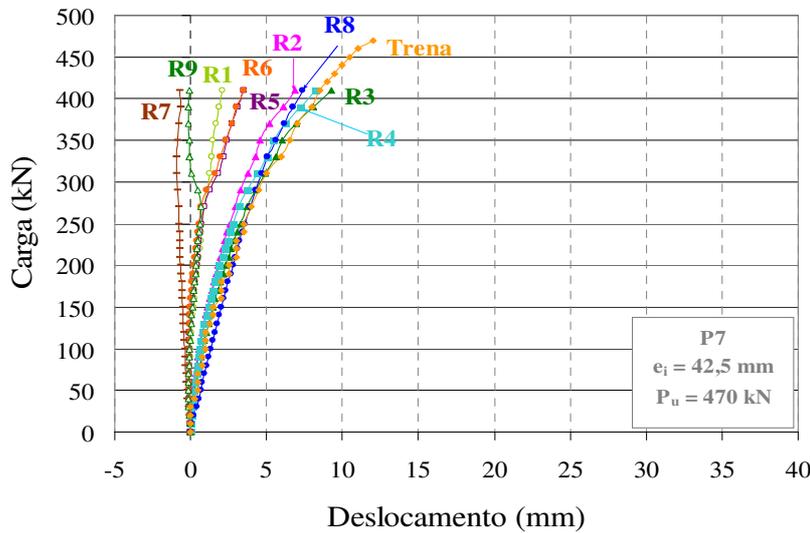


Figura 4.13 - Gráfico de carga x deslocamento do pilar P7

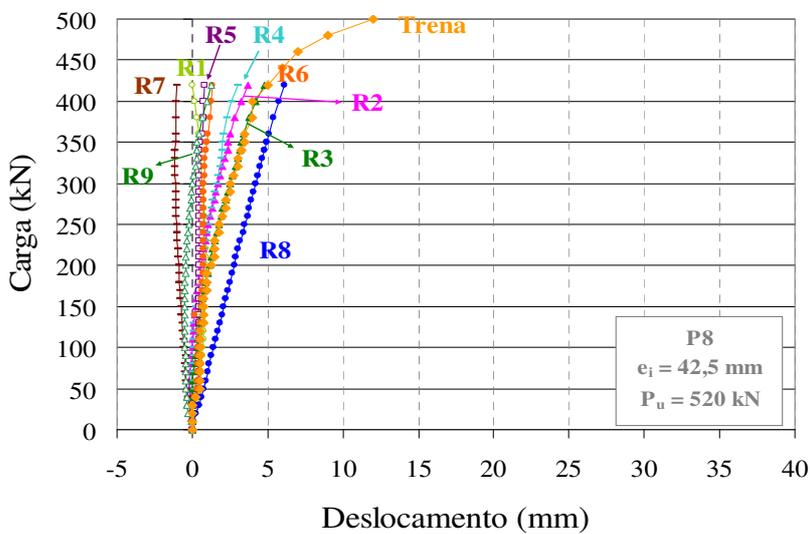


Figura 4.14 - Gráfico de carga x deslocamento do pilar P8

Pelos gráficos de carga x deslocamento apresentados é possível ver que em todos os pilares, houve aumento dos deslocamentos laterais medidos pelos relógios localizados na face tracionada com o acréscimo do carregamento. Os deslocamentos máximos para os pilares ensaiados aconteceram na posição do R3.

Em todos os gráficos pode-se observar a coerência entre os resultados dos deslocamentos medidos com o relógio comparador e com a trena na posição do R3, passando esta a ser um instrumento de confiança para se analisar os deslocamentos máximos nessa posição, para níveis de carregamento superiores ao de retirada do relógio comparador, uma vez que os relógios eram retirados alguns passos de carga antes da ruptura, para evitar danos aos mesmos.

O pilar de referência original P1 foi o que apresentou maior deslocamento na posição do R3, 25,3 mm para uma carga de 130 kN. O pilar de referência monolítico obteve um deslocamento máximo na posição do R3 de 15,7 mm para uma carga de 375 kN, 62 % do deslocamento do pilar P1. Dos pilares reforçados, o que apresentou maior deslocamento foi o pilar P6A, 14 mm para uma carga de 410 kN, 55 % do deslocamento do pilar de referência original e 89 % do deslocamento do pilar de referência monolítico P2. O pilar P8 foi o que obteve o menor deslocamento, 4,8 mm, 19 % do deslocamento do pilar P1 e 31 % do deslocamento do pilar P2.

Os relógios R6 ao R9 registraram deslocamentos com a mesma configuração em todos os ensaios, o que demonstra o padrão de repetibilidade das condições do esquema de ensaio.

O gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar de referência original P1 foi feito considerando-se os níveis de carregamento de 30 kN, 70 kN, 100 kN e 130 kN, para o pilar de referência monolítico P2 e os demais pilares reforçados foram utilizadas os níveis de 30 kN, 130 kN, 200 kN, 300 kN e o último nível de carregamento monitorado de cada um deles.

As Figuras 4.15 a 4.23 apresentam os gráficos de carga x deslocamento da face tracionada de todos os pilares ensaiados.

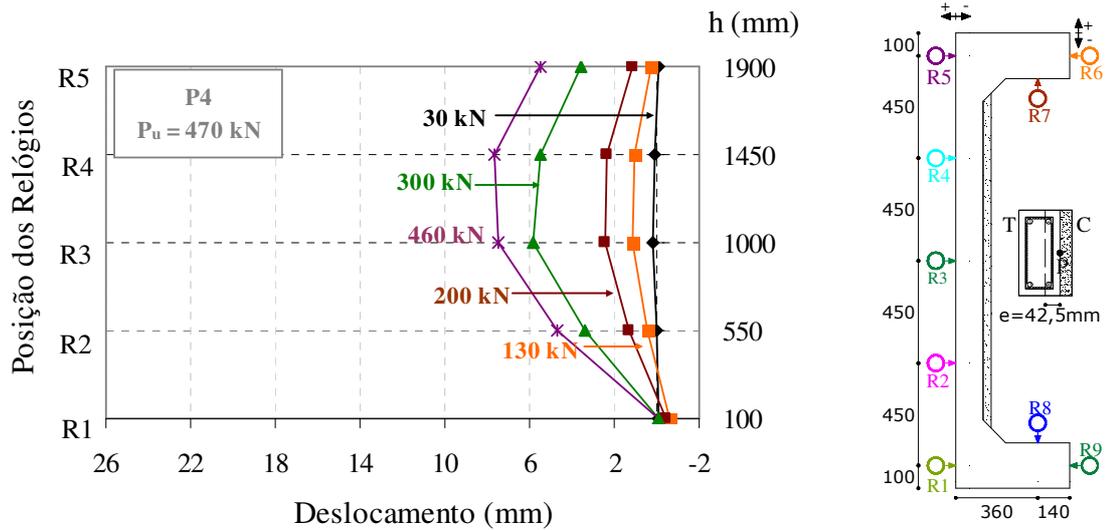


Figura 4.18 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P4

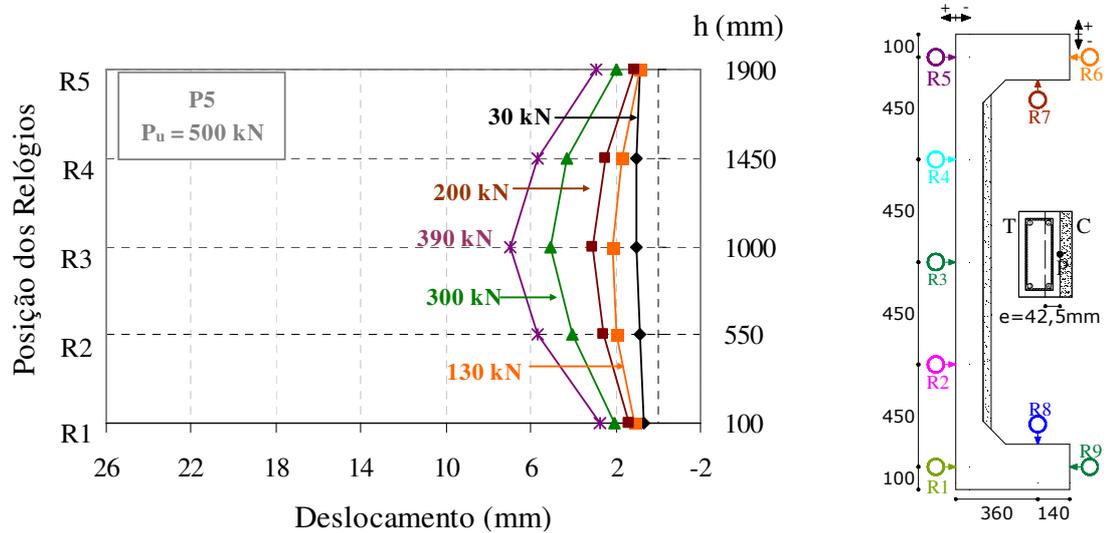


Figura 4.19 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P5

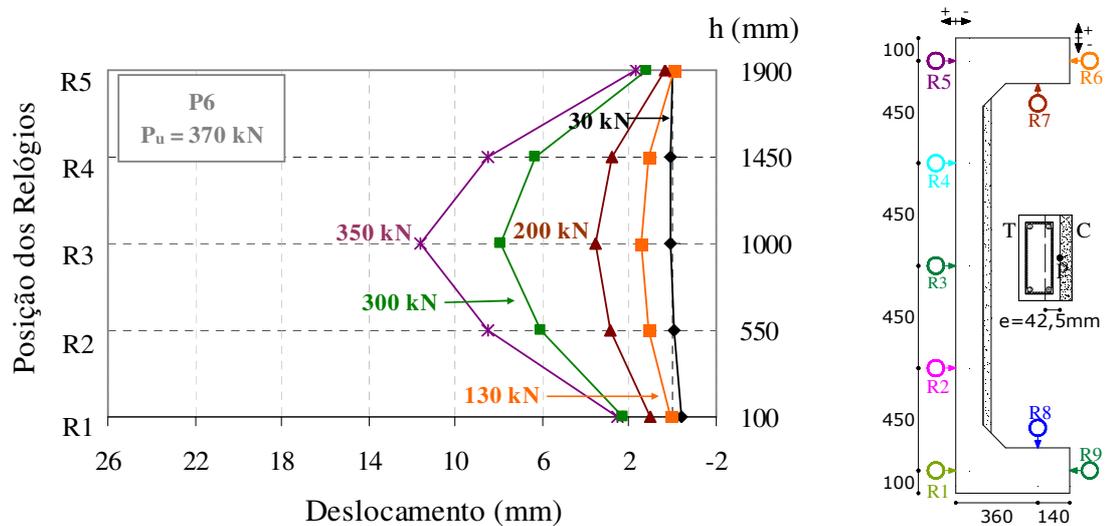


Figura 4.20 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P6

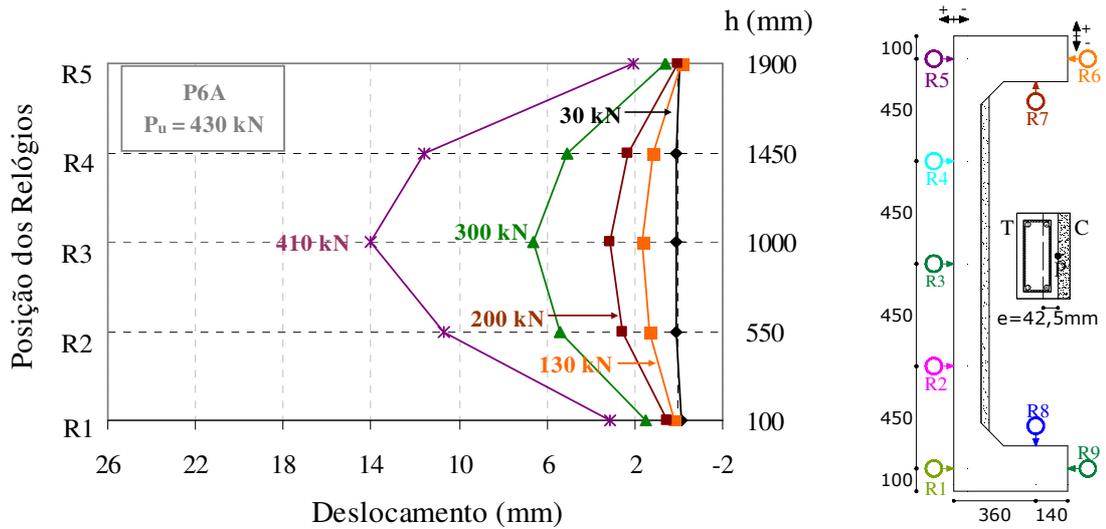


Figura 4.21 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P6A

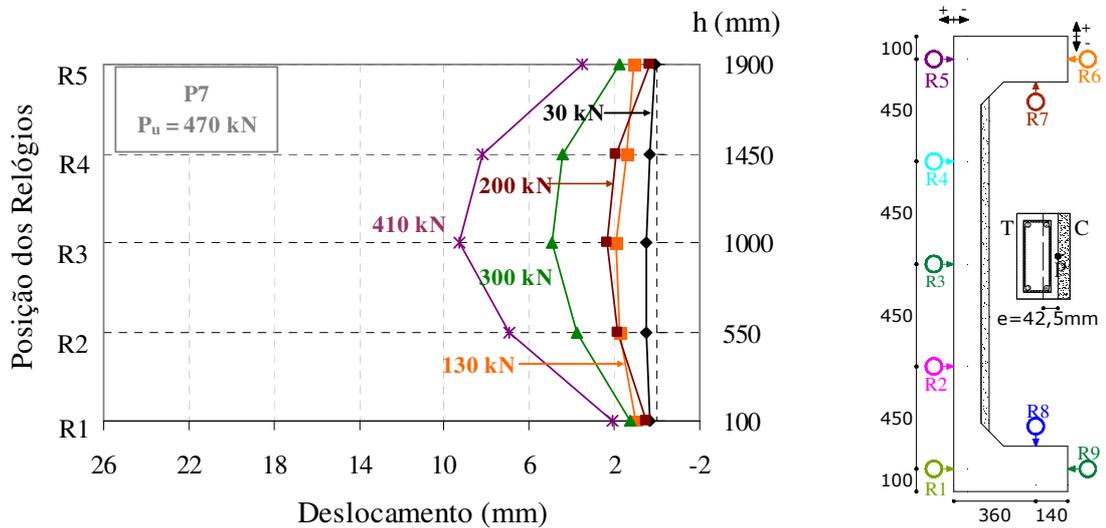


Figura 4.22 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P7

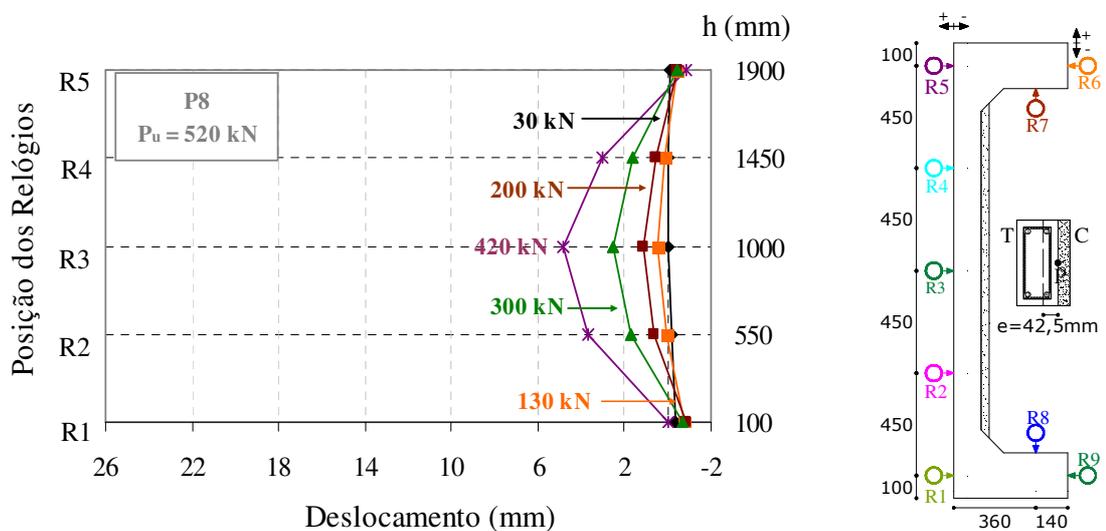


Figura 4.23 – Gráfico de carga x deslocamento horizontal da face tracionada do pilar P8

Apesar de algumas diferenças, em geral, os gráficos de carga x deslocamento horizontal da face tracionada apresentam simetria nos deslocamentos ocorridos. Pode-se observar claramente a diferença de intensidade nos deslocamentos para os diversos pilares ensaiados, tendo os pilares reforçados alcançado deslocamentos visivelmente inferiores ao demonstrado pelos pilares de referência.

Os relógios instalados em posições simétricas (R1/R5 e R2/R4) registraram deslocamentos semelhantes no início dos ensaios, mas, em alguns deles, com o incremento de carga, os deslocamentos passaram a serem diferentes. Os pilares P2, P4 e P7 apresentaram deslocamentos maiores na região do consolo superior, enquanto que o P3 apresentou maior deslocamento na parte do consolo inferior, os demais pilares tiveram comportamento bastante simétricos durante todo o ensaio.

Em geral, a diferença entre os relógios R1 e R5 foi maior que a diferença verificada entre os relógios R2 e R4, sendo de 2,4 mm e 2,9 mm a diferença máxima medida para cada dupla, respectivamente. O pilar P5 foi o que apresentou leituras dos relógios mais próximas entre si, com diferença de 0,11 mm entre R1 e R5 e de 0,0 mm entre R2 e R4.

4.2.2 Deformações específicas na armadura

As quatro barras longitudinais de 10 mm dos pilares foram instrumentadas, cada barra recebeu dois extensômetros, sendo um na parte interna e outro na parte externa. As deformações da face tracionada, foram obtidas pelos extensômetros colados nas barras 1 e 3 (1E, 1I, 3E e 3I), enquanto que os extensômetros colados nas barras 2 e 4 (2E, 2I, 4E e 4I), mediram as deformações nas armaduras da face comprimida. A linha tracejada em vermelho representa o valor da deformação de escoamento da armadura longitudinal, sendo esta igual a 2,42 mm/m.

As Figuras 4.24 a 4.32 mostram os gráficos de carga x deformação das armaduras longitudinais de todos os pilares ensaiados.

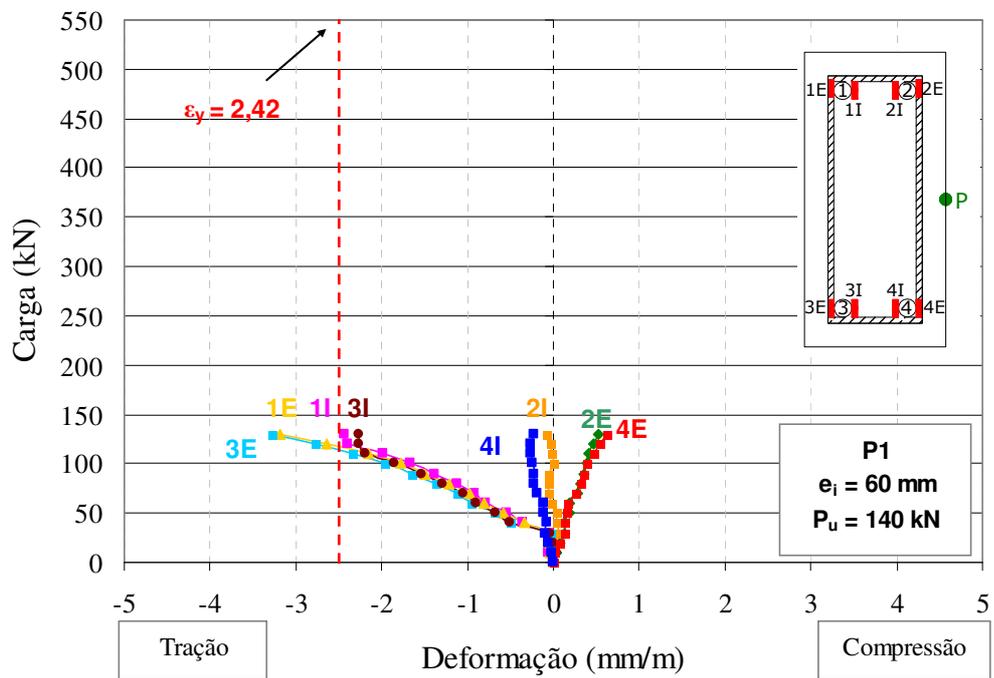


Figura 4.24 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P1

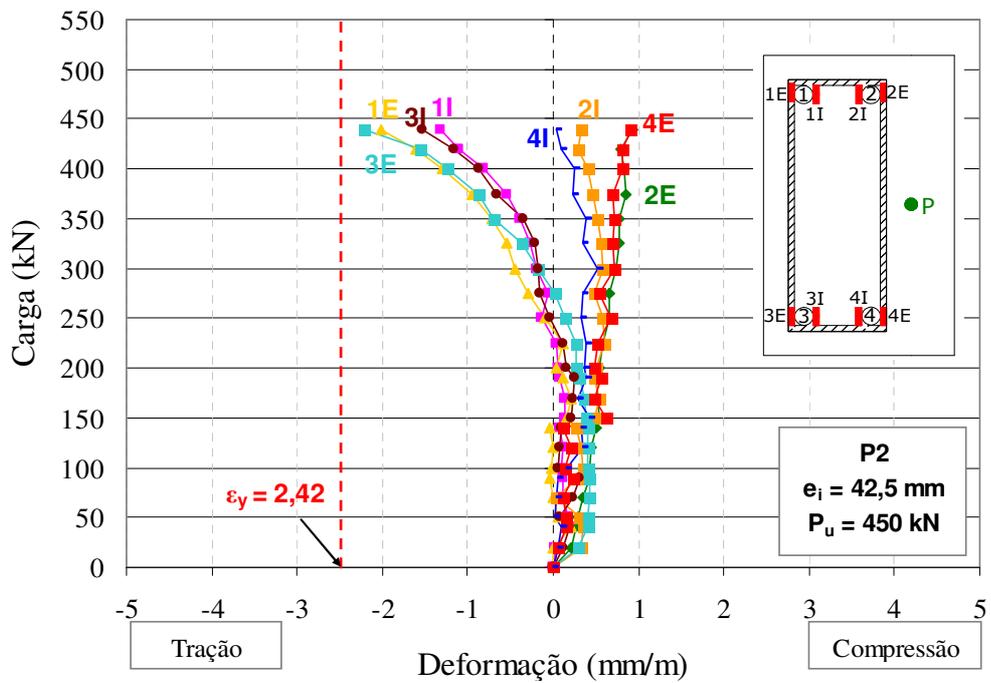


Figura 4.25 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P2

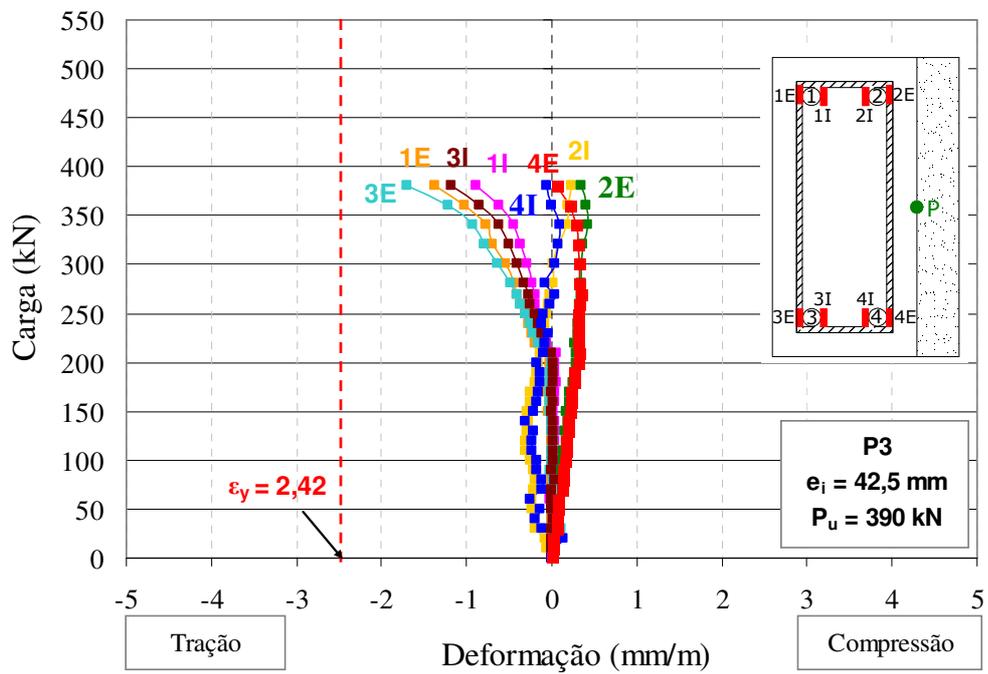


Figura 4.26 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P3

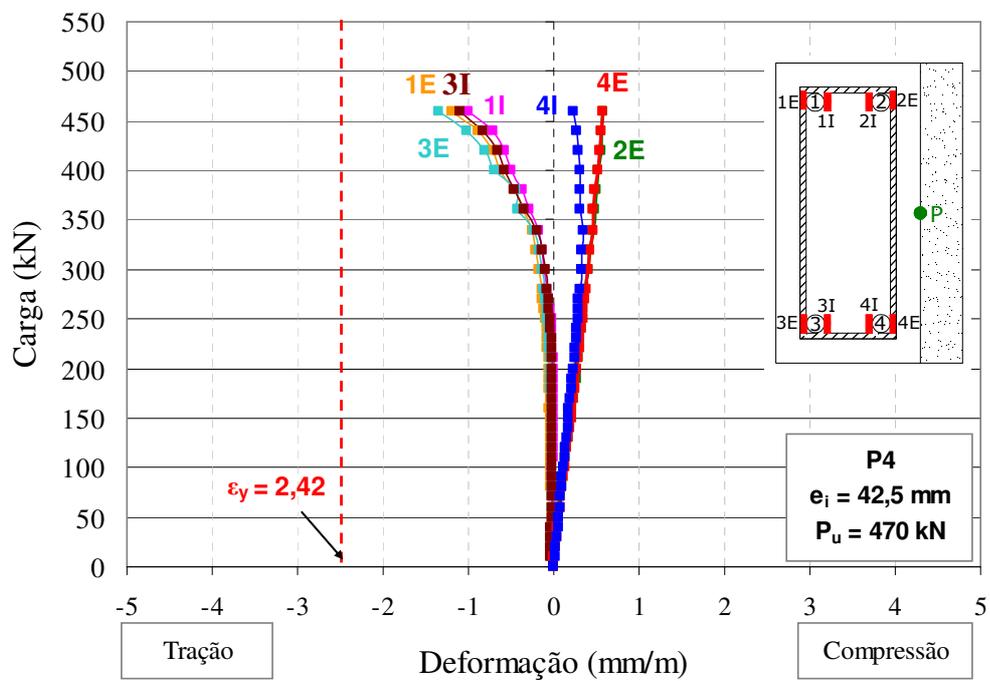


Figura 4.27 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P4

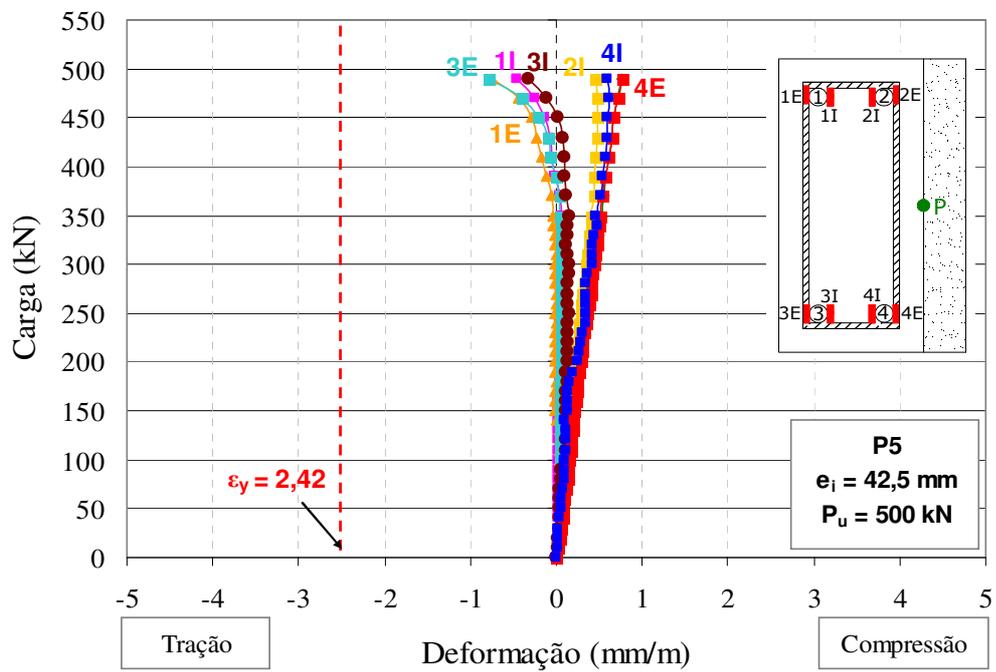


Figura 4.28 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P5

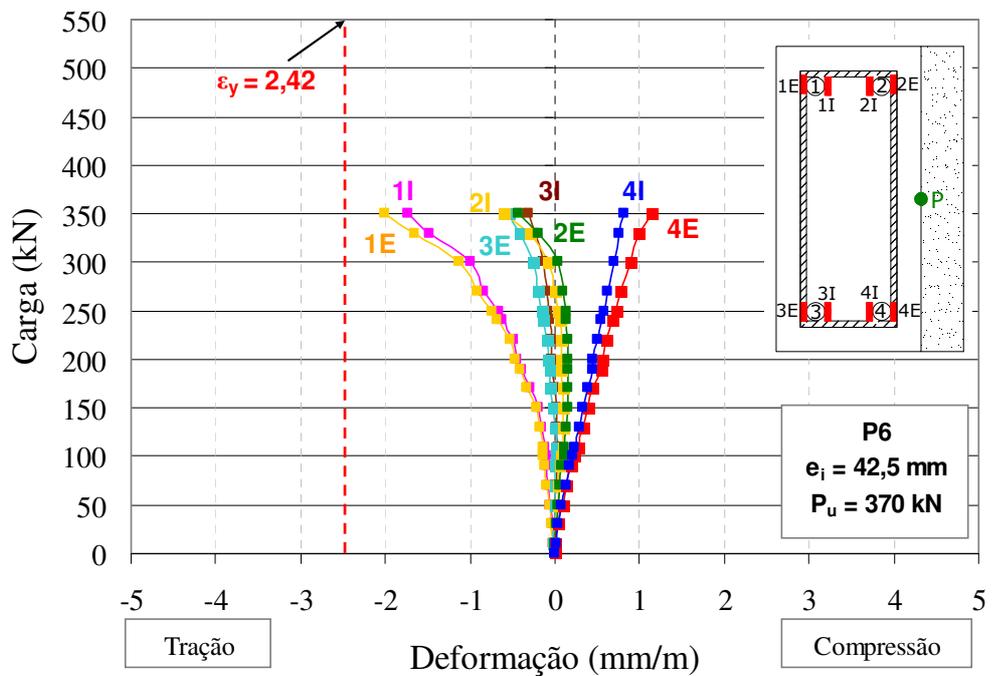


Figura 4.29 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P6

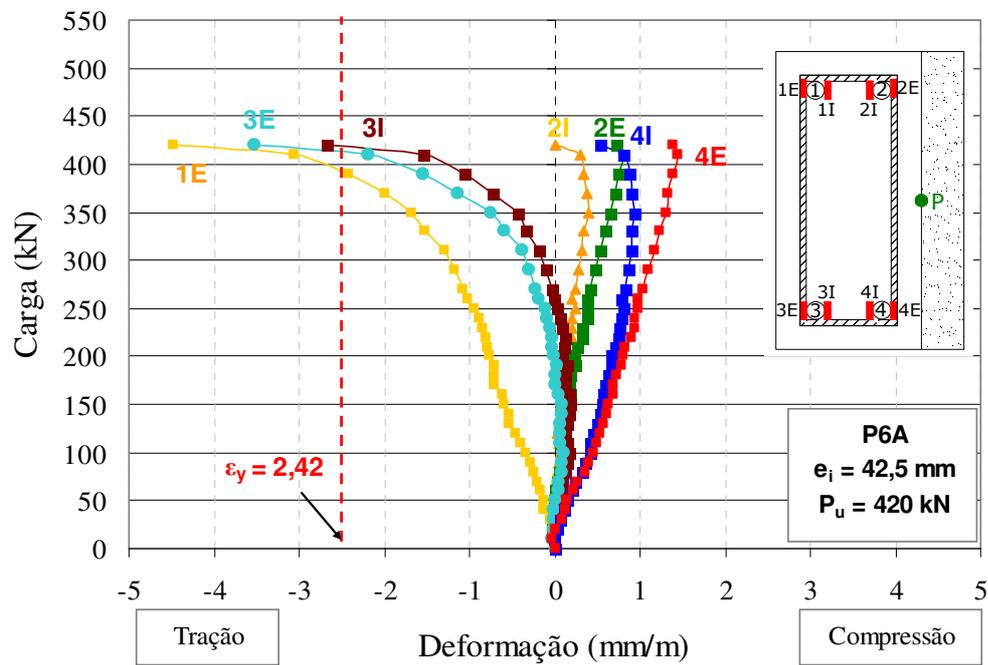


Figura 4.30 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P6A

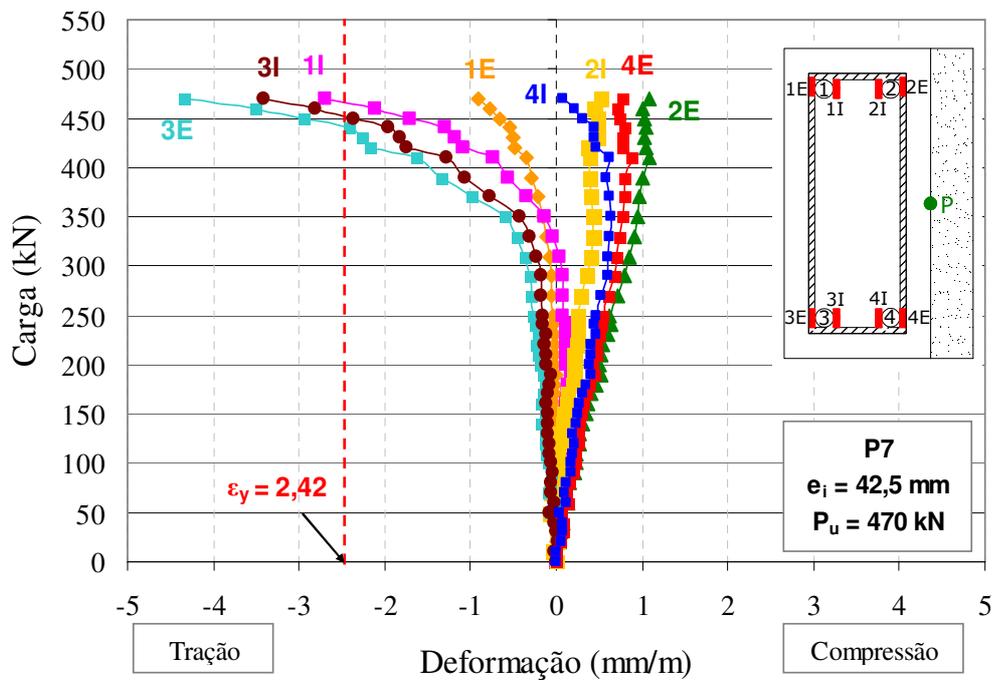


Figura 4.31 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P7

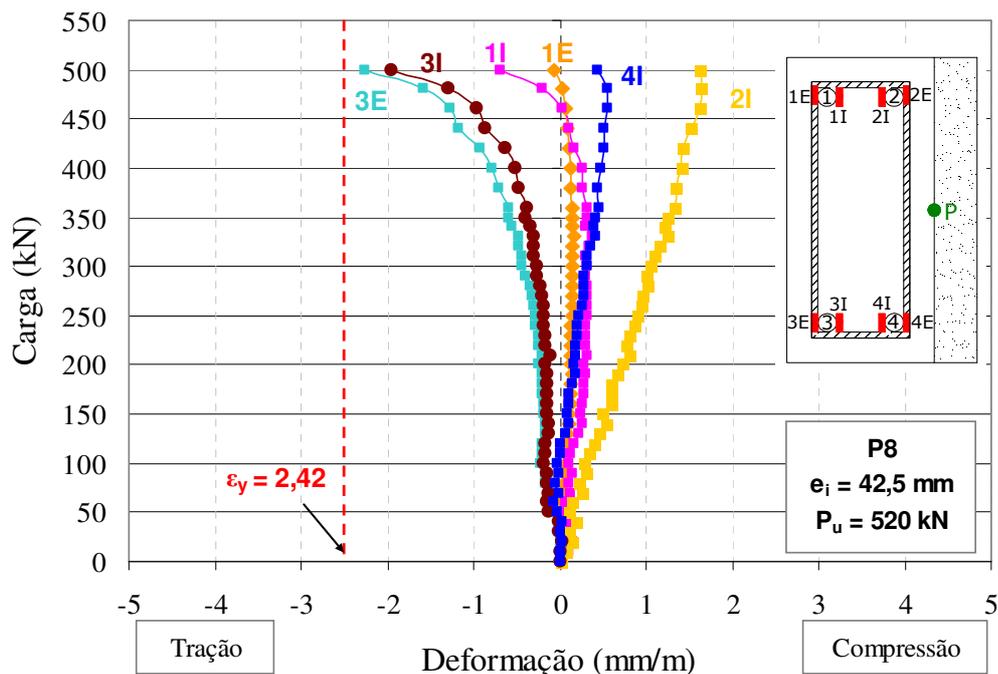


Figura 4.32 – Curva carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P8

Em geral, as deformações medidas pelos extensômetros colados nas barras localizadas na face tracionada (barras 1 e 3) e face comprimida (barras 2 e 4) tiveram comportamento próximos entre si, principalmente no início da aplicação do carregamento, demonstrando que o esquema de aplicação de carga produziu a flexo-compressão reta idealizada para os ensaios. No entanto, pode-se observar no gráfico do pilar P6, Figura 4.29, que não houve simetria nos deslocamentos entre as barras tracionadas 1 e 3, e nem entre as barras comprimidas 2 e 4, provavelmente por uma falha no posicionamento dos aparelhos de apoio e da célula de carga, o que acarretou um ensaio com excentricidade errada, levando o pilar para uma compressão oblíqua, sugerindo que o mesmo pilar fosse repetido para confirmação dos resultados.

O pilar de referência original P1 apresentou deformação máxima de tração registrada pelo extensômetro 3E igual a 3,27 mm/m, confirmando o escoamento da armadura. O pilar de referência monolítico P2 obteve uma deformação máxima de tração no aço igual a 2,22 mm/m, 68 % do valor da deformação do P1, embora não tenha alcançado o valor de escoamento do aço, o gráfico deste pilar mostra a tendência de sua curva para tal acontecimento.

Dos pilares reforçados, o P6A foi o que apresentou o maior valor de deformação de tração do aço, 4,47 mm/m, 1,37 vezes a deformação da armadura do P1 e 2,01 vezes a deformação da armadura do P2, este valor de deformação indica o escoamento da armadura.

O pilar P5 foi o que apresentou o menor valor de deformação, 0,78 mm/m, 24 % do valor da deformação apresentada por P1 e 35 % da apresentada por P2. Além dos pilares P1 e P6A, o pilar P7 também apresentou valor de deformação de tração superior ao obtido no ensaio de ruptura do aço, 4,33 mm/m, indicando o escoamento das armaduras tracionadas.

4.2.3 Deformações específicas do concreto

Para determinação das deformações do concreto na região comprimida do pilar, foram instalados quatro extensômetros de concreto nos pilares de referência e seis nos pilares reforçados. Nos pilares de referência foram colados dois extensômetros na face comprimida (1CC e 2CC), localizados a meia altura do pilar, e dois no consolo superior (1CS e 2CS). Nos pilares reforçados além dos extensômetros que foram utilizados nos pilares de referência, foram usados mais dois extensômetros na lateral do pilar (1CL e 2CL), sendo um no concreto do substrato e outro na camada de reforço, ambos a meia altura do pilar.

Foram utilizados dois valores para a deformação de ruptura do concreto, sendo o primeiro igual a 3,0 mm/m, valor especificado pelo ACI 318M-02, representado em todos os gráficos com uma linha pontilhada em vermelho e o segundo igual a 3,5 mm/m, dado pela NBR 6118/2003, representado em todos os gráficos pela linha pontilhada em verde.

As Figuras 4.33 a 4.41 mostram os gráficos de carga x deformação do concreto de todos os pilares ensaiados.

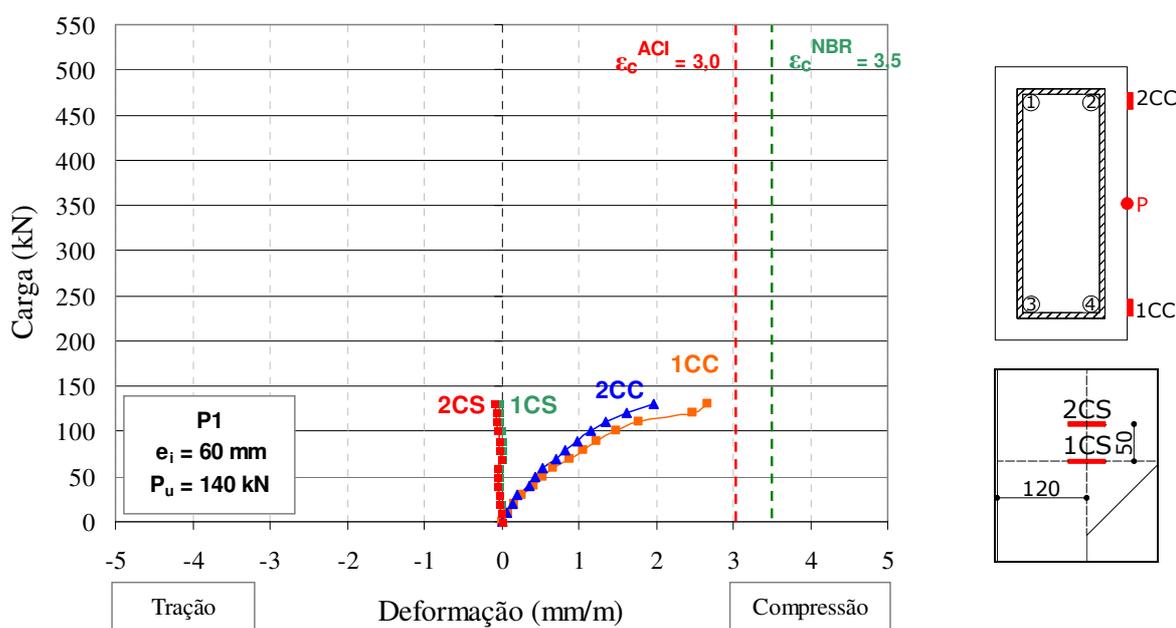


Figura 4.33 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P1

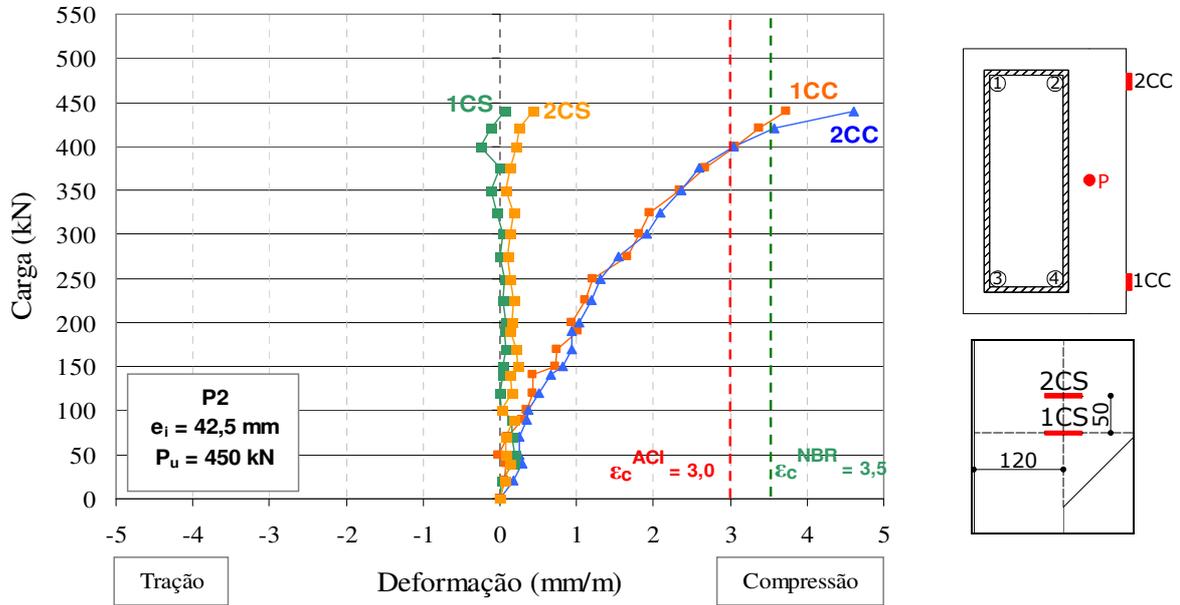


Figura 4.34 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P2

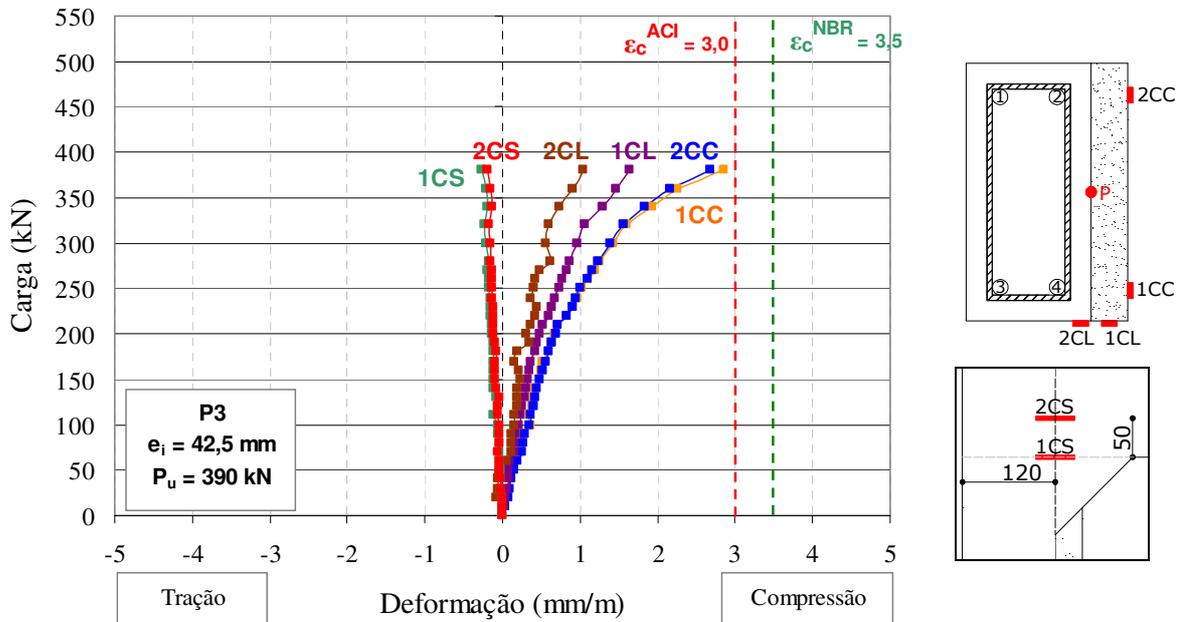


Figura 4.35 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P3

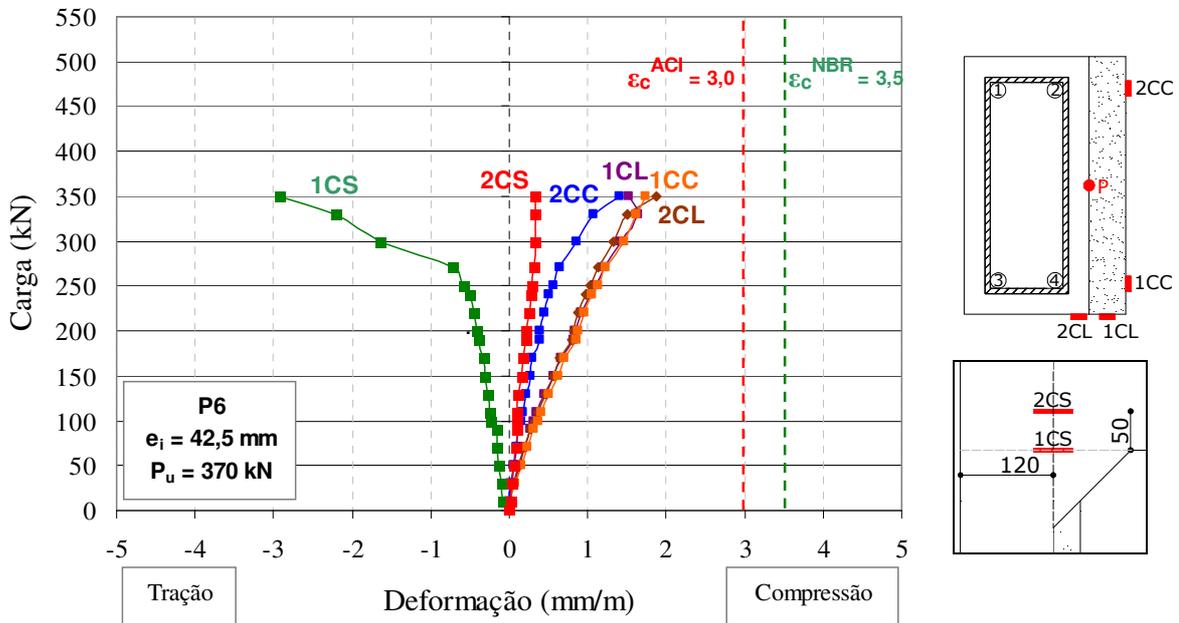


Figura 4.38 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P6

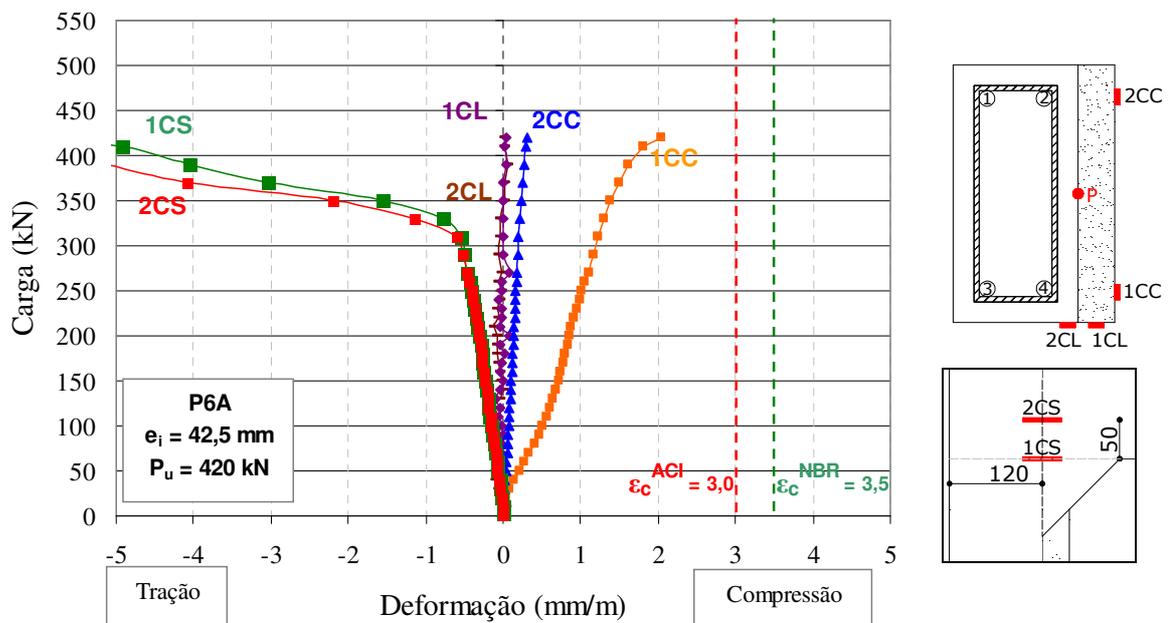


Figura 4.39 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P6A

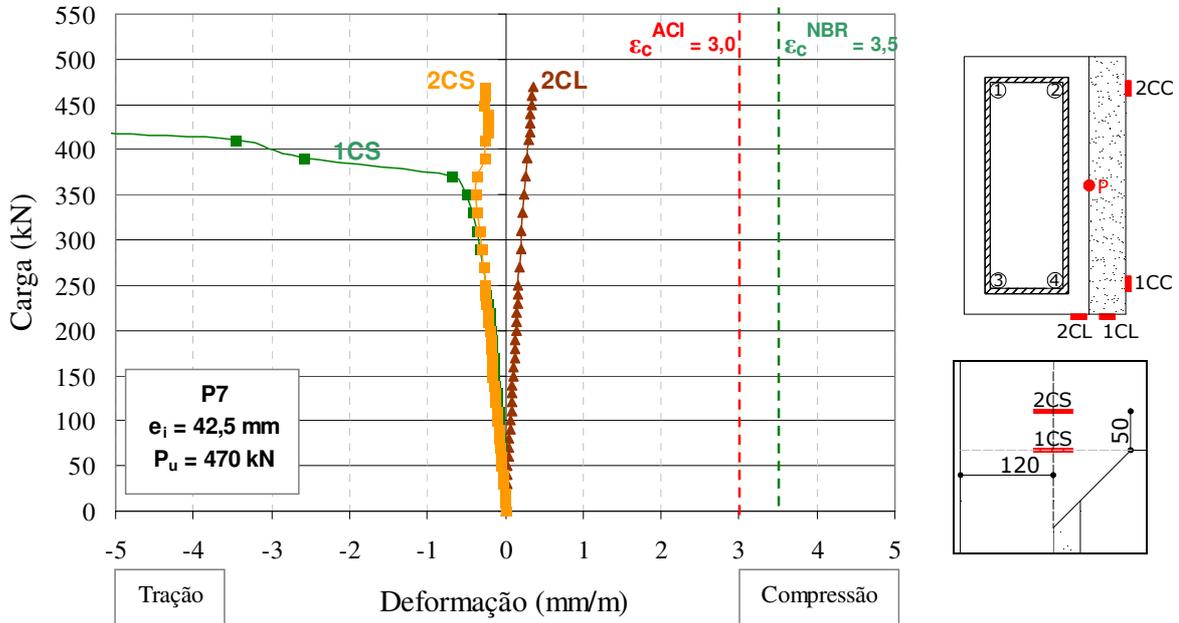


Figura 4.40 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P7

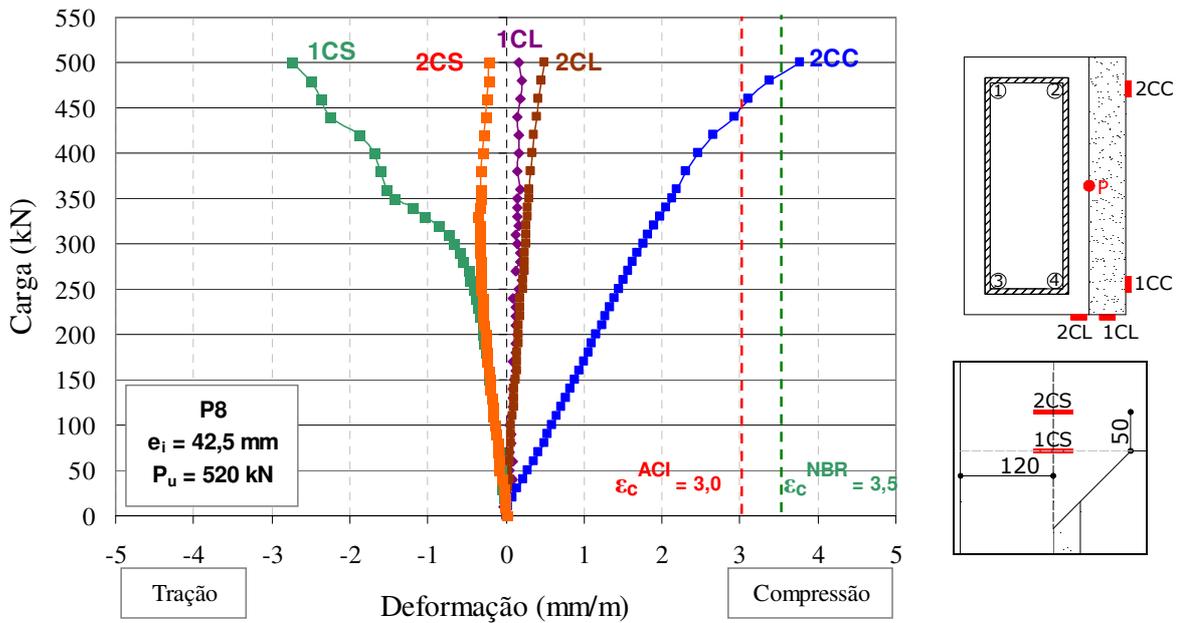


Figura 4.41 – Curva carga x deformação do concreto do pilar P8

Em geral, as deformações medidas por extensômetros simétricos apresentaram comportamentos semelhantes, principalmente no início de cada ensaio. Todos apresentaram coerência nos valores medidos, exceto o pilar P6 que teve que ser repetido para confirmação dos resultados.

O pilar de referência original P1 apresentou deformação máxima do concreto de 2,68 mm/m, valor que não ultrapassa os valores de deformação dados pelo ACI e NBR, no entanto, pelo gráfico deste pilar pode-se observar sua tendência ao esmagamento do concreto. O pilar de referência monolítico P2 apresentou deformação máxima no concreto de 4,60 mm/m, mostrando o esmagamento do concreto pelos dois parâmetros estabelecidos.

O pilar reforçado P8 foi o que apresentou comportamento mais parecido com o pilar de referência monolítico P2 no quesito esmagamento do concreto, sua deformação máxima do concreto foi de 3,78 mm/m, 82 % da deformação ocorrida no pilar P2, este valor supera os valores apresentados pelo ACI e NBR, comprovando o esmagamento do concreto.

O pilar reforçado P7 foi o que apresentou a menor deformação do concreto, embora a medição de vários extensômetros tenha sido perdida neste ensaio, o extensômetro 2CL mediu uma deformação máxima de 0,36 mm/m, valor inferior aos observados para nos demais ensaios.

4.2.4 Resultado dos LVDT's

Foram utilizados quatro LVDT's (Linear Variable Differential Transformer) para medir o deslocamento relativo entre o concreto da camada de reforço e o concreto do substrato. Ao longo dos ensaios verificou-se que um dos LVDT's, designado 103, não estava trabalhando de maneira adequada, uma vez que apresentou um comportamento instável. Assim, serão apresentados somente os resultados dos outros três LVDT's utilizados (101, 102 e 104).

Os pilares P3 e P6A, Figura 4.42 e 4.43, foram os que apresentaram gráficos mais significativos, com deslocamentos relativamente maiores para cargas próximas da ruptura. O pilar P3 apresentou um deslocamento máximo entre substrato e reforço na posição do LVDT 102 igual, em módulo, a 0,09 mm. O pilar P6A apresentou deslocamentos semelhantes até a carga de 350 kN, sendo que após esta carga ocorreram deslocamentos diferentes, porém, simétricos, para os LVDT's, sendo que o valor máximo alcançado foi, em módulo, igual a 0,08 mm.

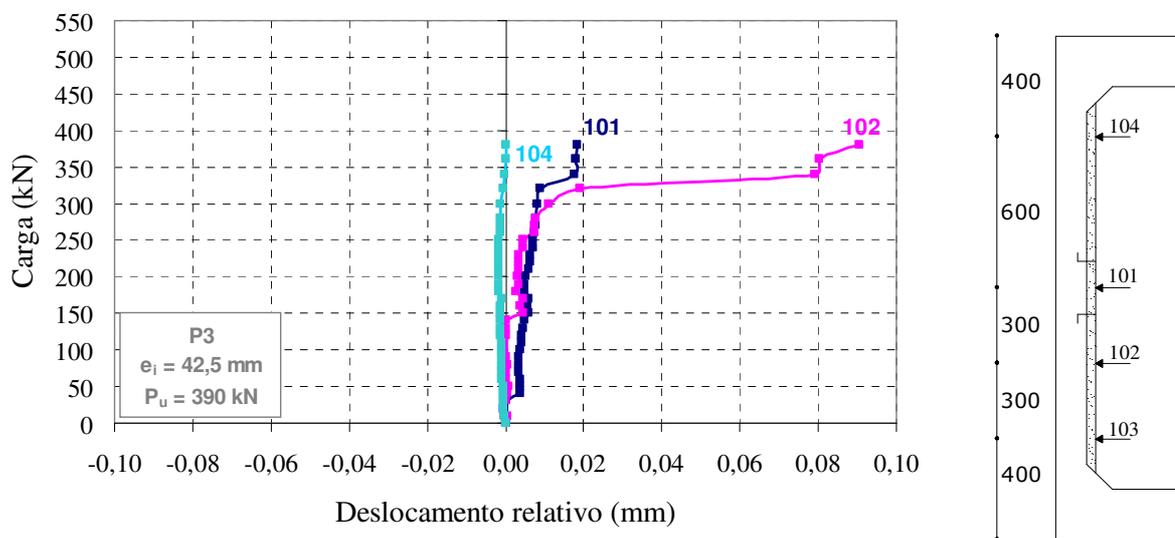


Figura 4.42 – Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P3

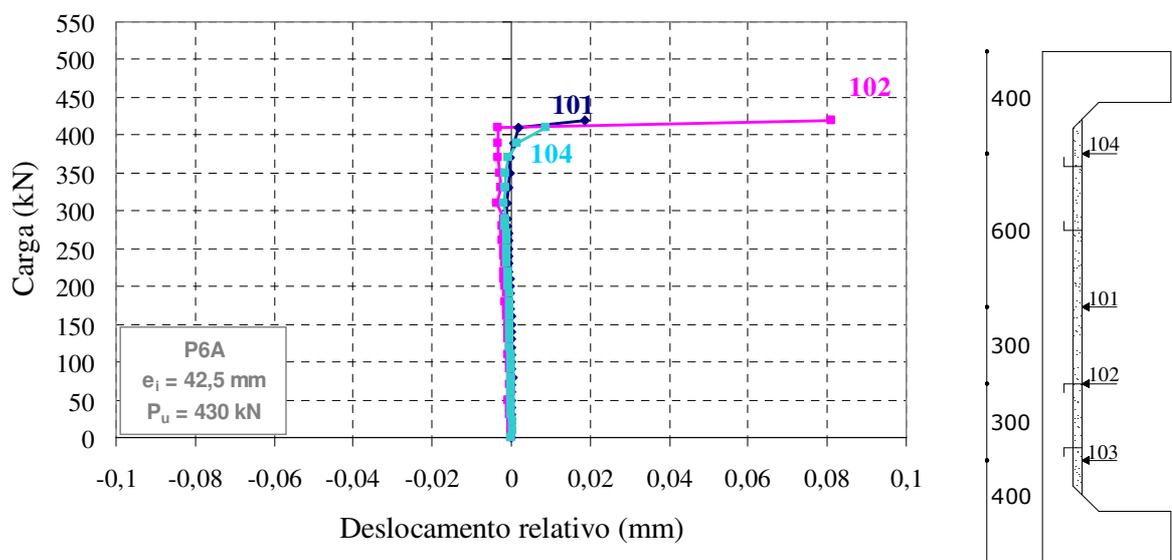


Figura 4.43 – Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P6A

Os demais pilares reforçados apresentaram gráficos parecidos, sem nenhum deslocamento considerável próximo de sua ruptura. O gráfico do pilar P7, Figura 4.44, mostra que os deslocamentos ocorridos neste pilar aconteceram de maneira semelhante para todos os LVDT's, alcançando um valor máximo de aproximadamente 0,01 mm.

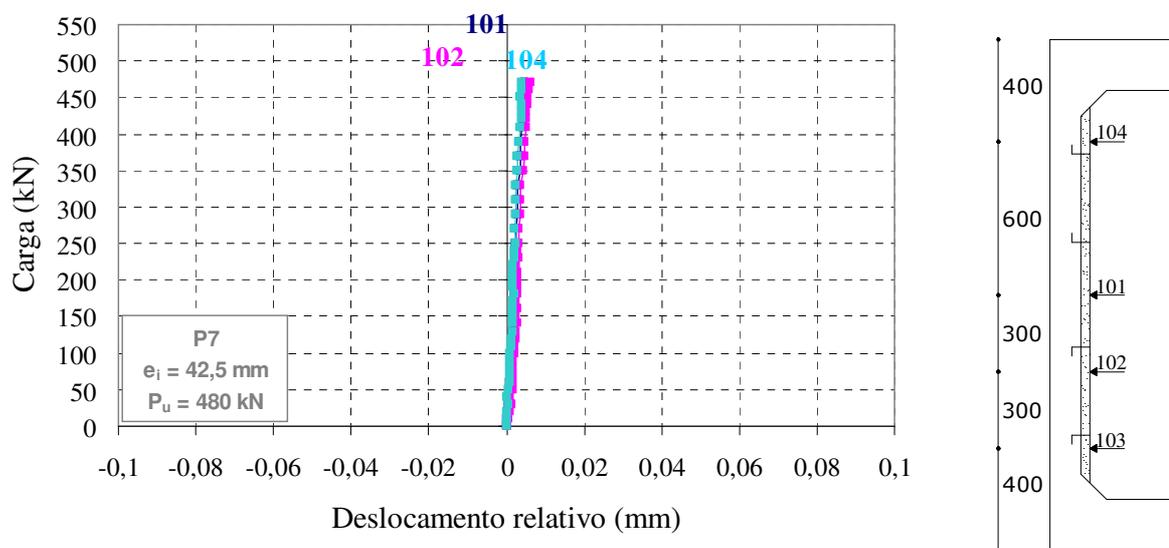


Figura 4.44 – Carga x deslocamento relativo entre reforço e substrato do pilar P7

4.2.5 Formação e desenvolvimento das fissuras

A Tabela 4.5 apresenta a relação existente entre a carga de fissuração (P_i) na qual foi observada, visualmente, a fissura “i” com a carga de ruptura (P_u) de cada pilar ensaiado. A evolução do surgimento das fissuras, nos pilares reforçados, foi acompanhada até o ponto em que foi considerado seguro a proximidade com o modelo em ensaio, uma vez que as rupturas ocorreram de maneira brusca.

O reforço dos pilares retardou o aparecimento das fissuras. Para os modelos reforçados, o aparecimento da primeira fissura se deu para relações de P_i/P_u entre 0,54 e 0,70. Nos pilares de referência P1 e P2 as fissuras aconteceram para relações menores, 0,28 e 0,09, respectivamente, valores menores que os apresentados pelos modelos reforçados, mostrando os efeitos de um maior deslocamento desses modelos.

Os pilares reforçados tiveram um menor número de fissuras visualmente identificadas, isto porque elas começaram a aparecer com um nível de carregamento bastante elevado, o que, por questões de segurança, impediu a continuidade do acompanhamento da evolução das mesmas.

Tabela 4.5 - Relação entre a carga de fissuração (P_i) e carga de ruptura (P_u)

Relação entre a carga de fissuração (P_i) e carga de ruptura (P_u)									
Nº da fissura	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P6A	P7	P8
1	0,28	0,09	0,59	0,60	0,70	0,68	0,64	0,54	0,69
2	0,36	0,11	0,69	0,81	0,74	0,81	0,74	0,63	0,85
3	0,43	0,16	0,72	0,85	0,78	-	0,88	0,80	0,88
4	0,50	0,20	0,77	-	-	-	-	-	-
5	0,57	0,42	0,97	-	-	-	-	-	-
6	0,64	0,50	-	-	-	-	-	-	-
7	-	0,61	-	-	-	-	-	-	-

P_i (kN): Carga em que foi observada a fissura;

P_u (kN): Carga de ruptura do pilar;

As Figuras 4.45 a 4.47 mostram o mapa do estado final de fissuração e a posição onde houve a fissura de ruptura de todos os pilares ensaiados.

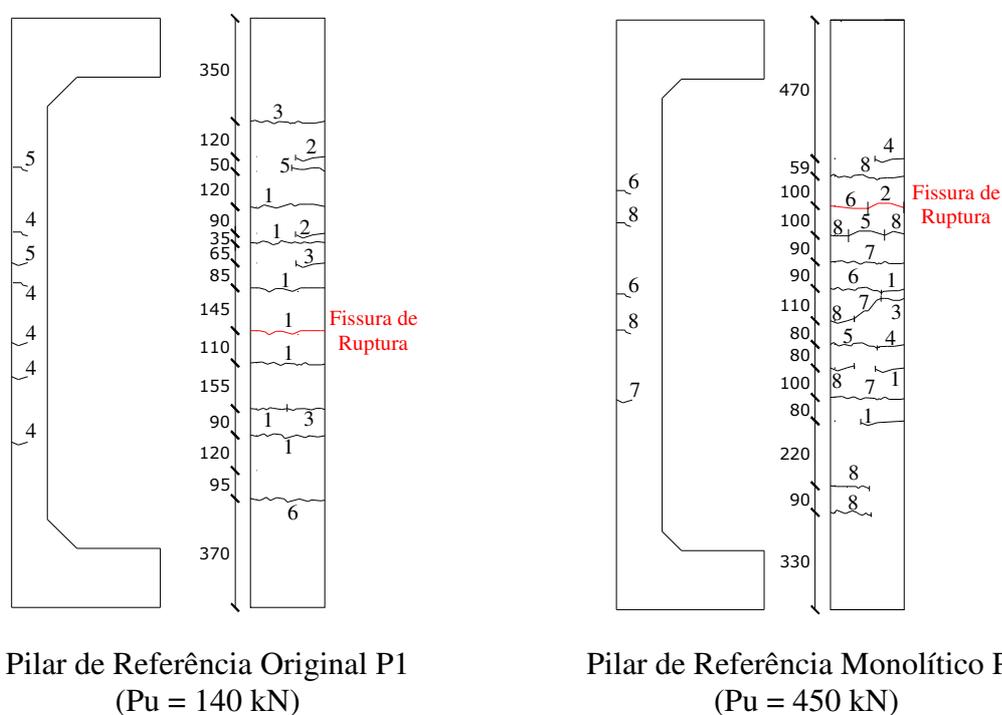


Figura 4.45 – Mapa de fissuração dos pilares de referência P1 e P2

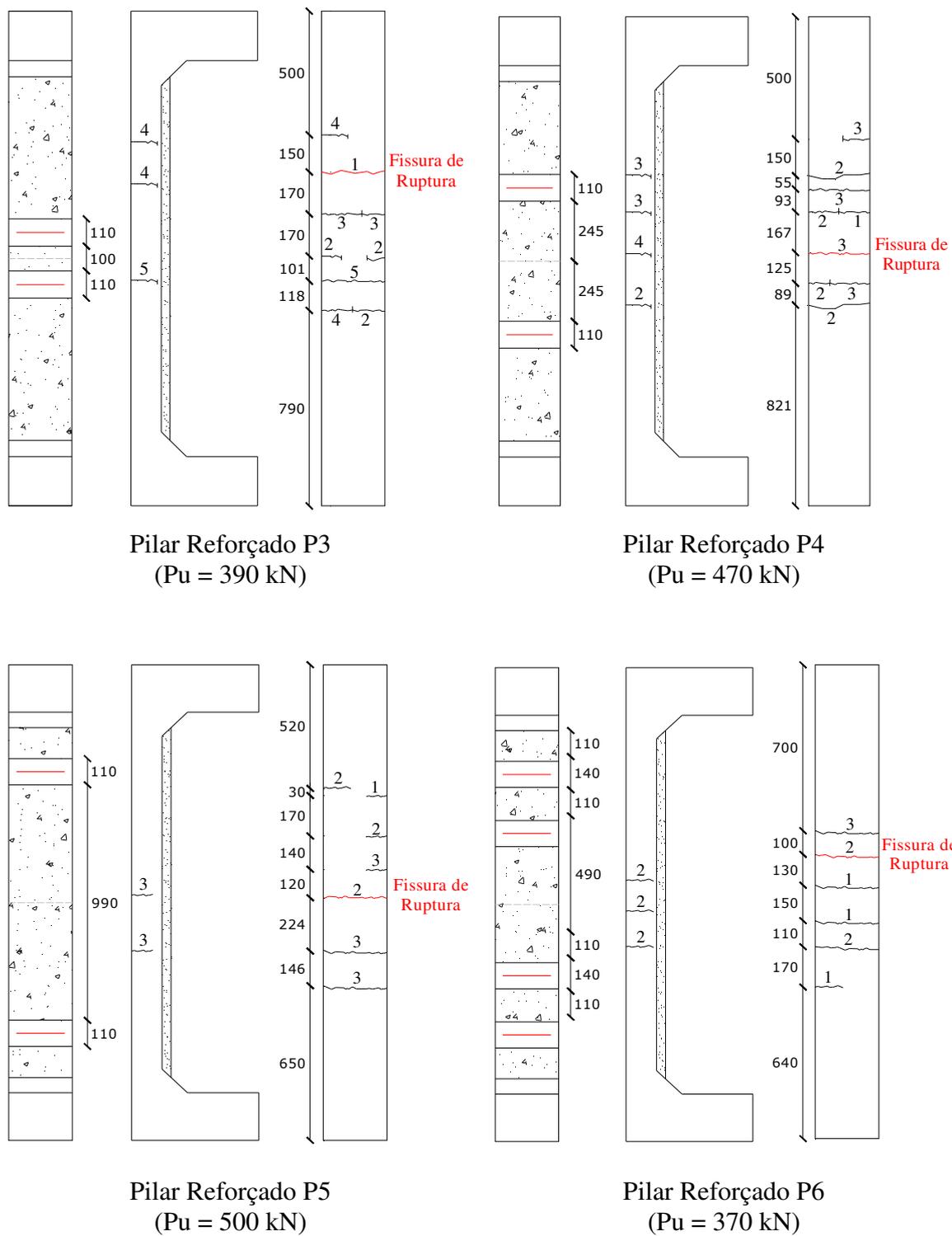
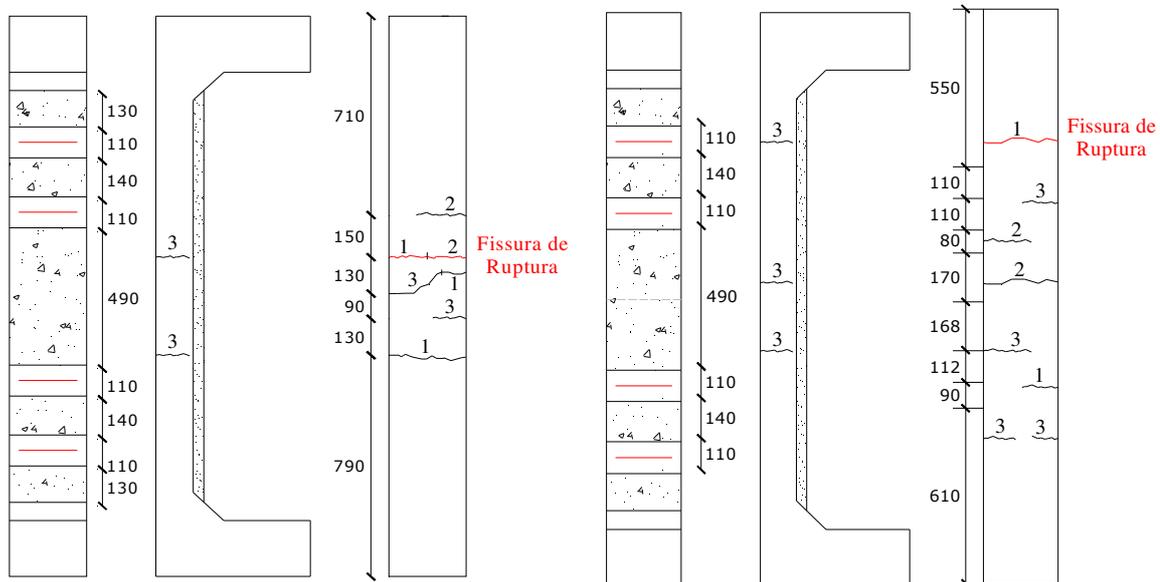
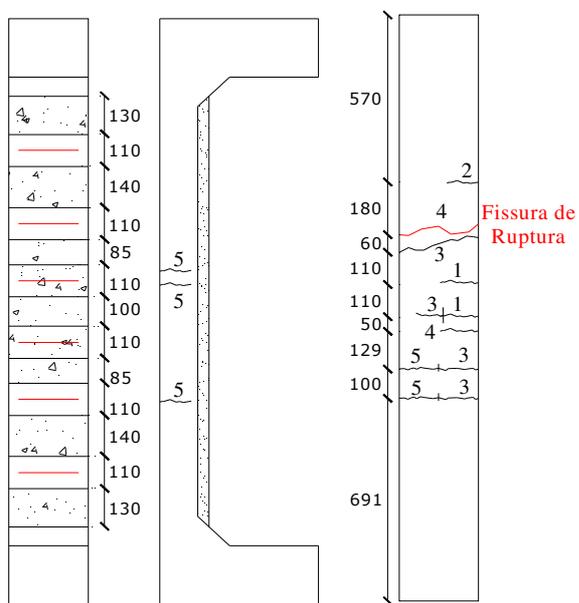


Figura 4.46 – Mapa de fissuração dos pilares P3, P4, P5 e P6



Pilar Reforçado P6A
($P_u = 430 \text{ kN}$)

Pilar Reforçado P7
($P_u = 480 \text{ kN}$)



Pilar Reforçado P8
($P_u = 520 \text{ kN}$)

Figura 4.47 – Mapa de fissuração dos pilares P6A, P7 e P8

4.2.6 Carga e modo de ruptura

O pilar de referência original P1 rompeu com uma carga de 140 kN por escoamento do aço, o pilar de referência monolítico P2 rompeu com uma carga de 450 kN, por esmagamento do concreto, sendo sua carga de ruptura 3,46 vezes maior que a apresentada pelo pilar P1. Os pilares reforçados romperam por deslocamento do concreto, exceto o pilar P8, que apresentou esmagamento do concreto e comportamento de deformação de aço e concreto bem semelhante ao apresentado pelo pilar de referência monolítico P2

Os pilares reforçados P6 e P6A apresentaram deformação do concreto superior a dada pela NBR e pelo ACI, no entanto, o esmagamento do concreto do reforço ocorreu num estágio posterior ao deslocamento do mesmo, o que foi verificado visualmente durante a execução dos ensaios. O pilar P8 apresentou esmagamento do concreto que aconteceu antes do deslocamento da camada de reforço, podendo considerar que sua ruptura se deu em função do esmagamento do concreto, mesmo motivo que levou o P2 a ruptura.

A Tabela 4.6 mostra os valores das cargas de ruptura, as resistências e módulos de elasticidade dos concretos do substrato e reforço na data de ensaio de cada modelo, as excentricidades iniciais e finais, as deformações máximas do aço e do concreto e os modos de ruptura de cada pilar. O modo de ruptura foi definido considerando as deformações máximas do aço e concreto, bem como as características da ruptura observada no ensaio.

Observa-se na Tabela 4.6 que os valores de resistência do concreto, tanto convencional quanto auto-adensável, foram maiores para os pilares P1, P2, P3, P4, P5 e P6, integrantes da primeira concretagem, em relação aos pilares P6A, P7 e P8, concretados em uma segunda etapa, apresentaram resistências menores que as anteriores. Esta diferença também pode ser verificada nos valores dos módulos de elasticidade. Isso pode ter influenciado nas cargas de ruptura dos pilares confeccionados na segunda concretagem, fazendo com que os mesmos rompessem com cargas menores que se feitos com o mesmo concreto da primeira etapa.

Tabelas 4.6 – Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura.

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (MPa)	E_c^{ref} (MPa)	$e_{inicial}$ (mm)	$D_{máx}$ R3 (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_s^{máx}$ (mm/m)	$\varepsilon_c^{máx}$ (mm/m)	Modo de Rup
P1	140	42,3	-	26,3	-	60,0	25,3	85,6	-3,3	2,7	EA
P2	450	42,3	-	26,3	-	42,5	17,7	60,2	-2,2	4,6	EC
P3	390	41,9	41,1	26,1	34,5	42,5	7,8	50,3	-1,7	2,9	DR
P4	470	42,0	41,6	26,2	34,9	42,5	7,5	50,0	-1,4	2,4	DR
P5	500	42,1	42,0	26,2	35,3	42,5	7,0	49,5	-0,8	2,1	DR
P6	370	42,2	42,3	26,3	35,5	42,5	11,6	54,1	-2,0	1,7	DR
P6A	430	37,8	33,4	26,5	26,7	42,5	14,0	56,0	-4,5	2,0	DR
P7	480	38,5	35,0	26,8	28,2	42,5	9,3	51,3	-4,3	-	DR
P8	520	38,2	34,5	26,7	27,7	42,5	4,8	47,3	-2,3	3,8	EC

P_u : Carga de ruptura;

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

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

E_c^{sub} : Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio;

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto do reforço na data do ensaio;

$e_{inicial}$: excentricidade inicial;

$D_{máxR3}$: Deslocamento horizontal máximo na posição do R3;

e_{final} : excentricidade final de ensaio = $e_{inicial} + D_{máxR3}$;

$\varepsilon_s^{máx}$: Deformação máxima do aço tracionado;

$\varepsilon_c^{máx}$: Deformação máxima do concreto comprimido;

$\varepsilon_y = 2,42$ mm/m: Deformação de escoamento para o aço de $\varnothing = 10,0$ mm;

$\varepsilon_u = 3,0$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas;

$\varepsilon_u = 3,5$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo NBR 6118/2003, para peças flexo-comprimidas;

EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; DR: Desplacamento do reforço;

A Figura 4.48 apresenta um esquema da localização da ruptura em cada pilar ensaiado.

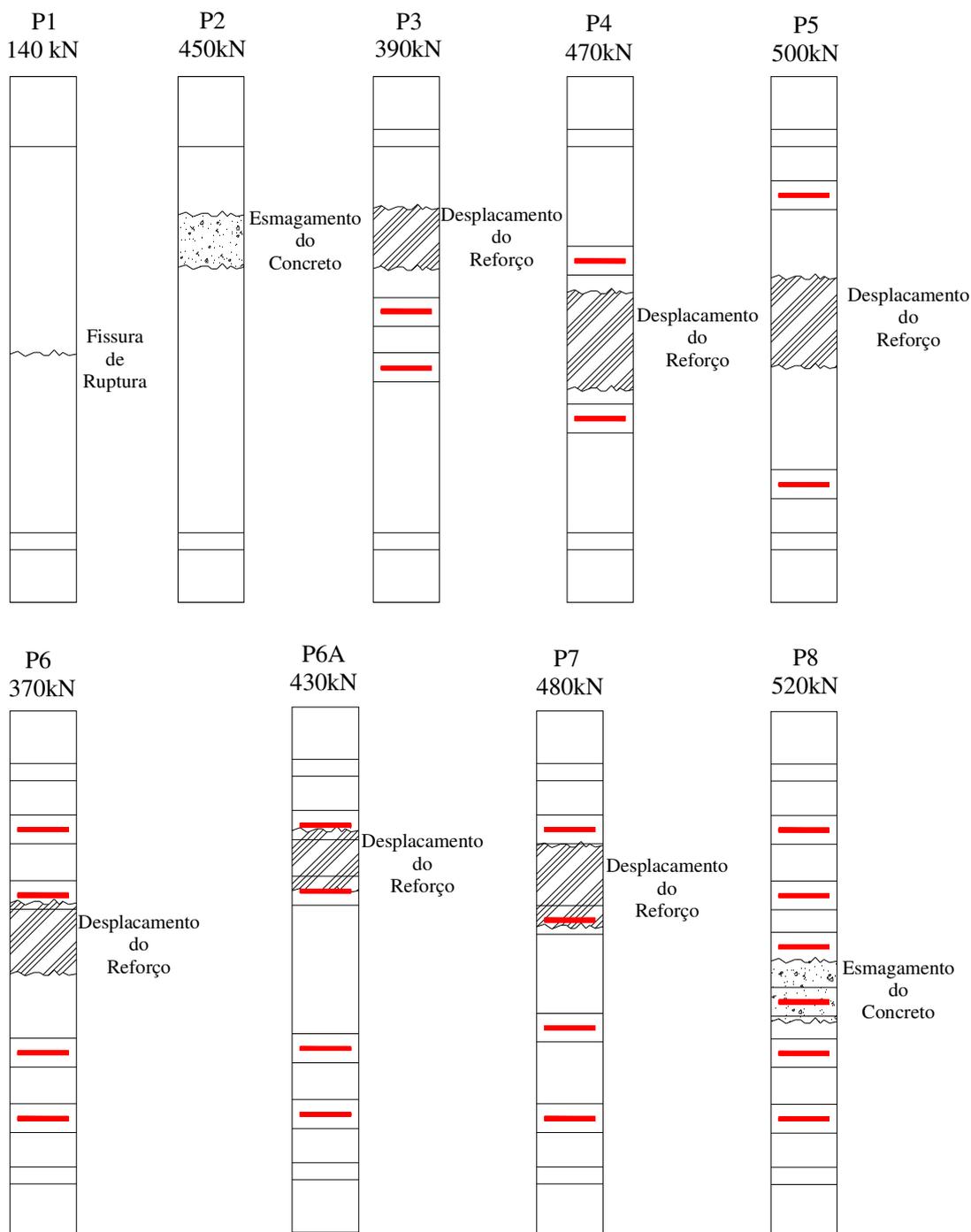


Figura 4.48 – Localização da ruptura nos pilares na face comprimida

As Figuras 4.49 a 4.51 mostram os detalhes da ruptura dos pilares, apresentando uma foto geral do pilar após a ruptura e detalhes da face tracionada e comprimida após o ensaio.



P1



P2



P3



P4



P5



P6A



P7



P8

Figura 4.49 – Pilares após ruptura

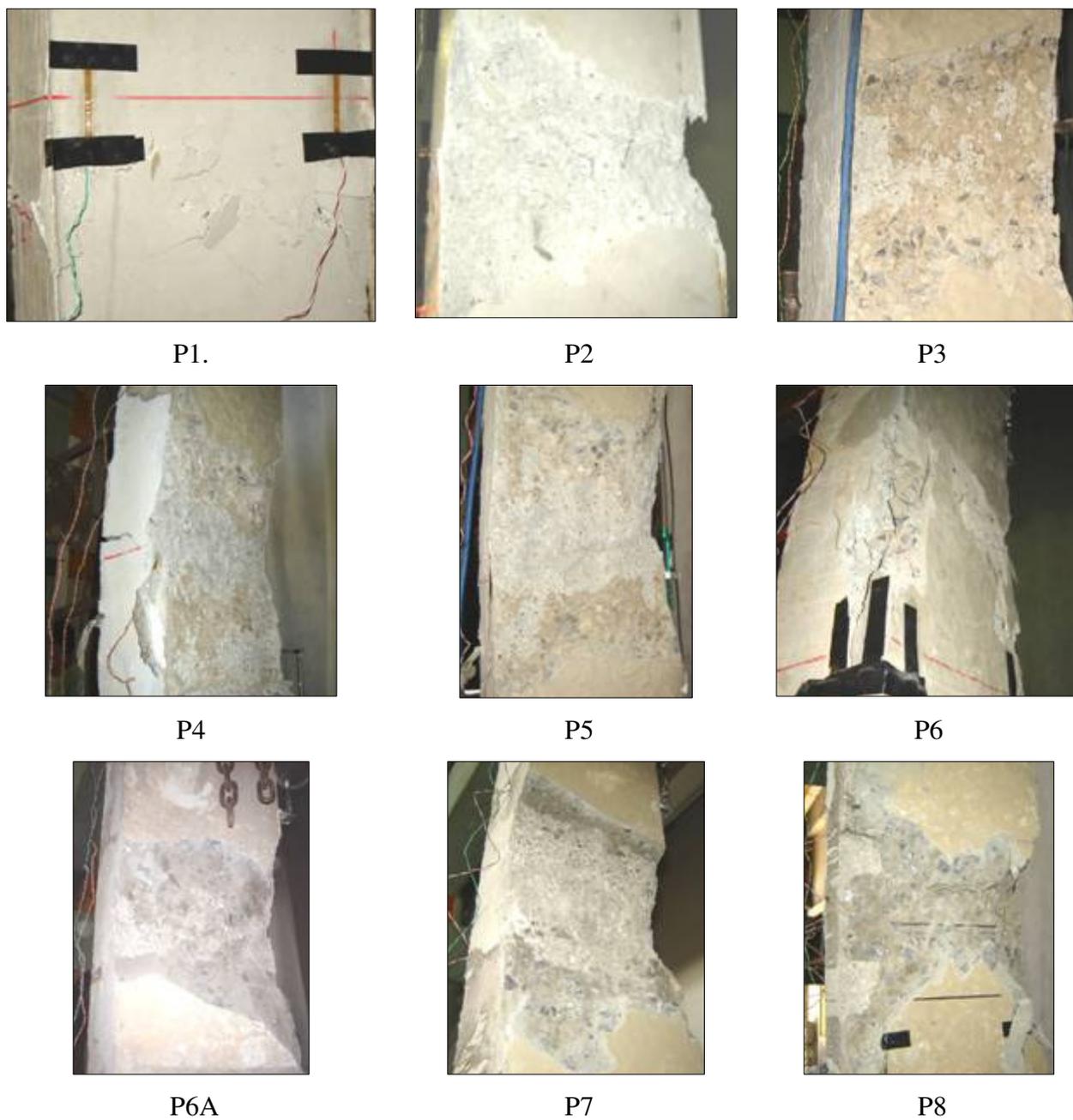


Figura 4.50 – Face comprimida dos pilares após ruptura



P1.



P2



P3



P4



P5



P6



P6A



P7



P8

Figura 4.51 – Face tracionada dos pilares após ruptura

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados experimentais obtidos durante a realização dos ensaios, por meio de um estudo comparativo utilizando os resultados de resistência, deslocamentos, deformações, fissuração e modos de ruptura para diferentes configurações de utilização dos conectores do reforço.

5.1 DESLOCAMENTOS

A Figura 5.1 apresenta as curvas de carga x deslocamento horizontal da face tracionada dos pilares ensaiados, P1, P2, P4, P5, P6A, P7 e P8 para um nível de carregamento igual a 100 kN, não foram colocados todos os modelos reforçados ensaiados porque suas curvas encontram-se muito próximas uma das outras, tumultuando a compreensão do gráfico.

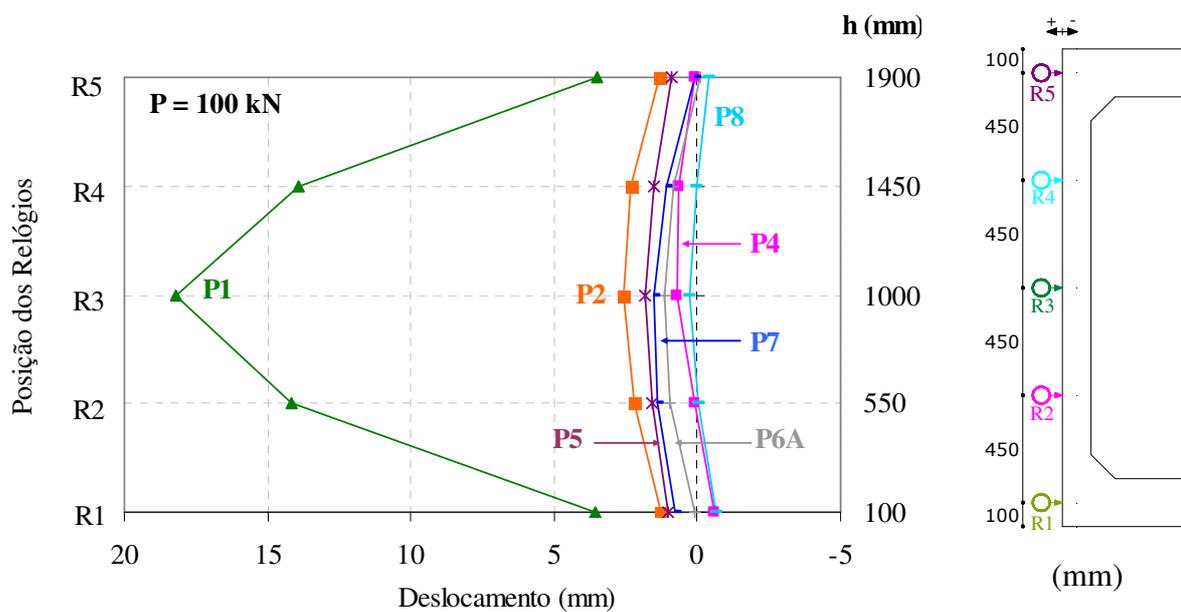


Figura 5.1 – Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 100 kN

Observa-se nessa figura que os maiores deslocamentos aconteceram para os pilares de referência, sendo o pilar de referência original P1 o que apresentou os maiores valores de deslocamentos. O pilar reforçado P8 foi o que apresentou os menores deslocamentos.

A Figura 5.2 mostra os deslocamentos ocorridos na face tracionada para um nível de carregamento igual a 300 kN, a curva do pilar de referência P1 está tracejada pois, para o nível de carregamento considerado, o mesmo já havia alcançado a ruptura, tendo carga última igual a 130 kN. Para este nível de carregamento há um maior afastamento entre as curvas dos pilares reforçados, o pilar P8 continua sendo o que menos se deslocou, já a ordem de deslocamentos dos demais pilares sofreu alterações.

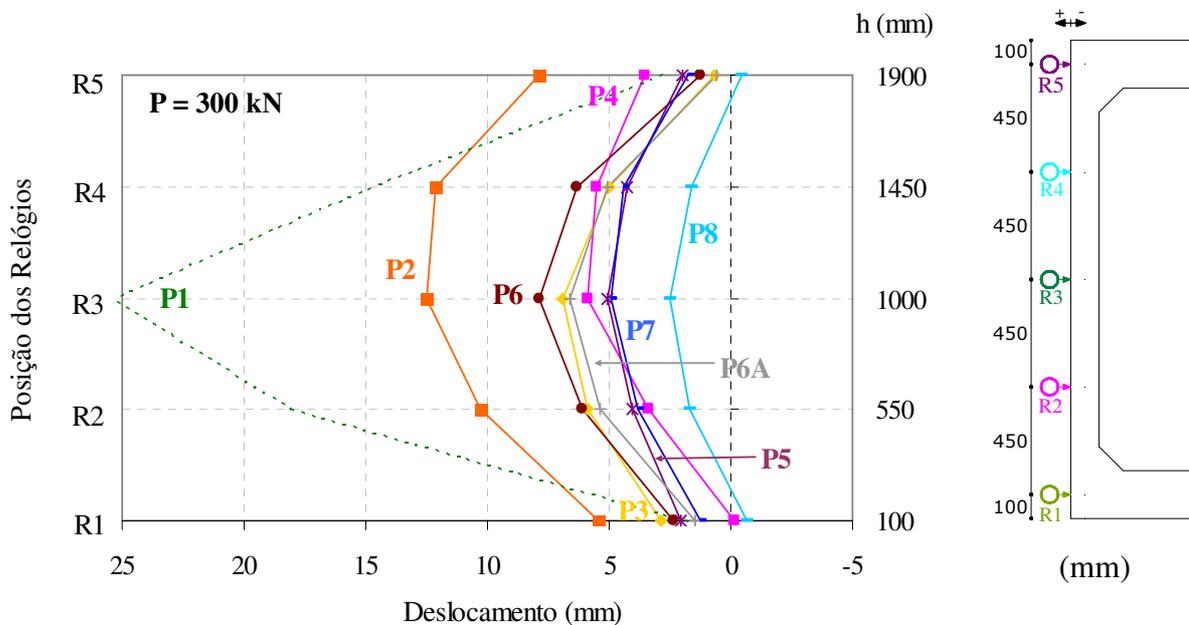


Figura 5.2 – Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 300 kN

A Figura 5.3 mostra os deslocamentos ocorridos na face tracionada para um nível de carregamento igual a 400 kN, para este nível, tanto o pilar de referência original P1 como o pilar de referência monolítico P2 aparecem tracejados, P1 por ter rompido com carga de 130 kN e P2 por ter tido sua últimas medição de deslocamento para um carregamento de 375 kN. Para este carregamento são observadas as curvas dos pilares P5, P6A, P7 e P8, os demais pilares reforçados já tinham rompido, ou não apresentavam mais leituras para o nível considerado. Observa-se que o P6A foi o que apresentou os maiores valores de deslocamentos dentre os pilares reforçados, enquanto que o P8 foi o pilar que menos se deslocou de todos os modelos ensaiados.

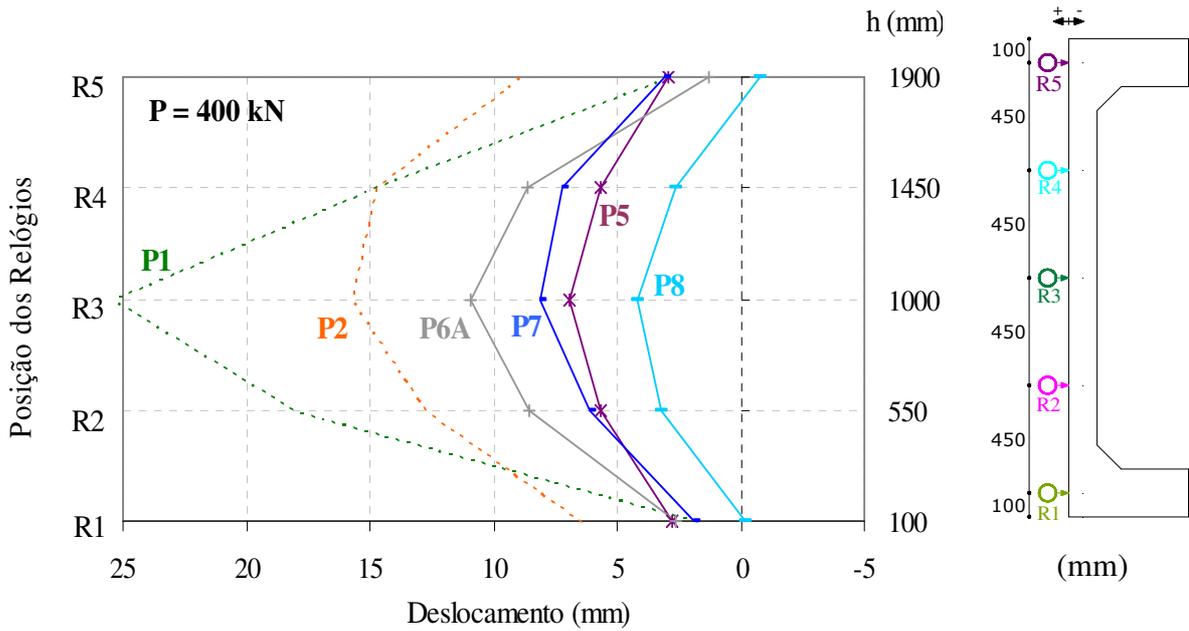


Figura 5.3 – Curvas de carga x deslocamento da face tracionada a 400 kN

A Tabela 5.1 apresenta a relação entre os deslocamentos horizontais do pilar de referência monolítico P2 e de todos os pilares reforçados em função do deslocamento do pilar de referência original P1, medidos na posição do relógio comparador R3, para um mesmo nível de carga aplicada. Pode-se observar que nenhum dos deslocamentos horizontais ocorridos no pilar de referência monolítico P2 e nos demais pilares reforçados foram superiores aos apresentados pelo pilar de referência P1, todos apresentam valores inferiores a 1,0.

Tabela 5.1 – Deslocamento horizontal relativo entre os pilares monolítico e reforçados e o pilar de referência P1, na posição do R3

Carga (kN)	$\frac{D_{P2}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P3}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P4}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P5}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P6}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P6A}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P7}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{P8}}{D_{P1}}$
30	0,26	0,20	0,06	0,39	0,04	0,05	0,20	0,00
70	0,14	0,10	0,04	0,13	0,05	0,06	0,10	0,00
100	0,14	0,08	0,04	0,10	0,06	0,06	0,08	0,02
130	0,15	0,08	0,04	0,08	0,06	0,06	0,08	0,02

D_p = Deslocamento horizontal do pilar em “mm”.

Em geral, à medida que o nível de carregamento vai aumentando, diminuem-se os valores das relações dos deslocamentos observados entre os pilares reforçados e o pilar de referência original P1. Para o primeiro nível de carregamento considerado, 30 kN, observa-se que o pilar P8 não apresentou deslocamento, enquanto que o pilar P5 apresentou o maior

deslocamento dentre os pilares reforçados, 39 % do valor observado para o pilar de referência P1. Para o último nível de carregamento considerado, 130 kN, houve pouca diferença entre as relações observadas, sendo que o menor valor foi o apresentado pelo pilar P8, 2% do deslocamento do pilar de referência original P1 e o maior valor, igual a 8% do deslocamento apresentado pelo pilar P1, para os pilares P3, P5 e P7.

A Tabela 5.2 apresenta a relação entre os deslocamentos do pilar de referência original P1 e os pilares reforçados em função do deslocamento do pilar de referência monolítico P2, medidos na posição do relógio comparador R3. Observa-se que com exceção do pilar de referência original P1, que apresentou deslocamento 7,09 vezes superior a apresentada pelo pilar de referência monolítico P2, todos os pilares reforçados apresentaram deslocamentos menores que os apresentados pelo P2, valores menores que 1,0.

Tabela 5.2 – Deslocamento horizontal relativo entre os pilares reforçados e o pilar de referência monolítico P2, na posição do R3

Carga (kN)	$\frac{D_{P1}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P3}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P4}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P5}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P6}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P6A}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P7}}{D_{P2}}$	$\frac{D_{P8}}{D_{P2}}$
70	7,09	0,73	0,32	0,98	0,36	0,44	0,32	0,06
170	-	0,52	0,35	0,52	0,48	0,48	0,36	0,16
275	-	0,52	0,38	0,39	0,57	0,46	0,34	0,18
375	-	-	-	0,36	0,66	0,52	0,39	0,21

D_p = Deslocamento horizontal do pilar em “mm”.

A Tabela 5.3 apresenta a relação entre os deslocamentos dos pilares de referência e dos reforçados em função do deslocamento do pilar reforçado P8, medidos na posição do relógio comparador R3. Todos os deslocamentos foram maiores que os apresentados pelo pilar P8, comprovando que este foi o modelo mais rígido de todos os pilares ensaiados.

Tabela 5.3 – Deslocamento horizontal relativo entre os pilares de referência e reforçados e o pilar reforçado P8, na posição do R3

Carga (kN)	$\frac{D_{P1}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P2}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P3}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P4}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P5}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P6}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P6A}}{D_{P8}}$	$\frac{D_{P7}}{D_{P8}}$
120	53,17	7,45	4,28	2,31	4,88	2,93	3,55	2,50
220	-	5,49	2,89	2,12	2,54	3,05	2,73	1,98
320	-	4,88	2,72	2,25	1,91	2,75	2,31	1,72
420	-	-	-	-	-	-	2,92	1,93

D_p = Deslocamento horizontal do pilar em “mm”.

A Figura 5.4 apresenta os deslocamentos ocorridos na posição do relógio comparador R3 para todos os pilares ensaiados. A linha pontilhada representa o deslocamento limite no estado de serviço (E.L.S.), sendo que foi considerado o valor recomendado pela norma, item 13.3, para limites de deslocamentos de peças fletidas (vigas e lajes), uma vez que a NBR 6118/2003 não especifica valores limites de deslocamentos de pilares para verificação do E.L.S. Os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

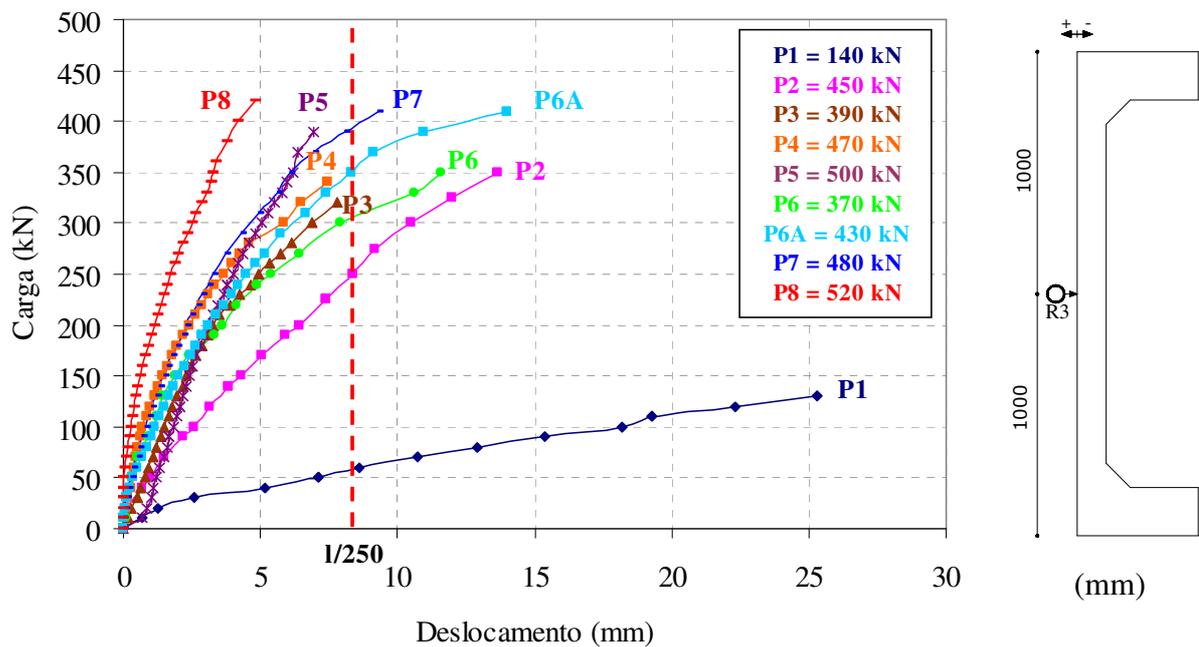


Figura 5.4 – Curvas de carga x deslocamento na posição do relógio R3

Todos os pilares reforçados apresentaram curvas com menor inclinação que os pilares de referência, indicando que a presença do reforço acarreta menores deslocamentos.

O pilar de referência original P1 foi o que apresentou os maiores deslocamentos enquanto que o pilar reforçado P8 apresentou os menores deslocamentos.

Os pilares reforçados, P3, P4, P5, P6, P6A e P7 apresentaram curvas com inclinações semelhantes até carga de aproximadamente 200 kN, sendo que para este nível de carregamento, e dentre os pilares citados, o P7 foi o que menos se deslocou, 2,3 mm, e o P6 foi o que mais se deslocou, 3,6 mm. Após o carregamento de 200 kN, as curvas de deslocamento passaram a divergir entre si, dividindo os pilares, com curvas até então semelhantes, em dois grupos. Os pilares P3, P4 e P5 não chegaram a alcançar o deslocamento limite, enquanto que P6, P6A e P7 ultrapassaram o valor limite. Ambos os pilares de

referência também ultrapassaram o valor de deslocamento limite. A curva apresentada pelo pilar P8 foi diferente das apresentadas pelos demais pilares reforçados, não atingindo o limite de deslocamento.

Os pilares reforçados que atingiram o deslocamento limite (P6, P6A e P7), o fizeram com cargas mais próximas da carga de ruptura, já os pilares de referência (P1 e P2) atingiram o limite de deslocamento com cargas mais baixas que as cargas de ruptura. Isso é importante ressaltar, pois, quanto antes a estrutura mostra os seus limites toleráveis de deslocamento para boa utilização, mais segurança se tem para uma possível intervenção.

Os pilares P3, P4 e P5, em ordem decrescente em valores de deslocamento, apresentaram em comum a presença de somente um par de conectores, localizados em diferentes posições. Com o resultado destes três pilares, observa-se que a localização do conector influencia no grau de deslocabilidade dos modelos utilizados, sendo que, quanto mais distante do centro, menor o deslocamento apresentado.

Para os pilares que apresentaram dois pares de conectores, P6A e P7, (o pilar P6A foi feito para substituir o P6 e, portanto, as análises serão feitas somente com relação ao pilar P6A), foi observado que a capacidade de se deslocar foi aumentada em relação aos pilares reforçados com somente um par de conectores, chegando o P6A a apresentar um deslocamento final próximo do deslocamento apresentado pelo pilar de referência monolítico P2. Para esta situação, reforço com dois pares de conectores, mantido o primeiro par de conectores na mesma posição utilizada no pilar P5, e variando-se a posição do segundo par de conectores, observou-se que quanto mais distante o segundo par esteja do centro, maior será o deslocamento da peça.

A Tabela 5.4 apresenta as cargas últimas e as cargas experimentais atuantes nos pilares quando os mesmos atingiram o deslocamento máximo de serviço permitido pela NBR 6118/2003 para vigas $D = l / 250 = 8,0 \text{ mm}$, neste caso considerou-se um pilar bi-rotulado, adotando-se como comprimento efetivo do pilar $l = 2000 \text{ mm}$.

Enquanto os pilares de referência original P1 e monolítico P2 atingiram o deslocamento máximo de serviço com 40 % e 50 % de suas respectivas cargas de ruptura. Os pilares reforçados P6, P6A e P7 que atingiram este limite, o fizeram com cerca de 80 % a 90 % de suas cargas de ruptura.

A Tabela 5.5 mostra os deslocamentos observados para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

Tabela 5.4 – Cargas para $D = l / 250 = 8,0 \text{ mm}$

Pilar	P_u (kN)	P_{DL} (kN)		$\frac{P_{DL}}{P_u}$
		$DL = \frac{l}{250} = 8,0$		
P1	140	55		0,4
P2	450	240		0,5
P3	390	Não atingiu DL		-
P4	470	Não atingiu DL		-
P5	500	Não atingiu DL		-
P6	370	320		0,9
P6A	430	340		0,8
P7	480	390		0,8
P8	520	-		-

P_{DL} : Carga experimental atuante no pilar quando este atinge o deslocamento limite (NBR 6118/2003);

DL: Deslocamento limite (NBR 6118/2003) em “mm”.

Tabela 5.5 – Deslocamentos dos pilares para as cargas de ruptura

Pilar	P_u (kN)	Deslocamento (mm)								
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P6A	P7	P8
P1	140	25,28	3,87	1,97	1,12	2,16	1,45	1,66	1,19	0,46
P6	370	-	13,63	11,5*	8,5*	6,38	11,59	9,13	6,95	3,39
P3	390	-	16,0*	16,5*	8,5*	6,96	-	10,94	8,08	3,76
P6A	430	-	18,5*	-	8,5*	9,0*	-	21,0*	9,5*	4,80
P2	450	-	24,5*	-	10,5*	10,5*	-	-	10,5*	6,0*
P4	470	-	-	-	10,5*	13,5*	-	-	12,0*	7,0*
P7	480	-	-	-	-	13,5*	-	-	12,0*	9,0*
P5	500	-	-	-	-	14,5*	-	-	-	12,0*
P8	520	-	-	-	-	-	-	-	-	12,0*

* valores medidos com trena após a retirada dos relógios comparadores;

Os valores em negrito são os deslocamentos últimos de cada pilar ensaiado.

5.2 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Para análise das deformações das armaduras longitudinais mais tracionadas foi considerado o extensômetro mais solicitado para cada pilar. A Figura 5.5 apresenta as curvas

de carga x deformação da armadura mais tracionada de todos os pilares ensaiados, a linha tracejada em vermelho representa o valor da deformação de escoamento do aço utilizado na armadura dos pilares.

Com exceção dos pilares P2 e P5, os demais pilares tiveram a armadura da face tracionada sendo solicitada a tração desde o início do ensaio. Para o P2 o aço só começa a ser tracionado a partir da carga 280 kN, enquanto que para o P5 essa carga foi de aproximadamente 400 kN.

Dos pilares de referência, somente o pilar P1 alcançou o valor de deformação de escoamento do aço. O pilar P2 mostra em sua curva um tendência a tal acontecimento, embora sua curva não cruze o limite de escoamento.

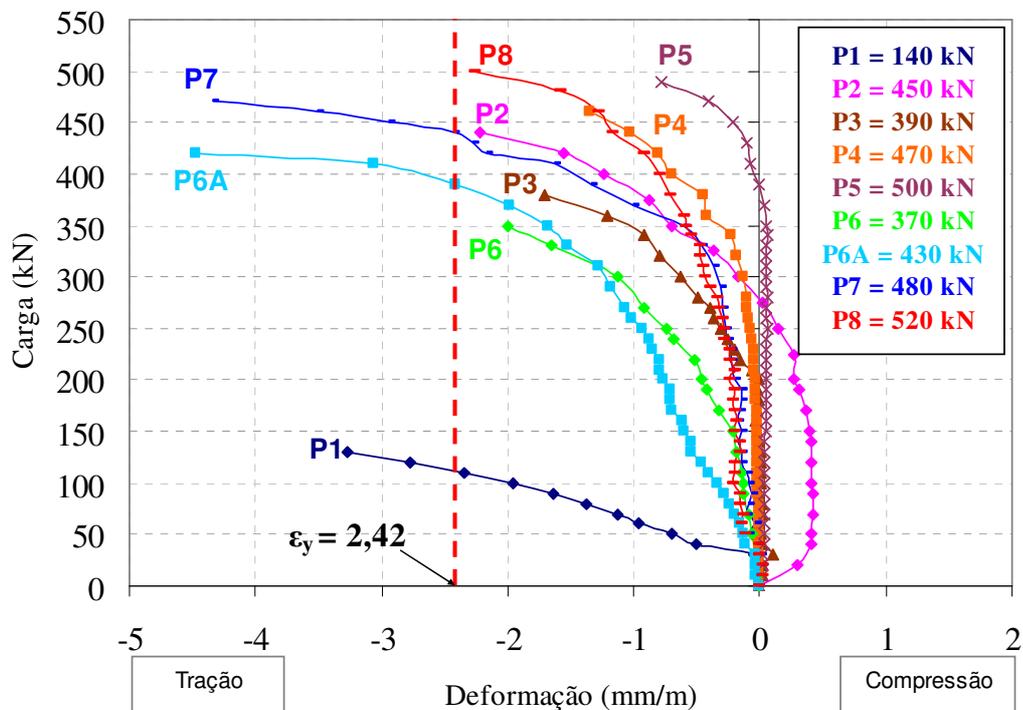


Figura 5.5 – Curvas carga x deformação da armadura mais tracionada no estágio de ruptura

Os pilares P3, P4 e P5, reforçados com a presença de um par de conectores, não alcançaram a deformação de escoamento da armadura. Foi observado que, quanto mais próximo do centro estiver localizado o par de conectores, maior será a deformação da armadura da face tracionada.

Para os pilares P6A e P7, reforçados com a utilização de dois pares de conectores, observou-se o escoamento da armadura da face tracionada em ambos os casos. Estes pilares apresentaram deformações com valores bastante próximos, sendo P6A o que demonstrou a maior deformação. Observa-se que, mantendo-se o primeiro par de conectores na posição

utilizada no pilar P5 e adicionando-se um segundo par de conectores numa localização intermediária ao primeiro, consegue-se um aumento considerável nos valores de deformação da armadura tracionada. Observou-se também que, para o caso de utilização de dois pares de conectores, quanto mais próximo do centro esteja localizado o segundo par de conectores menor será o valor da deformação apresentado pela armadura tracionada, situação inversa a ocorrida para os pilares com somente um par de conectores.

O pilar P8, reforçado com três pares de conectores apresentou deformação final no aço semelhante a apresentada pelo pilar monolítico P2, e assim como este, não alcançou a deformação de escoamento do aço.

A Tabela 5.6 mostra das deformações da armadura mais tracionada dos pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

Tabela 5.6 – Relações entre as deformações da armadura mais tracionada dos pilares para as cargas de ruptura

Pilar	P _u (kN)	Deformação (mm/m)								
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P6A	P7	P8
P1	130	3,27	0,40	0,00	0,02	-0,04	0,18	0,54	0,14	0,16
P6	370	-	0,69	1,21	0,42	-0,03	2,00	1,98	1,00	0,60
P3	390	-	0,88	1,71	0,45	0,01	-	2,41	1,34	0,71
P6A	430	-	1,55	-	0,81	0,10	-	4,47	2,27	0,92
P2	450	-	2,22	-	1,02	0,21	-	-	2,94	1,17
P4	470	-	-	-	1,35	0,41	-	-	4,33	1,28
P7	480	-	-	-	-	0,41	-	-	4,33	1,59
P5	500	-	-	-	-	0,78	-	-	-	2,26
P8	520	-	-	-	-	-	-	-	-	2,26

$\epsilon_y = 2,95$ mm/m ; P_u: carga de ruptura do pilar;

A Figura 5.6 apresenta as curvas de carga x deformação da armadura mais comprimida de todos os pilares ensaiados, aqui também foi considerado o extensômetro mais solicitado para cada modelo. Observa-se na figura que todos os pilares apresentaram curvas de deformação da armadura comprimida com configurações semelhantes. Os pilares P6A e P8 foram os que apresentaram armaduras da face comprimida mais solicitadas.

Para os pilares P3, P4 e P5, observa-se que aqueles que apresentaram maiores deformações na armadura da face tracionada apresentaram uma menor deformação na armadura da face comprimida.

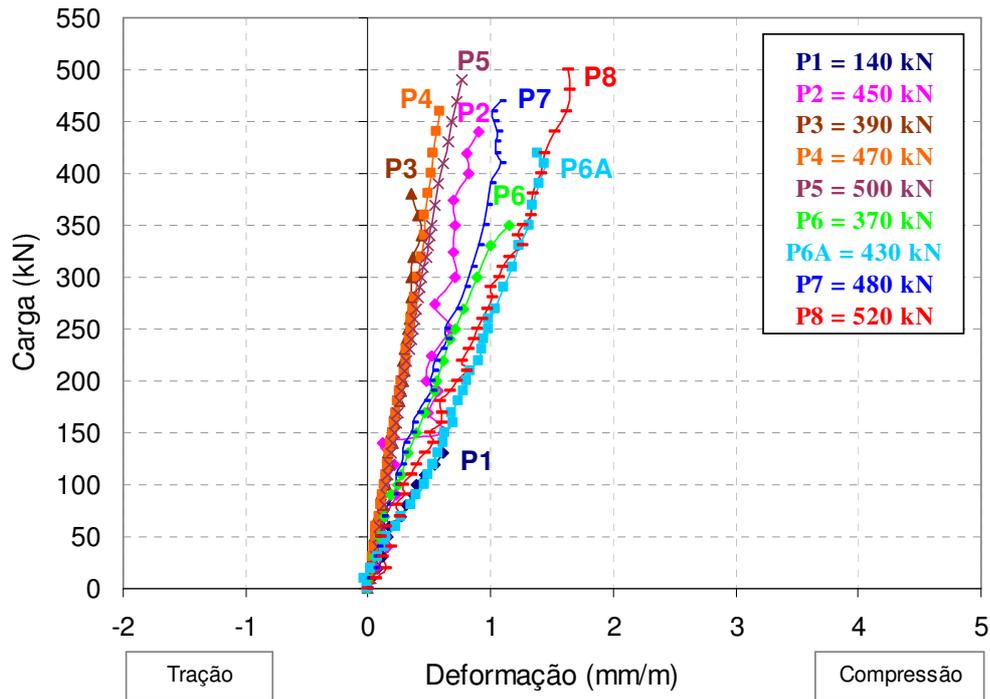


Figura 5.6 – Curvas carga x deformação da armadura mais comprimida dos pilares

Tabela 5.7 – Deformações da armadura mais comprimida dos pilares para as cargas de ruptura

Pilar	P_u (kN)	Deformação (mm/m)								
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P6A	P7	P8
P1	130	0,61	0,46	0,16	0,17	0,19	0,33	0,57	0,28	0,46
P6	370	-	0,77	0,40	0,48	0,55	1,16	1,34	0,98	1,32
P3	390	-	0,84	0,35	0,50	0,57	-	1,39	1,00	1,34
P6A	430	-	0,80	-	0,57	0,65	-	1,38	1,03	1,43
P2	450	-	0,94	-	0,57	0,68	-	-	1,02	1,52
P4	470	-	-	-	0,58	0,72	-	-	1,08	1,62
P7	480	-	-	-	-	0,72	-	-	-	1,64
P5	500	-	-	-	-	0,77	-	-	-	1,63
P8	520	-	-	-	-	-	-	-	-	1,63

$\epsilon_y = 2,95$ mm/m ; P_u : carga de ruptura do pilar;

5.3 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Para análise das deformações do concreto comprimido foi considerado o extensômetro mais solicitado para cada pilar. A Figura 5.7 apresenta as curvas de carga x

deformação do concreto de todos os pilares ensaiados. Quanto a deformação de esmagamento, foram utilizados dois parâmetros, o primeiro igual a 3,0 mm/m, especificado pelo ACI 318M-02, representado com uma linha pontilhada em vermelho e o segundo igual a 3,5 mm/m, dado pela NBR 6118/2003, representado em todos os gráficos pela linha pontilhada em verde.

O pilar P7 não está representado no gráfico porque durante os ensaios houve a perda dos dois extensômetros localizados na face comprimida de concreto.

O pilar de referência monolítico P2 alcançou os dois parâmetros utilizados para caracterização do esmagamento do concreto. O pilar P1, apesar de não ter alcançado os valores de esmagamento do concreto, apresentou uma curva tendendo a este acontecimento.

Os pilares reforçados com um par de conectores P3, P4 e P5 não alcançaram nenhum dos dois parâmetros utilizados para caracterização do esmagamento do concreto na região comprimida. Observa-se que quanto mais próximo o par de conectores esteja do centro do pilar maior será a deformação do concreto comprimido. O pilar P6A, reforçado com dois pares de conectores, também não alcançou o limite de esmagamento do concreto. Dos pilares reforçados, somente o P8 apresentou o esmagamento do concreto, chegando a apresentar comportamento parecido com o obtido pelo pilar P2.

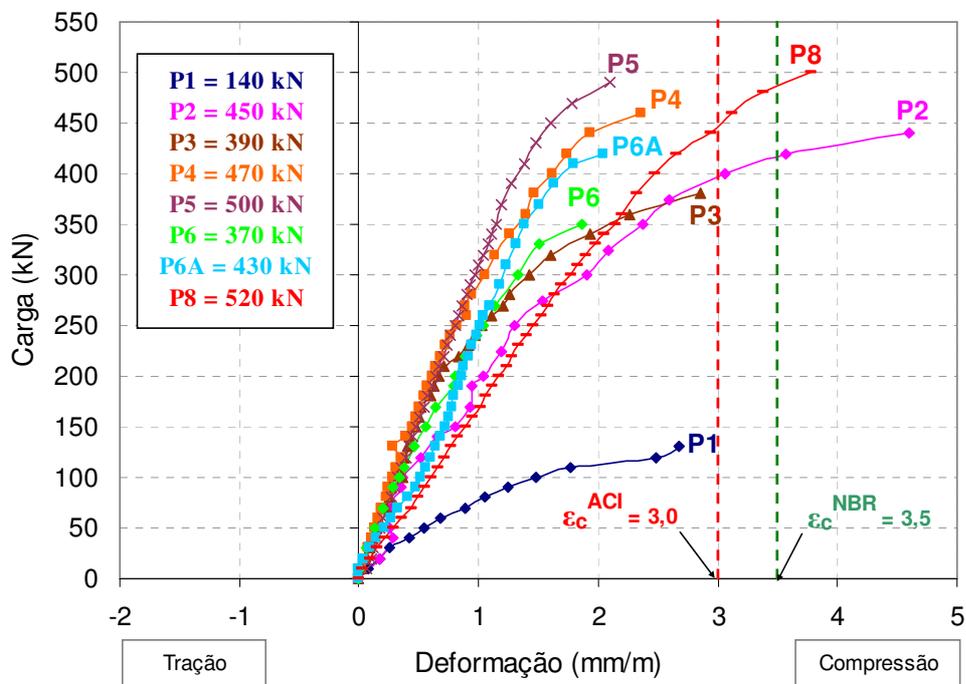


Figura 5.7 – Curvas carga x deformação do concreto

A Tabela 5.8 mostra as deformações do concreto comprimido dos pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

Tabela 5.8 – Relações entre as deformações do concreto dos pilares para as cargas de ruptura

Pilar	P _u (kN)	Deformação (mm/m)								
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P6A	P7	P8
P1	130	2,68	0,51	0,41	0,23	0,42	0,52	0,64	0,09	0,77
P6	370	-	2,37	1,60	1,39	1,20	1,73	1,51	0,26	2,20
P3	390	-	2,60	2,86	1,47	1,27	-	1,62	0,28	2,31
P6A	430	-	3,57	-	1,74	1,48	-	2,04	0,32	2,65
P2	450	-	4,60	-	1,93	1,60	-	-	0,34	2,94
P4	470	-	-	-	2,35	1,79	-	-	0,36	3,11
P7	480	-	-	-	-	1,79	-	-	-	3,38
P5	500	-	-	-	-	2,09	-	-	-	3,78
P8	520	-	-	-	-	-	-	-	-	3,78

$\varepsilon_u = 3,00$ mm/m – deformação específica de esmagamento do concreto pelo ACI 318M-02;

$\varepsilon_u = 3,50$ mm/m – deformação específica de esmagamento do concreto pela NBR 6118/2003;

P_u: carga de ruptura do pilar;

5.4 COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

As Figuras 5.8 a 5.16 ilustram os diagramas das deformações ao longo do plano médio da seção crítica de cada pilar, para as cargas correspondentes a 25%, 50%, 75% e 100% das respectivas cargas de ruptura. O comportamento da seção foi obtido a partir do valor das deformações da armadura da face tracionada, ε_{s0} , da armadura da face comprimida, ε_{s1} , e da superfície de concreto comprimido, ε_{c0} , todas essas deformações estão marcadas no gráfico com uma linha tracejada. A partir dos valores foram traçados os diagramas que fornecem uma aproximação do comportamento da seção transversal.

Os diagramas dos pilares, com exceção do pilar de referência original P1, demonstram que as seções planas, para pilares reforçados, não permanecem planas com a aplicação dos carregamentos, confirmando que o princípio de Bernoulli é uma simplificação adotada para o cálculo estrutural e que não considera as diferenças de tensões que ocorrem entre o concreto e o aço durante o carregamento, bem como no próprio concreto. Em todos os pilares o valor da linha neutra diminuiu com o incremento de carga. A maioria dos pilares reforçados e o pilar de referência monolítico P2 começam o ensaio com sua seção sendo totalmente comprimida, passando depois para condição de flexo-compressão.

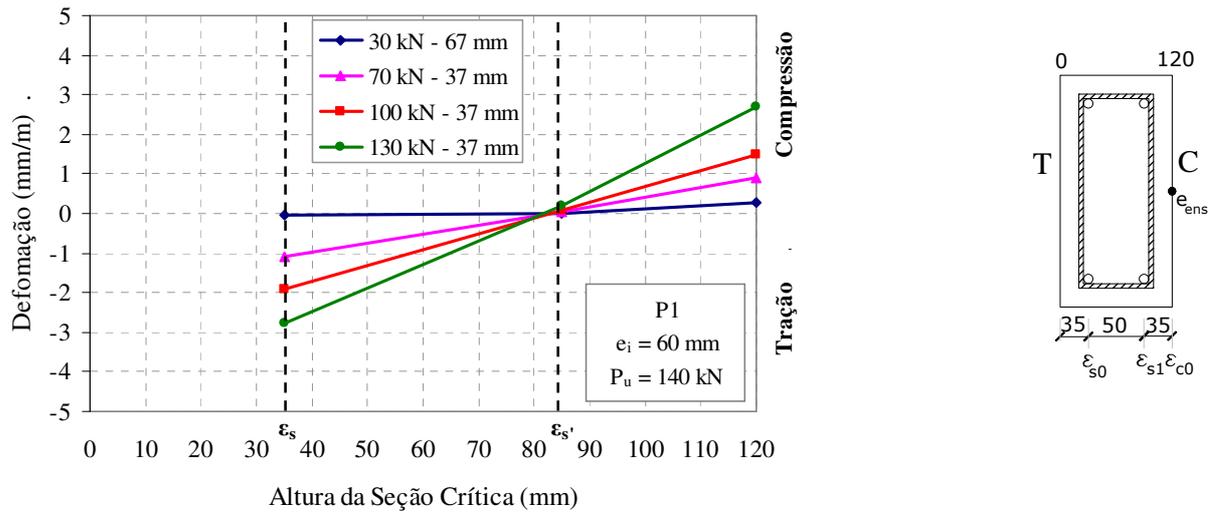


Figura 5.8 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P1

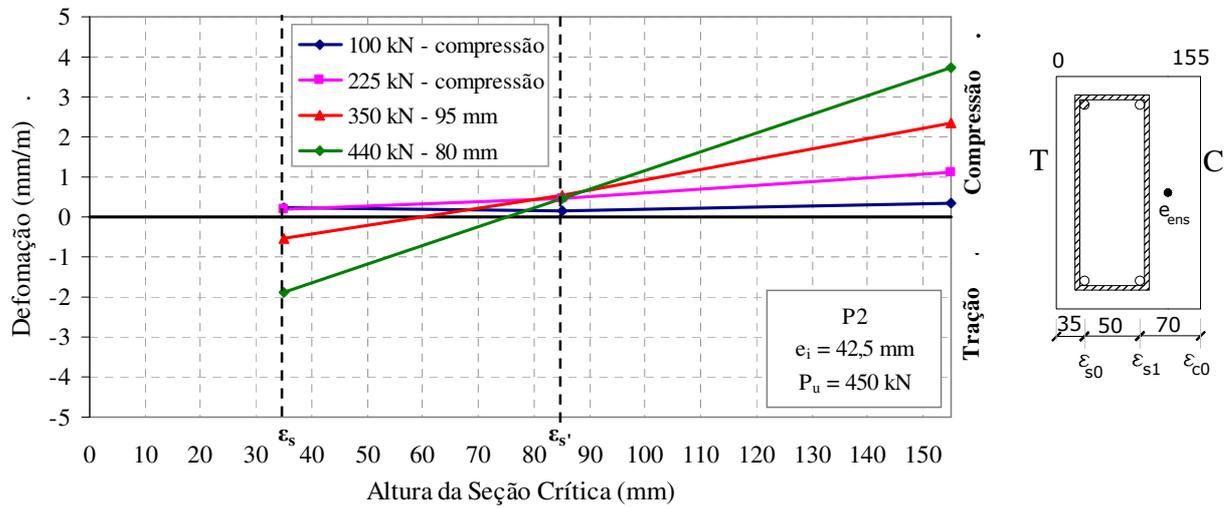


Figura 5.9 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P2

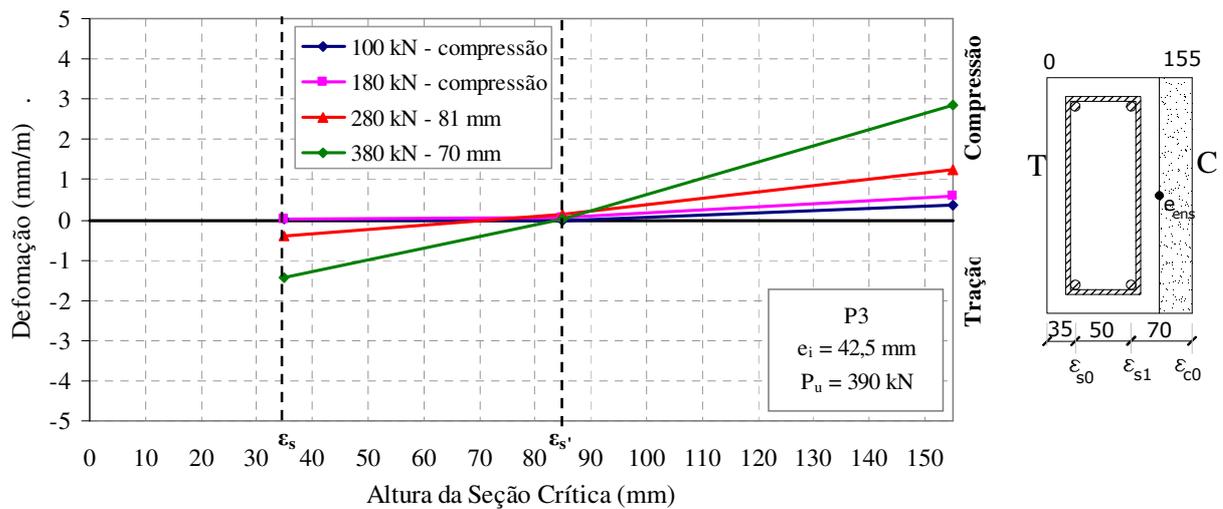


Figura 5.10 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P3

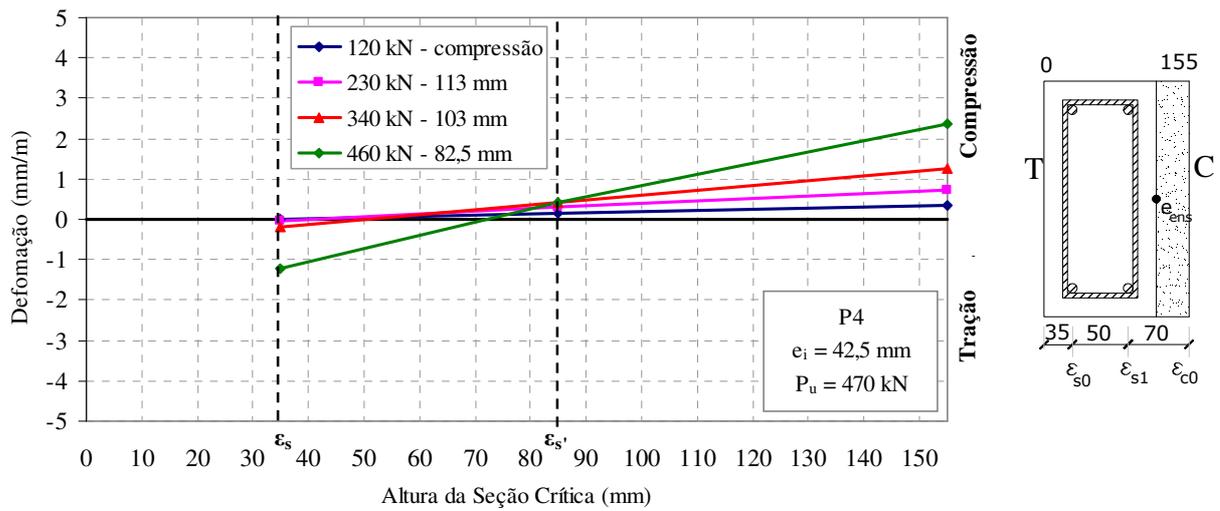


Figura 5.11 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P4

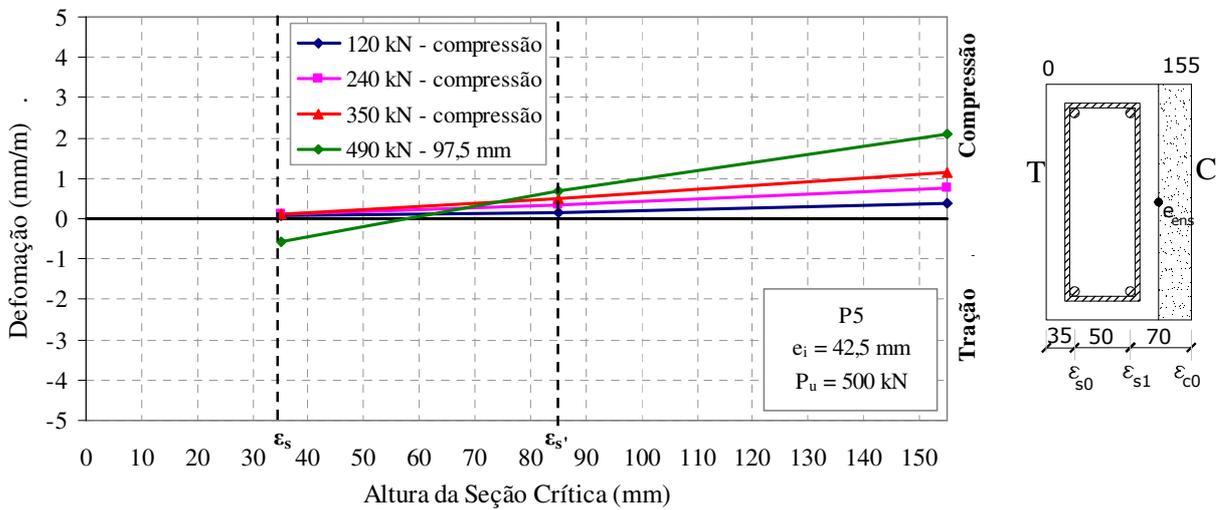


Figura 5.12 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P5

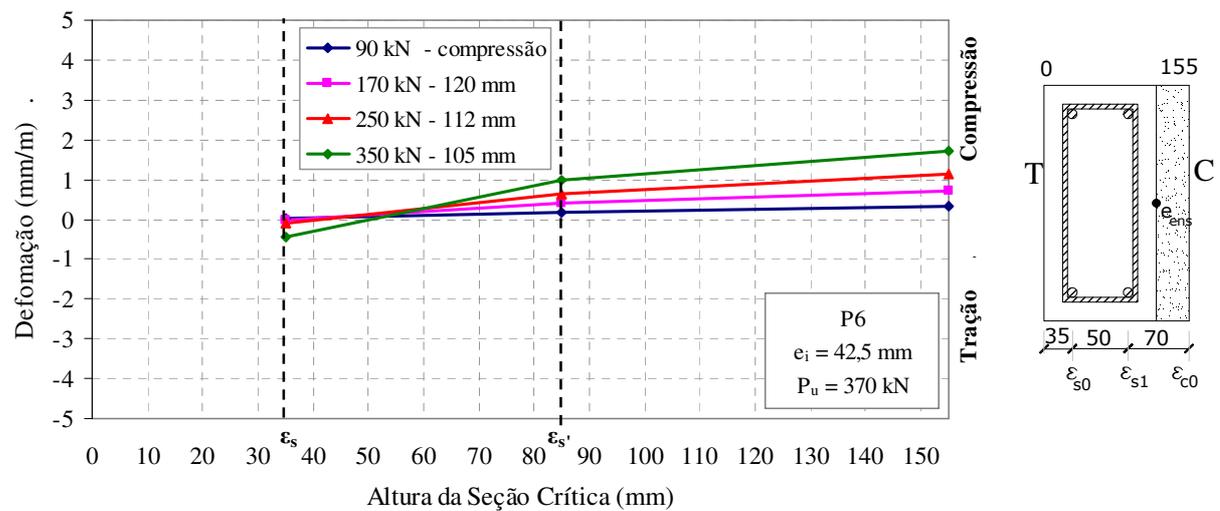


Figura 5.13 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P6

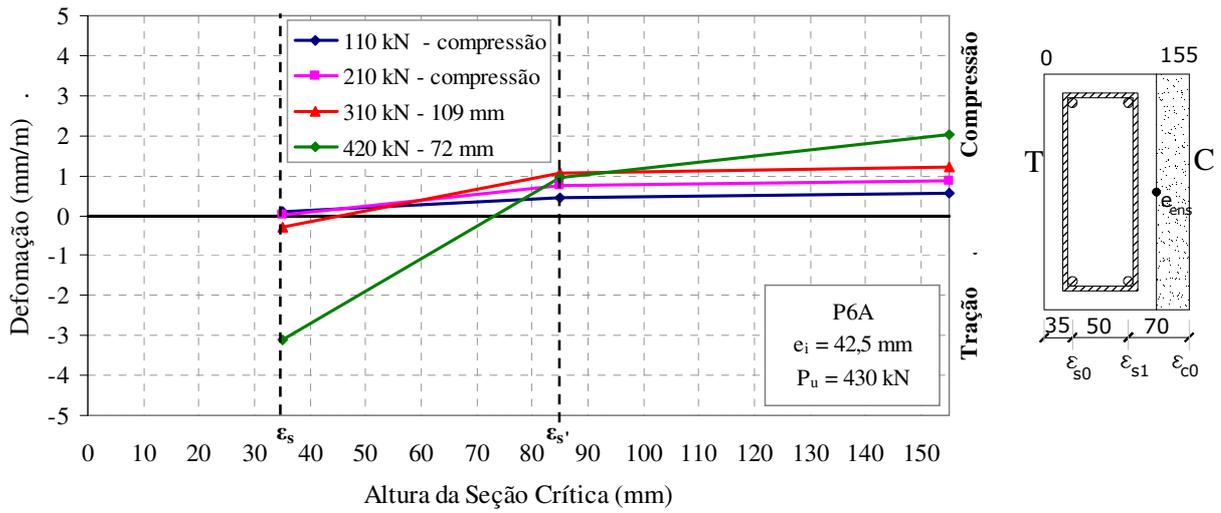


Figura 5.14 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P6A

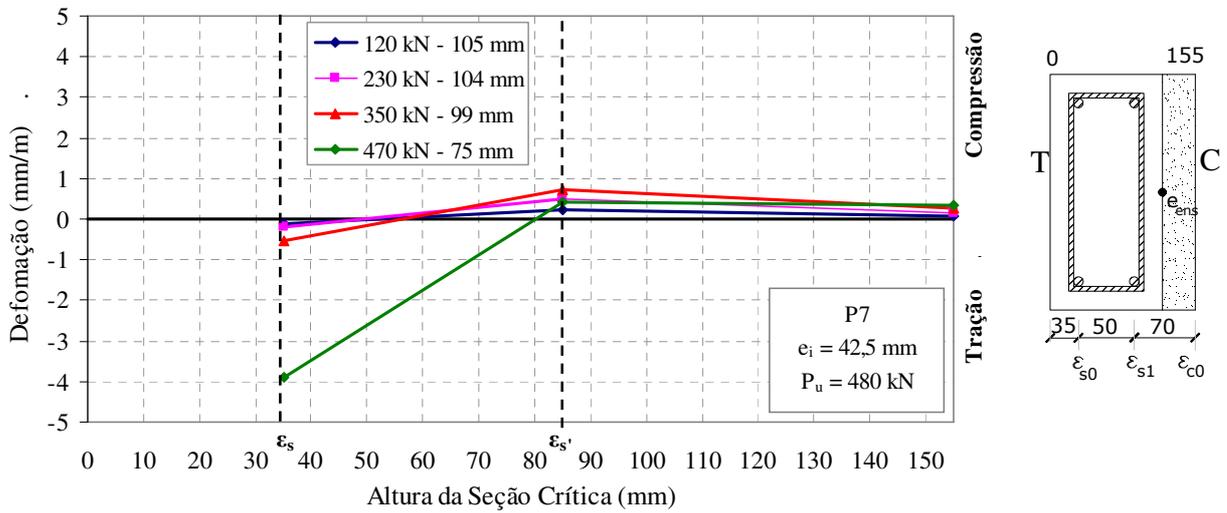


Figura 5.15 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P7

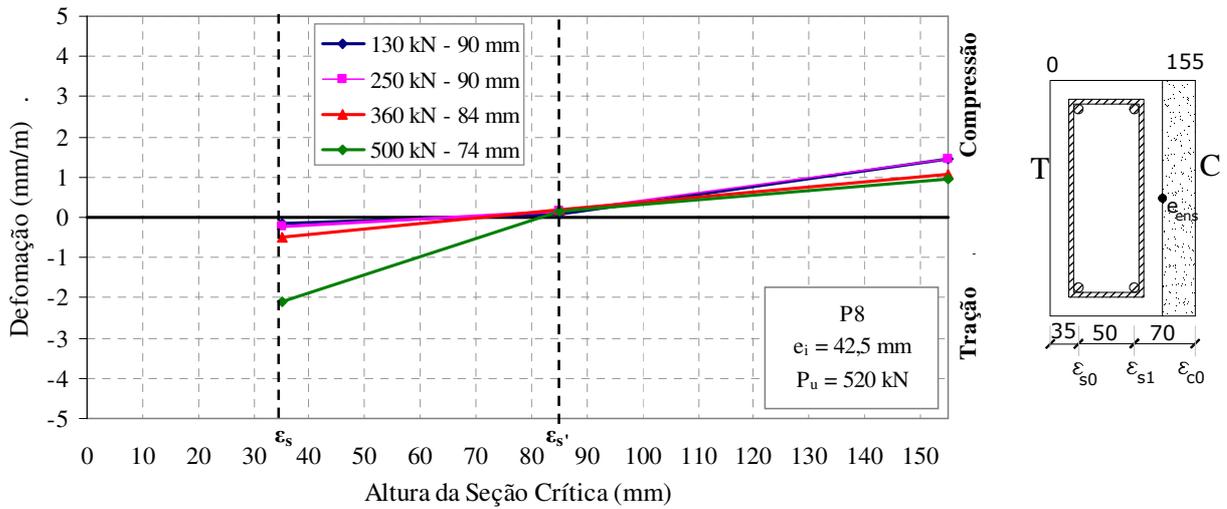


Figura 5.16 – Deformação ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado P8

5.5 FISSURAÇÃO

A Tabela 5.9 mostra a carga com que aconteceu a primeira fissura visual, $P_{f,visual}$, e a primeira fissura determinada graficamente através da curva de carga x deslocamento horizontal ($P_{f,desl}$) e através do gráfico de deformação do aço ($P_{f,def}$) considerando o instante em que houve a mudança de direção da curva, para todos os pilares ensaiados.

Tabela 5.9 – Cargas de aparecimento da primeira fissura visual

Pilar	$P_{f,visual}$ (kN)	$P_{f,desl}$ (kN)	$P_{f,def}$ (kN)	P_u (kN)
P1	40	30	30	140
P2	40	30	40	450
P3	230	200	200	390
P4	280	100	150	470
P5	350	350	350	500
P6	200	130	150	370
P6A	271	170	170	430
P7	250	250	250	480
P8	340	175	210	520

$P_{f,desl}$ = Fissura visualizada no gráfico de deslocamento;

$P_{f,def}$ = Fissura visualizada no gráfico de deformação do aço.

A seqüência de detecção das fissuras ocorreu da seguinte forma, primeiramente ela foi detectada no gráfico dos deslocamentos, depois foi vista no gráfico de deformação do aço e finalmente pôde ser detectada visualmente, isso pode ser comprovado observando-se as cargas com que as fissuras foram visualizadas em cada caso.

5.6 CARGAS E MODOS DE RUPTURA

A Tabela 5.10 mostra os valores das cargas de ruptura de todos os pilares ensaiados, os valores de resistência a compressão e módulo de elasticidade para os concretos do substrato e reforço, deformações nas armaduras e no concreto, as relações da carga de ruptura de cada pilar reforçado com a carga apresentada pelo pilar de referência original P1 ($P_{u(Pi)}/P_{u(P1)}$) e o pilar de referência monolítico P2 ($P_{u(Pi)}/P_{u(P2)}$) e o modo de ruptura de cada modelo. A tabela também apresenta os resultados obtidos nos estudos realizados por Omar (2006) e Sahb (2008), todos ensaiados com a mesma seção transversal, excentricidade de aplicação de carga e taxa de armadura. Do primeiro trabalho consta o resultado dos pilares reforçados na face comprimida com concreto auto-adensável, PC35, reforçado com uma

camada de 35 mm de espessura e o PC55, reforçados com uma camada de 55 mm de espessura, Tabela 2.10. Do segundo trabalho são apresentados os resultados de quatro pilares reforçados com uma camada de concreto auto-adensável com espessura de 35 mm e chumbadores na face comprimida, sendo o PA-R3 reforçado com três linhas de dois chumbadores, o PA-R5 reforçado com cinco linhas de dois chumbadores, o PA-R9 reforçado com nove linhas de dois chumbadores e o PB-R9-8 reforçado com nove linhas de dois chumbadores e oito linhas de um chumbador, Tabela 2.11.

Tabela 5.10 – Cargas e modos de ruptura e relação da resistência do pilar reforçado com o pilar de referência

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (MPa)	E_c^{ref} (MPa)	$\varepsilon_s^{máx}$ (mm/m)	$\varepsilon_c^{máx}$ (mm/m)	$\frac{P_{UPi}}{P_{UP1}}$	$\frac{P_{UPi}}{P_{UP2}}$	Modo de Rup
P1	140	42,3	-	26,3	-	-3,3	2,7	-	-	EA
P2	450	42,3	-	26,3	-	-2,2	4,6	3,2	-	EC
P3	390	41,9	41,1	26,1	34,5	-1,7	2,9	2,8	0,9	DR
P4	470	42,0	41,6	26,2	34,9	-1,4	2,4	3,4	1,0	DR
P5	500	42,1	42,0	26,2	35,3	-0,8	2,1	3,6	1,1	DR
P6	370	42,2	42,3	26,3	35,5	-2,0	1,7	2,6	0,8	DR
P6A	430	37,8	33,4	26,5	26,7	-4,5	2,0	3,1	0,9	DR
P7	480	38,5	35,0	26,8	28,2	-4,3	-	3,4	1,1	DR
P8	520	38,2	34,5	26,7	27,7	-2,3	3,8	3,7	1,2	EC
PC35*	380	25,1	46,2	-	-	-2,4	1,7	2,7	0,8	DR
PC55*	506	21,5	46,8	-	-	-1,4	2,5	3,6	1,1	DR
PA-R3**	462	39,5	48,3	29,8	31,6	-0,6	2,2	3,3	1,0	DR
PA-R5**	540	39,9	51,8	30,1	32,9	0,1	1,8	3,8	1,2	DR
PA-R9**	553	39,9	52,0	30,1	33,0	0,0	1,4	3,9	1,2	DR
PB-R9-8**	626	41,2	52,5	31,1	35,4	1,2	2,7	4,5	1,4	DR

* : Pilares ensaiados por OMAR (2006); ** : Pilares ensaiados por SAHB (2008);

P_u : Carga de ruptura; f_c^{sub} : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio;

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

E_c^{sub} : Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio;

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto do reforço na data do ensaio;

$\varepsilon_s^{máx}$: Deformação máxima do aço tracionado; $\varepsilon_c^{máx}$: Deformação máxima do concreto comprimido; $\varepsilon_y = 2,42$ mm/m: Deformação de escoamento para o aço de $\varnothing = 10,0$ mm;

$\varepsilon_u = 3,0$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas; $\varepsilon_u = 3,5$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo NBR 6118/2003, para peças flexo-comprimidas;

EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; DR: Deslocamento do reforço;

Na Tabela 5.10 é possível observar que não só a quantidade de conectores, mas também sua localização influenciaram na carga de ruptura dos modelos ensaiados. Observa-se que, mantendo-se constante o número de conectores e alterando sua posição, pode-se obter ganhos consideráveis de carga, como o ocorrido para os pilares P3, P4, e P5, todos reforçados com um par de conectores que foram sendo afastados do centro progressivamente, Figura 5.17. O pilar P3 foi o que apresentou menor carga de ruptura dos três, tendo o pilar P4 apresentado carga de ruptura 20 % superior a este e o pilar P5 uma carga 28 % superior ao P3. Observa-se na figura que quanto mais afastados do centro, maior é a carga de ruptura alcançada. Embora tenha ocorrido ganho de carga, estes três pilares apresentaram o mesmo modo de ruptura caracterizado por uma ruptura brusca por deslocamento do reforço.

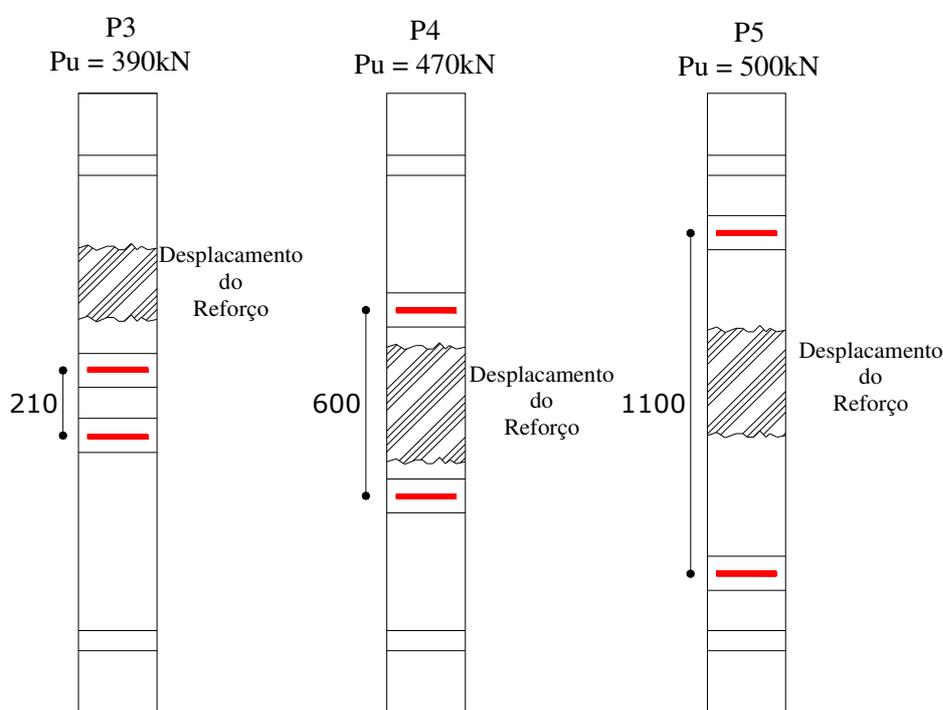


Figura 5.17 – Pilares reforçados com um par de conectores, distâncias em mm

Como o modelo P5, reforçado com um par de conectores na posição da armadura de fretagem, foi o mais resistente dos pilares reforçados com somente um par de conectores, superando a carga apresentada pelo pilar de referência P2 em 11 %, decidiu-se manter um par de conectores nesta posição e acrescentar pares intermediários aos mesmos, tudo com o objetivo de se modificar o modo de ruptura para uma ruptura sem deslocamento, assim como a ocorrida no pilar de referência monolítico P2, que rompeu por esmagamento do concreto.

Isso tendo em vista que, assim como nos trabalhos anteriores, este também teve o parâmetro carga de ruptura satisfatoriamente atendido com o tipo de reforço utilizado, faltando apenas atender o parâmetro modo de ruptura.

Os pilares P6, P6A e P7 apresentam um par de conectores na mesma posição utilizada no pilar P5 e mais um par de conectores intermediário ao mesmo, Figura 5.18. Como o pilar P6 apresentou problemas durante a execução dos ensaios, o mesmo não será analisado, sendo a análise realizada para seu substituto P6A.

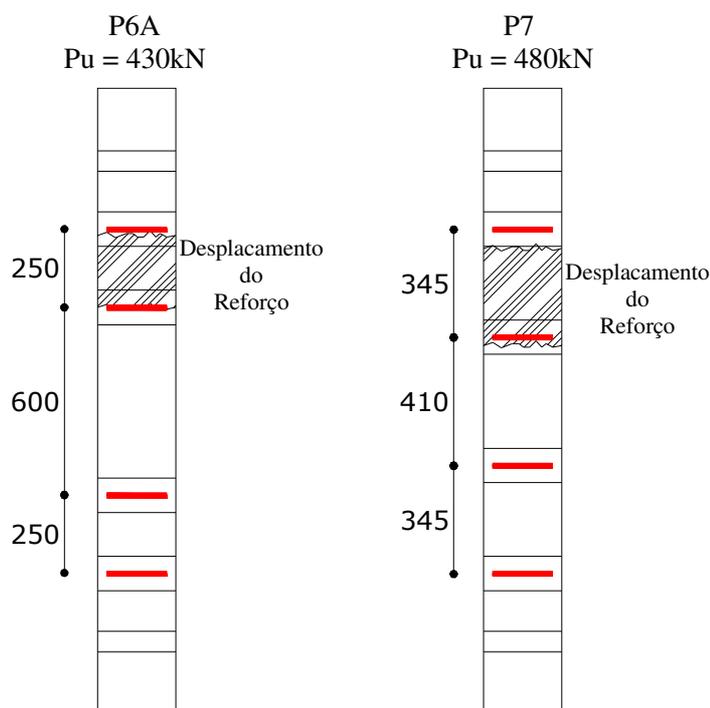


Figura 5.18 – Pilares reforçados com dois pares de conectores, distâncias em mm

Comparando-se os pilares P6A e P7, que apresentam como diferença a localização do segundo par de conectores, foi possível observar que, ao contrário do que foi visto para os pilares reforçados com somente um par de conectores, a medida que se aproxima o segundo par de conectores do centro do pilar, há um aumento na carga de ruptura, sendo esta igual a 12 %. No entanto, ambos os pilares romperam de maneira brusca por deslocamento do reforço.

O pilar P8, com três pares de conectores foi o que apresentou maior carga de ruptura de todos os pilares ensaiados, Figura 5.19. No entanto, mesmo com dois pares de conectores a mais, o ganho de resistência entre P5 e P8 foi de apenas 4 %, entretanto, o maior ganho obtido com o ensaio deste modelo foi a mudança do modo de ruptura para uma ruptura

dúctil por esmagamento do reforço, semelhante ao modo de ruptura apresentado pelo pilar de referência monolítico P2, atendendo o objetivo principal deste trabalho.

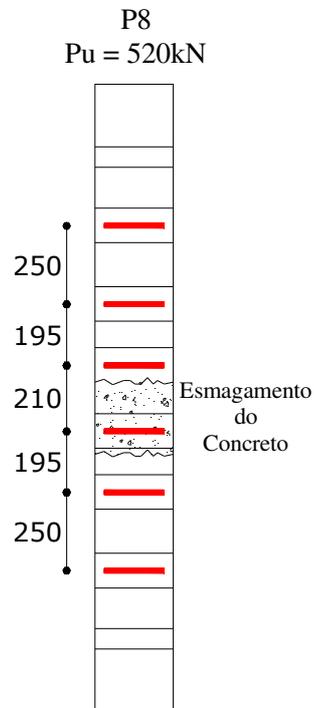


Figura 5.19 – Pilar reforçado com três pares de conectores, distâncias em mm

Todos os pilares ensaiados nos trabalhos anteriores tiveram ganho significativo de carga, chegando a quase 40 % de aumento em relação ao pilar de referência monolítico P2 deste trabalho. No entanto, embora os pilares tenham apresentado resultados satisfatórios de resistência, todos romperam de maneira brusca por deslocamento do reforço. O pilar PB-R9-8 ensaiado por Sahb, foi o que mais se aproximou de um modo de ruptura desejável, no entanto, por motivos de monitoramento, não foi possível verificar se o esmagamento do concreto ocorrido aconteceu antes ou depois do deslocamento da camada de reforço. Já neste trabalho, foi possível verificar a ruptura dúctil do pilar P8, sendo esta devidamente monitorada.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo principal deste trabalho foi analisar o comportamento de pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável na face comprimida com a utilização de conectores localizados em diferentes posições e em diferentes quantidades. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões baseadas na análise dos resultados encontrados.

6.1.1 Comportamento carga x deslocamento horizontal

Todos os modelos reforçados apresentaram redução dos deslocamentos horizontais medidos na face tracionada a meia altura do pilar em relação aos pilares de referência. Isso indica que a utilização dos conectores no reforço conferiu maior aderência entre os concretos de diferentes idades, substrato e reforço, garantindo que a peça trabalhasse de maneira monolítica, colaborando para o enrijecimento do pilar. Foi observado que tanto a quantidade quanto a localização dos conectores influenciaram no deslocamento do pilar reforçado.

Para os pilares reforçados com somente um par de conectores iguais localizados em posições simétricas, pilar P3 (conectores a 105 mm do centro), pilar P4 (conectores a 300 mm do centro) e pilar P5 (conectores a 550 mm do centro) tem-se que, quanto mais próximo do centro se localizou o conector, maior foi o deslocamento horizontal medido a meia altura do pilar.

No caso da utilização de dois pares de conectores, sendo o primeiro par localizado na posição utilizada no pilar P5, a uma distância de 550 mm do centro do pilar, e o segundo a uma distância de, 300 mm do centro para o pilar P6A e 205 mm de distância do centro para o pilar P7, observou-se que quanto mais distante do centro esteja o segundo par de conectores,

maior a capacidade de se deslocar, situação inversa a ocorrida para somente um par de conectores.

O pilar P8 reforçado com a maior quantidade de conectores, três pares a 105 mm, 300 mm e 550 mm do centro, foi o que menos apresentou deslocamento horizontal medido a meia altura do pilar de todos os modelos ensaiados.

6.1.2 Comportamento carga x deformação no aço

Considerando-se a armadura da face tracionada ou menos comprimida, tem-se que, com exceção dos pilares P2 e P5, que só passaram a ter sua armadura tracionada com 62 % e 80 % de suas cargas de ruptura, respectivamente, os demais pilares tiveram sua armadura solicitadas a tração desde o início do ensaio.

Dos pilares de referência, o pilar original P1 alcançou a deformação de escoamento do aço e embora o pilar monolítico P2 não tenha alcançado o limite de escoamento, ele apresentou uma curva tendendo para tal acontecimento.

Os pilares reforçados com somente um par de conectores (P3, P4 e P5) não alcançaram a deformação de escoamento do aço, sendo que, quanto mais próximos do centro localizavam-se os conectores, maiores foram os valores de deformação da armadura tracionada.

Os pilares reforçados com dois pares de conectores (P6A e P7) alcançaram a deformação de escoamento do aço.

O pilar P8, reforçado com três pares de conectores apresentou deformação final no aço semelhante a apresentada pelo pilar monolítico P2, e assim como este, não alcançou a deformação de escoamento do aço.

6.1.3 Comportamento carga x deformação no concreto

O pilar de referência monolítico P2 apresentou deformação de esmagamento do concreto comprimido. O pilar P1 apresentou uma curva tendendo a este acontecimento, apesar de não ter alcançado os valores de esmagamento do concreto.

Os pilares reforçados com um par de conectores (P3, P4 e P5) não alcançaram o esmagamento do concreto na região comprimida. Observa-se que, quanto mais próximo o par de conectores esteja do centro do pilar, maior será a deformação do concreto comprimido. O

pilar P6A, reforçado com dois pares de conectores, também não alcançou o limite de esmagamento do concreto.

Dos pilares reforçados, somente o pilar P8, reforçado com três pares de conectores, apresentou o esmagamento do concreto, apresentando comportamento semelhante ao obtido pelo pilar P2.

6.1.4 Carga e modo de ruptura

Todos os pilares reforçados tiveram ganho de carga em relação ao pilar de referência original P1. 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, no modo de ruptura dos pilares ensaiados a flexo-compressão.

Mantendo-se constante a presença de um par de conectores e alterando sua posição, pilar P3 (conectores a 105 mm do centro), pilar P4 (conectores a 300 mm do centro) e pilar P5 (conectores a 550 mm do centro) pode-se obter ganhos consideráveis de carga, embora o modo de ruptura caracterizado por uma ruptura brusca por deslocamento do reforço tenha se mantido constante. Foi observado que quanto mais próximo do centro do pilar for localizado o par de conectores, menor foi a carga de ruptura obtida.

Para os pilares reforçados com dois pares de conectores, sendo o primeiro localizado a 550 mm do centro do pilar e o segundo localizados a 300 mm de distância do centro para o pilar P6A e 205 mm do centro para o pilar P7, foi possível observar que, ao contrário do que foi visto para os pilares reforçados com somente um par, a medida que se aproxima do centro do pilar, há um aumento na carga de ruptura, no entanto, o modo de ruptura destes modelos também se deu de maneira brusca por deslocamento do reforço.

O pilar P8, com três pares de conectores a 105 mm, 300 mm e 550 mm do centro foi o que apresentou maior carga de ruptura de todos os pilares ensaiados. O maior ganho obtido com o ensaio deste modelo foi a mudança do modo de ruptura para uma ruptura por esmagamento do reforço, semelhante ao modo de ruptura apresentado pelo pilar de referência monolítico P2, atendendo o objetivo principal deste trabalho.

6.1.5 Considerações finais

Embora todos os pilares ensaiados nos trabalhos anteriores, OMAR (2006), GOMES et al (2007) e SAHB (2008), tenham apresentado resultados satisfatórios de resistência, todos romperam de maneira brusca por deslocamento do reforço. Neste trabalho, foi possível verificar que houve a ruptura dúctil de um dos modelos ensaiados que também alcançou uma carga de ruptura considerável, confirmando o bom desempenho do método de reforço adotado.

Pode-se concluir que não só a quantidade, mas principalmente, a localização dos conectores utilizados na ligação entre substrato e reforço, são imprescindíveis para um bom resultado de resistência e modo de ruptura. Reforçar um pilar submetido a flexo-compressão com conectores mais afastados do centro do mesmo possibilita que os valores das cargas de ruptura desejáveis sejam devidamente alcançados, embora não garanta um modo de ruptura seguro. Para tanto, é necessário que seja respeitado um espaçamento mínimo entre os conectores do reforço, que vão garantir um trabalho mais monolítico da peça, possibilitando uma ruptura sem deslocamento como a ocorrida nos pilares de referência. Com o bom desempenho alcançado pelo pilar reforçado P8, viu-se que o valor do espaçamento a ser utilizado, para as condições apresentadas neste trabalho, deve ser de no máximo 250 mm.

6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar simulação numérica 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 6118:2003 para o espaçamento máximo entre estribos;
- Realizar ensaios usando a mesma excentricidade de aplicação de carga e variando-se as dimensões, comprimento total e tamanho das pernas, do conector;
- Realizar ensaios com aplicação de carregamento de duração mais longa;

- Ensaiar pilares com outras dimensões e comprimentos, para se avaliar a influencia das dimensões adotadas com o espaçamento dos conectores;
- Quanto aos procedimentos de realização dos ensaios: aprimorar o procedimento para leitura dos deslocamentos relativos; efetuar medições mais próximas da interface entre substrato e reforço para se ter maior precisão dos acontecimentos; aprimorar método de aplicação do carregamento e montagem do ensaio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 318. **Buiding Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary** – ACI 318/02. Detroit, American Concrete Institute, 2001.

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.

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 5738**: Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **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, 1994.

_____. **NBR 7480**: Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura para Concreto Armado – Rio de Janeiro, 2007.

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**. 1996. Tese (Doutorado) EPUSP – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.

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

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 auto-adensável 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 auto-adensável 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.** 2002. 139f. Tese (Doutorado) Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 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.

LIMA, M. B. **Avaliação da Resistividade Elétrica e do Módulo de Elasticidade Estático de Concretos Auto-Adensáveis.** 2006. 131 f. Projeto de Final de Curso, UEG, Anápolis, Goiás. 2006.

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

NASCIMENTO, P. P. **Reforço de Pilares de Concreto Armado com Fibras de Carbono e Concreto Auto-Adensável.** 2006. 97f. Projeto Final de Curso, UEG, Anápolis, Goiás, 2006.

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.

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

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.

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

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.

ANEXO A

CÁLCULOS

A.1 Mudança de excentricidade

A mudança da excentricidade de carga é consequência natural do reforço, ocorrendo devido a modificação da seção transversal original do pilar por acréscimo de uma camada de reforço na face comprimida, o que fez com que o centro de gravidade do pilar fosse deslocado, passando a seção composta do pilar reforçado a ter uma excentricidade menor que excentricidade inicial adotada.

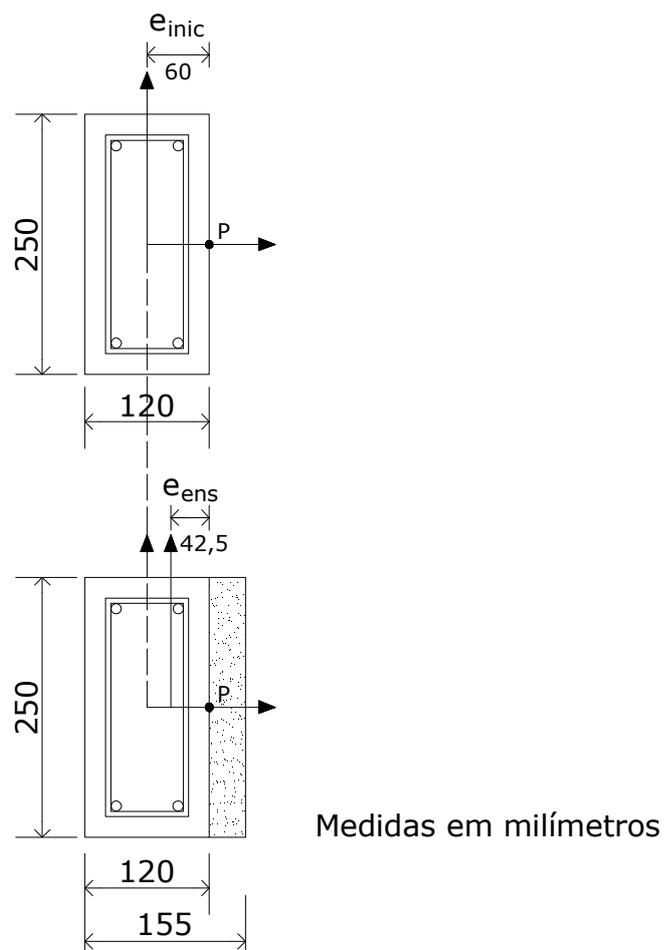


Figura A.1 – Detalhe da mudança de excentricidade