

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

JEOVAN PEREIRA DAS VIRGENS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM
CARGA EXCÊNTRICA, REFORÇADOS COM CHUMBADORES E CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA).**

Área de Concentração: Estruturas e Materiais de Construção

Orientador: Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.

Co-Orientador: Leandro Mouta Trautwein, Dr.

Goiânia
2015

JEOVAN PEREIRA DAS VIRGENS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM
CARGA EXCÊNTRICA, REFORÇADOS COM CHUMBADORES E CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA).**

Dissertação apresentada ao curso de mestrado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia Civil 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-Orientador:

Prof. **Leandro Mouta Trautwein, Dr.**

GOIÂNIA

2015



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 Dissertação

Autor:	Jeovan Pereira das Virgens.		
CPF:		E-mail:	jeovan2001@yahoo.com.br
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página?	<input checked="" type="checkbox"/> Sim	<input type="checkbox"/> Não	
Título:	Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, com Carga Excêntrica, Reforçados com Chumbadores e Concreto Autoadensável (CAA)		
Palavras-chave:	pilar; reforço estrutural; concreto autoadensável; parafusos chumbadores; flexo-compressão reta		
Título em outra língua:	Experimental Analysis Reinforced Concrete Columns, under Eccentric Load, Reinforced with Wedge Bolts and Self Compacting concrete (SCC).		
Palavras-chave em outra língua:	column; reinforced structural; self compacting concrete; wedge bolts; flexural compression		
Área de concentração:	Estruturas e Materiais de construção.		
Data defesa:	16/10/2015		
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil - CMEC		
Orientador:	Ronaldo Barros Gomes, Ph.D		
CPF:		E-mail:	rbggomes@gmail.com
Co-orientador:	Leandro Mouta Trautwein, Dr.		
CPF:		E-mail:	leandromt@gmail.com

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização? total | parcial

Data: 25/11/2015

Assinatura do autor

Ficha catalográfica elaborada automaticamente
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a), sob orientação do Sibi/UFG.

VIRGENS, Jeovan Pereira das
Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, com Carga Excêntrica, Reforçados com Chumbadores e Concreto Autoadensável (CAA) [manuscrito] / Jeovan Pereira das VIRGENS. - 2015.
266 f.: il.

Orientador: Prof. Ph.D. Ronaldo Barros GOMES; co-orientador Dr. Leandro Mouta TRAUTWEIN.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Goiânia, 2015.

Bibliografia. Anexos.
Inclui siglas, fotografias, abreviaturas, símbolos, gráfico, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

1. pilar. 2. reforço estrutural. 3. concreto autoadensável. 4. parafusos chumbadores. 5. flexo-compressão reta. I. GOMES, Ph.D. Ronaldo Barros, orient. II. TRAUTWEIN, Dr. Leandro Mouta, co-orient. III. Título.

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM
CARGA EXCÊNTRICA, REFORÇADOS COM CHUMBADORES E CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA).**

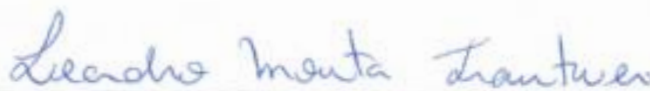
JEOVAN PEREIRA DAS VIRGENS

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 16 de outubro de 2015, pela banca
examinadora constituída pelos professores:



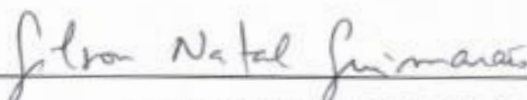
Professor Ronaldo Barros Gomes, Ph.D. (UFG)

(ORIENTADOR)



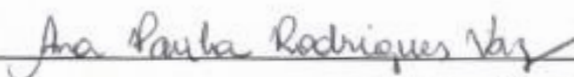
Professor Leandro Mouta Trautwein, Dr. (Unicamp)

(CO-ORIENTADOR)



Professor Gilson Natal Guimarães, Ph.D. (UFG)

(EXAMINADOR INTERNO)



Eng^a Civil Ana Paula Rodrigues Vaz, D.Sc.

(EXAMINADOR EXTERNO)

À minha mãe Joana da Costa Moreira (*in memoriam*), que sempre me deu amor, carinho, dedicação e condições irrestritas para chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

À DEUS, minha eterna gratidão, pela misericórdia, força, saúde e presença ao longo dessa jornada.

À minha mãe, que apesar do seu falecimento durante o decorrer desse trabalho, não está aqui em corpo para presenciar essa conquista, mas agradeço-a por me ensinar a ser uma pessoa com bom caráter, humildade, simplicidade, honestidade e de bons princípios. Ao meu pai, que apesar de não o ter conhecido pela minha precoce idade, agradeço por tudo que sou e tenho.

À minha esposa Sirley Moreira Rodrigues Damasceno das Virgens, meus sogros Agnaldo e Cleonice Rodrigues pelo apoio, carinho, perseverança, paciência e orações ao longo dessa jornada.

À minha família, em especial aos meus irmãos Sebastiana, Afonso, José Pereira, Eustáquio, Abraão, Siúza e Elvira; aos meus cunhados Antônio Camilo, Raimundo Nonato, Maura Santana (*in memoriam*) e Rosaura Vargas; aos meus sobrinhos Dulcelina, Edson de Carvalho e Joana Darque, pelo apoio, incentivo e orações constantes ao longo deste trabalho.

Ao Prof^o Ronaldo Barros Gomes e Prof^o Leandro Mouta Trautwein, pelo compromisso, disposição, competência e ajuda que se estenderam muito além do desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do CMEC/UFG pelo apoio, ensinamentos, perseverança, pelas importantes contribuições e sugestões em relação ao trabalho, em especial ao Prof^o Gilson Natal Guimarães pelo apoio, incentivo e concessão incondicionável da oportunidade de realização desse trabalho.

Aos amigos e colegas do mestrado Áureo, Dilene, Érika, Heitor, Leonardo, Mayara e em especial ao Aurélio, Diego Borja, Marília Marques e Ronivon Soares que ao longo do trabalho sempre contribuíram com a amizade, companheirismo e pela colaboração nos ensaios das peças deste trabalho.

À Keyla Fabrícia Pereira Sahb pela disposição em nos ajudar no primeiro ensaio dos modelos, nos auxiliando no *chek-list* e passo-a-passo do ensaio.

À Realmix Concreto Ltda, por disponibilizar o concreto autoadensável para a moldagem das peças.

À Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda, pela ajuda na realização da escarificação dos espécimes. À Pontifícia Universidade Católica de Goiás, pela colaboração nos ensaios de caracterização do aço.

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, COM CARGA EXCÊNTRICA, REFORÇADOS COM CHUMBADORES E CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CAA).

O presente trabalho apresenta o estudo experimental de pilares de concreto armado reforçados com parafusos chumbadores e acréscimo de camada com 35 mm de concreto autoadensável na face comprimida. Nove pilares, com alturas de 2000 mm, foram submetidos à flexão composta reta com excentricidade inicial de 60 mm, assim discriminados: um pilar original (P_o) com seção transversal de 120 mm x 250 mm; um pilar de referência (P_{ref}) com seção transversal de 155 mm x 250 mm e sete pilares, inicialmente moldados com seção transversal de 120 mm x 250 mm, e após, reforçados através da adição de camada de reforço de 35 mm e diversas configurações de posições de parafusos chumbadores na face comprimida. Exceto o pilar original (P_o), os pilares foram submetidos à excentricidade inicial de carga de 42,5 mm, devido ao acréscimo da camada de reforço na face comprimida. Apesar de não ocorrer ruptura dos parafusos chumbadores, não foi possível evitar o deslocamento da camada de reforço. Os resultados obtidos indicam que é possível a reabilitação estrutural de pilares de concreto armado com o uso da metodologia de reforço empregada, obtendo ganho de capacidade de carga média de 3,71 vezes em relação ao pilar original (P_o).

Palavras Chave: pilar, reforço estrutural, concreto autoadensável, parafusos chumbadores

VIRGENS, J. P. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, com Carga Excêntrica, Reforçados com Chumbadores e Concreto Autoadensável (CAA)**. 2015. 215 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFG. Goiânia, 2015.

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 Eccentric Load, Reinforced with Wedge Bolts and Self Compacting Concrete (SCC).

This paper presents the experimental study of reinforcement concrete columns reinforced with wedge bolts and a 35 mm self compacting concrete jacket at the most compressed face. Nine columns with a 2000 mm height subjected to flexure and bending with initial eccentricity of 60 mm, named as: original column (P_o) with a cross section of 120 mm x 250 mm; reference column (P_{ref}) with a cross section of 155 mm x 250 mm and seven columns with a initial cross section of 120 mm x 250 mm, and later reinforced by the addition of 35 mm reinforcing layer, and various configurations of wedge bolts at its most compressed face. Except for the original column (P_o), the columns were submitted to a 42.5 mm load eccentricity due to the attached concrete layer at the compressed face. Although failure of the wedge bolts did not occur, it was not possible to prevent detachment of the reinforcing layer. The results indicate that it is possible to structural rehabilitate reinforce concrete columns with the use of the strengthening methodology used in this research, resulting in average load capacity gains of 3,71 times compared to original column load (P_o).

Keywords: *column, structural reinforcement, self compacting concrete, wedge bolts.*

VIRGENS, J. P. **Experimental Analysis of Reinforced Concrete Columns, under Eccentric Load, Reinforced with wedge Bolts and Self Compacting Concrete (SCC)**. 2015. 215 p. Dissertation (Master in Civil Engineering) – UFG. Goiânia, 2015.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	28
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	28
1.2 OBJETIVOS	29
1.3 JUSTIFICATIVAS	29
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PILARES	31
2.2 FLAMBAGEM	33
2.3 EXCENRICIDADE	35
2.3.1 Excentricidade acidental (e_a)	35
2.3.2 Excentricidade de primeira ordem (e_1)	36
2.3.3 Excentricidade de 2ª ordem	39
2.3.4 Método geral	40
2.3.5 Métodos aproximados	40
2.3.6 Excentricidade devido a fluência (e_{cc}).	42
2.4 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118:2014	42
2.4.1 Dimensões mínimas	42
2.4.2 Cobrimento Mínimo	43
2.4.3 Armadura longitudinal	44
2.4.4 Armadura transversal	46
2.4.5 Proteção contra flambagem	46
2.5 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DO ACI 318m-14	47
2.5.1 Dimensões mínimas	47
2.5.2 Armadura longitudinal	47
2.5.3 Armadura transversal	47
2.6 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 2 – DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE (2014).	48
2.6.1 Dimensões mínimas	48
2.6.2 Armadura longitudinal	48
2.6.3 Armadura transversal	48
2.7 PESQUISAS SOBRE COMPORTAMENTO DE PILARES SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO	49
2.7.1 HOGNESTAD (1951).	49
2.7.2 IBRAHIM E MACGREGOR (1996)	51
2.7.3 ADORNO (2004)	54
2.8 REFORÇO DE PEÇAS DE CONCRETO	57
2.8.1 Técnicas e materiais de reforço de pilares	59
2.9 ADERÊNCIA ENTRE SUPERFÍCIES	67
2.9.1 Aderência por transferência pela superfície de contato.	68
2.9.2 Aderência por transferência pela armadura	69

2.9.3	Estudo da resistência ao cisalhamento de ligações por chumbadores de expansão realizado por Risso (2008)	72
2.10	PESQUISAS SOBRE REFORÇO DE PILAREs	74
2.10.1	OMAR (2006)	74
2.10.2	SAHB (2008)	77
2.10.3	NASCIMENTO (2009)	82
2.10.4	MARQUES (2014)	85
2.10.5	FERREIRA (2014)	87
<i>CAPÍTULO 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL</i>		90
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	90
3.2	CARACETRÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS	90
3.2.1	Geometria e armadura dos pilares	90
3.2.2	Armadura dos pilares	92
3.2.3	Nomenclatura dos Pilares	93
3.2.4	Parafusos chumbadores	97
3.3	Metodologia Experimental	98
3.3.1	Instrumentação pré-concretagem	99
3.3.2	Instrumentação pós concretagem	100
3.3.3	Construção dos pilares	103
3.3.4	Sistema de ensaio	112
3.3.5	Execução do ensaio	116
<i>CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS</i>		117
4.1	MATERIAIS	117
4.1.1	Concreto	117
4.1.2	Aço	121
4.1.3	Chapa metálica	122
4.1.4	Parafusos chumbadores	123
4.2	COMPORTAMENTO DOS PILARES	124
4.2.1	Cargas e modo de ruptura	124
4.2.2	Deslocamentos horizontais e verticais	132
4.2.3	Deformação das armaduras	138
4.2.4	Deformação do concreto	144
4.2.5	Desenvolvimento de fissuras	149
4.2.6	Deslocamento relativo	155
<i>CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS</i>		162
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	162
5.2	CARGA DE RUPTURA E TAXA DE PARAFUSOS CHUMBADORES	162
5.3	DESLOCAMENTO HORIZONTAL	165
5.4	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA	174
5.5	DEFORMAÇÃO NO CONCRETO	178
5.6	COMPORTAMENTO DA LINHA NEUTRA	180

5.7	ANÁLISE DOS PARAFUSOS CHUMBADORES PARA CARGA PRÓXIMA DA CARGA DE RUPTURA.	185
5.8	Carga E momento fletor da seção transversal	187
5.9	RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA	192
	CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES	194
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	194
6.2	CARGA RESISTENTE E TAXA DE CHUMBADORES	194
6.3	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	194
6.4	CARGA DE RUPTURA VERSUS DEFORMAÇÃO	195
6.5	MODOS DE RUPTURA	196
6.6	DESEMPENHOS DOS MATERIAIS UTILIZADOS COMO REFORÇO	196
6.7	SUGESTÕES PARA OS PRÓXIMOS TRABALHOS	197
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIA	198
	ANEXO A	202
	A.1 Cálculo da mudança de excentricidade	202
	A.2 Cálculo do índice de esbeltez	203
	A.3 Taxa de armadura	203
	A.4 Diagrama Força Normal x Momento fletor do pilar original e de referência	204
	ANEXO B	222
	B.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CAA)	222
	ANEXO C	225
	C.1 DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DO CONCRETO	225
	ANEXO D	227
	D.1 ENSAIO DA ARMADURAS À TRAÇÃO	227
	ANEXO E	232
	E.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS	232
	ANEXO F	243
	F.1 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA E NO CONCRETO	243
	ANEXO G	254
	G.1 DESLOCAMENTO RELATIVO VERTICAL	254
	ANEXO H	260
	H.1 DESLOCAMENTO RELATIVO HORIZONTAL	260
	ANEXO I	264

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2

Figura 2. 1 - Exemplo de arranjo de pilares em edifício	32
Figura 2. 2 - Tipos de flexão atuantes nos pilares	32
Figura 2. 3 - Barra prismática sujeita à força axial.....	33
Figura 2. 4 - Comprimento efetivo de flambagem de acordo com a vinculação (BASTOS, 2005).....	34
Figura 2. 5 - Imperfeições geométricas locais (NBR 6118:2014).....	35
Figura 2. 6 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118:2014).....	35
Figura 2. 7 - Envoltória mínima de 1ª ordem (NBR 6118:2014)	39
Figura 2. 8 - Proteção das barras contra flambagem (BASTOS, 2004)	47
Figura 2. 9 - Características dos pilares ensaiados por Hognestad (1951).....	50
Figura 2. 10 - sistema de ensaio adotado por Hognestad (1951).....	50
Figura 2. 11 - Características os pilares ensaiados por Ibrahim e Macgregor (1996)	52
Figura 2. 12 - Sistema de ensaio (IBRAHIM E MACGREGOR, 1996).....	52
Figura 2. 13 - Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004).....	54
Figura 2. 14 - Detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA (ADORNO, 2004)	55
Figura 2. 15 - Detalhamento das armaduras dos pilares da série PCA4 (ADORNO, 2004)....	55
Figura 2. 16 - Reforço com elementos metálicos (RIGAZZO, 2003).....	59
Figura 2. 17 - Reforço de pilar com uso de perfis metálicos (RIGAZZO, 2003).....	60
Figura 2. 18 - Alívio de carga em pilar por meio de protensão (SOUZA & RIPPER, 1998) ..	62
Figura 2. 19 - Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal (CÂNOVAS, 1998)	63
Figura 2. 20 - Reforço com concreto projetável (HELENE, 1992).....	65
Figura 2. 21 - Ensaio slump flow	66
Figura 2. 22 - Ensaio V-Funnel	67
Figura 2. 23 - Ensaio L-Box	67
Figura 2. 24 - Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica (RISSO, 2008).	69
Figura 2. 25 - Efeito de pino (RISSO, 2008).....	70
Figura 2. 26 - Mecanismos de transferência em conectores por esforço normal (OLIVEIRA, 2003).....	71
Figura 2. 27 - Mecanismos de transferência em conectores por cisalhamento	72
Figura 2. 28 - Armadura e dimensões dos espécimes ensaiados por Risso (2008)	72
Figura 2. 29 - Posicionamento dos estribos conectores nas camadas de reforço de concreto (CAA) (OMAR, 200).	75
Figura 2. 30 - Posicionamento dos extensômetros no concreto (OMAR, 2006).....	75
Figura 2. 31 – Chumbadores de expansão tipo AF (SAHB, 2008)	78
Figura 2. 32 – Detalhe para espaçamento entre chumbadores	78
Figura 2. 33 – Detalhe da posição da instalação dos chumbadores (SAHB, 2008)	78
Figura 2. 34 - Disposição dos chumbadores nos pilares (SAHB, 2008).	80
Figura 2. 35- Instalação dos estribos conectores (NASCIMENTO, 2009)	82

Figura 2. 36 - Localização dos estribos conectores na face comprimida dos pilares (mm) (NASCIMENTO, 2009)	84
Figura 2. 37 - Posicionamento dos chumbadores nos pilares (MARQUES, 2014).....	86
Figura 2. 38 - Detalhamento do posicionamento dos chumbadores nos pilares (FERREIRA, 2014).....	88

CAPÍTULO 3

Figura 3. 1 - Características dimensionais e nomenclatura das faces dos pilares	91
Figura 3. 2 - Seção transversal dos pilares: (a) pilar original, (b) pilar de referência e (c) pilar reforçado.....	92
Figura 3. 3 - Detalhamento das armaduras dos pilares.....	93
Figura 3. 4 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PAF-150-18 e PAF-150-26	95
Figura 3. 5 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch	95
Figura 3. 6 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34	96
Figura 3. 7 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores do pilar PPBA-150-34-SP	96
Figura 3. 8 - Detalhe do parafuso chumbador tipo AF 5/16X80.....	97
Figura 3. 9 - Detalhe do parafuso chumbador modelo PBA 5/16X3.1/-C/P.....	97
Figura 3. 10 - Detalhamento da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento.....	98
Figura 3. 11 - Posicionamento horizontal das linhas dos parafusos chumbadores.....	98
Figura 3. 12 - Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal.....	100
Figura 3. 13 - Posicionamento dos extensômetros no concreto	101
Figura 3. 14 - Posicionamento dos relógios comparadores e da régua com escala milimétrica	102
Figura 3. 15 - Detalhamento do Posicionamento dos LVDT´s horizontais e verticais	103
Figura 3. 16 - Detalhe das formas utilizadas para moldagem dos pilares	104
Figura 3. 17 - Detalhe dos espaçadores e travamento das formas.....	105
Figura 3. 18 - Detalhe da demarcação dos estribos	105
Figura 3. 19 - Ensaios do CAA no estado fresco	106
Figura 3. 20 - Lançamento do CAA do substrato dos pilares.	107
Figura 3. 21 - Marcação da posição dos estribos e dos parafusos chumbadores.....	108
Figura 3. 22 - Execução dos furos para a instalação dos conectores.....	108
Figura 3. 23 - Escarificação do substrato utilizando hidrodemolidora.....	109
Figura 3. 24 - Detalhe de instalação dos parafusos chumbadores	110
Figura 3. 25 - Detalhe da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento.....	110
Figura 3. 26 - Forma do reforço	111
Figura 3. 27 - Lançamento e acabamento da superfície do concreto do reforço.....	112
Figura 3. 28 - Detalhamento do esquema de ensaios	114
Figura 3. 29 - Etapas de montagem do ensaio do pilar.....	115

CAPÍTULO 4

Figura 4. 1 – Diagrama Resistência à compressão x Idade do concreto	119
Figura 4. 2 – Diagrama Resistência à tração x Idade do concreto.....	119

Figura 4. 3 – Diagrama Módulo de elasticidade à compressão x Idade do concreto	120
Figura 4. 4 – Diagrama Tensão x Deformação da barra de aço Ø 5 mm	121
Figura 4. 5 – Diagrama Tensão x Deformação do aço Ø 8 mm	122
Figura 4. 6 – Diagrama Tensão x Deformação da barra de aço Ø 10 mm	122
Figura 4. 7 – Diagrama Tensão x Deformação da Chapa metálica base dos pinos conectores de cisalhamento	123
Figura 4. 8 – Esquema da superfície de ruptura – pilar original (P_o) e pilar de referência (P_{ref})	125
Figura 4. 9 – Esquema da superfície de ruptura – pilares PAF-150-18 e PAF-150-26.....	126
Figura 4. 10 – Esquema da superfície de ruptura – pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch	126
Figura 4. 11 – Esquema da superfície de ruptura – pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34 ..	127
Figura 4. 12 – Esquema da superfície de ruptura – pilar PPBA-150-134-SP	127
Figura 4. 13 – Região de ruptura do pilar original (P_o)	128
Figura 4. 14 – Região de ruptura do pilar de referência (P_{ref}).....	128
Figura 4. 15 – Região de ruptura do pilar PAF-150-18.....	129
Figura 4. 16 – Região de ruptura do pilar PAF-150-26.....	129
Figura 4. 17 – Região de ruptura do pilar PPBA-150-18	130
Figura 4. 18 – Região de ruptura do pilar PPBA-150-18-Ch	130
Figura 4. 19 – Região de ruptura do pilar PPBA-150-26	131
Figura 4. 20 – Região de ruptura do pilar PPBA-150-34	131
Figura 4. 21 – Região de ruptura do pilar PPBA-150-34-SP	132
Figura 4. 22 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar original (P_o).....	133
Figura 4. 23 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar de referência (P_{ref}).....	134
Figura 4. 24 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PAF-150-18	134
Figura 4. 25 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PAF-150-26	135
Figura 4. 26 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-18.....	135
Figura 4. 27 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-18-Ch.....	136
Figura 4. 28 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-26.....	136
Figura 4. 29 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-34.....	137
Figura 4. 30 – Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-34-SP.....	137
Figura 4. 31 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar original (P_o).....	139
Figura 4. 32 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar de referência (P_{ref})	140
Figura 4. 33 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PAF-150-18.....	140
Figura 4. 34 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PAF-150-26.....	141
Figura 4. 35 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-18	141
Figura 4. 36 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-18-Ch	142
Figura 4. 37 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-26.....	142
Figura 4. 38 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-34	143
Figura 4. 39 – Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-34-SP	143
Figura 4. 40 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar original (P_o).....	144
Figura 4. 41 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar de referência (P_{ref})	145
Figura 4. 42 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PAF-150-18.....	145
Figura 4. 43 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PAF-150-26.....	146
Figura 4. 44 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-18	146
Figura 4. 45 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-18-Ch	147
Figura 4. 46 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-26.....	147

Figura 4. 47 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-34	148
Figura 4. 48 – Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-34-SP	148
Figura 4. 49 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar original (P_o)	150
Figura 4. 50 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar de referência (P_{ref})	150
Figura 4. 51 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PAF-150-18	151
Figura 4. 52 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T- pilar AF-150-26	151
Figura 4. 53 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PPBA-150-18	152
Figura 4. 54 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PPBA-150-18-Ch	152
Figura 4. 55 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PPBA-150-26	153
Figura 4. 56 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PPBA-150-34	153
Figura 4. 57 – Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PPBA-150-34-SP.....	154
Figura 4. 58 – Diagrama Carga x Deslocamento Relativo vertical – pilar PAF-150-18.....	155
Figura 4. 59 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-26.....	156
Figura 4. 60 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18	156
Figura 4. 61 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar P6-150-18-Ch	157
Figura 4. 62 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-26	157
Figura 4. 63 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34	158
Figura 4. 64 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34-SP.	158
Figura 4. 65 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18 ..	159
Figura 4. 66 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18-Ch	159
Figura 4. 67 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-26 ..	160
Figura 4. 68 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34 ..	160
Figura 4. 69 – Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34-SP	161

CAPÍTULO 5

Figura 5. 1 - Taxa de parafusos chumbadores de todos os pilares	164
Figura 5. 2 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar original (P_o)	166
Figura 5. 3 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar de referência (P_{ref})	166
Figura 5. 4 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PAF-150-18.....	167
Figura 5. 5 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PAF-150-26.....	167
Figura 5. 6 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-18.....	168
Figura 5. 7 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-18-Ch.....	168
Figura 5. 8 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-26.....	169
Figura 5. 9 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-34.....	169
Figura 5. 10 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-34-SP	170
Figura 5. 11 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 100$ kN..	171
Figura 5. 12 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 200$ kN..	171
Figura 5. 13 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 300$ kN..	172
Figura 5. 14 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 400$ kN..	172
Figura 5. 15 - Deslocamento do relógio R3 de todos os pilares.....	173
Figura 5. 16 - Diagrama Carga x Deformação da armadura situada próximo da face tracionada de todos os pilares	175
Figura 5. 17 - Diagrama Carga x Deformação da armadura situada próximo da face comprimada de todos os pilares	177
Figura 5. 18 - Diagrama Carga x Deformação do concreto de todos os pilares.....	179

Figura 5. 19 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar original (P_o)	181
Figura 5. 20 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar de referência (P_{ref})	181
Figura 5. 21 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PAF-150-18.....	182
Figura 5. 22 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PAF-150-26.....	182
Figura 5. 23 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18	183
Figura 5. 24 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-Ch.....	183
Figura 5. 25 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-26.....	184
Figura 5. 26 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-34.....	184
Figura 5. 27 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-34-SP.....	185
Figura 5. 28 - Deformação ao longo da seção crítica dos pilares reforçados na carga próximo da ruptura.....	186
Figura 5. 29 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar original e pilar de referência	188
Figura 5. 30 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PAF-150-18.....	189
Figura 5. 31 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PAF-150-26.....	189
Figura 5. 32 – Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PPBA-150-18	190
Figura 5. 33 - Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-18-Ch.....	190
Figura 5. 34 – Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-26.....	191
Figura 5. 35 – Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-34.....	191
Figura 5. 36 – Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PPBA-150-34-SP	192
Figura 5. 37 - Diagrama Momento fletor x curvatura de todos os pilares.....	193

ANEXO A

Figura A 1 - Detalhe da mudança de excentricidade.....	202
Figura A 2 – Diagrama de deformações para compressão uniforme – pilar original.....	204
Figura A 3 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 4a e 5 – pilar original	205
Figura A 4 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 4 e 4a – pilar original	206
Figura A 5 - Diagrama de deformações para a L. N. na altura média da seção transversal – pilar original	207
Figura A 6 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 3 e 4 – pilar original	208
Figura A 7- Diagrama de deformações para os limites dos domínios 2 e 3 – pilar original	209
Figura A 8 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 2 e 1 – pilar original	210
Figura A 9 - Diagrama de deformações para a tração uniforme – pilar original.....	211
Figura A 10 - Diagrama de deformações para a compressão simples – pilar de referência...	212
Figura A 11- Diagrama de deformações para o limite dos domínios 4a e 5 – pilar de referência	213
Figura A 12 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 4 e 4a – pilar de referência	214
Figura A 13 - Diagrama de deformações para a L. N. na altura da seção média da seção transversal – pilar de referência.....	215
Figura A 14 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 3 e 4 – pilar de referência	216
Figura A 15 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 2 e 3 – pilar de referência	217
Figura A 16 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 2 e 1 – pilar de referência	218

Figura A 17 - Diagrama de deformações para a tração uniforme – pilar de referência219

ANEXO B

Figura B. 1 – (a) - Molde do cone de Abrams; (b) – perspectiva da placa base, cone de Abrams e da marcação do círculo ϕ 500 mm para execução do ensaio (NBR 15823-2:2010)222

Figura B. 2 – Detalhamento do Funil V (Adaptado de FURNAS, 2008).....223

Figura B. 3 – Detalhamento do equipamento da Caixa L (Adaptado de FURNAS, 2008)....224

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2

Tabela 2. 1 - Valores de coeficiente adicional γ_n (NBR 6118:2014).....	43
Tabela 2. 2 – Classes de agressividade ambiental (BNR 6118:2014).....	43
Tabela 2. 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	44
Tabela 2. 4 - Características os pilares ensaiados por Ibrahim e Macgregor (1996).....	51
Tabela 2. 5 - Carga de ruptura e momento último (ADORNO, 2004).....	56
Tabela 2. 6 – Nomenclatura e principais características dos espécimes ensaiados por Risso (2008)	73
Tabela 2. 7 - Carga de ruptura e Tensão última cisalhante (RISSO, 2008).....	73
Tabela 2. 8 - Resultados sobre o comportamento dos pilares de Omar (2006).....	75
Tabela 2. 9 – Nomenclatura e descrição dos pilares de Sahb (2008)	79
Tabela 2. 10 - Comportamento dos pilares de Sahb (2008)	81
Tabela 2. 11 - Comportamento dos pilares de Nascimento (2009)	83
Tabela 2. 12 - Cargas e modo de ruptura dos pilares (MARQUES, 2014)	86
Tabela 2. 13 - Carga e modo de ruptura dos pilares (FERREIRA, 2014).....	88

CAPÍTULO 3

Tabela 3. 1 - Tabela de critérios para criação das nomenclaturas dos pilares.....	93
Tabela 3. 2 - Características e nomenclatura dos pilares ensaiados	94

CAPÍTULO 4

Tabela 4. 1 - Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams	117
Tabela 4. 2 - Resultados do ensaio de determinação da viscosidade – Método do funil V....	118
Tabela 4. 3-Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante - Método da Caixa L.....	118
Tabela 4. 4 - Resultados estimados da resistência à compressão do concreto no dia do ensaio	120
Tabela 4. 5 - Características mecânicas das amostras de aço	121
Tabela 4. 6 - Características mecânicas e geométricas dos parafusos chumbadores (Âncora Sistema de Fixação, 2014).....	123
Tabela 4. 7 - Cargas e modo de ruptura dos todos os pilares ensaiados.....	124
Tabela 4. 8 - Relação entre aparecimento de fissuras e carga de ruptura.....	154

CAPÍTULO 5

Tabela 5. 1 - Relação entre a carga de ruptura e a taxa de parafusos chumbadores.....	163
Tabela 5. 2 - Deslocamento medido através da Trena no passo de carga anterior à carga de ruptura (P_{lei})	174
Tabela 5. 3 - Deformação máxima da armadura situada próximo à região da face tracionada no passo de carga anterior à carga de ruptura.....	176

Tabela 5. 4 - Deformação máxima da armadura situada próximo da face comprimida no passo de carga anterior à carga de ruptura.....	178
Tabela 5. 5 - Deformação máxima do concreto situado na face de compressão no passo de carga anterior à carga de ruptura	180

CAPÍTULO 6

ANEXO A

Tabela A. 1 – Taxa de armadura dos pilares	203
Tabela A. 2 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares original e de referência.....	220
Tabela A. 3 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PAF-150-18 e PAF-150-26.....	220
Tabela A. 4 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch	220
Tabela A. 5 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34	221
Tabela A. 6 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M do pilar PPBA-150-34-SP	221

ANEXO B

ANEXO C

Tabela C. 1 – Resistência à compressão do concreto do substrato e reforço na data do ensaio	225
Tabela C. 2 – Resultados das características do concreto do substrato.....	225
Tabela C. 3 – Resultados das características do concreto do reforço.....	226

ANEXO D

Tabela D 1 – Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 5 mm	227
Tabela D 2– Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 8 mm	228
Tabela D 3 – Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 10 mm	229
Tabela D 4 – Resultados da média do ensaio à tração da chapa metálica.....	230

ANEXO E

Tabela E 1 – Deslocamentos horizontais e verticais do pilar original (P_o)	232
Tabela E 2 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar de referência (P_{ref}).....	233
Tabela E 3 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PAF-150-18	234
Tabela E 4 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PAF-150-26	235
Tabela E 5 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-18.....	236
Tabela E 6 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-18-Ch.....	237
Tabela E 7 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-26.....	238
Tabela E 8 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-34.....	239

Tabela E 9 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-34-SP.....	241
--	-----

ANEXO F

Tabela F. 1 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar original (P_o)....	243
Tabela F. 2 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar de referência (P_{ref})	244
Tabela F. 3 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PAF-150-18 ...	245
Tabela F. 4 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PAF-150-26 ...	246
Tabela F. 5 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-18.	247
Tabela F. 6 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-18-Ch	248
Tabela F. 7 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-26.	249
Tabela F. 8 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-34.	251
Tabela F. 9 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-34-SP	252

ANEXO G

Tabela G. 1 - Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-18.....	254
Tabela G. 2 - Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-26.....	254
Tabela G. 3 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18.....	255
Tabela G. 4 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18-Ch.....	256
Tabela G. 5 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-26.....	257
Tabela G. 6 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34.....	258
Tabela G. 7 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34-SP.....	259

ANEXO H

Tabela H. 1 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18.....	260
Tabela H. 2 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18-Ch.....	260
Tabela H. 3 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-26.....	261
Tabela H. 4 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34.....	262
Tabela H. 5 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34-SP.....	263

ANEXO I

Tabela I. 1 - Comportamento da seção transversal do pilar original (P_o).....	264
Tabela I. 2 - Comportamento da seção transversal do pilar de referência (P_{ref}).....	264
Tabela I. 3 - Comportamento da seção transversal do pilar PAF-150-18.....	264
Tabela I. 4 - Comportamento da seção transversal do pilar PAF-150-26.....	264
Tabela I. 5 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-18.....	265
Tabela I. 6 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-18-Ch.....	265
Tabela I. 7 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-26.....	265
Tabela I. 8 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-34.....	265
Tabela I. 9 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-34-SP.....	266

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{ch}	Área da seção transversal dos Parafusos chumbadores
A_{int}	Área da interface entre os concretos do substrato e do reforço
A_s	Área da armadura longitudinal próxima à face de tração
A'_s	Área da armadura longitudinal próxima à face de compressão
$A_{s,total}$	Área total da armadura
$A_{s,min}$	Área mínima da armadura longitudinal
$A_{s,máx}$	Área máxima da armadura longitudinal
b	Menor dimensão da seção transversal do pilar
c_{min}	Cobrimento mínimo
c_{nom}	Cobrimento nominal
C_{fiss}	Relação entre a carga de fissuração na parte interna do concreto e a carga de fissuração visual
C_1	Constante de integração
C_2	Constante de integração
Ch	Chapa metálica
K	Constante pertencente aos números naturais
d	Distância do C.G. da armadura tracionada à borda da face comprimida
d'	Distância do C.G. da armadura comprimida à borda da face comprimida
$d_{máx,agreg}$	Diâmetro máximo do agregado graúdo
$\frac{d^2 y}{dx^2}$	Operador diferencial de 2ª ordem de y em função de x
D	Desplacamento do reforço
DR	Desplacamento do reforço
$D_{máx}$	Deslocamento máximo
e_a	Excentricidade acidental
e_{ens}	Excentricidade no início do ensaio
e_{cc}	Excentricidade devido ao efeito de fluência
$e_{inicial}$	Excentricidade inicial
e_{final}	Excentricidade final
e_{min}	Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais
$e_{máx}$	Espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou do centro do feixe de barras
e_1	Excentricidade inicial (de 1ª ordem) – não inclui a excentricidade acidental
e_2	Excentricidade de 2ª ordem
e_x	Excentricidade na direção do eixo x
e_y	Excentricidade na direção do eixo y

E	Módulo de elasticidade do material
EA	Escoamento do aço
EC	Esmagamento do concreto
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial
E_c^{ref}	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do reforço
E_c^{sub}	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do substrato
E_{ref}	Espessura da camada de reforço
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
f_c	Resistência média à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{cu}	Resistência última do concreto
f_c^{ref}	Resistência à compressão do concreto do reforço
f_c^{sub}	Resistência à compressão do concreto do substrato
f_y	Tensão de início de escoamento da armadura
f_{yk}	Tensão de início de escoamento característica da armadura
f_{yd}	Resistência de cálculo de início de escoamento do aço
f_s	Tensão da armadura próxima da face de tração
f'_s	Tensão da armadura próxima da face comprimida
F	Força aplicada
F'	Força do efeito de pino no conector da ponte de aderência
F_u	Força última de ruptura
F_c	Força de resistência do concreto
F_s	Força de resistência devido à armadura próxima da face de tração
F'_s	Força de resistência devido à armadura próxima da face de compressão
h	Altura da seção transversal do pilar na direção considerada
H	Altura total da edificação
H_i	Altura do pavimento
H_1	Altura que o concreto permanece no início da caixa L
H_2	Altura que o concreto atinge na extremidade da caixa L
HB	Razão entre H_1 e H_2
i	Raio de giração da seção transversal do pilar
I	Momento de inércia
l	Comprimento do pilar
l_e	Comprimento efetivo de flambagem do pilar
M_A	Maior momento fletor de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
$M_{1d,A}$	Maior momento fletor de cálculo de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
M_B	Menor momento fletor de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
M_C	Momento fletor de 1ª ordem no meio de um pilar em balanço

M_d	Momento fletor de cálculo
M_{Sd}	Momento fletor de cálculo
$M_{d,tot}$	Momento total máximo no pilar
$M_{Sd,tot}$	Momento total máximo no pilar
$M_{1d,min}$	Momento fletor total de 1ª ordem de cálculo mínimo
$M_{1d,min,x}$	Momento fletor total de 1ª ordem de cálculo mínimo na direção do eixo x
$M_{1d,min,y}$	Momento fletor total de 1ª ordem de cálculo mínimo na direção do eixo y
$M_{1d,min,xx}$	Componente em flexão composta normal do momento fletor total de 1ª ordem de cálculo mínimo na direção do eixo x
$M_{1d,min,yy}$	Componente em flexão composta normal do momento fletor total de 1ª ordem de cálculo mínimo na direção do eixo y
$M_{Rd,tot}$	Momento resistente máximo de cálculo
M_{eng}	Momento fletor de engastamento perfeito do vão extremo da viga
M_{sg}	Momento devido à combinação quase permanente
M_x	Momento fletor na direção x
M_y	Momento fletor na direção y
M_u	Momento último de ruptura
M_{lei}	Momento fletor do pilar na passo de carga imediatamente anterior à carga de ruptura
$M_{u,calc}$	Momento fletor último calculado pelo diagrama N-M
N	Força normal
n	Número de prumadas de pilares no pórtico plano
n_L	Quantidade de Linhas de chumbadores
N_{crit}	Carga crítica de flambagem ou de Euler
N_d	Força normal de cálculo
N_{Sd}	Força normal de cálculo
N_{Rd}	Força resistente normal
N_{sg}	Força normal devido à combinação quase permanente
P	Carga aplicada
P_{fiss}	Carga em que foi observada a primeira fissura
P_u	Carga última de ruptura do pilar
$P_{ret,rel}$	Carga da última leitura dos relógios comparadores, antes da ruptura.
P_{lei}	Carga da última leitura da trena, antes da ruptura.
$\frac{1}{r}$	Curvatura
R_{fiss}	Relação entre a carga de fissuração e a carga de ruptura
$S_{l,max}$	Espaçamento máximo entre as barras longitudinais
$S_{t,max}$	Espaçamento máximo entre os estribos
SP	Parafusos chumbadores sem porca e arruela
T_{ch}	Taxa de parafusos chumbadores
T_d	Esforço de torção de cálculo

V_d	força cortante de cálculo
V_{dx}	Força cortante de cálculo na direção x
V_{dy}	Força cortante de cálculo na direção y
x	Posição da linha neutra
x_{cg}	Posição do centro de gravidade da seção transversal
x_{cp}	Posição do centroide plástico da seção transversal

LETRAS GREGAS

α_b	Parâmetro de instabilidade
Δ_c	Tolerância de execução
\mathcal{E}_c	Deformação específica do concreto
ε_{cu}	Deformação última de ruptura à compressão do concreto
\mathcal{E}_s	Deformação específica do aço
\mathcal{E}'_s	Deformação da armadura situada mais próximo da face comprimida
$\mathcal{E}_{c,max}$	Deformação máxima mensurada no concreto comprimido
$\mathcal{E}_{s,max}$	Deformação máxima mensurada nas barras situadas próximo da face tracionada
\mathcal{E}_y	Deformação específica de início de escoamento do aço
\emptyset	diâmetro
ϕ_1	Desaprumo de um elemento vertical contínuo
ϕ_a	Desaprumo da altura total da edificação
\emptyset_l	Diâmetro da armadura longitudinal
ϕ_{feixe}	Diâmetro do feixe de barras da armadura
ϕ_n	Diâmetro do feixe de barras da armadura
\emptyset_t	Diâmetro da armadura transversal
ϕ_{cc}	Coefficiente de fluência
Φ	Curvatura da seção transversal
γ_c	Coefficiente de minoração do material concreto
γ_n	Coefficiente adicional de majoração de carga
γ_f	Coefficiente majoração de carga
γ_s	Coefficiente de minoração do material aço
λ	Índice de esbeltez do pilar
λ_1	Valor limite para índice de esbeltez para dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem
μ	Coefficiente de correção da tensão cisalhante teórica
v	Força normal adimensional
κ	Rigidez adimensional do pilar
ρ	Taxa de armadura longitudinal
ρ_{inic}	Taxa de armadura inicial
ρ_{final}	Taxa de armadura final
ρ_w	Taxa de armadura transversal
τ_{Rd}	Tensão cisalhante resistente
μ	Coefficiente de rugosidade da superfície
ω	Taxa mecânica de armadura

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AF	Tipo de Parafuso chumbador fabricado pela Âncora Sistemas de Ancoragem
AGILENT	Modelo de equipamento coleta de medições
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
A	Face considerada frontal do pilar em relação à posição do ensaio
AF	Tipo de parafuso chumbador fabricado pela Âncora Sistemas de Fixação
B	Face posterior do pilar em relação à posição do ensaio
BHD	Preparação da superfície do substrato por hidrodemolidora
BMA	Preparação manual da superfície do substrato
C	Face de compressão do pilar
CP	Corpo-de-prova
C.P.	Centroide plástico
C.G.	Centro de gravidade
CAA	Concreto autoadensável
CAD	Concreto de alto desempenho
C.A.M.	Carga média de arrancamento
CMEC	Curso de Mestrado em Engenharia Civil
CC	Concreto convencional
CEB	<i>Comite Euro-Internacional du Beton</i>
CP	Corpo-de-prova
CP-V-ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
C.R.C.	Carga de resistência ao cisalhamento
DR	Desplacamento do reforço
EA	Escoamento do aço
EC	Esmagamento do concreto
EEC	Escola de Engenharia Civil
E.L.S.	Estados Limistes de Serviço
EXCEL	Fabricante de instrumentos de medições
FRP	Polímeros Reforçados com Fibras
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MF	Módulo de Finura
NIST	<i>National Institute of Standards and Technology - USA</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PAF	Pilares com instalação de chumbadores tipo AF
PBA	Tipo de parafuso chumbador fabricado pela Âncora Sistemas de Fixação
PPBA	Pilares com instalação de chumbadores tipo PBA
R	Relógio comparador
REALMIX	Empresa fornecedora de concreto usinado

SF	<i>Slump Flow</i>
T	Face tracionada do pilar
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que forças normais de compressão são preponderantes (NBR 6118, 2014). De todos os elementos constituintes de uma estrutura de concreto armado, o pilar é considerado um dos mais importantes, senão o mais importante, devido aos esforços a que são submetidos e pela pouca probabilidade de redistribuição de esforços a outros elementos adjacentes da estrutura no caso de sua falha estrutural. A ruptura de um pilar pode levar uma estrutura à ruína, no todo ou em parte, o que é um fato indesejável para qualquer engenheiro estrutural. Diversas causas podem levar um pilar de concreto armado à ruptura, dentre elas: erro ou equívoco no seu dimensionamento; falhas na sua construção; concretagem mal planejada ou executada; deterioração por ataque de agentes agressivos; falta de manutenção preditiva, corretiva ou uso incorreto da estrutura; etc.

Uma estrutura para atender aos requisitos de qualidade, são necessários atender três condições indispensáveis: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade (NBR 6118, 2014). A não conformidade com um ou mais requisitos de qualidade torna a estrutura inabilitada quanto ao seu uso, fazendo-se necessária sua reabilitação estrutural.

Segundo Reis (2001) uma estrutura pode ser considerada “recuperada” quando ela é reabilitada retornando-a às suas condições de atendimento aos requisitos de qualidade ou “reforçada” quando uma estrutura que, já atendendo aos requisitos de qualidade, faz-se necessário o aumento de sua capacidade resistente, devido, por exemplo, à mudança da finalidade do uso da edificação.

A recuperação e/ou reforço das estruturas surgem como um forte segmento de mercado da indústria da construção civil, e vem atender a necessidade de reestabelecer as condições exigíveis dos requisitos de qualidade da estrutura, logo, é de extrema importância entender o comportamento estrutural de pilares de concreto armado, as técnicas e os materiais utilizados no reforço deste tipo de elemento estrutural. (MARQUES, 2014).

Uma das técnicas de reforço estrutural como o aumento da seção transversal com adição ou não de armadura é uma das mais utilizadas no Brasil. Entretanto essa técnica precisa ser mais pesquisada a fim de embasar os profissionais da área de estruturas a lidar com essa situação de forma segura, técnica e econômica. São inúmeros os materiais utilizados no

procedimento de execução de recuperação e reforço estrutural, como o uso de graute, micro-concreto, concreto autoadensável (CAA), concreto de auto-desempenho (CAD), concreto projetado, cabos de protensão, fibra de carbono, chapas ou perfis metálicos, pinos conectores de cisalhamento, cola à base de epóxi, aumento da taxa de armadura, dentre outros.

Diversas pesquisas foram realizadas na EEC-UFG, com o propósito de investigar o comportamento teórico-experimental de pilares reforçados com a técnica de reforço com adição de camada de concreto na seção transversal. Em todas as pesquisas verificou-se o problema recorrente do deslocamento da camada do concreto do reforço, sugerindo que a interface substrato/reforço deve receber uma análise que resulte numa interação que propicie a transferência de resistência entre os concretos de diferentes idades, evitando assim o rompimento brusco das peças.

Essa pesquisa é uma continuação da linha de pesquisa de Omar (2006), Sahb (2008), Nascimento (2009), Marques (2014) e Ferreira (2014), os quais trabalharam com uma técnica de reforço com adição de camada de concreto na face de compressão e/ou tração e utilização de parafusos chumbadores de expansão e/ou estribos, composto por barra de aço, na interface entre os concretos do substrato e reforço.

1.2 OBJETIVOS

A presente pesquisa teve como objetivo geral fazer um estudo experimental do comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão reta reforçados com adição de uma camada de concreto autoadensável e instalação de parafusos chumbadores tipo AF e PBA, na interface substrato e reforço.

Como objetivo específico estudou-se a influência da quantidade e posição dos parafusos chumbadores ao longo da face de compressão dos pilares reforçados em relação à carga de ruptura (P_u); tipo de ruptura das peças; deslocamentos horizontais; deformação da armadura e do concreto. Estabelecer uma relação entre essas variáveis no sentido de explicar o comportamento estrutural de cada espécime ensaiado.

1.3 JUSTIFICATIVAS

O estudo do comportamento de pilares reforçados é de fundamental importância para corroborar e fomentar novas pesquisas e subsidiar dados que permitam o profissional em estruturas tomar decisões técnicas no caso do uso desta técnica de reforço. Não obstante os

dados aqui procurados são de suma importância para simulações numéricas no sentido de implementar o comportamento real de uma estrutura reabilitada ou reforçada.

O concreto autoadensável foi utilizado com o objetivo de facilitar a aplicação do material de reforço e evitar problemas de execução por falhas de lançamento e adensamento do concreto. Tal concreto, por possuir uma quantidade maior de materiais finos que aumentam sua resistência, também apresenta uma boa aderência com o substrato. Além disso, por ser um material bastante fluido, pelo uso de superplastificantes, garante um maior preenchimento do espaço a ser reforçado.

Para obter melhor aderência entre os concretos de diferentes idades, optou-se executar, antes da etapa de concretagem do reforço, a escarificação do concreto do substrato através do equipamento de hidrodemolidora, por apresentar maiores resultados de resistência à tração, segundo Rocha (2011).

Para melhor eficiência na transferência de esforços entre o substrato e o reforço, optou-se pela utilização de parafusos chumbadores tipo AF e PBA na interface de ligação para combater os esforços de cisalhamento, que provoca tensões tangenciais e esforço de tração, que produzem tensões de tração na interface entre as camadas do substrato e reforço. Tanto os parafusos chumbadores tipo AF como o PBA possuem mecanismo de ancoragem por expansão, sendo os do tipo AF utilizados nessa pesquisa por ser semelhantes aos utilizados na pesquisa de Sahb (2008) e o do tipo PBA para que sejam comparados, entre ambos, quanto ao desempenho.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PILARES

Segundo a NBR 6118:2014 pilares são elementos lineares em que seu comprimento supera, em pelo menos, três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo solicitado preponderantemente por forças normais. Sua principal função é receber, direta ou indiretamente, as cargas de outros elementos estruturais como vigas, lajes, outros pilares, muro de arrimos, aterros, etc., e transmiti-las às fundações.

Seu dimensionamento é feito levando-se em consideração os esforços solicitantes externos de cálculo, que são: os esforços normais (N_d); os momentos fletores (M_d); e esforço cortante (V_d), no caso em que há cargas horizontais atuantes. Esses esforços solicitantes são analisados nas duas direções, segundo eixos ortogonais x e y , perpendiculares entre si. Em casos especiais pode atuar, concorrendo com os esforços solicitantes anteriormente descritos, o esforço de torção (T_d).

Usualmente, os pilares podem ser classificados de acordo com posição ocupada dentro de uma estrutura em pilar de centro ou interno, pilar de extremidade ou de borda e pilar de canto. A Figura 2.1 ilustra um exemplo do arranjo de pilares em uma edificação.

De acordo com a Figura 2.1, os pilares podem ser classificados em:

- a) Pilares de centro ou internos: P5;
- b) Pilares de extremidade ou de borda: P2, P4, P6 e P8;
- c) Pilar de canto: P1, P3, P7 e P9.

Os pilares de centro ou internos, são aqueles em que se podem-se admitir compressão simples, ou seja, as excentricidades iniciais podem ser desprezadas (Figura 2.2-a). Considera-se a compressão centrada para a situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, os momentos fletores transmitidos ao pilar, em geral são pequenos e desprezíveis.

Nos pilares de extremidade ou de borda, as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma das direções. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda (Figura 2.2-b). Na situação

de projeto, estes pilares estão submetidos à flexo-compressão reta, que decorre da interrupção, sobre o pilar, da viga perpendicular à borda de extremidade.

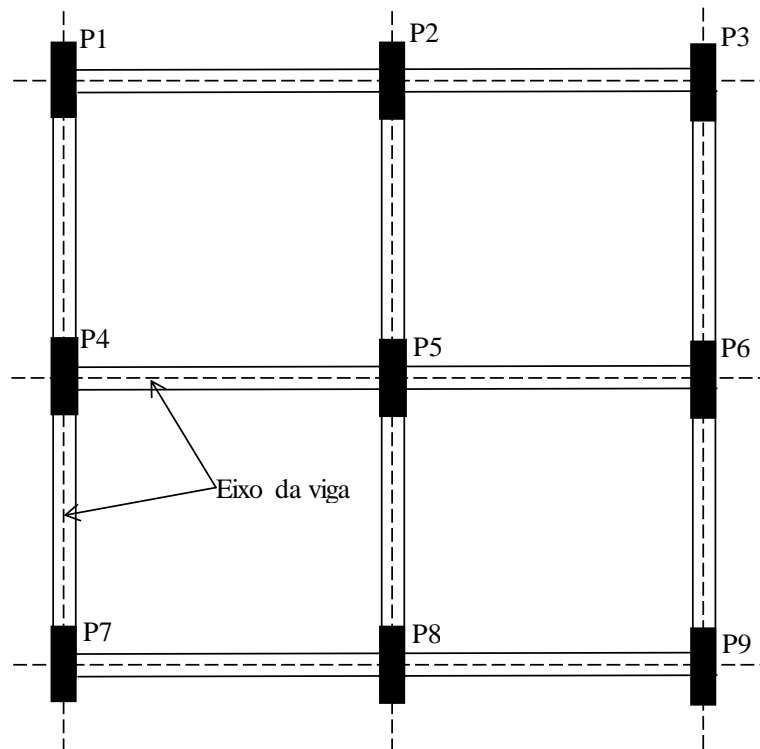


Figura 2. 1 - Exemplo de arranjo de pilares em edifício

Pilares de canto são submetidos à flexão oblíqua. As excentricidades iniciais (e_x e e_y) ocorrem nas direções das bordas (Figura 2.2-c). Na situação de projeto, os pilares de canto estão submetidos à flexão composta oblíqua, que decorre da interrupção das vigas perpendiculares às bordas do pilar.

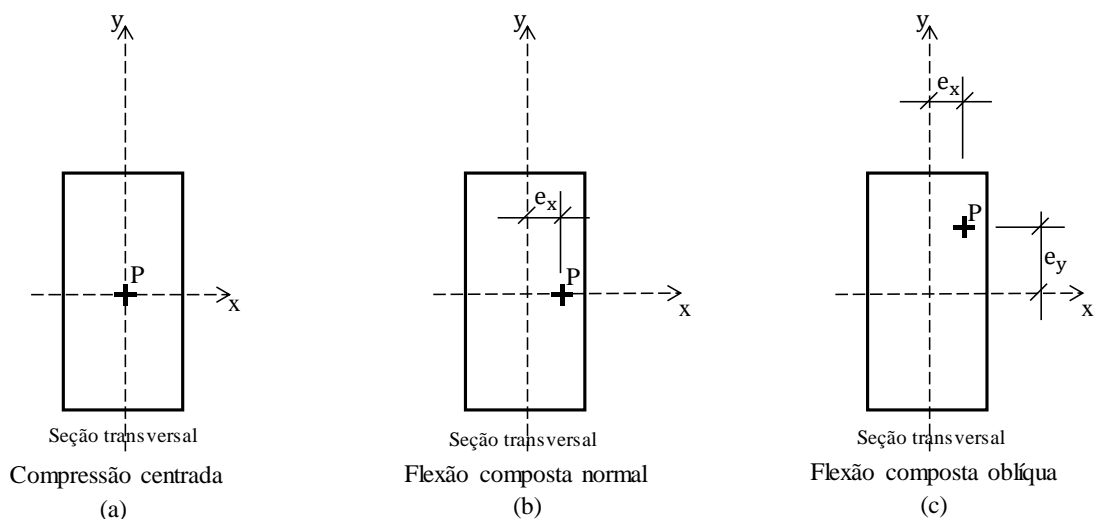


Figura 2. 2 - Tipos de flexão atuantes nos pilares

No caso geral de pilares de edifícios, se consideradas todas as simplificações e os desvios associados ao projeto e à execução, a flexão composta predomina (CLÍMACO, 2005). Adorno (2004) cita que em decorrência da continuidade elástica existente entre vigas e os pilares, as solicitações de flexo-compressão se apresentam como o caso mais geral.

Em virtude do grande avanço tecnológico para o ganho de resistência do concreto, nas últimas décadas, e conseqüentemente a redução das seções transversais das peças estruturais, principalmente os pilares, tornando-se estruturas mais esbeltas e o refinamento dos métodos de cálculos, com o advento dos modelos numéricos, as normas internacionais e a norma brasileira, exigem que o cálculo dos pilares seja feito sempre à flexão composta oblíqua.

2.2 FLAMBAGEM

As barras sob à ação de forças axiais estão sujeitas ao fenômeno de flambagem, podendo romper-se por instabilidade elástica, levando o elemento à ruína com uma carga menor que a carga de ruptura do material. A flambagem é o decorrente deslocamento lateral de um elemento, quando atua força axial de compressão, a partir de um determinado valor da força de compressão (N_{crit}), abandonando o regime de equilíbrio estável (peça indeformada) passando ao regime de equilíbrio instável, onde as flechas aumentam para valores praticamente constantes da força axial (BASTOS, 2005).

Considerando uma barra reta (Figura 2.3), constituída por um material que obedeça a Lei de Hooke e na qual se verifique a hipótese de Bernoulli, tem-se a expressão simplificada da linha elástica dada pela Equação 2.1:

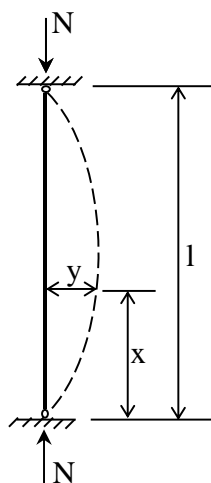


Figura 2. 3 - Barra prismática sujeita à força axial

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{E.I} \quad \text{Equação 1.1}$$

Sendo $k^2=N/E.I$, uma das soluções da equação 2.1, pode ser dada por:

$$y = C_1 \text{sen}(Kx) + C_2 \text{cos}(Kx) \quad \text{Equação 2.2}$$

Estabelecendo as condições de contorno e substituindo na eq. 2.1

- para $x=0 \rightarrow y=0$;

- para $x=l \rightarrow y=0$,

Obtém-se –sem $kl=0$, condição que se verifica para $kl=\pi$ (menor valor positivo) e que resulta em:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 .E.I}{l^2} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde N_{crit} é denominado de Carga crítica ou Carga de flambagem de Euler. Normalmente, toma-se como caso fundamental a barra bi-articulada (Figura 2.3), usando-se para os demais casos os comprimentos efetivos de flambagem (l_e), passando a expressão 2.3 para a forma geral:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 .E.I}{l_e^2} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde o comprimento efetivo de flambagem (l_e) depende das vinculações nas extremidades da barra, conforme Figura 2.4.

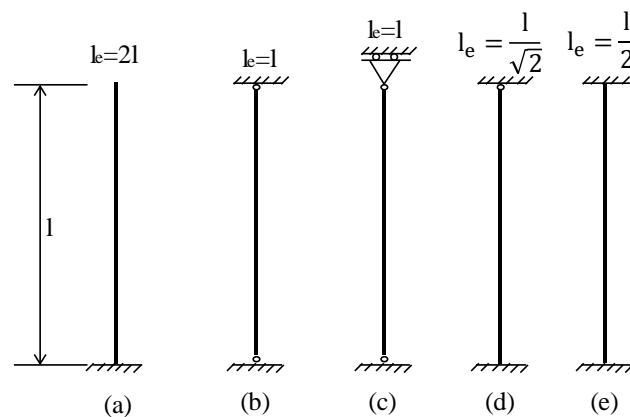


Figura 2. 4 - Comprimento efetivo de flambagem de acordo com a vinculação (BASTOS, 2005).

2.3 EXCENTRICIDADE

As excentricidades de carga em pilares devem ser criteriosamente analisadas, uma vez que, estas podem gerar esforços adicionais de momentos fletores, reduzindo a capacidade resistente da peça estrutural.

Segundo a NBR 6118:2014 deve-se levar em consideração os seguintes tipos de excentricidades em pilares:

2.3.1 Excentricidade acidental (e_a)

É a excentricidade oriunda das imperfeições geométricas locais decorrentes do desaprumo ou falta de retilidade do eixo do pilar (Figura 2.5).

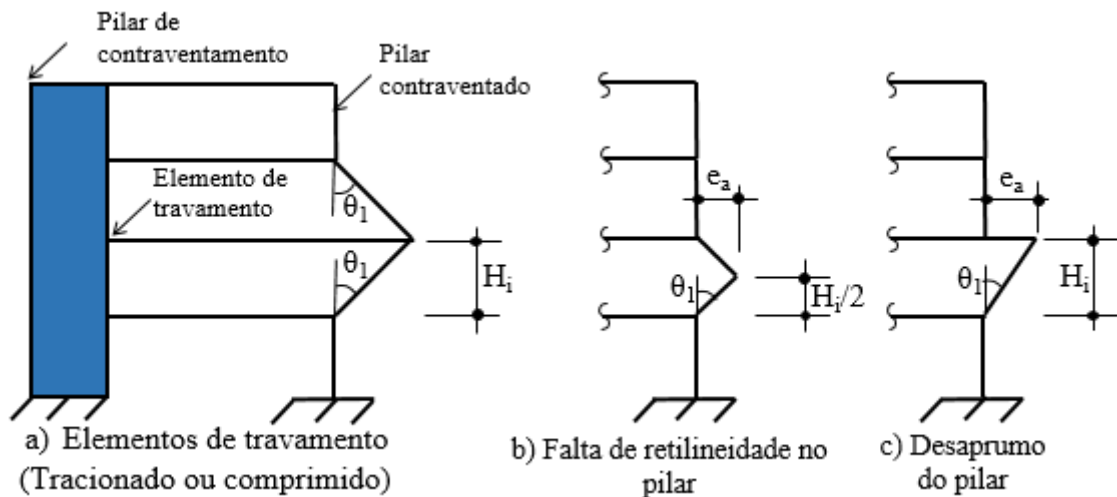


Figura 2. 5 - Imperfeições geométricas locais (NBR 6118:2014)

Onde θ_1 é o ângulo determinado na análise das imperfeições globais, considerando o desaprumo dos elementos verticais da estrutura, levando-se em consideração a sua altura total (Figura 2.6)

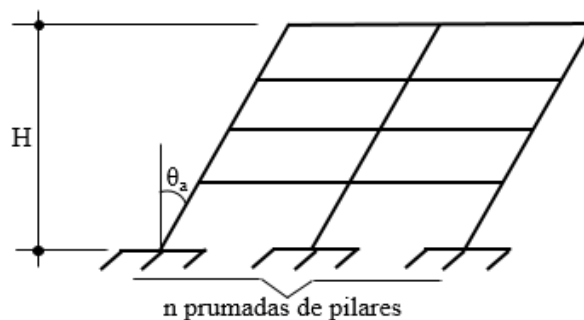


Figura 2. 6 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118:2014)

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad \text{Equação 2.5}$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad \text{Equação 2.6}$$

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$.

H é a altura da edificação, expressa em metros;

n è o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar $\theta_a = \theta_1$.

Para pilares em balanço, deve-se adotar $\theta_1 = 1/200$.

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

- Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração do $\theta_{1\min}$, conforme definido anteriormente;
- Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1\min}$.

2.3.2 Excentricidade de primeira ordem (e_1)

É a excentricidade oriunda dos esforços solicitantes externos M_d e N_d , considerando o equilíbrio da estrutura na sua posição indeformada. A NBR 6118:2014 dispensa

a análise dos efeitos locais de segunda ordem quando o índice de esbeltez (λ) for menor que o valor-limite (λ_1).

O índice de esbeltez deve ser calculado pelas expressões 2.7 e 2.8:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

λ : índice de esbeltez

l_e : comprimento efetivo de flambagem do pilar

i : raio de giração

I : momento de inércia da seção transversal

A : área da seção transversal

O valor de λ_1 é dado pela expressão 2.9:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1/h}{\alpha_b} \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde:

e_1/h : excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto

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

α_b deve ser obtido por:

a) Para pilares biapoiados sem cargas transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{Equação 2.10}$$

Sendo:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

Onde

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

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

$$\alpha_b = 1,0$$

- c) Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad \text{Equação 2.11}$$

Sendo:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$$

Onde:

M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- d) Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo ($M_{d,min}$).

$$\alpha_b = 1,0$$

O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado pela equação 2.12.

$$M_{1d,min} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

N_d : esforço normal de cálculo

h : é a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros.

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado o valor de momento total mínimo ($M_{d,min}$). A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem caso o índice de esbeltez seja maior que o limite de esbeltez λ_1 .

Quando os momentos fletores de cálculo forem menores que os momentos fletores mínimos nas duas direções, para os pilares de seção retangular, a NBR 6118:2014 define que seja feita a verificação analisando os momentos fletores de cálculos do pilar se encontram dentro de uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança. Nesse

caso, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem, conforme a Figura 2.7.

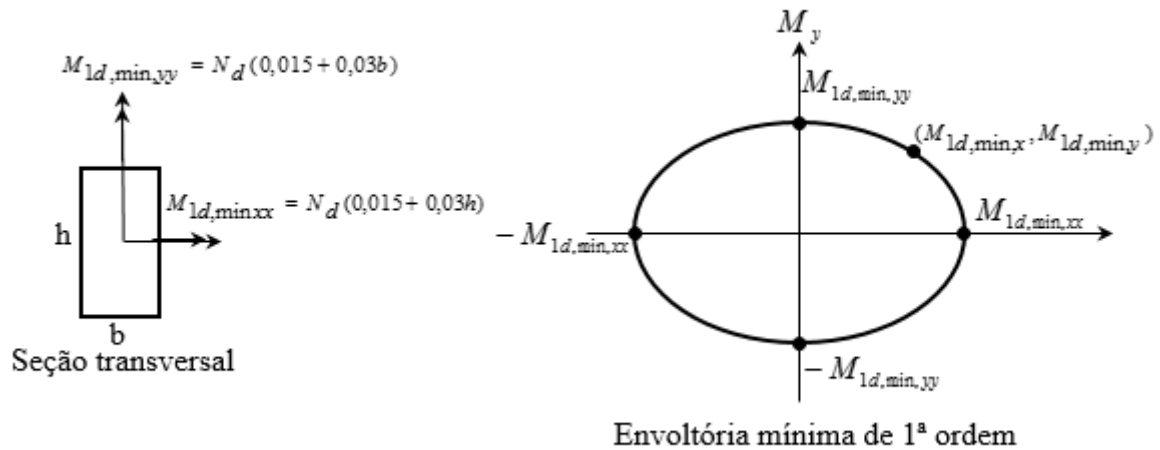


Figura 2. 7 - Envoltória mínima de 1ª ordem (NBR 6118:2014)

A envoltória mínima de 1ª ordem é dada pela equação 2.13

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}} \right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}} \right)^2 = 1 \quad \text{Equação 2.13}$$

Sendo:

$M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal

$M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

Quando houver necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem em alguma das direções do pilar, a verificação do momento mínimo deve considerar ainda a envoltória com 2ª ordem.

2.3.3 Excentricidade de 2ª ordem

A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem em barras submetidas à flexo-compressão, segundo a NBR 6118:2014, pode ser feito pelo método geral ou por métodos

aproximados, conforme mostrado a seguir, sendo que a consideração da fluência é obrigatória para $\lambda > 90$.

2.3.4 Método geral

Consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada (NBR 6118:2014).

2.3.5 Métodos aproximados

2.3.5.1 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica (NBR 6118:2014)

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela equação 2.14.

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10.r} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad \text{Equação 2.14}$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão 2.15.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde:

h: altura da seção na direção considerada

ν : força normal adimensional

O Momento $M_{1d,A}$ e o coeficiente α_b têm as mesmas definições de acordo com a seção 2.3.2.

2.3.5.2 Método do pilar padrão com rigidez κ aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica deve ser considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela equação 2.17.

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/\nu}} \geq M_{1d,A} \quad \text{Equação 2.17}$$

O valor da rigidez adimensional κ aproximado é dada pela equação 2.17

$$\kappa_{aprox} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{hN_d} \right) \nu \quad \text{Equação 2.18}$$

Em um processo de dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$. Em um processo de verificação onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

No caso de dimensionamento, o processo aproximado recai na formulação direta conforme Equação 2.19 e 2.20

$$aM_{Sd,tot}^2 + bM_{Sd,tot} + c = 0 \quad \text{Equação 2.19}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

$$a = 5h$$

$$b = h^2 N_d - \frac{N_d I_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A}$$

$$c = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A}$$

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

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

2.3.6 Excentricidade devido a fluência (e_{cc}).

De acordo com a NBR 6118:2014, em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$, obrigatoriamente, deve-se considerar excentricidade devido a fluência, de maneira aproximada, acrescentando à excentricidade de 1ª ordem, a excentricidade adicional e_{cc} através da equação 2.21.

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left(2,718^{\frac{\phi_{cc} \cdot N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2}$$

e_a : excentricidade devida a imperfeições locais;

I_c : momento de inércia do pilar;

l_e : comprimento efetivo de flambagem;

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial do concreto;

M_{sg} e N_{sg} : esforços solicitantes devido à combinação quase permanente;

ϕ_{cc} : coeficiente de fluência.

2.4 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118:2014

2.4.1 Dimensões mínimas

A NBR 6118:2014 não permite o uso de pilares com área de seção transversal inferior a 360 cm², sendo que a dimensão mínima da seção transversal do pilar deve ser de 19 cm, qualquer que seja a sua forma, permitindo-se em casos especiais a consideração de dimensões de até 14 cm, desde que, as ações de projeto a serem consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente adicional γ_n , indicado na tabela 2.1.

Tabela 2. 1 - Valores de coeficiente adicional γ_n (NBR 6118:2014)

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

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

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

2.4.2 Cobrimento Mínimo

O cobrimento mínimo para peças estruturais de concreto armado é determinado em função da agressividade do meio ambiente a que a estrutura será está exposta ao longo de sua vida útil e está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas (ABNT NBR 6118:2014).

A Tabela 2.2 apresenta as Classes de agressividade ambiental que o responsável pelo projeto estrutural de adotar, considerando os dados relativos ao meio ambiente onde será construída a estrutura.

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{\min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}) que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δ_c). Assim as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 2.3. Nas obras correntes, o valor de Δ_c deve ser maior ou igual a 10 mm.

Tabela 2. 2 – Classes de agressividade ambiental (BNR 6118:2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo do ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a,b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c} Respingos de Maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios,

banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura);

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove;

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2. 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto Protendido ^a	Laje/Pilar	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado;

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros;

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

2.4.3 Armadura longitudinal

A NBR 6118:2014 recomenda que os diâmetros de barra que podem ser utilizados devem atender os limites da Eq. 2.22, e a taxa de armadura deve estar entre os valores mínimos e máximos indicados nas Eq. 2.23 e 2.24. A taxa de armadura máxima deve ser verificada na região de emendas por ser este o local de maior concentração de barras de aço.

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

$$10mm \leq \phi_l \leq \frac{b}{8} \quad \text{Equação 2.22}$$

Onde b é a menor dimensão do pilar.

A armadura mínima longitudinal é obtida a partir da equação 2.22.

$$A_{s,\min} = \left(\frac{0,15.N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004.A_c \quad \text{Equação 2.23}$$

Onde:

N_d : força normal de cálculo;

f_{yd} : resistência de cálculo da tensão de escoamento do aço;

A_c : área da seção transversal

A armadura máxima é obtida através da expressão 2.23.

$$A_{s,\max} = 0,08.A_c \quad \text{Equação 2.24}$$

O espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais, fora da região de emendas que não sejam por transpasse, tem que obedecer a equação 2.24.

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi_l, \phi_{feixe}, \phi_{luva} \\ 1,2.d_{\max,agreg} \end{cases} \quad \text{Equação 2.25}$$

Onde:

ϕ_l : diâmetro da barra longitudinal;

$$\phi_{feixe} = \phi_n = \phi_l \sqrt{n};$$

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

O espaçamento máximo entre barras longitudinais é dado por:

$$e_{\max} \geq \begin{cases} 2.b \\ 40cm \end{cases} \quad \text{Equação 2.26}$$

2.4.4 Armadura transversal

A armadura transversal de pilares pode ser constituída por estribos ou por grampos suplementares, devendo ser posicionada em toda a altura do pilar, inclusive na região de cruzamento com vigas e lajes. O diâmetro das barras ϕ_t é calculado pela equação 2.27.

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5mm \\ \phi_l/4 \end{cases} \quad \text{Equação 2.27}$$

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

$$S_{t,máx} \leq \begin{cases} 20cm \\ b \\ 12\phi \text{ para } CA-50 \end{cases} \quad \text{Equação 2.28}$$

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

$$S_{t,máx} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi_l} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad \text{Equação 2.29}$$

Com f_{yk} em MPa

2.4.5 Proteção contra flambagem

De acordo com a NBR6118:2014, os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas até no máximo a distância de $20 \phi_t$, se neste trecho não houver mais de duas barras, excluindo a do canto. Quando houver mais de duas barras no trecho de $20 \phi_t$, ou barras fora dele, é necessária a colocação de estribos suplementares.

Os estribos suplementares devem ter o mesmo diâmetro de estribo, podendo-se utilizar barras retas isoladas, terminadas em ganchos, chamadas de grampos. Os grampos devem envolver as barras longitudinais em seus extremos. No caso de haver mais de uma barra

a ser protegida junto à extremidade de estribo suplementar, seu gancho deve envolver inclusive o estribo principal em ponto junto a uma das barras (NBR 6118:2014), (Figura 2.8).

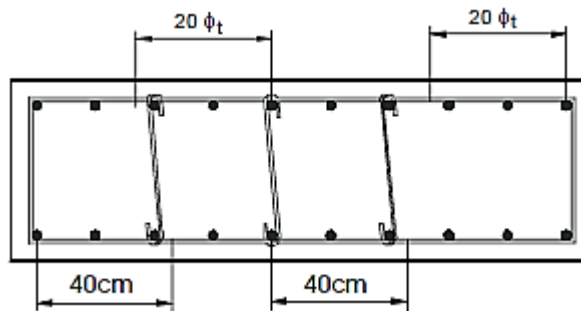


Figura 2. 8 - Proteção das barras contra flambagem (BASTOS, 2005)

2.5 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DO ACI 318M-14

2.5.1 Dimensões mínimas

A norma ACI 318 (2014) estabelece que a maior dimensão h da seção transversal não pode ser maior que quatro vezes a menor dimensão b .

2.5.2 Armadura longitudinal

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

$$A_{s,min} \geq 0,01A_c \quad \text{Equação 2.30}$$

$$A_{s,max} \leq 8\% A_c \quad \text{Equação 2.31}$$

2.5.3 Armadura transversal

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

Para o cálculo do espaçamento mínimo e máximo a norma estabelece as equações 2.32 e 2.33 respectivamente.

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 1,5 \cdot \phi_l \\ 40\text{mm} \end{cases} \quad \text{Equação 2.32}$$

$$e_{\max} \leq \begin{cases} 16 \cdot \phi_l \\ 48 \cdot \phi_l \\ b \end{cases} \quad \text{Equação 2.33}$$

2.6 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 2 – DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE (2011).

2.6.1 Dimensões mínimas

Da mesma forma que a norma ACI 318 (2014), a norma europeia estabelece que a maior dimensão h da seção transversal não pode ser maior que quatro vezes a menor dimensão b .

2.6.2 Armadura longitudinal

Quanto a armadura longitudinal, o menor diâmetro que pode ser utilizado em pilares é 12 mm, bem mais conservadora que a NBR6118: 2014 e o ACI 318 (2014), com a armadura mínima $A_{s,\min}$ estabelecida pela Equação 2.34 e área de aço máxima $A_{s,\max}$ dada pela Equação 2.35.

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_d}{0,87f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad \text{Equação 2.34}$$

$$A_{s,\max} \leq 8\%A_c \quad \text{Equação 2.35}$$

2.6.3 Armadura transversal

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

Para o cálculo do espaçamento máximo tem a equação 2.36.

$$e_{\max} \leq \begin{cases} 20.\phi_l \\ 40cm \\ b \end{cases} \quad \text{Equação 2.36}$$

2.7 PESQUISAS SOBRE COMPORTAMENTO DE PILARES SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO

2.7.1 HOGNESTAD (1951).

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

Os pilares foram divididos em quatro grupos, os grupos I, II e III eram peças com seção transversal quadrada de 254 mm de dimensão com 1904 mm de comprimento, e como variável, a taxa de armadura transversal, entre 1,46% e 4,8%. Os pilares do grupo IV possuíam seção transversal circular com diâmetro igual a 305 mm e comprimento de 2236 mm e taxa de armadura longitudinal de 4,25%. As características dos pilares são mostradas na Figura 2.9.

Em cada grupo, variou-se a resistência a compressão do concreto de 14 MPa a 35 MPa e a excentricidade do carregamento sendo de 0 a 1,25 vezes a dimensão lateral das peças. O sistema de ensaio é mostrado na Figura 2.10.

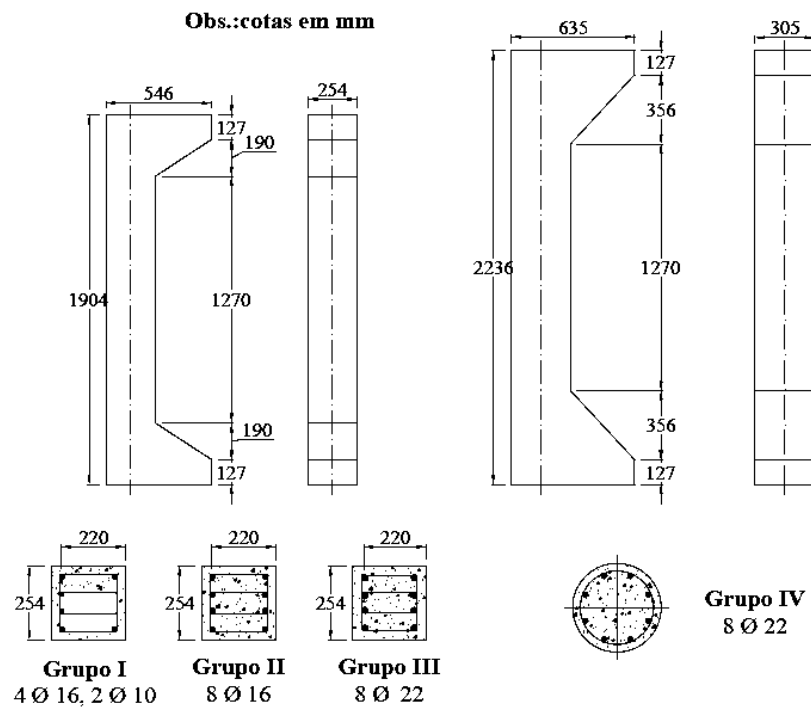


Figura 2. 9 - Características dos pilares ensaiados por Hognestad (1951)

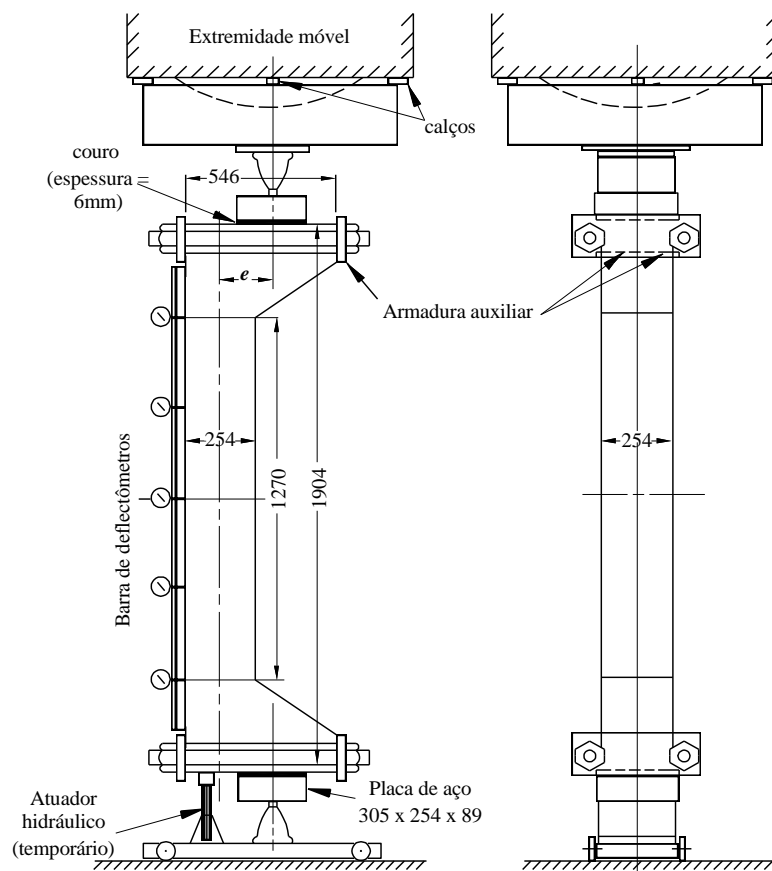


Figura 2. 10 - sistema de ensaio adotado por Hognestad (1951)

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

As peças carregadas excentricamente romperam por esmagamento do concreto, apresentando deformação última (ϵ_{cu}) igual a 3,8 %. A armadura longitudinal entre os estribos flambou após o esmagamento do concreto.

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

2.7.2 IBRAHIM E MACGREGOR (1996)

Ibrahim e Macgregor (1996), realizaram um estudo analisando 20 pilares de concreto de alta resistência as características das peças estão demonstradas na Tabela 2.2 e na Figura 2.11.

Tabela 2. 4 - Características os pilares ensaiados por Ibrahim e Macgregor (1996)

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

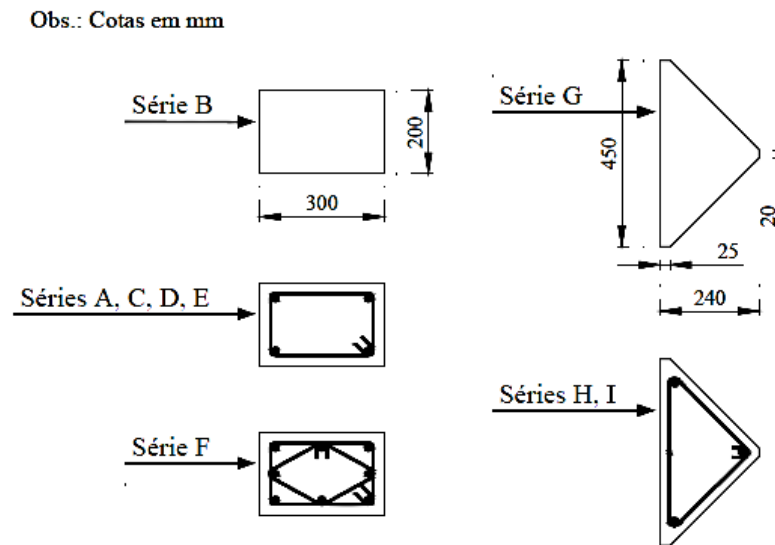


Figura 2. 11 - Características os pilares ensaiados por Ibrahim e Macgregor (1996)

O esquema de ensaio adotado por Ibrahim e Macgregor (1996) está demonstrado na Figura 2.12

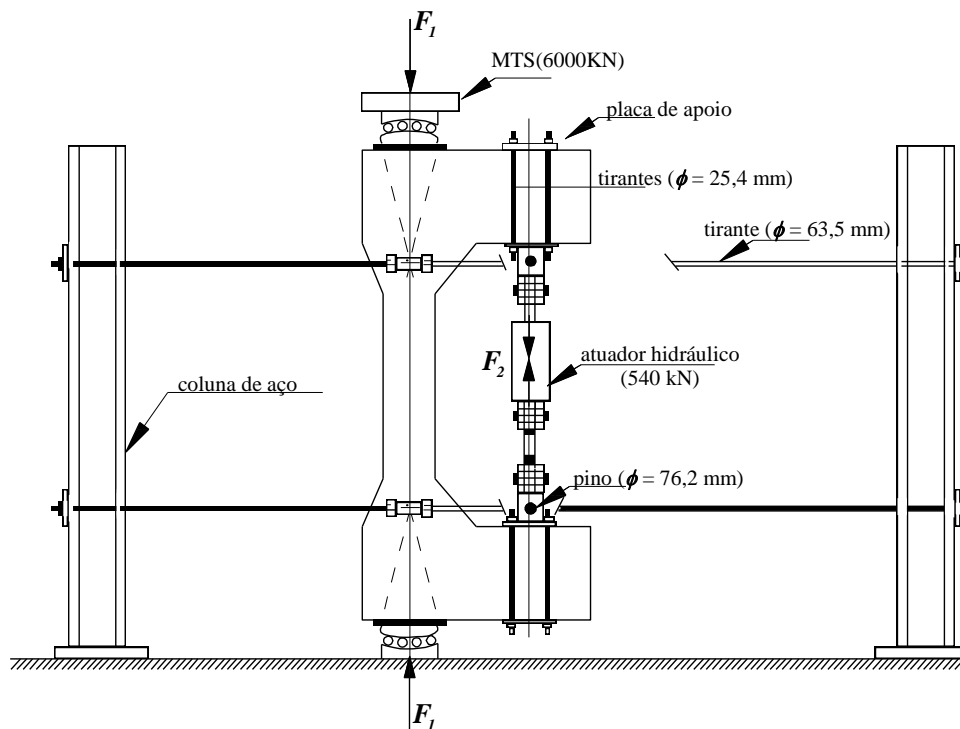


Figura 2. 12 - Sistema de ensaio (IBRAHIM E MACGREGOR, 1996)

O esquema de carga utilizado para todos os modelos, exceto para os da série A, foi composto por duas forças aplicadas independentemente com contínuo controle da posição as linhas neutras, de modo a se manter nulo o valor das deformações numa das faces dos pilares durante a execução dos ensaios.

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

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

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

a) Concreto simples

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

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

b) Concreto armado

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

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

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

2.7.3 ADORNO (2004)

Adorno (2004) desenvolveu seus estudos utilizando modelos de pilares de concreto simples e concreto armado submetidos a flexo-compressão reta com as mesmas dimensões, conforme exposto na Figura 2.13. Seu programa experimental foi dividido em duas séries, PSA (pilares sem armadura) e PCA4 (pilares com armadura). A disposição das armaduras encontra-se mostrada nas Figuras 2.14 e 2.15.

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

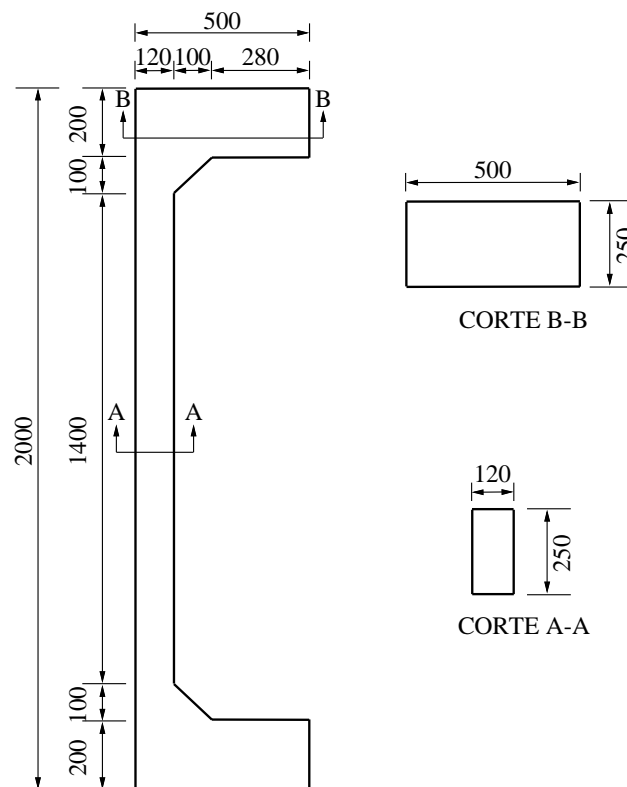


Figura 2. 13 - Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004)

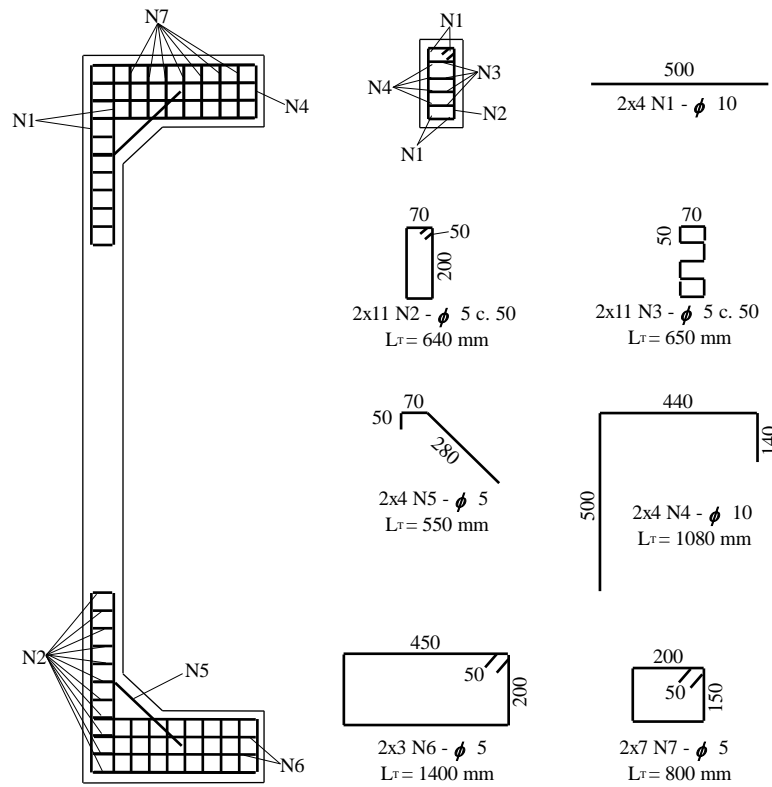


Figura 2. 14 - Detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA (ADORNO, 2004)

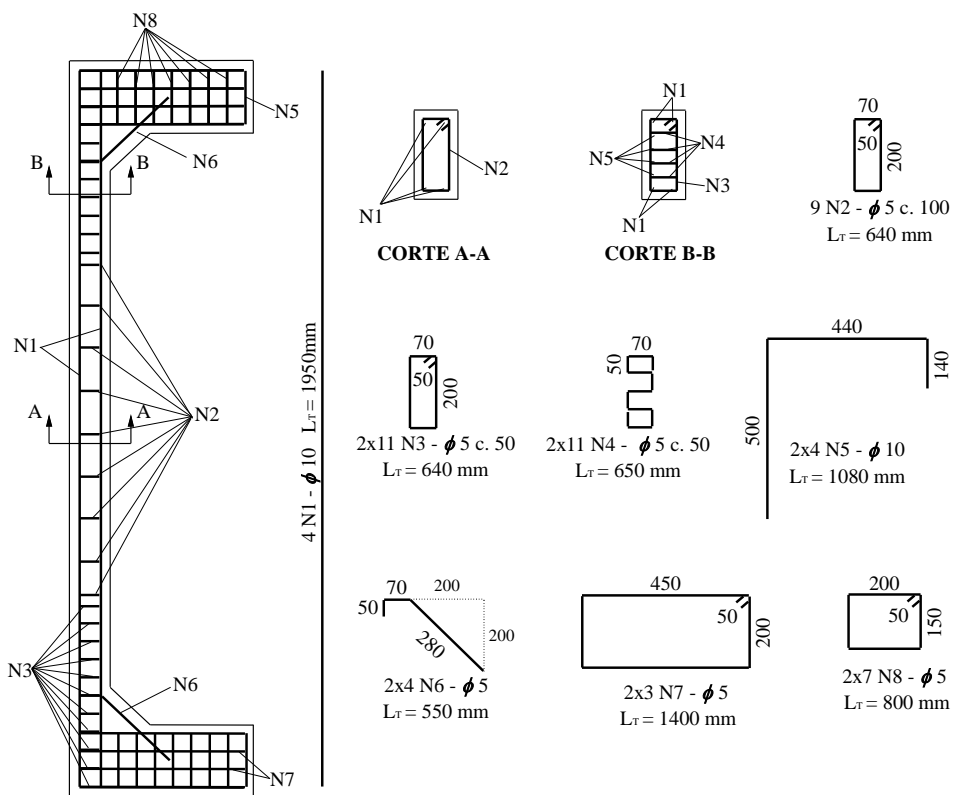


Figura 2. 15 - Detalhamento das armaduras dos pilares da série PCA4 (ADORNO, 2004)

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

Tabela 2. 5 - Carga de ruptura e momento último (ADORNO, 2004)

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

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

- a) em todos os exemplares ensaiados, a ruína ocorreu dentro da região prevista, à meia altura do pilar, manifestando o êxito do dispositivo adotado e a correção do dimensionamento das peças;
- b) o aumento da excentricidade inicial da força solicitante provocou uma redução, como previsto, do esforço normal relativo último, v_u . O pilar PCA4-60, com excentricidade quatro vezes maior que o pilar PCA4-15a, apresentou valor do esforço normal relativo último 200% menor que do pilar com excentricidade inicial igual a 15 mm;
- c) a presença de armaduras longitudinais elevou os valores do esforço normal relativo último, salvo o exemplar PSA-15a. Até a excentricidade inicial igual a 40mm, o aumento médio do esforço normal relativo (v_u) da Série PCA4 em relação à Série PSA foi igual a 20%. Para as excentricidades iguais a 50 mm e 60 mm, a relação entre PCA4 e PSA foi igual a 1,69 e 2,17, respectivamente;
- d) com aumento de 50% na taxa da armadura longitudinal, na Série PCA6, o esforço normal relativo último também se elevou. Os valores da relação entre PCA6 e PCA4, para as excentricidades iguais a 40 mm, 50 mm e 60 mm, foram iguais a 1,24, 1,38 e 1,07, respectivamente;
- e) o aumento da excentricidade inicial reduziu o valor do momento fletor relativo

último, μ_u ;

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

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

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

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

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

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

2.8 REFORÇO DE PEÇAS DE CONCRETO

O reforço de uma estrutura pode ser tratado como uma intervenção que tem por função aumentar a capacidade portante dos elementos estruturais previstos inicialmente no

projeto original que requer estudos apropriados do elemento a ser reforçado, do material e da técnica de reforço mais adequada, (CÁNOVAS, 1988).

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

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

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

c) Aderência entre os materiais originais e de reforço: para garantir uma solidariedade entre as partes da estrutura reforçada, é importante que a aderência entre esses seja elevada, isto é, em geral é interessante aumentar o limite de sollicitação tangencial. Uma das formas de melhorar as condições de aderência é proporcionar a retirada da argamassa da superfície, deixando parcialmente expostos os agregados graúdo do concreto do substrato, formando uma superfície rugosa. Conjuntamente, pode-se utilizar pontes de aderência como resinas do tipo epóxi e eventualmente conectores mecânicos;

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

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

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

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

O método mais utilizado para reforço de pilares é através do confinamento, Cánovas (1988), explica que ocorre um aumento da capacidade resistente do pilar original, seja por protensão ou compressão triaxial, podendo-se considerar a colaboração deste concreto na resistência aos esforços atuantes, viabilizando-se assim o uso de seções menores.

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

Cánovas (1988) orienta que, o concreto de cobrimento, externo ao cintamento, tem funções de proteção e estética do elemento, podendo, devido a isso, aparecer fissuras ou desprendimento do mesmo. Estes não são motivos de preocupação do ponto de vista de referência, pois não foi considerada a colaboração deste concreto na resistência aos esforços adicionais.

2.8.1 Técnicas e materiais de reforço de pilares

2.8.1.1 Elementos metálicos

Uma das técnicas de reforço mais utilizadas no Brasil consiste da colagem ou fixação de chapas ou perfis metálicos ao elemento estrutural. Trata-se de uma técnica simples e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitam grandes alterações na geometria das peças (SOUSA e RIPPER, 1998). No caso de pilares, o aumento da resistência e ductilidade se dá pelo confinamento produzido pelas chapas e/ou perfis. Figura 2.16.

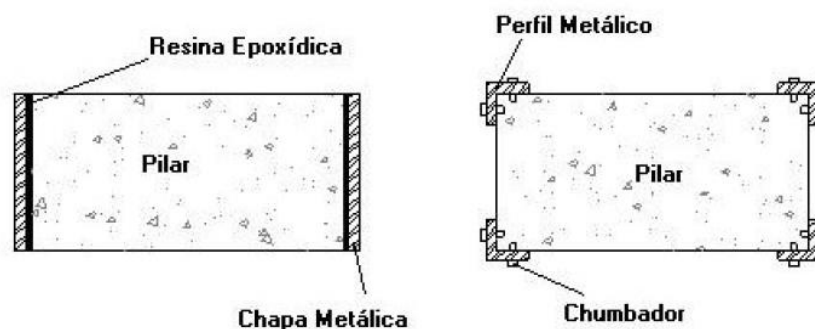


Figura 2. 16 - Reforço com elementos metálicos (RIGAZZO, 2003)

Rigazzo (2003) afirma que apesar da técnica ser simples em termos de concepção, é necessário um rigoroso controle na execução do reforço. Os cuidados incluem a preparação da superfície do concreto e da superfície do elemento metálico que entra em contato com a resina, além de pintura anticorrosiva das demais superfícies metálicas. Para combater o descolamento das chapas em altas temperaturas, como nos casos de incêndios, é comum o uso de parafusos além da resina de colagem. A Figura 2.17 mostra a disposição dos perfis metálicos reforçando um pilar.

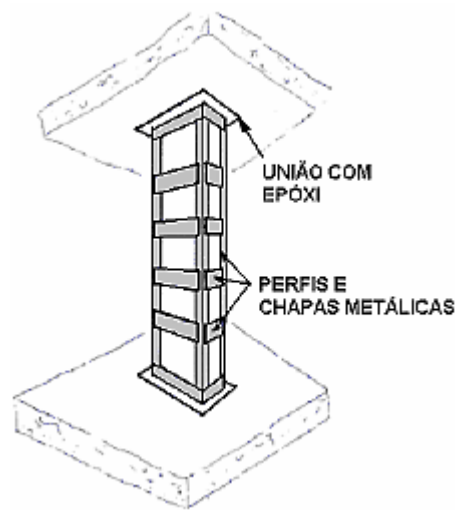


Figura 2. 17 - Reforço de pilar com uso de perfis metálicos (RIGAZZO, 2003)

2.8.1.2 Compósitos a base de polímeros

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

O termo compósito refere-se à combinação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface visível. No caso de sistemas FPR, os compósitos são formados pela combinação de matrizes poliméricas com fibras. A matriz tem as funções de dar suporte e proteger as fibras. Além disso, a matriz transfere a carga aplicada às fibras através de tensões de cisalhamento. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema (ACI-440, 2008).

Os sistemas “wet lay-up” consistem em folhas e tecidos unidirecionais ou multidirecionais secos que são impregnados com uma resina saturante no próprio local de

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

- a) Folhas de fibras unidirecionais secas. Como o próprio nome sugere, trabalham em apenas uma direção;
- b) Folhas ou tecidos de fibras multidirecionais secos. As fibras são orientadas em pelo menos duas direções;
- c) Feixes de filamentos contínuos de fibras secas que são enrolados ou mecanicamente aplicados na superfície do concreto. Nesse sistema, as fibras são impregnadas no local enquanto o concreto é envolvido.

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

- a) Folhas de fibras unidirecionais pré-impregnadas, nas quais as fibras trabalham em apenas uma direção;
- b) Telas (grades) multidirecionais pré-curadas, que geralmente são entregues em rolos.

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

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

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

Quando comparada com a técnica de adição de barras de aço e concreto ao elemento estrutural, a utilização de polímeros reforçados com fibras apresenta as vantagens de facilidade de execução e da não alteração das dimensões da peça. Com relação ao sistema de

colagem de chapas metálicas ao elemento de concreto, a utilização de sistemas PRF apresenta a vantagem do menor peso próprio do material, fato que facilita o transporte e a aplicação e representa menor adição de carga à estrutura. Além disso, os compósitos de fibras não apresentam problemas de corrosão, o que representa grande vantagem em relação ao aço.

2.8.1.3 Uso de protensão

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

Uma das vantagens dessa técnica é que não há a necessidade de se descarregar a estrutura, o reforço por protensão exterior não exige tal procedimento, pois o que se pretende com sua utilização é introduzir no elemento estrutural tensões que sejam os limites dos materiais que o constituem (SOUZA e RIPPER, 1998).

Um exemplo de aplicação pode ser visualizado na Figura 2.18, na qual pela ação de um elemento provocador de redistribuição de esforços, ocorre o alívio do pilar com problema, direcionando os esforços aos pilares mais próximos.

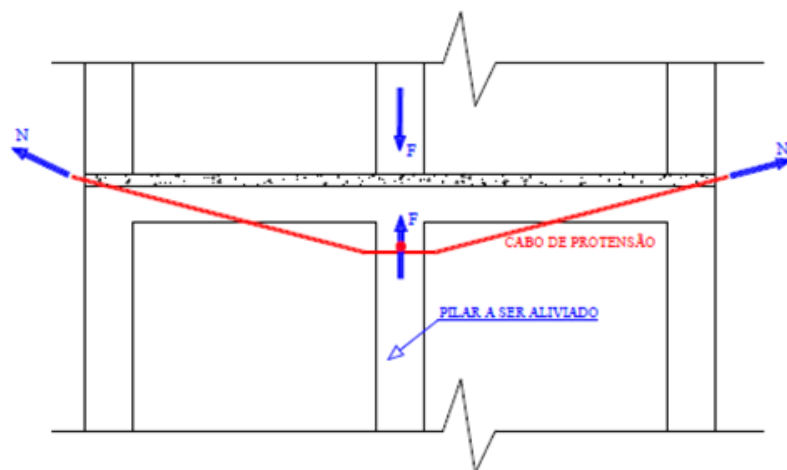


Figura 2. 18 - Alívio de carga em pilar por meio de protensão (SOUZA e RIPPER, 1998)

2.8.1.4 Aumento da seção transversal através de adição de camada de concreto

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

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

O reforço por meio do aumento da seção transversal pode ser realizado com a adição de concreto ou grautes em todo o contorno dos pilares ou em parte dele, como pode ser visto na Figura 2.19.

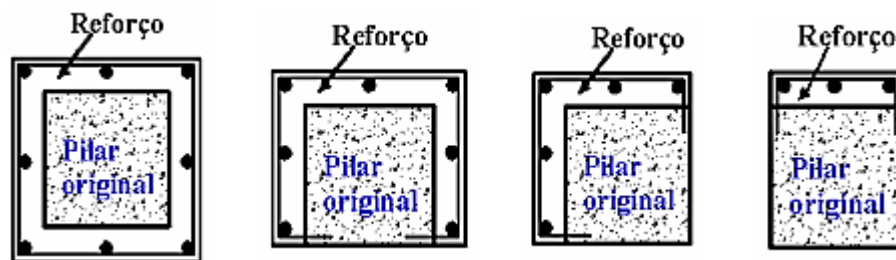


Figura 2. 19 - Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal
(CÂNOVAS, 1988)

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

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

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

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

d) armadura transversal – contribui para a transferência de tensões de cisalhamento por efeito de pino, que é acionado toda vez que ocorre deslizamento na superfície. Se a superfície de contato é rugosa, junto com o deslizamento entre as partes, há um afastamento transversal entre elas que tende a alongar a armadura. Esta, por sua vez, reage acarretando uma tensão normal de compressão na interface que aumenta a resistência por atrito entre as superfícies de contato; e

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

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

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

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

De acordo com Bauer (1994) o uso mais frequente de concreto projetável ocorre em reparos em estruturas de edifícios; recuperação de estruturas em contato com água, tubulões, pontes, canais e túneis revestidos, depósitos e estruturas marítimas portuárias; uniões com o concreto velho em reforço de estruturas convencionais, sem utilização de fôrmas; no

revestimento de túneis, em obras rodoviárias; na execução de estruturas subterrâneas, como em obras do metrô e de barragens; na contenção de encostas, entre outras. A Figura 2.20 mostra o processo de aplicação do concreto projetável.

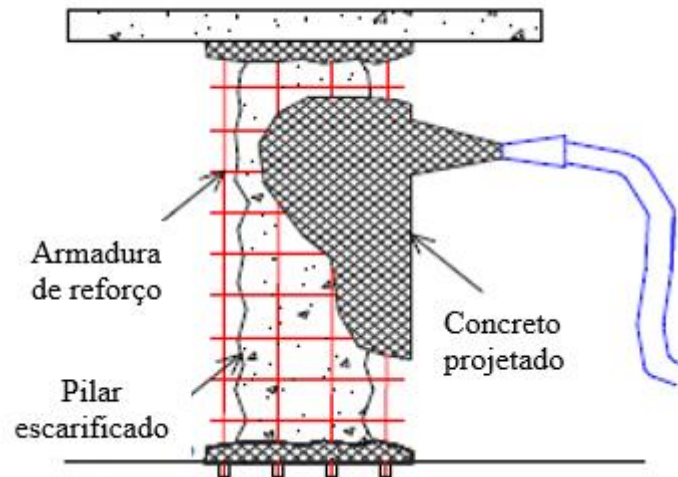


Figura 2. 20 - Reforço com concreto projetável (HELENE, 1992)

2.8.1.4.1 Concreto Autoadensável (CAA)

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

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

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

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

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

O ensaio *slump flow* é realizado utilizando o mesmo equipamento do ensaio de espalhamento pelo cone de *Abrams*, não havendo a necessidade do adensamento do concreto inserido no cone, sendo medido o diâmetro formado pelo espalhamento do concreto em duas direções perpendiculares. Os limites para que o material seja considerado CAA, é de 60 e 80 mm, o ensaio é demonstrado na Figura 2.21. Este ensaio tem por objetivo avaliar a resistência à segregação e a habilidade de preenchimento do material.



Figura 2. 21 - Ensaio slump flow

O ensaio *V-Funnel* consiste em medir o tempo de escoamento do concreto por um funil que tem uma comporta na parte inferior que permanece fechada até o momento de início do ensaio. Após o escoamento, o concreto é devolvido ao funil V, sendo o procedimento repetido transcorrido 5 minutos para se verificar a habilidade de escoamento. O procedimento esta apresentado na Figura 2.22.

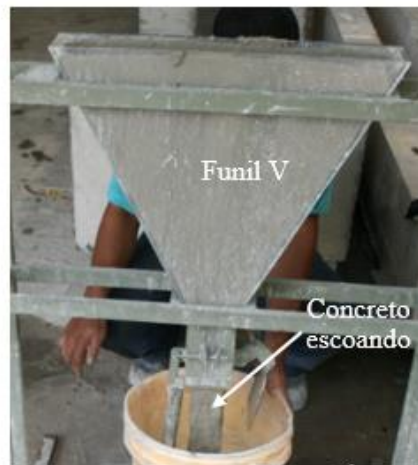


Figura 2. 22 - Ensaio V-Funnel

O ensaio *L-box* testa a habilidade do material de transpor obstáculos permanecendo coeso. Primeiramente preenche a parte vertical da caixa e após a abertura da porta que separa as partes vertical e horizontal, com isso o material escoar passando por armaduras posicionadas na porta e é realizada a medida de duas alturas H1 e H2 posicionadas na parte horizontal, o valor encontrado pela razão de $H2/H1$ deve estar entre 0,8 e 1,0. Figura 2.23.



Figura 2. 23 - Ensaio L-Box

2.9 ADERÊNCIA ENTRE SUPERFÍCIES

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

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

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

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

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

Rocha (2011) conclui em seu trabalho com estudo de pontes de aderência entre concretos em diferentes idades que o preparo com hidrodemolidora (BHD), apesar de apresentar um menor perfil de rugosidade comparado com o preparo manual (BMA) e com preparo mecânico (BME), apresenta os maiores resultados de aderência à tração.

2.9.1 Aderência por transferência pela superfície de contato.

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

A adesão mesmo sendo o primeiro mecanismo tem menor importância, devido a nulidade perante a pequenos deslizamentos. Com o rompimento desse primeiro mecanismo, se existirem tensões transversais à interface, entra em ação a resistência por atrito entre as superfícies de contato assumindo uma importante função na transferência dos esforços cisalhantes, (RISSO, 2008). Figura 2.24 (a).

O mecanismo de engrenamento entre os agregados permite a transferência das tensões por ação mecânica, de maneira que na interface das superfícies de contato estão

presentes dentes formados pela rugosidade que se intertravam aumentando a aderência dos materiais. Figura 2.24 (b).

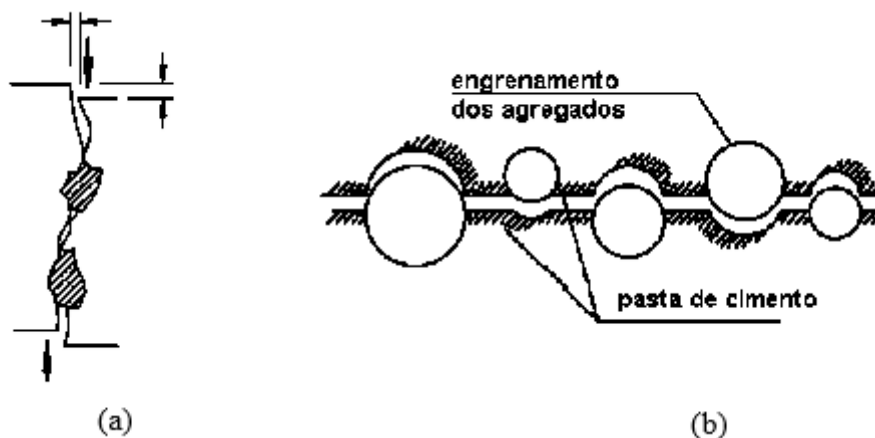


Figura 2. 24 - Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica (RISSO, 2008).

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

Para Gondim (2005), o fato de a superfície possuir um teor controlado de umidade caracteriza uma condição favorável ao processo de formação da aderência. Este controle facilita o acesso das partículas de cimento em processo de hidratação à superfície, permitindo a ligação efetiva entre substrato e reparo. Ao mesmo tempo, não prejudica as propriedades reológicas da argamassa nas camadas próximas à superfície, além de promover uma ligação mais eficiente, no que tange à sua resistência de aderência e área de contato.

2.9.2 Aderência por transferência pela armadura

Adicionados às camadas de concreto também são utilizados conectores de cisalhamento capazes de resistir aos esforços solicitantes e aumentar a aderência entre os

materiais empregados. Essas armaduras (conectores) cruzam a interface produzindo o efeito pino, de costura ou confinamento (EL DEBS, 2000).

O efeito de pino se dá quando ocorre o deslizamento da superfície e a armadura tende a alongar reagindo a esta ação provocando uma tensão normal de compressão na interface aumentando a resistência por atrito. Figura 2.25.

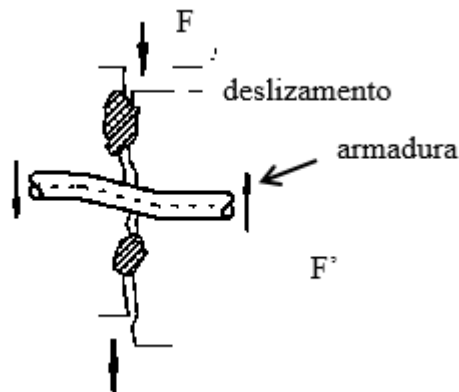


Figura 2. 25 - Efeito de pino (RISSO, 2008)

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

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

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

a) Ancoragem mecânica.

É o mecanismo onde a transmissão de esforços está situada em uma região, geralmente na extremidade imersa do chumbador. Nesta região são desenvolvidas altas tensões de esmagamento devido o confinamento do concreto. As tensões de atrito e adesão podem ser desprezadas ou não, dependendo da existência de nervuras na barra e principalmente das dimensões do dispositivo de ancoragem, Figura 2.26-a.

b) Ancoragem por atrito.

Esse tipo de ancoragem ocorre pela transferência de carga entre a superfície do elemento expensor e a superfície do concreto, gerando assim uma superfície de atrito. Essa transferência de carga é proporcional à força normal atuante perpendicularmente à superfície de atrito, Figura 2.26-b

c) Ancoragem por aderência.

A ancoragem por aderência é a transferência contínua de carga na interface entre todo comprimento efetivo dos chumbadores e o concreto. Um exemplo é o caso de ancoragens pré-instaladas, que são constituídas de barras nervuradas ou com rosca. Outro exemplo é a instalação de chumbadores pós-instalados de adesão química, em que ocorre a aderência entre a superfície do concreto e o aglomerante utilizado para preencher o furo (Figura 2.26-c).

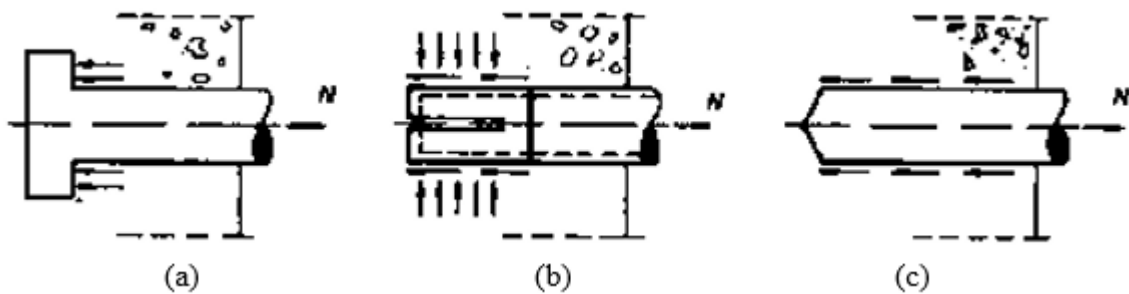


Figura 2. 26 - Mecanismos de transferência em conectores por esforço normal (OLIVEIRA, 2004)

Nesse tipo de conector as tensões de cisalhamento são transferidas produzindo concentração de tensões próximas à região de fixação dos conectores (Figura 2.27). De forma que a resistência à compressão do concreto influencia no modo de ruptura. A ruptura da ligação pode ocorrer no concreto quando aparece fissuras nas proximidades do conector, como também no próprio conector, este segundo caso pode ocorrer principalmente em concreto de alta resistência ou pode ainda ocorrer no concreto levando ao deslizamento do conector em sua base. Nos dois casos são evidenciados comportamentos dúcteis, no entanto a ruptura pode ser brusca, (SAHB, 2008)

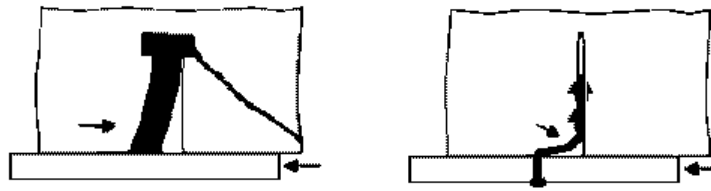


Figura 2. 27 - Mecanismos de transferência em conectores por cisalhamento

2.9.3 Estudo da resistência ao cisalhamento de ligações por chumbadores de expansão realizado por Risso (2008)

Risso (2008) realizou um estudo experimental com o objetivo de investigar a resistência ao cisalhamento de ligações de concretos de diferentes idades tendo chumbadores de expansão como armadura transversal. Foram submetidos ao cisalhamento direto 12 espécimes constituídos por três elementos de seção retangular quadrada, moldados em duas etapas. Na primeira etapa os elementos laterais foram concretados isoladamente e após sete dias, foram desmoldados e fixados os chumbadores de expansão, para em seguida proceder concretagem do elemento central. A figura 2.28 mostra os detalhes das armaduras e o posicionamento dos chumbadores de expansão.

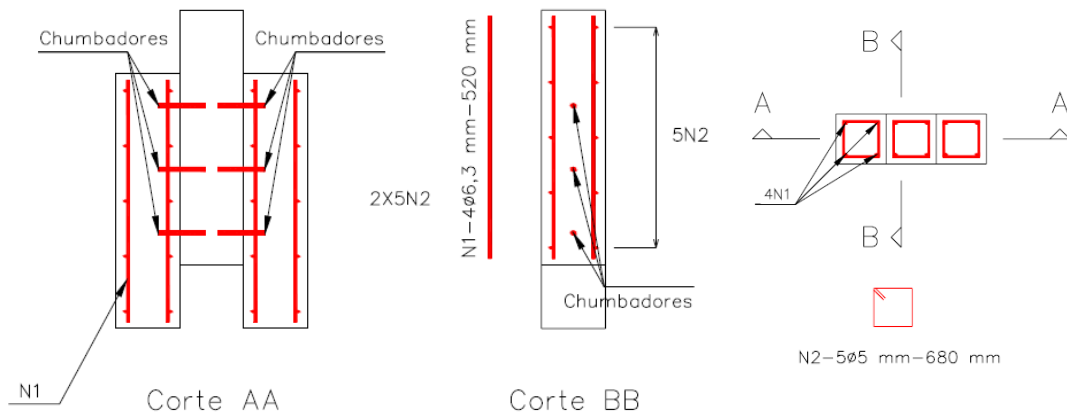


Figura 2. 28 - Armadura e dimensões dos espécimes ensaiados por Risso (2008)

Seis dos espécimes eram constituídos de elementos de seção quadrada de 150 mm de lado e 600 mm de comprimento e 3 chumbadores ao longo de cada superfície de ligação entre concretos de diferentes idades. Os outros seis tinham elementos de seção quadrada de 150 mm de lado e 450 mm de comprimento, e 2 chumbadores ao longo de cada uma das superfícies de ligação. Foram utilizados chumbadores de expansão fabricados pela Âncora sistemas de

Fixação Modelos A56105, A38110 e A12120, com diâmetro nominal de 8 mm, 10 mm e 12 mm, respectivamente. A tabela mostra as nomenclaturas e principais características dos espécimes ensaiados.

Tabela 2. 6 – Nomenclatura e principais características dos espécimes ensaiados por Risso (2008)

Espécimes	Comprimento dos elementos (mm)	Comprimento da superfície de ligação entre os elementos (mm)
E1L 8-2	450	300
E2L 10-2	450	
E3L 12-2	450	
E4R 8-2	450	
E5R 10-2	450	
E6R 12-2	450	
E7L 8-3	600	450
E8L 10-3	600	
E9L 12-3	600	
E10R 8-3	600	
E11R 10-3	600	
E12R 12-3	600	

L: Liso; R: Rugo.

Todos os espécimes apresentaram ruptura por cisalhamento, sendo apresentado na tabela 2.7 as cargas de ruptura e tensão última cisalhante.

Tabela 2. 7 - Carga de ruptura e Tensão última cisalhante (RISSO, 2008)

Espécime	ρ_w (%)	$\rho_w f_y$ (MPa)	Ensaio	
			P_u (kN)	τ_u (MPa)
E1L 8-2	0,22	1,10	64,80	0,72
E2L 10-2	0,32	1,58	122,1	1,36
E3L 12-2	0,56	2,82	150,9	1,68
E4R 8-2	0,22	1,1	122,9	1,37
E5R 10-2	0,32	1,58	260,5	2,89
E6R 12-2	0,56	2,82	420,8	4,68
E7L 8-3	0,22	1,10	90,30	0,67
E8L 10-3	0,32	1,58	172,3	1,28
E9L 12-3	0,56	2,81	231,0	1,71
E10R 8-3	0,22	1,10	200,8	1,49
E11R 10-3	0,32	1,58	360,0	2,67
E12R 12-3	0,56	2,81	483,0	3,58

Verificou-se no estudo que as ligações de concretos moldados em diferentes idades tendo chumbadores de expansão como armadura transversal apresentaram resistência ao cisalhamento longitudinal menor que as ligações providas de armadura convencional (estribos).

Risso (2008) concluiu que o cálculo da tensão cisalhante resistente (τ_{Rd}) pode ser avaliada através da Equação 2.37

$$\tau_{Rd} = \mu \rho_w f_{yd} \quad \text{Equação 2.37}$$

Onde:

$\mu = 0,65$ para superfícies lisas; e

$\mu = 1,5$ para superfícies rugosas.

2.10 PESQUISAS SOBRE REFORÇO DE PILARES

2.10.1 OMAR (2006)

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

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

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

Os pilares reforçados foram desenvolvidos utilizando concreto auto adensável no reforço, armados com barras de diferentes diâmetros ϕ 10 mm e ϕ 12 mm, com conectores em forma de estribos com diâmetro de ϕ 5 mm. As camadas de concreto foram moldadas em diferentes faces (tracionadas, comprimidas e em ambas as faces), (Figura 2.29). Após a moldagem do reforço foram instalados extensômetros de resistência elétrica no concreto, posicionados na camada de reforço e na região de interação entre reforço e substrato (Figura 2.30).

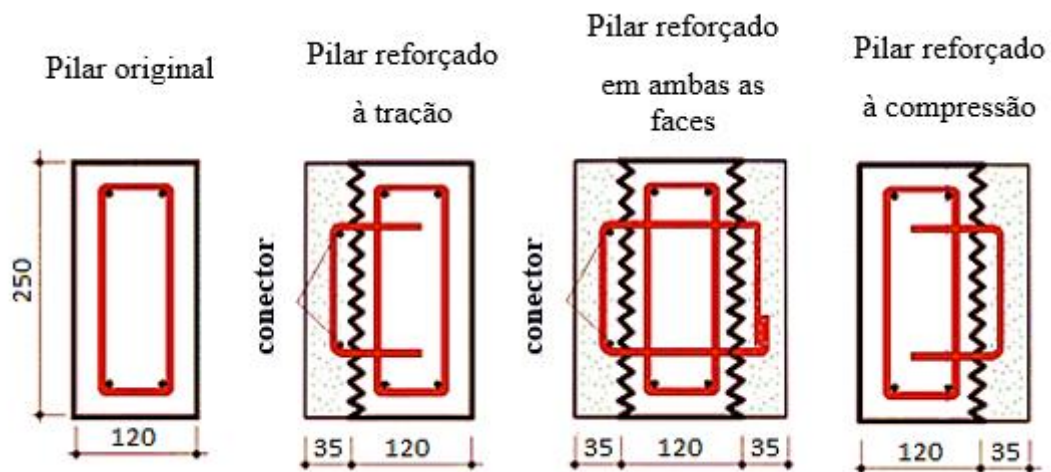


Figura 2. 29 - Posicionamento dos estribos conectores nas camadas de reforço de concreto (CAA) (OMAR, 200).

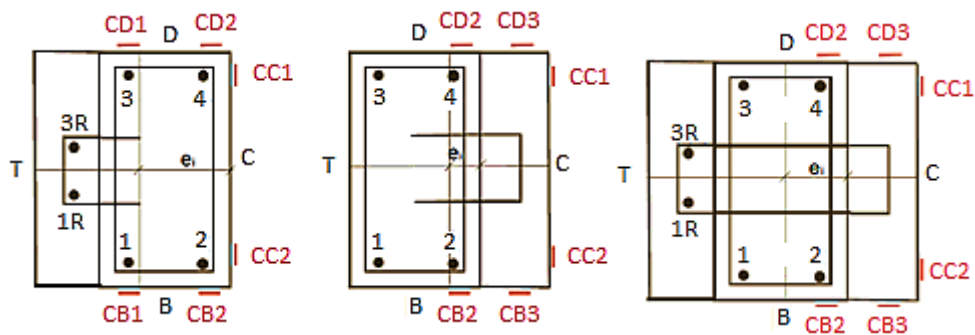


Figura 2. 30 - Posicionamento dos extensômetros no concreto (OMAR, 2006)

Os pilares foram ensaiados utilizando relógios comparadores para medirem os deslocamentos além de extensômetros de resistência elétrica posicionados nas armaduras e no concreto para medirem as respectivas deformações. A Tabela 2.8 mostra algumas informações como resistência do concreto, carga de ruptura deformações máximas e modo de ruptura.

Tabela 2. 8 - Resultados sobre o comportamento dos pilares de Omar (2006)

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

f_{sub} - Resistência do concreto no dia do ensaio;

Pu – Carga de ruptura;
D_{max} R3 – Deslocamento horizontal máximo;
ε_{s max} - Deformação máxima do aço tracionado;
ε_{c max} - Deformação máxima do concreto comprimido;
M_u - Momento máximo;
EE = Escoamento do aço e esmagamento do concreto;
E = Esmagamento do concreto;
D = Desplacamento do reforço;
PC- Pilar reforçado na compressão;
PT- Pilar reforçado na tração;
PCT- Pilar reforçado na compressão e tração.

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

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

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

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

Apesar do deslocamento do concreto, os pilares reforçados na face comprimida apresentaram ganho de resistência maior do que os reforçados na face tracionada. A diferença de carga de ruptura entre os pilares PC35 e PC55 com o PT12 é de 26% e 47%, respectivamente. Considerando a taxa de armadura de tração utilizada nessas peças, estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar, que leva, conseqüentemente, a uma diminuição da excentricidade inicial

da carga. O pilar PC55, reforçado na face comprimida, que teve menor excentricidade inicial da carga (32,5mm), apresentou ganho de carga, 3,9 vezes maior que o pilar de referência (P1).

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

Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal, da taxa de armadura e ter-se tornado um pilar curto ($\lambda = 33$), o que aumentou a rigidez dessas peças.

2.10.2 SAHB (2008)

A pesquisa de Sahb (2008) apresenta um estudo experimental de pilares de concreto armado, reforçados com adição de camada de concreto autoadensável, submetidos à flexo-compressão normal. Seu principal objetivo era minimizar os efeitos do deslocamento do reforço, observado na pesquisa de Omar (2006), tendo como estratégia a substituição dos conectores de cisalhamento por chumbadores de expansão tipo AF, conforme mostrado na Figura 2.31, instalados na interface substrato/reforço.

Foram moldados 10 pilares divididos em duas séries. Na primeira série (Série PA) foram ensaiados seis pilares, sendo um original, um monoítico e quatro reforçados. Na segunda série (Série PB) foram ensaiados quatro pilares, sendo um monolítico e três reforçados. O reforço dos pilares, foi realizado com a adição de uma camada de concreto autoadensável (CAA) de 35 mm, na região comprimida.

Os chumbadores foram posicionados na face comprimida dos pilares reforçados obedecendo as recomendações técnicas quanto à distância entre os chumbadores e da distância das bordas (Figura 2.32), adotando para o posicionamento, linhas com instalação de 1 ou 2 chumbadores, conforme mostrado na Figura 2.33.

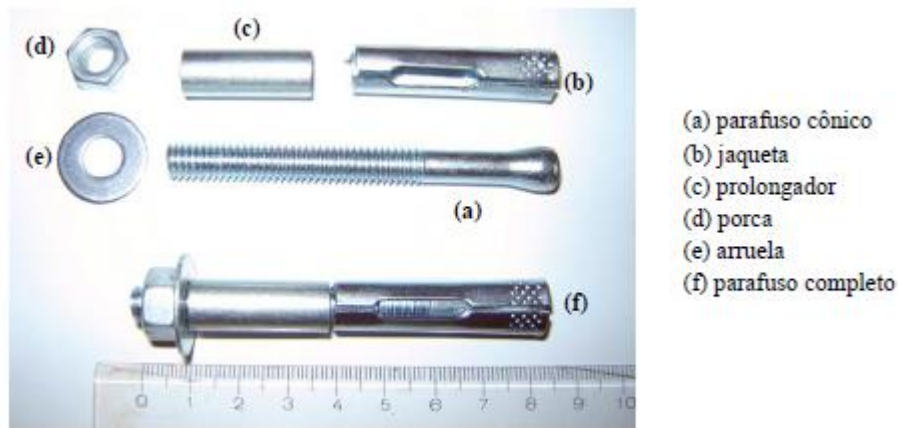


Figura 2. 31 – Chumbadores de expansão tipo AF (SAHB, 2008)

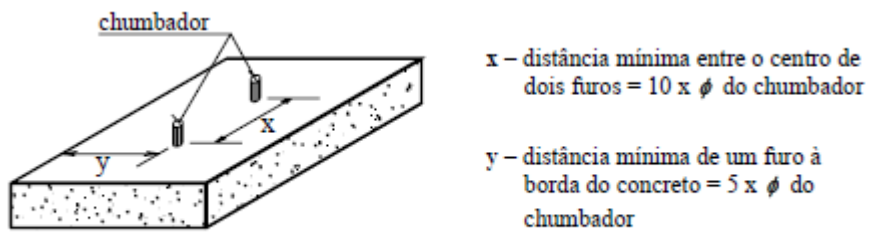


Figura 2. 32 – Detalhe para espaçamento entre chumbadores

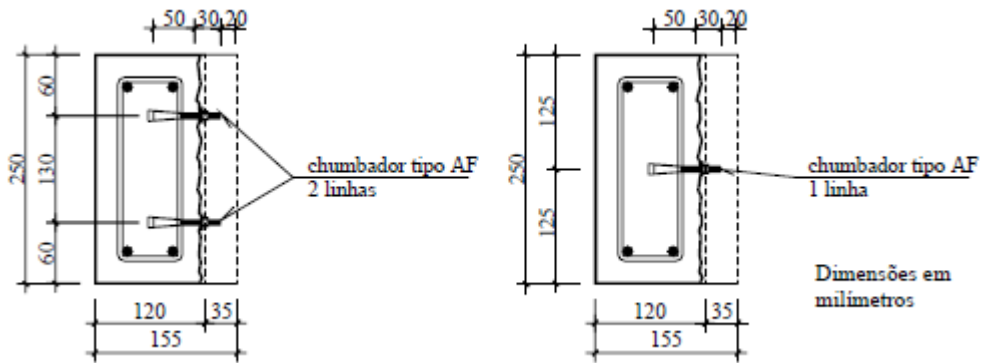


Figura 2. 33 – Detalhe da posição da instalação dos chumbadores (SAHB, 2008)

Na tabela 2.9 são apresentadas as nomenclaturas e principais características como seção transversal, números de linhas de chumbadores, taxa de chumbadores, etc.

Tabela 2. 9 – Nomenclatura e descrição dos pilares de Sahb (2008)

Nomenclatura	Seção (MPa)	Nº de linhas com 2 chumbadores	Nº de linhas com 1 chumbadores	T _{ch} (%)	e _{ens} (mm)
PA-Ref*	120x250	-	-	-	60
PA-M	155x250	-	-	-	42,5
PA-R*	155x250	-	-	-	42,5
PA-R3	155x250	3	-	0,08	42,5
PA-R5	155x250	5	-	0,14	42,5
PA-R9	155x250	9	-	0,25	42,5
PB-M*	155x250	-	-	-	42,5
PB-R5-4d	155x250	5	4	0,20	42,5
PB-R9-d	155x250	9	-	0,25	42,5
PB-R9-8	155x250	9	8	0,37	42,5

Nomenclatura

PX	Ref/R/M	Y	Z	d
↓	↓	↓	↓	↓
Série	Referência	Nº de linhas com 2 chumbadores	Nº de linhas com 1 chumbadores	dente
	Monolítico			

e_{inic}: Excentricidade inicial antes do reforço; e_{inic} = 60 mm;

e_{ens}: Excentricidade de aplicação de carregamento na estrutura indeformada;

T_{ch}: Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos chumbadores e A_{int} é a área da interface entre o substrato e o reforço na face mais comprimida do pilar.

A posição e quantidade de chumbadores em cada pilar, obedecendo a nomenclatura adotada por Sahb (2008), estão demonstradas na Figura 2.34.

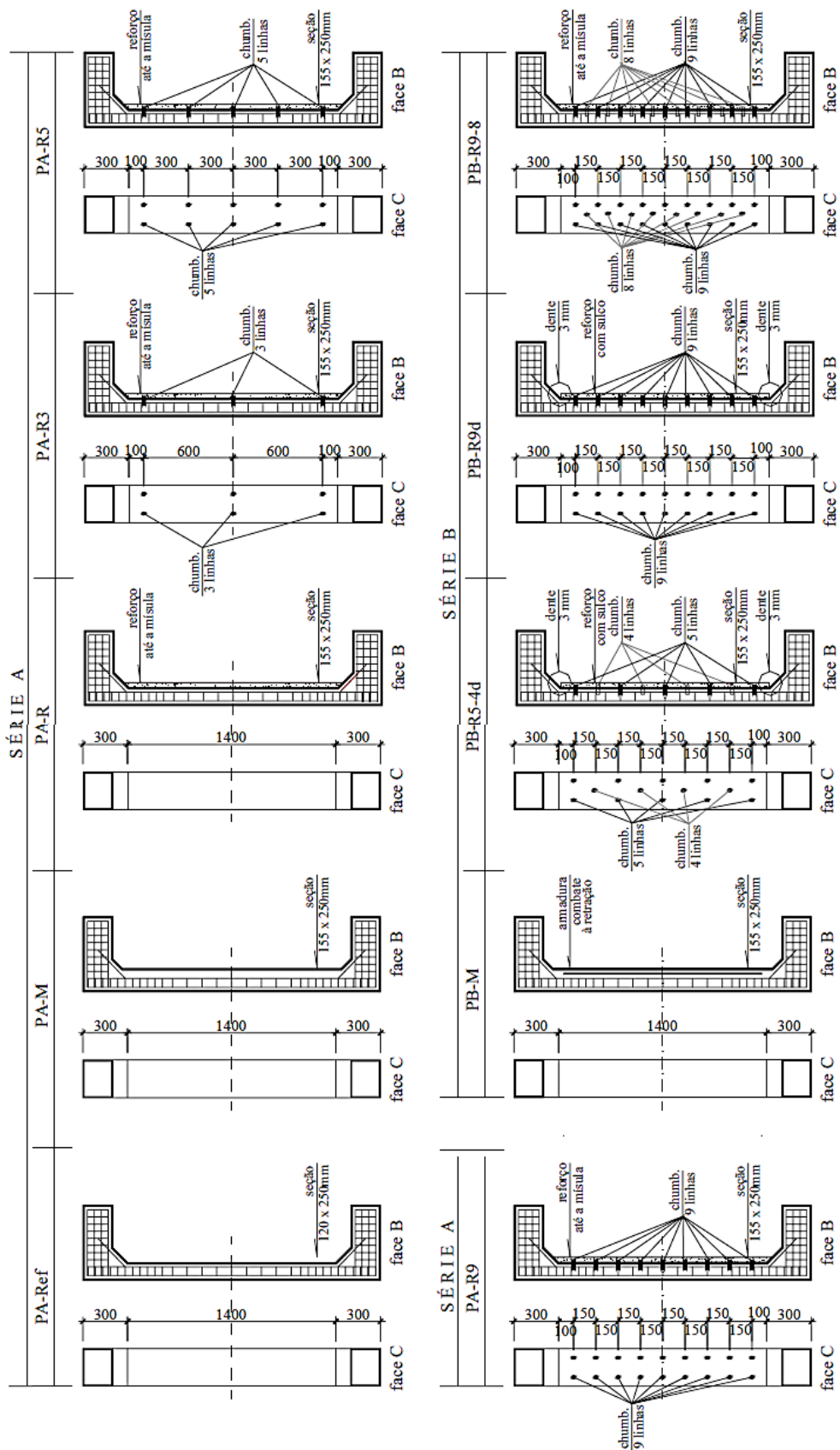


Figura 2. 34 - Disposição dos chumbadores nos pilares (SAHB, 2008).

A tabela 2.10 mostra alguns resultados obtidos do comportamento das peças ensaiadas.

Tabela 2. 10 - Comportamento dos pilares de Sahb (2008)

Pilar	f_c^{sub} MPa	f_c^{ref} MPa	ϵ_s^{max} mm/m	ϵ_c^{max} mm/m	P_u kN	Modo de ruptura
PA-Ref*	39,1	-	2,50	-3,04	139,1	EA; EC
PA-M	39,1	-	2,88	-3,68	397,0	EA; EC
PA-R*	39,9	47,9	0,68	-2,32	422,6	D
PA-R3	39,5	48,3	0,62	-2,16	461,7	D
PA-R5	39,9	51,8	-0,12	-1,75	539,6	D
PA-R9	39,9	52,0	-0,03	-1,37	553,4	D
PB-M*	51,7	-	1,41	-3,16	613,0	EC*
PB-R5-4d	41,0	51,7	-0,04	-0,64	205,0	D
PB-R9-d	41,1	52,2	-1,24	-0,48	225,0	D
PB-R9-8	41,2	52,5	1,25	-2,68	626,3	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;
 ϵ_s^{max} : Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida, na região central do pilar;
 ϵ_c^{max} : Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central;
EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; EC*: Esmagamento do concreto com indícios de escoamento do aço; DR: Deslocamento do reforço.

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

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

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

Nos pilares reforçados, o PB-R9-8 registrou deformação característica do esmagamento do concreto na face mais comprimida, porém não se pode concluir que ele tenha

rompido por esmagamento, uma vez que ocorreu o deslocamento da camada de reforço na carga última.

Nos demais pilares reforçados não foi evidenciado o esmagamento do concreto, todavia os diagramas apontam certa tendência ao esmagamento.

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

2.10.3 NASCIMENTO (2009)

O trabalho de Nascimento (2009) baseou-se nesses estudos citados, de forma que foi feita a análise de pilares reforçados na região comprimida com o emprego de uma camada de concreto autoadensável submetidos à flexo-compressão reta, utilizando como conectores entre o substrato e o reforço estribos abertos ancorados nos estribos já existentes no substrato das peças. Para tanto foi necessário confeccionar sulcos no substrato das peças até a região dos estribos para ancorar os conectores utilizados, esquema dos conectores apresentado na Figura 2.35.



Figura 2. 35- Instalação dos estribos conectores (NASCIMENTO, 2009)

As informações dos pilares ensaiados estão expostas na Tabela 2.11.

Tabela 2. 11 - Comportamento dos pilares de Nascimento (2009)

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

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

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

P_u - Carga de ruptura;

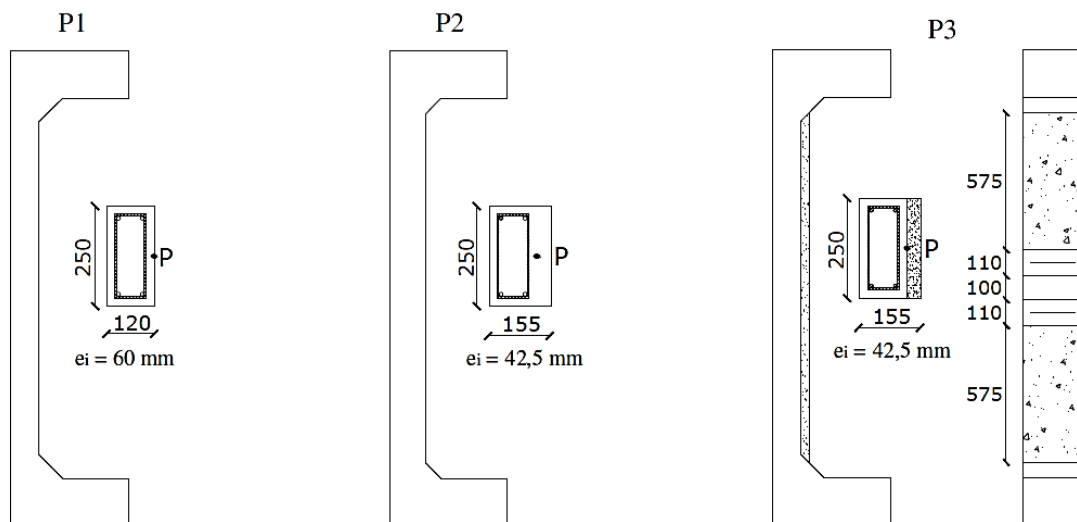
$D_{max R3}$ - Deslocamento horizontal máximo;

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

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

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

A Figura 2.36 mostra os pilares ensaiados e a disposição dos conectores instalados.



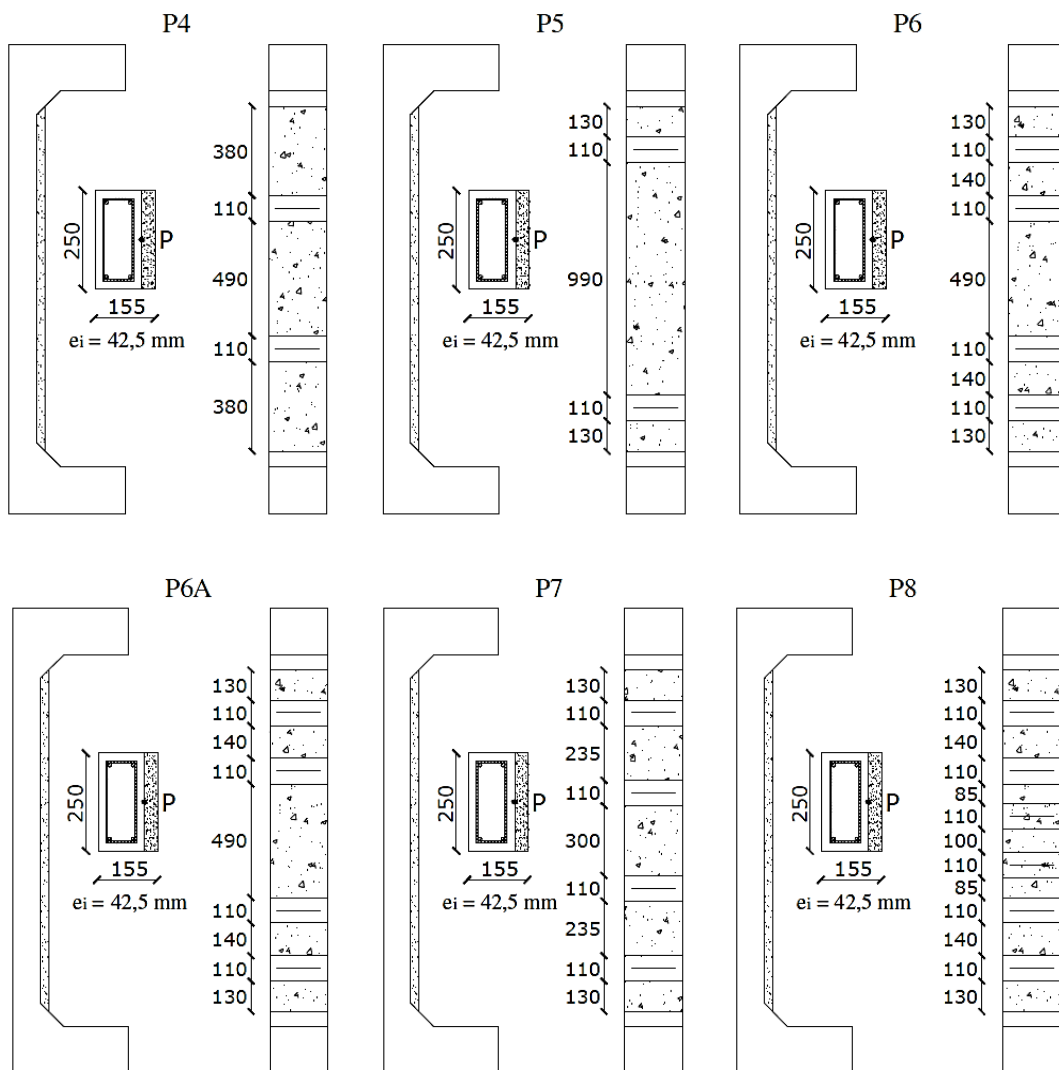


Figura 2. 36 - Localização dos estribos conectores na face comprimida dos pilares (mm)
(NASCIMENTO, 2009)

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

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

estudos que um de seus pilares tivesse aumento da capacidade portante e se comportasse de maneira dúctil na ruptura.

2.10.4 MARQUES (2014)

A pesquisa de Marques (2014) foi desenvolvida abordando a análise do comportamento de pilares reforçados com adição de camada de concreto na face comprimida.

Na interface dos concretos do substrato e reforço, foram utilizados chumbadores tipo AF em diversas configurações de posição conforme mostrado na Figura 2.37. Dois de seus pilares, denominados PO e PR, foram tomados como referência para comparação dos resultados obtidos, sendo o pilar PO com dimensões originais sem reforço, e o pilar PR com as mesmas dimensões dos pilares reforçados, mas concretado em uma única etapa.

Na Tabela 2.12 encontram-se os principais resultados dos ensaios dos pilares.

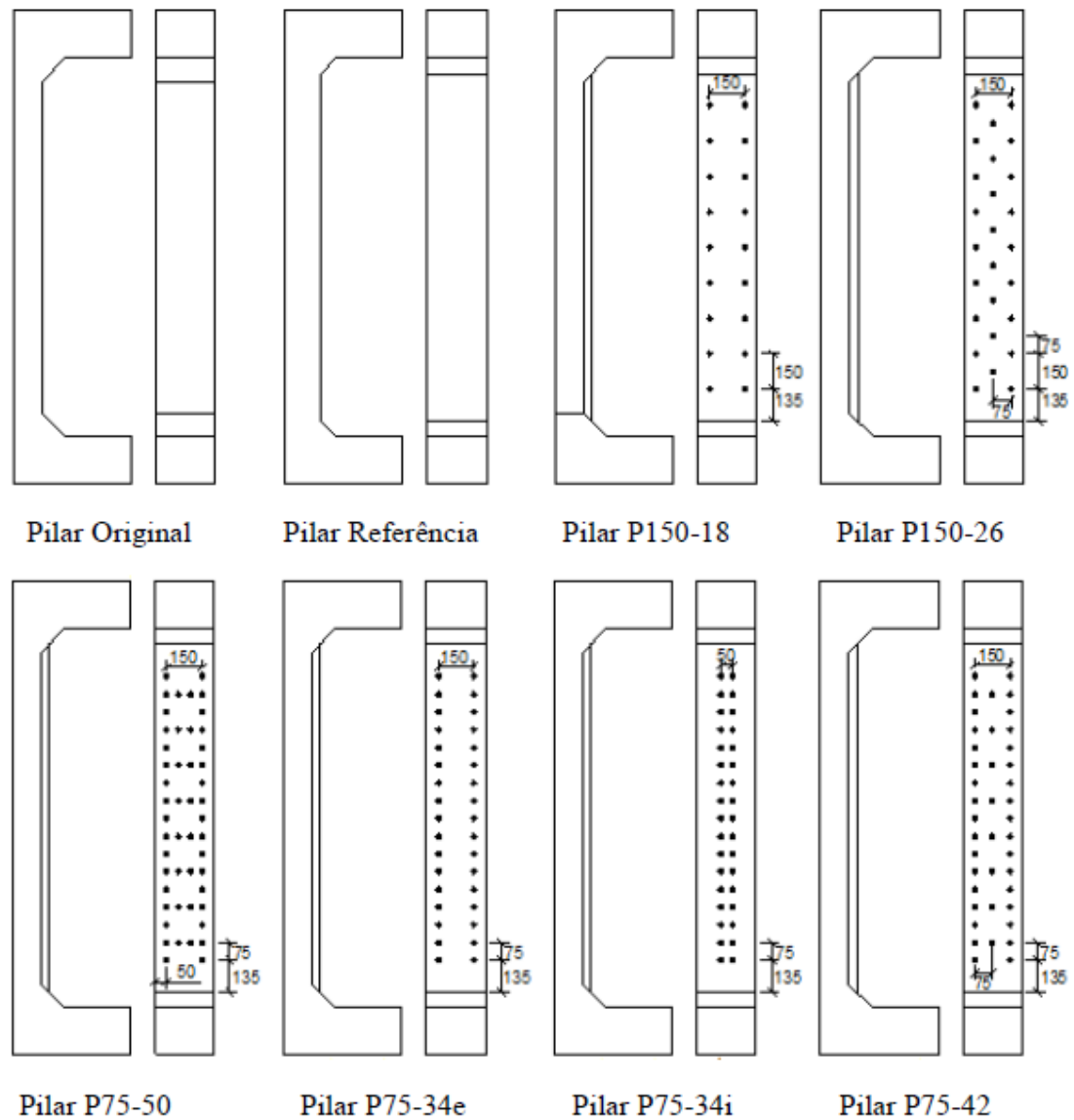


Figura 2. 37 - Posicionamento dos chumbadores nos pilares (MARQUES, 2014)

Tabela 2. 12 - Cargas e modo de ruptura dos pilares (MARQUES, 2014)

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (GPa)	E_c^{ref} (GPa)	T_{ch} (%)	$\epsilon_{s,máx}$ (mm/m)	$\epsilon_{c,máx}$ (mm/m)	Modo de ruptura
PO	126,7	41,9	-	30,7	-	-	2,78	-2,86	EA; EC
PR	542,2	41,3	-	30,5	-	-	1,57	-2,09	EC
P150-18	453,2	41,4	39,7	30,6	30,6	0,25	1,38	-2,72	DR
P150-26	442,5	41,5	40,1	30,8	30,7	0,36	2,25	-3,38	DR
P75-50	422,1	42,2	42,4	30,8	31,4	0,68	1,95	-3,32	DR
P75-34-e	401,2	42,5	43,1	30,9	31,6	0,47	1,33	-3,08	DR
P75-34-i	421,6	42,6	43,4	30,9	31,7	0,47	1,76	-2,99	DR
P75-42	367,8	42,7	43,7	31,0	31,7	0,57	2,42	-3,14	DR

P_u : carga de ruptura

f_c^{sub} : resistência do concreto do substrato na data de ensaio

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

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

$\varepsilon_{s,máx}$: deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada, na região central do pilar;

$\varepsilon_{c,máx}$: deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central;

$\varepsilon_y = 2,78mm/m$: deformação de início de escoamento obtida para o aço de $\varnothing = 10$ mm;

$\varepsilon_c = 3,0mm/m$: deformação de esmagamento do concreto pelo ACI 318, para peças na flexo-compressão;

EA: escoamento do aço; EC: esmagamento do concreto e DR: deslocamento do reforço

Após a análise dos dados Marques (2014) concluiu que:

- a) Não houve uma relação diretamente proporcional entre a quantidade de chumbadores e a carga de ruptura nos pilares ensaiados nessa pesquisa;
- b) Todos os pilares reforçados obtiveram carga de ruptura maiores que o pilar PO, porém menores que o pilar PR;
- c) O relógio comparador R3, localizado à meia altura do pilar, foi o obteve o maior deslocamento horizontal, sendo maior deles o do pilar PO.
- d) Todos os pilares reforçados apresentaram ruptura com deslocamento da camada do reforço, porém antes de atingir a carga de ruptura eles obtiveram um comportamento dúctil.
- e) Foi verificado que não há a necessidade de aumentar o tamanho do chumbador dentro do concreto do substrato, pois na seção tracionada do concreto o chumbador perde a aderência com o concreto.
- f) Ao utilizar o concreto auto adensável como reforço, obteve-se um ganho em relação à praticidade do emprego e as propriedades do material, que o torna viável seu uso em reforço. Os chumbadores utilizados não apresentaram ruptura por cisalhamento podendo-se concluir que apresentaram um bom desempenho.

2.10.5 FERREIRA (2014)

Ferreira (2014) em sua pesquisa sobre pilares de concreto reforçado com adição de camada de concreto na face comprimida, estudou o comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão normal. Da mesma forma que Marques (2014), Ferreira (2014) fez o uso da instalação de chumbadores tipo AF, variando-se o posicionamento ao longo da interface entre os concretos do substrato e reforço, conforme demonstrado na Figura 2.38.

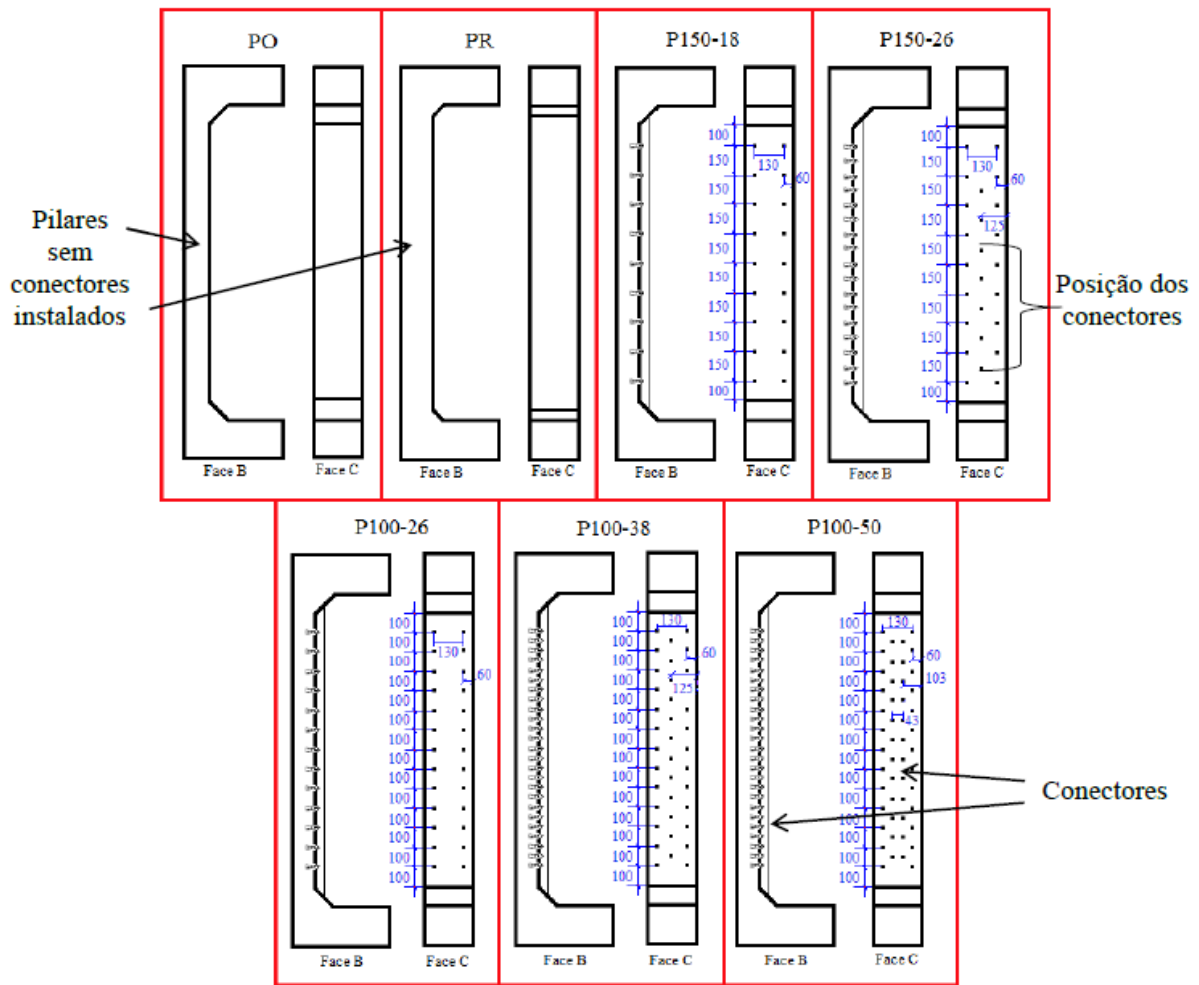


Figura 2. 38 - Detalhamento do posicionamento dos chumbadores nos pilares (FERREIRA, 2014)

Foram ensaiados sete pilares, sendo dois pilares monolíticos, denominados PO e PR; e cinco pilares reforçados com adição de camada de 35 mm junto à face comprimida. Os resultados obtidos dos ensaios contam da Tabela 2.13.

Tabela 2. 13 - Carga e modo de ruptura dos pilares (FERREIRA, 2014)

Pilar	P_u (kN)	$\frac{P_u}{P_{uO}}$	$\frac{P_u}{P_{uR}}$	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	P_u^{lei} (kN)	$\frac{\epsilon_{s,max}}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_u}$	Modo de ruptura
PO	126,7	1,00	0,23	41,9	-	120,0	> 1,00	0,81	EA; EC
PR	542,2	4,28	1,00	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA; EC
P150-18	453,2	3,58	0,84	41,4	39,7	440,0	0,57	0,77	DR
P150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
P100-26a	340,0	2,68	0,63	43,3	45,0	340,0	0,58	0,71	DR
P100-26b	389,9	3,08	0,72	43,3	45,0	340,0	0,64	0,92	DR
P100-38	441,0	4,48	0,81	43,5	45,5	380,0	0,94	0,85	DR
P100-50	486,9	3,70	0,87	43,6	45,7	420,0	0,67	0,91	DR

P_u : carga de ruptura

P_u^{lei} : carga de última leitura;

f_c^{sub} : resistência do concreto do substrato na data de ensaio

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

$\varepsilon_{máx}$: máximas deformações de ensaio

$\varepsilon_y = 2,78mm/m$: deformação de início de escoamento obtida para o aço de $\varnothing = 10$ mm;

$\varepsilon_u = 3,50mm/m$: pela NBR

EA: escoamento do aço; EC: esmagamento do concreto e DR: deslocamento do reforço

Ferreira (2014) destacou que Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura maior (entre 3,08 e 3,70) com relação ao pilar monolítico original PO e menor que o pilar monolítico de referência PR, destacando dentre os pilares reforçados o pilar P100-50 que possuía a maior taxa de conectores com a maior carga de ruptura e o pilar P100-26 que possuía a menor taxa de conectores com a menor carga de ruptura, reforçando a relação entre taxa de conectores e carga de ruptura. Apesar dos pilares reforçados apresentarem tendência ao esmagamento do concreto e escoamento do aço, não se pode afirmar que sua ruptura ocorreu dessa forma devido ao deslocamento da camada de reforço nas últimas cargas, caracterizando uma ruptura frágil. Em todos os pilares, a ruptura ocorreu na região central, não sendo registrado em nenhum caso ruptura nas extremidades por concentração de tensão, mostrando a eficiência dos consolos.

O uso do concreto auto adensável no emprego de reforço estrutural se mostrou viável devido à praticidade na moldagem das peças e excelente desempenho durante a realização dos ensaios. Porém, o monitoramento da dosagem deve ser feito de maneira rígida para evitar problemas futuros, ocasionando com isso, maior conhecimento e maior atenção quando utilizado. O uso de conectores se torna viável, uma vez que nenhum conector se desconectou do substrato e não ocorreu a ruptura por cisalhamento ou escoamento de nenhum parafuso. São necessários maiores estudos com variações da taxa de conectores para que se evite essa ruptura frágil por deslocamento.

CAPÍTULO 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa experimental deste estudo é uma continuação de pesquisas realizadas na UFG com Omar (2006), Sahb (2008), Nascimento (2009), Marques (2014) e Ferreira (2014) com o objetivo de investigar o comportamento de pilares em concreto armado reforçados com a adição de uma camada de concreto autoadensável. As pesquisas realizadas tinham como objetivo o aumento da capacidade de carga dos pilares reforçados. Este programa experimental especificamente, é uma continuação da pesquisa de Sahb (2008). Foram realizados nove ensaios de pilares, sendo quatro similares aos de Sahb (2008): P_{Ref}, PB-M, PA-R9 e PB-R9-8. Esta similaridade consistiu em reconstruir esses pilares com as mesmas características, principalmente quanto ao posicionamento e quantidade dos parafusos chumbadores, objetivando a comparação dos resultados; em sequência, foram moldados cinco espécimes variando o tipo, a posição e o número dos parafusos chumbadores. Em um dos pilares, além da camada de reforço com concreto autoadensável foram instaladas, por meio dos parafusos chumbadores, chapas metálicas contendo pinos conectores de cisalhamento.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

3.2.1 Geometria e armadura dos pilares

Os pilares ensaiados possuem as mesmas características geométricas da pesquisa de Sahb (2008), sendo os pilares com seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm e altura total de 2000 mm (Figura 3.1), antes da aplicação da camada de concreto de reforço. Os pilares foram projetados com dois consolos nas extremidades para permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar, provocando momento fletor na região central. As faces dos pilares foram nomeadas obedecendo a seguinte convenção: Face A: face frontal do pilar em relação à posição de ensaio; Face B: face posterior em relação à posição de ensaio; Face T: face da região tracionada e Face C: face da região comprimida.

O pilar original (P_o) e o pilar de referência (P_{ref}) (Figura 3.2-a e 3.2-b) são monolíticos, ou seja, concretados em uma única etapa.

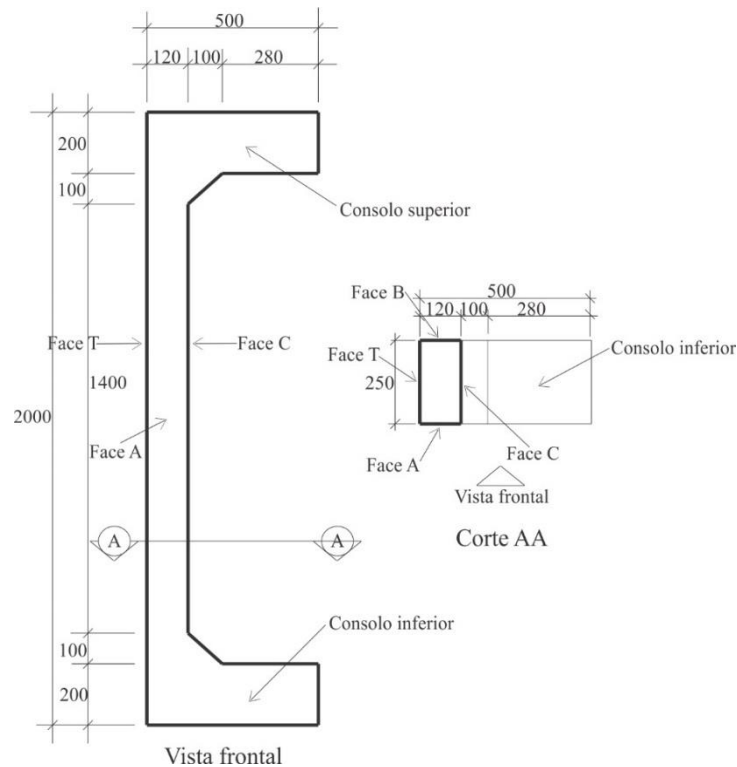


Figura 3. 1 - Características dimensionais e nomenclatura das faces dos pilares

Com relação aos pilares reforçados, foram adicionadas camadas com espessura de 35 mm em concreto autoadensável na face comprimida (face C), ficando estes com seção transversal retangular de 155 mm x 250 mm. Desse modo, a excentricidade antes do reforço, que era igual a 60 mm, diminui para 42,5 mm que denominando-se aqui como excentricidade e aplicação de carregamento no início do ensaio (e_{ens}), como mostrado na Figura 3.2-c.

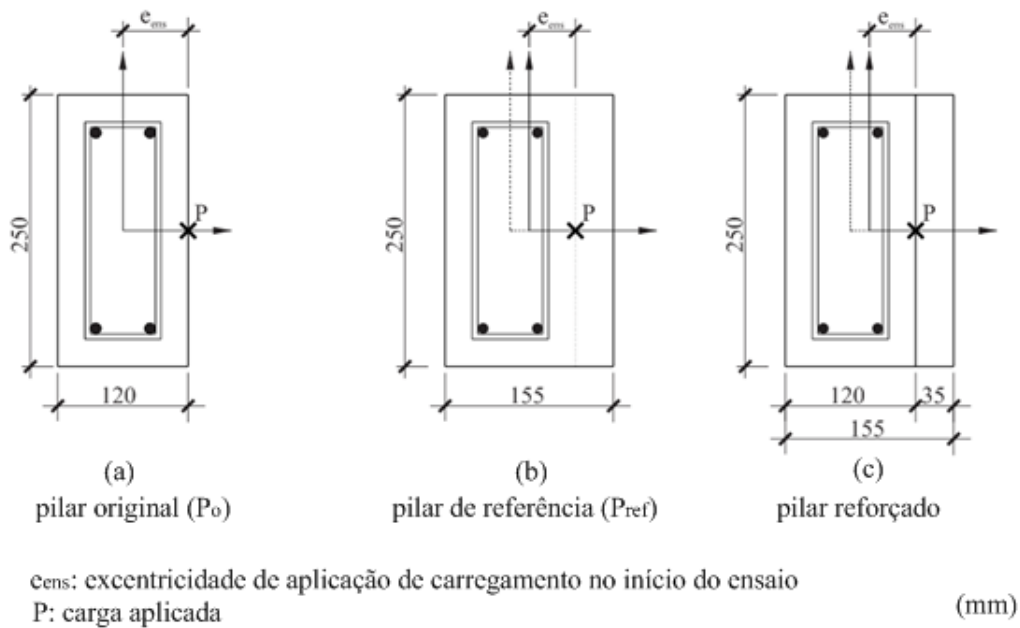


Figura 3. 2 - Seção transversal dos pilares: (a) pilar original, (b) pilar de referência e (c) pilar reforçado

3.2.2 Armadura dos pilares

A armadura longitudinal utilizada em todos os pilares é constituída de quatro barras de aço com diâmetro nominal de 10 mm. A armadura transversal foi composta de estribos de aço com diâmetro nominal de 5 mm, com espaçamento de 100 mm na região da seção transversal central e espaçamento de 50 mm na região das extremidades. Todas as armaduras utilizadas obedecem aos critérios de especificação da ABNT NBR 7480:2007. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram os critérios da NBR 6118:2014. A armadura dos pilares dessa pesquisa segue as mesmas características geométricas da pesquisa de Sahb (2008).

Para combater as distribuições de tensões localizadas nas regiões próximas dos consolos, foi utilizada armadura de fretagem constituída de fios de aço de diâmetro nominal igual a 5 mm para evitar a ruptura precoce, o que poderia ser causada pela concentração de tensões neste local. Também foram utilizados nessa região estribos de 5mm, com espaçamento igual a 50mm.

O detalhamento das armaduras está apresentado na figura 3.3.

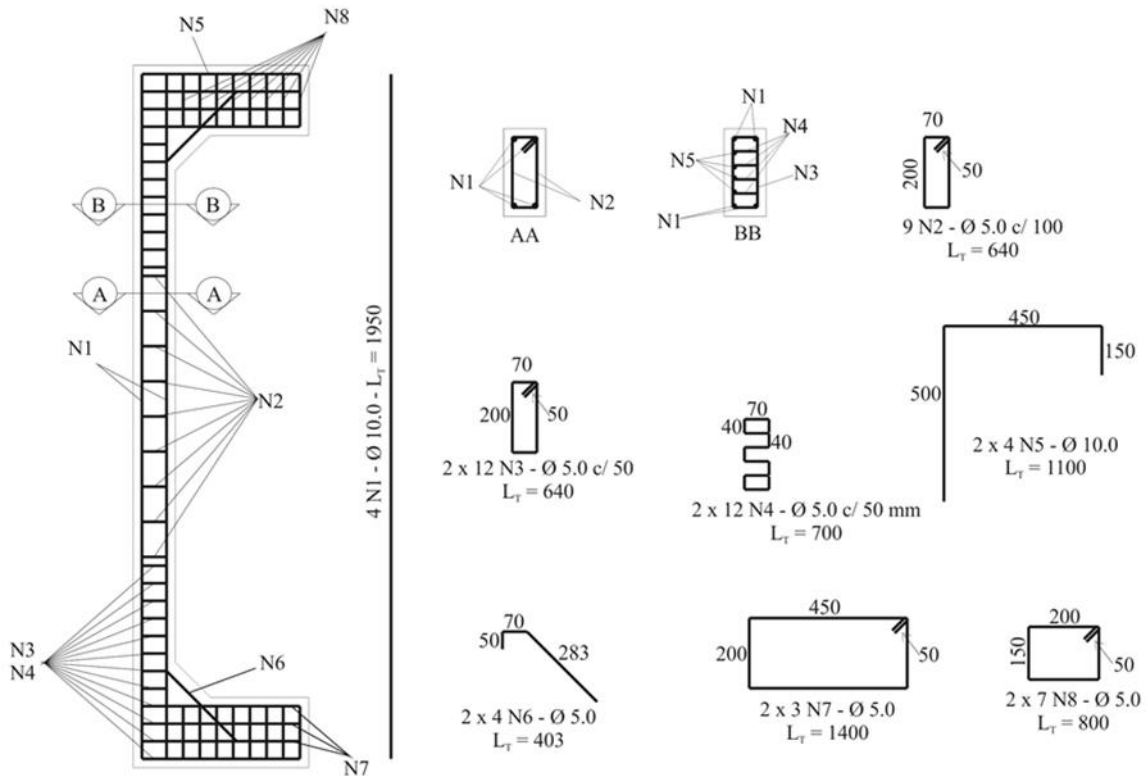


Figura 3.3 - Detalhamento das armaduras dos pilares

3.2.3 Nomenclatura dos Pilares

Na Tabela 3.1 são apresentados os critérios adotados para criação das nomenclaturas dos pilares e na Tabela 3.2 são apresentadas as nomenclaturas e principais características dos pilares ensaiados, como seção, número de parafusos chumbadores, espessura da camada de reforço e a excentricidade de aplicação da carga na estrutura no início do ensaio. A nomenclatura dos pilares foi definida de acordo com os seguintes critérios:

Tabela 3.1 - Tabela de critérios para criação das nomenclaturas dos pilares

P/o/ref/tipo do Parafuso chumbador	X	Y	Ch/SP
P: Pilar o: original ref: referência Tipo do Parafuso chumbador: AF ou PBA	Espaçamento vertical entre as linhas dos Parafusos chumbadores	Quantidade de Parafusos chumbadores	Ch: Chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento SP: Parafusos chumbadores sem porca e arruela

Tabela 3. 2 - Características e nomenclatura dos pilares ensaiados

Nomenclatura	Seção (mm)	Nº parafusos chumbadores	T _{ch} (%)	E _{ref} (mm)	e _{ens} (mm)
Pilar original (P _o)	120 x 250	-	-	-	60
Pilar de referência (P _{ref})	155 x 250	-	-	-	42,5
Pilar PAF-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PAF-150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PPBA-150-18-Ch	155 x 250	18	0,64	35	42,5
Pilar PPBA150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-34	155 x 250	34	0,48	35	42,5
Pilar PPBA-150-34-SP	155 x 250	34	0,48	35	42,5

T_{ch}: Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos chumbadores e A_{int} é a área da interface entre o substrato e o reforço na face mais comprimida do pilar; no caso do pilar PPBA-150-18-Ch, a área A_{ch} é o somatório das áreas das seções transversais dos chumbadores e dos pinos conectores de cisalhamento.

E_{ref}: espessura da camada do reforço;

e_{ens}: excentricidade de aplicação de carregamento no início do ensaio;

Ch: Chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento;

SP: parafusos chumbadores sem porca e arruela

O detalhamento da posição, quantidade de conectores e nomenclaturas das faces estão apresentados nas figuras 3.4 a 3.7.

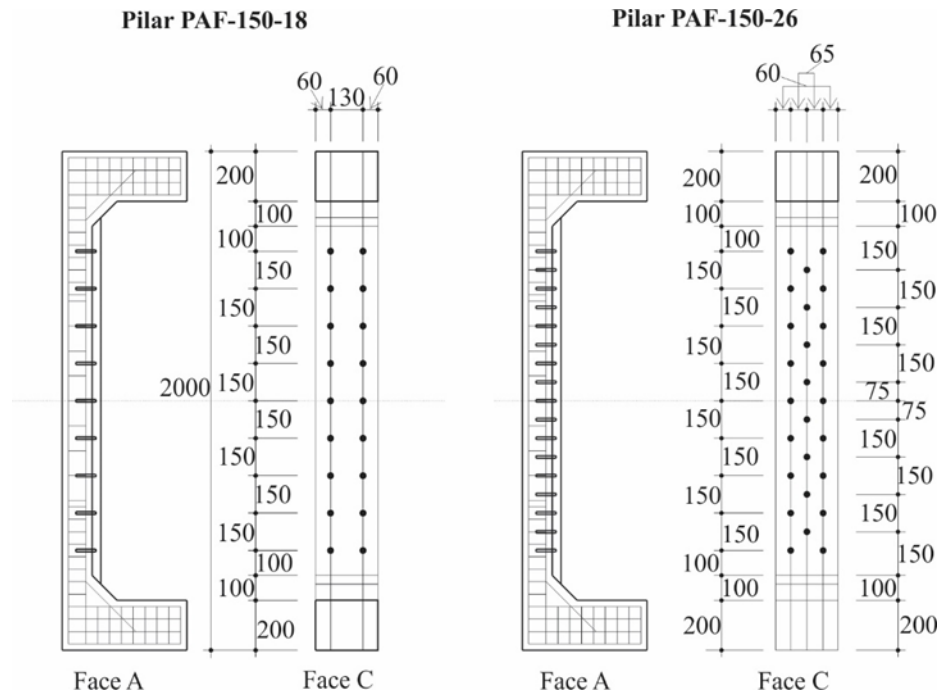


Figura 3. 4 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PAF-150-18 e PAF-150-26

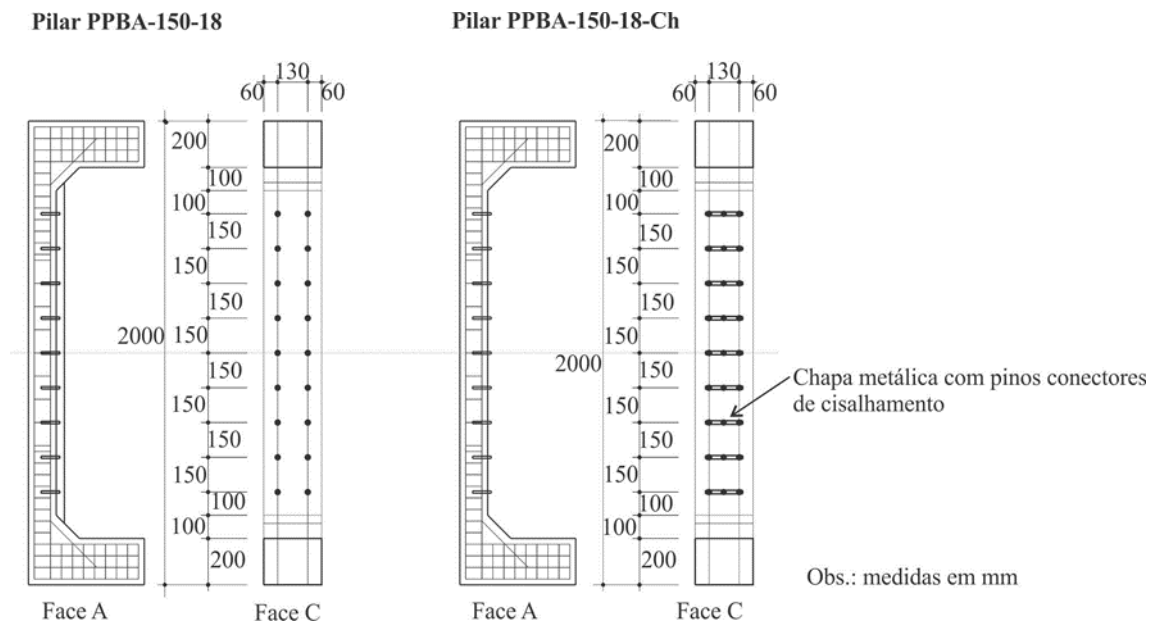


Figura 3. 5 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch

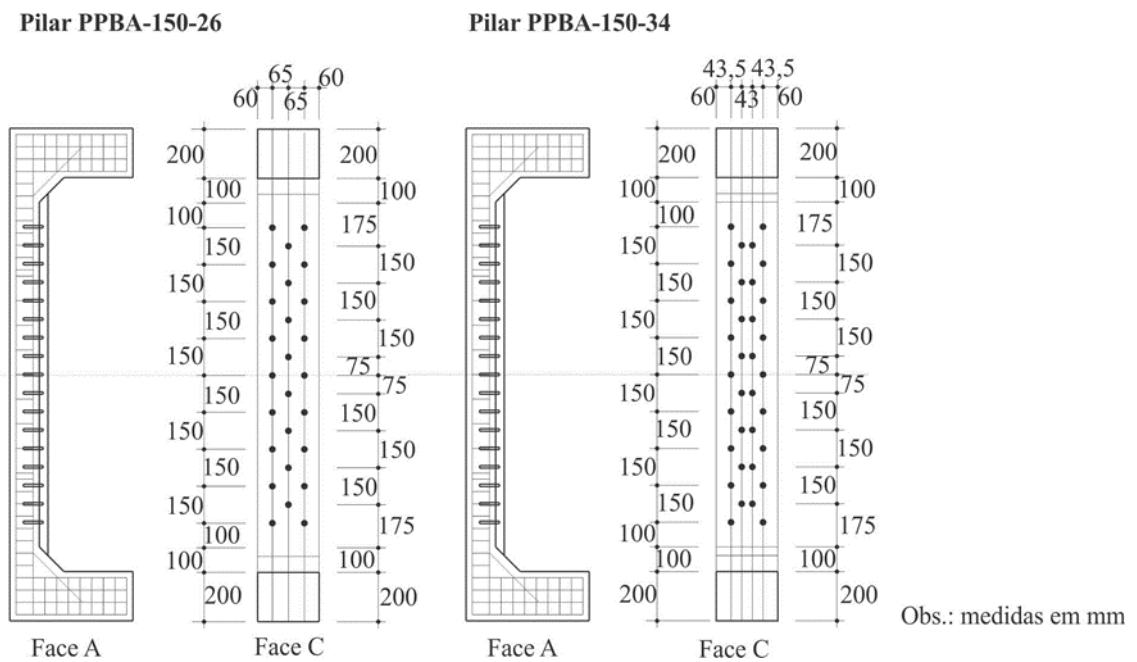


Figura 3. 6 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores – pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34

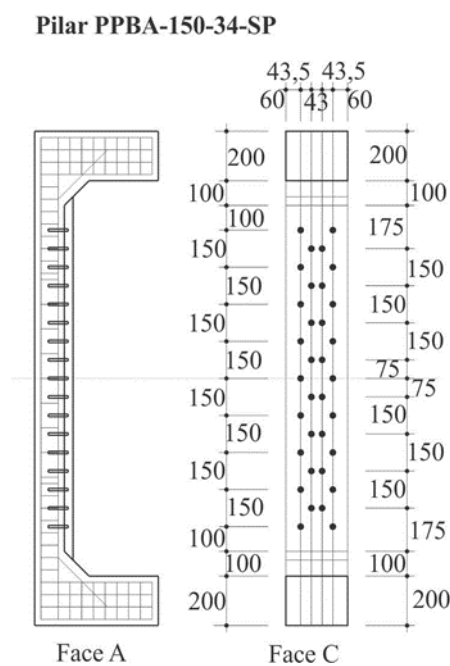


Figura 3. 7 - Detalhamento da posição dos parafusos chumbadores do pilar PPBA-150-34-SP

3.2.4 Parafusos chumbadores

Foram utilizados parafusos chumbadores, instalados na interface entre o concreto do substrato e o concreto do reforço. Os pilares com nomenclatura tipo PAF (Tabela 3.2) foram reforçados utilizando parafusos chumbadores com especificação tipo AF 5/16X80, diâmetro nominal de 7,9 mm (5/16 polegadas) e comprimento efetivo igual a 80 milímetros (Figura 3.4). Os pilares tipo PPBA (Tabela 3.2) foram reforçados utilizando parafusos chumbadores com especificação tipo PBA 5/16X3.1/-C/P, com diâmetro nominal de 7,9 mm (5/16 polegadas) e comprimento efetivo de 82,6 mm (3¼ polegadas), conforme Figura 3.5. No pilar PPBA-150-18-Ch (Tabela 3.2) foi fixada uma chapa metálica contendo três pinos conectores de cisalhamento composto de barra de aço com diâmetro nominal de 8 mm (Figura 3.6). O pilar PPBA-150-34-SP (Tabela 3.2) é um pilar com as mesmas características do pilar PPBA-150-34 (Tabela 3.2), diferenciando-se pela ausência de porcas e arruelas. Todos os parafusos chumbadores foram fabricados pela Âncora Sistemas de Fixação, onde através de catálogos, foram obtidas as características geométricas e mecânicas.

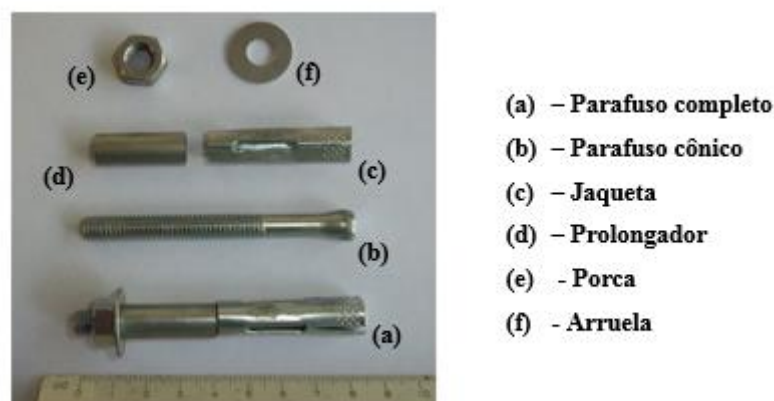


Figura 3. 8 - Detalhe do parafuso chumbador tipo AF 5/16X80

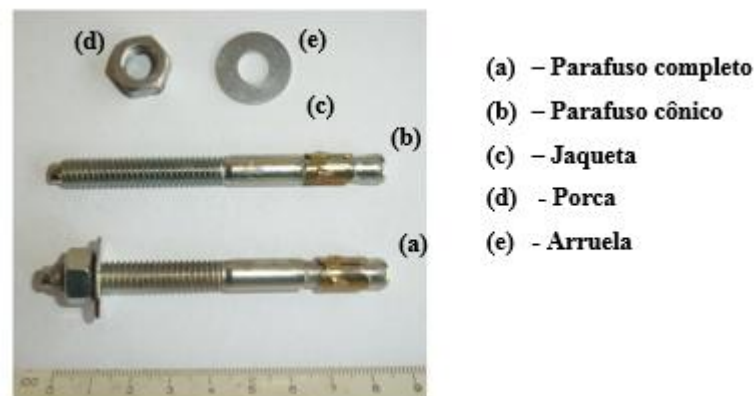


Figura 3. 9 - Detalhe do parafuso chumbador modelo PBA 5/16X3.1/-C/P

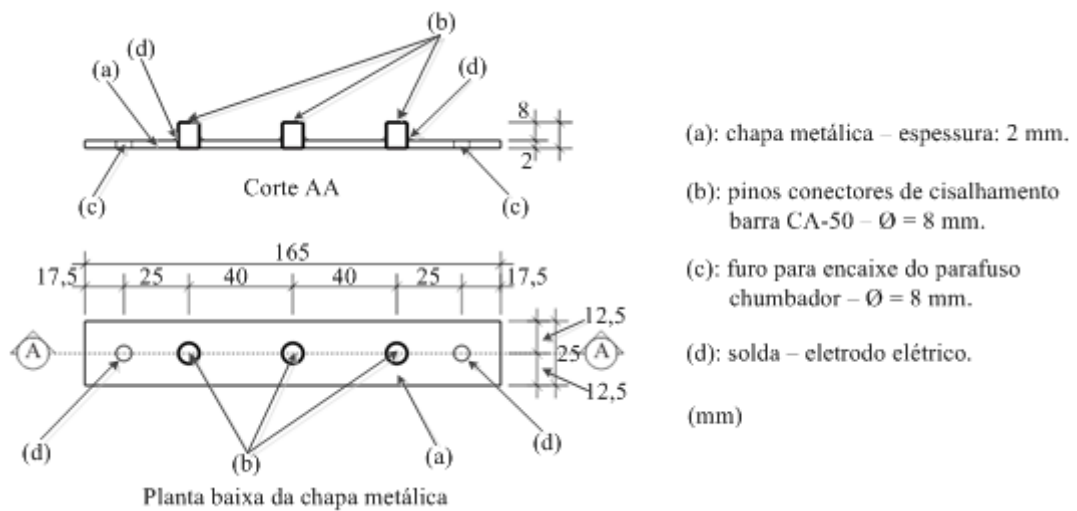


Figura 3. 10 - Detalhamento da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento

O posicionamento horizontal dos parafusos chumbadores, foi escolhido utilizando uma metodologia de variação de quantidade e posicionamento na direção horizontal da face comprimida do pilar. Assim sendo, utilizaram-se linhas horizontais com um parafuso chumbador, localizado no eixo longitudinal da face comprimida; optou-se também linhas horizontais internas e externas contendo dois parafusos chumbadores localizados à 21,5 mm e 65 mm do eixo longitudinal do pilar, respectivamente. O posicionamento horizontal dos parafusos chumbadores utilizados está demonstrado na Figura 3.7.

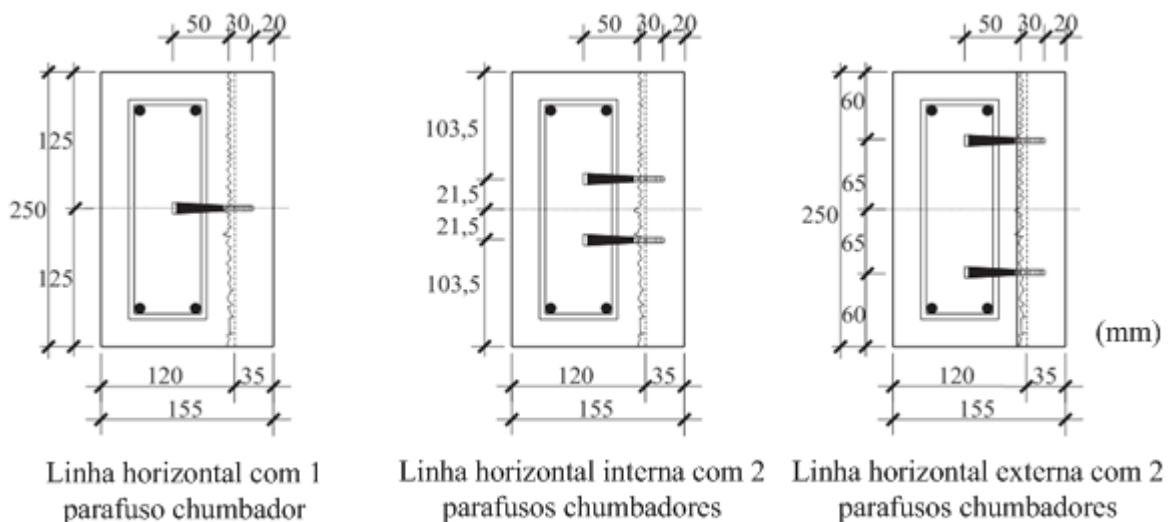


Figura 3. 11 - Posicionamento horizontal das linhas dos parafusos chumbadores

3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

São apresentados nesse item os procedimentos e os equipamento/materiais empregados na instrumentação para leitura das deformações na armadura e no concreto;

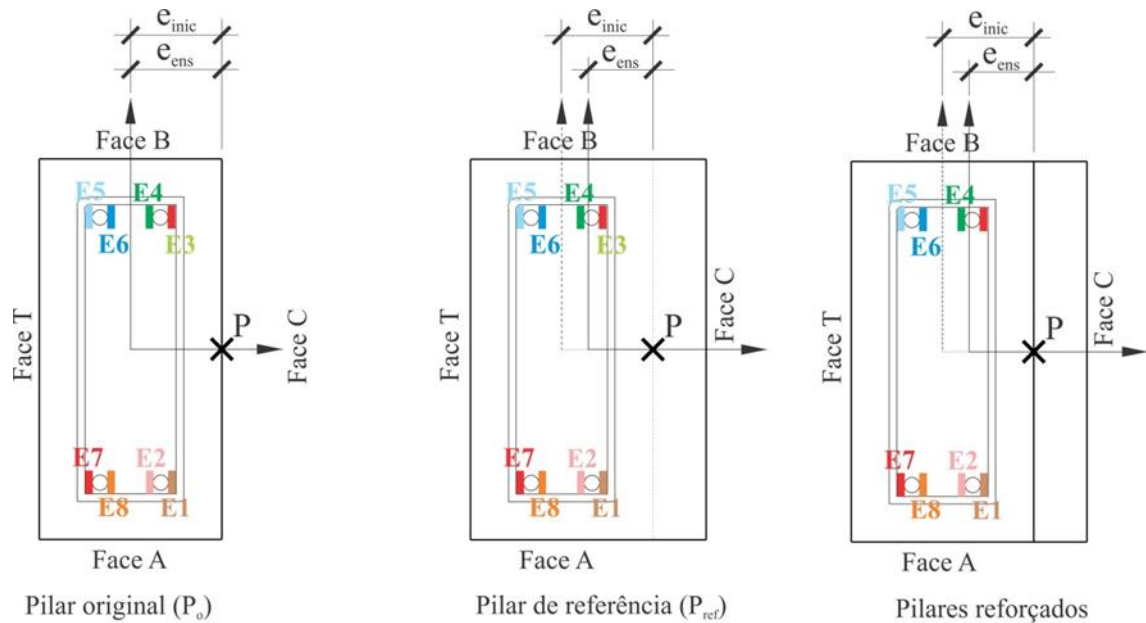
posicionamento dos relógios comparadores e da trena para os deslocamentos do pilar; fixação dos LVDT's para aferir os deslocamentos relativos entre o substrato e o reforço; bem como a descrição das atividades para preparação da superfície do substrato, confecção das formas para concretagem do substrato e do reforço, assim como os procedimentos para a montagem e condução do ensaio dos espécimes.

3.3.1 Instrumentação pré-concretagem

3.3.1.1 Deformação na Armadura

Para medir as deformações da armadura longitudinal, foram utilizados extensômetros de resistência elétrica (*strain gauges*) da marca EXCEL, tipo PA-06-250BA-120-L. Foram instalados oito extensômetros, sendo dois em cada barra da armadura longitudinal, posicionados diametralmente opostos, denominados de E1 à E8 conforme mostrado na Figura 3.12, localizados na altura média do pilar.

Este procedimento obedeceu as seguintes etapas: ligação dos terminais dos fios do extensômetro com os fios que ligam ao aparelho de coleta de dados (*AGILENT BenchLink Data Logger* Modelo 34970A), através de solda à base de estanho; debaste das nervuras das barras de aço nos locais onde serão colados os extensômetros, utilizando lixadeira reta; regularização da superfície fazendo uso de lixas de número 100, 200 e 400, respectivamente; limpeza da superfície com produtos com álcool isopropílico, condicionador e neutralizados, todos da marca Excel Sensores; colagem dos extensômetros com cola à base de cianoacrilato (*super bonder*); isolamento com uso de fita isolante para evitar contato dos terminais com as barras de aço e por último, aplicação do uso de fita de alta fusão conferindo proteção mecânica dos extensômetros durante manuseio das armaduras e etapa de concretagem.



e_{inic} : excêntrica inicial de carregamento - antes da adição da camada de reforço
 e_{ens} : excêntrica de aplicação de carregamento no pilar indesejado
 P : carga aplicada

Figura 3. 12 - Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal

3.3.2 Instrumentação pós concretagem

3.3.2.1 Deformação no concreto

Foram utilizados quatro extensômetros de resistência elétrica (*strain gauges*) da marca EXCEL, tipo PA-06-201BA-120-L: dois extensômetros denominados C2 e C3, posicionados a 31,7 mm e dois denominados C1 e C4, posicionados a 95 mm, simetricamente em relação ao eixo longitudinal do pilar (Figura 3.13). Esses extensômetros foram instalados na face mais comprimida (Face C) à altura média do pilar. Os procedimentos para instalação dos extensômetros de concreto foram os mesmos realizados para os extensômetros de aço, exceto a aplicação da proteção mecânica por ser dispensável.

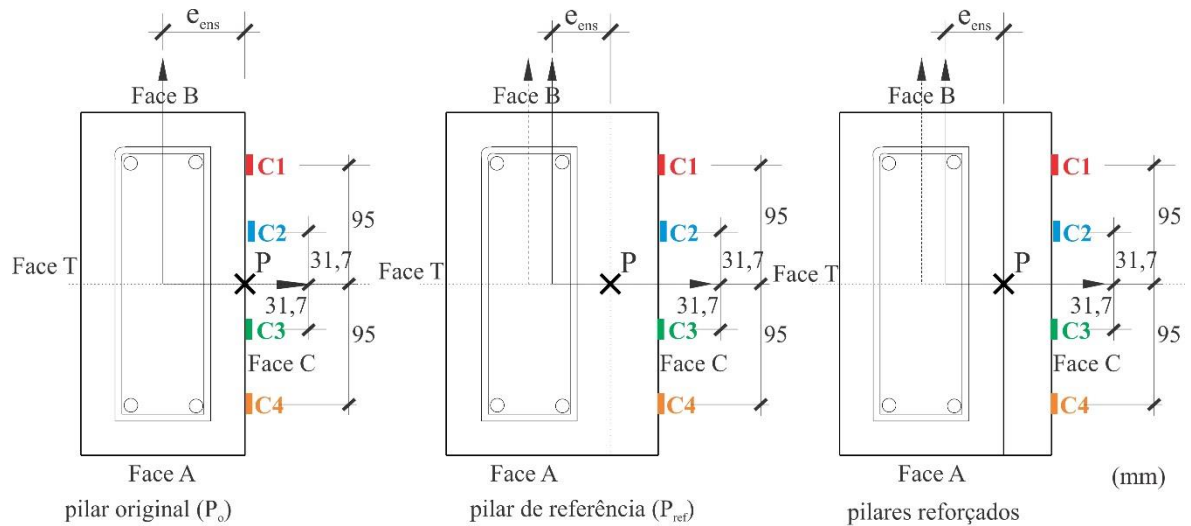
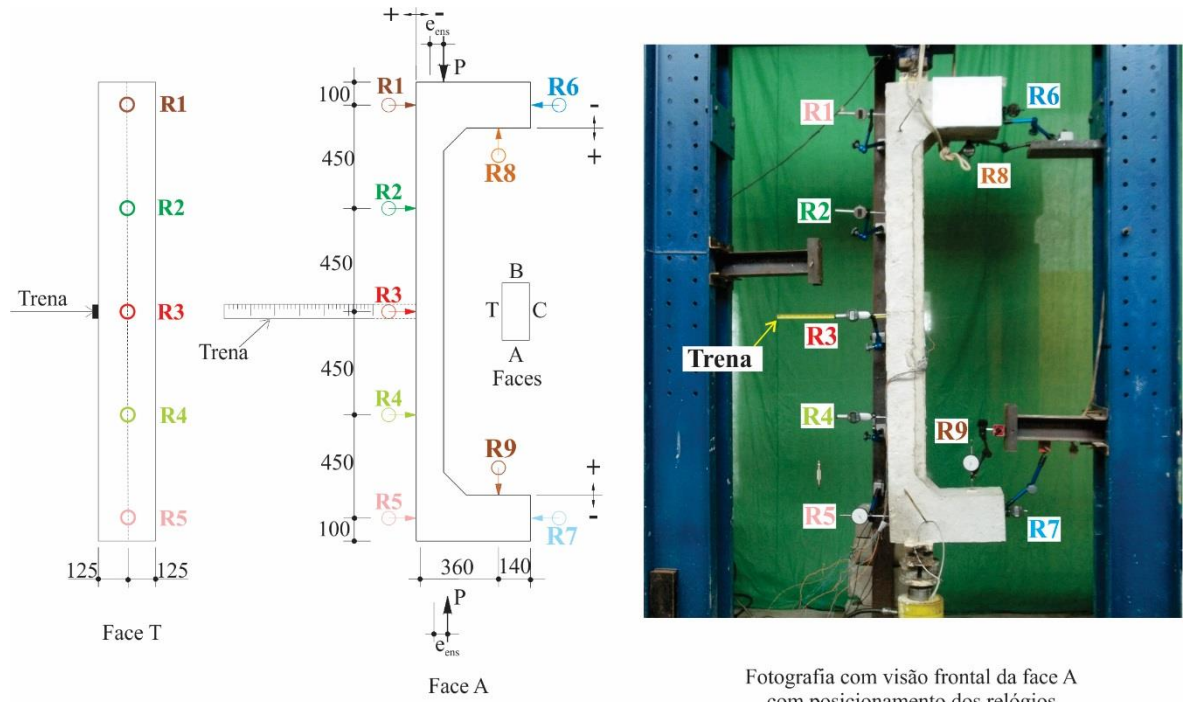


Figura 3. 13 - Posicionamento dos extensômetros no concreto

3.3.2.2 Relógios comparadores

Para medir os deslocamentos horizontais e verticais foram instalados nove relógios comparadores digitais, da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm, denominados R1 à R9 (Figuras 3.14). Os relógios comparadores foram fixados com auxílio de uma base magnética acoplada em um suporte vertical, sendo o cursor posicionado em chapas metálicas coladas no pilar na posição de projeto. Os relógios comparadores foram removidos antes da ruptura dos pilares para não serem danificados; após a retirada dos relógios comparadores a leitura dos deslocamentos na posição do relógio R3, continuou sendo efetuada pelo monitoramento, à olho nu, através do deslocamento de uma régua, com escala milimétrica, devidamente fixada ao pilar.



Fotografia com visão frontal da face A com posicionamento dos relógios comparadores e da trena com escala milimétrica

(mm)

Figura 3. 14 - Posicionamento dos relógios comparadores e da régua com escala milimétrica

3.3.2.3 Instalação de LVDT's

Para investigar o comportamento da interface do substrato e do reforço, durante o carregamento, foram instalados LVDT's (*linear variable differential transformer*) horizontais e verticais, nas faces A e B, respectivamente. O posicionamento foi feito fixando a base do LVDT no substrato, sendo sua haste móvel de medição ancorada numa chapa rígida metálica com a base fixada na camada de reforço, localizada no mesmo alinhamento relativo (vertical ou horizontal) da base do LVDT. Os detalhamentos da posição dos LVDT's são demonstrados na Figura 3.15.

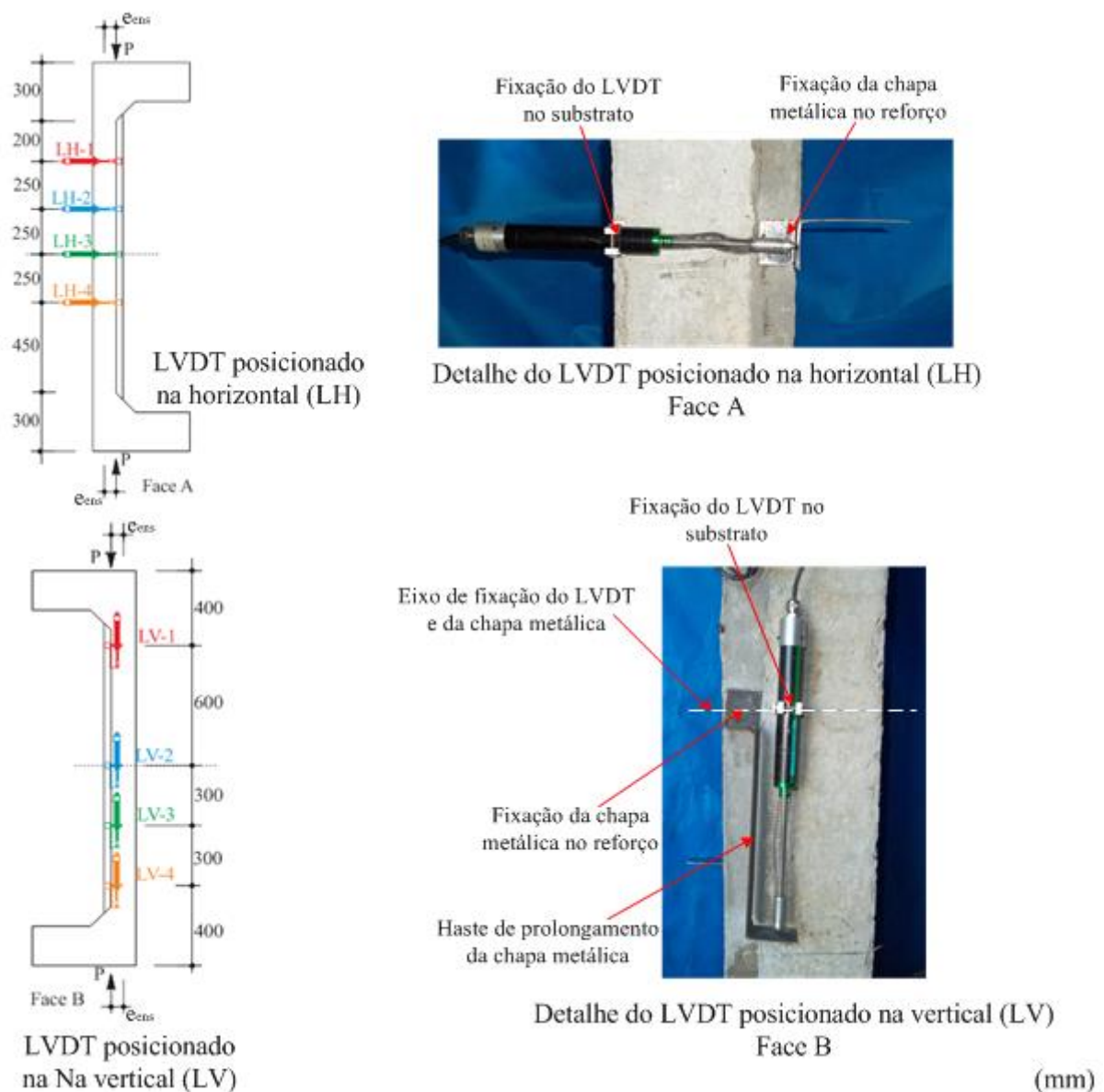


Figura 3. 15 - Detalhamento do Posicionamento dos LVDT's horizontais e verticais

3.3.3 Construção dos pilares

3.3.3.1 Formas

Para concretagem dos pilares foram utilizadas formas metálicas constituídas de chapas de aço de 2,25 mm de espessura, divididas em duas partes (Lateral 1 e Lateral 2), formando as paredes laterais do pilar. A base das formas, em madeira compensada com 15 mm de espessura, foi apoiada sobre blocos de concreto, evitando contato direto com o piso, facilitando também o seu manuseio. As paredes laterais e a base são mostradas na Figura 3.16.

A fixação das paredes laterais na base foi feita com parafusos sextavados observando o esquadro. Para evitar vazamento, as juntas foram vedadas com fita cola à base de silicone e para facilitar a desmoldagem foi aplicado Desmol CD, fabricado pela Vedacit Impermeabilizante.

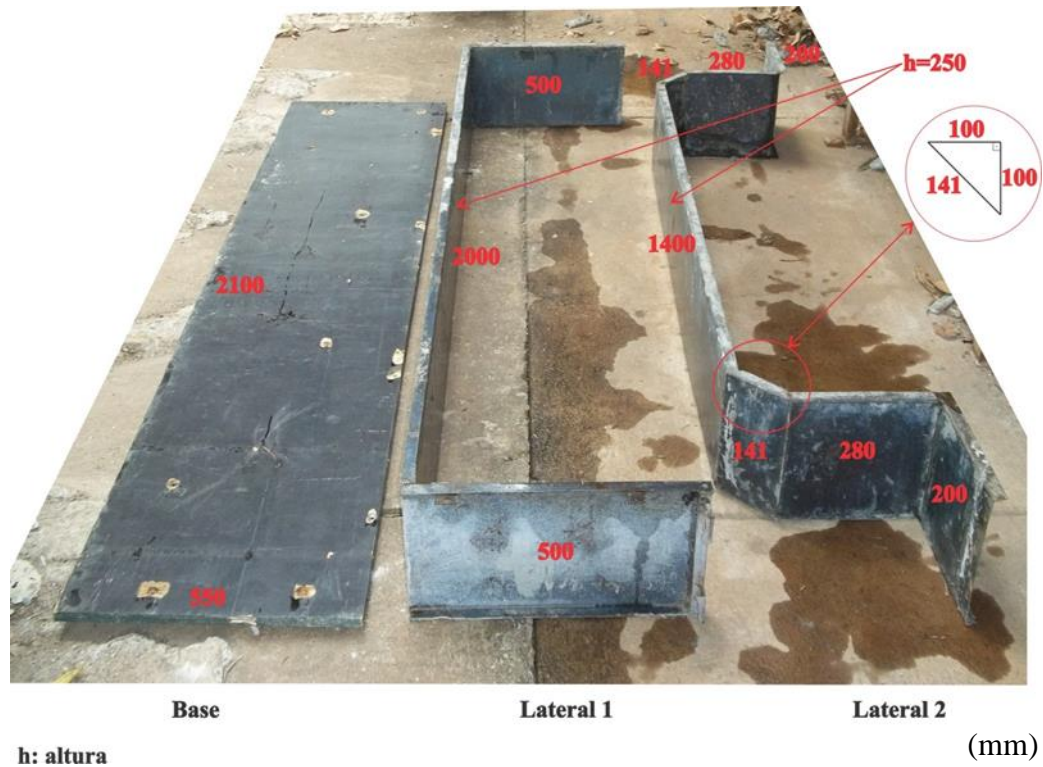


Figura 3. 16 - Detalhe das formas utilizadas para moldagem dos pilares

3.3.3.2 Espaçadores das armaduras e travamento das formas

Para garantir o cobrimento de 25 mm, foram utilizados espaçadores plásticos fixados na armadura. Grampos foram utilizados para evitar a deformação das paredes laterais das formas no momento de lançamento do concreto, devido ao peso do concreto.

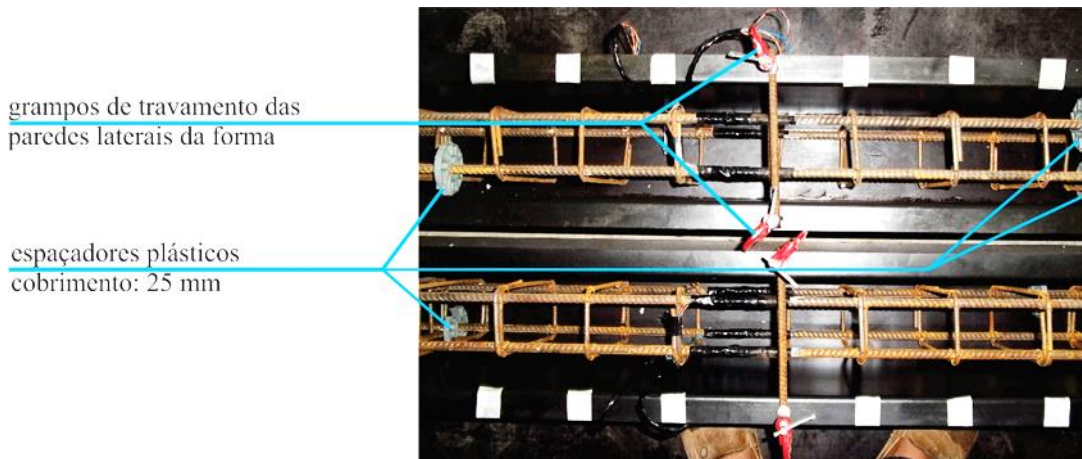


Figura 3. 17 - Detalhe dos espaçadores e travamento das formas

Após o posicionamento das armaduras dos pilares, a posição dos estribos foi devidamente demarcada nas formas utilizando fita plástica adesiva e pincel, para que, na fase de marcação e furo dos locais onde se fixaria os parafusos chumbadores, os estribos não fossem atingidos, evitando problemas nos ensaios. A demarcação da posição dos estribos é demonstrada na Figura 3.18.

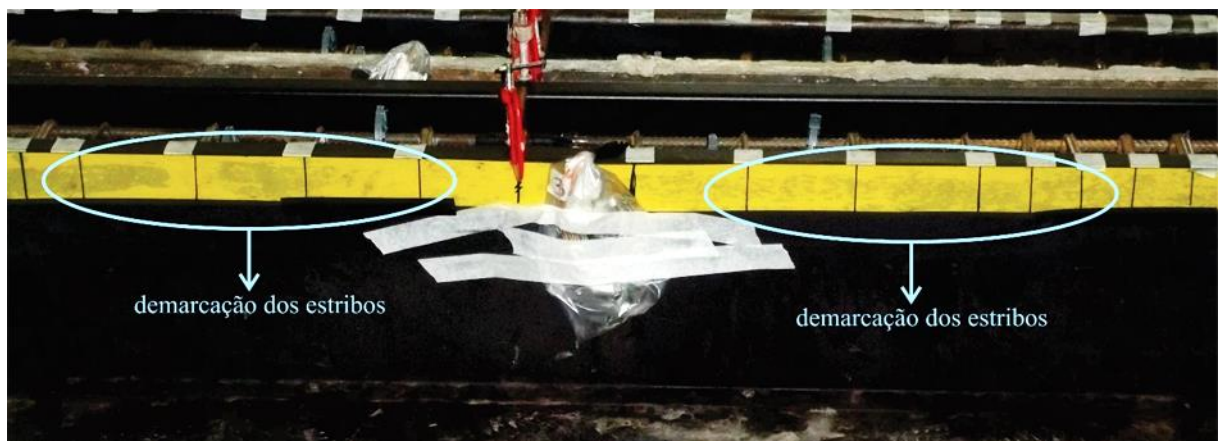


Figura 3. 18 - Detalhe da demarcação dos estribos

3.3.3.3 Concretagem do Substrato

O concreto utilizado para o substrato foi do tipo autoadensável, com resistência nominal característica à compressão de 30 MPa, fornecido pela empresa Realmix Concreto Ltda e lançado nas formas, na posição horizontal, através bomba mecânica e mangote.

Antes da concretagem, foram realizados os alguns ensaios do concreto no estado fresco específicos para o CAA, sendo eles: determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams ABNT NBR 15823-2-2010 (Figura 3.19-a);

determinação da viscosidade – Método do funil V – ABNT NBR 15823-5:2010 (Figura 3.19-b) e determinação da habilidade passante – Método da Caixa L – ABNT NBR 15823:2010 (Figura 3.19-c).

Para caracterização do concreto endurecido, foram realizados os seguintes ensaios: resistência à compressão – ABNT NBR 5739:2007; resistência à tração por compressão diametral – ABNT NBR 7222:2010 e determinação do módulo estático de elasticidade à compressão – ABNT NBR 8522:2008. Para estes ensaios foram moldados 90 (noventa) corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm, conforme ABNT NBR 5738:2003. Foram ensaiados 2 CP's nas idades de 3, 7, 14, 21, 28 dias e nas datas imediatamente anterior e posterior às datas de ensaios dos pilares, nos ensaios de resistência à compressão e tração por compressão diametral. O módulo de elasticidade foi aferido aos 28 dias e nas datas imediatamente anterior e posterior às datas de ensaios dos pilares.



(a) - Método do cone de Abrams



(b) - Método do funil V



(c) - Método da caixa L

Figura 3. 19 - Ensaios do CAA no estado fresco

Após a aferição e aprovação das propriedades do concreto no estado fresco, deu-se início ao lançamento do CAA nas formas utilizando mangote ligado ao caminhão bomba, pelo fato do concreto ser autoadensável dispensou-se o uso de vibrador (Figura 3.20). Após lançado o concreto, o acabamento dos pilares foi feito utilizando régua desempenadeira e colher de pedreiro, para rasamento e acabamento do pilar.

Durante os sete primeiros dias após a concretagem, os pilares foram curados por meio de lançamento de água e protegidos por lona plástica para minimizar os problemas ocasionados pela perda rápida da umidade. Aos oitos dias da concretagem do substrato, os pilares foram desmoldados iniciando os procedimentos de execução do reforço.



Figura 3. 20 - Lançamento do CAA do substrato dos pilares.

3.3.3.4 Concretagem do Reforço

As fases para a execução desta etapa consistem na execução dos seguintes serviços: locação das posições dos estribos e parafusos chumbadores, escarificação do substrato, fixação dos parafusos chumbadores, preparação das formas, limpeza e saturação da superfície do substrato, lançamento do concreto, cura e desmoldagem.

- a) Localização da posição dos estribos e parafusos chumbadores

A marcação da posição dos estribos, realizada com fita plástica adesiva e pincel (Figura 3.18), feita anteriormente à concretagem dos pilares, foi transferida ao pilar, agora concretado. Com a posição dos estribos conhecida, o posicionamento dos chumbadores foi realizado por meio de um gabarito, mostrando as posições exatas a serem marcadas, como exposto na figura 3.21-b e 2.21-c.

Com as marcações realizadas, foram executados os furos para a instalação dos parafusos chumbadores, utilizando furadeira e broca específica para concreto e compatível com

o diâmetro dos chumbadores. Foi utilizada uma haste fixada à furadeira, para não exceder a profundidade de 60 mm, suficiente para a instalação do chumbador (Figura 3.22).



Figura 3. 21 - Marcação da posição dos estribos e dos parafusos chumbadores

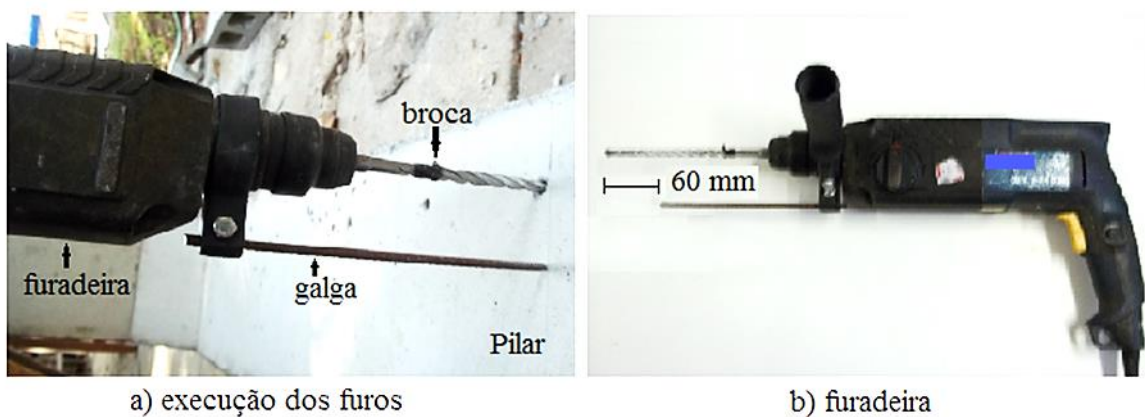


Figura 3. 22 - Execução dos furos para a instalação dos conectores

b) Preparação do substrato

A preparação da superfície do substrato foi realizada através da escarificação por equipamento de perfusão de água à alta pressão (hidrodemolidora) com pressão de trabalho de 320 psi. Realizada a escarificação pode-se observar a rugosidade da superfície, como mostrado a Figura 3.23.



Figura 3. 23 - Escarificação do substrato utilizando hidrodemolidora

c) Instalação dos parafusos chumbadores e chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento.

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

Utilizando marreta o parafuso chumbador foi introduzido no furo e com o auxílio de uma chave de boca 13 mm de diâmetro, a porca foi apertada até que se verificasse a altura dos conectores com o uso de uma galga (Figura 3.24), sempre observando a aderência do conector ao furo. No pilar PPBA-150-18-Ch, a chapa metálica contendo pinos conectores de cisalhamento foi fixada ao substrato utilizando os parafusos chumbadores (Figura 3.25)



Figura 3. 24 - Detalhe de instalação dos parafusos chumbadores



Figura 3. 25 - Detalhe da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento

d) Preparação das formas do reforço

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

Para a fixação das formas nos pilares foram fabricados grampos utilizando duas barras de metalon com duas barras de aço, tipo parafuso sem fim, com diâmetro de 6 mm e quatro porcas, tipo borboleta, com arruelas, cada pilar utilizou dois grampos como ilustrado na figura 3.26

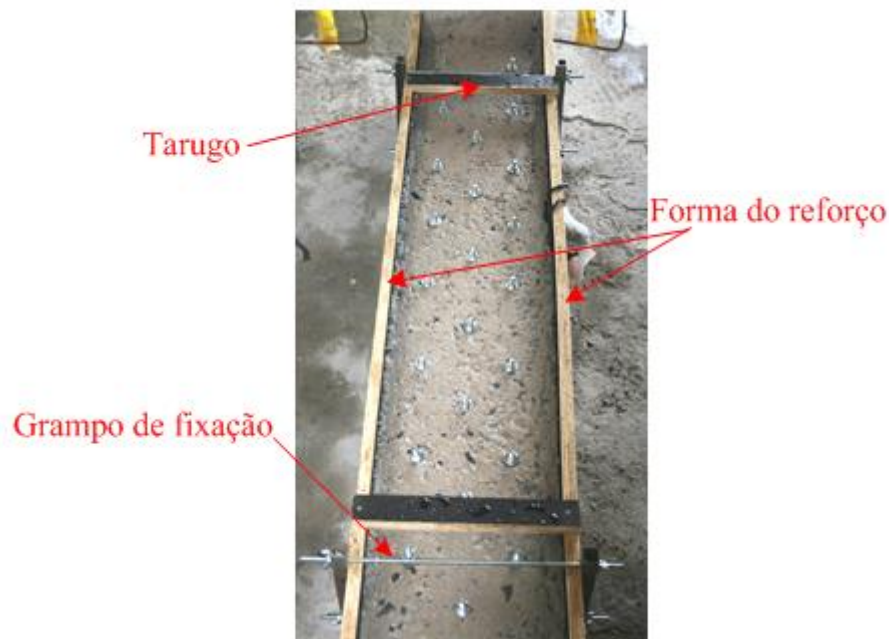


Figura 3.26 - Forma do reforço

Com as formas do reforço fixadas, aplicou-se cola à base de silicone nas juntas da forma e do pilar, para vedar as aberturas evitando a perda de nata de cimento.

Vinte quatro horas antes da concretagem os pilares foram limpos e saturados com água para evitar a perda excessiva de umidade por parte do concreto do reforço no momento da concretagem.

e) Concretagem do reforço

O concreto utilizado para o reforço foi do tipo autoadensável, com resistência nominal característica à compressão de 30 MPa, fornecido pela empresa Realmix Concreto Ltda e lançado nas formas de modo manual.

Para caracterização do CAA do reforço, foram realizados os mesmos ensaios quando da concretagem do substrato, tanto no estado fresco como no estado endurecido.

Após a aprovação dos ensaios do CAA no estado fresco, procedeu-se o lançamento do concreto nas formas do reforço, em seguida a retirada do excesso de concreto das formas e acabamento da superfície do concreto, conforme mostrado na Figura 3.27.



Figura 3. 27 - Lançamento e acabamento da superfície do concreto do reforço

A cura foi realizada durante os sete primeiros dias após a concretagem. Os pilares foram curados por meio de lançamento de água e protegidos por lona plástica para minimizar os problemas ocasionados pela perda rápida da umidade. A partir do oitavo dia os pilares foram desmoldados e ficaram interior do Laboratório de estruturas até o dia de realização dos ensaios.

3.3.4 Sistema de ensaio

A montagem do ensaio foi desenvolvida para que todos os ensaios fossem padronizados e seguissem as prescrições realizadas nas pesquisas anteriores. Os elementos constituintes da montagem do ensaio são (Figura 3.28):

- a) Pórtico de reação: constituído de uma viga caixão metálica com 2300 mm de comprimento parafusada a quatro pilares constituídos de um perfil C soldados com altura de 3600 mm fixados em base metálica fixa à laje de reação. O detalhamento dos perfis está ilustrado na figura 3.28;
- b) Atuador hidráulico: Tem capacidade de carga de utilização de 1500 kN e é alimentado por uma bomba manual. Ambos os equipamentos são da marca Yellow Power;
- c) Célula de carga: utilizada para medir a carga aplicada pelo atuador hidráulico. Possui capacidade de utilização de 1000 kN e é da marca Kratos;
- d) Duas travas metálicas posicionadas uma em cada lateral entre dois pilares, com o objetivo de travar os pilares a serem ensaiados durante a montagem do experimento;
- e) Chapas metálicas: Uma retangular de dimensões 700 mm x 300 mm x 30 mm, posicionada como base fixadas com gesso pedra, duas chapas circulares, a primeira com 300 mm de diâmetro por 30 mm de espessura e a segunda com 250 mm de diâmetro por 50 mm de

espessura posicionadas embaixo do atuador hidráulico, três chapas circulares com 180 mm de diâmetro por 30 mm de espessura cada, posicionadas entre o atuador e o apoio inferior;

f) Dois apoios metálicos de primeiro gênero, posicionados um em cada extremidade do pilar com o objetivo de simular a vinculação do pilar;

g) Bandeja de apoio de relógios fixados no pórtico de reação;

h) Base metálica de apoio de relógios, posicionada a traz do aparato experimental com o único objetivo de fixação dos relógios marcadores;

O processo de montagem do ensaio foi dividido na seguinte sequência de etapas:

a) Os espécimes foram transportados com auxílio de uma ponte rolante até o local de execução dos ensaios, sendo posicionados temporariamente sobre uma estrutura metálica (figura 3.29-a) e imobilizada com travas de apoio (Figura 3.29-b);

b) Com auxílio de um atuador hidráulico o pilar é erguido até a posição necessária para instalação de um calço para o posicionamento das chapas metálicas e do atuador hidráulico definitivo, sendo utilizado para este procedimento corpos-de-prova de concreto e duas chapas metálicas, para a substituição dos atuadores hidráulicos (Figuras 3.29-c). Após a instalação do atuador hidráulico definitivo, foi feita a verificação do prumo, localizado na face B do pilar. Caso o pilar não se encontrasse no prumo, eram realizados deslocamentos, para direita ou esquerda, através das travas de apoio até a obtenção do prumo desejado. Com a obtenção do prumo esperado fixava-se os aparelhos de apoio juntamente com a célula de carga na parte superior do pilar (Figura 3.29-d);

c) Com a peça devidamente fixada no pórtico de reação, procedia-se a instalação dos relógios comparadores, dos LVDT's horizontais e verticais, e colagem dos extensômetros de concreto;

d) Conexão dos fios de comunicação de todos os extensômetros (aço e concreto) e LVDT's (horizontais e verticais) ao aparelho de coleta de dados (*AGILENT BenchLink Data Logger* Modelo 34970A) (Figura 3.29-e);

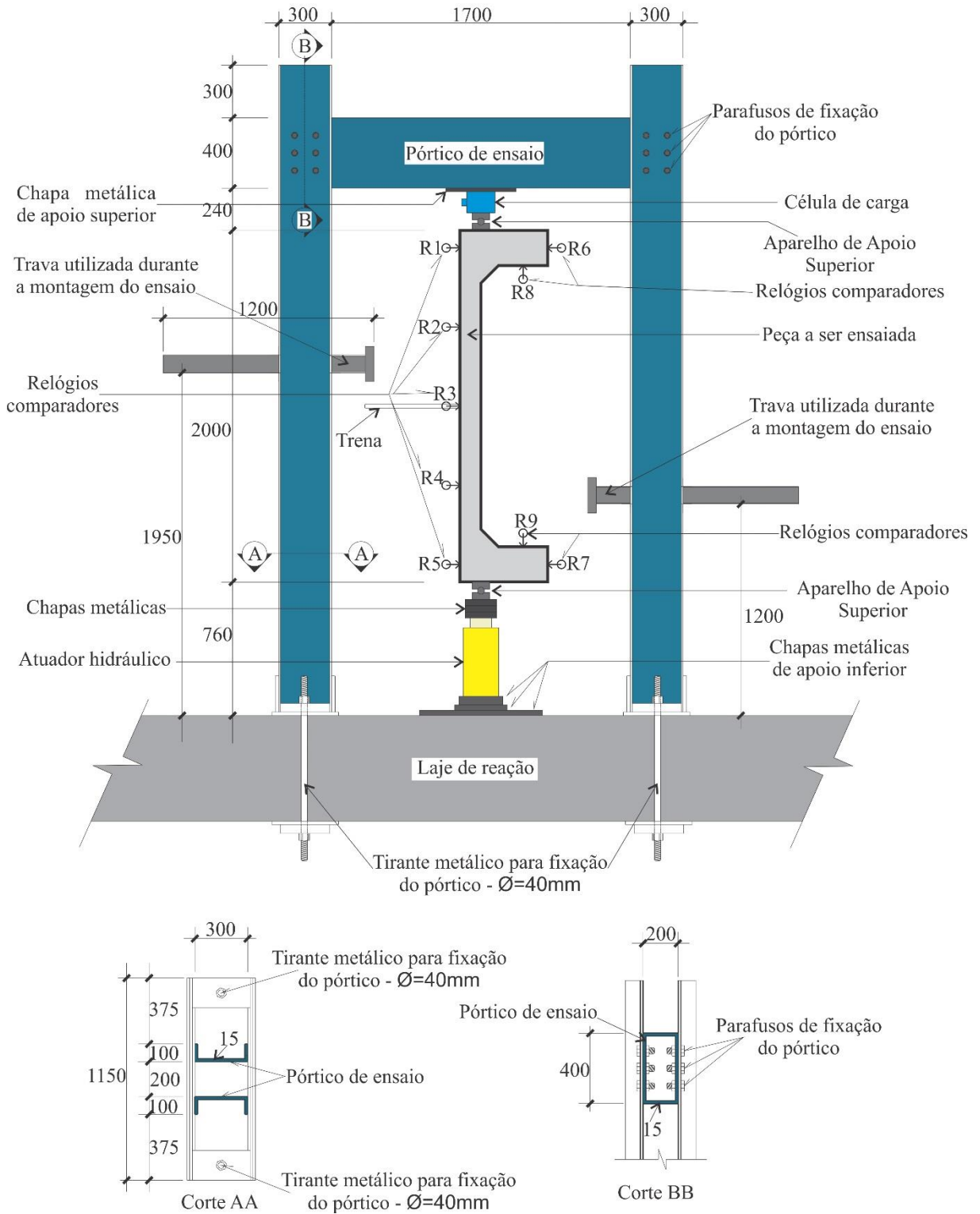


Figura 3. 28 - Detalhamento do esquema de ensaios



(a)



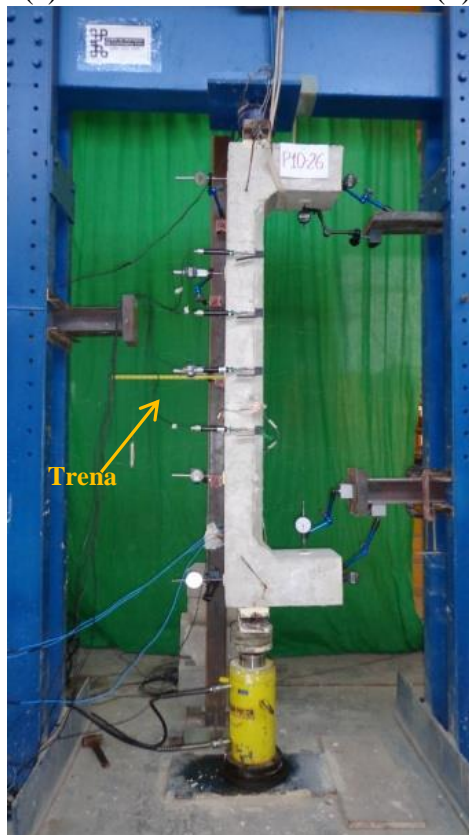
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 3. 29 - Etapas de montagem do ensaio do pilar

3.3.5 Execução do ensaio

O ensaio foi conduzido observando um passo de carga previamente estabelecido: no pilar original, o passo de carga foi de 10 kN; para o pilar de referência e os reforçados o incremento variou de 25 kN à 10 kN na fase inicial e final do ensaio, respectivamente; a fase final do ensaio era ponderada quando a deformação de compressão do concreto ou tração do aço apresentavam valores próximos da deformação de esmagamento do concreto ou de escoamento do aço, respectivamente. A cada passo de carga documentou-se a carga atuante, bem como a leitura dos extensômetros e dos LVDT's através do computador, as leituras dos relógios e as fissuras foram registradas nas planilhas e devidamente marcadas na peça com o uso de pincel atômico.

Todo o procedimento foi monitorado por meio de comparações das leituras através do uso de planilhas de cálculo, de forma que quando as peças alcançavam um nível de deformação próximo da deformação última do concreto ou de escoamento do aço, retiravam-se os relógios comparadores evitando danos aos mesmos. A partir desse momento procedia-se a leitura apenas das deformações e dos LVDT's, bem como a leitura dos deslocamentos através da trena com escala milimetrada, localizada na altura média do pilar. Cada peça foi levada até à carga de ruptura sendo os passos de carga documentados em planilhas de anotações.

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados: concreto (substrato e reforço); barras de aço das armaduras longitudinais e transversais; chapas metálicas utilizadas como base dos pinos conectores de cisalhamento; e parafusos chumbadores.

São apresentados também os resultados dos ensaios dos pilares no que se refere a: deslocamentos horizontais e verticais; deformação das armaduras e do concreto; desenvolvimento de fissuras; cargas e modos de ruptura; e deslocamentos relativos verticais e horizontais entre o substrato e a camada do reforço;

4.1 MATERIAIS

4.1.1 Concreto

Os concretos do substrato e reforço, utilizados para confecção de todos os pilares, foram ensaiados ainda no estado fresco, antes de serem lançados nas formas, garantindo os critérios de aceitabilidade que são preconizados nas normas pertinentes ao CAA. Os resultados dos ensaios de determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams ABNT NBR 15823-2-2010; determinação da viscosidade – Método do funil V – ABNT NBR 15823-5:2010 e determinação da habilidade passante – Método da Caixa L – ABNT NBR 15823-4:2010, são apresentados nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, respectivamente.

Tabela 4. 1 - Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams

Concretagem	Média de espalhamento SF (mm)	Classe de espalhamento	Tempo de escoamento t_{500} (s)	Classe de viscosidade plástica aparente
Substrato	752	SF3	1,5	VS 1
Reforço	788	SF3	1,8	VS 1

Tabela 4. 2 - Resultados do ensaio de determinação da viscosidade – Método do funil V

Concretagem	Tempo de escoamento		Classe de viscosidade plástica aparente
	T _{30s} (s)	T _{5min} (s)	
Substrato	9	11	VF 2
Reforço	7	8	VF 2

Tabela 4. 3-Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante - Método da Caixa L

Concretagem	H1 (mm)	H2 (mm)	HP = H1/H2	Classe de habilidade passante
Substrato	103	83	0,81	PL 2
Reforço	101	84	0,83	PL 2

H1: Altura que o concreto permanece no início da caixa L
H2: Altura que o concreto permanece na extremidade da caixa L
HP=H1/H2: Razão entre as alturas da superfície do concreto

Para caracterização dos ensaios do concreto no estado endurecido foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, seguindo os procedimentos da ABNT NBR 5738:2003. As resistências à compressão e tração por compressão diametral foram monitoradas nas idades de 3, 7, 14, 21, 28, 90 e 104 dias, para o concreto do substrato e nas idades de 3, 7, 14, 21, 28, 41 e 55 dias para o concreto do reforço.

Para o ensaio do módulo estático de elasticidade à compressão, foram realizados ensaios nas idades de 28 e 123 dias para o concreto do substrato e nas idades de 28 e 79 dias para o concreto do reforço.

Para cada idade foram ensaios dois corpos-de-prova de acordo com a ABNT NBR 5739:2007, para a resistência à compressão; ABNT NBR 7222:2011, para resistência a tração por compressão diametral e ABNT NBR 8522:2008, para o módulo estático de elasticidade à compressão. Com os dados obtidos dos ensaios, procedeu-se obtenção das equações teóricas das curvas de tendência do comportamento do concreto à compressão (Figura 4.1), à tração (Figura 4.2) e do módulo de elasticidade (Figura 4.3). Com as equações obtidas do comportamento das curvas de tendência, obteve-se a resistência estimada do concreto

referente ao dia da execução do ensaio de cada peça. No caso da resistência à compressão no dia do ensaio, os valores são mostrados na Tabela 4.1.

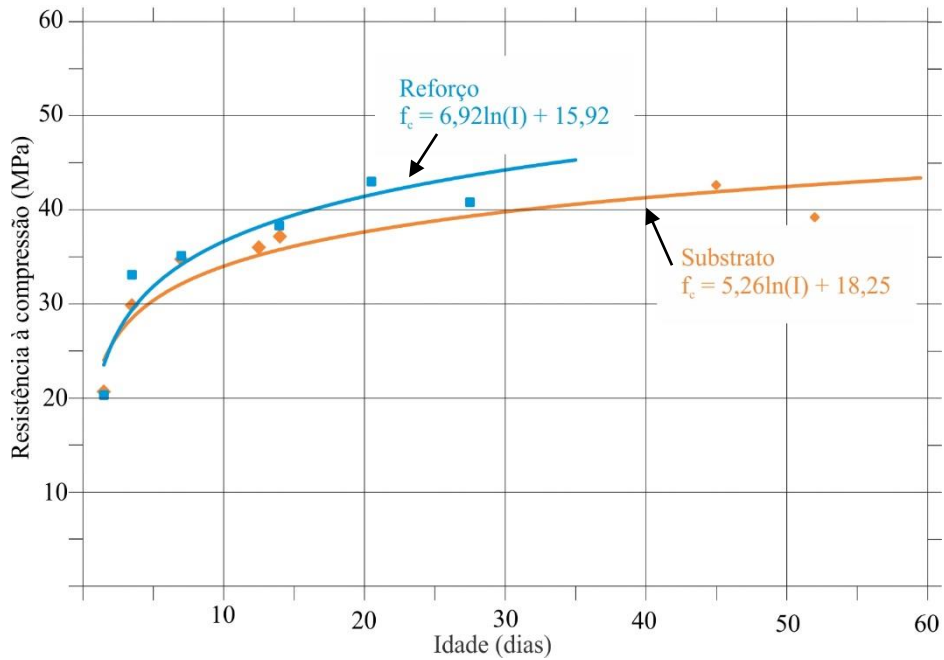


Figura 4. 1 - Diagrama Resistência à compressão x Idade do concreto

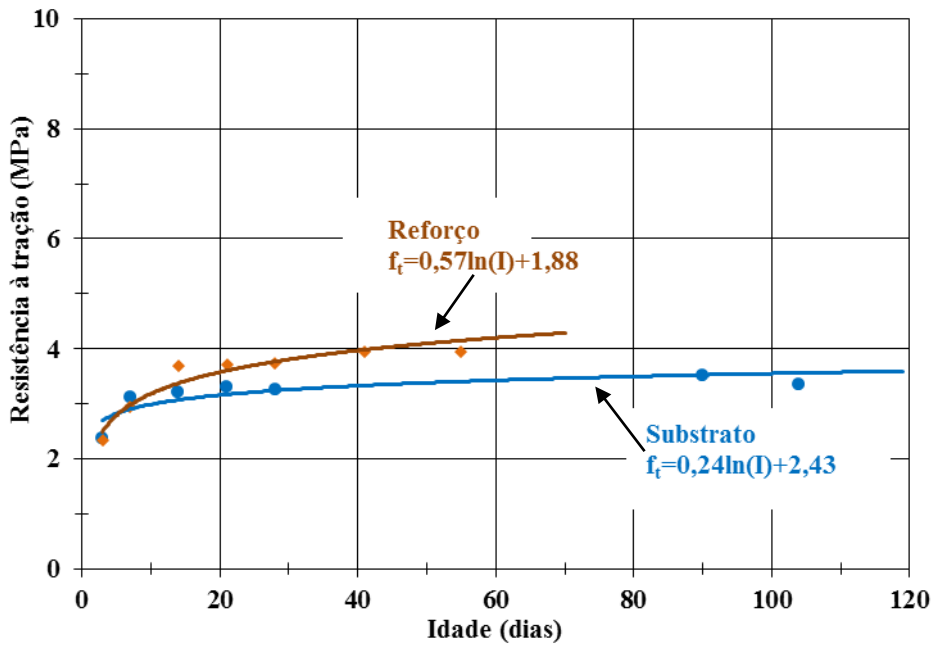


Figura 4. 2 - Diagrama Resistência à tração x Idade do concreto

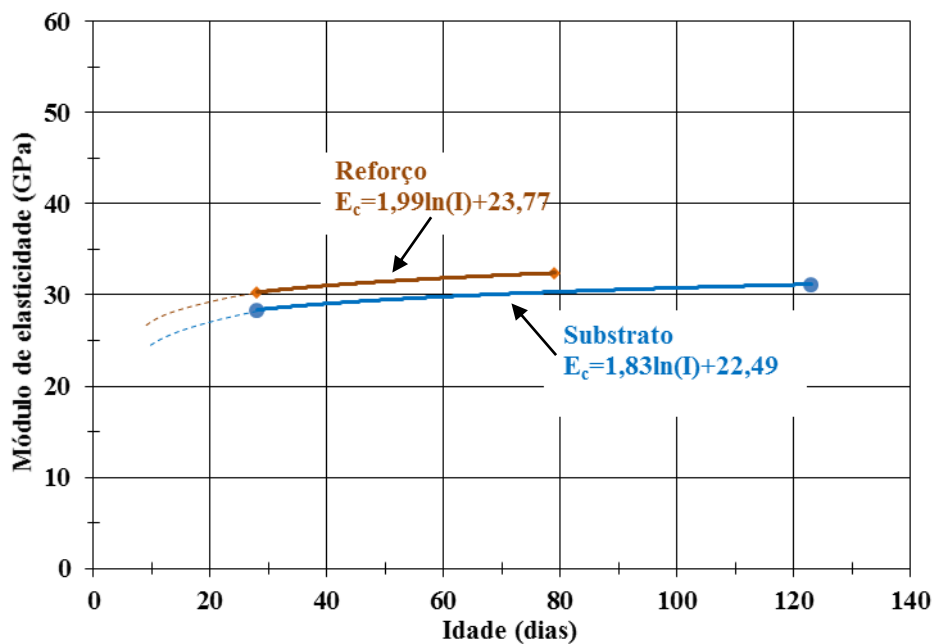


Figura 4. 3 - Diagrama Módulo de elasticidade à compressão x Idade do concreto

Tabela 4. 4 - Resultados estimados da resistência à compressão do concreto no dia do ensaio

Nomenclatura	Idade do substrato (dias)	Idade do reforço (dias)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)
Pilar original (Po)	90	-	41,9	-
Pilar de referência (P _{ref})	80	-	41,3	-
Pilar PAF-150-18	81	32	41,4	39,9
Pilar PAF-150-26	83	34	41,5	40,3
Pilar PPBA-150-18	107	58	42,8	44,0
Pilar PPBA-150-18-Ch	128	79	43,8	46,2
Pilar PPBA-150-26	110	61	43,0	44,4
Pilar PPBA-150-34	114	65	43,2	44,8
Pilar PPBA-150-34-SP	125	76	43,6	45,9

4.1.2 Aço

A caracterização dos aços utilizados nas armaduras longitudinais, transversais e aqueles utilizados como pinos conectores de cisalhamento, foi realizada através de ensaio de tração de acordo com ABNT NBR ISO 6892-1:2013. Foram ensaiadas, para cada tipo de barra, duas amostras de cada diâmetro (5 mm, 8 mm e 10 mm) extraídos do mesmo lote. Com os dados obtidos dos ensaios foram conhecidas as características mecânicas de cada barra (Tabela 4.5), bem como determinaram-se os diagramas de tensão versus deformação, conforme mostrado nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6.

Tabela 4. 5 - Características mecânicas das amostras de aço

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E_s (GPa)
5	727	2,80	260
8	562	2,61	215
10	584	2,78	210

f_y : tensão de escoamento;
 ϵ_y : deformação específica de escoamento;
 E_s : módulo de elasticidade longitudinal do aço

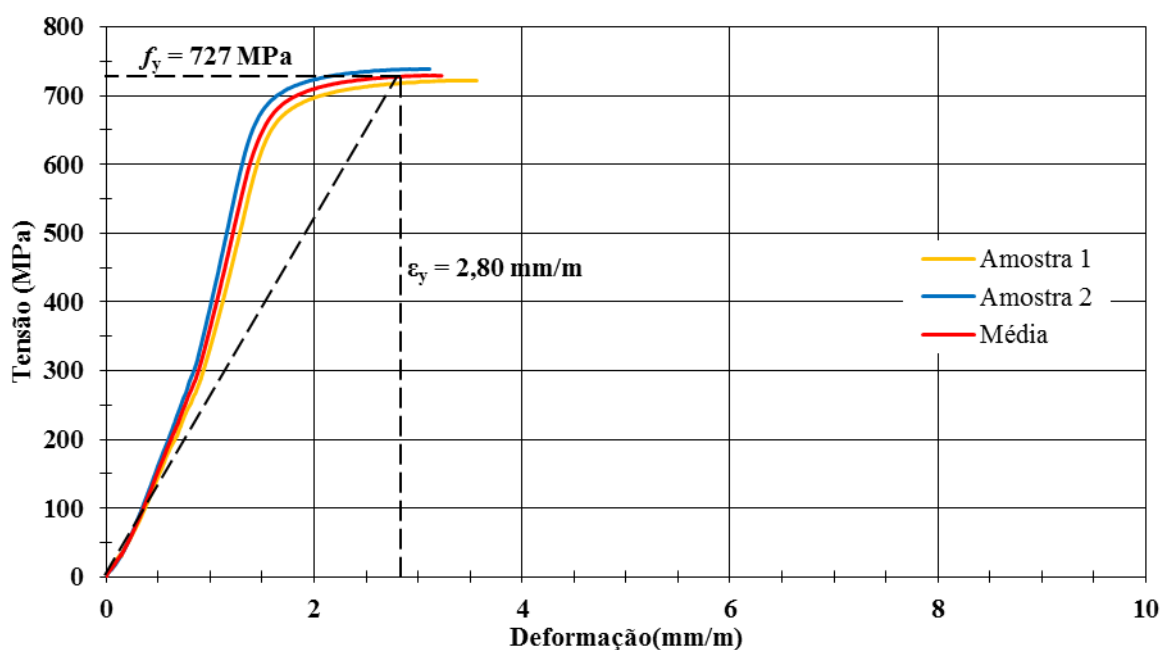


Figura 4. 4 - Diagrama Tensão x Deformação da barra de aço Ø 5 mm

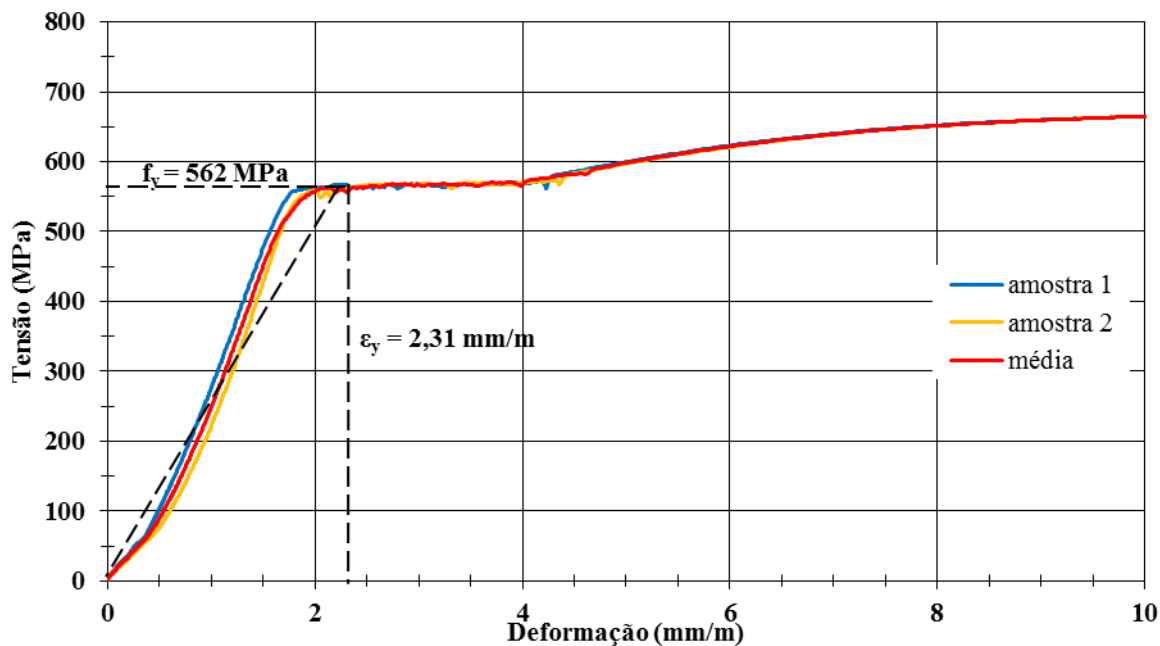


Figura 4. 5 - Diagrama Tensão x Deformação do aço Ø 8 mm

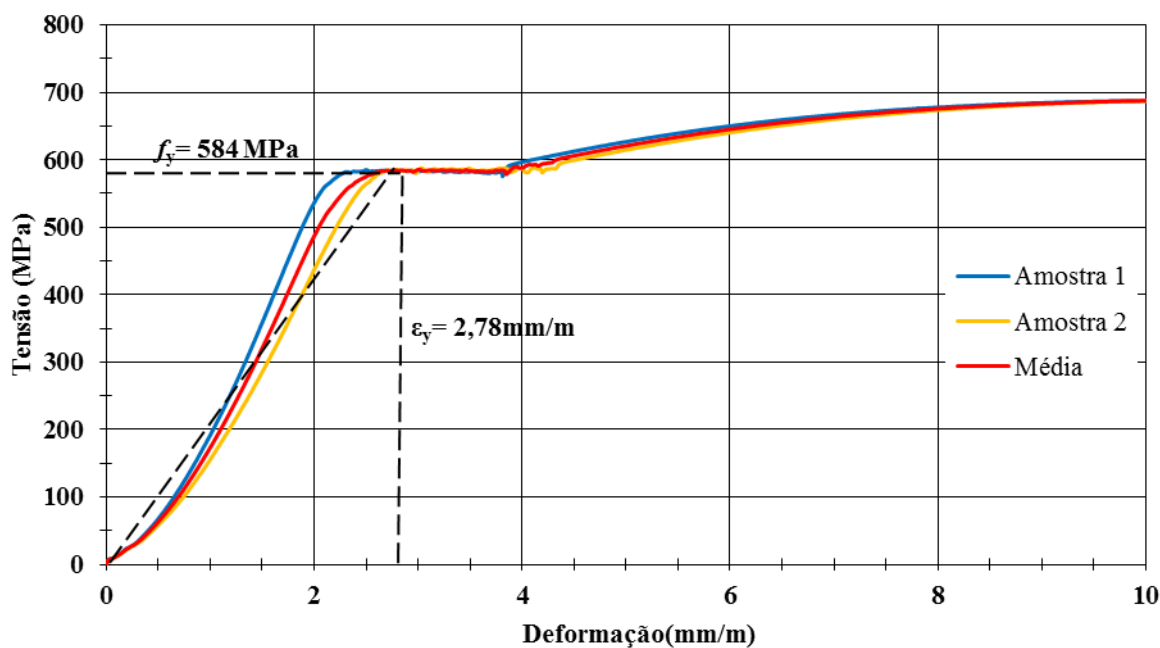


Figura 4. 6 - Diagrama Tensão x Deformação da barra de aço Ø 10 mm

4.1.3 Chapa metálica

A chapa metálica, utilizada como base para fixação dos pinos conectores de cisalhamento, utilizada no pilar PPBA-150-18-Ch, foi ensaiada à tração obedecendo aos critérios da ABNT NBR ISO 6892-1:2013 (Materiais metálicos – ensaio à tração. Parte 1 – Método de ensaio à temperatura ambiente). O diagrama da tensão x deformação está ilustrada

na Figura 4.7. Como a chapa metálica não apresentou patamar de escoamento bem caracterizado, a deformação de escoamento foi obtida com a intersecção da curva com uma reta paralela ao trecho linear do diagrama, a partir da deformação específica residual de 2,0 %.

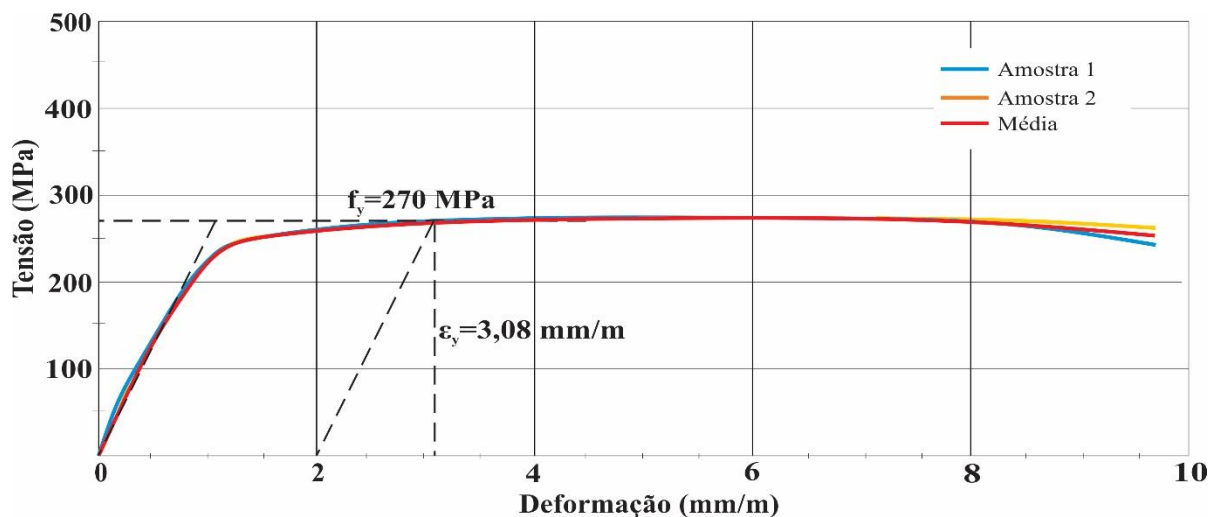


Figura 4. 7 - Diagrama Tensão x Deformação da Chapa metálica base dos pinos conectores de cisalhamento

4.1.4 Parafusos chumbadores

Foram utilizados dois modelos de parafusos chumbadores: parafusos chumbadores AF 5/16X80, com diâmetro nominal de 7,9 mm (5/16 polegadas) e comprimento efetivo igual a 80 milímetros e parafusos chumbadores PBA 5/16X3.1/4-C/P, com diâmetro nominal 7,9 mm (5/16 polegadas) e comprimento efetivo de 82,6 mm (3¼ polegadas). As características mecânicas e geométricas constam da Tabela 4.6.

Tabela 4. 6 - Características mecânicas e geométricas dos parafusos chumbadores (Âncora Sistema de Fixação, 2014)

Nomenclatura	Comprimento do chumbador (mm)	Diâmetro do chumbador (mm)	Profundidade Mínima do Furo (mm)	C. A. M. no concreto (kgf)	Torque de aperto (kgf.m)	Espessura máxima a ser fixada (mm)
AF 5/16X80	80	7,9 (5/16 pol)	32	1630	2,5	44
PBA 5/16X3.1/4-CP	82,6	7,9 (5/16 pol)	40	1430	1,8	33

C. A. M: carga média de arrancamento;
 Diâmetro da rosca: 7,9 mm (5/16 pol);
 Comprimento da jaqueta/prolongador: 65 mm (modelo AF 5/16X80);
 O modelo PBA 5/16X3.1/4-CP não possui jaqueta/prolongador

4.2 COMPORTAMENTO DOS PILARES

4.2.1 Cargas e modo de ruptura

Os pilares reforçados apresentaram ganho de resistência de carga entre 2,68 e 4,19 vezes a carga de ruptura do pilar original (P_o); no entanto nenhum deles superou a carga de ruptura do pilar de referência (P_{ref}). Todos os pilares reforçados tiveram rompimento brusco com deslocamento da camada de reforço, apesar de alguns apresentarem processo de escoamento da armadura na região tracionada. A diferença da resistência de compressão entre os concretos do substrato e reforço foi de no máximo 2,4 MPa. Os pilares que tiveram as cargas de ruptura mais próximas do pilar de referência foram os pilares PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, com 97 % e 98 % em relação à carga de ruptura do pilar de referência (P_{ref}).

O pilar original, Pilar de referência e Pilar PAF-150-18, apresentaram ruptura na região central sendo suas fissuras de rupturas localizadas no eixo médio da peça, com pequenas variações superiores ou inferiores. Os pilares PAF-150-26, PPBA-150-18, PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, apresentaram ruptura na região superior do eixo médio do pilar, com distâncias de 265 mm, 320 mm, 199 mm e 112 mm, respectivamente; os pilares PPBA-150-18-Ch e PPBA-150-26 apresentaram ruptura na região inferior do eixo médio do pilar com distância de 449 mm e 324 mm, respectivamente, em relação a altura média do pilar.

Os pilares monolíticos P_o e P_{ref} apresentaram ruptura por esmagamento do concreto e escoamento do aço e todos os pilares reforçados romperam por deslocamento da camada de reforço de concreto. Os esquemas das superfícies de ruptura estão apresentados nas Figuras 4.8 a 4.12; as fotografias da região de ruptura são mostradas nas Figuras 4.13 à 4.21. A Tabela 4.7 apresenta o modo de ruptura dos pilares com suas respectivas cargas, resistências e comparativo de deformações.

Tabela 4. 7 - Cargas e modo de ruptura dos todos os pilares ensaiados

Pilar	P_u (kN)	$\frac{P_u}{P_u P_o}$	$\frac{P_u}{P_u P_{ref}}$	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	$P_{ret,rel}$ (kN)	$\frac{\varepsilon_{s,max}}{\varepsilon_y}$	$\frac{\varepsilon_{c,max}}{\varepsilon_{cu}}$	Modo de ruptura
Pilar original (P_o)	126,7	1	0,23	41,9	-	120,0	> 1	0,82	EA-EC
Pilar de referência (P_{ref})	542,2	4,28	1	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA-EC
Pilar PAF-150-18	453,2	2,68	0,84	41,4	39,7	440,0	> 1	0,77	DR
Pilar PAF-150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
Pilar PPBA-150-18	390,8	3,08	0,72	42,8	44,0	390,0	> 1	0,91	DR
Pilar PPBA-150-18-Ch	427,2	3,37	0,79	43,8	46,2	420,0	0,43	0,71	DR
Pilar PPBA-150-26	517,1	4,08	0,95	43,0	44,4	510,0	0,90	> 1	DR

Pilar PPBA-150-34	528,3	4,17	0,97	43,2	44,6	520,0	0,65	0,90	DR
Pilar PPBA-150-34-SP	531,0	4,19	0,98	43,6	45,9	530,0	> 1	0,99	DR

P_u : carga última de ruptura;

$P_{ret,rel.}$: carga da última leitura antes da retirada dos relógios

f_c^{sub} : resistência à compressão do concreto do substrato (CAA);

f_c^{ref} : resistência à compressão do concreto do reforço (CAA);

ϵ_y : deformação de início de escoamento obtida para o aço;

ϵ_{cu} : deformação de esmagamento do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014;

ϵ_c : deformação do concreto;

EA: escoamento do aço;

EC: esmagamento do concreto;

DR: deslocamento do reforço.

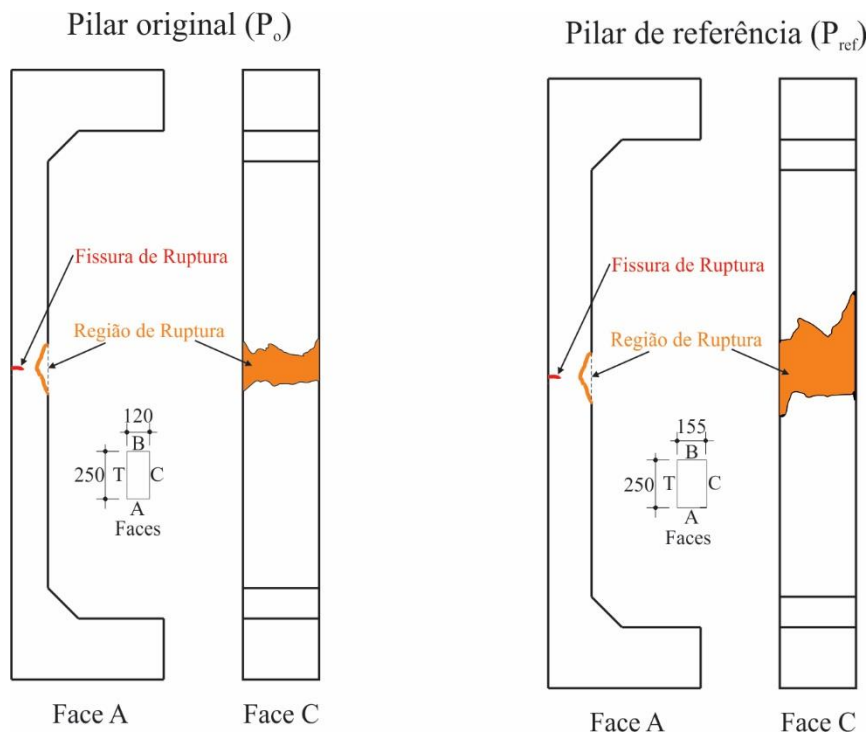


Figura 4. 8 - Esquema da superfície de ruptura - pilar original (P_o) e pilar de referência (P_{ref})

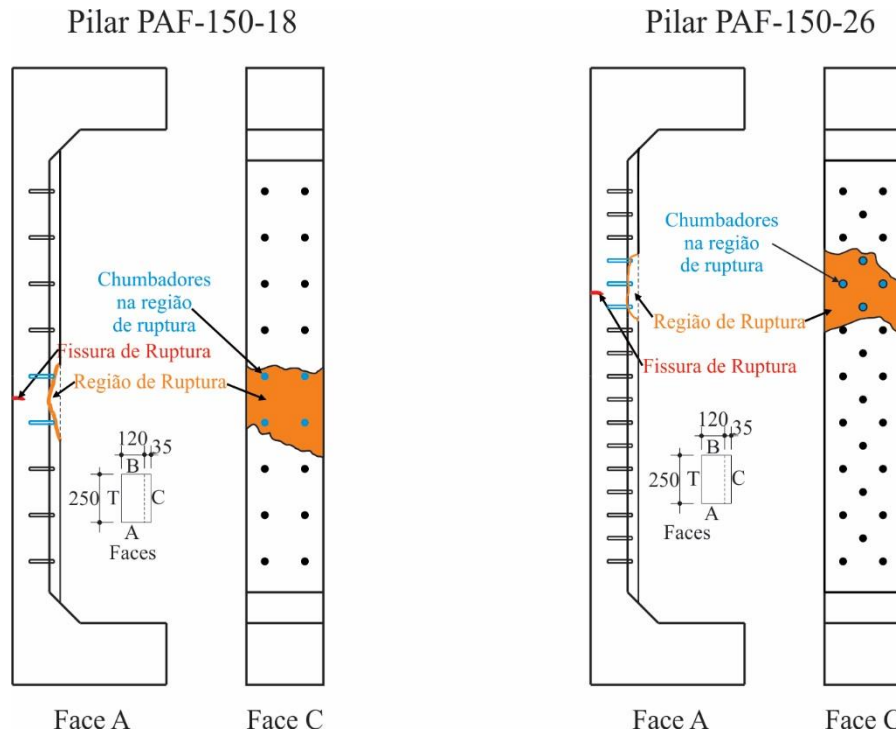


Figura 4. 9 - Esquema da superfície de ruptura - pilares PAF-150-18 e PAF-150-26

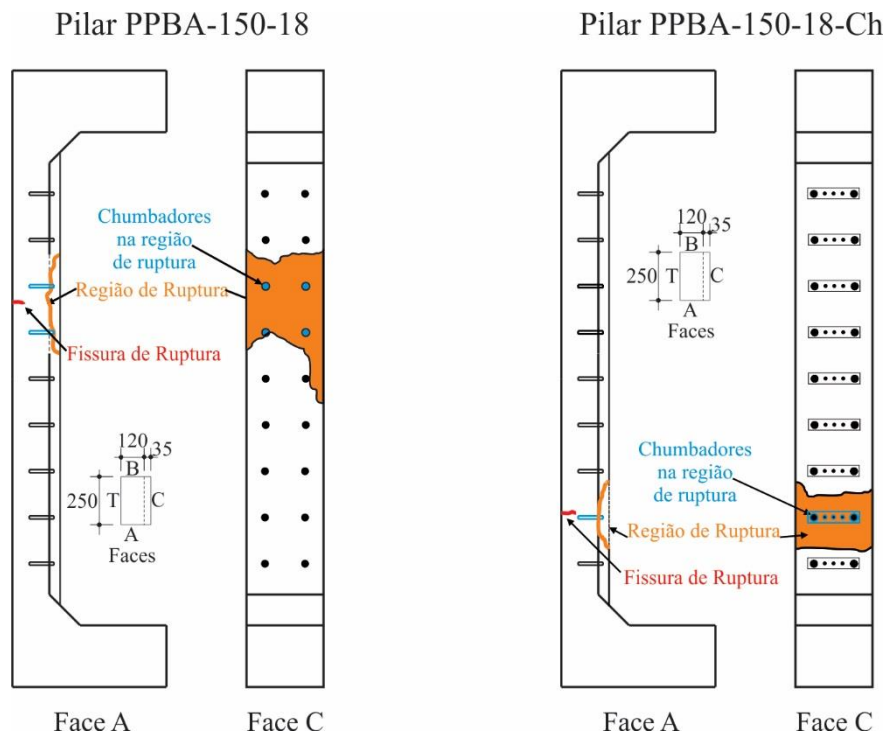


Figura 4. 10 - Esquema da superfície de ruptura - pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch

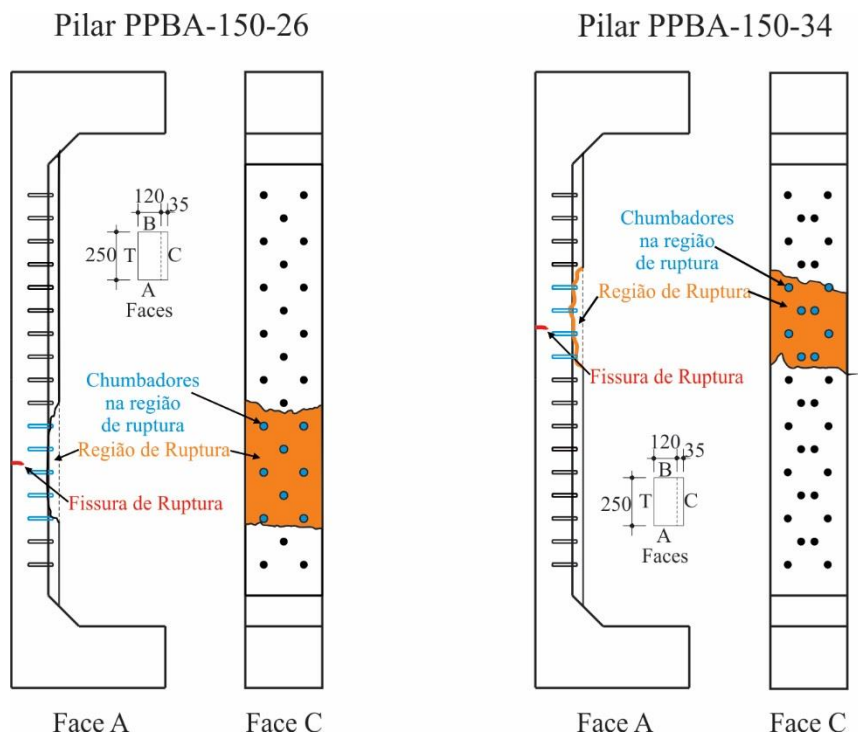


Figura 4. 11 - Esquema da superfície de ruptura - pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34

Pilar PPBA-150-18-34-SP

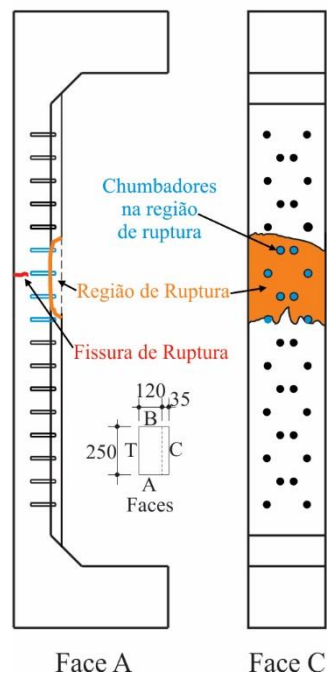


Figura 4. 12 - Esquema da superfície de ruptura – pilar PPBA-150-134-SP

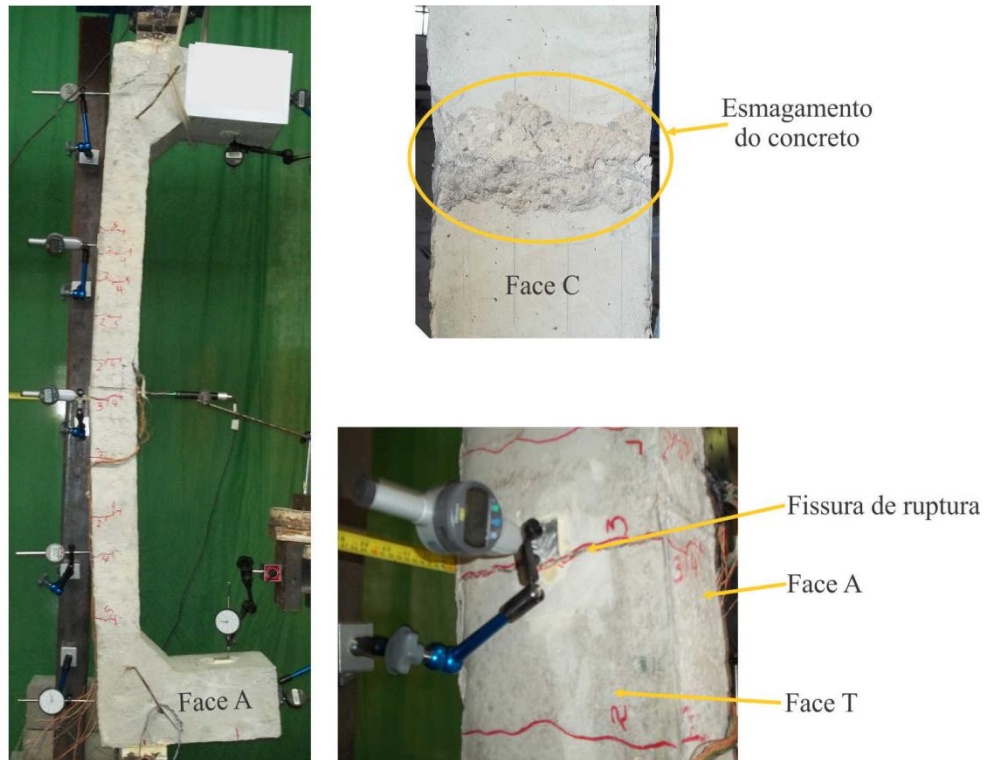


Figura 4. 13 - Região de ruptura do pilar original (P_0)

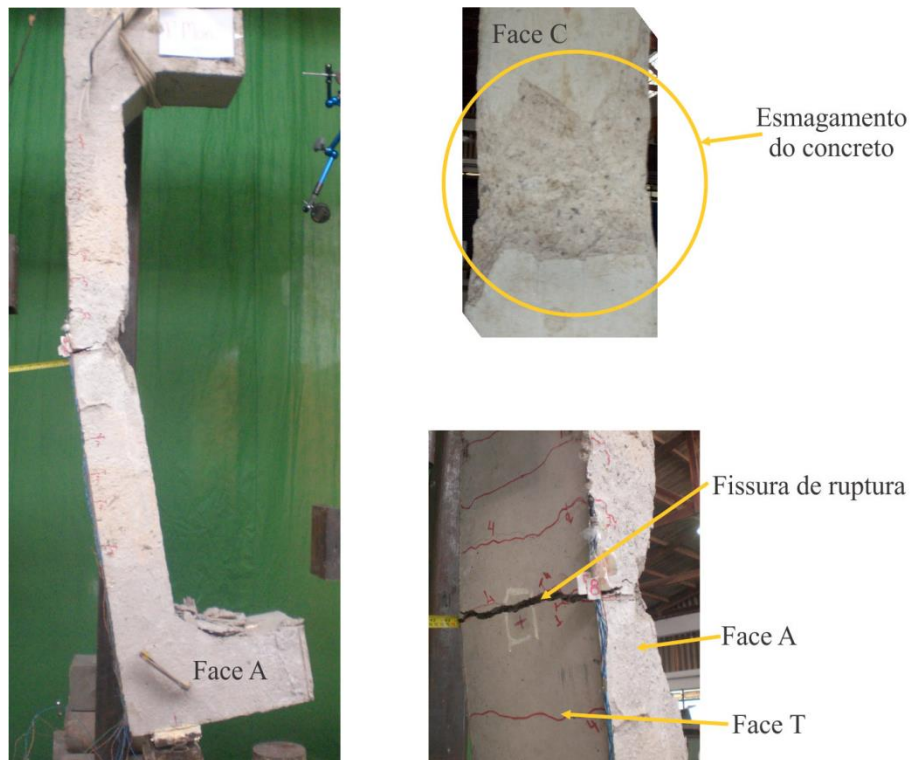


Figura 4. 14 - Região de ruptura do pilar de referência (P_{ref})



Figura 4. 15 - Região de ruptura do pilar PAF-150-18

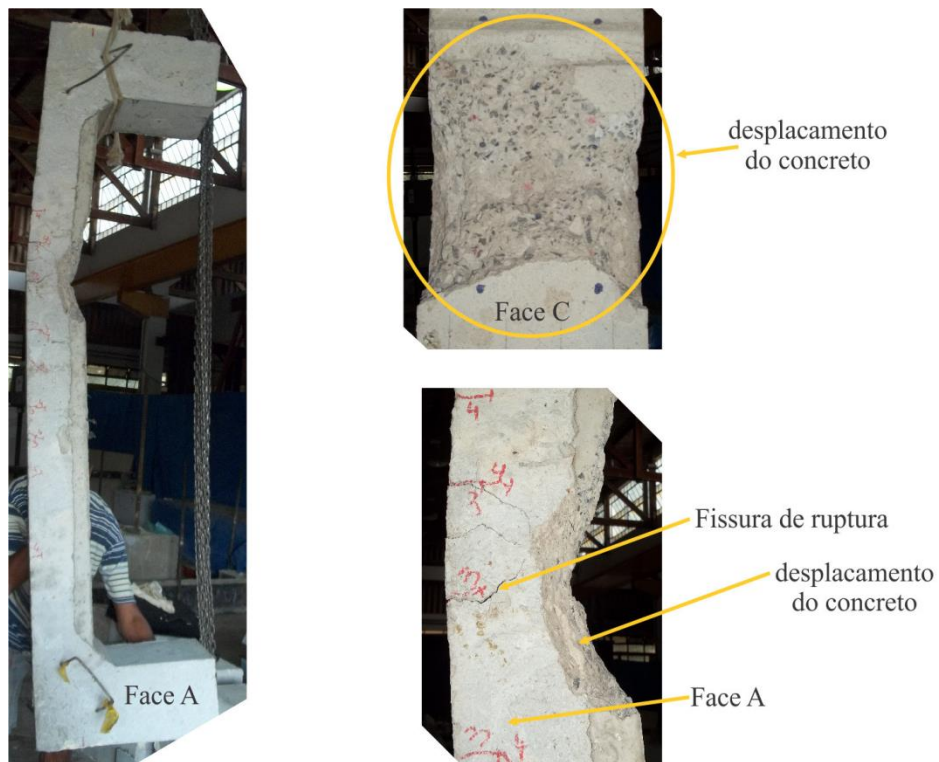


Figura 4. 16 - Região de ruptura do pilar PAF-150-26

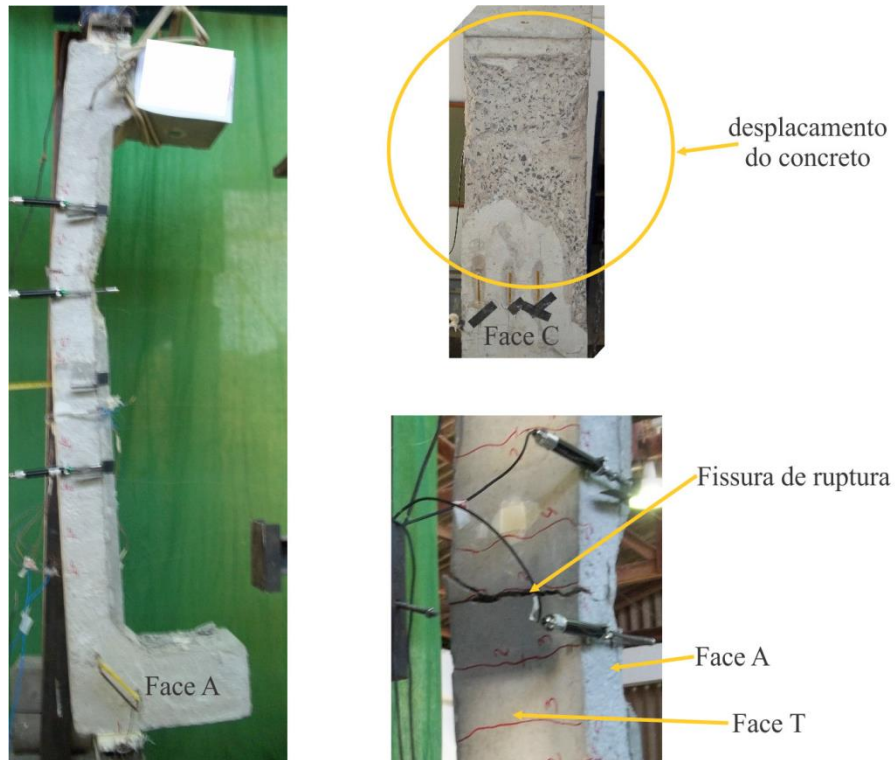


Figura 4. 17 - Região de ruptura do pilar PPBA-150-18

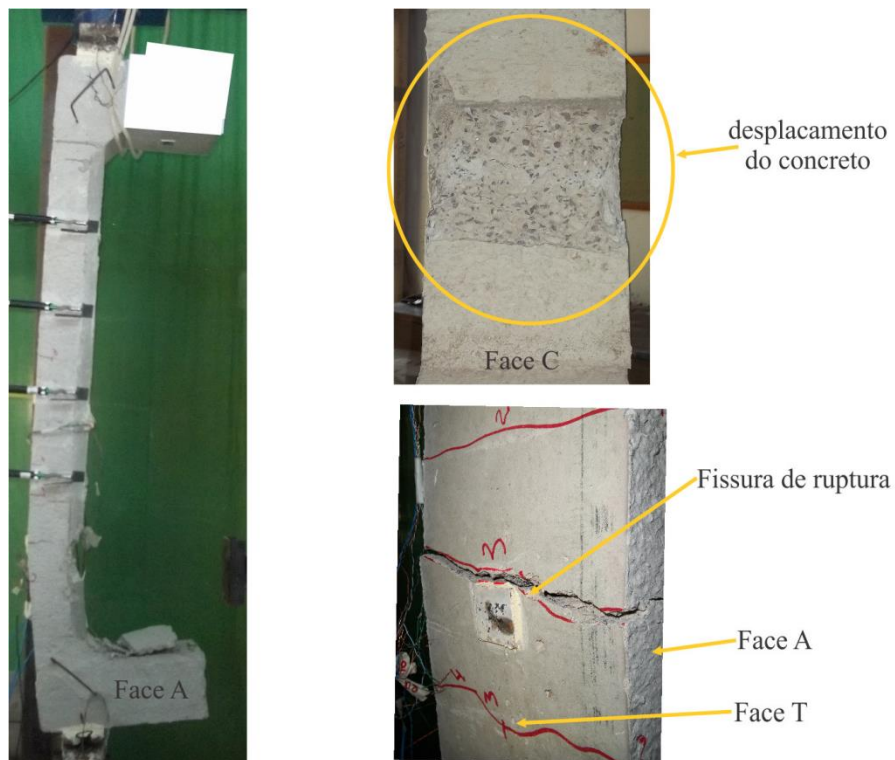


Figura 4. 18 - Região de ruptura do pilar PPBA-150-18-Ch

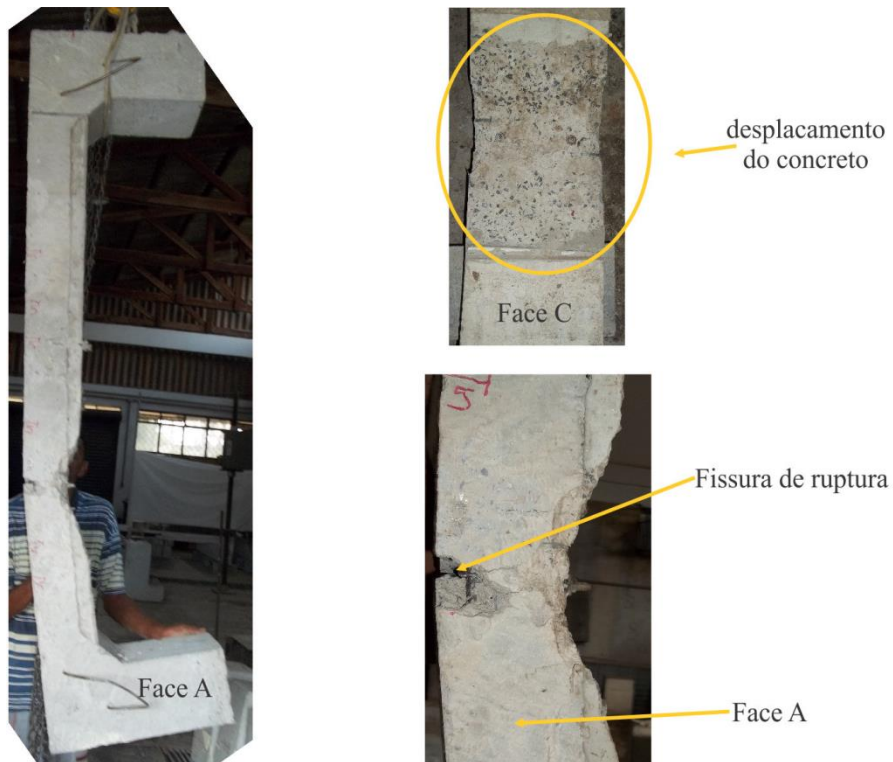


Figura 4. 19 - Região de ruptura do pilar PPBA-150-26

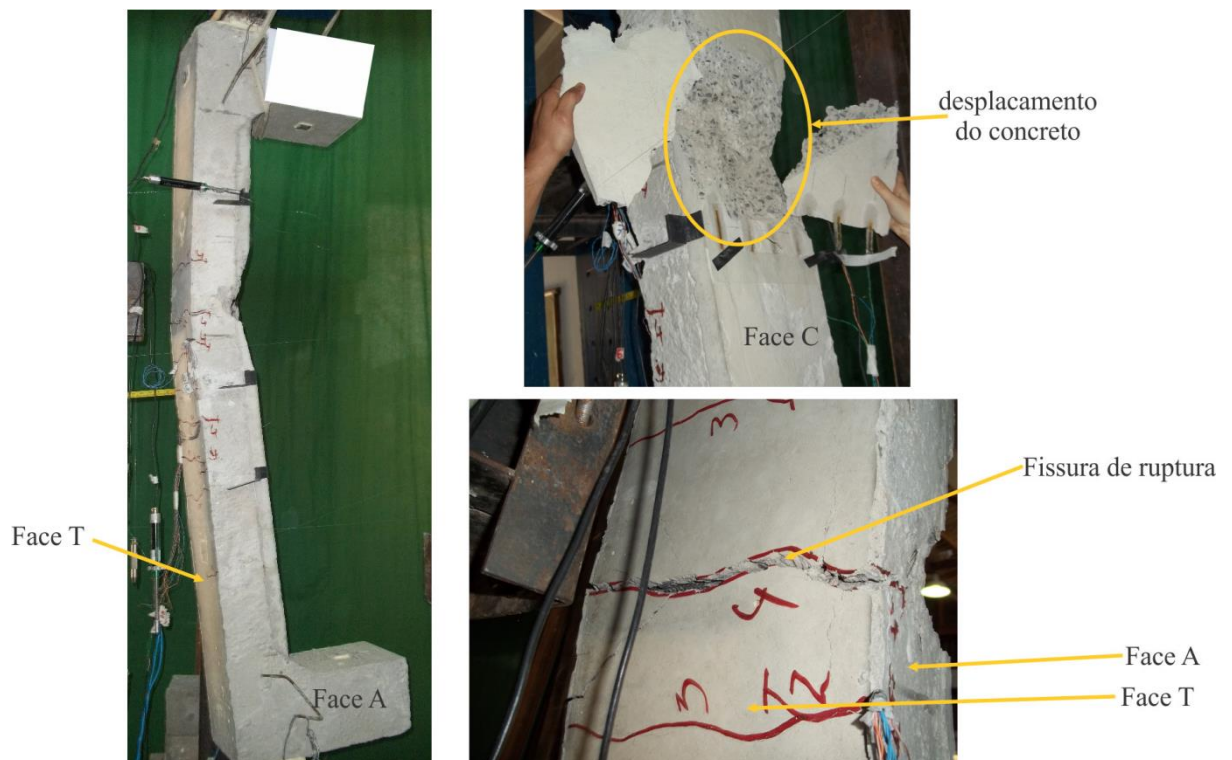


Figura 4. 20 - Região de ruptura do pilar PPBA-150-34

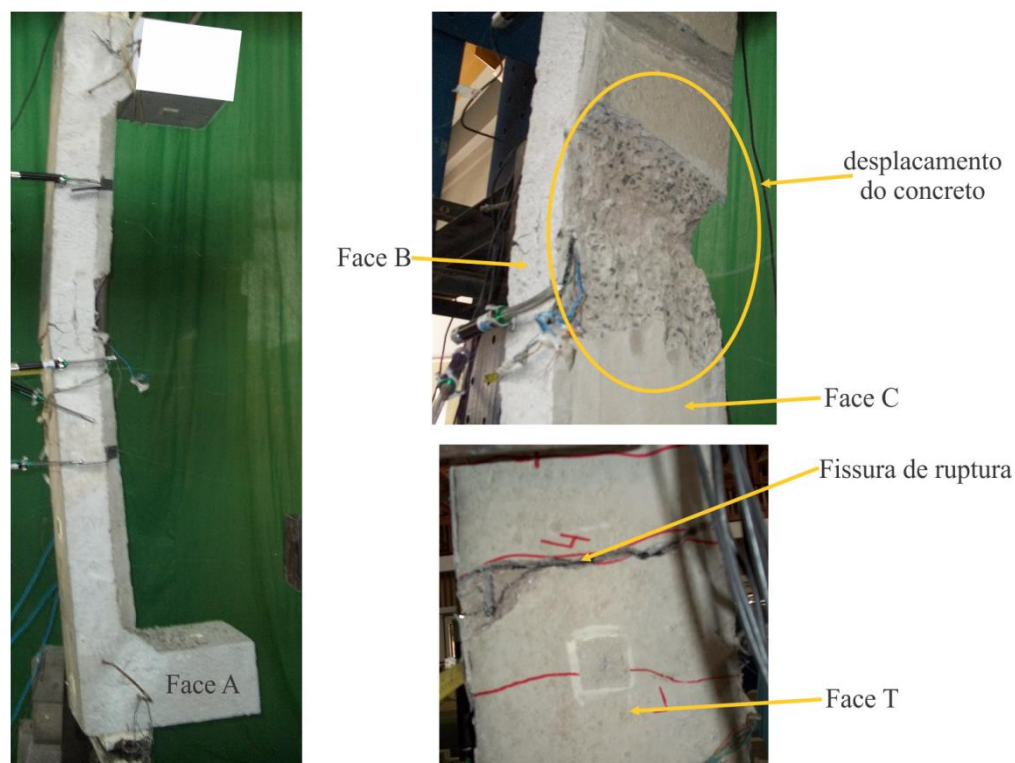


Figura 4. 21 - Região de ruptura do pilar PPBA-150-34-SP

4.2.2 Deslocamentos horizontais e verticais

Para medir os deslocamentos horizontais e verticais foram instalados nove relógios comparadores digitais, da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm, denominados R1 à R9.

Os relógios comparadores foram removidos antes da ruptura dos pilares para não serem danificados; após a retirada dos relógios comparadores a leitura dos deslocamentos na posição do relógio R3, continuou sendo efetuada pelo monitoramento, à olho nu, através do deslocamento de uma trena, com escala milimétrica, devidamente fixada ao pilar. As Figuras 4.22 à 4.30 mostram os deslocamentos de todos os pilares, bem como os principais dados obtidos dos ensaios, tais como: P_u (carga última de ruptura); $P_{ret,rel}$ (carga de retirada dos relógios); e_{ens} (excentricidade de aplicação de carregamento no início do ensaio); f_c^{sub} (resistência à compressão do concreto do substrato no dia do ensaio) e f_c^{ref} (resistência à compressão do concreto do reforço no dia do ensaio). O critério utilizado para a retirada dos relógios comparadores foi o monitoramento das deformações do concreto, fixados na face C.

Quando as deformações atingiam 3,0 mm/m, era registrada a leitura da carga denominada $P_{ret,rel}$ e dos relógios comparadores.

Os maiores deslocamentos foram obtidos pela trena e pelo relógio comparador R3, posicionados à meia altura da face T do pilar. Os relógios comparadores R2 e R4, posicionados simetricamente, em relação ao eixo médio, apresentaram deslocamentos semelhantes, sendo o relógio R4, posicionado mais próximo do consolo inferior, onde se localiza o macaco hidráulico, apresentando leitura ligeiramente maior que o relógio R2. Os relógios R6 à R8 foram posicionados nas regiões dos consolos para verificação do comportamento quanto à rotação, medida indiretamente pelos deslocamentos verticais e horizontais. Foram observados que os relógios posicionados no consolo inferior (R7 e R9), onde está posicionado o macaco hidráulico, apresentaram deslocamentos superiores àqueles apresentados pelos relógios localizados no consolo superior (R6 e R8), próximos da viga do pórtico de reação. Uma possível causa para isso é que a carga foi aplicada no apoio inferior, onde foi posicionado o atuador hidráulico, gerando maior fluxo de tensão na região do consolo inferior.

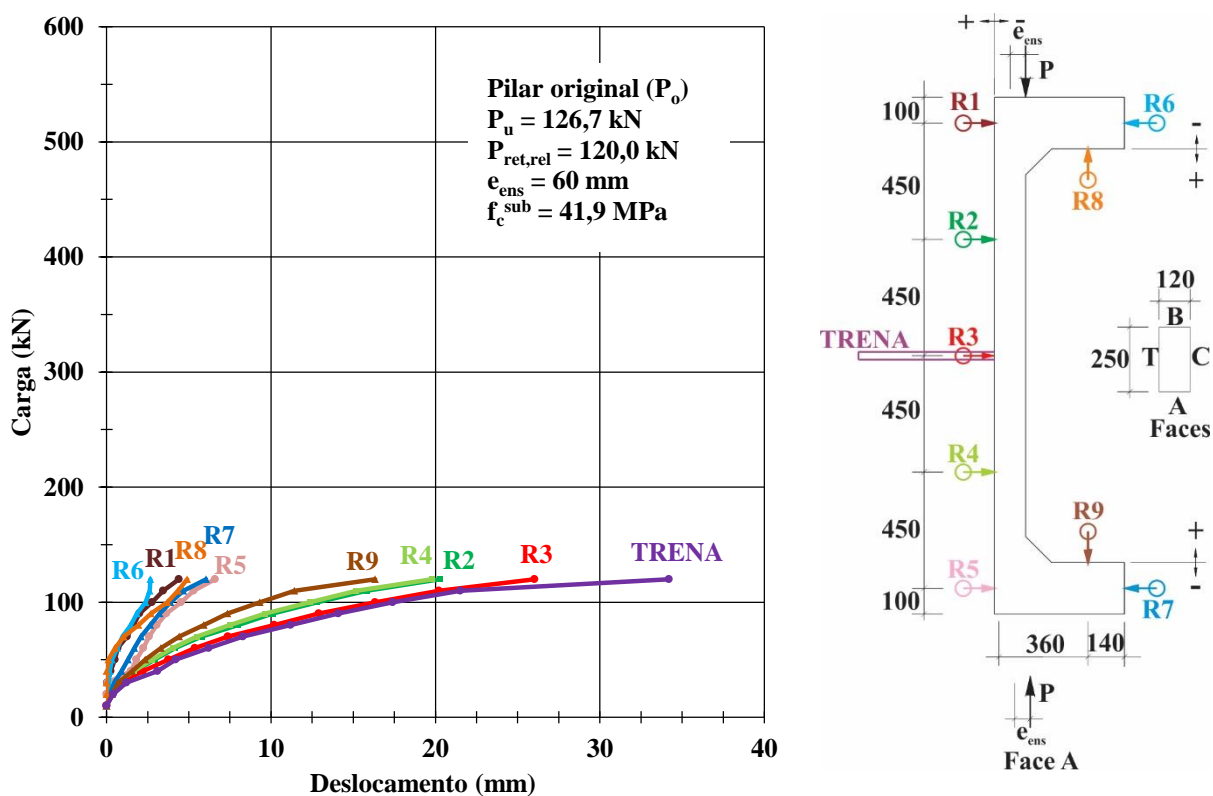


Figura 4. 22 - Diagrama Carga x Deslocamento - pilar original (P_0)

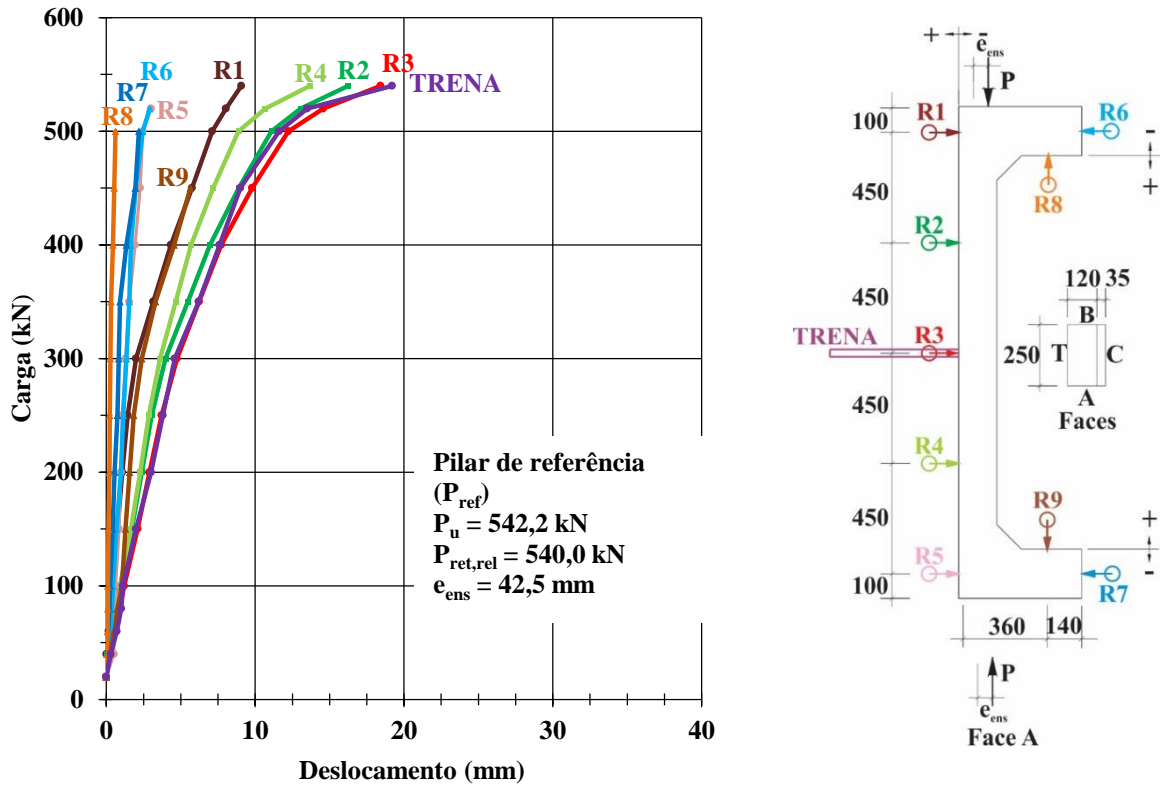


Figura 4. 23 - Diagrama Carga x Deslocamento - pilar de referência (P_{ref})

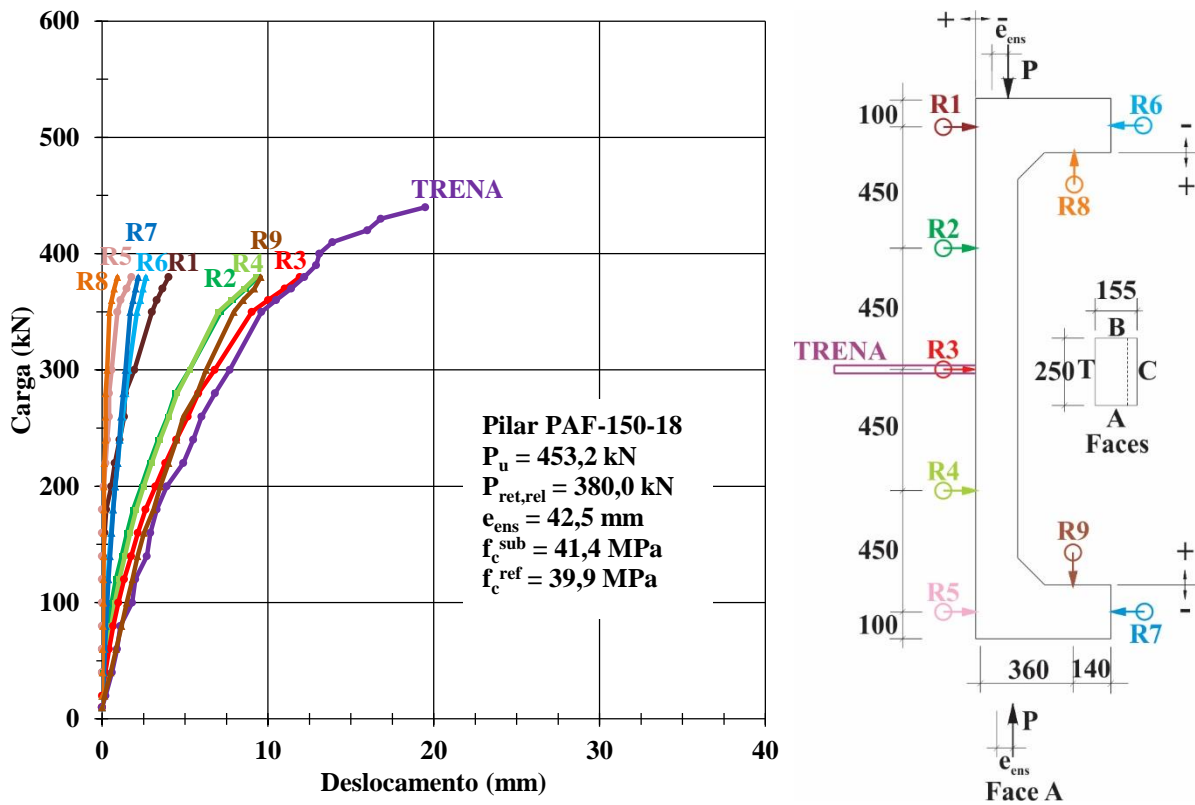


Figura 4. 24 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PAF-150-18

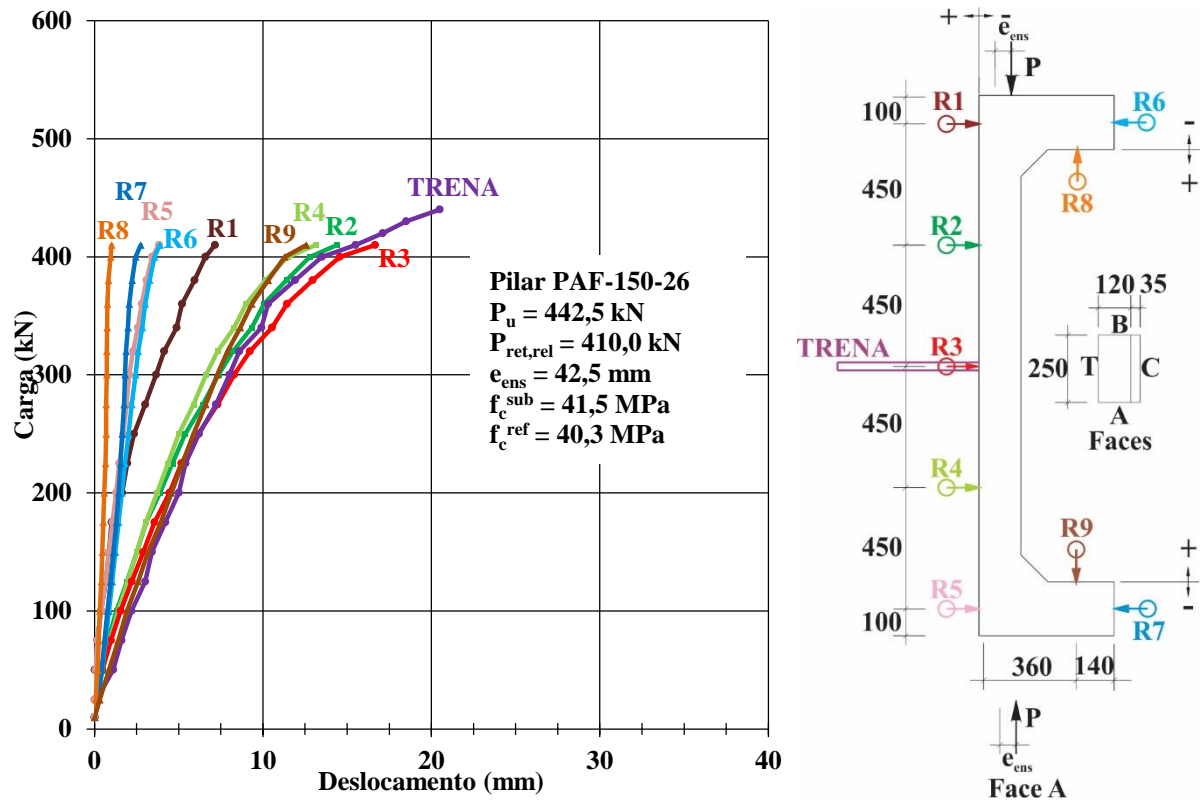


Figura 4. 25 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PAF-150-26

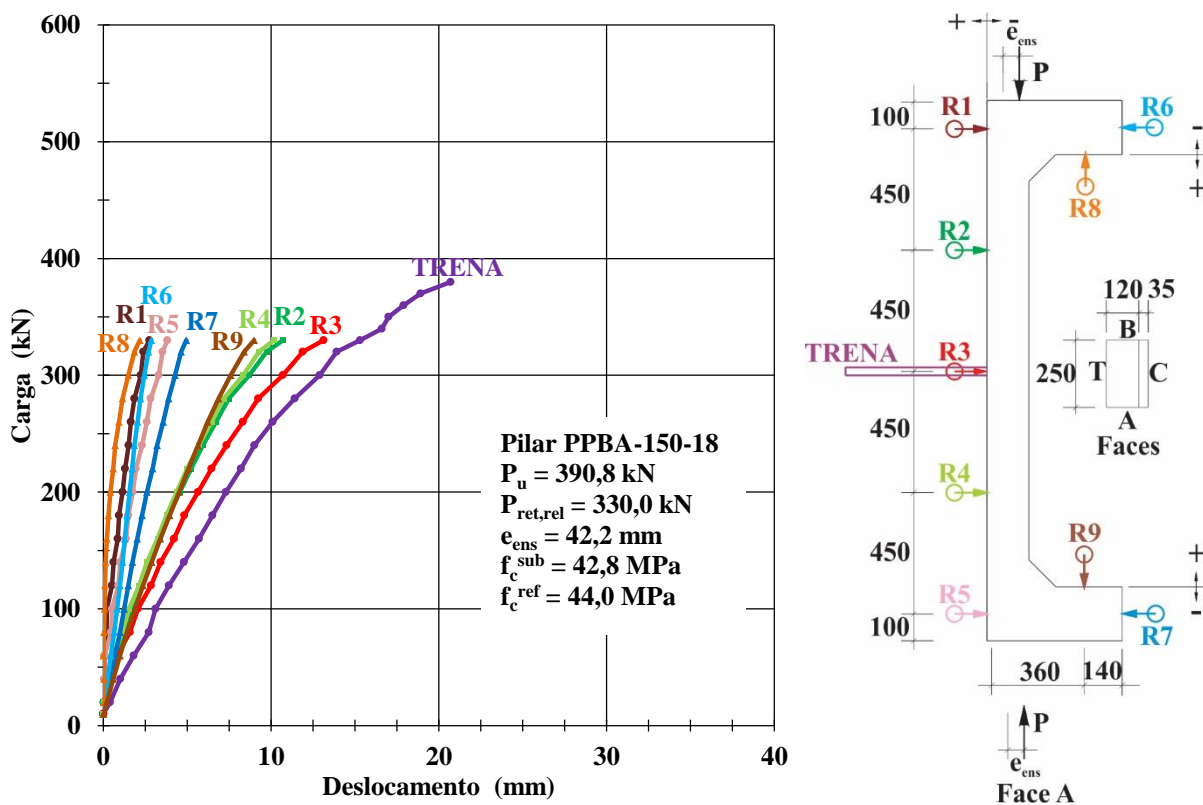


Figura 4. 26 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-18

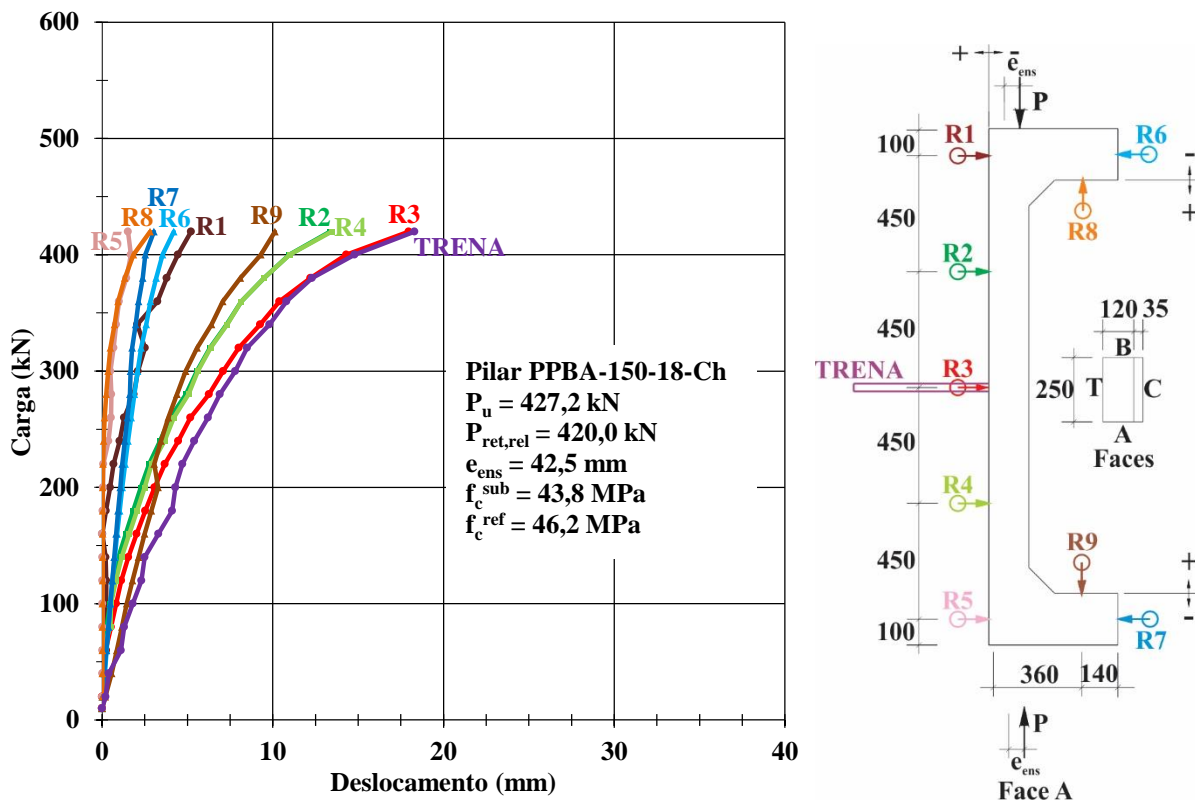


Figura 4. 27 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-18-Ch

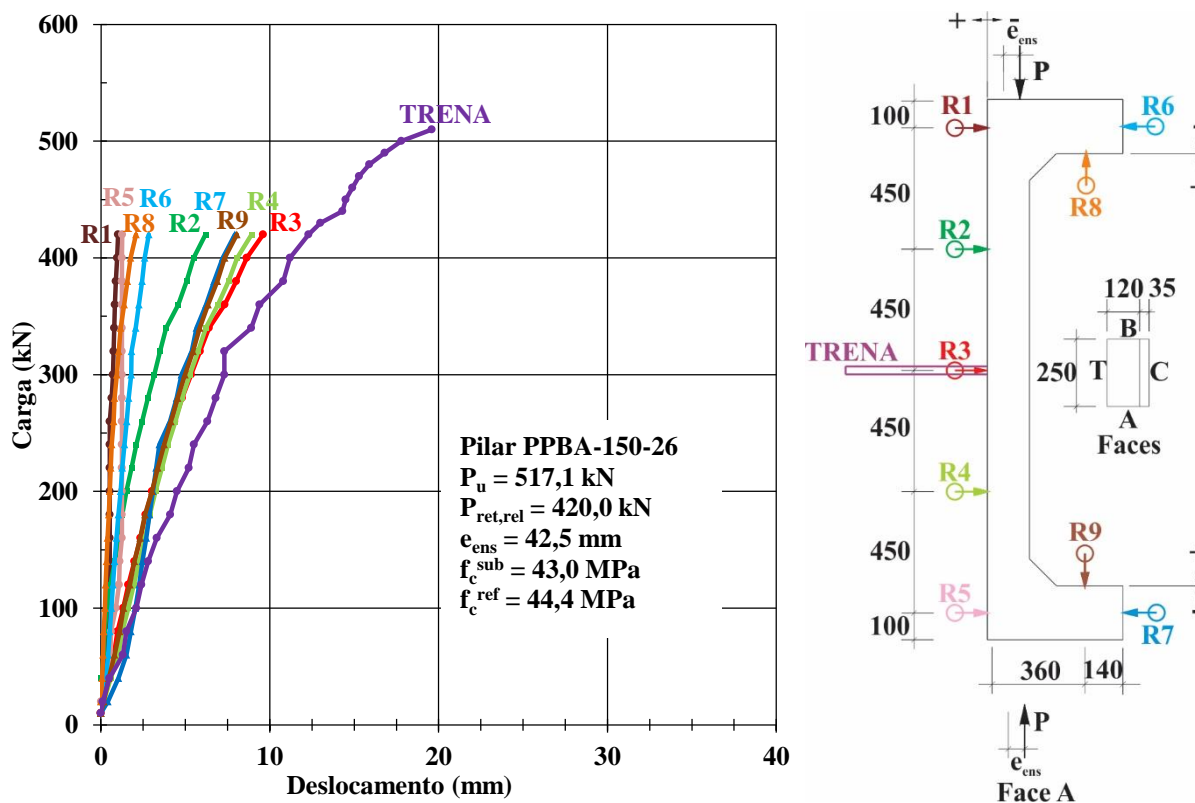


Figura 4. 28 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-26

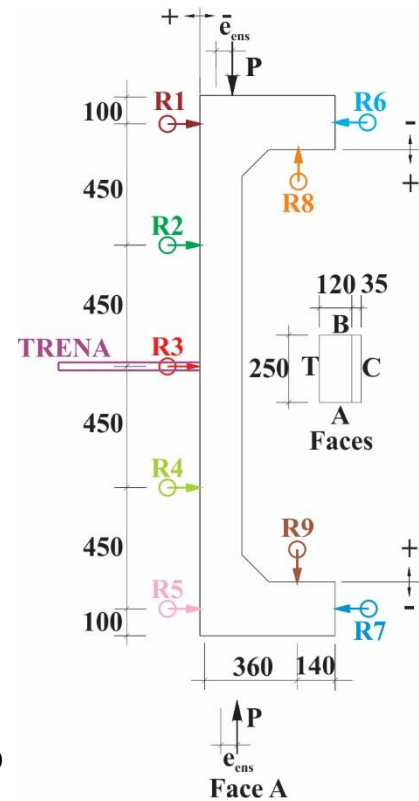
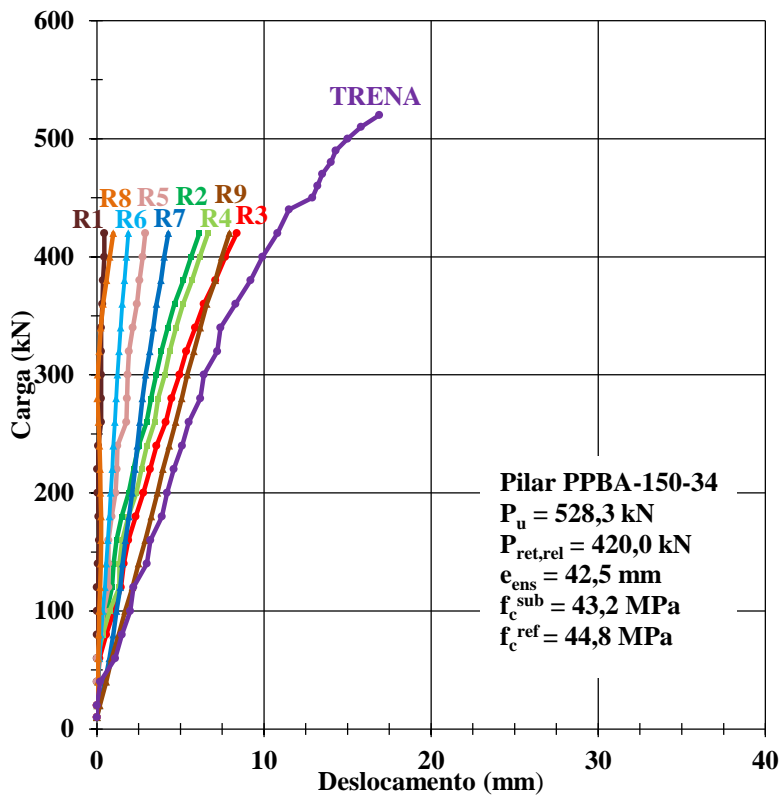


Figura 4. 29 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-34

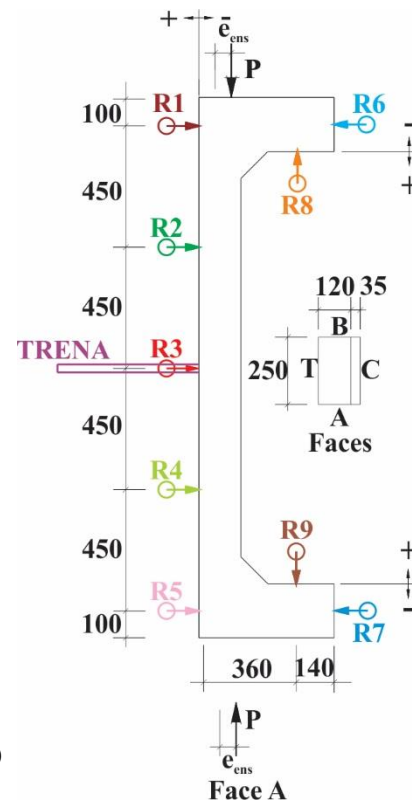
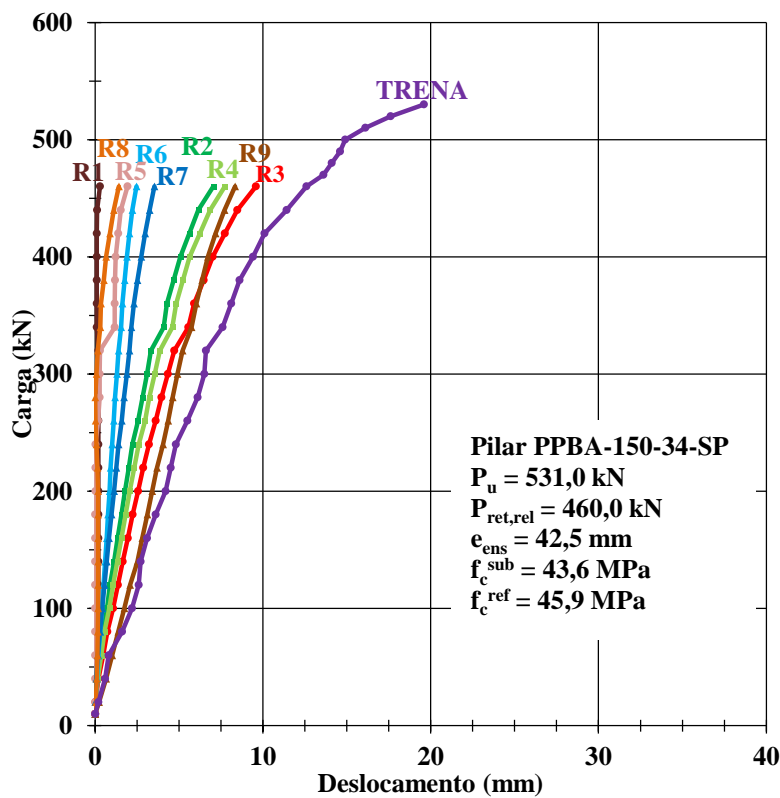


Figura 4. 30 - Diagrama Carga x Deslocamento – pilar PPBA-150-34-SP

4.2.3 Deformação das armaduras

As Figuras 4-31 a 4-39 mostram as deformações específicas das armaduras em função da carga aplicada de todos os pilares ensaiados e a deformação específica de escoamento da barra de aço da armadura longitudinal, que no ensaio de caracterização do aço, apresentou valor de 2,78 mm/m, como mostrado na Tabela 4-2 e na Figura 4-6. As deformações dos extensômetros que apresentaram problemas por não funcionarem corretamente na coleta dos seus dados, foram retirados e não constam nos gráficos desse item.

O pilar original (P_o) apresenta as maiores deformações na região tracionada de todos os pilares. As curvas de deformações dos extensômetros E5 e E7, excederam a deformação específica de escoamento de 2,78 mm/m, para cargas próximas de 70 % da carga de ruptura (Figura 4-31)

No pilar de referência (P_{ref}), apesar dos extensômetros, na face T não terem atingido a deformação de escoamento, percebe-se a iminência da curva de deformação a entrar nesse estágio. No pilar PPBA-150-18, o extensômetro E7 excedeu a deformação específica de escoamento, chegando à 3,1 mm/m à 99,8 % de P_u , enquanto que nesse estágio de carga, os extensômetros E5 e E8 aproximaram da deformação de escoamento ficando com deformação de 2,3 e 2,4 mm/m, respectivamente (Figura 4-32).

No pilar PAF-150-18, apenas dois extensômetros funcionaram corretamente: E1 posicionado na face C, que apresentou deformação crescente de compressão obtendo valor de -0,33 mm/m para carga de 280 kN; após esse estágio de carregamento e até carga de 440 kN a deformação de compressão sofreu decréscimo até apresentar deformação de tração de 0,02 mm/m; localizado na face de T o extensômetro E7 apresentou deformação máxima de tração de 1,38 mm/m (Figura 4.33). Apenas o extensômetro E8, funcionou corretamente no pilar PAF-150-26 apresentando deformação máxima de tração de 2,25 mm/m (Figura 4-34)

O pilar PPBA-150-18 foi o único, dos pilares reforçados desta pesquisa, que apresentou deformação máxima de tração superior deformação de escoamento para o extensômetro E5, 110,8 % de ϵ_y , apesar dos outros extensômetros da face T: E6, E8 e E7 apresentarem deformação máxima de 1,17 mm/m, 2,30 mm/m e 2,43 mm/m, respectivamente (Figura 4-35).

Apesar do pilar PPBA-150-26 não atingir a deformação de escoamento obtendo-se deformação máxima de tração de 2,50 mm/m, 89,9 % de ϵ_y , é possível observar uma

tendência à horizontalidade da curva de deformação no estágio final de carregamento (Figura 4-37).

Os pilares PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, como era esperado, tiveram comportamento semelhante quanto à deformação da armadura de tração, apresentando deformações máximas de tração iguais a 1,80 mm/m e 1,90 mm/m, respectivamente (Figuras 4-38 e 4-39).

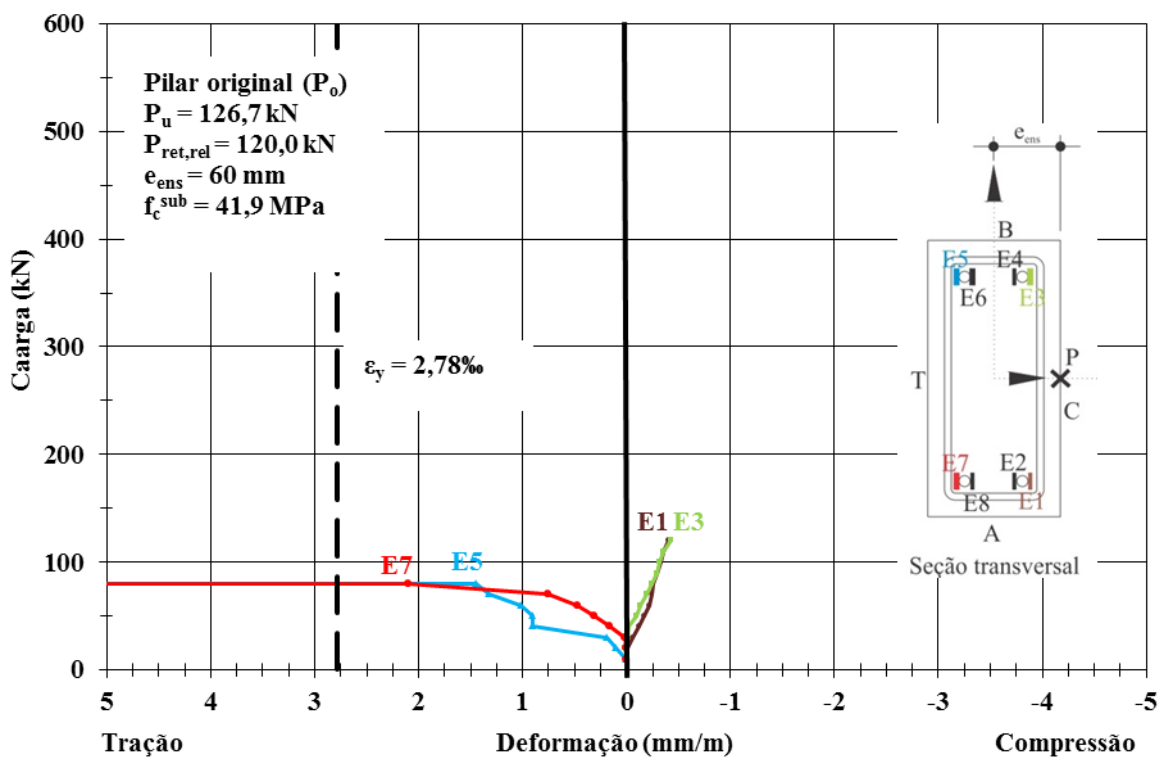


Figura 4. 31 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar original (P_0)

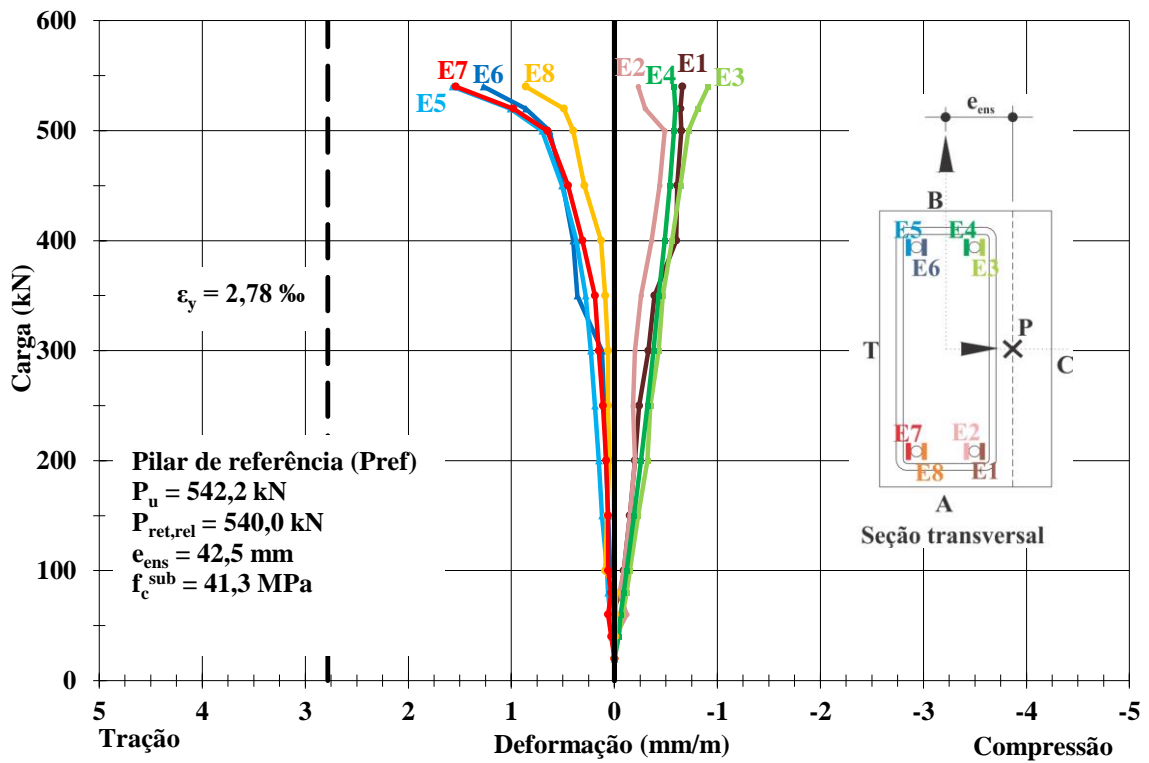


Figura 4. 32 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar de referência (P_{ref})

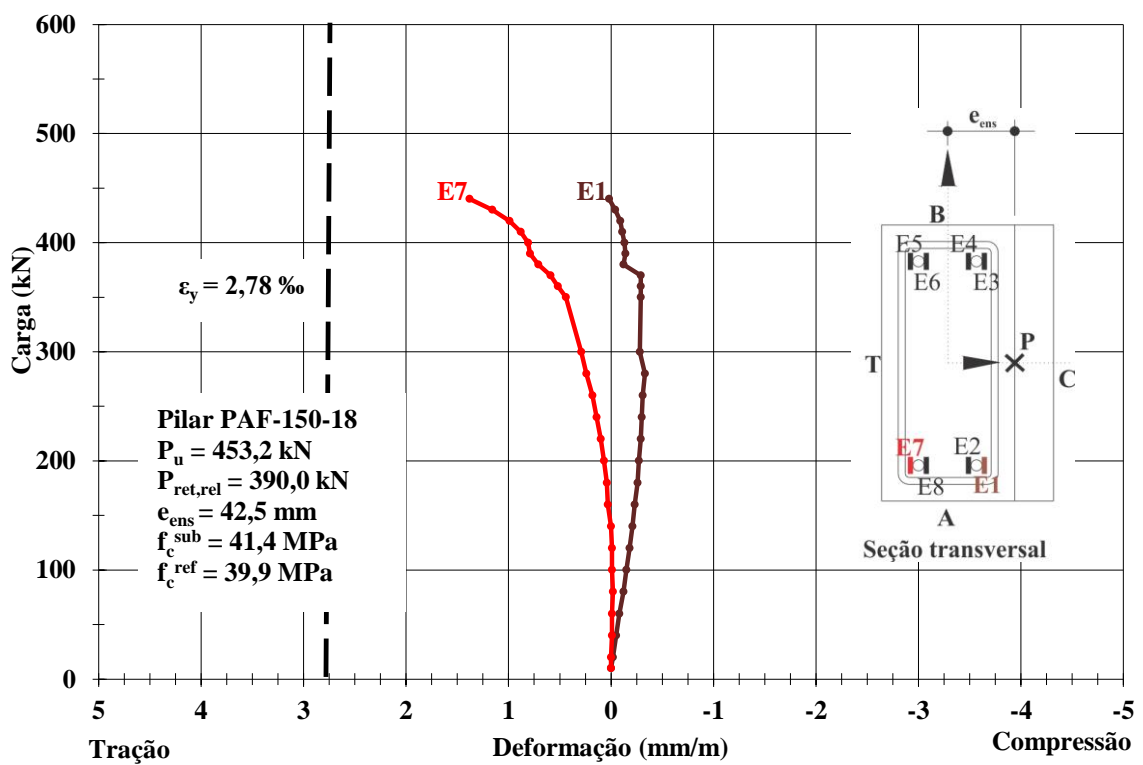


Figura 4. 33 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PAF-150-18

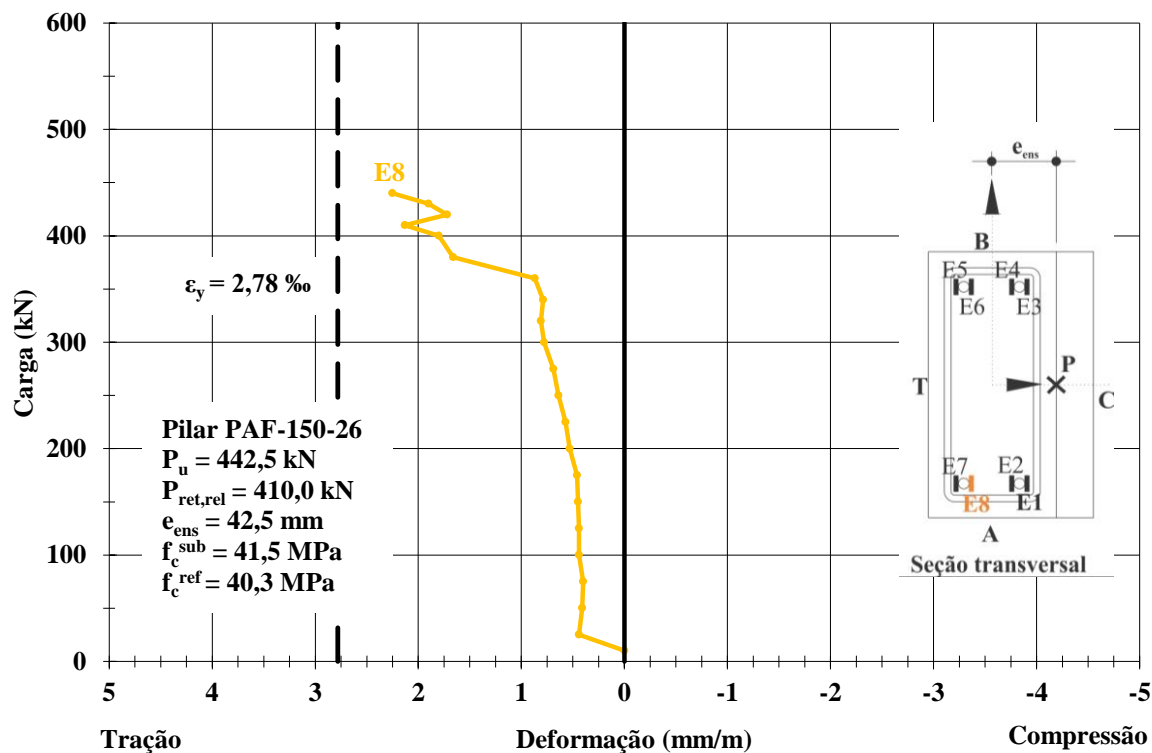


Figura 4. 34 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PAF-150-26

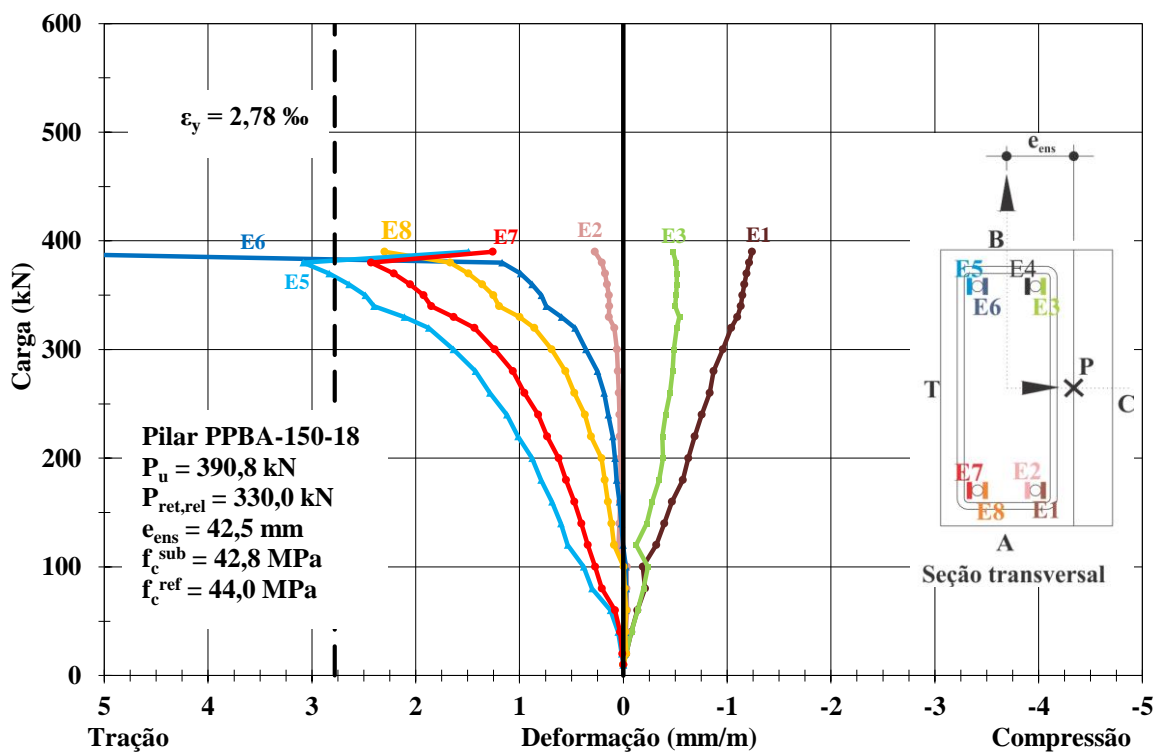


Figura 4. 35 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-18

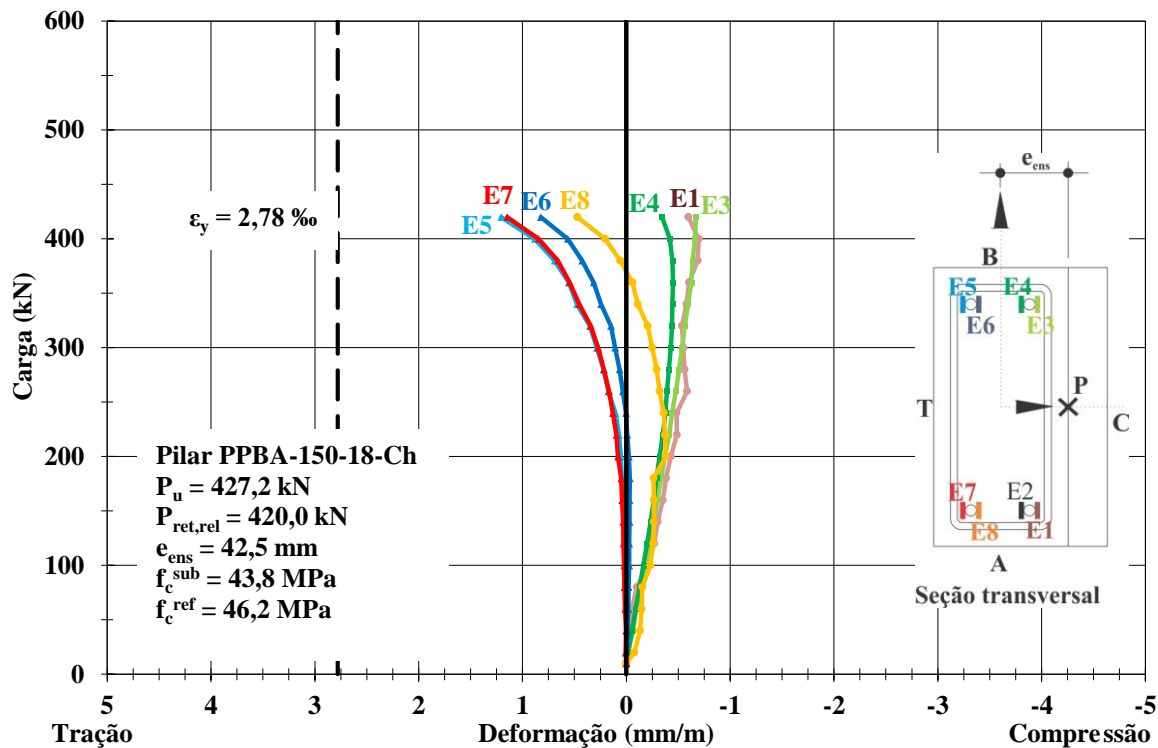


Figura 4. 36 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-18-Ch

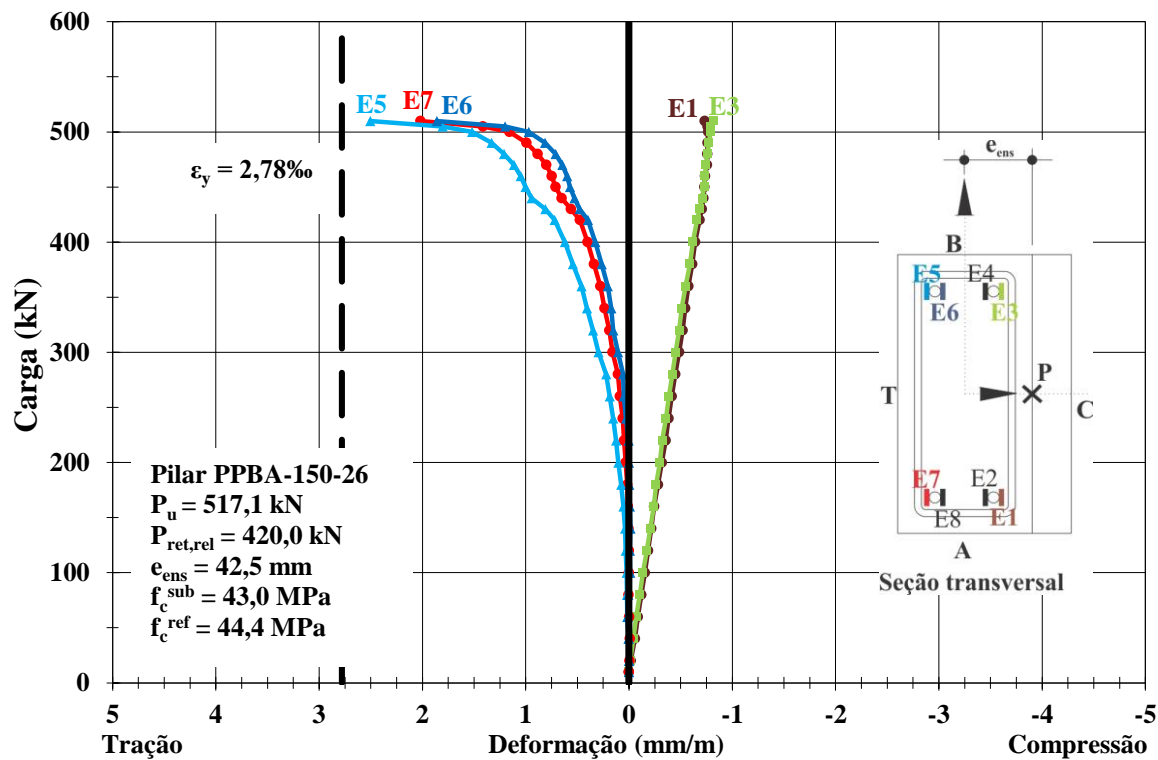


Figura 4. 37 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-26

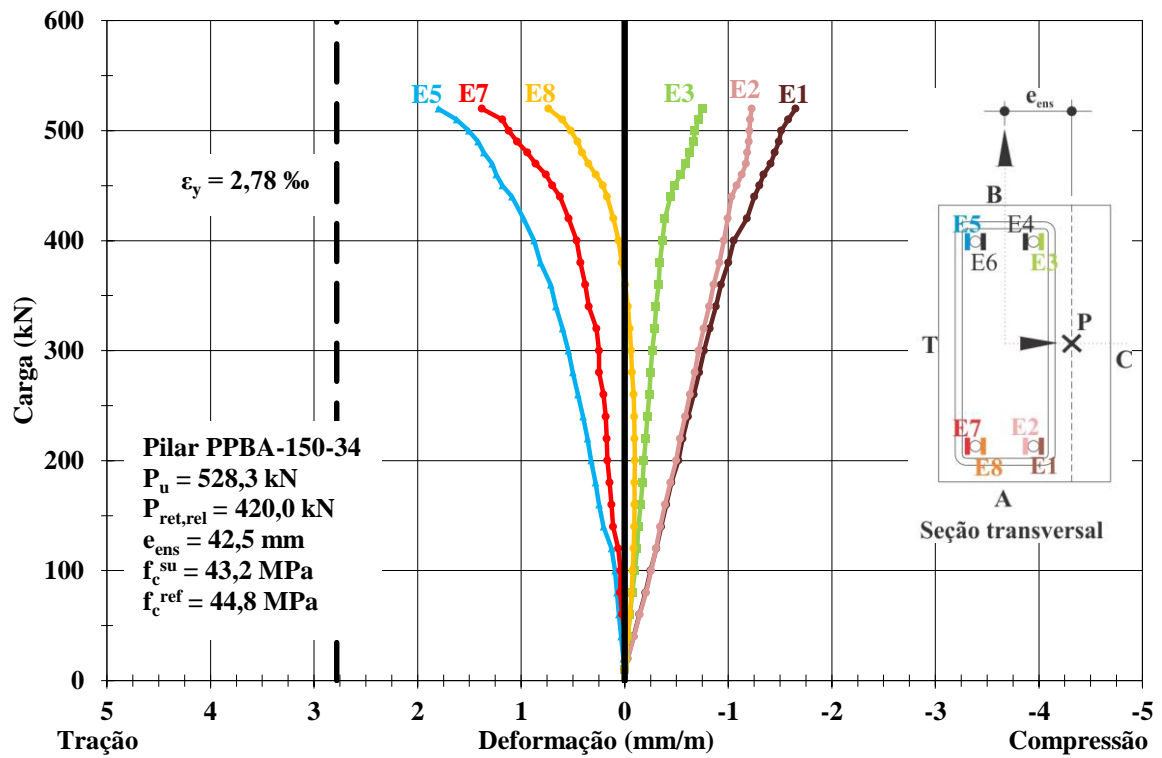


Figura 4. 38 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-34

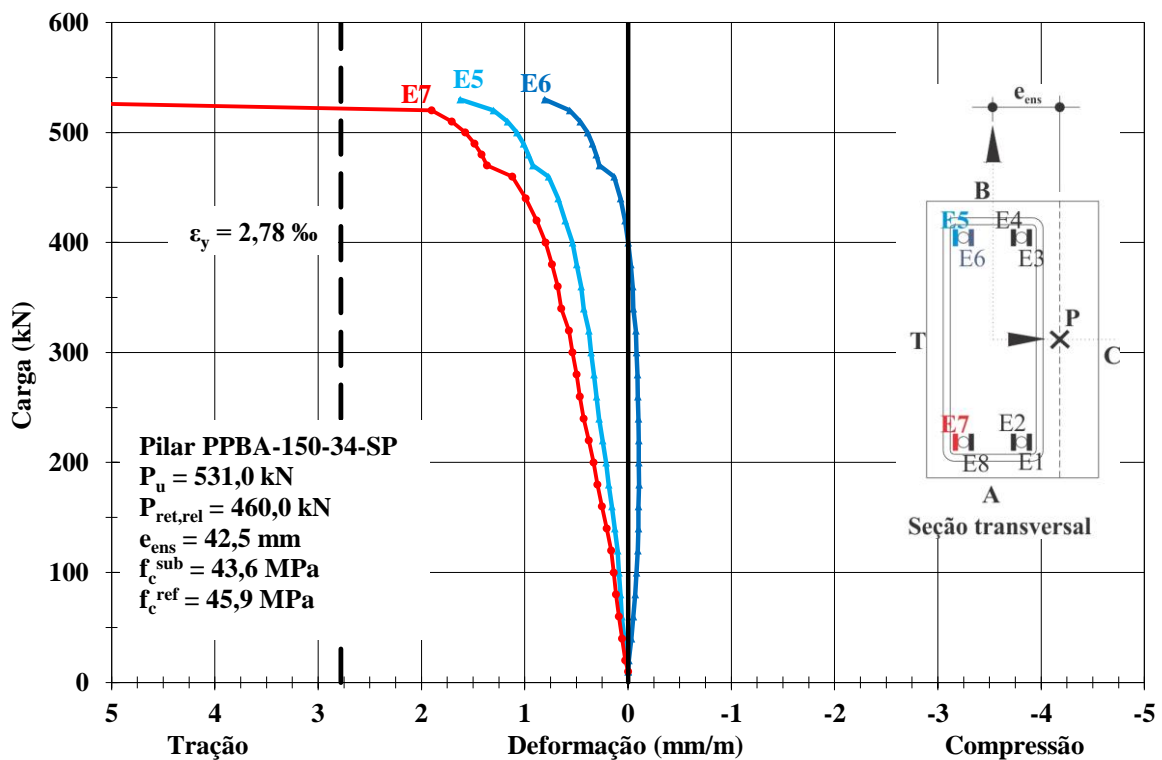


Figura 4. 39 - Diagrama Carga x Deformação do Aço – pilar PPBA-150-34-SP

4.2.4 Deformação do concreto

As deformações no concreto foram coletadas por meio de quatro extensômetros, denominados C1, C2, C3 e C4, localizados na face C, a meia altura do pilar. As Figuras 4-40 a 4-48, mostram as deformações específicas do concreto, na face C, em função da carga aplicada para todos os pilares ensaiados.

No pilar original (P_o) percebe-se o comportamento semelhante das deformações de todos os extensômetros, atingindo a deformação de 2,9 mm/m no extensômetro C4 a 95 % da carga de P_u . O pilar de referência (P_{ref}) foi o que apresentou as menores deformações específicas do concreto, entre 1,8 e 2,1 mm/m, à 99,6 % da carga de P_u , porém com a curva de deformação tendendo à inclinação horizontal, evidenciando o esmagamento. Os pilares PAF-150-26, PPBA-150-18, PPBA-150-26, PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, apresentaram deformações que excederam 3,0 mm/m, deformação última para o concreto segundo norma da ACI 318-M-14, variando entre 3,2 e 3,9 mm/m. O Pilar PAF-150-18 e PPBA-150-18-Ch, apresentaram deformação máxima no concreto de 2,7 e 2,5 mm/m, para cargas próximas de 99 e 98 % da de ruptura, respectivamente.

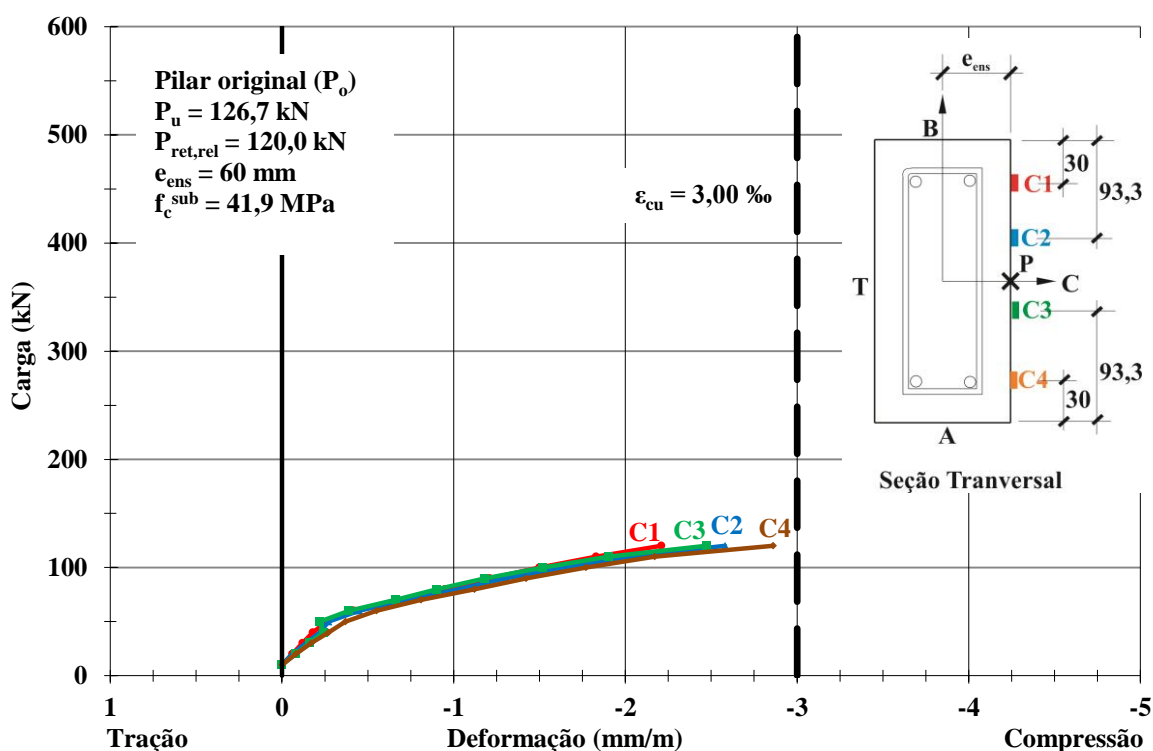


Figura 4. 40 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar original (P_o)

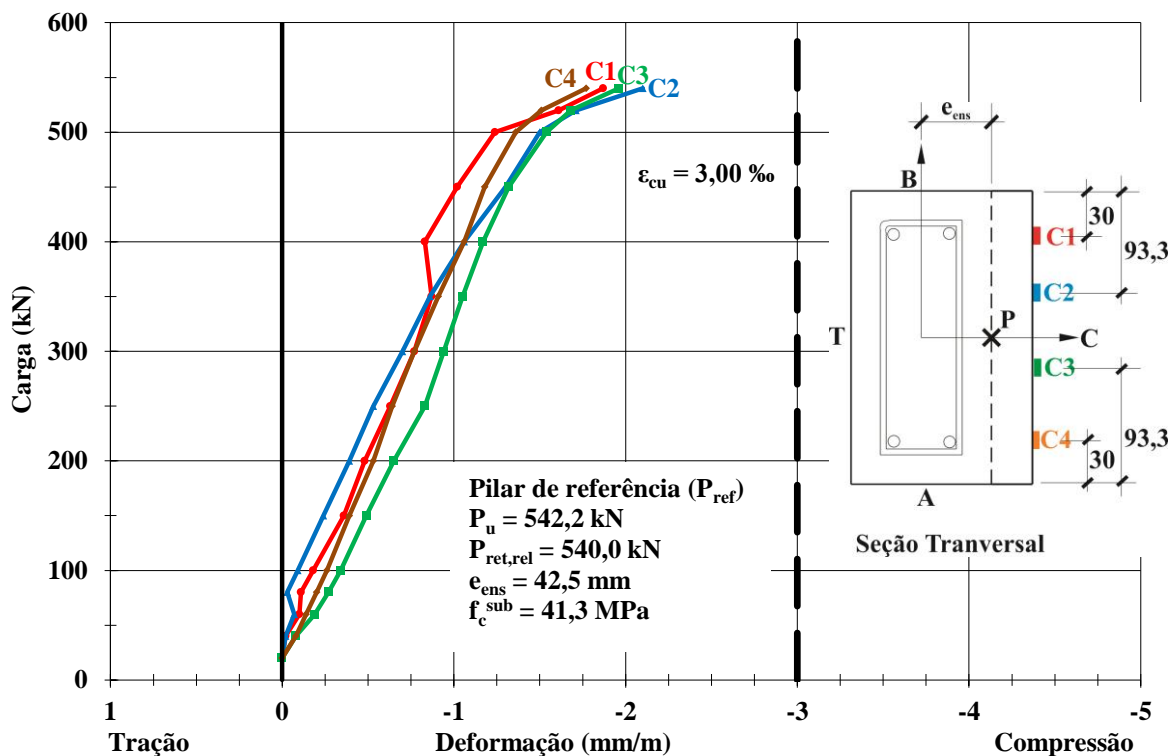


Figura 4. 41 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar de referência (P_{ref})

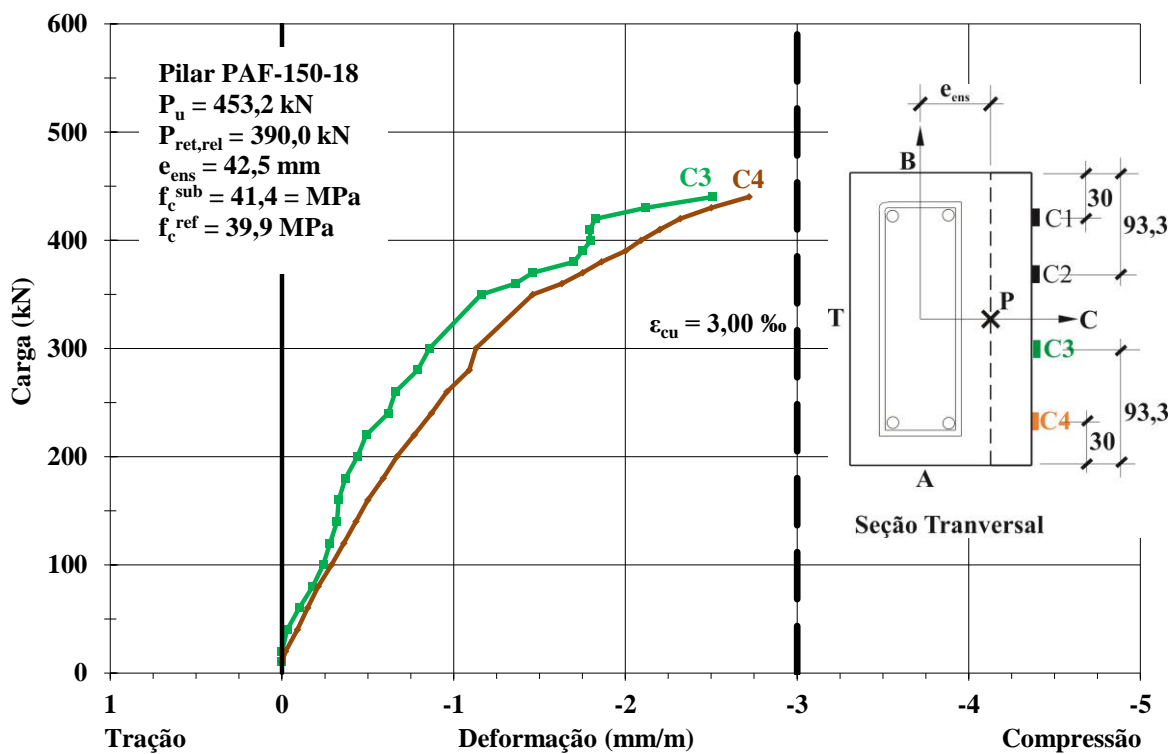


Figura 4. 42 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PAF-150-18

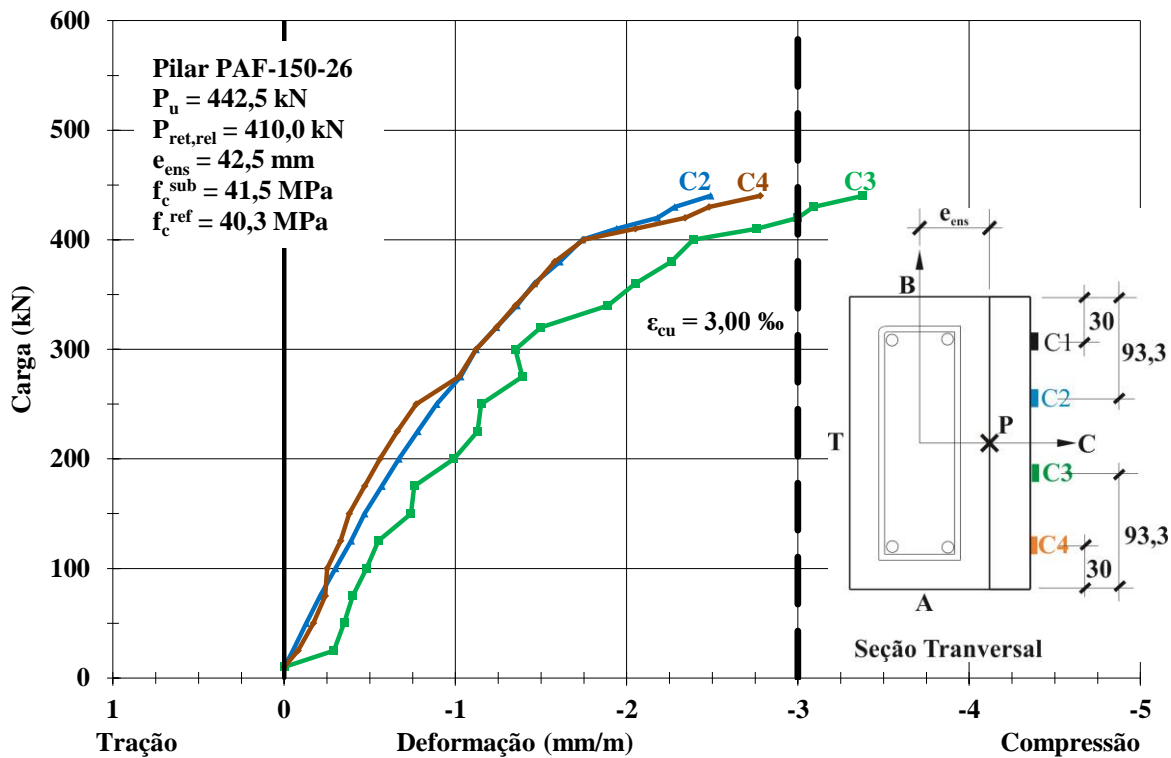


Figura 4. 43 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PAF-150-26

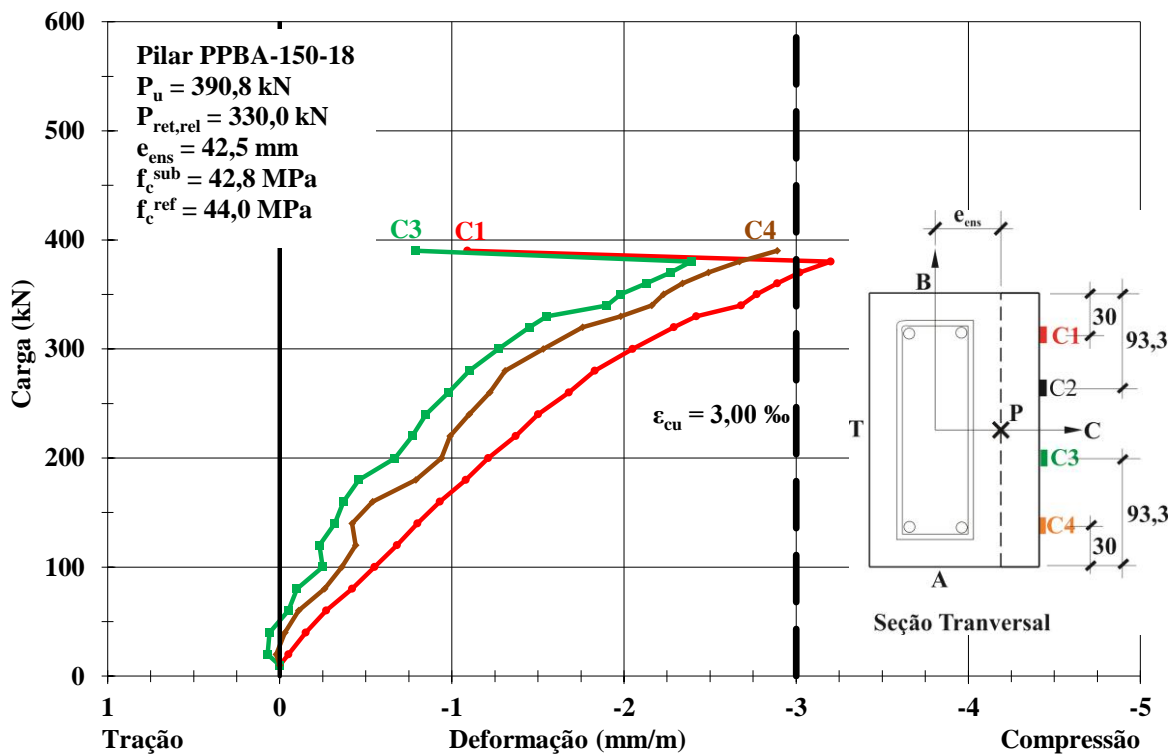


Figura 4. 44 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-18

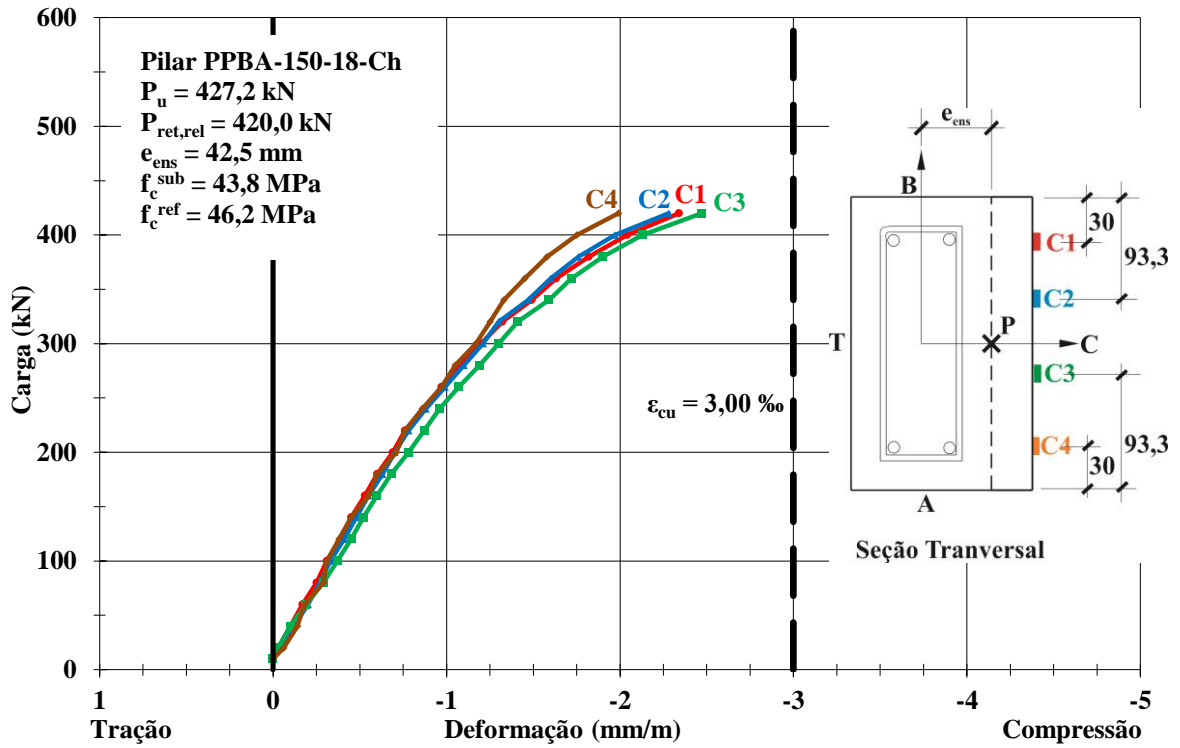


Figura 4. 45 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-18-Ch

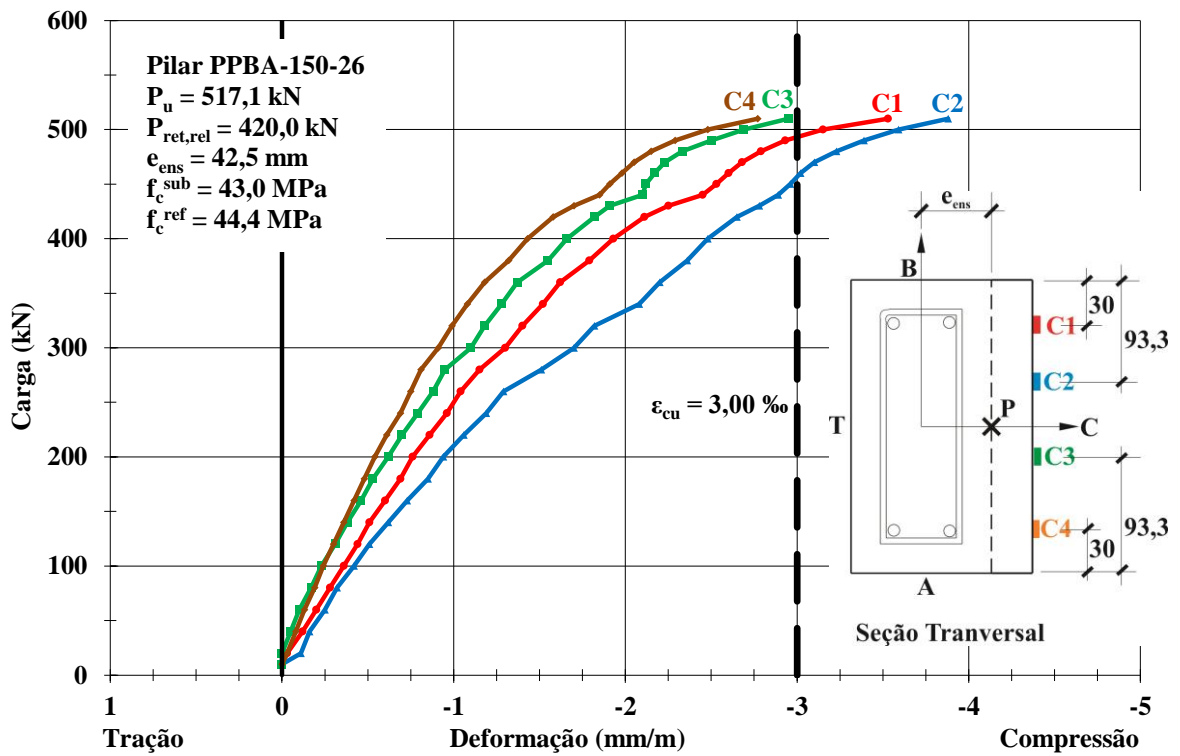


Figura 4. 46 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-26

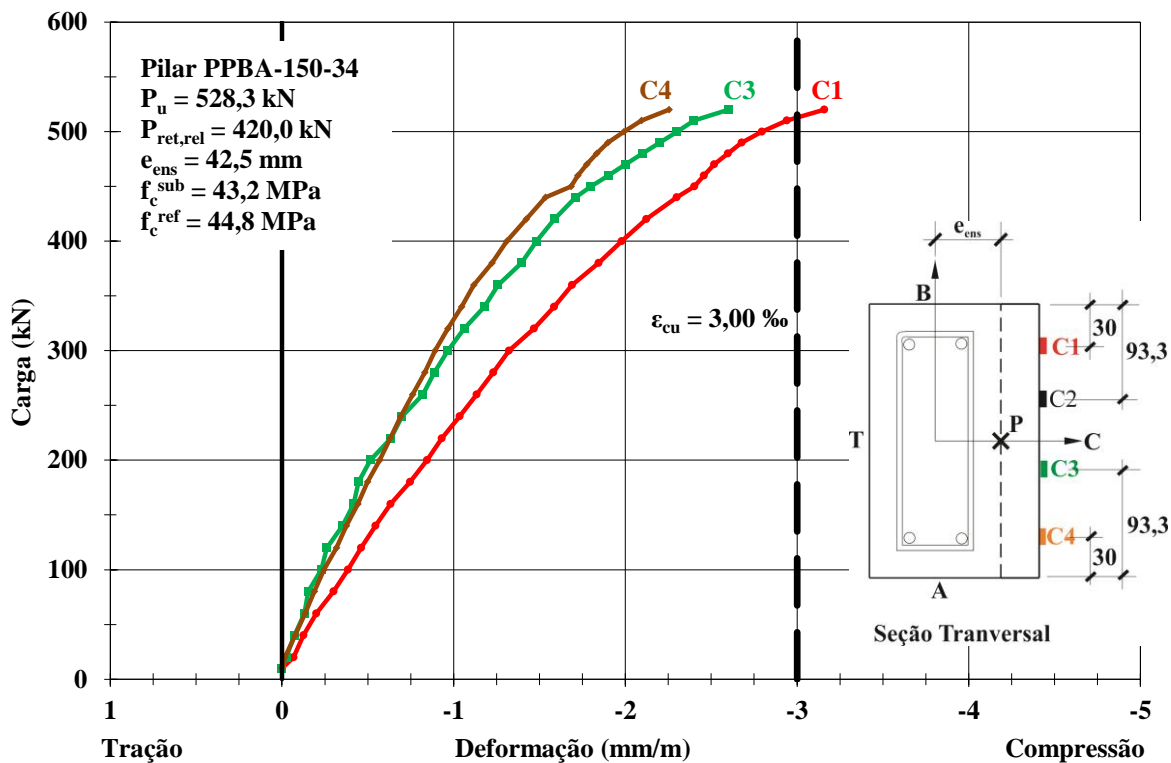


Figura 4. 47 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-34

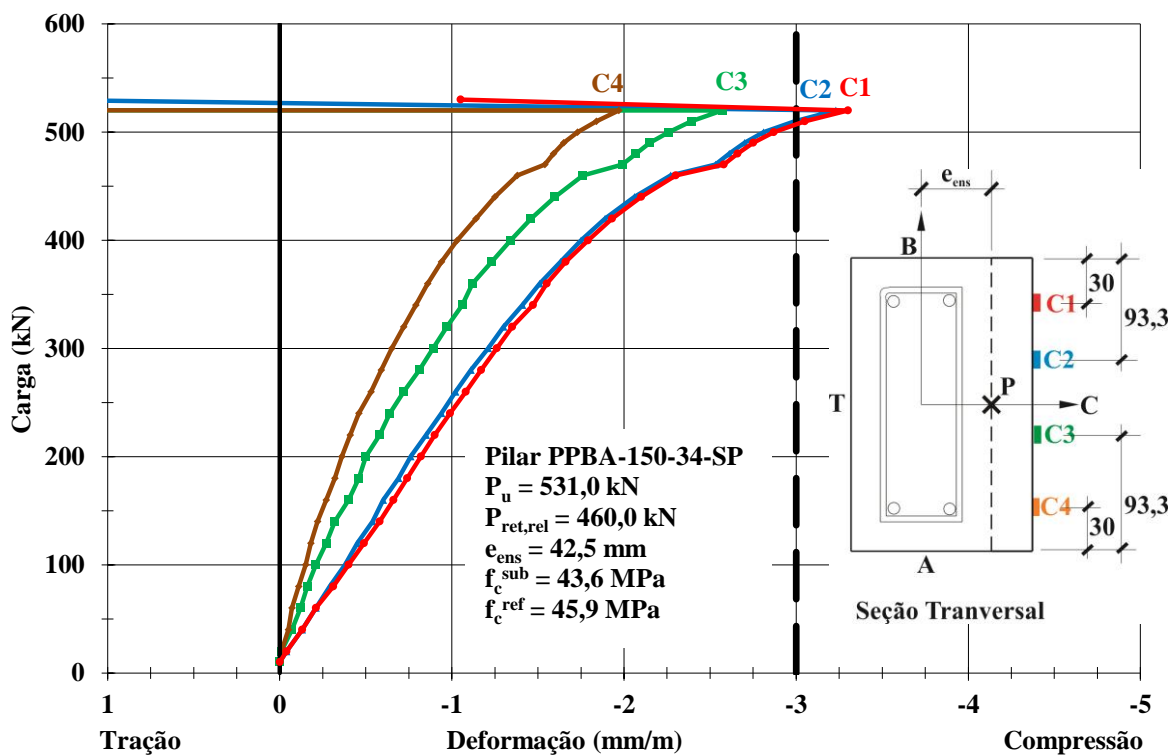


Figura 4. 48 - Diagrama Carga x Deformação do Concreto – pilar PPBA-150-34-SP

4.2.5 Desenvolvimento de fissuras

As fissuras foram monitoradas ao longo da realização de todos os ensaios e a cada aparecimento de uma nova fissura ou prolongamento das já existentes, os dados eram registrados nas planilhas de anotações e devidamente mapeadas na peça com o uso de pincel atômico. Para evitar acidentes ocasionado por ruptura brusca dos pilares, a marcação das fissuras foi monitorada até que a armadura ou o concreto atingissem valores 90 % próximo das suas deformações últimas. Todo o procedimento foi monitorado por meio de comparações das leituras através do uso de planilhas de cálculo, de forma que quando as peças alcançavam um nível de deformação próximo da deformação última do concreto ou de escoamento do aço, retiravam-se os relógios comparadores evitando danos aos mesmos. A partir desse momento procedia-se a leitura apenas das deformações e dos LVDT's bem como a leitura dos deslocamentos através da trena, localizada na altura média do pilar. A peça era levada até à ruptura sendo a carga última anotada nas planilhas de anotações.

O mapeamento das fissuras de todos os pilares é mostrado nas Figuras 4-49 a 4-57, enquanto que a Tabela 4.8 apresenta a relação entre a carga de ruptura e a carga de fissuração obtida por visualização dos pilares ensaiados.

O pilar original (P_o) e o pilar de referência (P_{ref}) foram os que apresentaram a maior fissuração na face T. Os pilares PPBA-150-18-Ch, PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, foram os que apresentaram menor fissuração variando entre sete e nove fissuras na face T. Em todos os casos, não houve fissuração na região dos consolos.

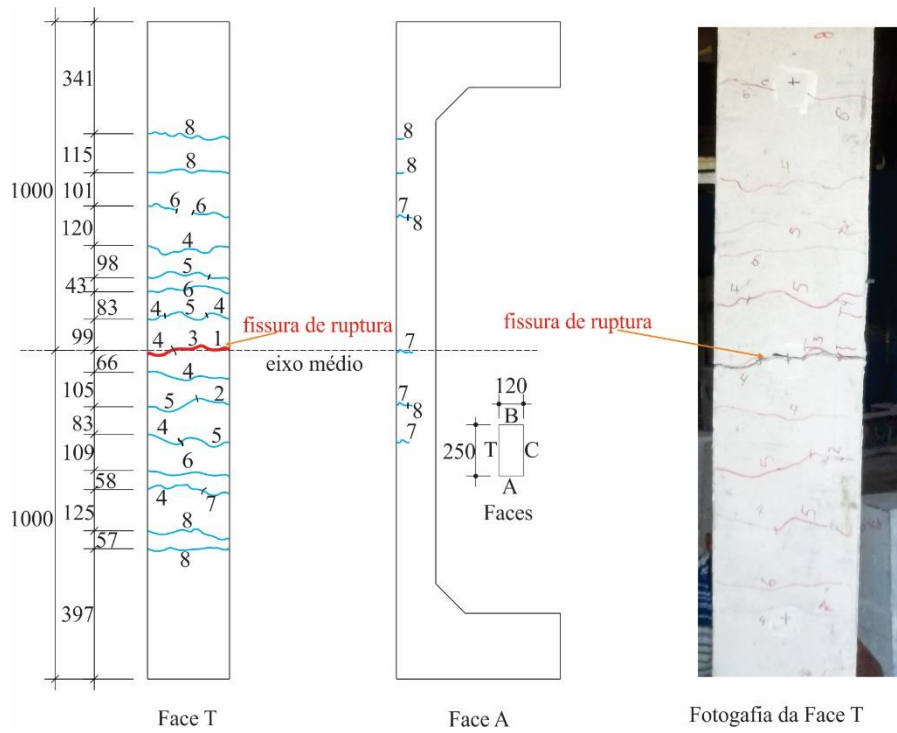


Figura 4. 49 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar original (P_o)

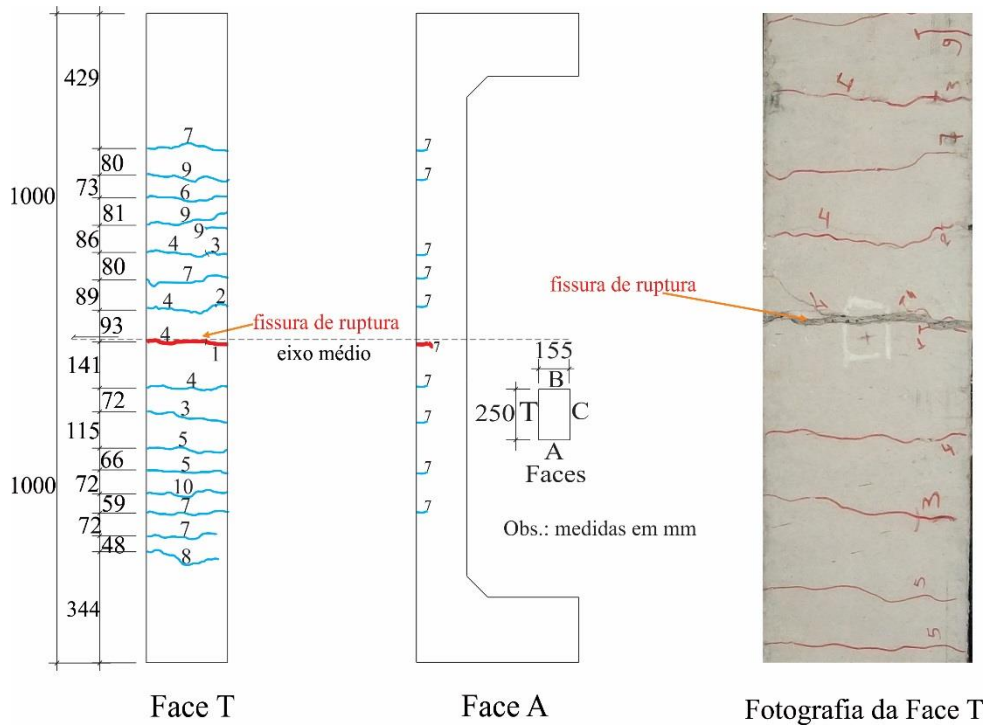


Figura 4. 50 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar de referência (P_{ref})

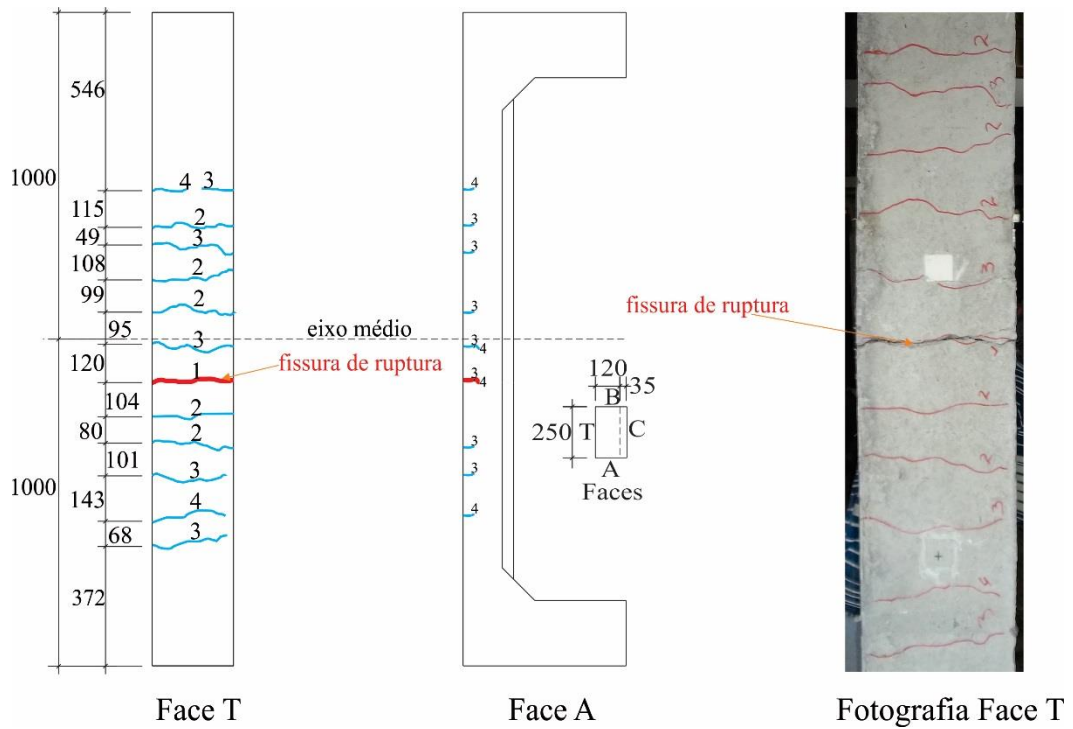


Figura 4. 51 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T – pilar PAF-150-18

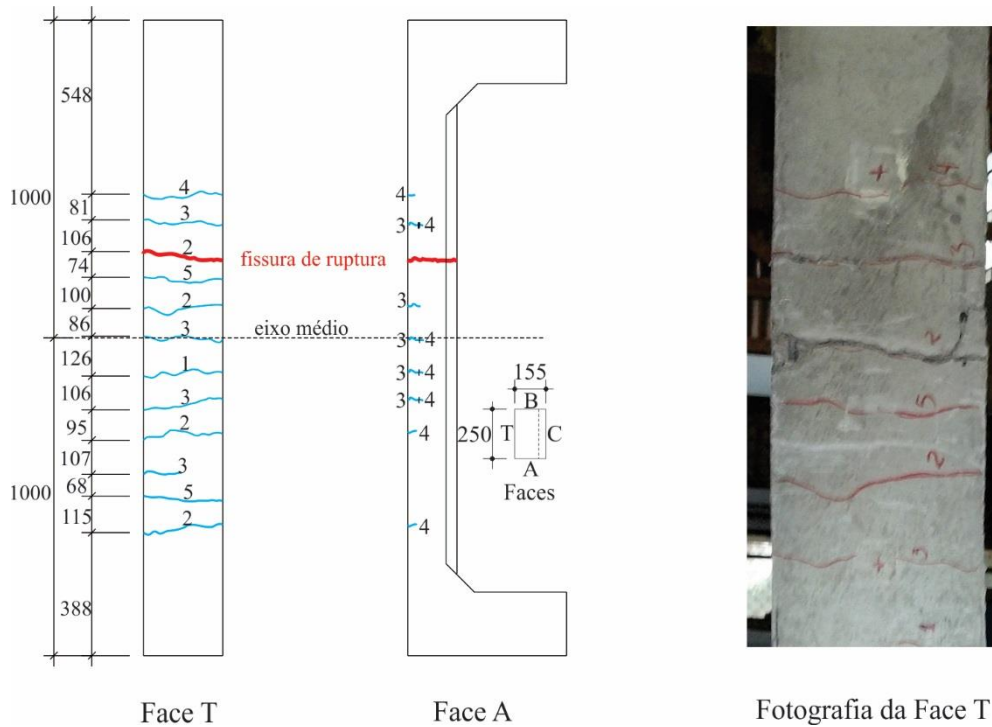


Figura 4. 52 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T- pilar AF-150-26

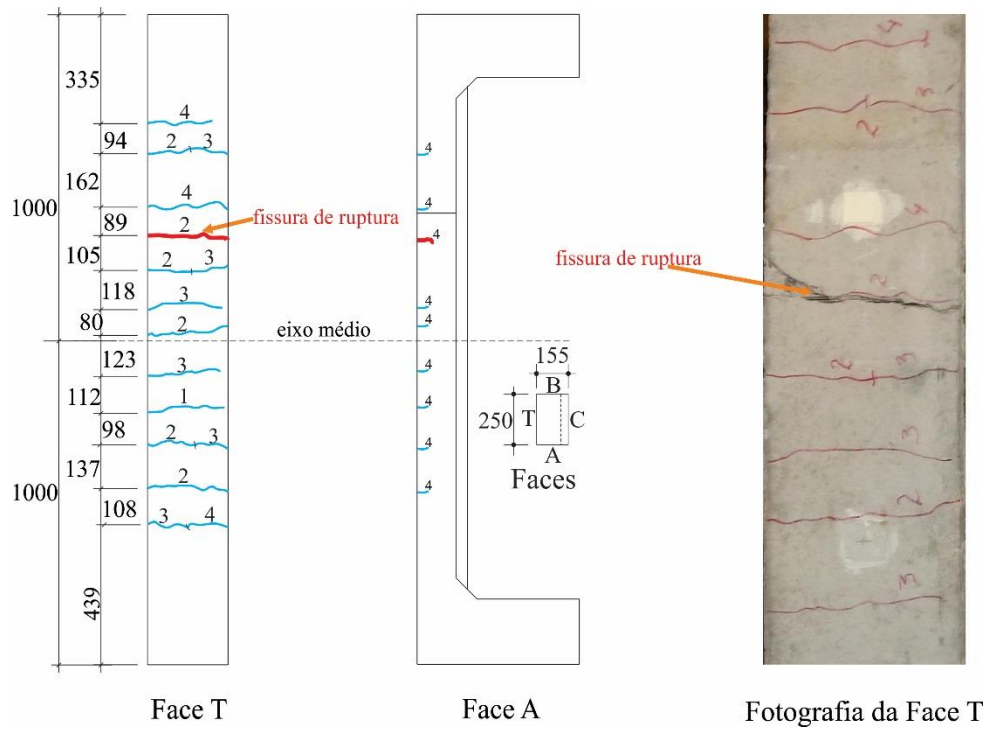


Figura 4. 53 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar PPBA-150-18

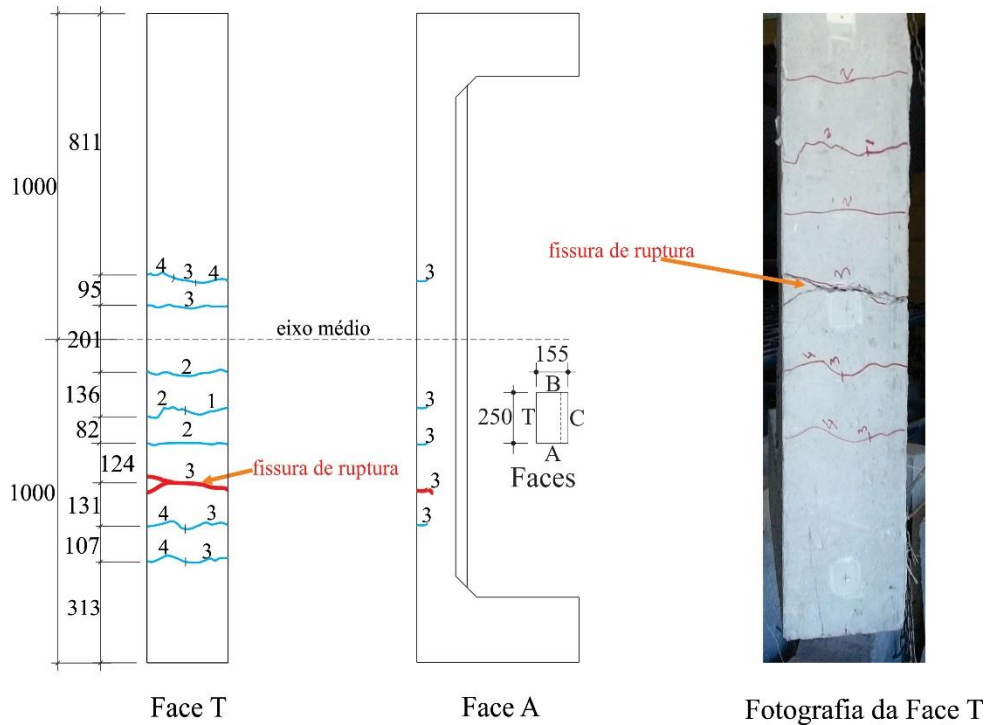


Figura 4. 54 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar PPBA-150-18-Ch

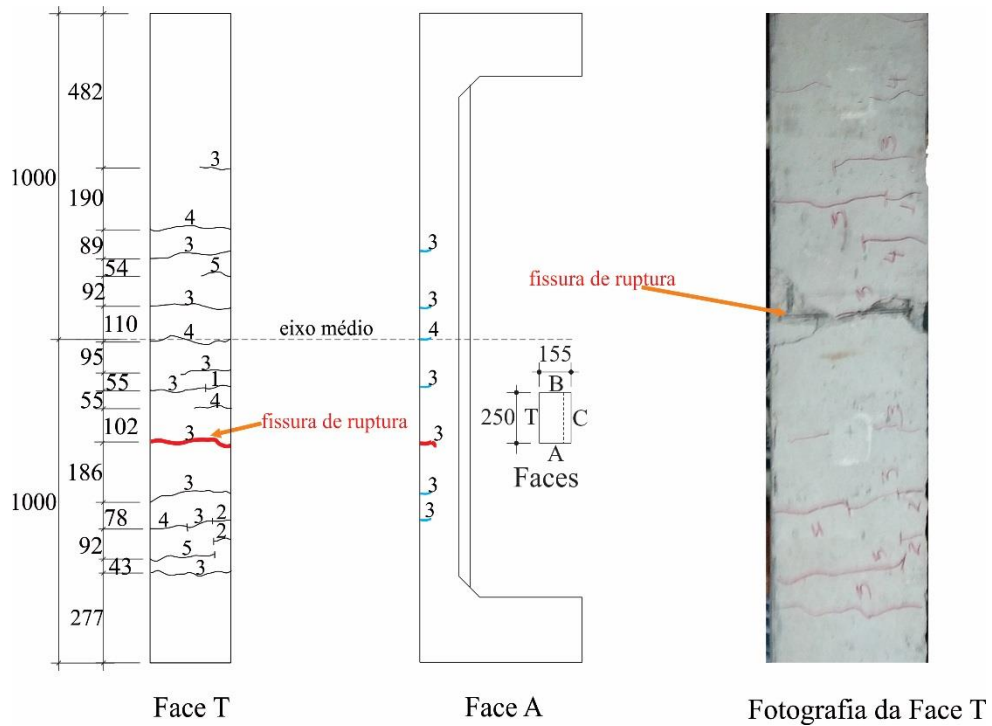


Figura 4. 55 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar PPBA-150-26

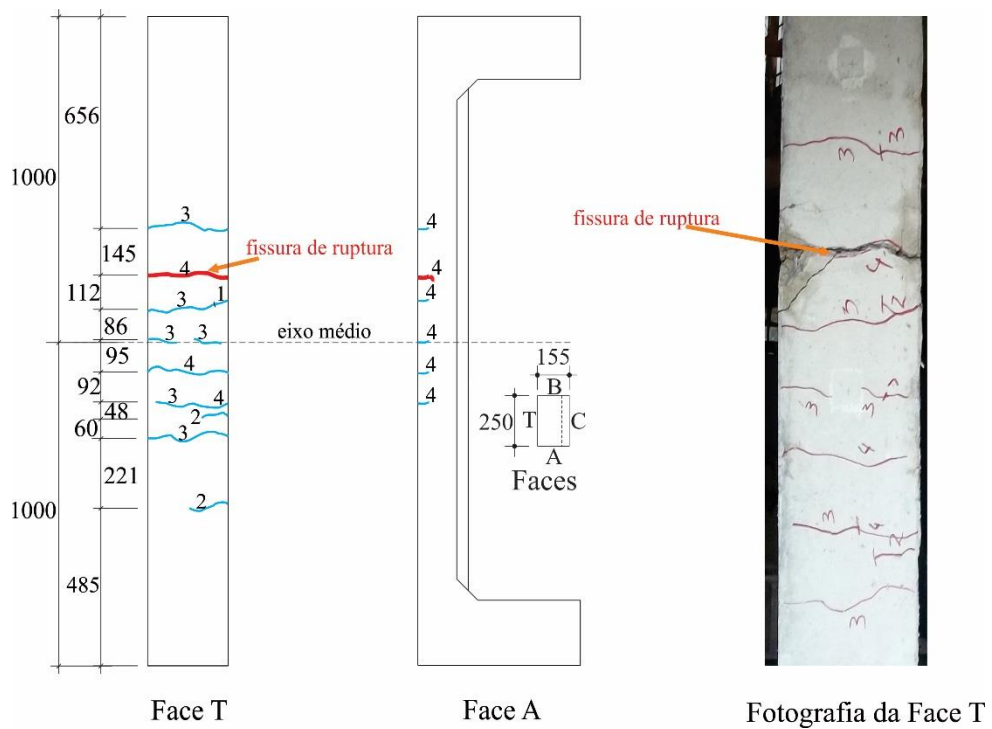


Figura 4. 56 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar PPBA-150-34

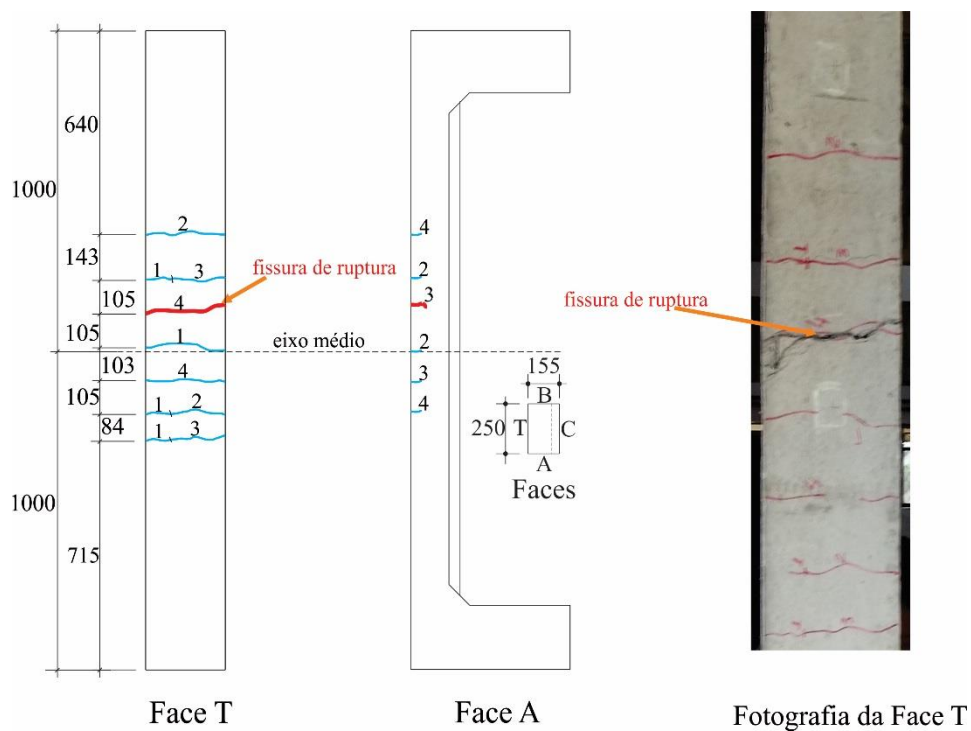


Figura 4. 57 - Fissuras nas Faces T e A; Fotografia da face T - pilar PPBA-150-34-SP

Tabela 4. 8 - Relação entre aparecimento de fissuras e carga de ruptura

Pilares	Relação entre aparecimento de fissuras e carga de ruptura										P_u (kN)
	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	5 ^a	6 ^a	7 ^a	8 ^a	9 ^a	10 ^a	
Pilar original (P_o)	0,24	0,32	0,55	0,63	0,79						126,7
Pilar de referência (P_{ref})	0,07	0,11	0,15	0,28	0,37	0,46	0,65	0,74	0,92	0,96	542,2
PAF-150-18	0,57	0,62	0,77	0,82							453,2
PAF-150-26	0,57	0,62	0,72	0,81							442,5
PPBA-150-18	0,41	0,51	0,61	0,72							390,8
PPBA-150-18-Ch	0,47	0,66	0,75	0,84							427,2
PPBA150-26	0,35	0,46	0,54	0,70	0,77						517,1
PPBA150-34	0,34	0,49	0,68	0,83							528,3
PPBA-150-34-SP	0,60	0,68	0,79	0,83							531,0

P_u : carga última de ruptura

4.2.6 Deslocamento relativo

O deslocamento relativo entre os concretos do substrato e do reforço, nos pilares reforçados, foram medidos através da instalação de LVDT's (*Linear variable differential transformer*) na direção horizontal, posicionados na face A, e na direção vertical, posicionados na face B. Em cada face foram equipados quatro LVDT's distanciados conforme mostrados na Figura 3.15 do Capítulo 3. O posicionamento foi feito fixando a base do LVDT no substrato, sendo sua haste móvel de medição ancorada numa chapa rígida metálica com a base fixada na camada do concreto do reforço, localizada no mesmo alinhamento relativo (vertical ou horizontal) da base do LVDT.

Os deslocamentos relativos verticais e horizontais são mostrados nas Figuras 4.58 a 4.69. Pode-se observar que, nos carregamentos iniciais, ocorre um pequeno deslocamento relativo, menor que 0,01 mm, até em torno de 50 % de P_u , o que presume pela proximidade das curvas de deslocamento em relação ao eixo de origem. Acima de aproximadamente de 50 % de P_u os deslocamentos relativos vão aumentando, caracterizando o desprendimento do concreto do reforço do substrato. Os pilares PAF-150-18 e PAF-150-26, não receberam instrumentação com os LVDT's na direção horizontal, já que a decisão de instrumentação dos LVDT's na direção horizontal, foi tomada após os ensaios destes pilares.

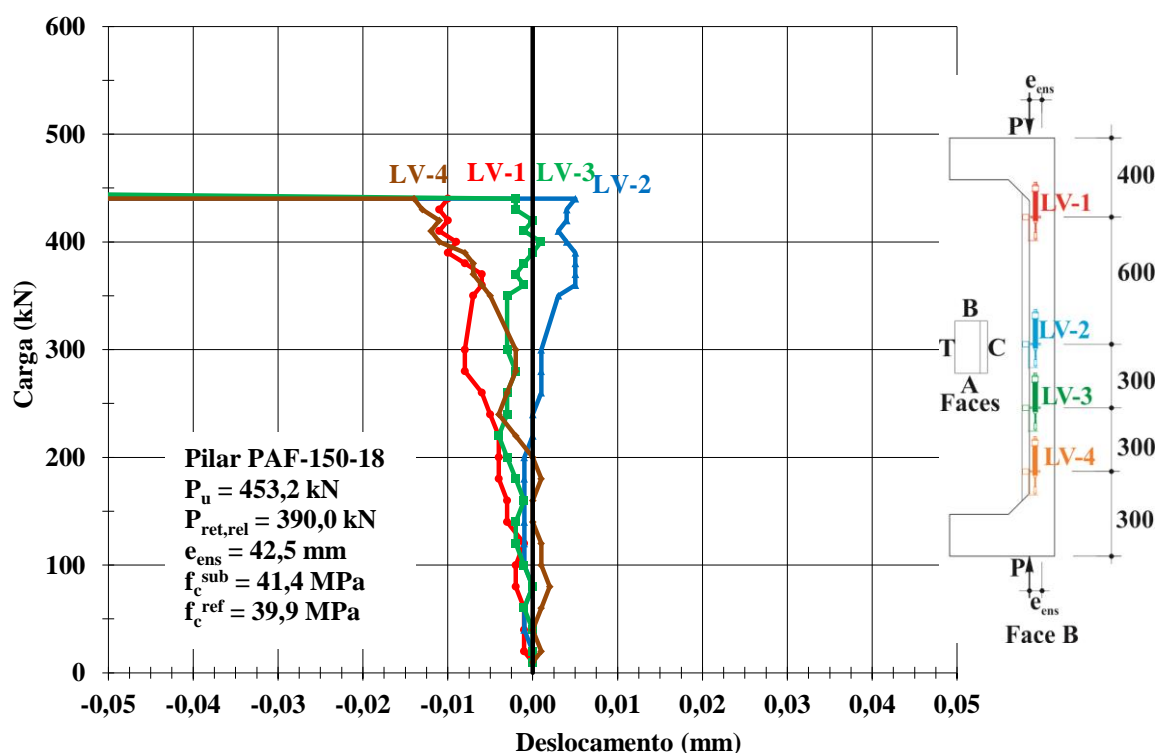


Figura 4. 58 - Diagrama Carga x Deslocamento Relativo vertical – pilar PAF-150-18

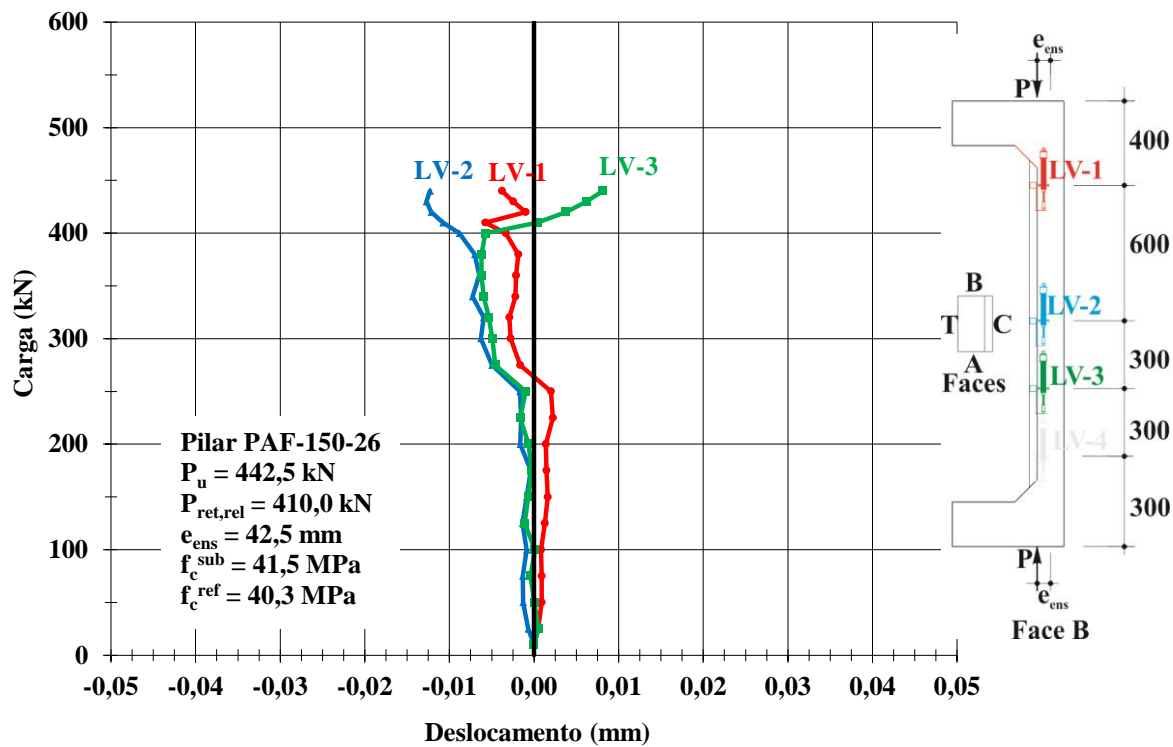


Figura 4. 59 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-26

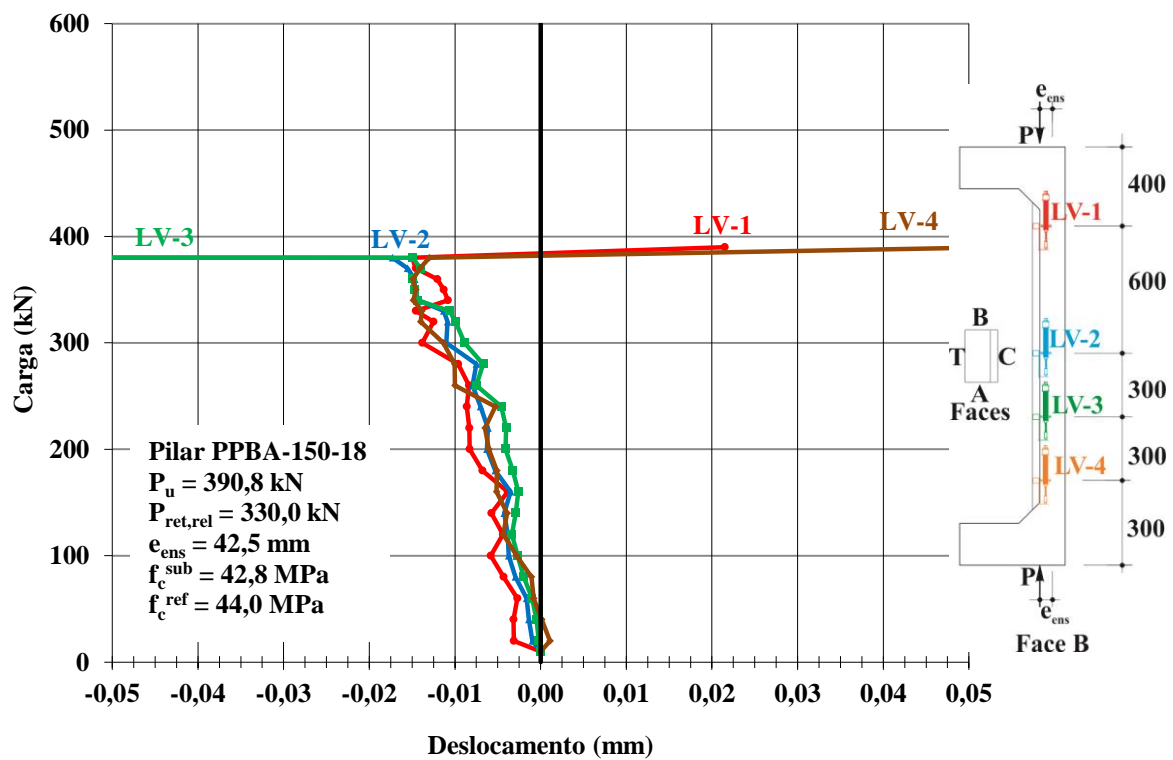


Figura 4. 60 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18

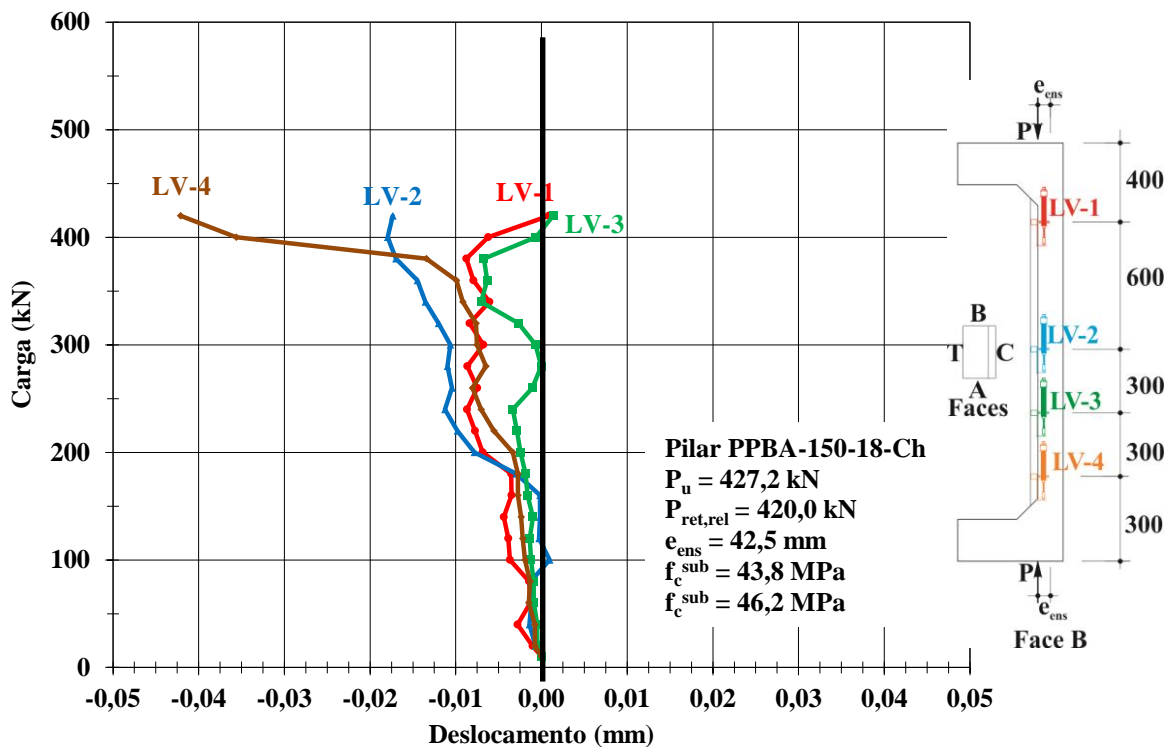


Figura 4. 61 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar P6-150-18-Ch

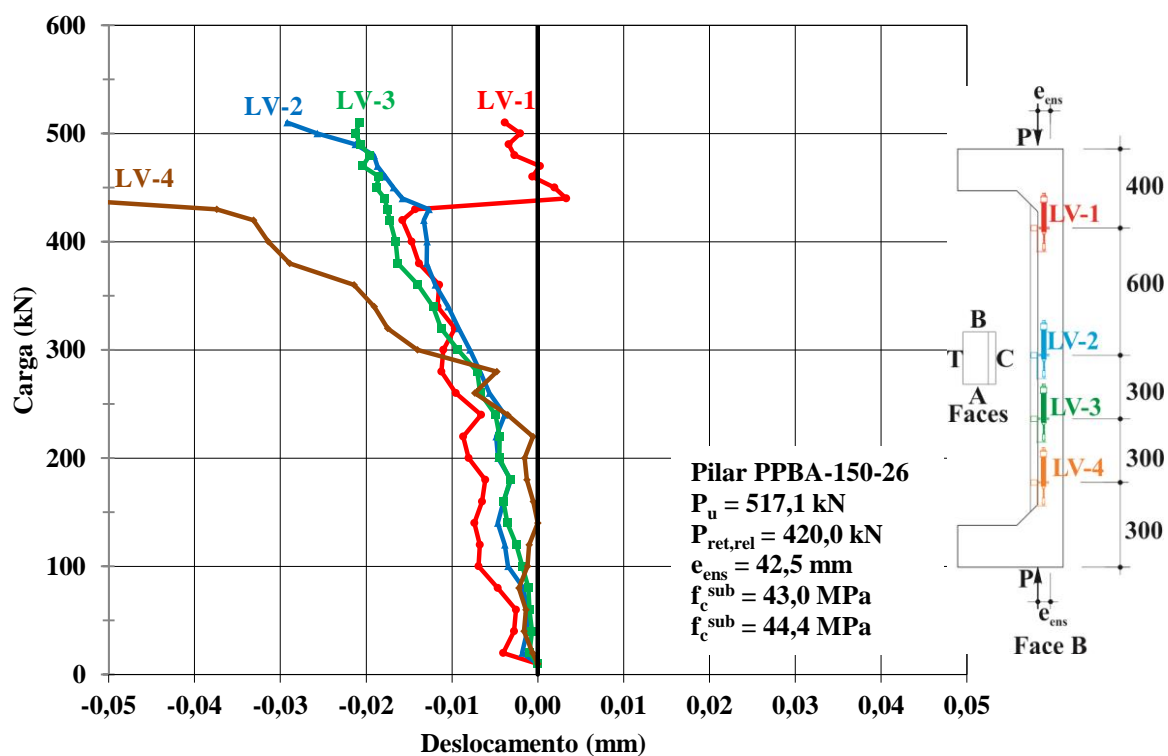


Figura 4. 62 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-26

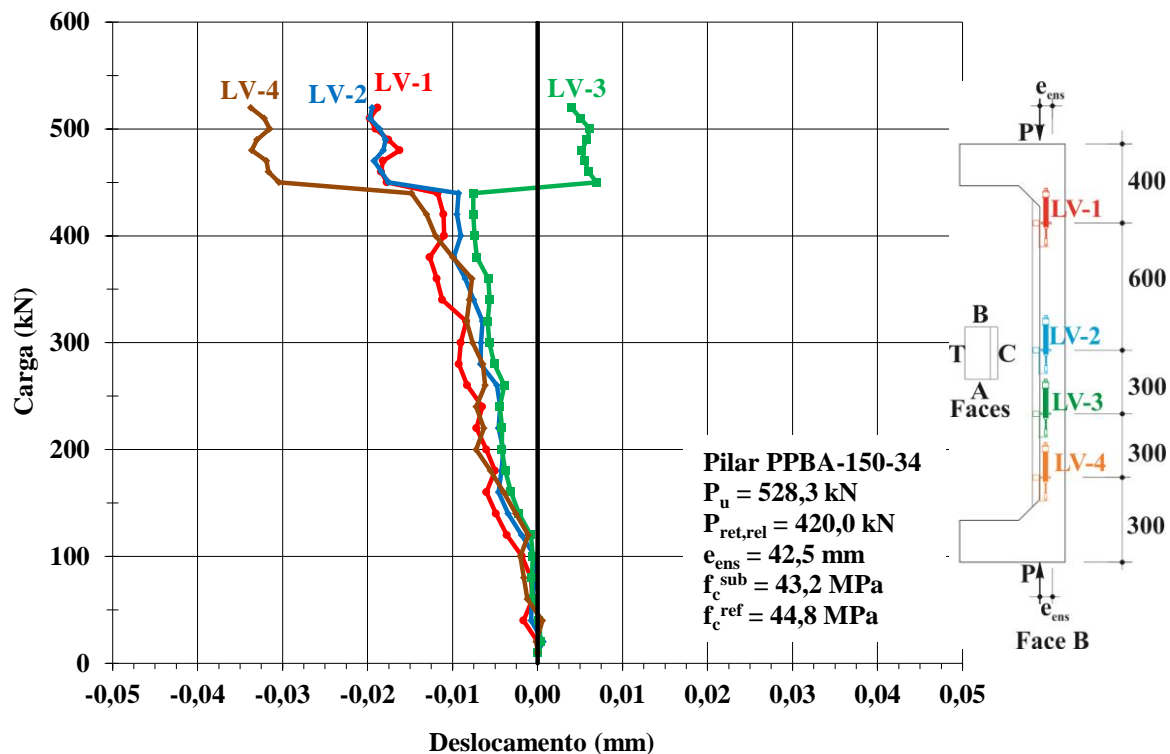


Figura 4. 63 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34

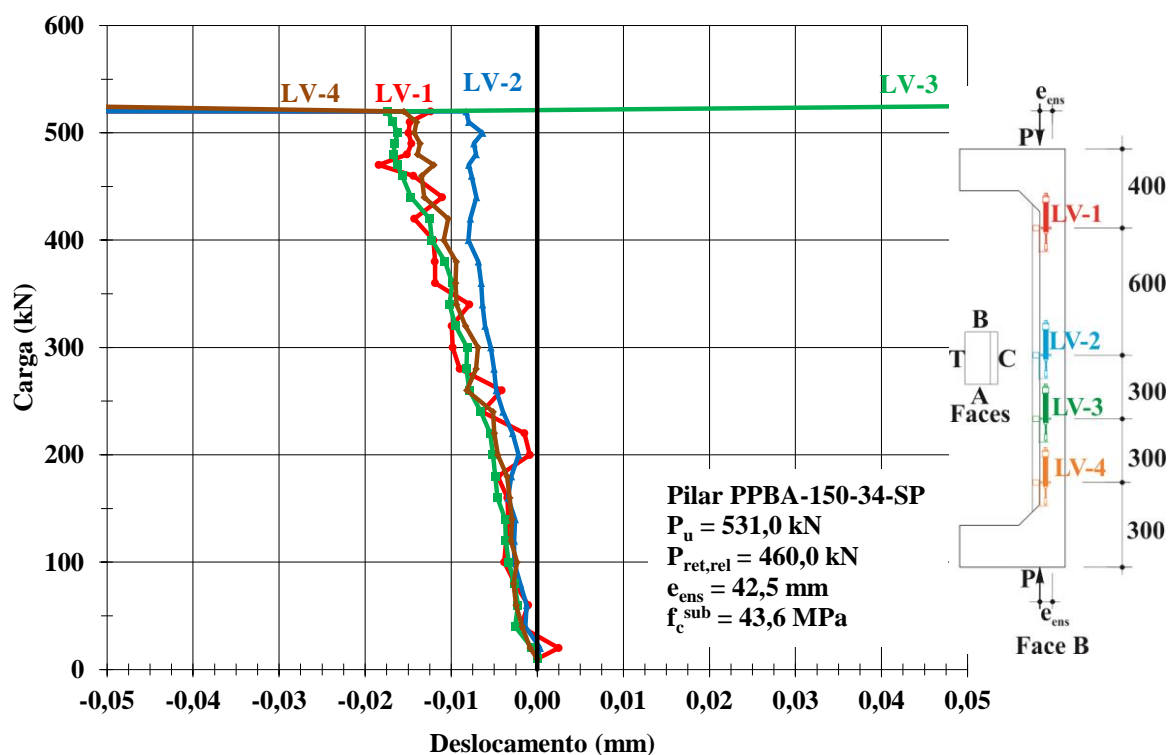


Figura 4. 64 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34-SP

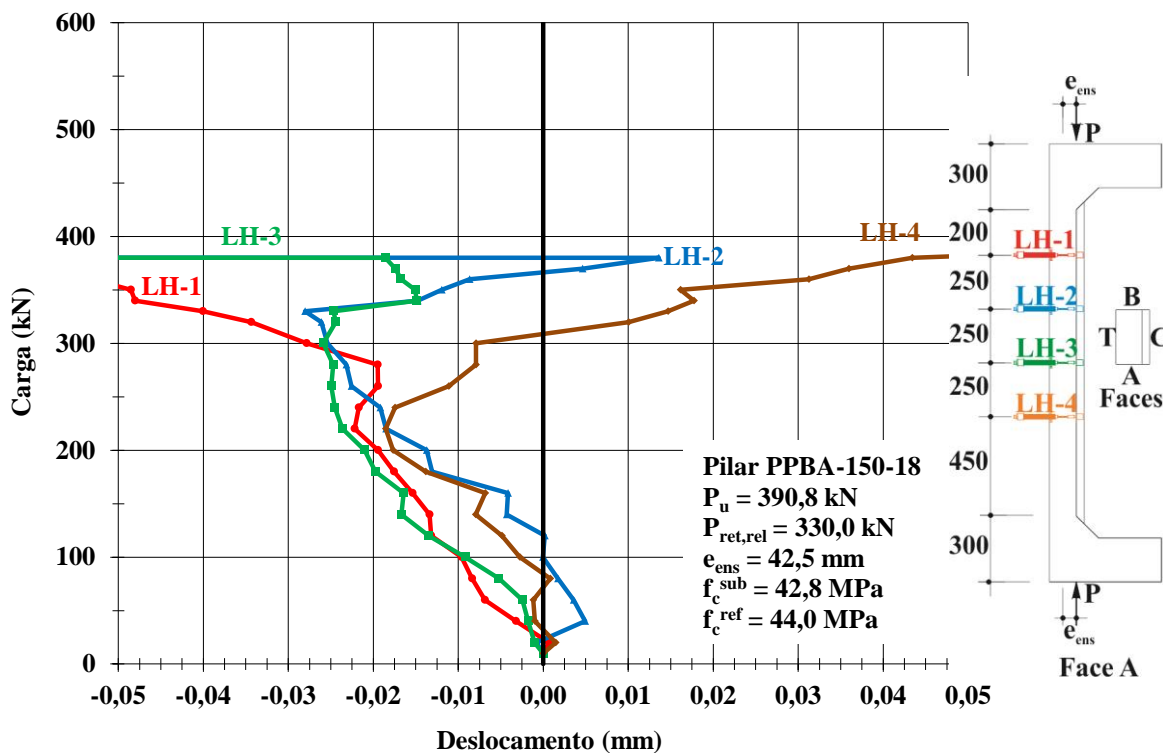


Figura 4. 65 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18

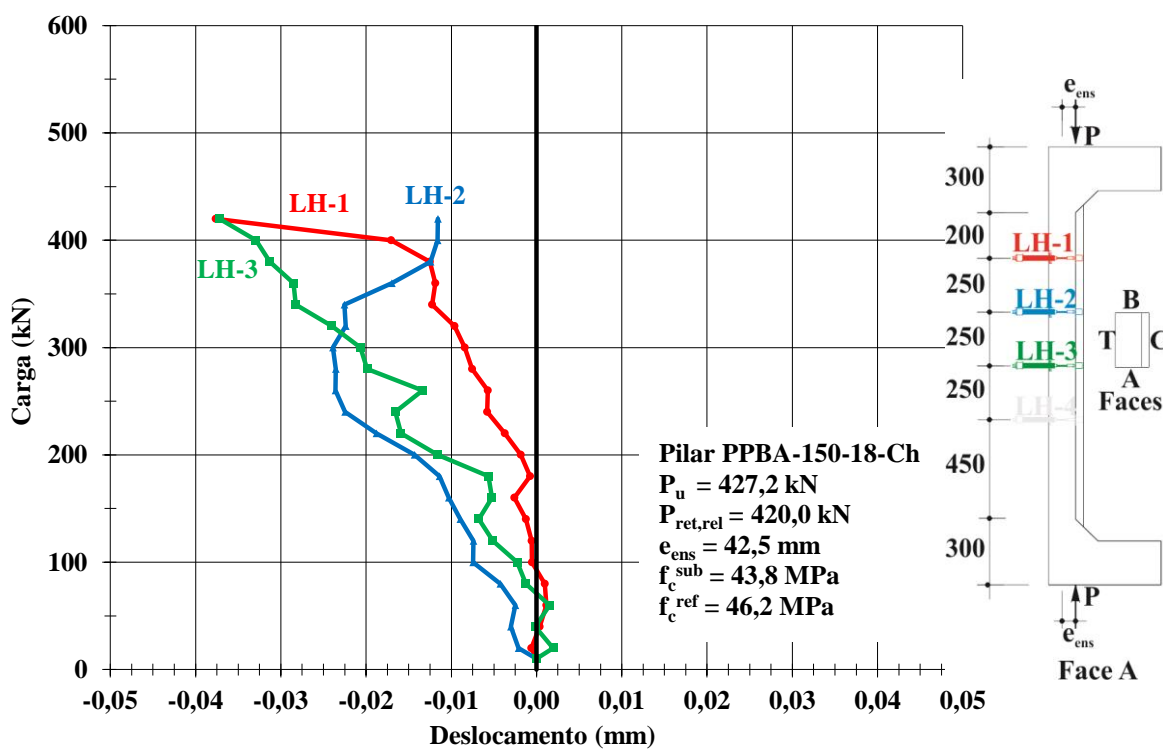


Figura 4. 66 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18-Ch

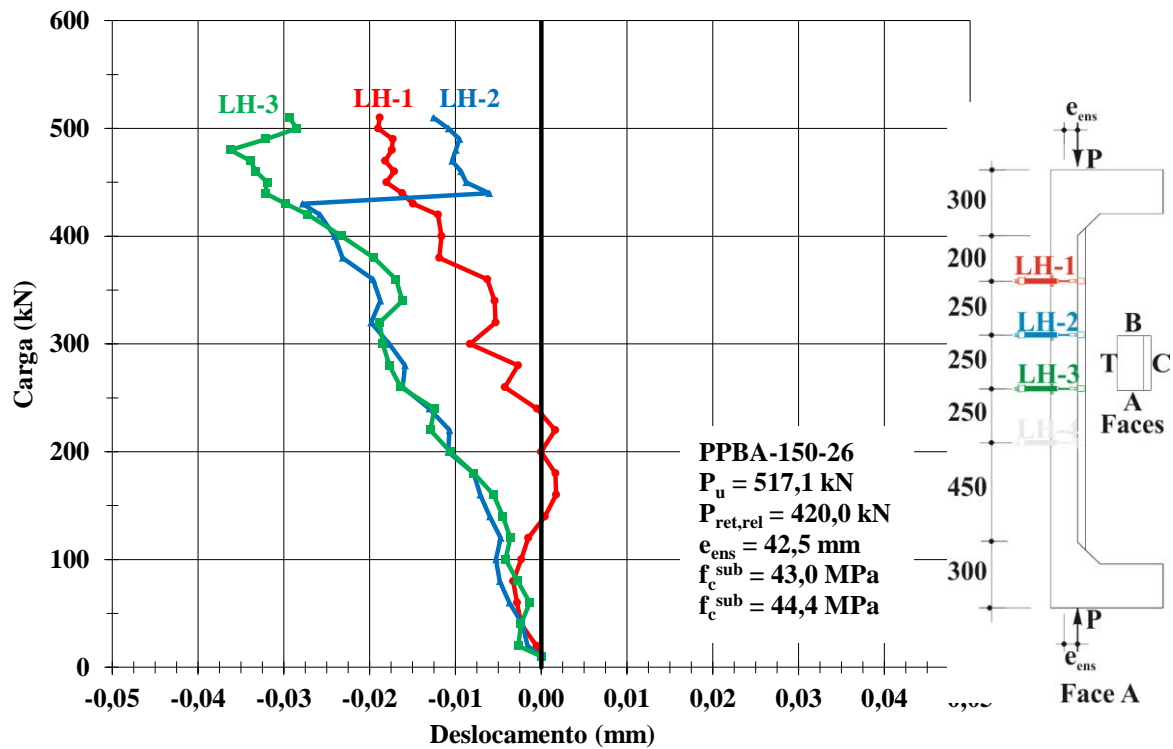


Figura 4. 67 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-26

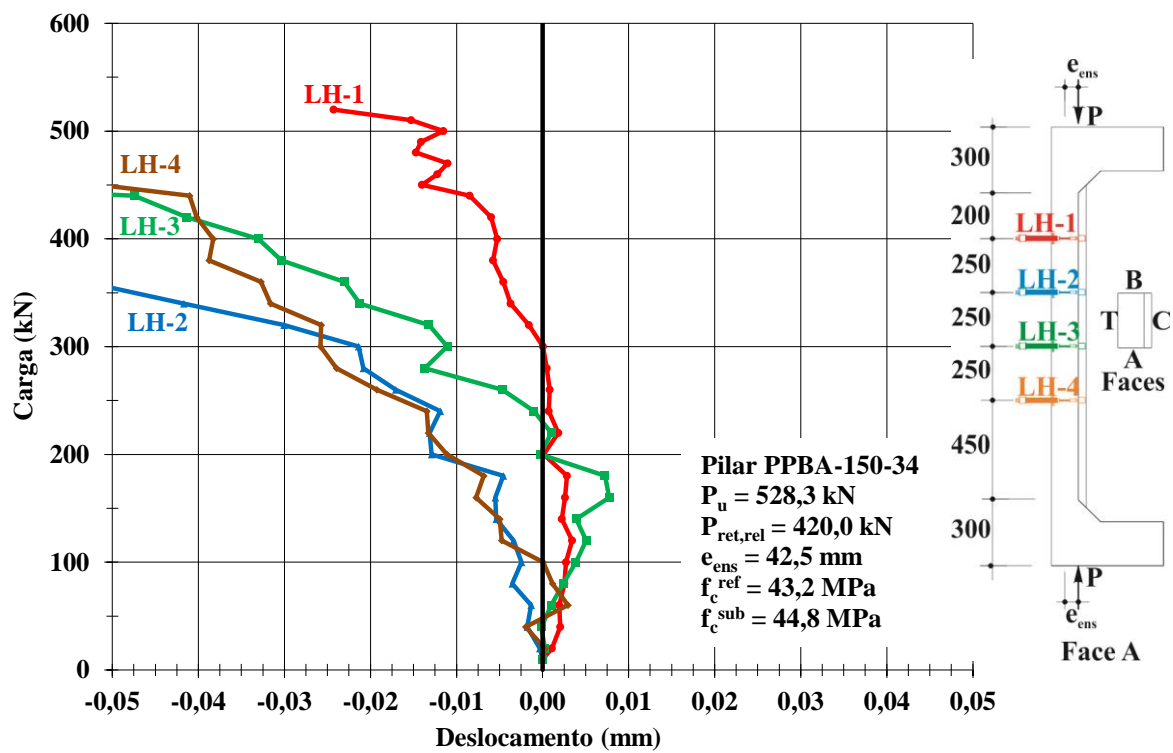


Figura 4. 68 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34

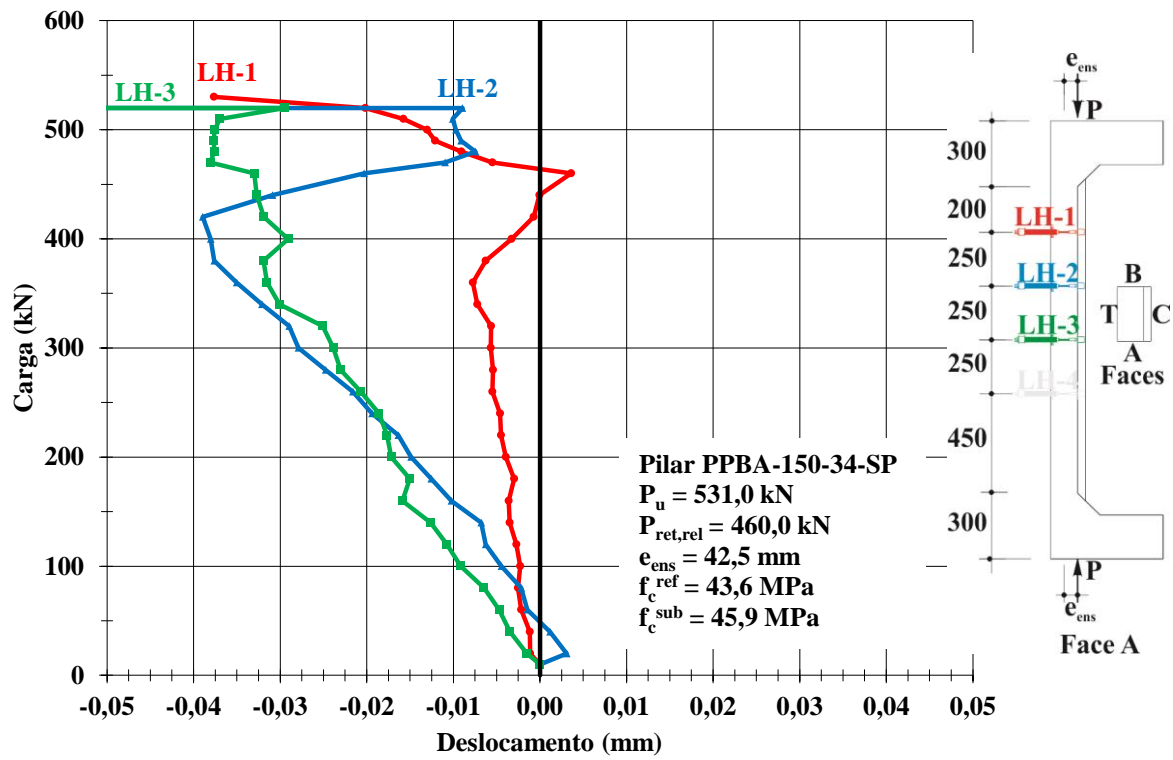


Figura 4. 69 - Diagrama Carga x Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34-SP

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo apresenta as análises e discussões dos resultados obtidos nos ensaios realizados para avaliar o desempenho dos pilares quanto à carga de ruptura; taxa, posicionamento e tipo de parafusos chumbadores; deslocamentos horizontais; deformações na armadura e no concreto; propagação de fissuras; diagrama N-M e momento-curvatura.

5.2 CARGA DE RUPTURA E TAXA DE PARAFUSOS CHUMBADORES

Na Tabela 5.1 são apresentadas as cargas de ruptura dos pilares ensaiados nessa pesquisa juntamente com outros pilares da pesquisa de Sahb (2008), pilar PB-R9-8, semelhante ao pilar PAF-150-18 quanto ao posicionamento e quantidade de chumbadores; Marques (2014), pilar P75-34i; e Ferreira (2014), pilar P100-50, sendo estes dois últimos pilares semelhantes ao pilar PPBA-150-34, quanto à taxa de chumbadores. Pode-se inferir que nenhum dos pilares apresentou carga de ruptura igual ou superior a do pilar P_{ref} , exceto o pilar PB-R9-8 de Sahb (2008), que apresentou P_u superior em 1,16 vezes, ressaltando que esse pilar possui armadura de combate à retração na camada de reforço, a qual atuou favoravelmente nas tensões e no confinamento do concreto localizado na região de compressão. Os pilares PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP foram os que obtiveram desempenho de carga mais próximos de P_{ref} , com 0,97 e 0,98 vezes em relação à P_{ref} , respectivamente. Os demais pilares reforçados ficaram entre 0,72 e 0,95 vezes a carga de ruptura de P_{ref} .

Os pilares da pesquisa de Marques (2014), P75-34i; e Ferreira (2014), P100-50, tiveram comportamento semelhantes dos pilares reforçados dessa pesquisa, variando entre 0,78 e 0,87 da carga de ruptura de P_{ref} .

Em comparação ao pilar original (P_o), o ganho de carga do pilar de referência P_{ref} e dos pilares reforçados variaram entre 2,68 e 4,28 vezes. Esse ganho de carga se deve a adição da camada de 35 mm na face comprimida dos pilares reforçados combinado com instalação dos Parafusos chumbadores na interface entre o substrato e o reforço. O pilar P_{ref} apesar de não receber essa camada de reforço, possui a mesma seção transversal dos pilares reforçados, porém concretado em uma única etapa.

Tabela 5. 1 - Relação entre a carga de ruptura e a taxa de parafusos chumbadores

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (GPa)	E_c^{ref} (GPa)	T_{ch} (%)	$\frac{P_u(Pilar)}{P_u(P_o)}$	$\frac{P_u(Pilar)}{P_u(P_{ref})}$
P_o	126,7	41,9	-	30,7	-	-	1,00	0,23
P_{ref}	542,2	41,3	-	30,5	-	-	4,28	1
PAF-150-18	453,2	41,4	39,7	30,5	30,7	0,25	2,68	0,84
PAF-150-26	442,5	41,5	40,1	30,6	30,8	0,36	3,49	0,82
PPBA-150-18	390,8	42,8	44,0	31,0	31,9	0,25	3,08	0,72
PPBA-150-18-Ch	427,2	43,8	46,2	31,4	32,5	0,64	3,37	0,79
PPBA-150-26	517,1	43,0	44,4	31,1	32,0	0,36	4,08	0,95
PPBA-150-34	528,3	43,2	44,6	31,2	32,1	0,48	4,17	0,97
PPBA-150-34-SP	531,0	43,6	45,9	31,3	32,4	0,48	4,19	0,98
PB-R9-8*	626,3	41,2	52,5	31,1	35,4	0,37	4,50**	1,02***
P75-34i****	421,6	42,6	43,4	30,9	31,7	0,48	3,33	0,78
P100-50*****	469,9	43,6	45,7	31,3	32,3	0,72	3,70	0,87

* Pilar ensaiado na pesquisa de Sahb (2008);

** Resultado obtido entre a carga de ruptura do pilar PB-R9-8 (SAHB, 2008), semelhante ao pilar PAF-150-26 e PPBA-150-26; e o pilar PA-Ref (SAHB, 2008), semelhante ao Pilar original (P_o). A carga de ruptura do pilar PA-Ref (SAHB, 2008) foi de 139,1 kN;

*** Resultado obtido entre a carga de ruptura de pilar PB-R9-8 (SAHB, 2008) e o pilar PB-M (SAHB, 2008), semelhante ao Pilar de referência (P_{ref}); A carga de ruptura do pilar PB-M (SAHB, 2008) foi de 613 kN;

**** Pilar ensaiado na pesquisa de Marques (2014);

***** Pilar ensaiado na pesquisa de Ferreira (2014);

P_u : carga de ruptura;

f_c^{sub} : resistência à compressão do concreto do substrato na data do ensaio;

f_c^{ref} : resistência à compressão 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;

T_{ch} : taxa de Parafusos chumbadores dada por: $\frac{A_{ch}}{A_{int}} \times 100$, onde A_{ch} é o somatório das áreas das seções

transversais dos Parafusos chumbadores e A_{int} é a área da interface entre o substrato e o reforço. No caso do pilar PPBA-150-18-Ch, a A_{ch} é o somatório das áreas das seções transversais dos Parafusos chumbadores e dos pinos conectores de cisalhamento instalados na Chapa metálica.

Na Figura 5.1 é apresentado o diagrama da carga de ruptura x taxa de chumbadores. Nesse diagrama observar-se que os pilares PAF-150-18 e PPBA-150-18 apesar de possuem a mesma taxa de Parafusos chumbadores, 0,25 %, apresentam cargas de rupturas distintas, diferindo 7,26 %, tendo o pilar PAF-150-18, carga de ruptura maior, rompendo com P_u igual 453,2 kN; a principal diferença entre eles são os chumbadores, que são dos tipos AF e

PBA, conforme nomenclaturas empregadas. Na análise dos pilares PAF-150-26 e PPBA-150-26, sendo estes com o mesmo posicionamento e taxa de parafusos chumbadores, 0,36, a diferença do ganho de carga ficou favorável ao pilar PPBA-150-26 em 6,93 %. Essa diferença na carga de ruptura pode ser estar relacionada ao tipo de parafuso chumbador utilizado, sendo os tipos AF e PBA, utilizados nesses pilares, respectivamente. Comparando os pilares PAF-150-18 e PAF-150-26, apesar de terem taxa de parafusos chumbadores diferentes, suas cargas de ruptura não apresentaram relação direta com o aumento da taxa de chumbadores, as cargas de ruptura foram semelhantes, diferindo em 2,36 % em relação ao pilar PAF-150-18.

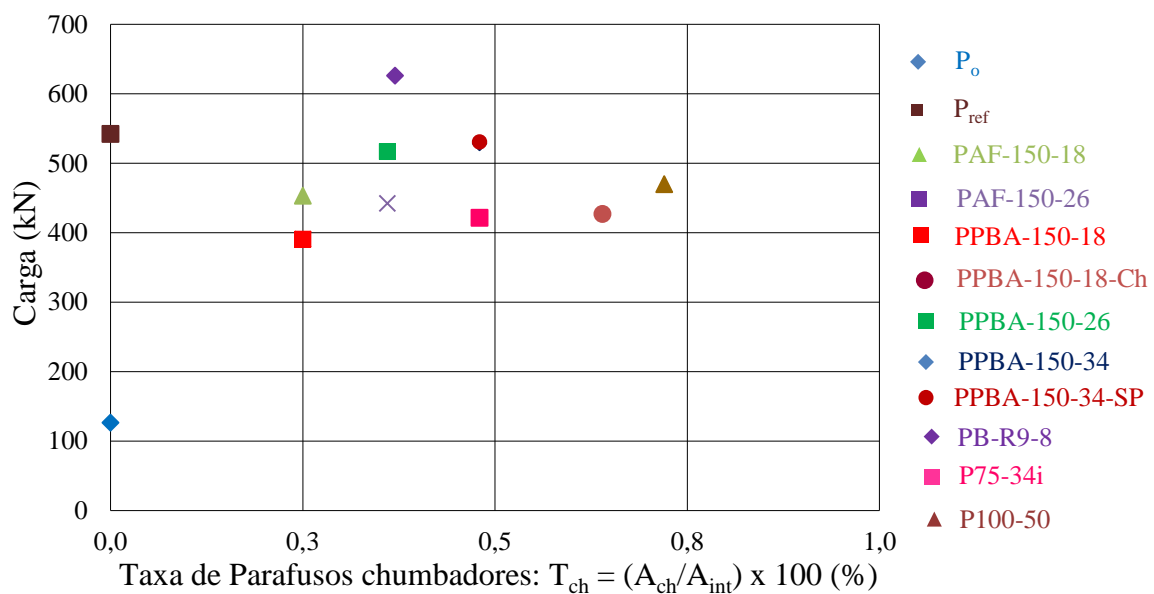


Figura 5. 1 - Taxa de parafusos chumbadores de todos os pilares

O pilar PPBA-150-18-Ch foi o pilar com a maior taxa de parafusos chumbadores dentre os pilares dessa pesquisa, 0,64, mas apresentou carga de ruptura semelhante aos pilares PPBA-150-18, PAF-150-18 e PAF-150-26, com taxa de Parafusos chumbadores variando em 39,1 %, 39,1 % e 56,25 % à menor, respectivamente. Essa semelhança pode estar relacionada à má aderência entre a superfície da chapa, que apresenta superfície lisa, e o concreto do reforço, fazendo com que o concreto do reforço se desprenda da chapa metálica, com tensões menores do que na interface (substrato/reforço), favorecendo o processo de deslocamento da camada de reforço.

Os pilares PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP, são pilares com as mesmas características diferindo apenas que o segundo, apresenta a ausência de porcas e arruelas, com o objetivo de melhorar a aderência entre o parafuso chumbador e o concreto do reforço. Pode-

se observar que o ganho de carga foi da ordem de 0,51 % maior que o pilar PPBA-150-34, demonstrando que o ganho de carga não foi significativo.

Para os demais pilares observa-se que a taxa de parafusos chumbadores está relacionada, diretamente, com o ganho de carga de ruptura dos pilares, mas nenhum pilar reforçado superou o pilar de referência (P_{ref}), a não ser o pilar PB-R9-8 de Sahb (2008) que chegou a superar o seu pilar de referência, PB-M, na ordem de 2 %.

5.3 DESLOCAMENTO HORIZONTAL

As figuras 5.2 a 5.10 apresentam os deslocamentos horizontais, através da leitura dos relógios comparadores R1 à R5, posicionados na Face T, para diversos passos de cargas durante o ensaio, de forma a obter o comportamento do deslocamento horizontal dos pilares. Os relógios R1 e R2, são posicionados simetricamente em relação aos relógios R4 e R5. O relógio R3 está posicionado na meia altura do pilar.

O pilar original P_o foi analisado nos passos de cargas de 40 kN, 80 kN, 100 kN e 120 kN. Os demais pilares para cargas de 100 kN, 200 kN, 300 kN e 400 kN. No caso dos pilares PAF-150-18 e PPBA-150-18, que romperam com carregamento inferior a 400 kN, esse passo de carga foi analisado com 390 kN e 330 kN, respectivamente.

Observando-se as Figuras 5.2 à 5.10, os pilares apresentam uma certa simetria entre R1 e R5; e também entre R2 e R4. Nota-se também que as leituras dos relógios comparadores R1 e R2, apresentam leituras menores que a leitura dos seus respectivos relógios simétricos R5 e R4. A razão dessa diferença de deslocamento, pode ser devido a carga aplicada no pilar, através do atuador hidráulico, estar localizada no apoio inferior do pilar, mais próximos dos relógios R5 e R4, gerando maior concentração de tensão próximo dessa região. Outro fator que colabora para essa discrepância, é que a carga atuante nas seções onde estão localizados os relógios R1 e R2, são menores que nas seções dos seus respectivos relógios, devido ao peso próprio da peça.

Os maiores deslocamentos obtidos foram para o relógio R3, localizado na altura média do pilar, sendo o P_o e PPBA-150-18-SP, os pilares que obtiveram o maior e menor deslocamento, para carga de 400 kN, sendo 26,02 mm e 7,01 mm, respectivamente (Figura 5.14)

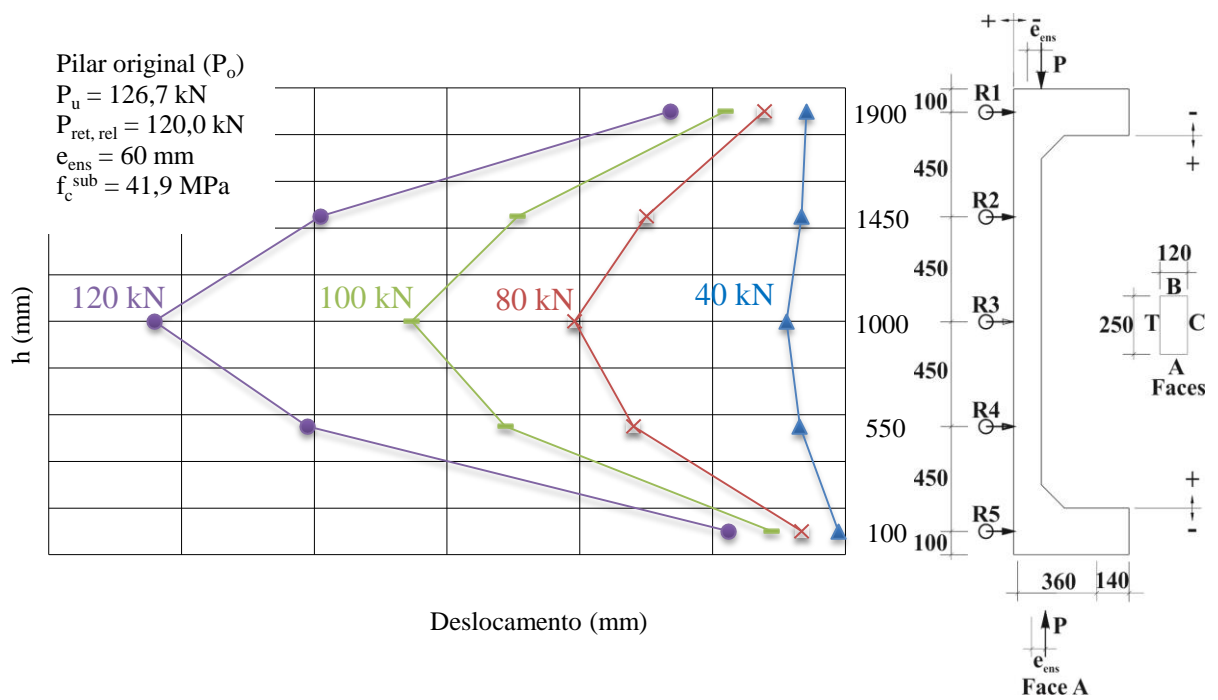


Figura 5. 2 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar original (P_o)

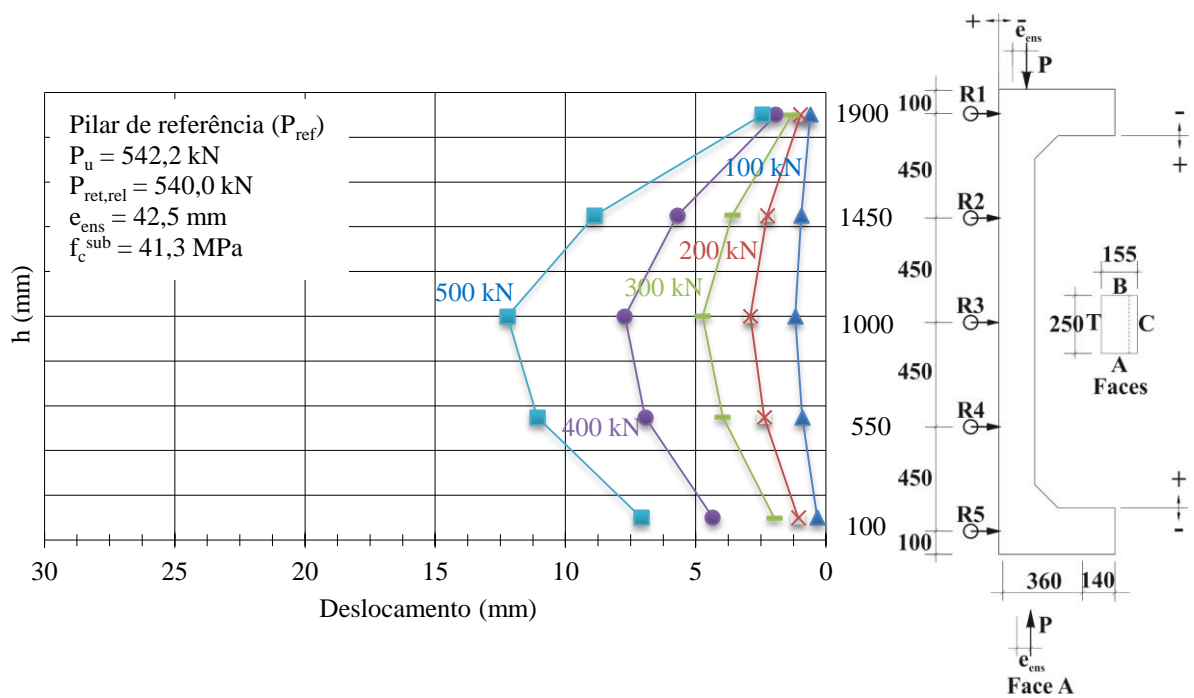


Figura 5. 3 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar de referência (P_{ref})

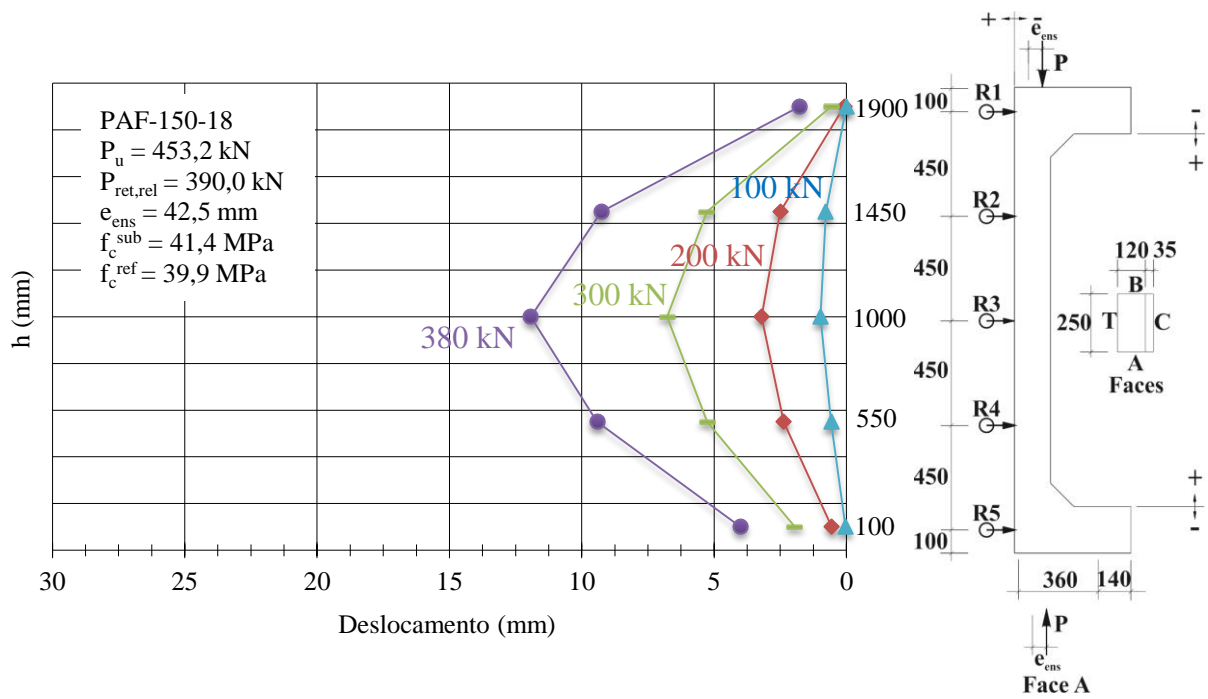


Figura 5. 4 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PAF-150-18

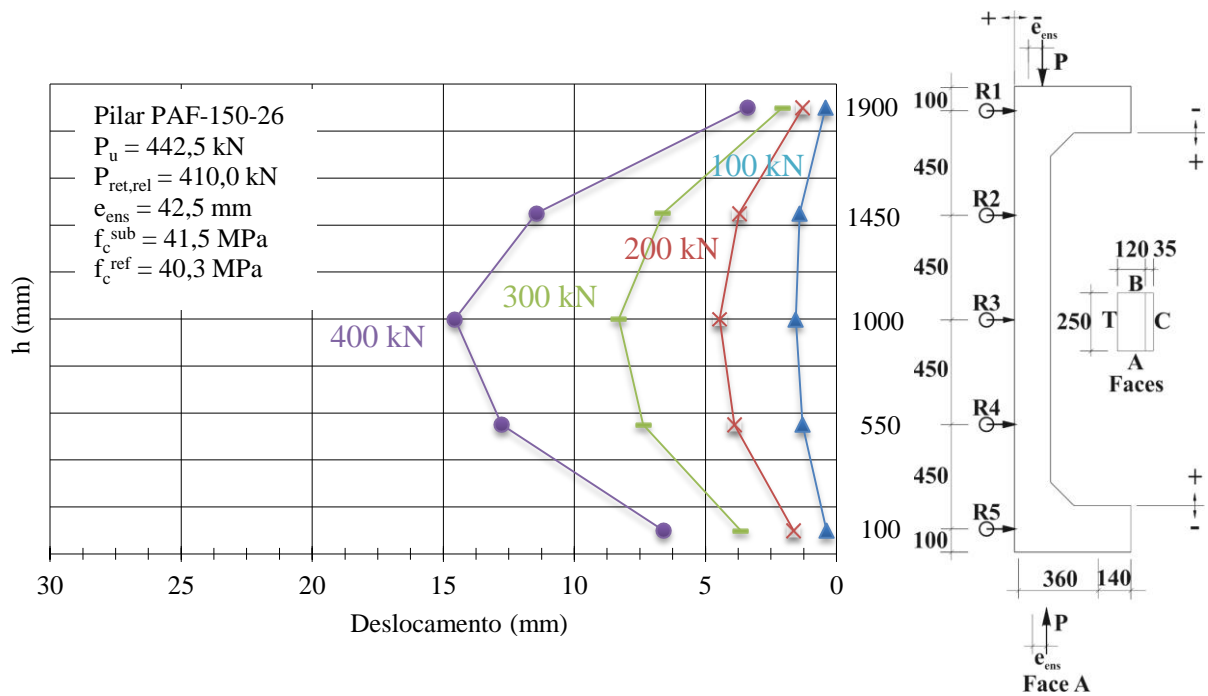


Figura 5. 5 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PAF-150-26

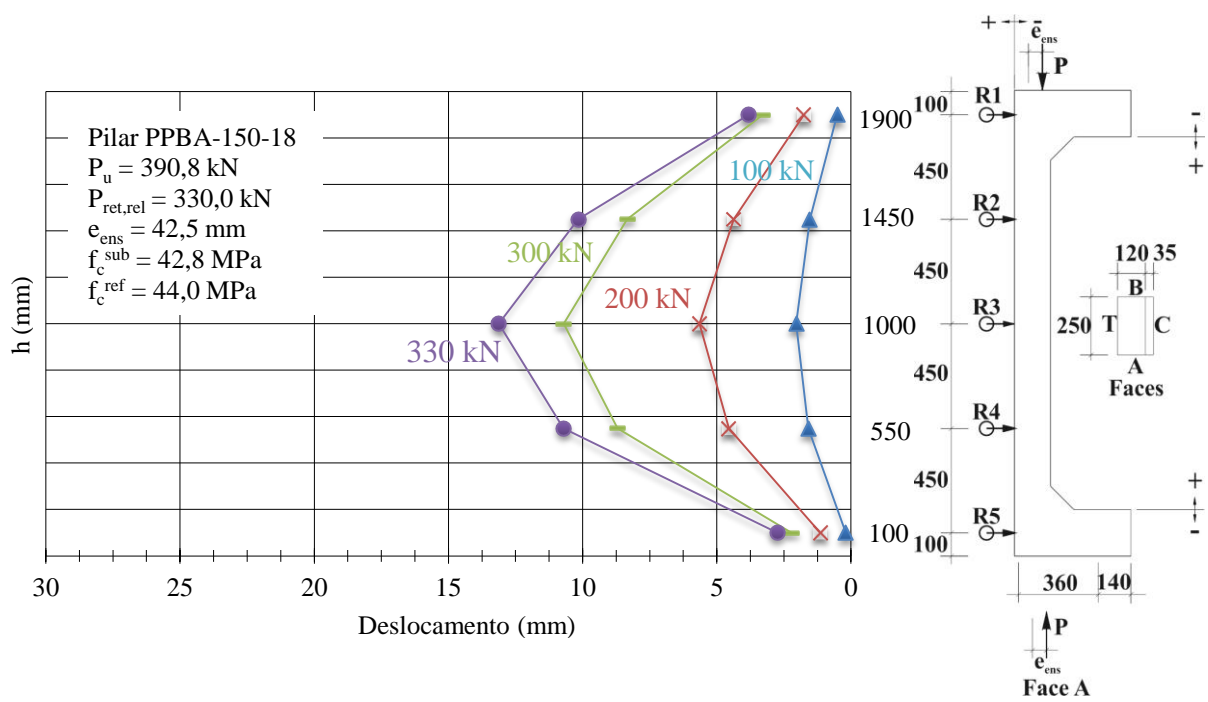


Figura 5. 6 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-18

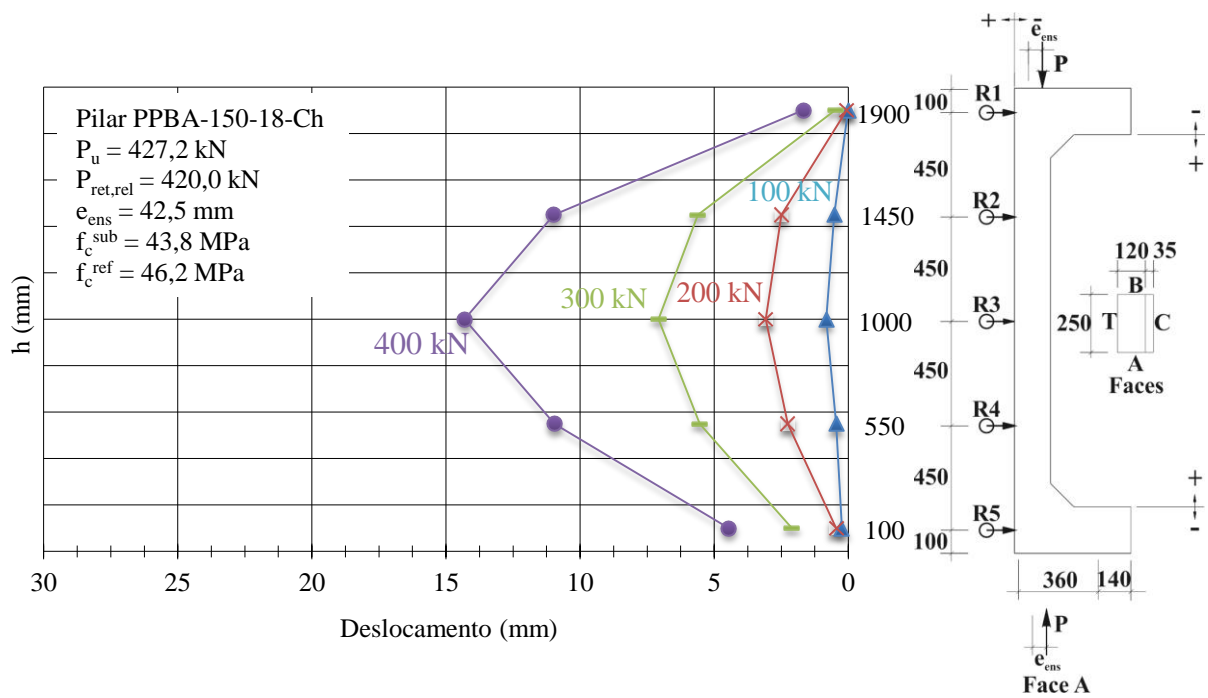


Figura 5. 7 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-18-Ch

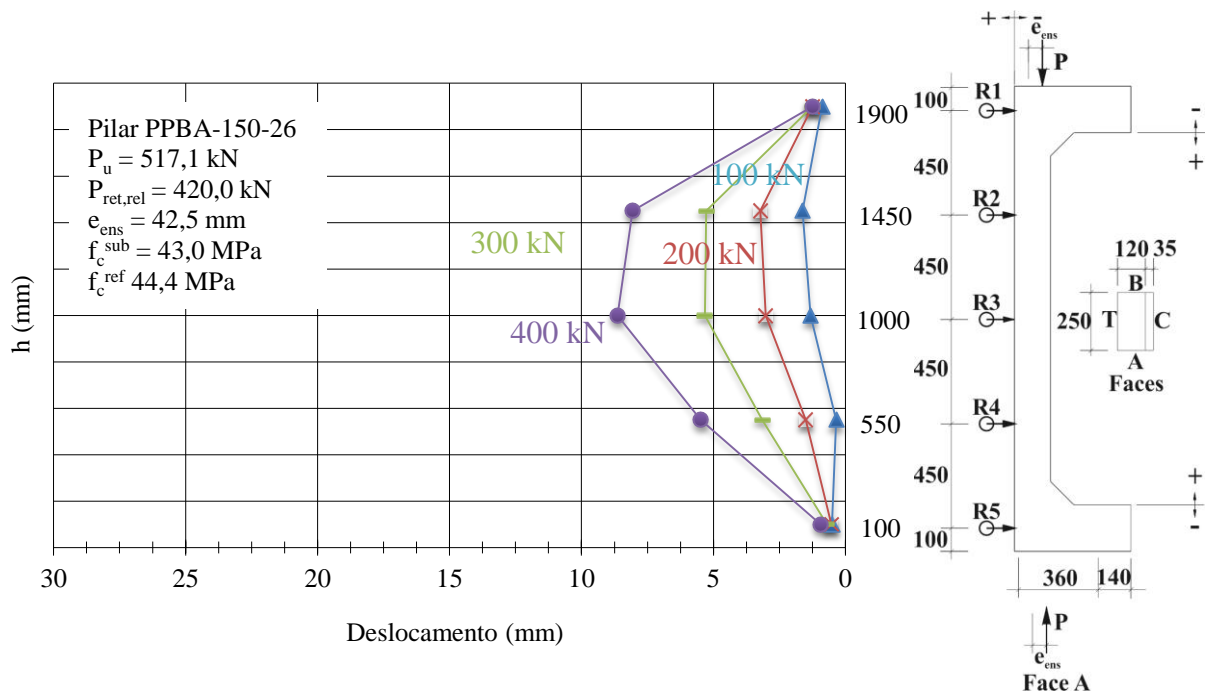


Figura 5. 8 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-26

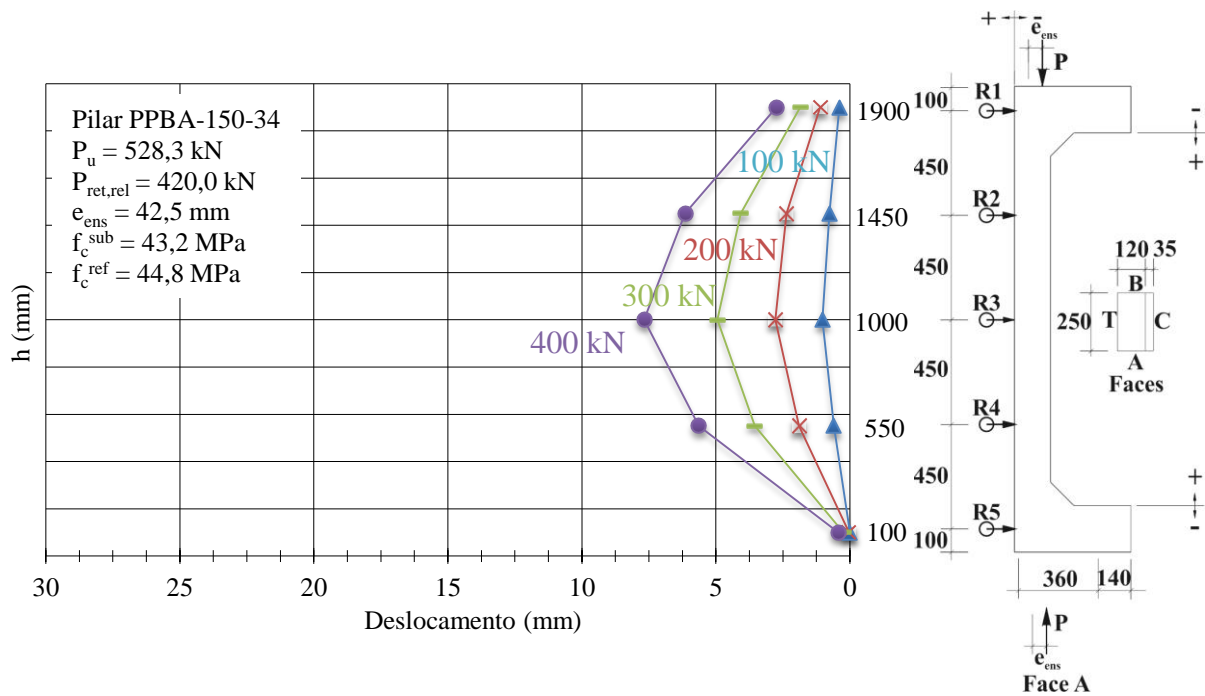


Figura 5. 9 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-34

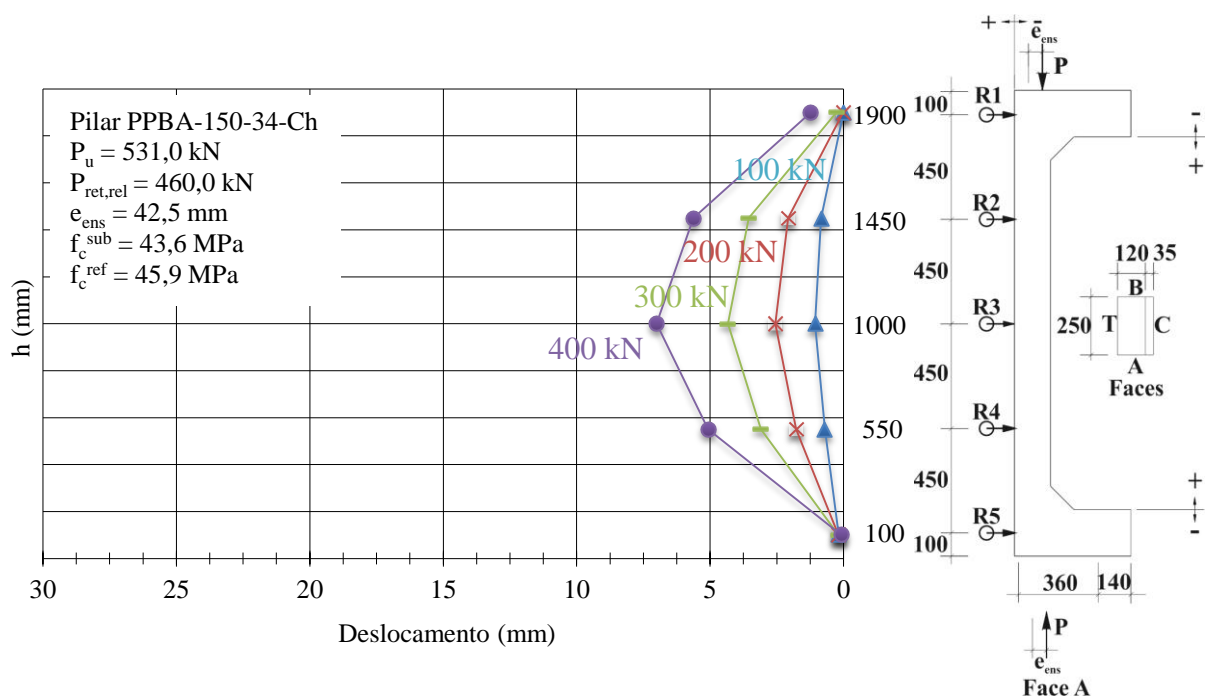


Figura 5. 10 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 – pilar PPBAF-150-34-SP

As figuras 5.11 a 5.14 apresentam os deslocamentos horizontais de todos os pilares, agrupados, para passos de cargas de 100 kN, 200 kN, 300 kN e 400 kN.

Para carga de 100 kN, todos os pilares, exceto pilar P_o , tiveram comportamento semelhantes, apresentando valores para R3 da ordem de 0,82 mm e 2,05 mm para os pilares PPBA-150-18-Ch e PPBA-15-18, respectivamente. O pilar P_o apresentou deslocamento em R3 igual a 16,33 mm (Figura 5.11).

O pilar PPBA-150-26 não apresentou comportamento simétrico para 100 kN, apresentando o deslocamento do relógio R2 maior que R3, sendo 1,63 mm e 1,32 mm, respectivamente (Figura 5.11). Foi possível perceber a simetria na carga de 400 kN (Figura 5.14), onde é possível observar que o relógio, posicionados na face T, apresentam certa simetria com deslocamento de R2 e R3 iguais à 8,7 mm e 8,63 mm, respectivamente.

Para carga de 200 kN, os pilares reforçados PPBA-150-18 e PAF-150-26, são os que apresentam os maiores deslocamentos em R3, sendo 5,65 mm e 4,46 mm, respectivamente. O pilar PPBA-150-34-SP é o que apresenta o menor deslocamento em R3, 2,55 mm (Figura 5.12).

Em geral, os pilares PPBA-150-34 SP e PPBA-150-34, foram os que obtiveram os menores deslocamentos nos passos de cargas em análise, indicando uma maior rigidez dessas peças devido serem os pilares com as maiores taxas de chumbadores.

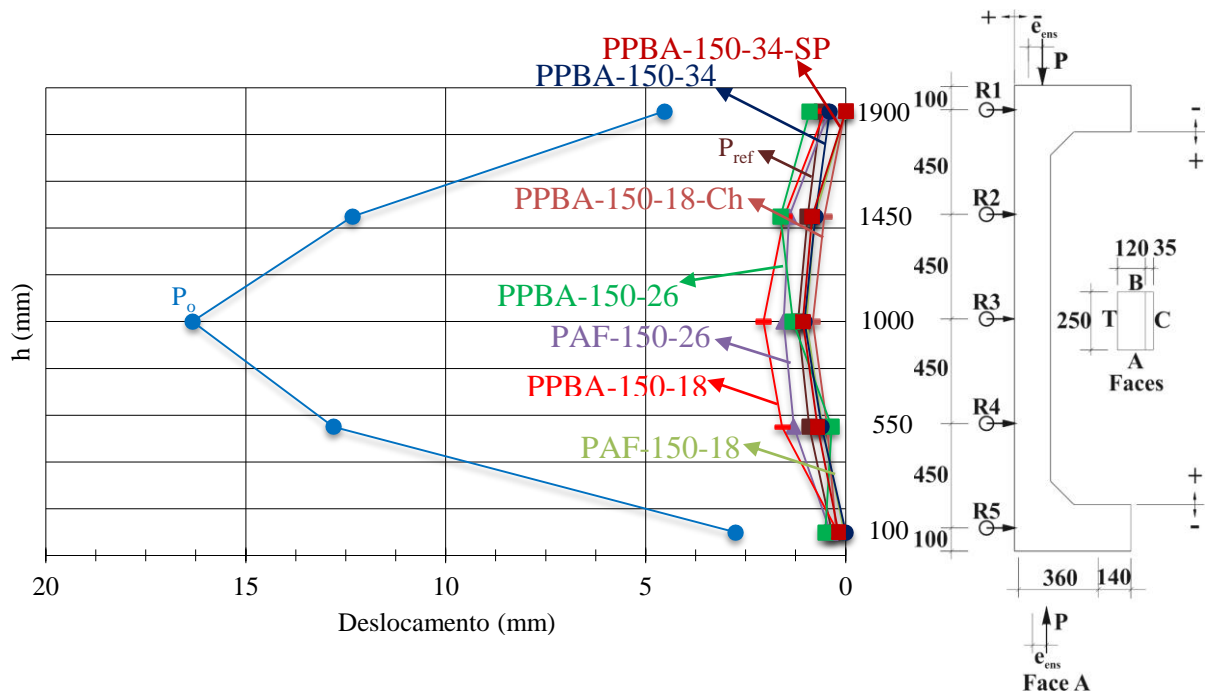


Figura 5. 11 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 100$ kN

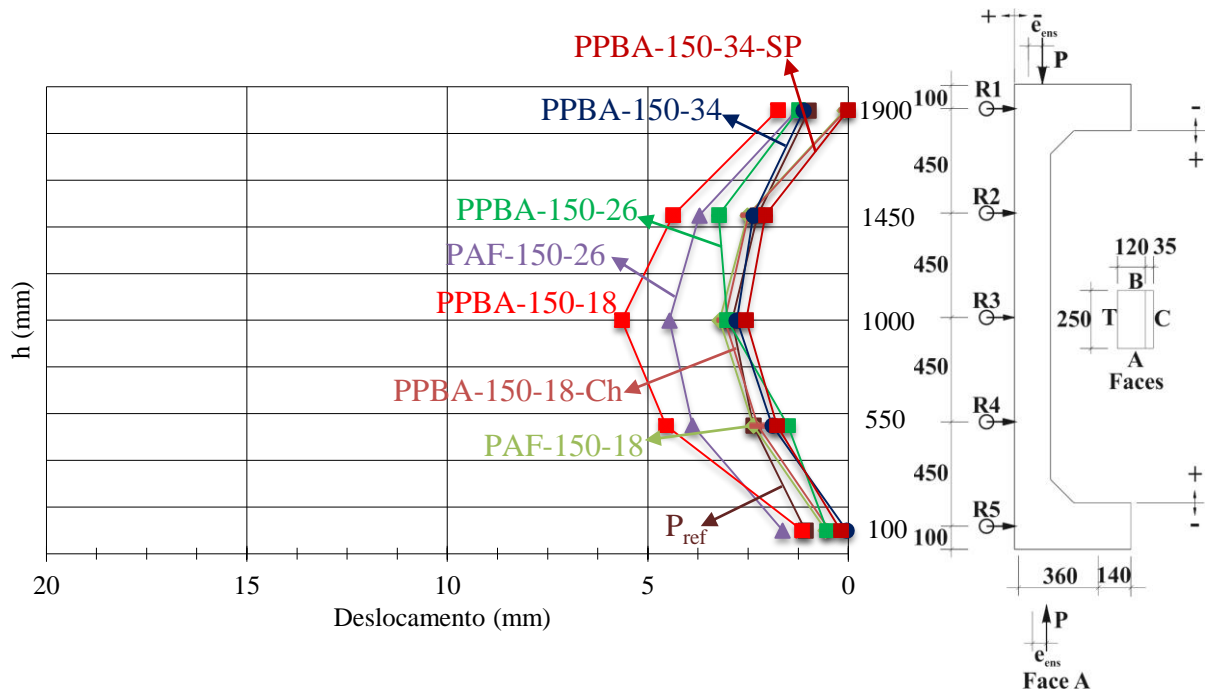


Figura 5. 12 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 200$ kN

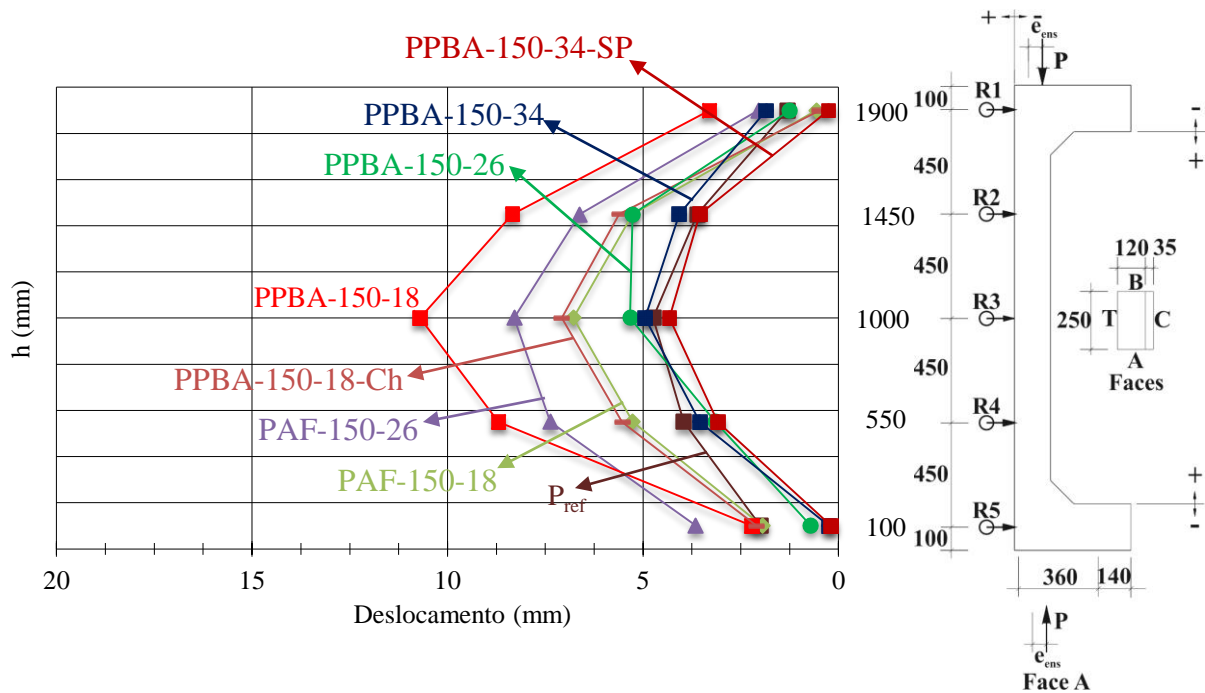


Figura 5. 13 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 300$ kN

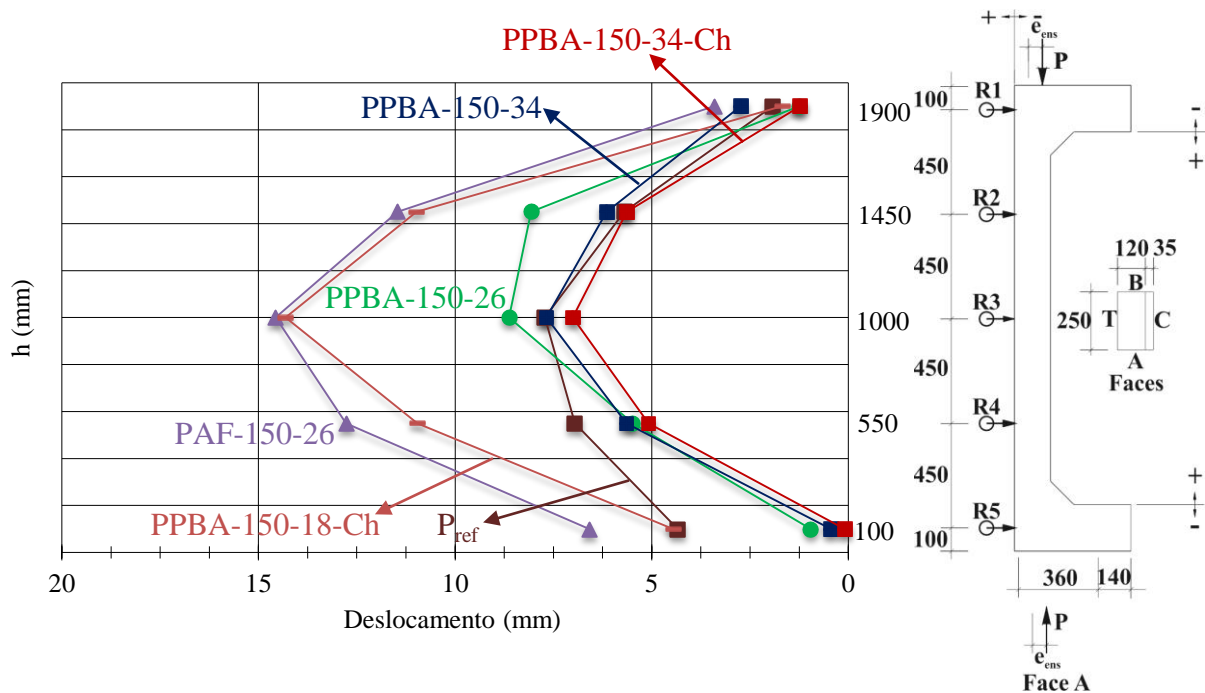


Figura 5. 14 - Deslocamentos horizontais R1 a R5 de todos os pilares à carga $P = 400$ kN

A Figura 5.15 apresenta o diagrama Carga x Deslocamento do relógio R3 para todos os modelos ensaiados. Apesar na ABNT NBR 6118:2014 não apresentar valores para deslocamento limite para verificação do estado limite de deformações excessivas no caso de pilares, nesse estudo fez-se uma análise tomando-se como deslocamento limite, o valor igual a

L/250, correspondente a 8 mm, sendo o limite de deslocamento no caso de aceitabilidade sensorial para elementos estruturais, segundo a NBR 6118:2014. Dessa forma nenhum pilar poderia ultrapassar esse valor para cargas em serviço. De acordo com a Figura 5.15 o pilar P_o , atingiu o deslocamento limite para carga de serviço igual a 57,0 % da carga de ruptura. O pilar que mais aproximou a carga de serviço da carga de ruptura foi o pilar PPBA-150-34-SP, apresentando 80,5 % de P_u . Os demais pilares ficaram com percentual entre 66,1 % e 75,0 %.

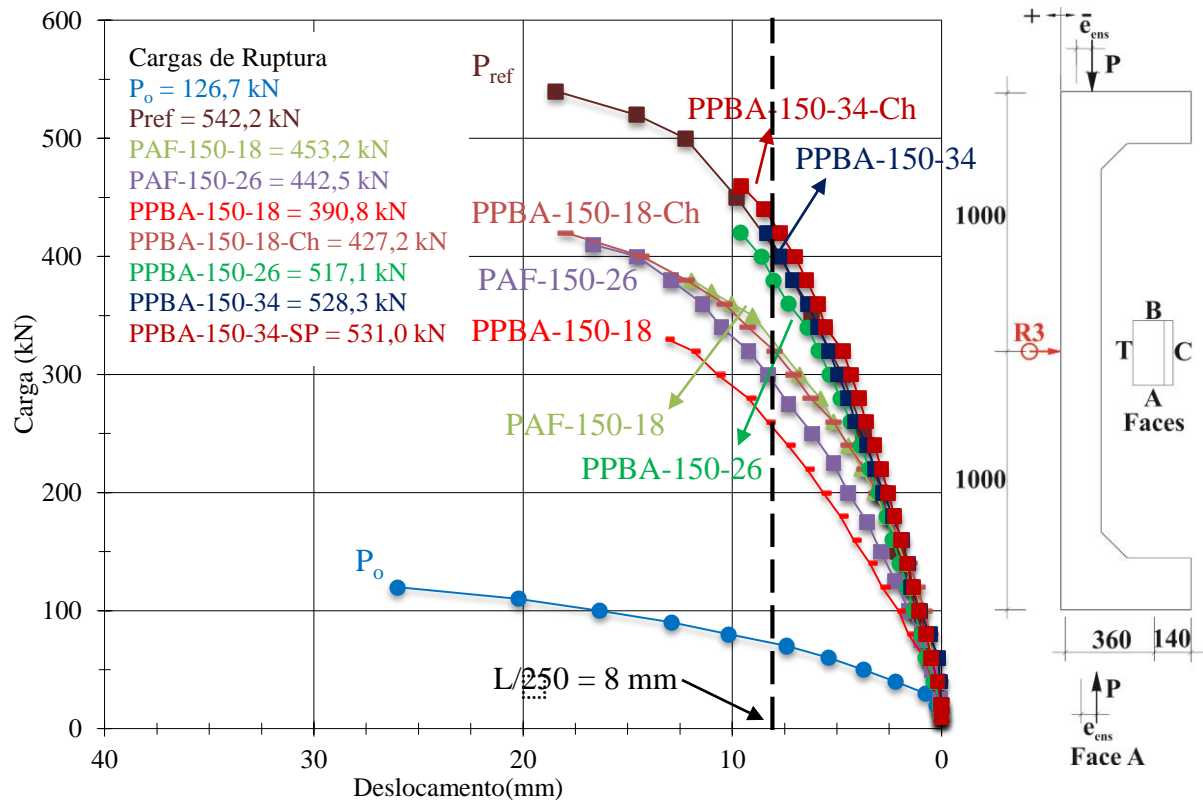


Figura 5. 15 - Deslocamento do relógio R3 de todos os pilares

A tabela 5.2, mostra o deslocamento medido por meio da trena, no último passo de carga, anterior à ruptura do pilar. Nela é possível conferir o deslocamento horizontal máximo dos pilares até antes da ruptura. Essa medida, apesar de ser aferida a olho nu, traz uma magnitude do deslocamento máximo da seção localizada à meia altura do pilar. De acordo com a Tabela 5.2, todos os pilares reforçados, inclusive o pilar de referência P_{ref} , apresentaram valores que variam de 16,90 mm a 20,70 mm. O pilar P_o foi o que obteve o maior deslocamento 34,20 mm, deslocamento da Trena 1,65 vezes maior que a média dos pilares reforçados e do P_{ref} .

Tabela 5. 2 - Deslocamento medido através da Trena no passo de carga anterior à carga de ruptura (P_{lei})

Pilar	Carga P_{lei} (kN)	Deslocamento – Trena (mm)								
		P_o	PPBA-150-18	PPBA-150-18-Ch	PAF-150-18	PAF-150-26	PPBA-150-26	PPBA-150-34	PPBA-150-34-SP	P_{ref}
P_o	120	34,20	3,90	2,30	2,00	2,84	2,40	2,20	2,60	1,46
PPBA-150-18	380	-	20,70	12,30	12,20	11,90	10,80	9,20	8,60	7,04
PPBA-150-18-Ch	420	-	-	18,30	16,00	17,10	12,30	10,80	10,10	8,16
PAF-150-18	440	-	-	-	19,50	20,50	14,30	11,50	11,40	8,72
PAF-150-26	440	-	-	-	19,50	20,50	14,30	11,50	11,40	8,72
PPBA-150-26	510	-	-	-	-	-	19,60	15,80	16,10	12,55
PPBA-150-34	520	-	-	-	-	-	-	16,90	17,60	13,50
PPBA-150-34-SP	530	-	-	-	-	-	-	-	19,60	16,35
P_{ref}	540	-	-	-	-	-	-	-	-	19,20

5.4 DEFORMAÇÃO DA ARMADURA

São demonstrados na Figura 5.16 a máxima deformação obtida nas barras da armadura longitudinal, localizadas próxima da face T de cada pilar ensaiado nessa pesquisa. Assim foi verificado, dentre os extensômetros E5 a E8, o que apresentou a maior deformação e plotou-se o diagrama em função da carga para cada pilar. É representado também a reta que define a deformação de escoamento da armadura longitudinal, que no ensaio de caracterização dos materiais, obteve-se 2,78 %.

Pode-se observar que os pilares P_o , PPBA-150-18, PPBA-150-34, apresentaram a deformação da armadura na região tracionada ultrapassando a deformação de escoamento, indicando que esta entrou em processo de escoamento antes da carga de ruptura. Os pilares PBA-150-18-Ch e PAF-150-18, foram os que apresentaram as menores deformações de tração,

1,21 mm/m e 1,38 mm/m, representando percentual de 43,5 % e 49,6 %, respectivamente em relação a ϵ_y . Os demais pilares apesar de não atingirem o escoamento da armadura, pode-se notar uma tendência de escoamento: suas curvas de deformações tendem a tomar uma horizontalidade em direção à deformação de escoamento.

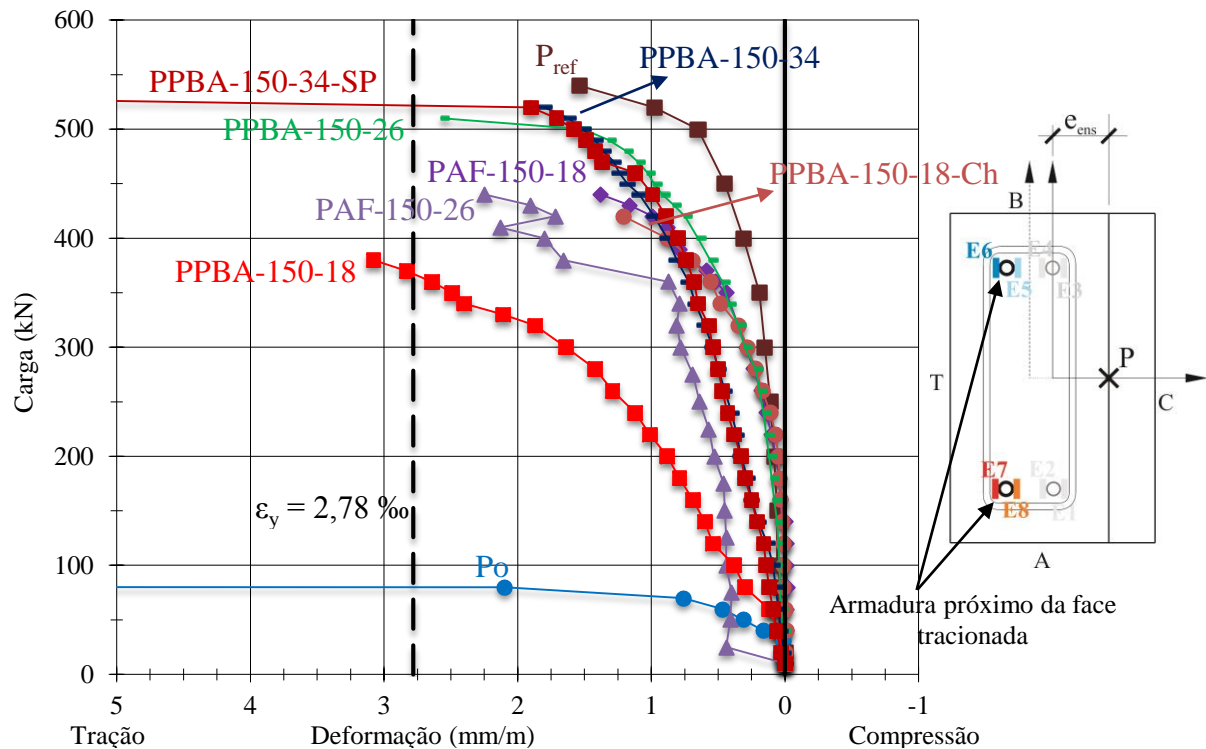


Figura 5. 16 - Diagrama Carga x Deformação da armadura situada próximo da face tracionada de todos os pilares

A tabela 5.3 mostra as máximas deformações de tração de todos os pilares para passo de carga imediatamente anterior à carga de ruptura. Observa-se que no passo de carga imediatamente anterior à ruptura, o pilar PPBA-150-18-Ch apresentou deformação de 41,4 % da deformação de escoamento para carga igual à 90,9 % da carga de ruptura, o que indica um possível deslocamento da camada de reforço antes da carga prevista de ruptura: esperava-se que esse pilar apresentasse a maior carga de ruptura devido apresentar a maior taxa de chumbadores.

Os pilares PAF-150-26 e PPBA-150-26, foram os pilares que apresentaram as deformações que mais se aproximaram da deformação de escoamento, apresentando 80,9 % e 92,4 % de ϵ_y , respectivamente.

Os únicos pilares que ultrapassaram a deformação de escoamento, foram os pilares PPBA-150-18 e PAF-150-18-SP, com 110,8 % e 257,9 % em relação a deformação de escoamento.

Tabela 5. 3 - Deformação máxima da armadura situada próximo à região da face tracionada no passo de carga anterior à carga de ruptura

Pilar	Carga P_{lei} (kN)	Deformação (mm/m)								
		P_o	PPBA-150-18	PPBA-150-18-Ch	PAF-150-18	PAF-150-26	PPBA-150-26	PPBA-150-34	PPBA-150-34-SP	P_{ref}
P_o	80	2,10	0,03	0,02	-0,02	0,41	0,04	0,07	0,12	0,06
PPBA-150-18	380	-	3,08	0,66	0,71	1,66	0,56	0,81	0,74	0,33
PPBA-150-18-Ch	420	-	-	1,15	0,99	1,72	0,75	0,98	0,89	0,436
PAF-150-18	440	-	-	-	1,38	2,25	0,92	1,09	0,99	0,48
PAF-150-26	440	-	-	-	1,38	2,25	0,92	1,09	0,99	0,48
PPBA-150-26	510	-	-	-	-	-	2,57	1,62	1,71	0,86
PPBA-150-34	520	-	-	-	-	-	-	1,80	1,90	1,01
PPBA-150-34-SP	530	-	-	-	-	-	-	-	7,17	1,29
P_{ref}	540	-	-	-	-	-	-	-	-	1,57

A Figura 5.17 e Tabela 5.4 mostram a deformação máxima ocorrida na armadura situada mais próxima da face C, ocorrida na última leitura de carga, anteriormente à ruptura. Essa deformação é a maior aferida em cada pilar dentre os extensômetros E1 à E4. Os pilares PAF-150-26 e PPBA-150-34-SP, não estão demonstrados na Fig.5.17 porque todos os extensômetros das barras situadas mais próximas da Face C, E1 à E4, possivelmente foram danificados durante a confecção das peças ou não funcionaram corretamente.

Os pilares que apresentaram maiores deformações, foram o PPBA-150-18 e PPBA-150-34, com deformação de -1,24 mm/m e -1,65 mm/m, representando 44,6 % e 59,4

%, respectivamente. Os pilares P_o , PPBA-150-18-Ch, PPBA-150-26 e P_{ref} , ficaram com deformações entre -0,43 mm/m, e -0,91 mm/m.

O pilar PAF-150-18 apresentou comportamento diferente que os demais pilares ensaiados; o extensômetro E1 apresentou deformações crescentes de compressão até a carga de 280 kN, com deformação de -0,33 mm/m para esse carregamento. A partir da carga de 280 kN até 600 kN, as leituras das deformações de compressão foram decrescendo a até atingir deformação de tração de + 0,02 mm/m. Não esperava-se esse comportamento durante o ensaio em comparação com os demais espécimes, mas pode ter ocorrido um deslocamento dos apoios, inferior ou superior, durante a aplicação do carregamento. Outra possível ocorrência é a linha neutra ter ultrapassado o eixo da armadura situada mais próximo da face C.

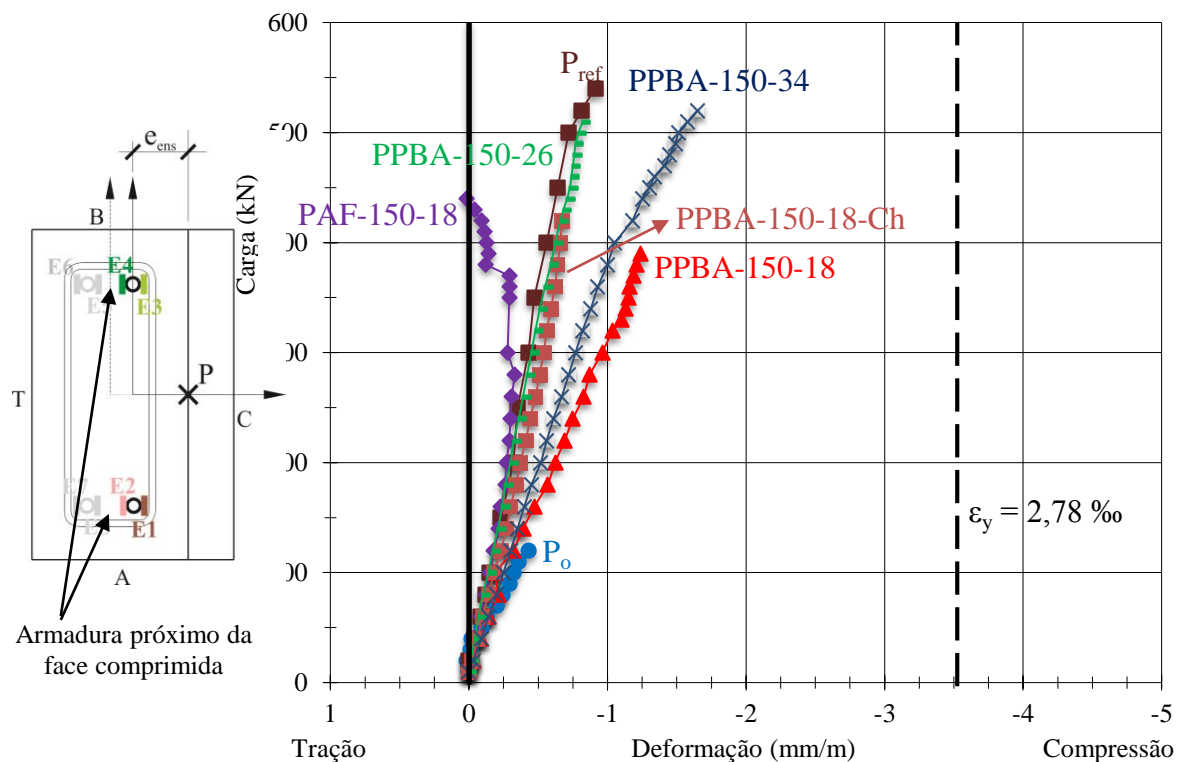


Figura 5. 17 - Diagrama Carga x Deformação da armadura situada próximo da face comprimida de todos os pilares

Tabela 5. 4 - Deformação máxima da armadura situada próximo da face comprimida no passo de carga anterior à carga de ruptura

Pilar	Carga P_{lei} (kN)	Deformação (mm/m)								
		P_o	PPBA-150-18	PPBA-150-18-Ch	PAF-150-18	PAF-150-26	PPBA-150-26	PPBA-150-34	PPBA-150-34-SP	P_{ref}
P_o	120	-0,43	-0,32	-0,23	-0,18	-	-0,17	-0,30	-	-0,18
PPBA-150-18	380	-	-1,21	-0,64	-0,12	-	-0,59	-1,00	-	-0,52
PPBA-150-18-Ch	420	-	-	-0,67	-0,09	-	-0,66	-1,18	-	-0,59
PAF-150-18	440	-	-	-	0,02	-	-0,71	-1,25	-	-0,62
PAF-150-26	440	-	-	-	0,02	-	-0,71	-1,25	-	-0,62
PPBA-150-26	510	-	-	-	-	-	-0,82	-1,58	-	-0,77
PPBA-150-34	520	-	-	-	-	-	-	-1,65	-	-0,81
PPBA-150-34-SP	530	-	-	-	-	-	-	-	-	-0,86
P_{ref}	540	-	-	-	-	-	-	-	-	-0,91

5.5 DEFORMAÇÃO NO CONCRETO

Na figura 5.18 são apresentadas as curvas da carga x deformações do concreto de todos os pilares. As curvas apresentadas representam as leituras dos extensômetros que apresentaram a maior deformação de compressão, localizada na Face C, de cada pilar. Quanto à deformação de esmagamento do concreto, foi adotada 3,00 %, o que preconiza o código do ACI 318M-14. A Tabela 5.5 mostra o valor da deformação do concreto de cada pilar obtido na carga da última leitura antes da ruptura para cada pilar.

O pilar original (P_o) foi o que obteve maior deformação de compressão para o mesmo estágio de carregamento, chegando a uma deformação máxima de -2,86 mm/m, evidenciando uma tendência de esmagamento do concreto, tendo em vista que essa leitura foi feita no carregamento anterior à carga de ruptura P_u . Todos os pilares reforçados, exceto os pilares PAF-150-18 e PPBA-150-18-Ch, apresentaram as menores deformações máximas de compressão do concreto, sendo -2,47 mm/m e -2,42 mm/m, respectivamente.

Os pilares PPBA-150-34, PPBA-150-18, PPBA-150-34-SP, PAF-150-26 e PPBA-150-26, apresentaram deformação máxima de compressão do concreto, superior à deformação última de esmagamento para esse material, segundo o ACI-318M-14, apresentando deformação máxima, no carregamento da última leitura, os valores de -3,16 mm/m, -3,30 mm/m, -3,38 mm/m e -3,88 mm/m, respectivamente (Tabela 5.5)

O Pilar de referência, apesar de apresentar deformação máxima do concreto menor que a deformação de esmagamento, segundo o ACI-318M-14, sua curva da carga versus deformação de compressão do concreto apresenta uma tendência a horizontalidade, sugerindo uma tendência de esmagamento do concreto com o acréscimo de carga; sua deformação máxima para o concreto foi de -2,10 mm/m para carga de 540 kN, 70,0 % da deformação última para o concreto preconizado pelo ACI-318M-14.

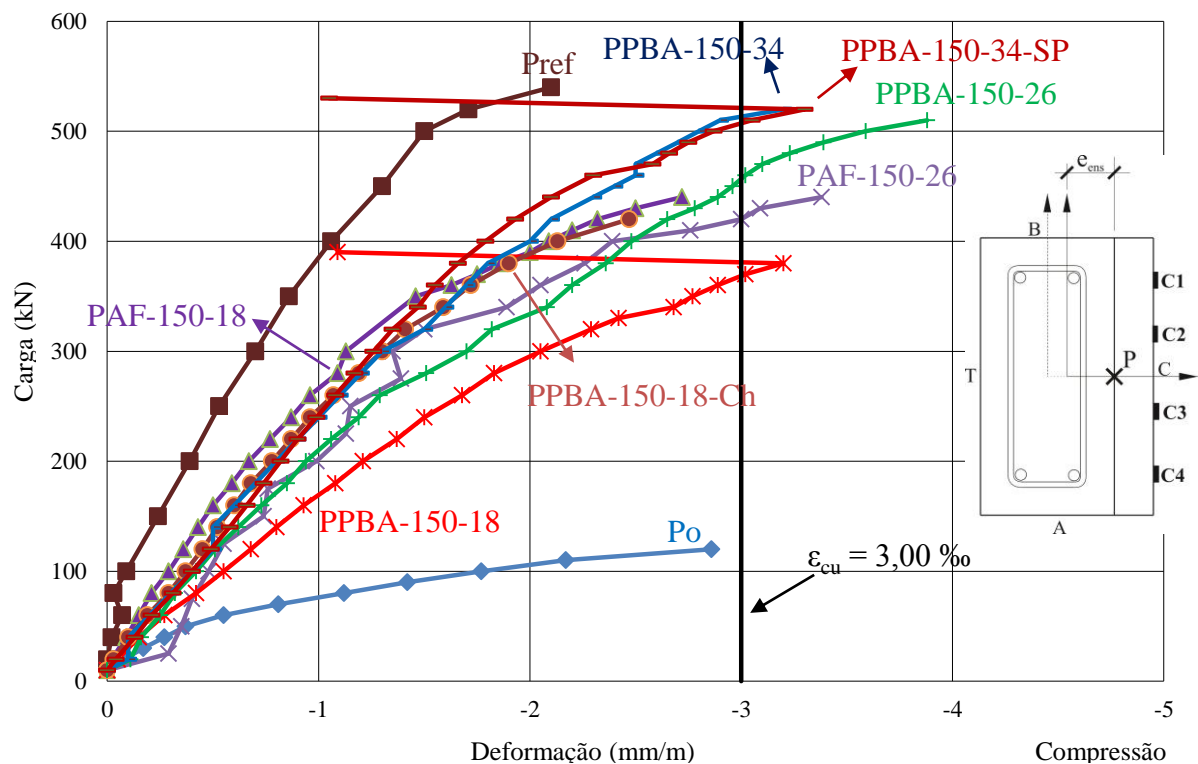


Figura 5. 18 - Diagrama Carga x Deformação do concreto de todos os pilares

Tabela 5. 5 - Deformação máxima do concreto situado na face de compressão no passo de carga anterior à carga de ruptura

Pilar	Carga P_{lei} (kN)	Deformação (mm/m)								
		P_o	PPBA-150-18	PPBA-150-18-Ch	PAF-150-18	PAF-150-26	PPBA-150-26	PPBA-150-34	PPBA-150-34-SP	P_{ref}
P_o	120	-2,86	-0,68	-0,45	-0,36	-0,54	-0,51	-0,46	-0,49	-0,15
PPBA-150-18	380	-	-3,20	-1,90	-1,86	-2,26	-2,36	-1,84	-1,66	-0,98
PPBA-150-18-Ch	420	-	-	-2,47	-2,32	-3,00	-2,65	-2,12	-1,93	-1,16
PAF-150-18	440	-	-	-	-2,72	-3,38	-2,89	-2,30	-2,10	-1,25
PAF-150-26	440	-	-	-	-2,72	-3,38	-2,89	-2,30	-2,10	-1,25
PPBA-150-26	510	-	-	-	-	-	-3,88	-2,94	-3,05	-1,61
PPBA-150-34	520	-	-	-	-	-	-	-3,16	-3,30	-1,71
PPBA-150-34-SP	530	-	-	-	-	-	-	-	-1,05	-1,91
P_{ref}	540	-	-	-	-	-	-	-	-	-2,10

5.6 COMPORTAMENTO DA LINHA NEUTRA

As Figuras 5.19 a 5.17 ilustram gráficos das distribuições de deformações, ao longo do plano médio da seção situada à meia altura de cada pilar, para quatro cargas solicitantes distintas, correspondentes a 100 kN, 200 kN, 300 kN e 400 kN para todos os pilares, exceto os pilares P_o , que foram correspondentes as cargas de 40 kN, 80 kN, 100 kN, 120 kN, e pilar PPBA-150-18, que foram para as cargas de 100 kN, 200 kN, 300 kN e 380 kN. Para traçar estes diagramas foram utilizados os valores das deformações da armadura tracionada, ϵ_s , da armadura comprimida, ϵ'_c e das fibras de concreto situadas na face C, ϵ_c . Nos diagramas apresentados, os pontos correspondentes às leituras de deformações foram interligados, fornecendo assim, uma aproximação linear do comportamento geral da seção transversal.

Observando as Figuras 5.21 e 5.27, vê-se que para cargas iniciais, 40 kN para o pilar P_o , e 100 kN para os demais pilares, a seção deformada é praticamente plana, apresentando uma reta, o que confirma a validade do princípio clássico de Bernoulli, de que as seções planas

permanecem planas após deformações, existindo a proporcionalidade entre deformação e distância à linha neutra. Esse princípio não se confirma para cargas subsequentes, 200 kN, 300 kN e 400 kN para os pilares P_{ref} , PAF-150-18, PPBA-150-18, PPBA-150-18-Ch e PPBA-150-34.

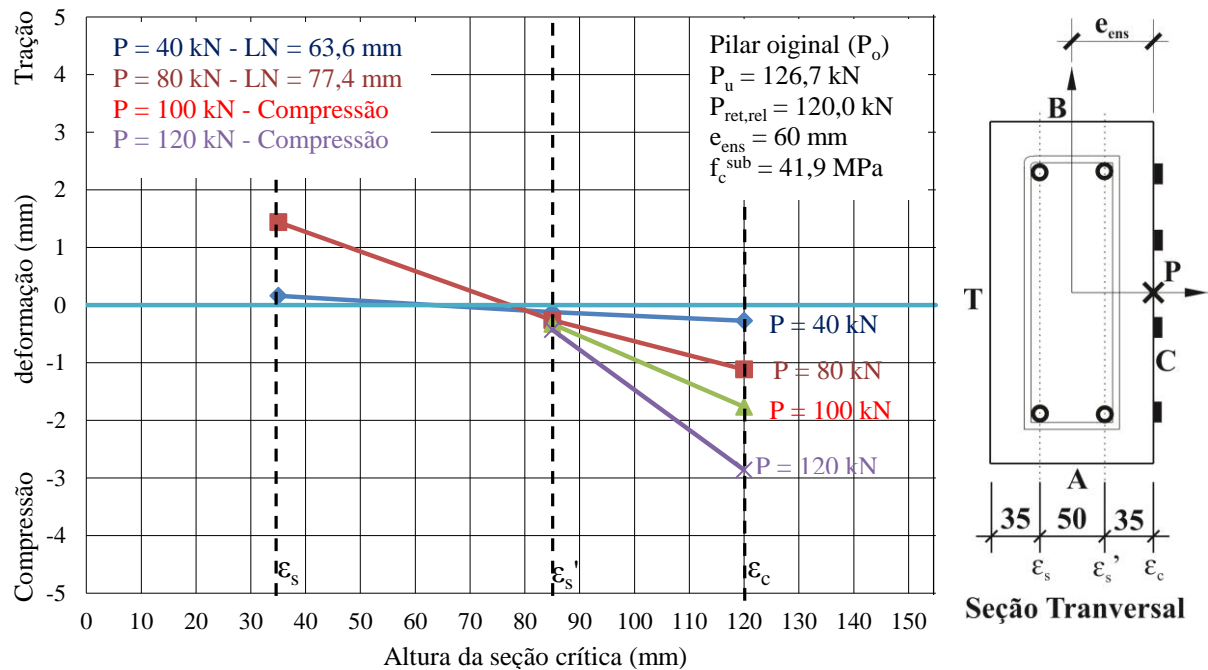


Figura 5. 19 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar original (P_o)

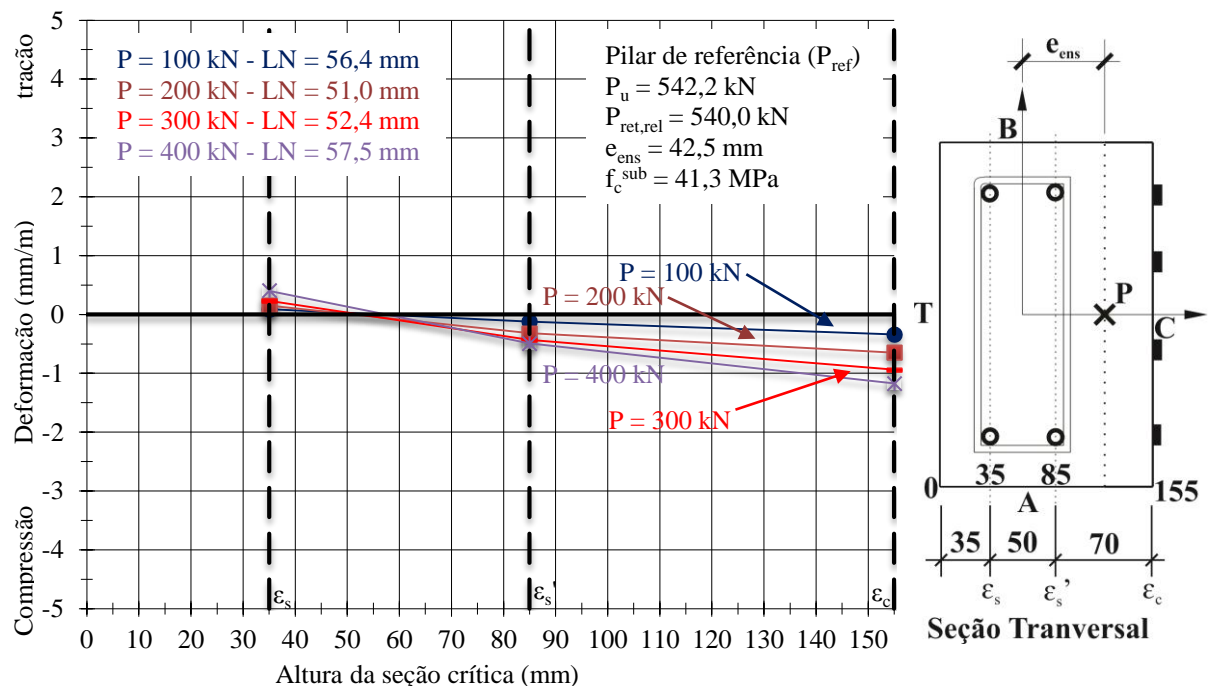


Figura 5. 20 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar de referência (P_{ref})

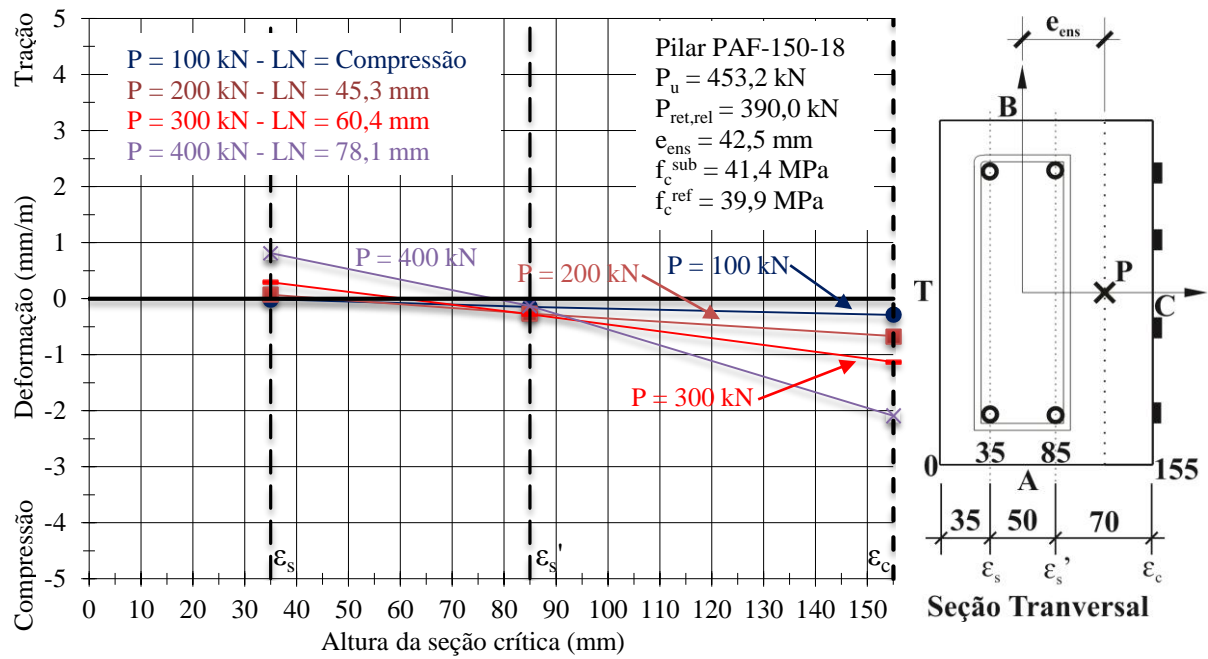


Figura 5. 21 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PAF-150-18

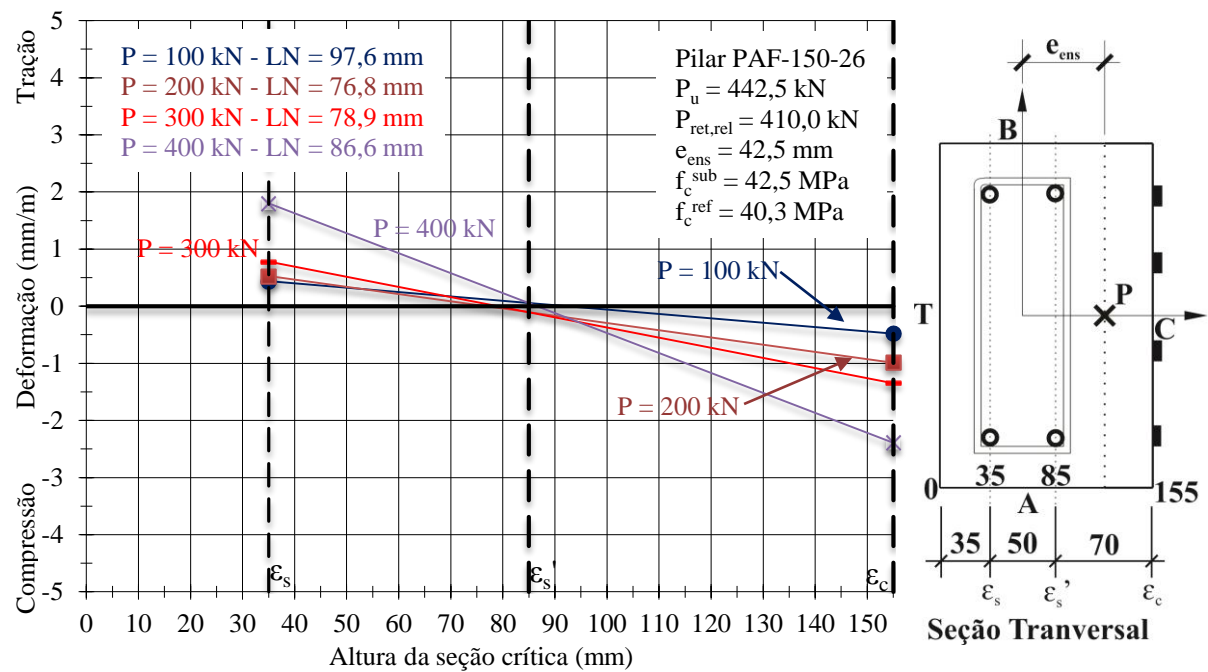


Figura 5. 22 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PAF-150-26

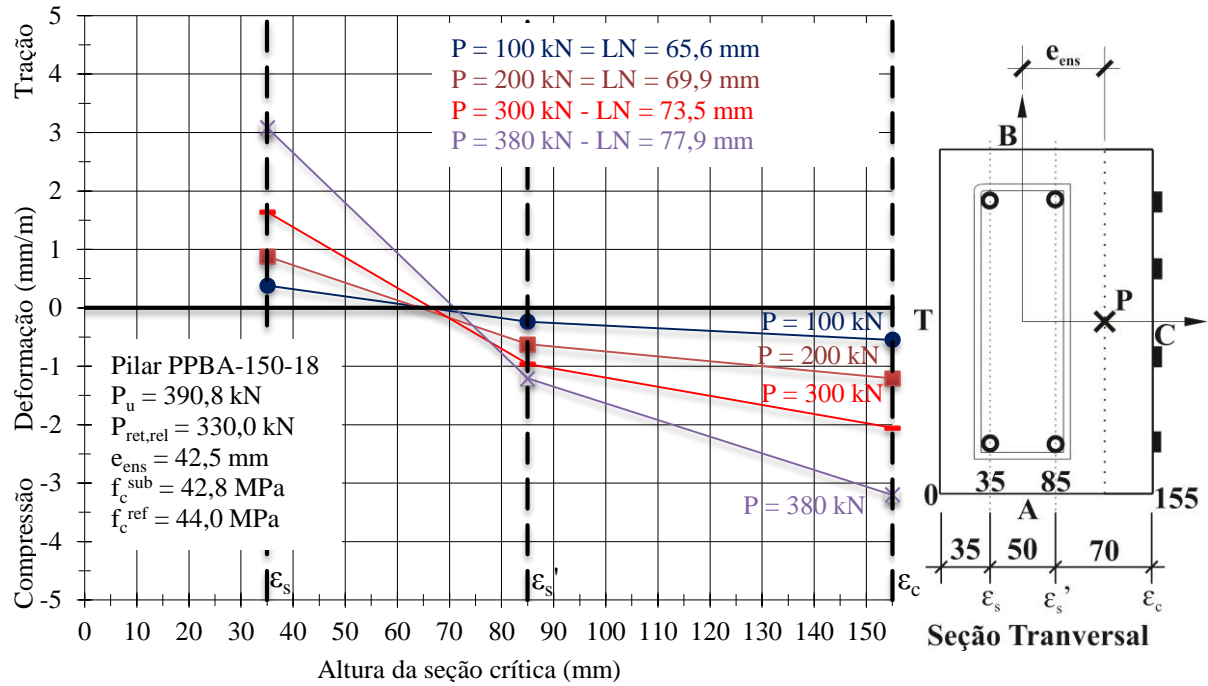


Figura 5. 23 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18

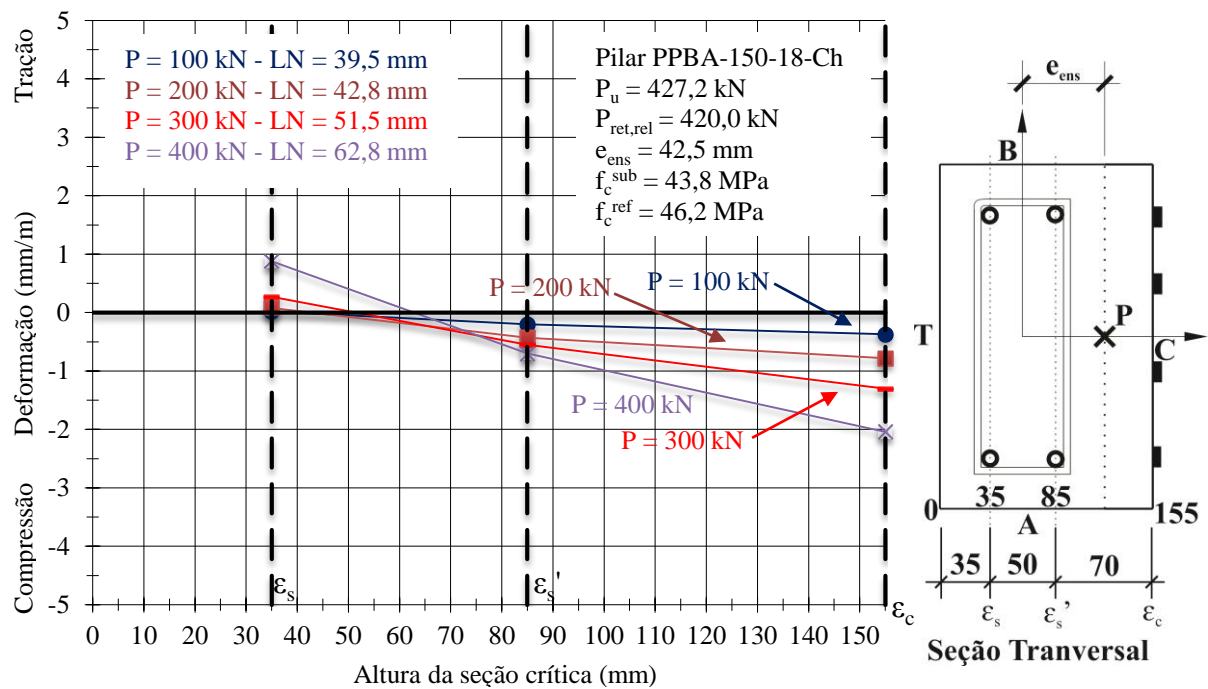


Figura 5. 24 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-Ch

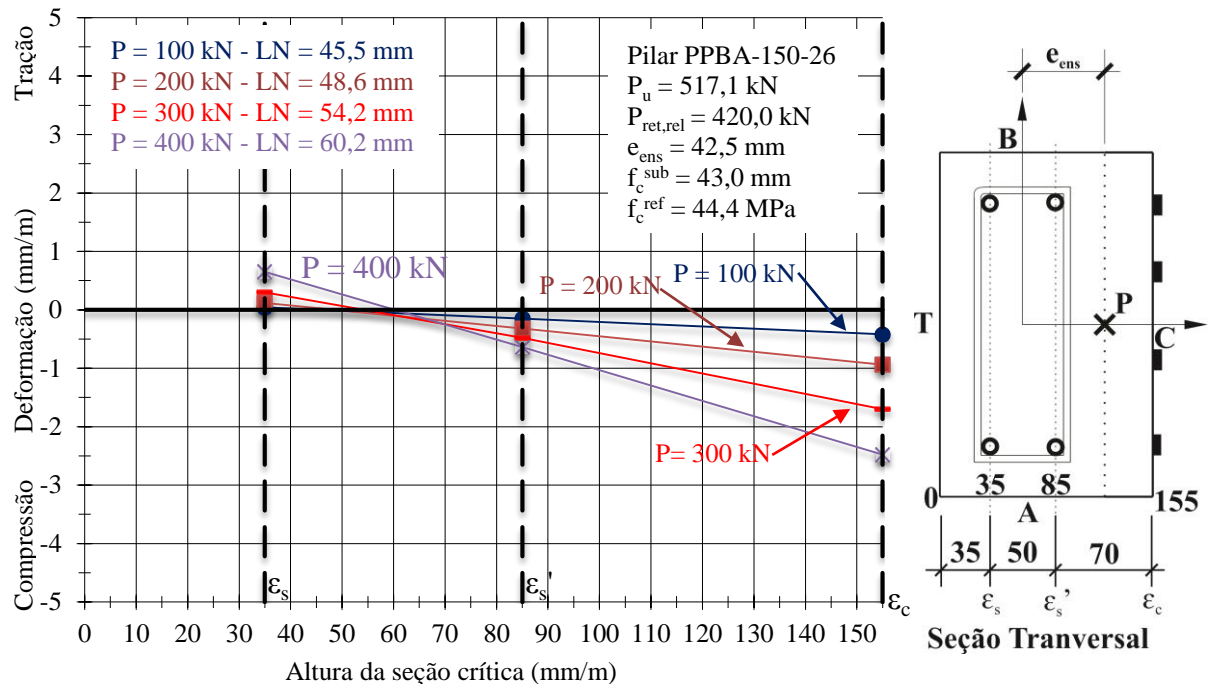


Figura 5. 25 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-26

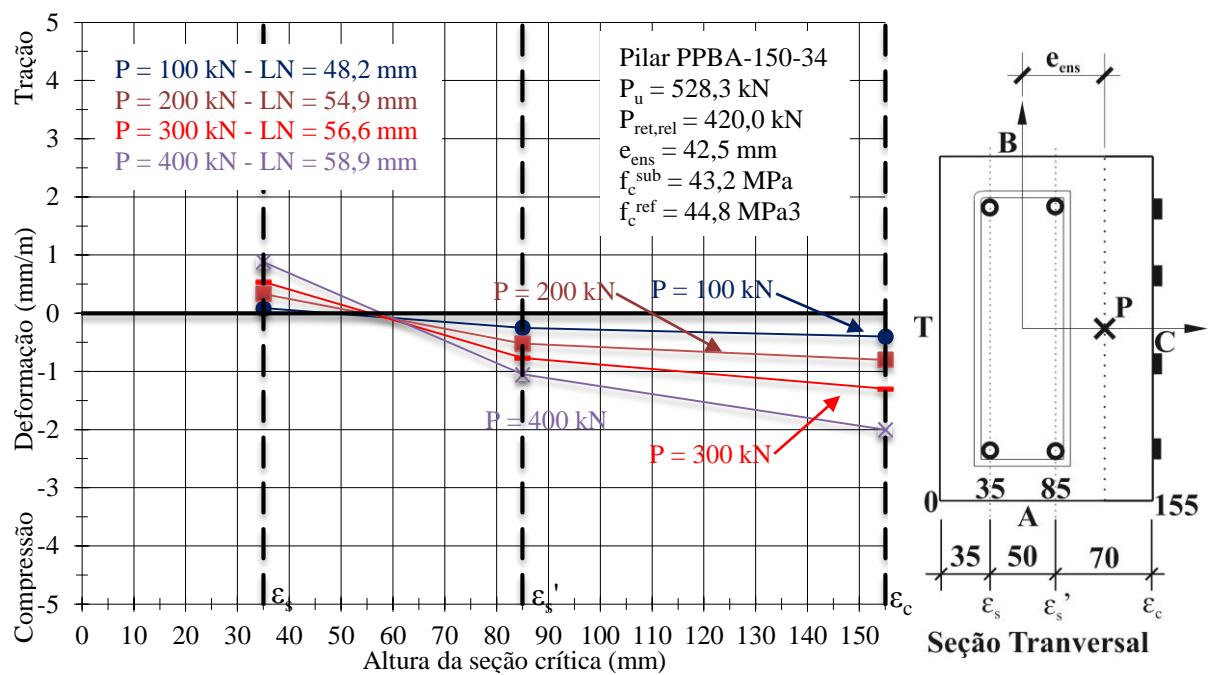


Figura 5. 26 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-34

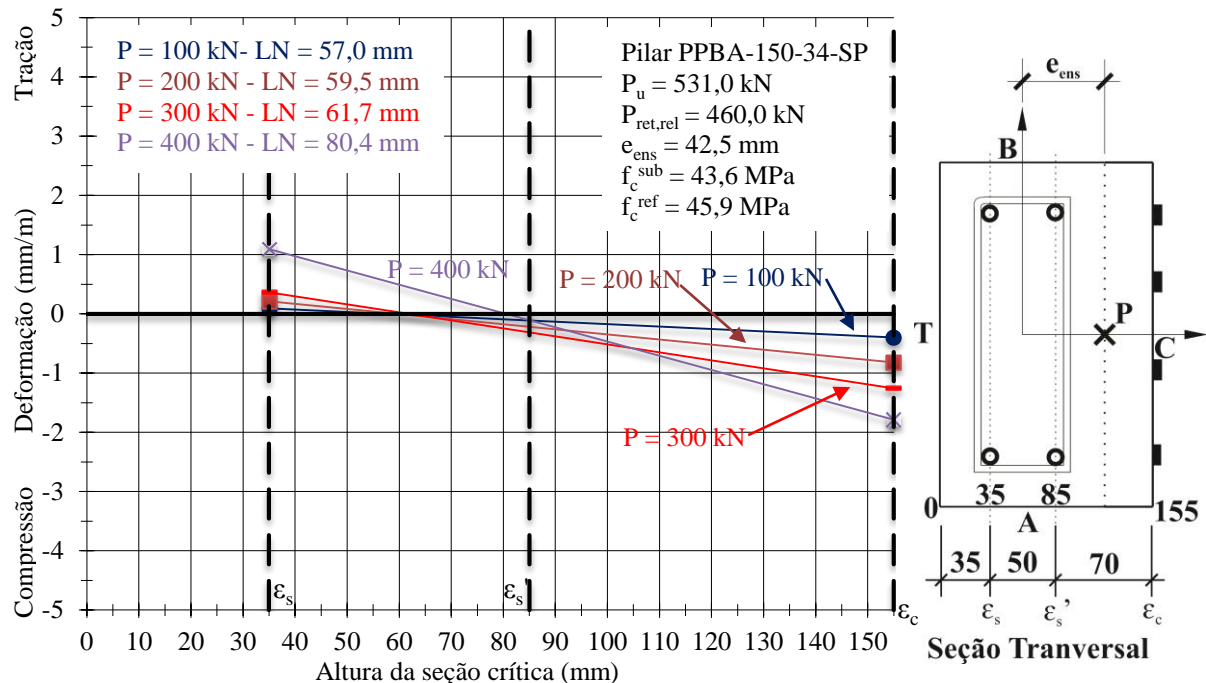


Figura 5. 27 - Deformação ao longo da seção crítica – pilar PPBA-150-18-34-SP

5.7 ANÁLISE DOS PARAFUSOS CHUMBADORES PARA CARGA PRÓXIMA DA CARGA DE RUPTURA.

A Figura 5.28 apresenta o diagrama das deformações das armaduras de tração (ϵ_s), compressão (ϵ_s') e do concreto (ϵ_c) x altura da seção crítica, situada na altura média dos pilares reforçados para carga próxima de P_u . É apresentado também a posição dos Parafusos chumbadores, o qual está fixado 65 mm adentro do substrato e 15 mm adentro do reforço, em relação à interface entre os dois concretos. Considerando-se a altura da seção crítica como um eixo das abcissas, os parafusos chumbadores ficam situados entre os valores de 55 mm e 135 mm. Para todos os pilares a carga analisada foi de 400 kN, exceto para o pilar PPBA-150-18, cuja carga de ruptura P_u , foi de 390,8 kN.

Para o nível de carregamento analisado, parte da seção está tracionada e a outra parte está comprimida, divisão que é feita pela posição da linha neutra em cada pilar, assim, os Parafusos chumbadores utilizados encontram-se fixados com uma parte envolvida no concreto do substrato tracionado e o restante do chumbador está fixado em um concreto comprimido. A região do chumbador que está entre 55 mm da altura da seção crítica até a posição da linha neutra para cada pilar está envolvida por um concreto tracionado, neste local há uma condição desfavorável de aderência do chumbador com o concreto, deste modo, próximo à ruptura, o

chumbador está aderente apenas no comprimento que encontra compreendido no concreto comprimido.

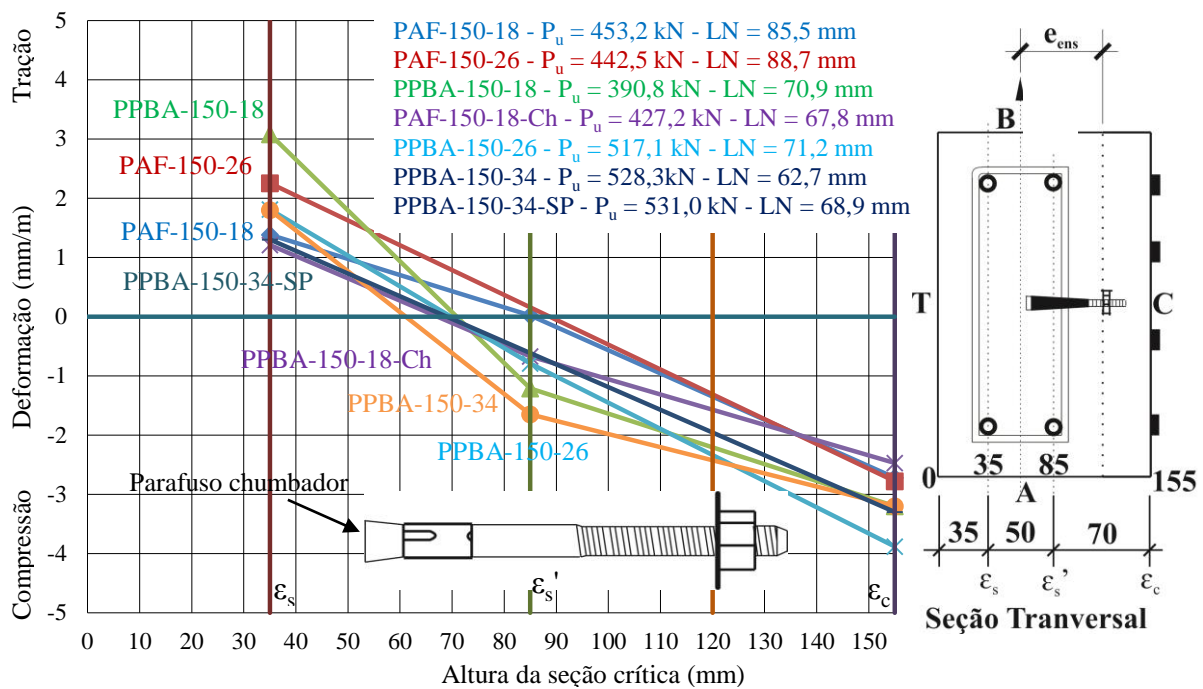


Figura 5. 28 - Deformação ao longo da seção crítica dos pilares reforçados na carga próxima da ruptura

A posição da linha neutra do pilar PAF-150-26 encontra-se a 88,7 mm da face T da seção crítica, para carga de 400 kN, o que infere que 33,7 mm de seu comprimento encontra-se fixado no substrato sob tração, portanto sob condições de má ou nenhuma aderência, o que representa 42,1 % de seu comprimento (Figura 5.28). O pilar que apresentou o menor comprimento fixo no concreto do substrato sob tração, foi o pilar PPBA-150-26, com posição da linha neutra igual a 71,2 mm o que representa 20,2 % de seu comprimento total. Nenhum dos pilares apresentou a posição da linha neutra atingindo ou ultrapassando a interface substrato e reforço para as cargas analisadas.

5.8 CARGA E MOMENTO FLETOR DA SEÇÃO TRANSVERSAL

As Figuras 5-29 a 5-36 mostram os diagramas de Carga x Momento fletor da seção transversal dos pilares ensaiados nesta pesquisa. Para cada seção transversal, foram determinados os pontos limites entre os domínios dos estados limites últimos, considerando-se para a deformação última de esmagamento do concreto (ϵ_{cu}) igual a 0,003 e deformação de escoamento do aço (ϵ_s) igual 0,00278 de acordo com o resultado apresentado no Capítulo 4. Estão demonstrados também o momento fletor (M_{lei}) calculado para o passo de carga imediatamente anterior à ruptura (P_{lei}) e o momento fletor último calculado ($M_{u,calc}$) que é a ordenada do ponto do diagrama cuja carga corresponde à carga de ruptura (P_u). No anexo A.4 estão os principais cálculos e procedimentos utilizados para o traçado dos diagramas aqui tratados.

Observando o diagrama da Figura 5.29, observa-se que o pilar original apresentou ruptura compreendida no domínio 3 com uma diferença entre os momentos fletores M_{lei} e $M_{u,calc}$, de 12,1 %. Para o pilar de referência a diferença entre os momentos fletores M_{lei} e $M_{u,calc}$ foi em 4,9 % mas ruptura apresentou-se no domínio 4, porém com carga de ruptura 15,3 % maior que a carga normal do limite superior do domínio 3.

O pilar original encontra-se localizado próximo do eixo onde a carga normal é nula ($N = 0$), ou seja, está funcionando quase como uma viga a flexão com armadura dupla: isso pode ter colaborado para o escoamento do aço e ruptura do concreto.

Os pilares reforçados PAF-150-18 e PAF-150-26 apresentaram ruptura do domínio 4, com momento fletor M_{lei} 15,4 % e 13,6 %, respectivamente em relação ao momento fletor $M_{u,calc}$ (Figuras 5-28 e 5-29)

Os pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch que são os pilares que apresentaram as menores cargas de ruptura entre os pilares reforçados 72,1 % e 78,8 % em relação ao pilar de referência, apresentaram ruptura localizada no domínio 3 (Figuras 5-30 e 5-31), o que não condiz com os resultados apresentados no Capítulo 4. Vale ressaltar que a ocorrência precoce do deslocamento, impossibilita o pilar de acréscimo de ganho de carga ocasionando uma carga de ruptura inferior à esperada o que seria à carga de ruptura do pilar de referência.

Os pilares PPBA-150-26, PPBA-150-34 e PPBA-150-34-SP apresentaram ruptura dentro do domínio 4, variando-se os momentos fletores M_{lei} entre 5,2 % e 6,9 % è menor em relação ao momento fletor $M_{u,calc}$ (Figuras 5-32 a 5-34).

Todos os pilares encontram-se na parte ascendente da curva N-M, logo havendo um acréscimo de momento fletor é possível um aumento da carga última de ruptura, o que isso, possivelmente, colaborou para um considerável ganho de carga dos pilares reforçados devido ao acréscimo da camada de reforço.

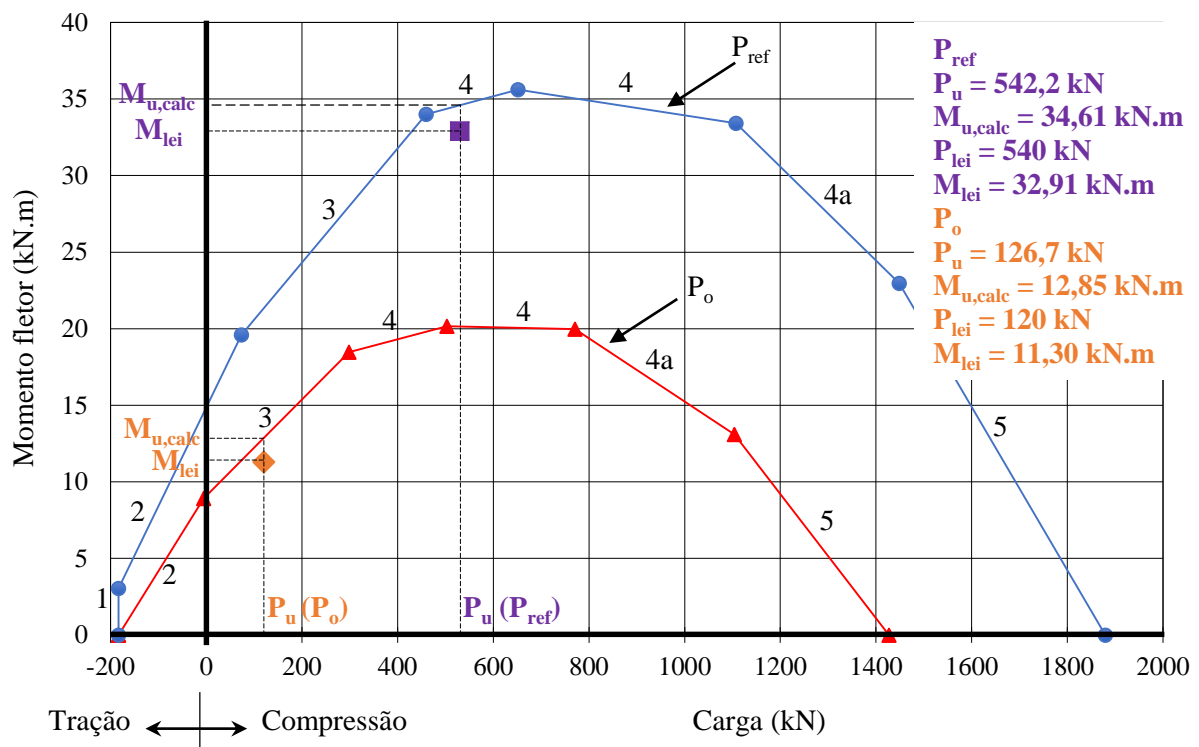


Figura 5. 29 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar original e pilar de referência

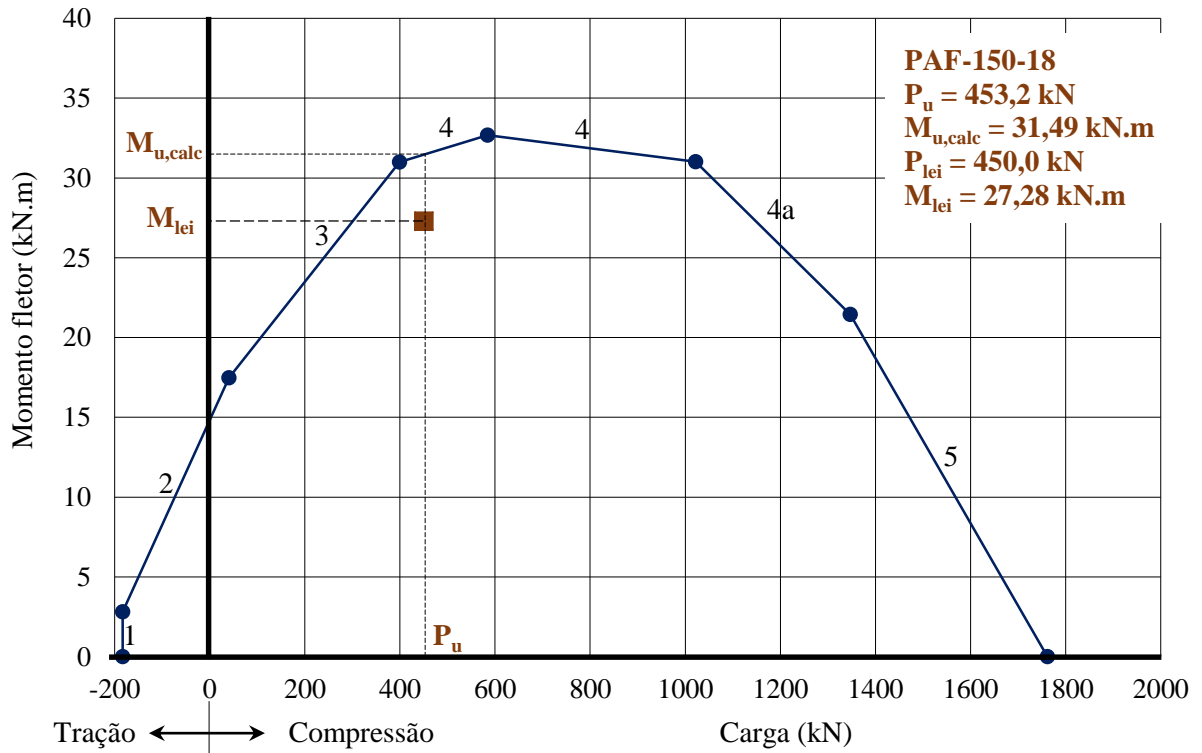


Figura 5. 30 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PAF-150-18

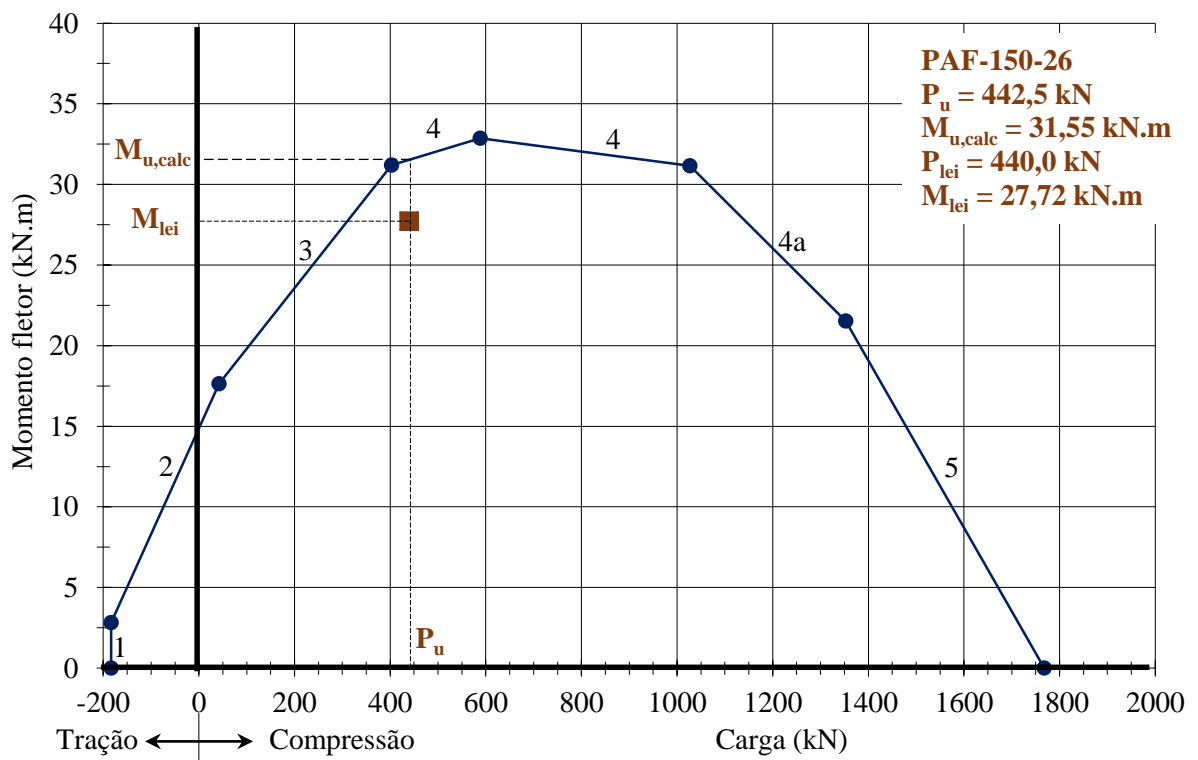


Figura 5. 31 - Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PAF-150-26

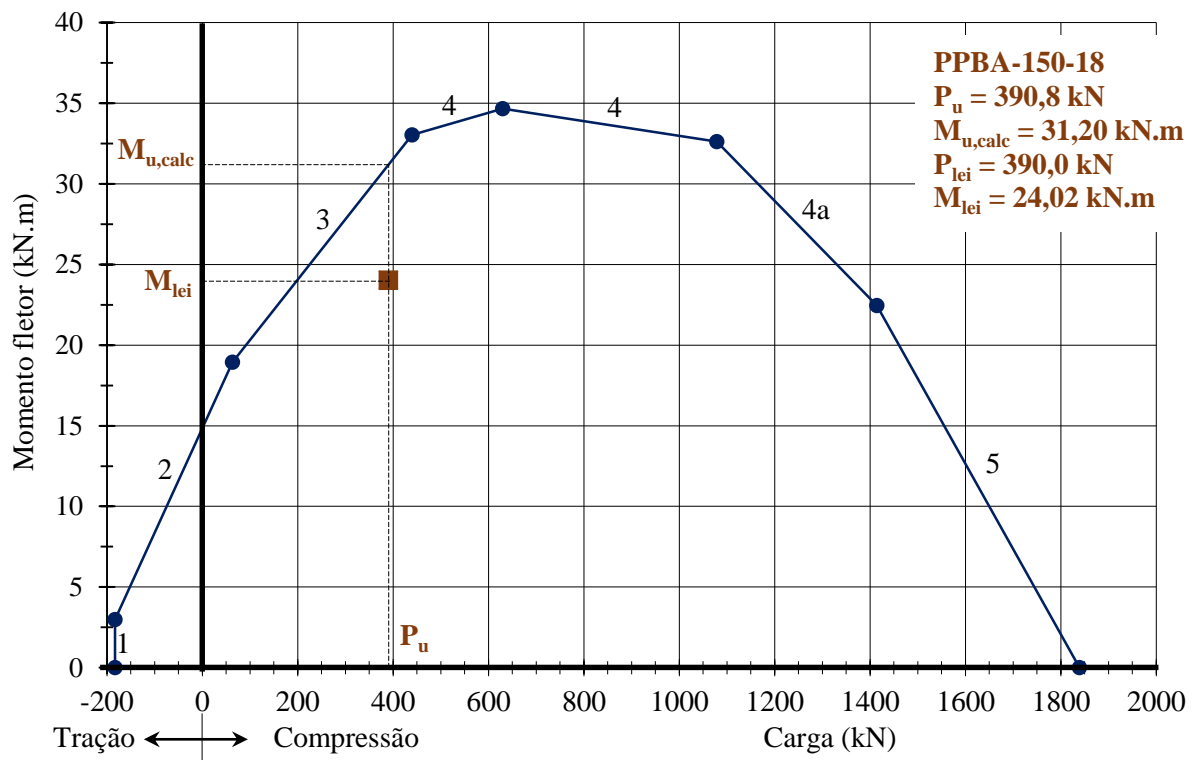


Figura 5. 32 – Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PPBA-150-18

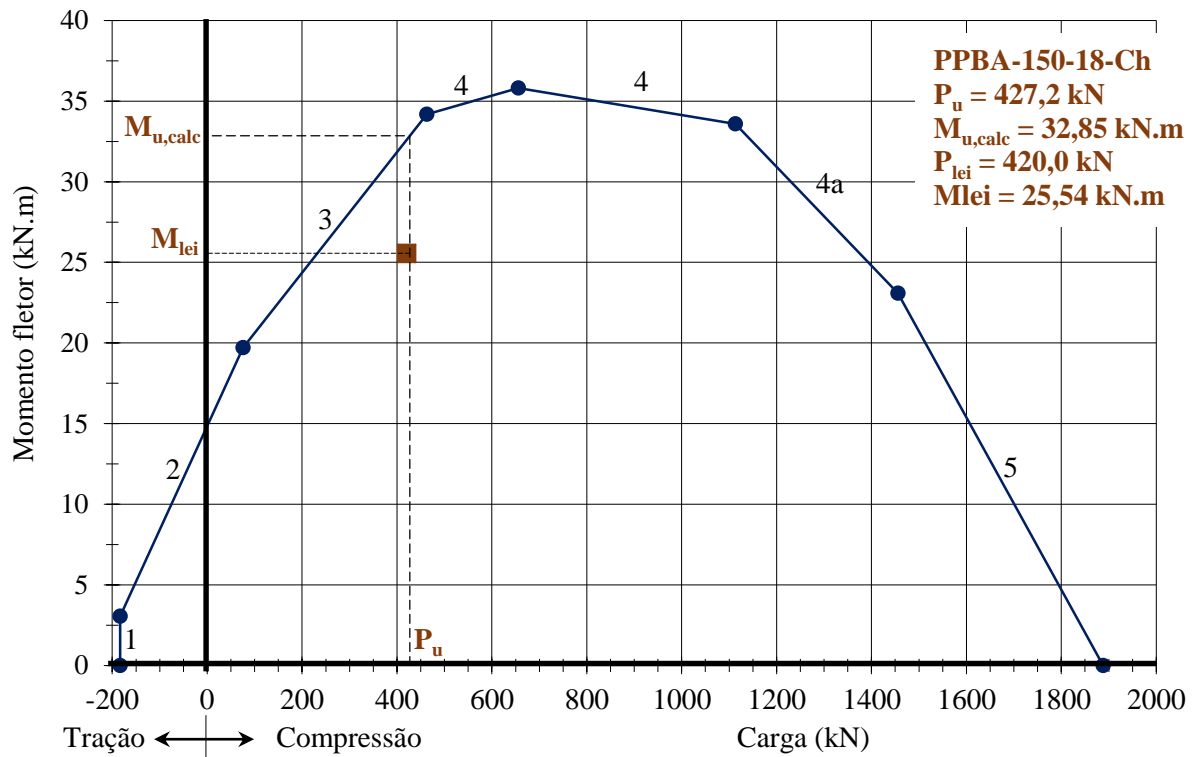


Figura 5. 33 - Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-18-Ch

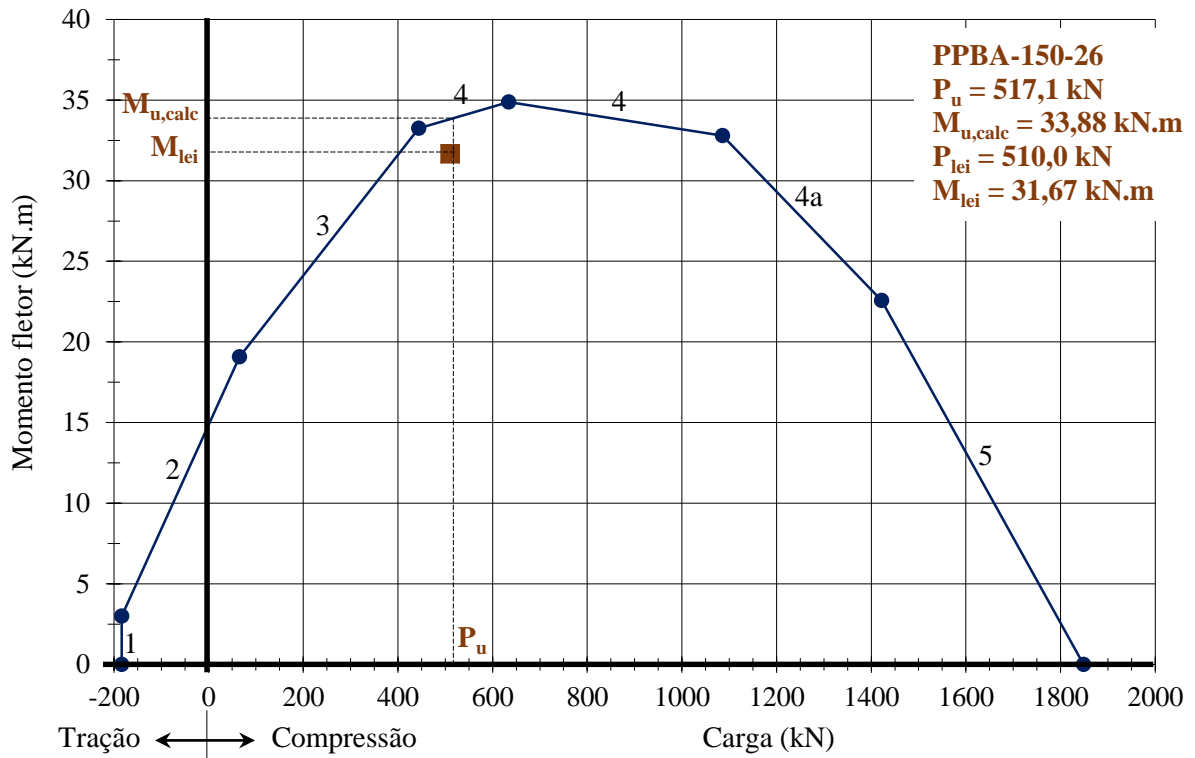


Figura 5. 34 – Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-26

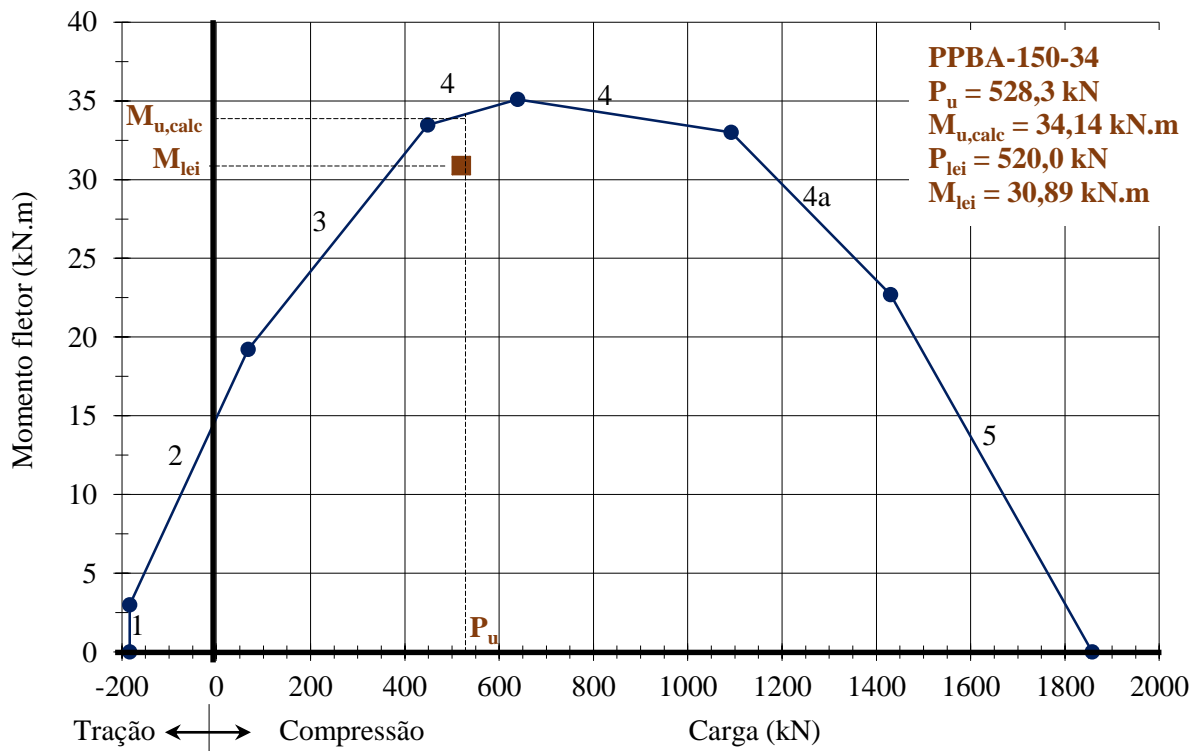


Figura 5. 35 – Diagrama Carga normal x Momento fletor do pilar PPBA-150-34

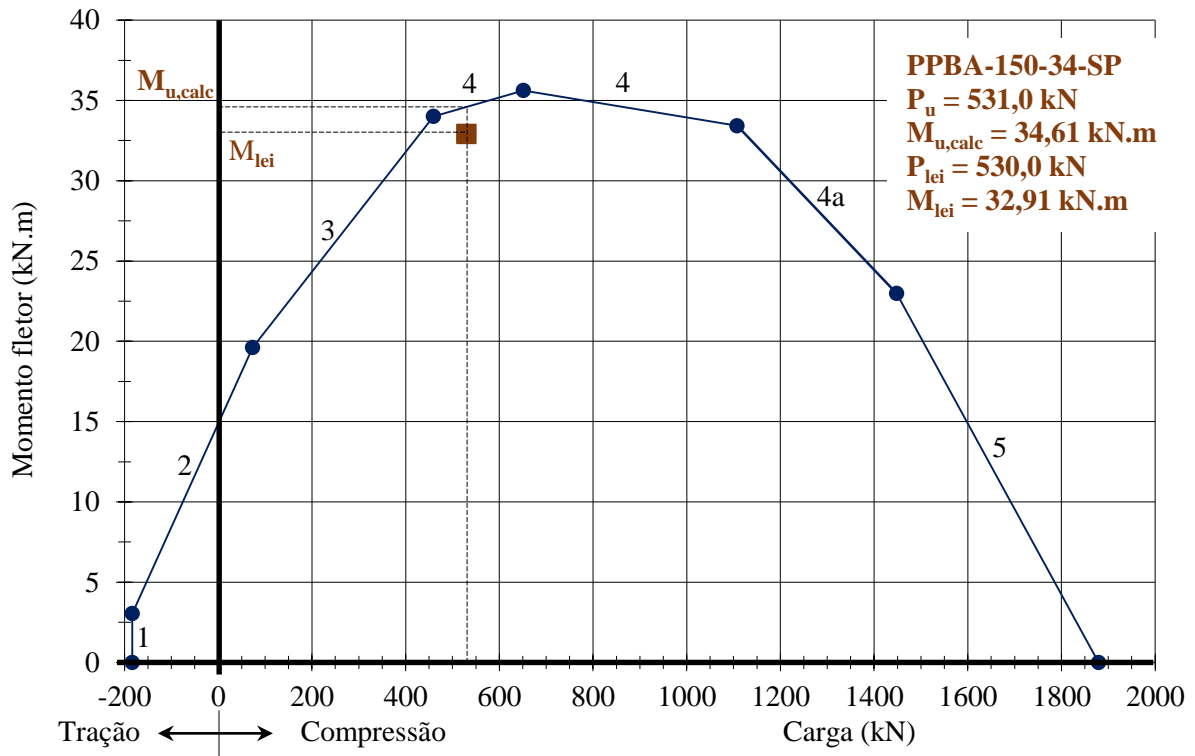


Figura 5. 36 – Diagrama Carga x Momento fletor do pilar PPBA-150-34-SP

5.9 RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

A Figura 5-37 apresenta o diagrama Momento fletor x Curvatura ($M-\Phi$) da seção transversal posicionada a meia altura de todos os pilares ensaiados. Para a determinação do momento fletor, foi calculado o produto da carga para cada passo de carregamento e sua respectiva excentricidade. A excentricidade foi determinada somando-se a excentricidade do início do ensaio (e_{ens}) e o deslocamento horizontal medido no relógio comparador R3, para cada passo de carga.

A Curvatura (Φ) foi determinada através da Equação 5.1, cujo cálculo é a razão entre a diferença das médias das deformações na armadura tracionada (ε_s) e na armadura comprimida (ε'_s) e a distância entre elas ($d - d'$).

$$\Phi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon'_s}{d - d'}$$

Equação 5.1

Na Figura 5-37 os pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34-SP apresentaram curvaturas semelhantes, com valores de momento fletor iguais a 21,9 kNm e 25,4 kNm, respectivamente.

O pilar PAF-150-18 apresentou os maiores valores de momento fletor, dentre todos os pilares, comparativamente para a mesma curvatura. O pilar original foi o que apresentou a maior curvatura ultrapassando o valor de $0,1 \text{ mm}^{-1}$. Dos pilares reforçados, o que obteve a maior curvatura foi o pilar PPBA-150-18, apresentando curvatura de $0,064 \text{ mm}^{-1}$, para momento fletor de 18,4 kN.m.

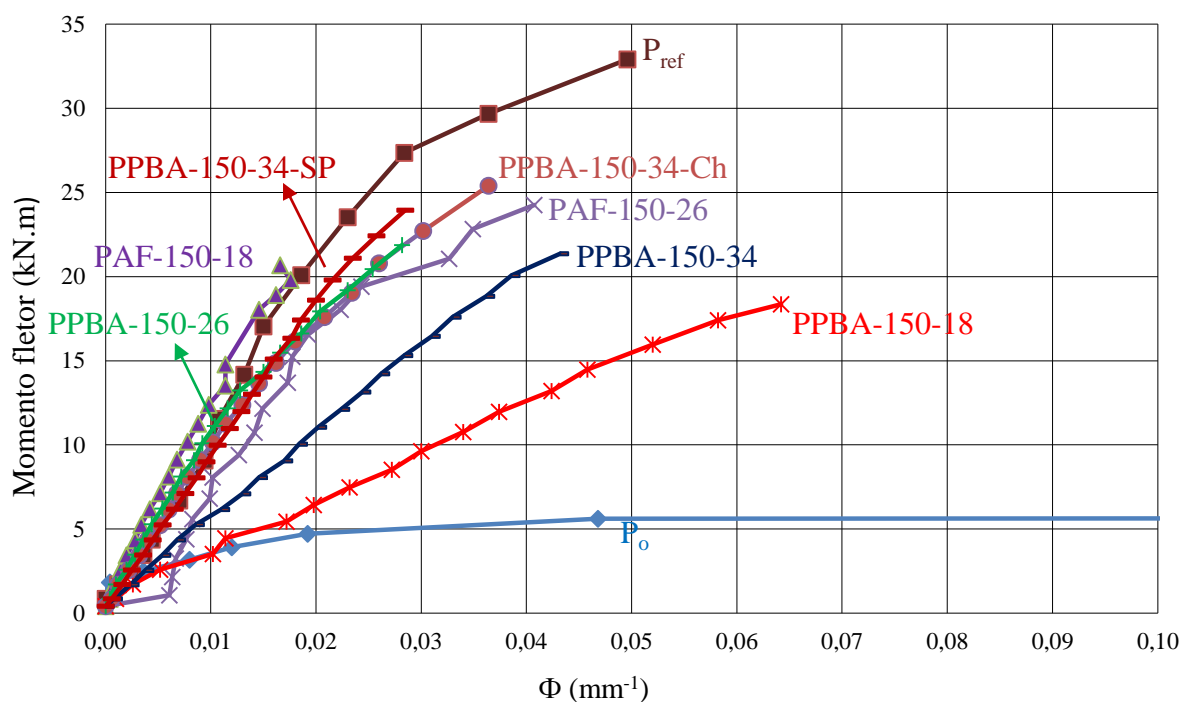


Figura 5. 37 - Diagrama Momento fletor x curvatura de todos os pilares

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo desse trabalho foi realizar um estudo experimental do comportamento de pilares reforçados com adição de camada de concreto autoadensável na face de compressão e instalação de parafusos chumbadores, com variações de modelo, posição e quantidade, na interface substrato e reforço, sendo os espécimes submetidos à flexo-compressão reta, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente, contudo, sem ocorrer o deslocamento do reforço. Com isso obteve-se as seguintes conclusões:

6.2 CARGA RESISTENTE E TAXA DE CHUMBADORES

A taxa de parafusos chumbadores resultou em aumento da carga resistente para os pilares que utilizaram o tipo de chumbadores PBA, exceto para o pilar PPBA-150-18-Ch, que apesar de ser o pilar com maior taxa de chumbadores, devido a fixação da chapa metálica com pinos conectores. Sua carga resistente superou em apenas 9,3 % a carga última do Pilar PPBA-150-18, que foi o pilar, dentre os reforçados, com a menor carga última de ruptura igual a 390,8 kN. Uma das causas do comportamento, não previsto do pilar PPBA-150-18-Ch, pode ser uma possível má aderência entre o concreto do reforço e a superfície da chapa utilizada para fixação dos pinos conectores de cisalhamento, o que pode ter levado ao rompimento precocemente.

O único pilar com chumbador do tipo PAF que superou a carga de resistência daqueles que utilizaram os chumbadores PPBA, para a mesma taxa de chumbadores, foi o Pilar PAF-150-18, superando em 16 % da carga resistente.

A retirada das porcas dos chumbadores do Pilar PPBA-150-34-SP, com o objetivo de melhorar a aderência entre os chumbadores e o concreto do reforço, apresentou ganho de 0,5 % na carga resistente em relação ao pilar PPBA-150-34.

6.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Como era esperado, o maior deslocamento aferido para todos os pilares ensaiados, foi o relógio comparador R3, posicionado na seção localizada à meia altura do pilar, o que sugere que a metodologia do ensaio aplicado está consistente com a teoria das estruturas.

O pilar original (P_o) foi o que apresentou o maior deslocamento do relógio R3, para o mesmo nível de carregamento, o que era esperado, já que possuía a menor inércia em função de apresentar seção transversal com altura menor em relação aos demais pilares.

De todos os pilares, o PPBA-150-34-SP, PPBA-150-34 e P_{ref} , foram os pilares que apresentaram os menores deslocamentos, para o mesmo nível de carregamento, sendo o P_{ref} , o que obteve o maior deslocamento de R3, 18,4 mm, comparativamente entre os três.

Os deslocamentos dos relógios R1 e R2, posicionados simetricamente, aos relógios R5 e R4, respectivamente, apresentarem valores semelhantes, porém superiores. Uma das causas possíveis é que o atuador hidráulico, posicionado no apoio inferior, gera maiores concentrações de tensões nessa região ao propagar a carga no caminho do apoio superior, local mais próximo dos relógios R4 e R5.

6.4 CARGA DE RUPTURA VERSUS DEFORMAÇÃO

Os pilares P_o , PPBA-150-18, PPBA-150-34, foram os pilares que apresentaram deformação de tração superior à deformação de escoamento, indiciando que a armadura entrou em processo de escoamento antes da carga de ruptura.

Os pilares PAF-150-26 e PPBA-150-26, foram os pilares reforçados que apresentaram deformações que mais se aproximaram da deformação de tração, apresentando 80,9 % e 92,4 % da deformação de escoamento da armadura longitudinal, respectivamente.

O pilar de referência, apesar de não apresentar o escoamento da armadura, pode-se notar uma tendência de escoamento: sua curva da carga x deformação da armadura de tração tende a tomar uma horizontalidade em direção à deformação de escoamento.

Com o aumento da seção transversal e conseqüentemente a redução da excentricidade de aplicação da carga, o Pilar de referência e todos os pilares reforçados, apresentaram comportamento mais rígido.

Todos os pilares apresentaram nos passos de carga, anteriormente à ruptura, deformação do concreto entre 70,0% e 129,3 %, da deformação última de esmagamento, adotada do ACI 318M-14, 3,00 %.

6.5 MODOS DE RUPTURA

O pilar de referência (P_{ref}), dentre os pilares ensaiados, foi o pilar que apresentou a maior carga resistente, superando a carga de ruptura do pilar original (P_o) em 327,9 %.

Nenhum dos pilares apresentou carga de ruptura igual ou superior a do pilar P_{ref} , qual seja, o pilar com as mesmas dimensões dos pilares reforçados, porém concretado em uma única etapa. Todos os pilares reforçados obtiveram carga de ruptura com valores entre as cargas de ruptura do pilar original e pilar de referência. O pilar que mais se aproximou da carga resistente do pilar de referência, foi o PPBA-150-34-SP, com carga de 531,0 kN, representando 97,9 % em relação à carga última de P_{ref} .

Não foi possível evitar o deslocamento da camada de concreto do reforço de todos os pilares reforçados, mas, ressalta-se que, antes de atingir a carga última de ruptura, eles apresentaram um comportamento dúctil, a deformação do concreto atingiu valores de, no mínimo, 70 % da deformação última de esmagamento do concreto e a deformação da armadura tracionada demonstrou uma tendência de aproximação da deformação de escoamento do aço. Como as estruturas são dimensionadas para nunca atingirem o estado limite último, pode-se concluir que o reforço utilizado tem um funcionamento ideal antes da ruptura dos pilares. No entanto, enfatiza-se que ainda é preciso melhorar a forma da ruptura dos pilares reforçados, para que eles tenham um comportamento próximo da ruptura dos pilares monolíticos ou moldados em uma única etapa.

6.6 DESEMPENHO DOS MATERIAIS UTILIZADOS COMO REFORÇO

O concreto autoadensável, como material para reforço, demonstrou desempenho satisfatório, moldando-se as peças sem a presença de segregação, exsudação e aparecimento de nichos ou vazios de concretagem. Quanto à aderência, este material trabalhou em conjunto com o substrato, aumentando a capacidade portante das peças reforçadas, ocorrendo deslocamento, em um estágio de carregamento, variando entre a 390,8 kN e 531,0 kN, para os pilares PPBA-150-18-Ch e PPBA-150-34-SP, respectivamente.

Em todos os pilares reforçados, tanto com instalação de parafusos chumbadores tipo AF ou PBA, não houve falhas por cisalhamento ou arrancamento de quaisquer de seus componentes utilizados, podendo-se concluir que apresentaram desempenho que sugere que é possível a aplicabilidade de uso da técnica de reforço utilizada.

6.7 SUGESTÕES PARA OS PRÓXIMOS TRABALHOS

- a) Realizar simulações numéricas para modelar o comportamento dos pilares e confrontar com os resultados experimentais encontrados;
- b) Realizar ensaios usando a mesma excentricidade inicial de aplicação de carga e os mesmos modelos de conectores utilizados, variando-se os espaçamentos verticais adotados entre os mesmos, observando-se os valores definidos pela NBR 6118:2014 para os espaçamentos máximo e mínimo para os estribos;
- c) Realizar ensaios com aplicação de carregamento para longa duração;
- d) Realizar ensaios com pré-fissuração das peças antes do reforço;
- e) Realizar o procedimento de reforço com o pilar posicionado na direção vertical e, ao mesmo tempo, submetido a um carregamento pré-estabelecido;
- f) Realizar ensaios variando a profundidade de ancoragem do Parafuso chumbador na camada de concreto do substrato

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIA

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary** – ACI 318M. Detroit, American Concrete Institute, 2014.

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

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

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

ANCORA SISTEMA DE FIXAÇÃO. **Catálogo completo**. 2013. [internet]. Disponível em: <<http://www.ancora.com.br/site/?portfolio/>>. Acesso em: 12 de julho de 2013.

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

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

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR ISO 6892**: Metais metálicos – Ensaio de tração – Parte 1 – Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

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

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

_____. **NBR 15823-2: Concreto Autoadensável - Parte 2 - Determinação do espalhamento e do tempo e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams.** Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15823-4: Concreto Autoadensável - Parte 4 - Determinação da habilidade passante – Método da Caixa L.** Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15823-5: Concreto Autoadensável - Parte 5 - Determinação da viscosidade – Método do funil V.** Rio de Janeiro, 2010.

BASTOS, P. S. d. S., **Pilares de Concreto Armado**, Bauru – SP (UNESP), Notas de Aula. 107p. 2005.

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

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

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

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

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

EUROCODE 2. **Design of Concrete Structure – Genera Rules and Rules for Buildings**. Technical Committee – ENV 2001-1-3. Brussels, 2011.

FERREIRA, D.B. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores**. Dissertação (Mestrado). EEC/CMEC – UFG. Goiânia, Goiás, 2014.

FONTENELLE, E. G. **Resistência à Tração de Pinos de Ancoragem Isolados e Pré-Instalados: Influência da Armadura de Flexão e de Cisalhamento**. Dissertação (Mestrado). CMEC/UFG. Goiânia, Goiás. 2011.

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

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

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

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

GONDIM, F. L. **Estudo da Interface entre o concreto e o Material de Reparo Mediante Microscopia.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, Minas Gerais. 2005.

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

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

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

MARQUES, M. G. **Análise do comportamento de Pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto autoadensável.** Dissertação (Mestrado), EEC/CMEC-UFG, Goiânia, Goiás, 2014.

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

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

- OMAR, M. Y. M. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-Adensável (CAA)**. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2006.
- PRADO, E. P. **Intervenções em Estruturas de Concreto**. 1998. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica São Paulo-SP, 1998.
- REIS, L. S. N. **Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado), PPGEE/UFGM, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2001.
- RIGAZZO, A. O. **Reforço de pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas – SP, 2003.
- RISSO, M. A. C. **Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão**. 2008. 137p. Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2008.
- ROCHA, A. P. **Estudo da aderência no reparo com concreto autoadensável (CAA): influência do preparo da superfície, da resistência à compressão do concreto da base e do tipo do concreto (convencional e CAA)**. Dissertação (Mestrado), EEC/CMEC – UFG. Goiânia, Goiás, 2011.
- SAHB, K. F. P. **Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e chumbadores**. Dissertação (Mestrado). EEC/CMEC – UFG. Goiânia, Goiás, 2008.
- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª Edição. PINI. São Paulo, SP. 1998
- TAKEUTI, A. R. **Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho**. 1999. 184p. (Dissertação de Mestrado) – USP, São Carlos.
- TUTIKIAN, B. F. **Método para Dosagem de Concreto Autoadensáveis**. Dissertação (Mestrado). PPGE/UFRGS, Porto Alegre, Rio Grande do Sul. 2004.
- VALLE, E. G. **Estruturas de Hormigón Armado: Refuerzo Mediante Hormigón y Estructura Metálica**. In: Curso de rehabilitacion: 5. La Estructura. Madrid, Colégio Oficial de Arquitectos de Madrid. Madrid, Espanha. 1983
- VANDERLEI, R. D. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado de alta Resistência sob Flexo-compressão Reta**. Dissertação (Mestrado), Escola de engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 1999.

ANEXO A

A.1 CÁLCULO DA MUDANÇA DE EXCENTRICIDADE

O acréscimo da camada de reforço na face comprimida promoveu uma mudança do C. G. da seção transversal e conseqüentemente a mudança da excentricidade nos pilares reforçados pois passou-se a considerar a seção transversal composta, conforme Figura A.1.

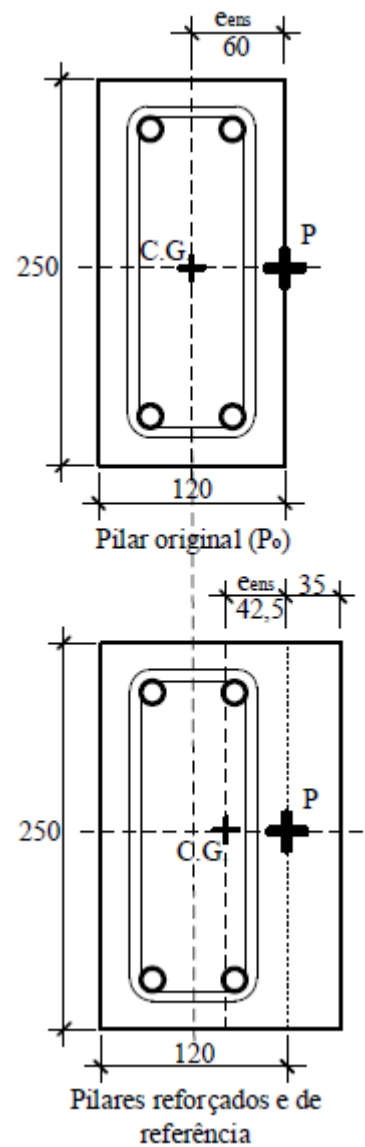


Figura A 1 - Detalhe da mudança de excentricidade

A.2 CÁLCULO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ

Para o cálculo do índice de esbeltez, foi considerado um comprimento efetivo de flabagem de 2000 mm e na direção de menor inércia, ou seja, na direção de $h = 120$ mm para o pilar original (P_o) e $h = 155$ mm para os pilares reforçados e o pilar de referência (P_{ref}).

- Para pilar original (P_o)

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2000}{\sqrt{\frac{250 \times 120^3}{12}}} = 57,7$$

- Para os pilares reforçados e pilar de referência (P_{ref})

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2000}{\sqrt{\frac{250 \times 155^3}{12}}} = 44,7$$

A.3 TAXA DE ARMADURA

A taxa de armadura sofreu mudança em função do aumento da seção transversal nos pilares reforçados e o pilar de referência (P_{ref}), conforme é mostrado na Tabela A.1.

Tabela A. 1 – Taxa de armadura dos pilares

Pilares	A_c (cm^2)	$A_{s,total}$ (cm^2)	ρ_{inic} (%)	ρ_{final} (%)
P_o	300,0	3,14	1,05	1,05
P_{ref}	387,5	3,14	1,05	0,81
PAF-150-18	387,5	3,14	1,05	0,81
PAF-150-26	387,5	3,14	1,05	0,81
PPBA-150-18	387,5	3,14	1,05	0,81
PPBA-150-18-Ch	387,5	3,14	1,05	0,81
PPBA-150-26	387,5	3,14	1,05	0,81
PPBA-150-34	387,5	3,14	1,05	0,81
PPBa-150-34-SP	387,5	3,14	1,05	0,81

A_c : área de concreto da seção transversal do pilar;

$A_{s,total}$: área total da armadura longitudinal (4 ϕ 10 mm);

$\rho_{inic} = \frac{A_c}{A_{s,total}}$: taxa de armadura inicial antes do reforço;

$$\rho_{final} = \frac{A_c}{A_s} : \text{taxa de armadura após o reforço.}$$

A.4 DIAGRAMA FORÇA NORMAL X MOMENTO FLETOR DO PILAR ORIGINAL E DE REFERÊNCIA

A.4.1 Diagrama N-M para seção transversal do pilar original (P₀)

Dados:

$$\begin{array}{llll} b = 25 \text{ cm} & h = 12 \text{ cm} & f_{cu} = 41,9 \text{ MPa} & \varepsilon_{cu} = 0,003 \text{ mm/m} \\ A_s = A'_s = 1,5708 \text{ cm}^2 & d = 8,5 \text{ cm} & d' = 3,5 \text{ cm} & f_y = 584 \text{ MPa} \\ \varepsilon_y = 0,00278 \text{ mm/m} & & & \end{array}$$

- **Compressão uniforme $\chi = +\infty$ ($M = 0$)**

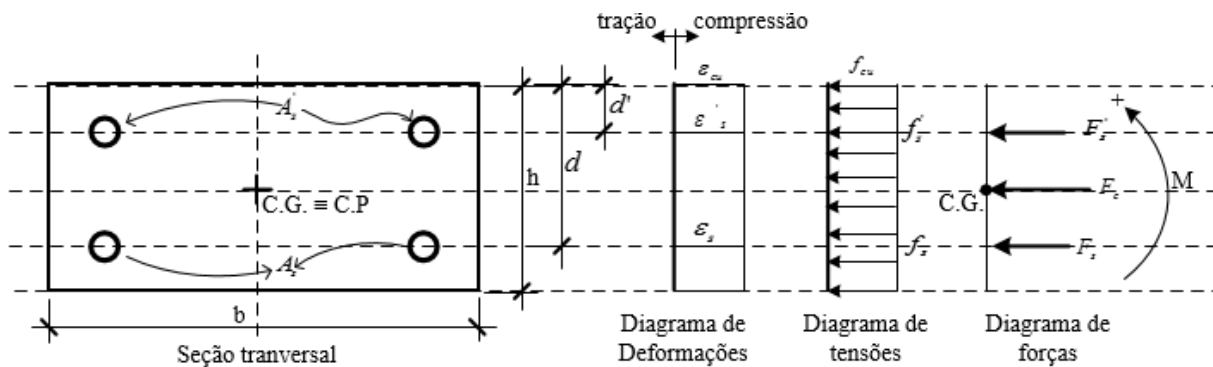


Figura A 2 – Diagrama de deformações para compressão uniforme – pilar original

Como a seção transversal possui armadura simétrica, o C. G. coincide com o centróide plástico (C. P.) e os momentos fletores são calculados em relação à esse ponto.

Cálculo das forças

$$F_c = f_{cu} \cdot (A_c - A_s - A'_s) = 41,9 \cdot (25 \cdot 12 - 1,5708 - 1,5708) = 1243,8 \text{ kN}$$

✓ Como $\varepsilon_s = \varepsilon'_s = 0,003 \geq \varepsilon_y$, então $f_s = f_y$

$$F_s = F'_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 584 = 91,7 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F'_s = 1243,8 + 91,7 + 91,7 = 1427,2 \text{ kN}$$

- Limites dos domínios 4a e 5 (Compressão não uniforme sem tração $\rightarrow x = 12 \text{ cm}$)

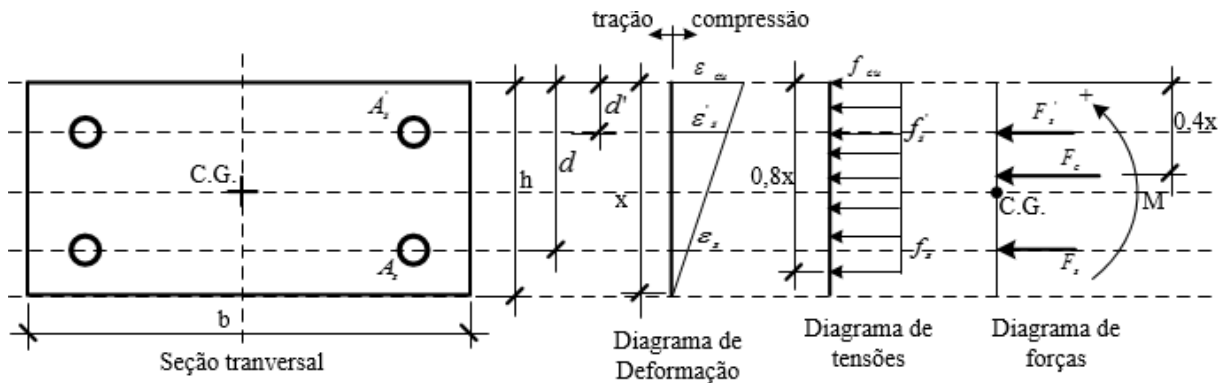


Figura A 3 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 4a e 5 – pilar original

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{x - d}$$

$$\frac{0,003}{12} = \frac{\varepsilon'_s}{12 - 3,5} = \frac{\varepsilon_s}{12 - 8,5}$$

Tem-se que:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{12} \cdot (12 - 3,5) = 0,002125 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não está escoando!}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003}{12} \cdot (12 - 8,5) = 0,000875 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 4,19 = 1005,6 \text{ kN}$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,002125}{0,00278} \right) = 70,1 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,000875}{0,00278} \right) = 28,9 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F'_s = 1005,6 + 28,9 + 70,1 = 1104,6 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) - F_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + F_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1005,6 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0,4 \cdot 12 \right) - 28,9 \cdot \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) + 70,1 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3,5 \right) = \begin{cases} 1309,7 \text{ kNcm} \\ 13,09 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Limites dos domínios 4 e 4a → x = 8,5 cm

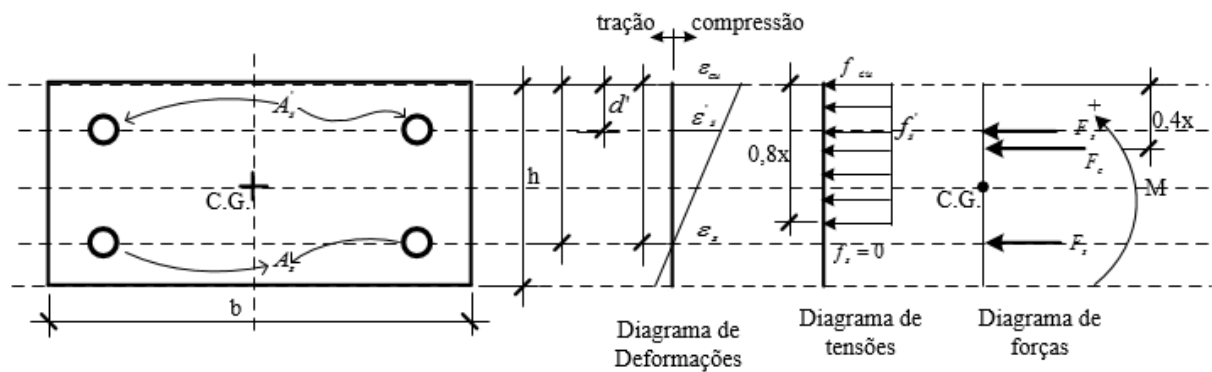


Figura A 4 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 4 e 4a – pilar original

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s'}{x - d'} \text{ e } \varepsilon_s = 0$$

$$\frac{0,003}{8,5} = \frac{\varepsilon_s'}{8,5 - 3,5}$$

Tem-se que:

$$\varepsilon_s' = \frac{0,003}{8,5} \cdot (8,5 - 3,5) = 0,001765 \geq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não está escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = f_{cu} \cdot (A_c - A_s - A_s') = 0,8 \cdot 8,5 \cdot 4,19 \cdot 25 = 712,3 \text{ kN}$$

$$F_s' = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 \cdot \left(\frac{0,001765}{0,00278} \right) = 58,2 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 0 = 0 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F_s' = 712,3 + 0 + 58,2 = 770,5 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) - F_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + F_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 712,3 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0,4 \cdot 8,5 \right) +$$

$$- 0 \cdot \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) + 58,2 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3,5 \right) = \begin{cases} 1997,48 \text{ kNcm} \\ 19,97 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **L. N. posicionada na altura média da seção transversal → x = 6 cm**

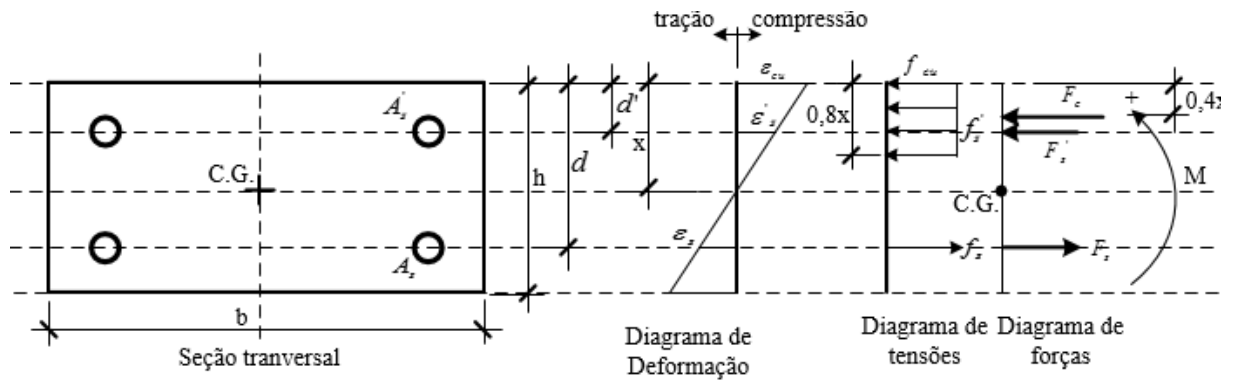


Figura A 5 - Diagrama de deformações para a L. N. na altura média da seção transversal – pilar original

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s'}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

$$\frac{0,003}{6} = \frac{\varepsilon_s'}{6 - 3,5} = \frac{\varepsilon_s}{8,5 - 6}$$

Tem-se que:

$$\varepsilon_s' = \frac{0,003}{6} \cdot (6 - 3,5) = 0,00125 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003}{6} \cdot (8,5 - 6) = 0,00125 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não está escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 4,19 = 502,8 \text{ kN}$$

$$F_s' = A_s' \cdot f_s = A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \cdot \left(\frac{0,00125}{0,00278} \right) = 41,4 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,00125}{0,00278} \right) = 41,4 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F_s' = 502,8 - 41,4 + 41,4 = 502,8 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + F_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + F_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 502,8 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0,4 \cdot 6 \right) + 41,4 \cdot \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) + 41,4 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3,5 \right) = \begin{cases} 2017,1 \text{ kNcm} \\ 20,17 \text{ kNm} \end{cases}$$

• 1.5 Limite do domínio 3 e 4

Supondo a L. N. entre o C. G. e a armadura A's

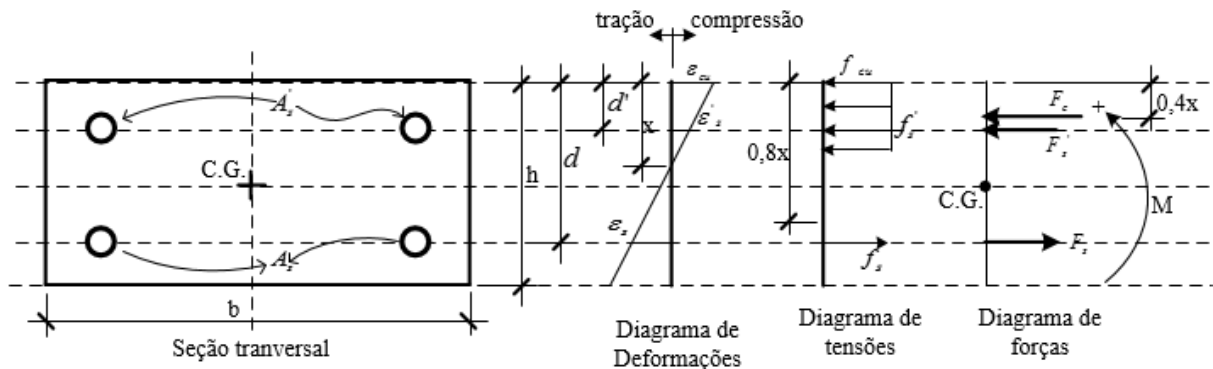


Figura A 6 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 3 e 4 – pilar original

Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s'}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \text{ e } \varepsilon_s = \varepsilon_y = 0,00278$$

$$\frac{0,003}{x} = \frac{\varepsilon_s'}{x - 3,5} = \frac{0,00278}{8,5 - x}$$

Determinando o valor de x, tem-se que:

$$\frac{0,003}{x} = \frac{0,00278}{8,5 - x} \rightarrow x = 4,41 \text{ cm}$$

Calculando a deformação de ε's, obtém-se:

$$\varepsilon_s' = \frac{0,003}{4,41} \cdot (4,41 - 3,5) = 0,0006190 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x.b.f_{cu} = 0,8.4,41.4,1925 = 369,6kN$$

$$F'_s = A'_s.f_s = A_s.f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708.58,4 \left(\frac{0,0006190}{0,00278} \right) = 20,4kN$$

$$F_s = A_s.f_s = A_s.f_y = 1,5708.58,4 = 91,7kN$$

$$N = F_c - F_s + F'_s = 369,6 - 91,7 + 20,4 = 298,3kN$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + F_s \left(d - \frac{h}{2} \right) + F'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 369,6 \left(\frac{12}{2} - 0,4.4,41 \right) +$$

$$+ 91,7 \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) + 20,4 \left(\frac{12}{2} - 3,5' \right) = \begin{cases} 1845,9kNcm \\ 18,46kNm \end{cases}$$

- Limite dos domínios 2 e 3

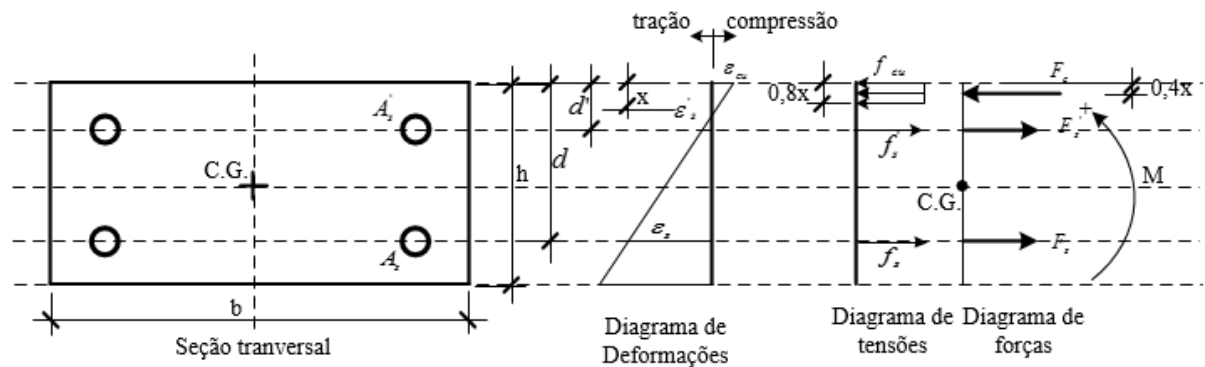


Figura A 7- Diagrama de deformações para os limites dos domínios 2 e 3 – pilar original
Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{d' - x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \text{ e } \varepsilon_s = \varepsilon_y = 0,01$$

$$\frac{0,003}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{3,5 - x} = \frac{0,01}{8,5 - x}$$

Determinando o valor de x, tem-se que:

$$\frac{0,003}{x} = \frac{0,01}{8,5 - x} \rightarrow x = 1,96cm$$

Calculando a deformação de ε'_s , obtém-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{1,96} \cdot (3,5 - 1,96) = 0,002357 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8 \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 1,96 \cdot 4,19 \cdot 25 = 164,2 \text{ kN}$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,002357}{0,00278} \right) = 77,8 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$N = F_c - F_s - F'_s = 164,2 - 91,7 - 77,8 = -5,3 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + F_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - F'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 164,2 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0,4 \cdot 1,96 \right) + 91,7 \cdot \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) + 77,8 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3,5 \right) = \begin{cases} 891,2 \text{ kNcm} \\ 8,91 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Limite dos domínios 2 e 1 $\rightarrow x = 0$

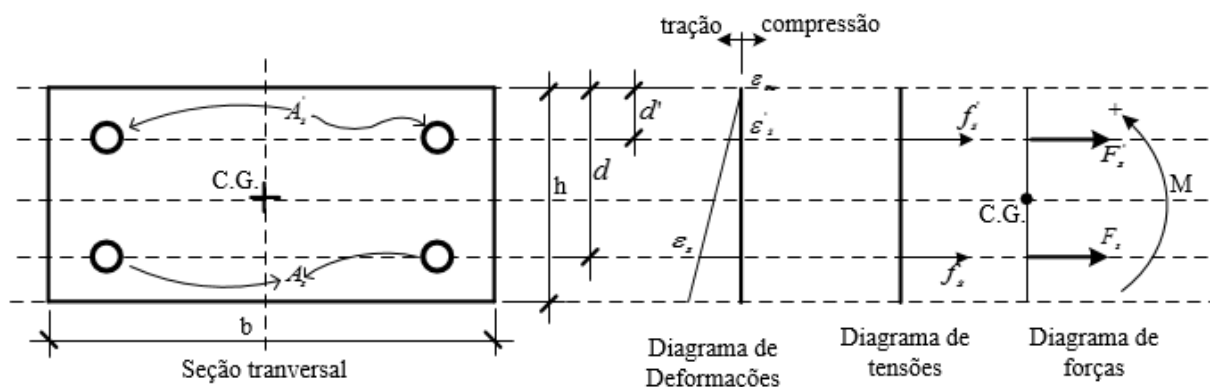


Figura A 8 - Diagrama de deformações para os limites dos domínios 2 e 1 – pilar original

Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon'_s}{d'} = \frac{\varepsilon_s}{d} \text{ e } \varepsilon_s = 0,01$$

Calculando a deformação de ε'_s , obtém-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,01}{8,5} \cdot 3,5 = 0,004118 \geq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708.58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708.58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$N = F_c - F_s + F'_s = 0 - 91,7 - 91,7 = -183,4 \text{ kN (tração)}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + F_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - F'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 0 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0,4 \cdot 0 \right) + 91,7 \cdot \left(8,5 - \frac{12}{2} \right) - 91,7 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3,5 \right) = 0$$

- **Tração uniforme** $x = -\infty$ ($M = 0$)

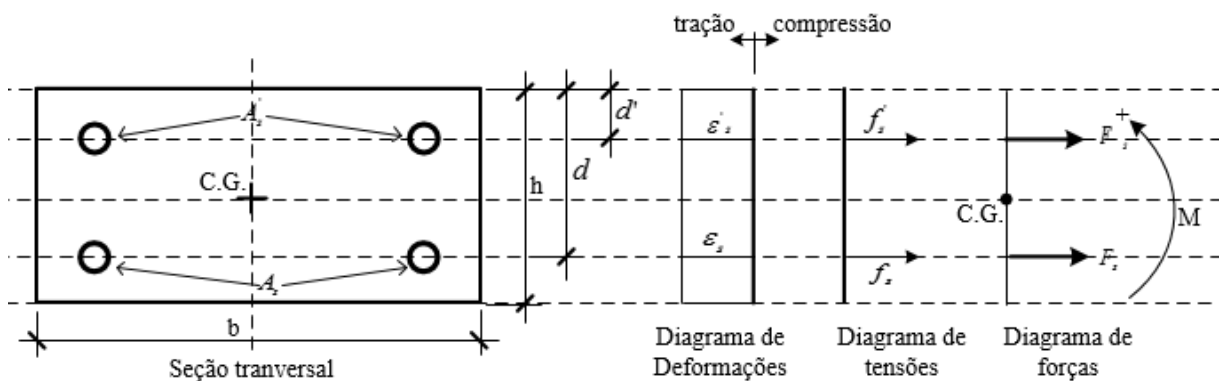


Figura A 9 - Diagrama de deformações para a tração uniforme – pilar original

Nesse caso o concreto não contribui para combate às tensões de tração e o aço está tracionado e escoando. Portanto:

$$T = F_c + F_s + F'_s$$

$$F_c = 0$$

$$F_s = F'_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708.58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

Obtendo-se para N o valor de:

$$N = 0 - 91,7 - 91,7 = -183,4kN$$

A.4.2 Diagrama N-M para seção transversal do pilar de referência (P_{ref})

Dados:

$$\begin{array}{llll} b = 25 \text{ cm} & h = 15,5 \text{ cm} & f_{cu} = 41,3 \text{ MPa} & \varepsilon_{cu} = 0,003 \text{ mm/m} \\ A_s = A'_s = 1,5708 \text{ cm}^2 & d = 12 \text{ cm} & d' = 7 \text{ cm} & f_y = 584 \text{ MPa} \\ \varepsilon_y = 0,00278 \text{ mm/m} & E_c = 30509 \text{ MPa} & & \end{array}$$

- **Compressão simples $x = +\infty$ ($M = 0$)**

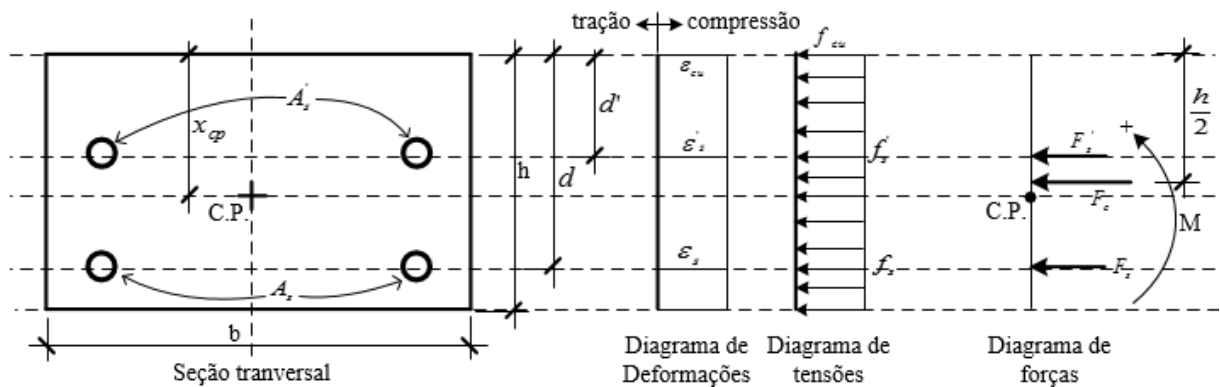


Figura A 10 - Diagrama de deformações para a compressão simples – pilar de referência

No caso da seção transversal do pilar de referência (P_{ref}), onde a armadura não é simétrica, o cálculo dos momentos fletores são determinados em relação ao centroide plástico (C. P.), que é encontrado supondo a seção transversal sob compressão simples e com momento fletor nulo. Dessa forma, a distância do centroide plástico (x_{cp}) é determinado pela seguinte equação:

$$f_c \cdot h \cdot b \cdot \left(x_{cp} - \frac{h}{2} \right) - A_s \cdot f_y \cdot (d - x_{cp}) + A'_s \cdot f_y \cdot (x_{cp} - d') = 0$$

$$4,13 \cdot 15,5 \cdot 25 \cdot \left(x_{cp} - \frac{15,5}{2} \right) - 1,5708 \cdot 584 \cdot (12 - x_{cp}) + 1,5708 \cdot 584 \cdot (x_{cp} - 7) = 0$$

$$x_{cg} = 7,93cm$$

Cálculo das forças

$$F_c = f_{cu} \cdot (A_c - A_s - A'_s) = 4,13 \cdot (25 \cdot 15,5 - 1,5708 - 1,5708) = 1587,4kN$$

✓ Como $\varepsilon_s = \varepsilon'_s = 0,003 \geq \varepsilon_y$, então $f_s = f_y$

$$F_s = F'_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708.58,4 = 91,7kN$$

$$N = F_c + F_s + F'_s = 1587,4 + 91,7 + 91,7 = 1770,8kN$$

- **Limites dos domínios 4a e 5 (Compressão não uniforme sem tração $\rightarrow x = 15,5$ cm)**

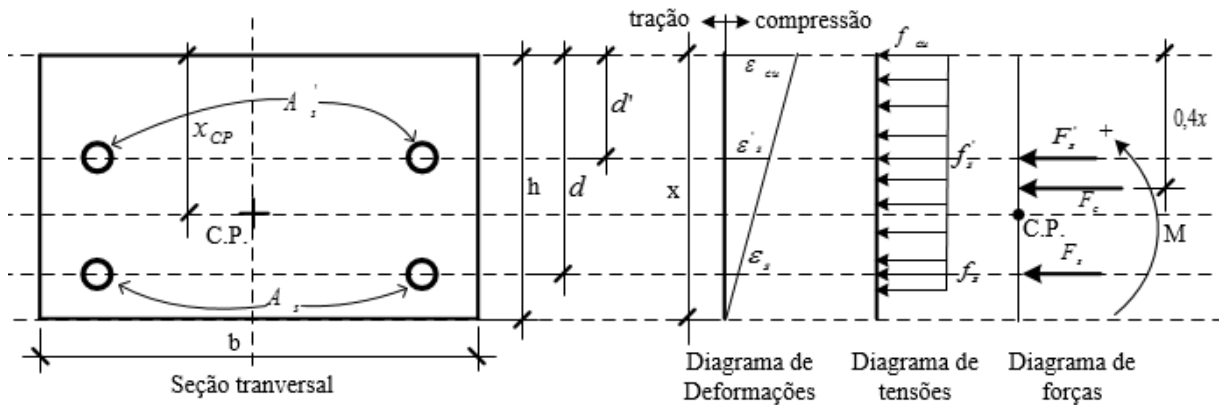


Figura A 11- Diagrama de deformações para o limite dos domínios 4a e 5 – pilar de referência

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{x - d}$$

$$\frac{0,003}{15,5} = \frac{\varepsilon'_s}{15,5 - 7} = \frac{\varepsilon_s}{15,5 - 12}$$

Tem-se que:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{15,5} \cdot (15,5 - 7) = 0,001645 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não está escoando!}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003}{15,5} \cdot (15,5 - 12) = 0,0006774 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 15,5 \cdot 25 \cdot 4,13 = 1280,3kN$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708.58,4 \left(\frac{0,001645}{0,00278} \right) = 54,3kN$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,0006774}{0,00278} \right) = 22,4 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F_s' = 1280,3 + 54,3 + 22,4 = 1357,0 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) - F_s \cdot (d - x_{cp}) + F_s' \cdot (x_{cp} - d') = 1280,3 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 15,5) - 22,4 \cdot (12 - 7,93) + 54,3 \cdot (7,93 - 7) = \begin{cases} 2174,3 \text{ kNcm} \\ 21,74 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Limites dos domínios 4 e 4a $\rightarrow x = 12 \text{ cm}$

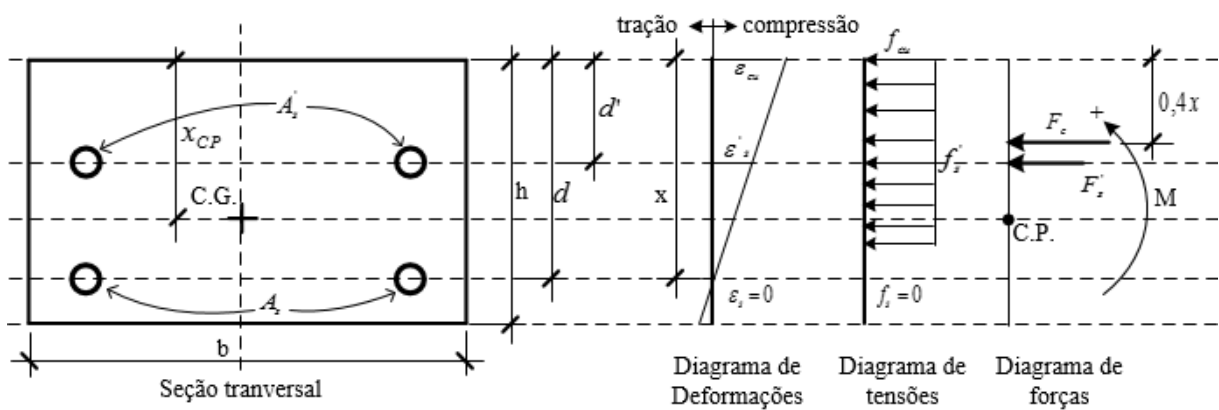


Figura A 12 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 4 e 4a – pilar de referência

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s'}{x - d'} \text{ e } \varepsilon_s = 0$$

$$\frac{0,003}{12} = \frac{\varepsilon_s'}{12 - 7}$$

Tem-se que:

$$\varepsilon_s' = \frac{0,003}{12} \cdot (12 - 7) = 0,00125 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 4,13 = 991,2 \text{ kN}$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,00125}{0,00278} \right) = 41,2 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_s + F'_s = 991,2 + 0 + 41,2 = 1032,4 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) + F_s \cdot (d - x_{cp}) + F'_s \cdot (x_{cp} - d') = 991,2 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 12) + 0 \cdot (12 - 7,83) + 41,2 \cdot (7,93 - 7) = \begin{cases} 3140,8 \text{ kNcm} \\ 31,41 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **L. N. posicionada na altura média da seção transversal $\rightarrow x = 7,75 \text{ cm}$**

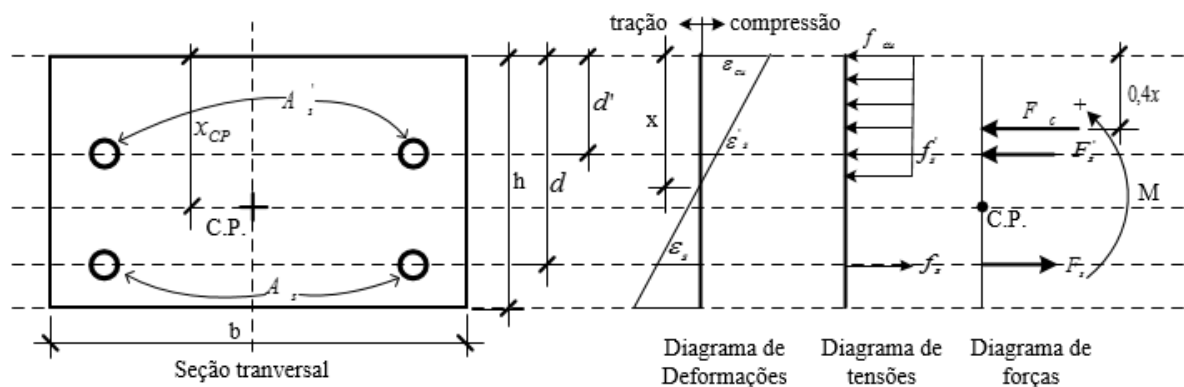


Figura A 13 - Diagrama de deformações para a L. N. na altura da seção média da seção transversal – pilar de referência

Compatibilidade de deformações

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

$$\frac{0,003}{7,75} = \frac{\varepsilon'_s}{7,75 - 7} = \frac{\varepsilon_s}{12 - 7,75}$$

Determinando-se as deformações dos aços tem-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{7,75} \cdot (7,75 - 7) = 0,0002903 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{OK! aço não escoando!}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003}{7,75} \cdot (12 - 7,75) = 0,001645 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x.b.f_{cu} = 0,8.7,75.25.4,13 = 640,2N$$

$$F'_s = A'_s.f_s = 1,5708.58,4 \cdot \left(\frac{0,0002903}{0,00278} \right) = 9,8kN$$

$$F_s = A_s.f_s = 1,5708.58,4 \cdot \left(\frac{0,001645}{0,00278} \right) = 54,3kN$$

$$N = F_c - F_s + F'_s = 640,2 - 54,3 + 9,8 = 595,7kN$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) + F'_s (d - x_{cp}) + F_s (x_{cp} - d') = 640,2 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 7,75) +$$

$$+ 54,3(12 - 7,93) + 9,8(7,93 - 7) = \begin{cases} 3322,3kNcm \\ 33,22kNm \end{cases}$$

- **Limite dos domínios 3 e 4**

Supondo a L. N. entre a armadura A'_s e a borda da face de compressão

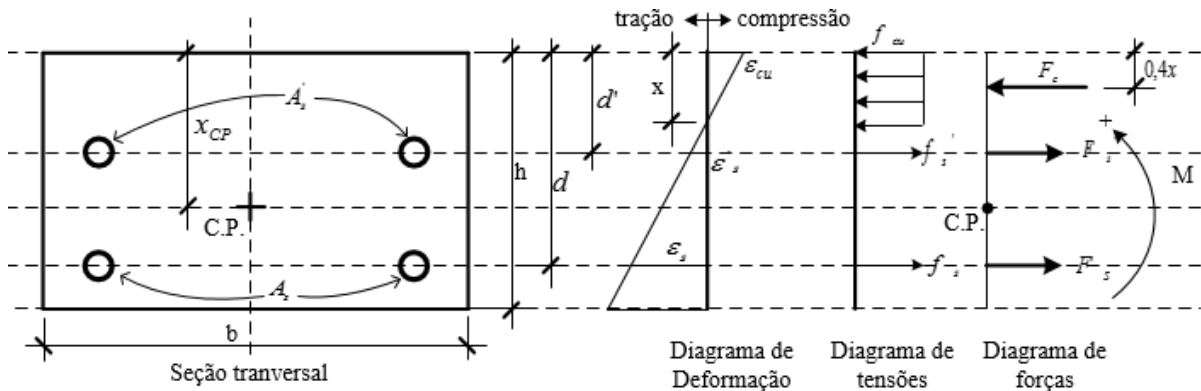


Figura A 14 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 3 e 4 – pilar de referência

Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{d' - x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \text{ e } \varepsilon_s = \varepsilon_y = 0,00278$$

$$\frac{0,003}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{7 - x} = \frac{0,00278}{12 - x}$$

Determinando o valor de x , tem-se que:

$$\frac{0,003}{x} = \frac{0,00278}{12 - x} \rightarrow x = 6,23 \text{ cm}$$

Calculando a deformação de ε'_s , obtém-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{6,23} \cdot (7 - 6,23) = 0,0003708 \leq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço não escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 6,23 \cdot 4,13 \cdot 25 = 514,6 \text{ kN}$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \left(\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_y} \right) = 1,5708 \cdot 58,4 \left(\frac{0,0003708}{0,00278} \right) = 12,2 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$N = F_c - F_s + F'_s = 514,6 - 91,7 + 12,2 = 410,7 \text{ kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) + F'_s \cdot (d - x_{cp}) - F_s \cdot (c_{cp} - d') = 514,6 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 6,23) + 91,7 \cdot (12 - 7,93) - 12,2 \cdot (7,93 - 7) = \begin{cases} 3160,3 \text{ kNcm} \\ 31,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

• Limite dos domínios 2 e 3

Supondo a L. N. entre a armadura A'_s e a borda da face de compressão

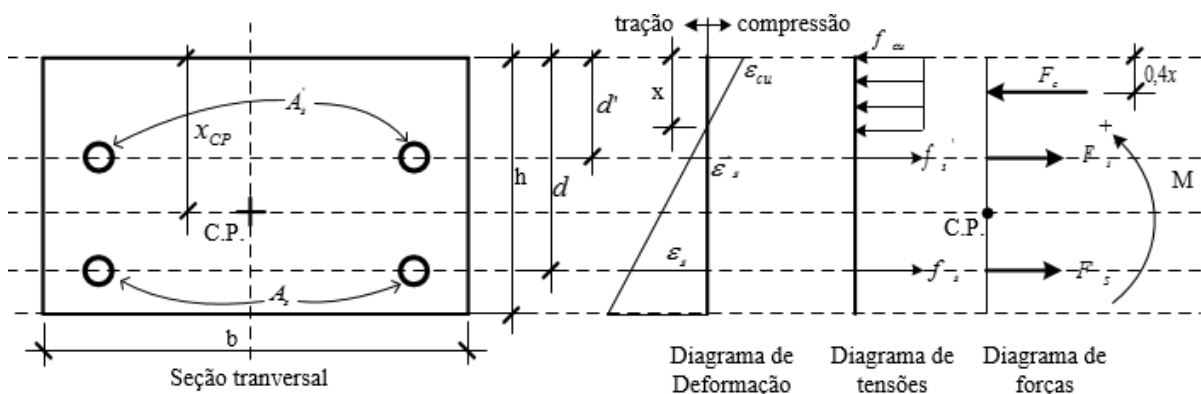


Figura A 15 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 2 e 3 – pilar de referência

Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{d' - x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \text{ e } \varepsilon_s = 0,01$$

$$\frac{0,003}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{7 - x} = \frac{0,01}{12 - x}$$

Determinando o valor de x, tem-se que:

$$\frac{0,003}{x} = \frac{0,01}{12 - x} \rightarrow x = 2,80\text{cm}$$

Calculando a deformação de ε'_s , obtém-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{2,80} \cdot (7 - 2,80) = 0,0045 \geq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F_c = 0,8x \cdot b \cdot f_{cu} = 0,8 \cdot 2,80 \cdot 4,13 \cdot 25 = 231,3\text{kN}$$

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7\text{kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7\text{kN}$$

$$N = F_c - F_s - F'_s = 231,3 - 91,7 - 91,7 = 47,9\text{kN}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) + F_s \cdot (d - x_{cp}) - F'_s \cdot (c_{cp} - d') = 231,3 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 2,80) + 91,7 \cdot (12 - 7,93) - 91,7 \cdot (7,93 - 7) = \begin{cases} 1863,1\text{kNcm} \\ 18,631\text{kNm} \end{cases}$$

Limite dos domínios 2 e 1 $\rightarrow x = 0$

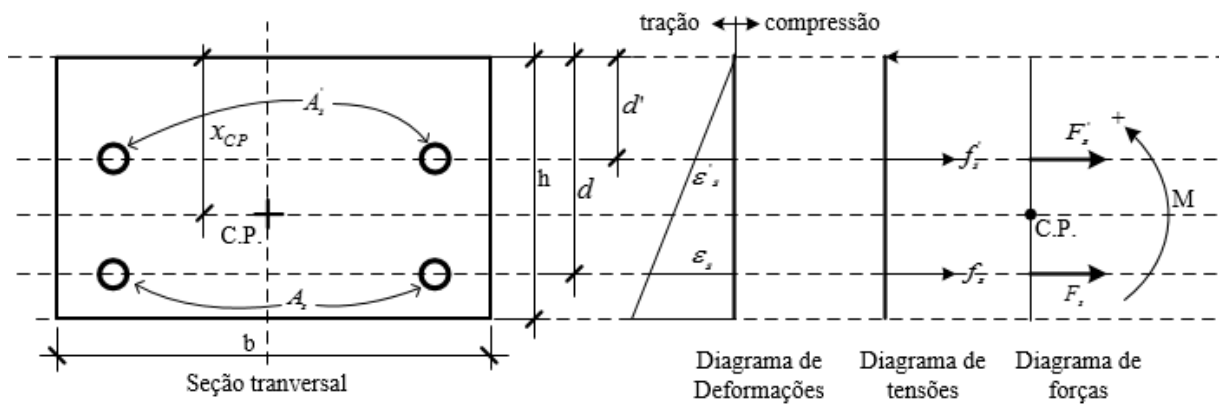


Figura A 16 - Diagrama de deformações para o limite dos domínios 2 e 1 – pilar de referência
Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon'_s}{d'} = \frac{\varepsilon_s}{d} \text{ e } \varepsilon_s = 0,01$$

Calculando a deformação de ε'_s , obtém-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{0,01}{12} \cdot 7 = 0,005833 \geq \varepsilon_y \rightarrow \text{aço escoando!}$$

Cálculo da força normal N

$$F'_s = A'_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

$$N = F_c - F_s + F'_s = 0 - 91,7 - 91,7 = -183,4 \text{ kN (tração)}$$

Cálculo do momento M

$$M = F_c \cdot (x_{cp} - 0,4x) + F_s (d - c_{cp}) - F'_s (c_{cp} - d') = 0 \cdot (7,93 - 0,4 \cdot 0) + 91,7(12 - 7,93) - 91,7(7,93 - 7) = \begin{cases} 287,9 \text{ kN.cm} \\ 2,87 \text{ kNm} \end{cases}$$

• **Tração uniforme** $x = -\infty$ ($M = 0$)

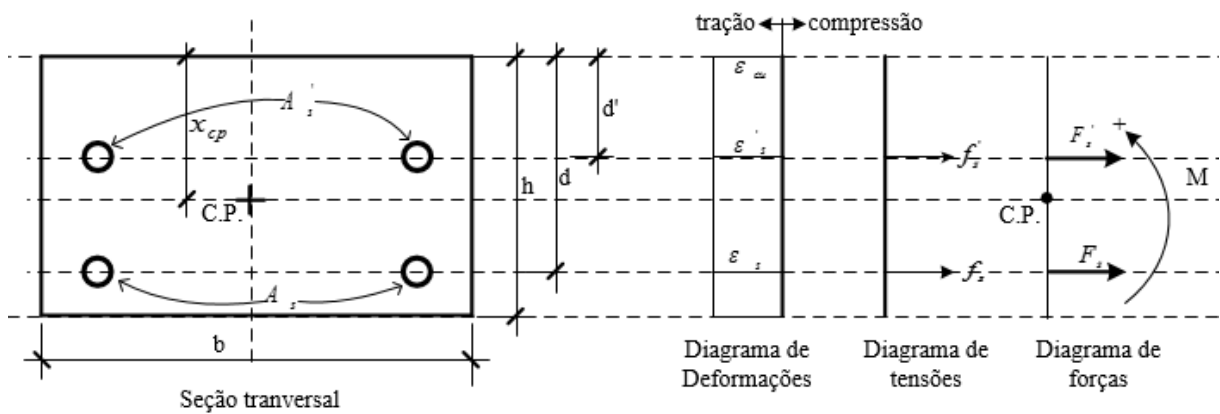


Figura A 17 - Diagrama de deformações para a tração uniforme – pilar de referência

Nesse caso o concreto não contribui para combate às tensões de tração e o aço está tracionado e escoando. Portanto:

$$T = F_c + F_s + F'_s$$

$$F_c = 0$$

$$F_s = F'_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y = 1,5708 \cdot 58,4 = 91,7 \text{ kN}$$

Obtendo-se para N o valor de:

$$N = F_c - F_s - F'_s = 0 - 91,7 - 91,7 = -183,4 \text{ kN}$$

Tabela A. 2 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares original e de referência

Pilar original (P _o)		Pilar de referência (P _{ref})		Descrição
x _{cp} = x _{cg} = 6,00 cm		x _{cp} = 7,93 cm		
Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	
1427,2	0,00	1770,8	0,00	Compressão uniforme → x = ∞
1104,3	13,09	1357,0	21,740	Limite domínio 5 e 4a
770,5	19,97	1032,4	31,410	Limite domínio 4 e 4a
502,8	20,17	595,7	33,22	L. N. → x = h/2
298,3	18,46	410,7	31,60	Limite domínio 4 e 3
-5,30	8,910	47,9	18,63	Limite domínio 3 e 2
-183,4	0,00	-183,4	2,87	Limite domínio 2 e 1
-183,4	0,00	-183,4	0,00	Tração uniforme → x = - ∞
126,7	11,30	542,2	33,32	Ruptura*

* O ponto de ruptura foi determinado no último passo de carga anterior à ruptura

Tabela A. 3 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PAF-150-18 e PAF-150-26

Pilar PAF-150-18		Pilar PAF-150-26		Descrição
x _{cp} = 7,96 cm		x _{cp} = 7,95 cm		
Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	
1761,6	0,00	1768,1	0,00	Compressão uniforme → x = ∞
1347,0	21,44	1352,7	21,53	Limite domínio 5 e 4a
1021,7	31,02	1026,7	31,16	Limite domínio 4 e 4a
584,1	32,68	588,3	32,86	L. N. → x = h/2
398,8	31,00	402,7	31,19	Limite domínio 4 e 3
40,0	17,48	42,28	17,63	Limite domínio 3 e 2
-183,4	2,82	-183,4	2,83	Limite domínio 2 e 1
-183,4	0,00	-183,4	0,00	Tração uniforme → x = - ∞
453,2	27,28	442,5	27,72	Ruptura*

* O ponto de ruptura foi determinado no último passo de carga anterior à ruptura

Tabela A. 4 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch

Pilar PPBA-150-18		Pilar PPBA-150-18-Ch		Descrição
x _{cp} = 7,88		x _{cp} = 7,84		
Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	
1839,0	0,00	1888,0	0,00	Compressão uniforme → x = ∞

1414,00	22,45	1455,5	23,08	Limite domínio 5 e 4a
1078,9	32,62	1113,4	33,59	Limite domínio 4 e 4a
629,4	34,66	655,4	35,80	L. N. $\rightarrow x = h/2$
439,9	33,04	462,9	34,18	Limite domínio 4 e 3
63,0	18,94	75,32	19,71	Limite domínio 3 e 2
-183,4	2,98	-183,4	3,04	Limite domínio 2 e 1
-183,4	0,00	-183,4	0,00	Tração uniforme $\rightarrow x = -\infty$
390,8	24,02	427,2	25,54	Ruptura*

* O ponto de ruptura foi determinado no último passo de carga anterior à ruptura

Tabela A. 5 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M dos pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34

Pilar PPBA-150-26		Pilar PPBA-150-34		Descrição
$x_{cp} = 7,87$		$x_{cp} = 7,86$		
Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	
1848,5	0,00	1857,9	0,00	Compressão uniforme $\rightarrow x = \infty$
1422,0	22,57	1429,9	22,69	Limite domínio 5 e 4a
1085,5	32,80	1092,0	32,99	Limite domínio 4 e 4a
634,3	34,88	639,1	35,09	L. N. $\rightarrow x = h/2$
444,1	33,25	448,4	33,46	Limite domínio 4 e 3
65,24	19,08	67,5	19,22	Limite domínio 3 e 2
-183,4	2,99	-183,4	3,00	Limite domínio 2 e 1
-183,4	0,00	-183,4	0,00	Tração uniforme $\rightarrow x = -\infty$
517,1	31,67	528,3	30,89	Ruptura*

* O ponto de ruptura foi determinado no último passo de carga anterior à ruptura

Tabela A. 6 – Valores da força normal e momento fletor para o traçado do diagrama N-M do pilar PPBA-150-34-SP

Pilar PPBA-150-34-SP		Descrição
$x_{cp} = 7,84$		
Força Normal (kN)	Momento fletor (kN.m)	
1879,4	0,00	Compressão uniforme $\rightarrow x = \infty$
1448,4	22,97	Limite domínio 5 e 4a
1107,7	33,42	Limite domínio 4 e 4a
651,4	35,62	L. N. $\rightarrow x = h/2$
459,5	34,01	Limite domínio 4 e 3
73,6	19,60	Limite domínio 3 e 2
-183,4	3,04	Limite domínio 2 e 1
-183,4	0,00	Tração uniforme $\rightarrow x = -\infty$
531,0	32,91	Ruptura*

ANEXO B

B.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CAA)

Para a caracterização do CAA no estado fresco, foram utilizados os equipamentos de medição para do espalhamento pelo Método do cone de Abrams (Figura B.1); Determinação da viscosidade pelo Método do funil V (Figura B.2) e determinação da habilidade passante pelo Método da caixa L (Figura B.3).

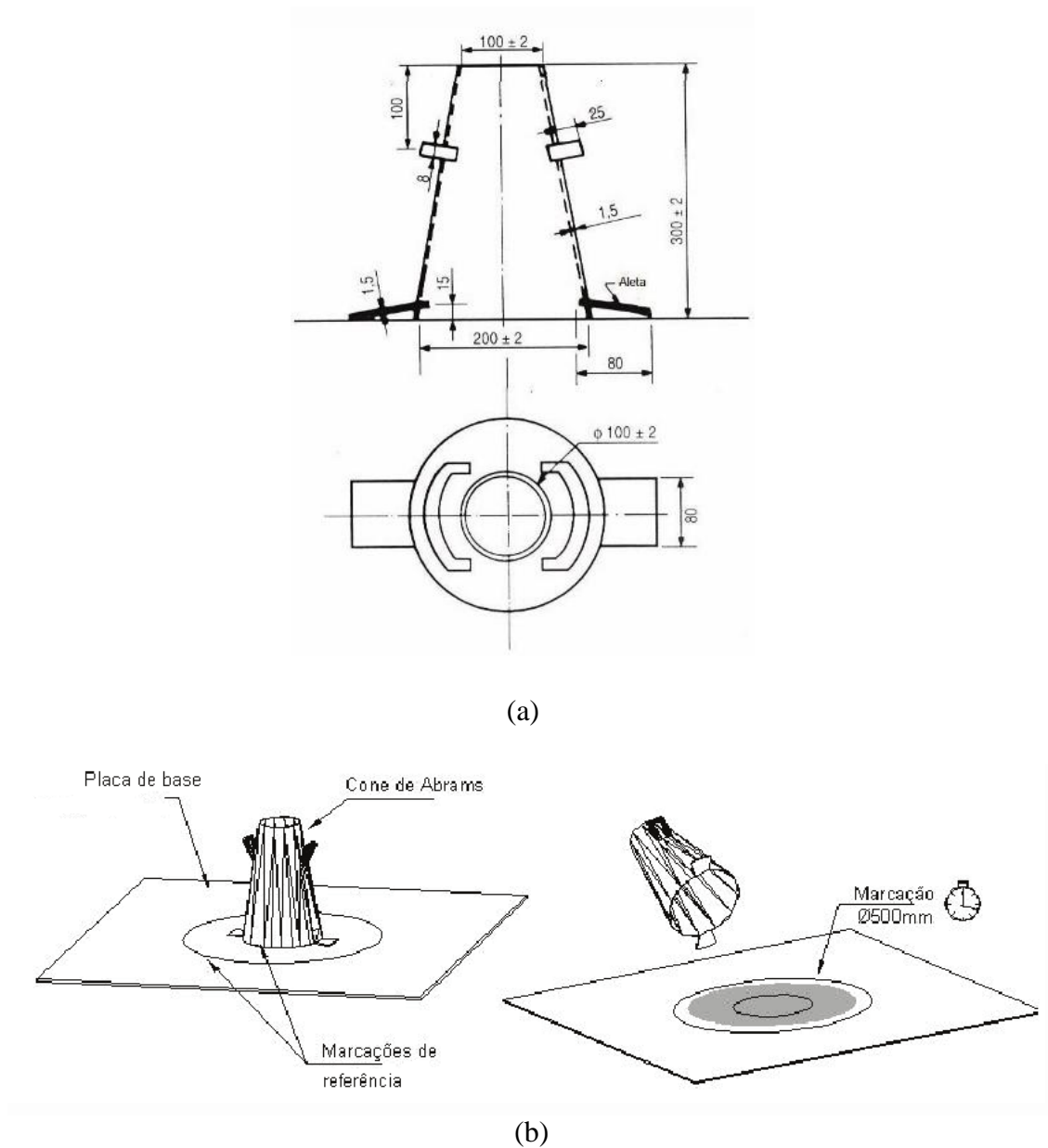


Figura B. 1 – (a) - Molde do cone de Abrams; (b) – perspectiva da placa base, cone de Abrams e da marcação do círculo $\phi 500$ mm para execução do ensaio (NBR 15823-2:2010)

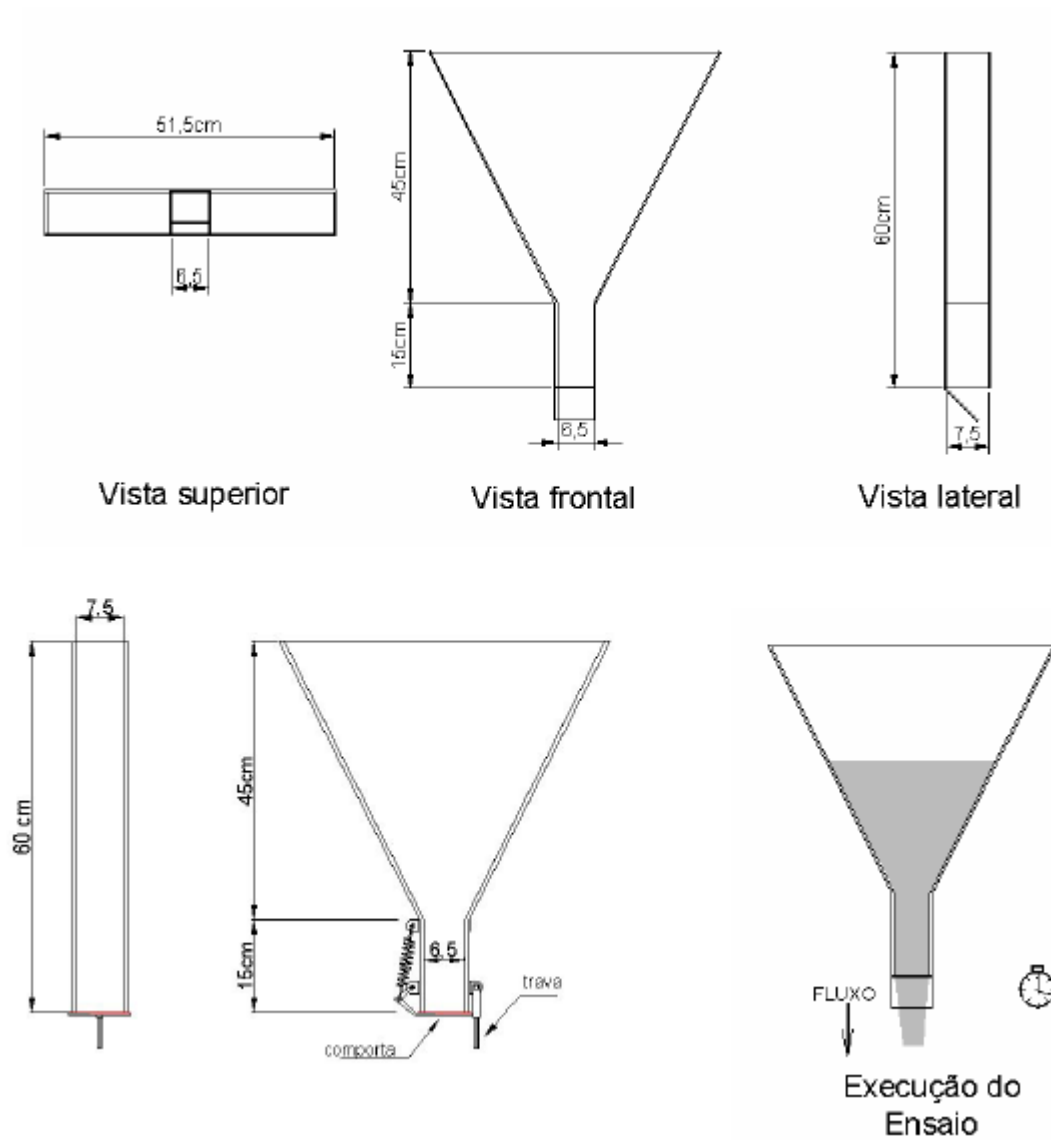


Figura B. 2 – Detalhamento do Funil V (Adaptado de FURNAS, 2008)

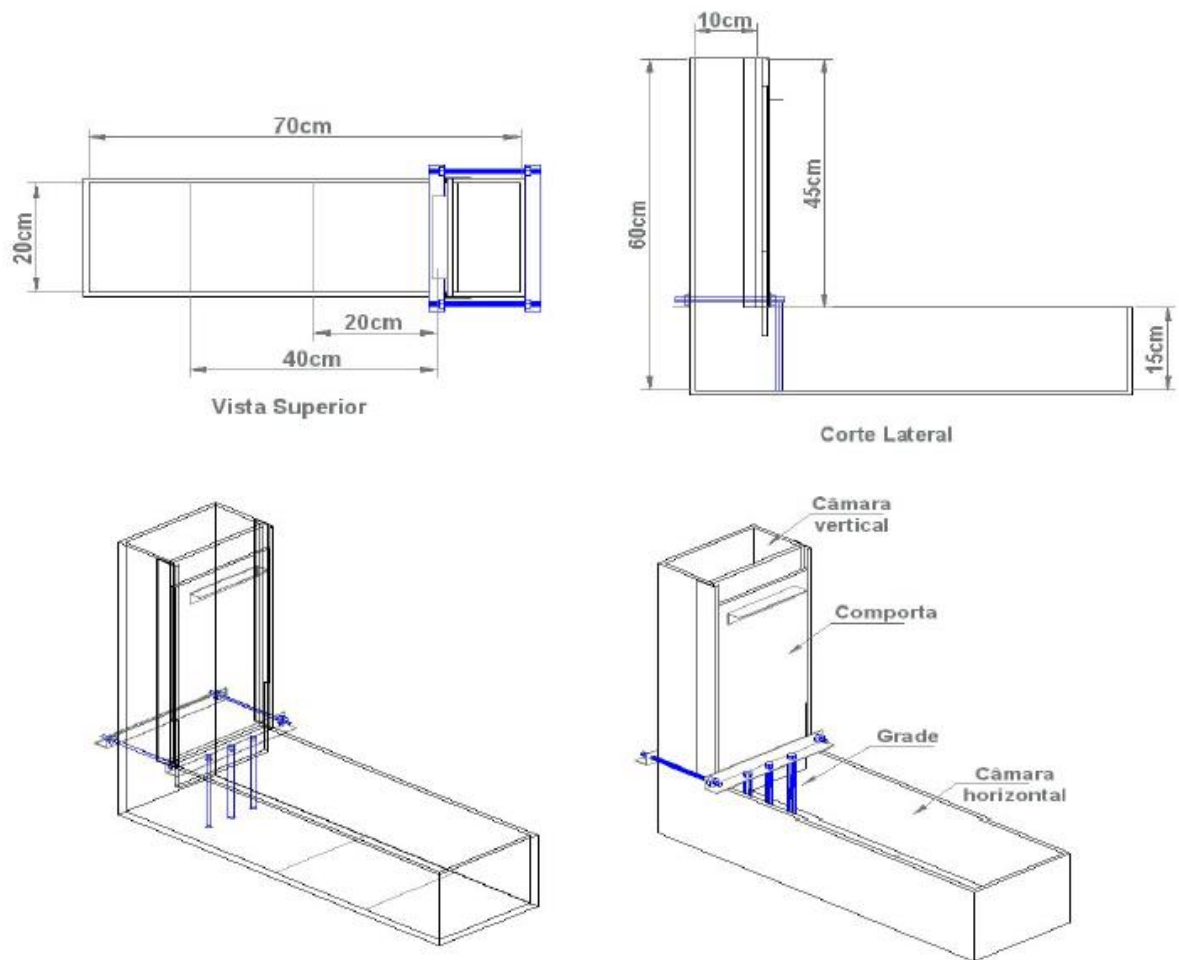


Figura B. 3 – Detalhamento do equipamento da Caixa L (Adaptado de FURNAS, 2008)

ANEXO C

C.1 DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DO CONCRETO

Para a obtenção da resistência à compressão dos concretos nas datas dos ensaios (Tabela C.1), foram utilizadas as equações das curvas logarítmicas traçadas a partir dos resultados obtidos nos ensaios. Os resultados dos ensaios de caracterização dos concretos encontram-se nas Tabelas C.2 e C3.

Tabela C. 1 – Resistência à compressão do concreto do substrato e reforço na data do ensaio

Pilares	P_u (kN)	Substrato		Reforço	
		Idade	f_c^{sub} (MPa)	Idade	f_c^{ref} (MPa)
P_o	126,7	90	41,9	-	-
P_{ref}	542,2	80	41,3	-	-
PAF-150-18	453,2	81	41,4	32	39,9
PAF-150-26	442,5	83	41,5	34	40,3
PPBA-150-18	390,8	107	42,8	58	44,0
PPBA-150-18-Ch	427,2	128	43,8	79	46,2
PPBA-150-26	517,1	110	43,0	61	44,4
PPBA-150-34	528,3	114	43,2	65	44,8
PPBA-150-34-SP	531,0	125	43,6	76	45,9

f_c^{sub} : resistência à compressão do concreto do substrato na data do ensaio;

f_c^{ref} : resistência à compressão do concreto do reforço na data do ensaio;

Tabela C. 2 – Resultados das características do concreto do substrato

Idade	Ensaio	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_t (MPa)
3 dias	CP 1	20,6		2,5
	CP 2	20,7		2,3
	Média	20,7		2,4
7 dias	CP 1	30,3		3,2
	CP 2	29,3		3,1
	Média	29,8		3,2
14 dias	CP 1	35,5		3,3
	CP 2	34,0		3,2
	Média	34,7		3,3
25 dias	CP 1	36,4		
	CP 2	35,7		
	Média	36,0		
28 dias	CP 1	35,1	27,2	2,9
	CP 2	39,2	29,3	3,6

	Média	37,2	28,6	3,3
90 dias	CP 1	42,0		3,7
	CP 2	43,2		3,4
	Média	42,6		3,5
104 dias	CP 1	38,4	30,5	3,2
	CP 2	40,1	31,7	3,5
	Média	39,2	31,3	3,4

Tabela C. 3 – Resultados das características do concreto do reforço

Idade	Ensaio	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_t (MPa)
3 dias	CP 1	20,5		2,4
	CP 2	20,1		2,2
	Média	20,3		2,3
7 dias	CP 1	34,4		2,9
	CP 2	31,9		3,0
	Média	33,1		3,0
14 dias	CP 1	36,3		3,8
	CP 2	34,0		3,6
	Média	35,1		3,7
21 dias	CP 1	31,4		3,6
	CP 2	34,8		3,8
	Média	33,1		3,7
28 dias	CP 1	29,7	29,8	4,0
	CP 2	35,1	30,7	3,6
	Média	32,4	30,4	3,8
41 dias	CP 1	43,7		3,8
	CP 2	42,3		4,1
	Média	43,0		4,0
55 dias	CP 1	41,4	31,9	4,0
	CP 2	40,3	32,8	3,8
	Média	40,8	32,5	3,9

ANEXO D

D.1 ENSAIO DA ARMADURAS À TRAÇÃO

- Barra ϕ 5 mm $\left\{ \begin{array}{l} \text{distância entre as garras: } 354 \text{ mm} \\ \text{Área da seção transversal: } 19,63 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$

Tabela D 1 – Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 5 mm

Média		(continuação) Média	
Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)
0,000	0,000	267,257	0,801
0,255	0,003	293,546	0,873
1,021	0,004	321,116	0,928
6,127	0,016	355,828	0,988
6,382	0,018	393,100	1,050
8,679	0,030	434,195	1,117
9,188	0,032	437,257	1,121
11,488	0,047	516,388	1,243
11,742	0,048	564,376	1,318
14,804	0,062	622,298	1,429
15,316	0,063	662,669	1,553
17,868	0,076	689,440	1,712
18,125	0,077	706,811	1,932
21,187	0,091	715,726	2,416
24,503	0,105	721,864	2,382
24,503	0,107	725,711	2,622
27,825	0,122	728,767	2,886
31,653	0,137	729,277	3,175
35,991	0,157	729,022	3,200
44,159	0,187	729,022	3,226
50,031	0,208	699,908	3,497
57,942	0,234	697,106	3,516
67,134	0,262	694,305	3,534
76,834	0,291	691,477	3,553
89,595	0,327	688,421	3,571
90,362	0,331	639,159	3,693
104,656	0,369	634,065	3,702
117,420	0,404	628,971	3,710
118,951	0,408	623,851	3,718
135,288	0,450	618,477	3,726
136,816	0,454	613,128	3,734
138,604	0,459	607,779	3,742
140,138	0,463	565,140	3,798
141,923	0,467	560,046	3,805
143,711	0,472	554,952	3,811
145,754	0,477	549,297	3,817
147,282	0,481		
170,000	0,541		

191,442	0,597		
215,183	0,666		
240,708	0,731		
(continua no topo da tabela)			

- Barra ϕ 8 mm $\left\{ \begin{array}{l} \text{distância entre as garras } 355 \text{ mm} \\ \text{Área da seção transversal: } 50,27 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$

Tabela D 2– Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 8 mm

Média		(continuação) Média		(continuação) Média	
Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)
0,000	0,000	122,016	0,558	566,801	4,238
1,995	0,003	129,791	0,583	582,955	4,397
5,582	0,009	137,767	0,607	588,943	4,608
6,579	0,016	145,537	0,632	594,712	4,820
7,777	0,023	154,112	0,658	600,701	5,031
9,171	0,030	162,686	0,684	606,092	5,242
10,568	0,037	172,454	0,713	611,265	5,454
11,366	0,042	183,018	0,743	616,258	5,665
13,160	0,051	193,184	0,773	619,839	5,841
14,555	0,058	205,360	0,807	623,639	6,017
15,750	0,065	217,714	0,841	631,597	6,440
17,147	0,072	230,864	0,877	635,197	6,651
18,343	0,079	244,233	0,914	638,381	6,862
19,739	0,086	258,975	0,954	641,385	7,073
20,935	0,093	273,936	0,992	644,170	7,285
22,130	0,100	289,294	1,032	646,756	7,496
23,326	0,108	305,826	1,074	649,143	7,707
24,325	0,112	322,577	1,117	651,352	7,919
25,719	0,119	340,522	1,161	653,341	8,130
26,716	0,126	359,859	1,210	655,331	8,341
28,113	0,133	379,794	1,259	656,922	8,552
29,109	0,140	397,340	1,301	658,315	8,763
30,106	0,147	415,882	1,347	659,707	8,975
31,501	0,158	438,422	1,402	660,921	9,186
33,295	0,172	461,142	1,458	661,916	9,362
34,692	0,186	485,472	1,522	662,711	9,538
37,483	0,200	510,977	1,593	663,507	9,714
40,073	0,214	534,313	1,672	664,303	9,890
43,065	0,228	553,650	1,756	664,303	9,926
45,857	0,242	558,843	1,843	664,502	9,961
48,648	0,256	561,230	1,935	664,502	9,996
51,439	0,271	561,429	2,030	664,701	10,031
53,631	0,285	562,822	2,130		
53,032	0,297	567,616	2,235		
54,827	0,308	563,618	2,346		
58,615	0,328	562,424	2,461		
61,806	0,349	564,413	2,582		
66,391	0,370	566,602	2,708		
71,574	0,389	563,816	2,819		

76,560	0,408		568,810	2,934	
81,941	0,426		567,019	3,078	
85,530	0,438		563,816	3,228	
90,913	0,457		566,403	3,386	
97,691	0,479		565,806	3,551	
105,269	0,504		568,810	3,724	
107,660	0,512		569,208	3,905	
114,838	0,536		570,799	4,094	
(continua no topo da tabela)			(continua no topo da tabela)		

- Barra ϕ 10 mm $\left\{ \begin{array}{l} \text{comprimento do corpo - de - prova: } 360 \text{ mm} \\ \text{Área da seção transversal: } 78,5 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$

Tabela D 3 – Resultados da média do ensaio à tração da barra ϕ 10 mm

Média		(continuação) Média		(continuação) Média	
Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)
0,000	0,000	55,532	0,456	626,494	5,211
3,255	0,009	66,064	0,517	627,456	5,246
3,638	0,010	66,766	0,521	628,227	5,280
3,894	0,011	78,641	0,587	641,564	5,831
6,064	0,023	79,597	0,591	642,329	5,866
6,255	0,024	91,278	0,652	653,055	6,382
6,446	0,025	92,169	0,656	653,692	6,417
7,340	0,038	107,112	0,727	662,501	6,933
7,468	0,039	108,322	0,733	663,010	6,967
7,531	0,040	124,660	0,804	663,520	7,002
8,170	0,054	125,806	0,809	670,921	7,553
8,297	0,055	145,724	0,893	671,303	7,587
8,425	0,056	181,214	1,031	676,666	8,104
9,382	0,069	182,934	1,037	677,048	8,138
9,510	0,070	206,558	1,123	681,010	8,620
9,510	0,071	208,660	1,131	681,201	8,655
10,468	0,083	237,966	1,233	684,265	9,137
10,531	0,084	240,259	1,241	684,392	9,171
10,659	0,085	275,940	1,360	684,583	9,206
11,745	0,098	278,494	1,369	686,564	9,653
11,872	0,099	354,647	1,604	686,628	9,688
11,936	0,100	357,832	1,614	686,692	9,722
13,021	0,113	404,048	1,751	687,775	10,101
13,085	0,114	407,494	1,760	687,902	10,136
13,213	0,115	452,048	1,892	688,545	10,445
15,000	0,130	455,883	1,904	688,418	10,480
15,064	0,131	496,093	2,031	688,545	10,514
16,404	0,144	500,176	2,045		
16,596	0,146	551,946	2,287		
18,829	0,164	555,010	2,304		
19,851	0,173	568,411	2,418		
20,169	0,176	580,921	2,598		
23,042	0,201	582,131	2,618		
23,298	0,203	582,392	2,639		

23,362	0,206		583,603	2,927	
26,489	0,238		582,068	2,951	
26,617	0,240		584,367	3,325	
28,787	0,268		583,666	3,352	
28,978	0,270		583,991	3,776	
32,936	0,304		584,564	3,806	
33,319	0,308		583,284	3,836	
33,766	0,311		590,819	4,156	
39,703	0,356		593,685	4,189	
40,213	0,359		594,520	4,222	
46,341	0,400		610,927	4,660	
54,255	0,449		611,946	4,695	
54,894	0,453		612,966	4,729	
(continua no topo da tabela)			(continua no topo da tabela)		

- Chapa metálica $\left\{ \begin{array}{l} \text{distância entre as garras: } 355 \text{ mm} \\ \text{Área da seção transversal: } 50,00 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$

Tabela D 4 – Resultados da média do ensaio à tração da chapa metálica

Média		(continuação) Média		(continuação) Média	
Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)
0,000	0,000	182,509	0,749	263,802	2,270
2,873	0,011	184,770	0,761	264,950	2,384
5,468	0,022	187,031	0,773	265,912	2,487
8,045	0,031	189,292	0,785	267,042	2,619
11,895	0,044	191,553	0,797	268,358	2,788
15,084	0,056	193,815	0,809	269,391	2,944
17,323	0,068	196,076	0,820	270,283	3,095
20,284	0,079	198,337	0,832	271,060	3,247
23,294	0,090	200,598	0,844	272,225	3,523
25,886	0,102	202,875	0,856	273,647	3,980
28,544	0,113	205,785	0,868	276,039	4,437
31,285	0,124	207,418	0,879	278,953	4,783
34,663	0,135	208,778	0,894	279,394	5,205
37,589	0,147	210,058	0,907	279,394	5,338
40,413	0,158	211,083	0,917	279,394	5,474
43,333	0,169	212,327	0,930	279,032	5,766
51,023	0,190	213,643	0,943	279,032	6,555
56,895	0,215	215,250	0,959	277,664	7,207
62,768	0,239	217,148	0,972	274,918	7,837
68,640	0,264	219,126	0,985	268,967	8,615
74,512	0,288	221,289	1,000	260,297	9,435
80,385	0,313	223,673	1,017	258,725	9,579
86,257	0,337	225,925	1,034		
92,129	0,362	228,070	1,051		
98,001	0,386	230,286	1,069		
103,874	0,411	232,070	1,086		
109,746	0,436	234,136	1,105		
115,618	0,460	236,237	1,125		
121,491	0,485	238,250	1,148		

127,363	0,509		241,570	1,192		
133,235	0,534		243,768	1,219		
139,108	0,558		245,764	1,254		
144,980	0,567		247,106	1,282		
150,852	0,583		248,351	1,312		
153,113	0,595		249,340	1,342		
155,374	0,607		250,364	1,371		
157,636	0,619		251,132	1,405		
159,897	0,630		252,483	1,463		
162,158	0,642		253,657	1,523		
164,419	0,654		255,026	1,603		
166,680	0,666		256,491	1,696		
168,942	0,678		258,275	1,819		
171,203	0,690		259,211	1,886		
173,464	0,702		260,217	1,962		
175,725	0,714		261,109	2,033		
177,986	0,725		261,886	2,097		
180,248	0,737		262,628	2,162		
(continua no topo da tabela)			(continua no topo da tabela)			

ANEXO E

E.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS

Tabela E 1 – Deslocamentos horizontais e verticais do pilar original (P_o)

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (mm)	Fissura	Obs.
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início do ensaio
20,0	0,04	0,14	0,24	0,14	0,00	0,06	0,22	0,00	0,34	0,40		
30,0	0,04	0,57	0,78	0,58	0,06	0,14	0,47	0,00	0,72	1,20	1 ^a	
40,0	0,26	1,71	2,22	1,65	1,47	0,19	0,91	0,00	1,55	3,10	2 ^a	
50,0	0,51	2,91	3,75	2,78	1,81	0,32	1,30	0,11	2,36	4,20		
60,0	0,67	4,17	5,38	4,01	2,24	0,66	1,70	0,52	3,30	6,20		
70,0	1,24	5,78	7,38	5,48	2,59	0,98	2,11	1,04	4,42	8,30	3 ^a	
80,0	1,64	7,99	10,19	7,50	3,06	1,47	2,66	1,95	5,92	11,20	4 ^a	
90,0	2,00	10,11	12,91	9,65	3,63	1,85	3,22	2,70	7,36	14,10		
100,0	2,77	12,81	16,33	12,33	4,53	2,37	3,89	3,69	9,32	17,40	5 ^a	
110,0	3,44	15,81	20,21	15,18	5,30	2,62	4,67	4,34	11,43	21,50		
120,0	4,39	20,27	26,02	19,77	6,59	2,66	6,05	4,90	16,32	34,20		*
P_o = 126,7 kN												
*: não houve a retirada dos relógios comparadores.												

Tabela E 2 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar de referência (P_{ref})

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

*: o relógio comparador não foi reposicionado: perdeu contato com a peça e cessaram as medições dos deslocamentos posteriores.

Tabela E 3 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PAF-150-18

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

410,0	13,90
420,0	16,00
430,0	16,80
440,0	19,50
P_u = 453,2 kN	

Tabela E 4 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PAF-150-26

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

430,0	18,50
440,0	20,50
$P_u = 442,5 \text{ kN}$	

Tabela E 5 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-18

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (mm)	Fissura	Obs.
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início
20,0	0,06	0,00	0,04	0,03	0,00	0,07	0,13	0,02	0,21	0,40		
40,0	0,08	0,26	0,42	0,28	0,06	0,24	0,40	0,03	0,59	1,00		
60,0	0,08	0,60	0,82	0,56	0,07	0,43	0,69	0,00	0,99	1,80		
80,0	0,18	1,23	1,58	1,13	0,45	0,64	0,99	0,04	1,41	2,70		
100,0	0,20	1,59	2,05	1,53	0,52	0,81	1,24	0,07	1,88	3,10		
120,0	0,51	2,26	2,84	2,14	0,89	0,98	1,48	0,10	2,37	3,90		
140,0	0,61	2,73	3,42	2,59	1,00	1,14	1,73	0,13	2,88	4,80		
160,0	0,86	3,39	4,21	3,22	1,35	1,28	2,01	0,21	3,40	5,70	1 ^a	
180,0	0,94	3,89	4,83	3,76	1,49	1,41	2,31	0,30	3,95	6,50		
200,0	1,15	4,55	5,65	4,37	1,76	1,57	2,60	0,41	4,52	7,30	2 ^a	
220,0	1,29	5,22	6,44	5,00	1,94	1,71	2,93	0,58	5,08	8,20		
240,0	1,50	5,94	7,34	5,69	2,30	1,85	3,21	0,71	5,64	9,00	3 ^a	
260,0	1,63	6,71	8,32	6,45	2,60	2,04	3,56	0,93	6,22	10,10		
280,0	1,85	7,47	9,23	7,17	2,82	2,21	3,88	1,15	6,86	11,40	4 ^a	
300,0	2,22	8,70	10,70	8,34	3,30	2,44	4,28	1,49	7,60	12,90		
320,0	2,39	9,72	11,89	9,27	3,53	2,68	4,64	1,85	8,40	13,90		
330,0	2,75	10,71	13,13	10,17	3,82	2,86	4,93	2,17	8,99	15,30		P _{ret,rel}
340,0										16,60		

350,0	17,00
360,0	17,90
370,0	18,90
380,0	20,70
P_u = 390,8 kN	

Tabela E 6 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-18-Ch

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (mm)	Fissura	Obs.
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início
20,0	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,01	0,01	0,19	0,20		
40,0	0,13	0,00	0,06	0,00	0,01	0,16	0,12	0,01	0,56	0,40		
60,0	0,24	0,05	0,21	0,02	0,01	0,27	0,24	0,01	0,86	1,10		
80,0	0,24	0,26	0,53	0,48	0,01	0,38	0,37	0,01	1,17	1,30		
100,0	0,24	0,46	0,82	0,53	0,01	0,48	0,48	0,02	1,45	1,80		
120,0	0,24	0,67	1,13	0,81	0,01	0,60	0,60	0,03	1,79	2,30		
140,0	0,20	0,95	1,54	1,15	0,01	0,75	0,71	0,04	2,13	2,50		
160,0	0,02	1,38	2,02	1,60	0,00	0,89	0,82	0,04	2,49	3,30		
180,0	0,22	1,81	2,53	2,04	0,03	1,04	0,93	0,03	2,88	4,10		
200,0	0,46	2,26	3,08	2,49	0,06	1,19	1,06	0,03	3,28	4,30	1 ^a	
220,0	0,68	2,75	3,67	2,91	0,07	1,35	1,19	0,05	3,05	4,70		
240,0	1,03	3,40	4,47	3,66	0,38	1,52	1,33	0,09	3,45	5,40		
260,0	1,30	3,99	5,17	4,20	0,52	1,71	1,49	0,15	3,88	6,20		
280,0	1,86	4,92	6,26	5,07	0,54	1,89	1,64	0,24	4,38	6,90	2 ^a	
300,0	2,10	5,54	7,08	5,61	0,49	2,09	1,67	0,35	4,89	7,80		
320,0	2,52	6,31	8,00	6,36	0,67	2,29	1,76	0,48	5,56	8,50	3 ^a	
340,0	2,06	7,30	9,26	7,33	0,83	2,58	1,97	0,74	6,42	9,80		
360,0	3,24	8,16	10,39	8,16	0,99	2,83	2,14	0,94	7,06	10,80	4 ^a	
380,0	3,79	9,48	12,20	9,49	1,43	3,17	2,39	1,34	8,09	12,30		

400,0	4,45	10,96	14,31	10,98	1,69	3,54	2,53	1,84	9,29	14,80	
420,0	5,22	13,34	17,96	13,45	1,51	4,19	3,03	2,82	10,12	18,30	*
P_u = 427,2 kN											
*: não houve a retirada dos relógios comparadores											

Tabela E 7 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-26

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (mm)	Fissura	Obs
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início
20,0	0,07	0,00	0,08	0,17	0,01	0,11	0,40	0,00	0,16	0,10		
40,0	0,27	0,01	0,36	0,57	0,28	0,29	1,03	0,06	0,47	0,50		
60,0	0,36	0,16	0,77	1,04	0,55	0,42	1,50	0,13	0,80	1,30		
80,0	0,45	0,21	0,97	1,26	0,60	0,52	1,78	0,17	1,10	1,50		
100,0	0,51	0,35	1,32	1,63	0,89	0,61	2,03	0,23	1,33	2,10		
120,0	0,53	0,55	1,63	1,95	1,07	0,72	2,26	0,28	1,72	2,40		
140,0	0,53	0,82	1,98	2,27	1,11	0,81	2,46	0,34	1,98	2,80		
160,0	0,53	1,06	2,34	2,60	1,25	0,92	2,68	0,39	2,32	3,30		
180,0	0,53	1,27	2,65	2,90	1,25	1,04	2,87	0,46	2,60	4,10	1 ^a	
200,0	0,53	1,51	3,02	3,23	1,25	1,16	3,08	0,52	3,03	4,50		
220,0	0,53	1,81	3,44	3,62	1,25	1,27	3,27	0,58	3,37	5,20		
240,0	0,53	2,09	3,86	3,97	1,25	1,39	3,46	0,64	3,75	5,50	2 ^a	
260,0	0,53	2,43	4,36	4,40	1,25	1,52	4,09	0,74	4,15	6,30		
280,0	0,64	2,78	4,81	4,80	1,25	1,64	4,48	0,81	4,54	6,80	3 ^a	
300,0	0,71	3,15	5,33	5,27	1,25	1,79	4,77	0,94	4,98	7,30		

320,0	0,75	3,50	5,87	5,75	1,25	1,82	5,38	1,05	5,45	7,30	
340,0	0,79	3,86	6,40	6,20	1,25	2,06	5,66	1,16	5,84	8,90	
360,0	0,82	4,58	7,32	6,93	1,25	2,25	6,22	1,37	6,35	9,40	4 ^a
380,0	0,88	5,07	8,01	7,56	1,25	2,43	6,71	1,57	6,89	10,80	
400,0	0,95	5,48	8,63	8,07	1,25	2,58	7,22	1,75	7,33	11,20	5 ^a
420,0	1,02	6,19	9,60	8,92	1,26	2,83	7,94	2,08	8,05	12,30	P _{ret,rel}
430,0										13,00	
440,0										14,30	
450,0										14,50	
460,0										14,90	
470,0										15,30	
480,0										15,90	
490,0										16,80	
500,0										17,80	
510,0										19,60	
P_u = 517,1 kN											

Tabela E 8 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-34

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (cm)	Fissura	Obs
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início
20,0	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,02	0,15	0,03	0,18	0,00		
40,0	0,00	0,06	0,07	0,01	0,00	0,08	0,48	0,06	0,57	0,20		
60,0	0,00	0,06	0,17	0,01	0,02	0,16	0,75	0,09	0,88	1,10		

80,0	0,00	0,25	0,57	0,35	0,22	0,26	0,98	0,12	1,31	1,50	
100,0	0,00	0,60	1,03	0,76	0,40	0,36	1,18	0,15	1,69	2,00	
120,0	0,00	0,90	1,45	1,35	0,69	0,48	1,40	0,20	2,14	2,20	
140,0	0,07	1,00	1,61	1,35	0,69	0,57	1,54	0,23	2,50	3,00	
160,0	0,15	1,17	1,89	1,52	0,69	0,66	1,72	0,25	2,89	3,20	
180,0	0,11	1,49	2,32	1,89	0,88	0,75	1,93	0,25	3,26	3,90	1 ^a
200,0	0,04	1,90	2,78	2,37	1,11	0,84	2,11	0,21	3,63	4,20	
220,0	0,02	2,19	3,18	2,67	1,20	0,92	2,28	0,20	3,95	4,60	
240,0	0,08	2,50	3,57	3,00	1,24	0,99	2,42	0,16	4,33	5,10	
260,0	0,26	2,98	4,12	3,45	1,76	1,08	2,58	0,11	4,71	5,50	2 ^a
280,0	0,26	3,24	4,47	3,67	1,80	1,16	2,73	0,03	5,08	6,20	
300,0	0,25	3,55	4,95	4,07	1,85	1,24	2,91	0,04	5,41	6,40	
320,0	0,26	3,86	5,36	4,35	1,92	1,33	3,17	0,14	5,81	7,20	
340,0	0,26	4,24	5,88	4,73	2,16	1,43	3,38	0,23	6,19	7,40	
360,0	0,33	4,65	6,41	5,15	2,41	1,52	3,57	0,38	6,57	8,30	3 ^a
380,0	0,37	5,18	7,09	5,69	2,55	1,65	3,83	0,59	7,09	9,20	
400,0	0,44	5,64	7,68	6,15	2,74	1,76	4,02	0,77	7,48	9,90	
420,0	0,44	6,13	8,37	6,65	2,90	1,89	4,27	0,99	7,94	10,80	P _{ret,rel}
440,0									11,50		4 ^a
450,0									12,90		
460,0									13,20		
470,0									13,50		
480,0									14,00		
490,0									14,30		
500,0									15,00		
510,0									15,80		
520,0									16,90		

P_u = 528,3 kN

Tabela E 9 - Deslocamentos horizontais e verticais – Pilar PPBA-150-34-SP

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Trena (mm)	Fissura	Obs
10,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		Início
20,0	0,03	0,00	0,02	0,01	0,00	0,03	0,00	0,04	0,23	0,20		
40,0	0,13	0,06	0,19	0,16	0,00	0,11	0,05	0,09	0,64	0,60		
60,0	0,14	0,29	0,48	0,36	0,00	0,20	0,16	0,13	1,01	0,80		
80,0	0,17	0,47	0,73	0,55	0,00	0,30	0,28	0,15	1,38	1,60		
100,0	0,18	0,70	1,07	0,84	0,00	0,40	0,42	0,17	1,73	2,20		
120,0	0,19	0,88	1,35	1,07	0,00	0,50	0,56	0,18	2,08	2,60		
140,0	0,19	1,13	1,64	1,32	0,00	0,59	0,69	0,18	2,52	2,70		
160,0	0,19	1,34	1,94	1,57	0,00	0,68	0,82	0,18	2,81	3,10		
180,0	0,19	1,56	2,24	1,81	0,00	0,76	0,98	0,18	3,11	3,60		
200,0	0,19	1,78	2,55	2,07	0,01	0,85	1,12	0,18	3,40	4,20		
220,0	0,19	2,00	2,87	2,33	0,01	0,92	1,26	0,14	3,68	4,50		
240,0	0,19	2,22	3,21	2,59	0,01	1,01	1,40	0,08	4,04	4,80		
260,0	0,19	2,56	3,60	2,97	0,18	1,11	1,58	0,02	4,35	5,50		
280,0	0,19	2,82	3,95	3,23	0,26	1,19	1,71	0,00	4,61	6,10		
300,0	0,19	3,09	4,33	3,55	0,26	1,29	1,88	0,08	4,90	6,50		
320,0	0,19	3,32	4,71	3,86	0,29	1,39	2,05	0,15	5,21	6,60	1 ^a	
340,0	0,09	4,08	5,55	4,59	1,17	1,54	2,16	0,31	5,74	7,60		
360,0	0,09	4,28	5,90	4,83	1,17	1,62	2,30	0,35	6,03	8,10	2 ^a	
380,0	0,09	4,67	6,46	5,22	1,18	1,75	2,51	0,51	6,37	8,60		
400,0	0,09	5,08	7,01	5,63	1,22	1,88	2,75	0,64	6,71	9,40		
420,0	0,09	5,61	7,72	6,24	1,38	2,04	2,98	0,87	7,18	10,10	3 ^a	
440,0	0,12	6,15	8,48	6,84	1,52	2,21	3,24	1,11	7,71	11,40	4 ^a	

460,0	0,28	7,04	9,58	7,73	1,93	2,46	3,53	1,42	8,33	12,60	$P_{ret,rel}$
470,0										13,60	
480,0										14,10	
490,0										14,60	
500,0										14,90	
510,0										16,10	
520,0										17,60	
530,0										19,60	
$P_u=531,0$ kN											

ANEXO F

F.1 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA E NO CONCRETO

Tabela F. 1 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar original (P_o)

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)				Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E3	E5	E7	C1	C2	C3	C4		
10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
20,00	- 0,01	0,02	0,10	0,00	-0,06	-0,06	-0,08	-0,08		
30,00	-0,06	-0,01	0,19	0,01	-0,12	-0,14	-0,16	-0,17	1 ^a	
40,00	-0,12	-0,02	0,90	0,16	-0,18	-0,22	-0,24	-0,27	2 ^a	
50,00	-0,17	-0,09	0,90	0,31	-0,26	-0,27	-0,22	-0,37		
60,00	-0,22	-0,13	1,01	0,47	-0,42	-0,45	-0,39	-0,55		
70,00	-0,24	-0,20	1,32	0,76	-0,67	-0,72	-0,66	-0,81	3 ^a	
80,00	-0,26	-0,24	1,44	2,10	-0,95	-1,03	-0,90	-1,12	4 ^a	
90,00	-0,29	-0,29	45137103,72	26485386,85	-1,21	-0,30	-1,18	-1,42		
100,00	-0,33	-0,32			-1,50	-1,65	-1,52	-1,77	5 ^a	
110,00	-0,36	-0,36			-1,83	-2,02	-1,90	-2,17		
120,00	-0,40	-0,43			-2,21	-2,58	-2,47	-2,86		*

P_u = 126,7 kN

* Não houve a retirada dos relógios comparadores

Os extensômetros E2, E4, E5 e E8 não funcionaram corretamente ou foram danificados

Os extensômetros E6 e E7, pararam de funcionar para cargas superiores à 80 kN.

Tabela F. 2 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar de referência (P_{ref})

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
20,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
40,0	0,00	-0,01	-0,04	-0,04	0,01	0,02	-0,01	0,03	-0,02	-0,02	-0,08	-0,08	1 ^a	
60,0	0,03	-0,12	-0,08	-0,06	0,02	0,04	-0,01	0,06	-0,10	-0,07	-0,19	-0,14	2 ^a	
80,0	-0,06	-0,05	-0,12	-0,09	0,03	0,06	-0,02	0,03	-0,11	-0,03	-0,27	-0,20	3 ^a	
100,0	-0,09	-0,09	-0,15	-0,12	0,04	0,07	0,09	0,06	-0,18	-0,09	-0,34	-0,26		
150,0	-0,15	-0,15	-0,23	-0,19	0,06	0,12	0,07	0,06	-0,36	-0,24	-0,49	-0,39	4 ^a	
200,0	-0,20	-0,20	-0,32	-0,26	0,08	0,15	0,05	0,08	-0,48	-0,39	-0,65	-0,53	5 ^a	
250,0	-0,24	-0,18	-0,35	-0,32	0,10	0,19	0,06	0,11	-0,63	-0,53	-0,83	-0,64	6 ^a	
300,0	-0,33	-0,20	-0,43	-0,38	0,12	0,23	0,06	0,15	-0,77	-0,70	-0,94	-0,77		
350,0	-0,39	-0,26	-0,47	-0,43	0,36	0,28	0,09	0,19	-0,87	-0,86	-1,05	-0,91	7 ^a	
400,0	-0,60	-0,36	-0,56	-0,49	0,40	0,37	0,13	0,31	-0,83	-1,06	-1,17	-1,06	8 ^a	
450,0	-0,61	-0,44	-0,64	-0,54	0,50	0,51	0,29	0,45	-1,02	-1,30	-1,32	-1,18		
500,0	-0,65	-0,49	-0,72	-0,58	0,63	0,70	0,40	0,65	-1,24	-1,50	-1,54	-1,36	9 ^a	
520,0	-0,64	-0,30	-0,81	-0,59	0,86	1,01	0,49	0,98	-1,61	-1,71	-1,68	-1,51	10 ^a	
540,0	-0,66	-0,23	-0,91	-0,58	1,27	1,57	0,86	1,54	-1,87	-2,10	-1,96	-1,77		$P_{ret,rel}$

$P_u = 542,2 \text{ kN}$

Tabela F. 3 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PAF-150-18

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0	0,00						0,00		0,00	0,00	0,00	0,00		
20,0	-0,02						0,00		-0,01	0,04	0,00	-0,02		
40,0	-0,05						-0,01		-0,02	0,15	-0,03	-0,09		
60,0	-0,08						-0,01		-0,02	0,01	-0,10	-0,15		
80,0	-0,12						-0,02		0,09	-0,02	-0,18	-0,21		
100,0	-0,15						-0,01		0,11	-0,05	-0,24	-0,29		
120,0	-0,18						-0,01		0,26	-0,07	-0,28	-0,36		
140,0	-0,21						0,00		0,23	-0,03	-0,32	-0,43		
160,0	-0,23						0,03		0,28	-0,05	-0,33	-0,50		
180,0	-0,26						0,04		0,26	-0,05	-0,37	-0,59		
200,0	-0,27						0,07		0,18	-0,06	-0,44	-0,67		
220,0	-0,29						0,10		0,18	-0,04	-0,49	-0,77		
240,0	-0,30						0,14		0,17	-0,04	-0,62	-0,87		
260,0	-0,31						0,18		0,20	0,08	-0,66	-0,96	1 ^a	
280,0	-0,33						0,24		0,62	-0,05	-0,79	-1,09	2 ^a	
300,0	-0,28						0,29		-0,10	0,05	-0,86	-1,13		
350,0	-0,29						0,44		-0,13	0,03	-1,16	-1,46	3 ^a	
360,0	-0,29						0,52		0,06	0,01	-1,36	-1,63		
370,0	-0,29						0,59		0,14	0,08	-1,46	-1,75	4 ^a	
380,0	-0,12						0,71		0,24	0,81	-1,70	-1,86		P _{ret,rel}
390,0	-0,14						0,79		0,24	0,21	-1,75	-2,00		
400,0	-0,13						0,81		-0,12	0,14	-1,80	-2,09		

410,0	-0,11						0,88		-0,13	0,11	-1,79	-2,20		
420,0	-0,09						0,99		-0,14	0,11	-1,83	-2,32		
430,0	-0,04						1,16		-0,14	0,14	-2,12	-2,50		
440,0	0,02						1,38		-0,14	0,49	-2,51	-2,72		

$P_u = 453,2 \text{ kN}$

Os extensômetros E2, E3, E4, E5, E6 e E8 não funcionaram corretamente ou foram danificados

Tabela F. 4 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PAF-150-26

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0								0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
25,0								0,44	0,08	-0,05	-0,29	-0,08		
50,0								0,41	-0,09	-0,13	-0,35	-0,17		
75,0								0,40	0,09	-0,21	-0,40	-0,24		
100,0								0,44	-0,18	-0,30	-0,48	-0,25		
125,0								0,44	-0,12	-0,39	-0,55	-0,33		
150,0								0,45	-0,03	-0,47	-0,74	-0,38		
175,0								0,46	-0,13	-0,57	-0,76	-0,47		
200,0								0,53	-0,33	-0,67	-0,99	-0,56		
225,0								0,57	-0,35	-0,78	-1,13	-0,66		
250,0								0,64	-0,33	-0,89	-1,15	-0,77	1 ^a	
275,0								0,69	-0,40	-1,03	-1,39	-1,02	2 ^a	
300,0								0,78	-0,04	-1,12	-1,35	-1,12		
320,0								0,81	0,15	-1,24	-1,50	-1,24	3 ^a	
340,0								0,79	-0,28	-1,36	-1,89	-1,35		
360,0								0,87	-0,13	-1,46	-2,05	-1,47	4 ^a	

380,0								1,66	-0,22	-1,61	-2,26	-1,58		
400,0								1,80	-0,22	-1,74	-2,39	-1,75		
410,0								2,13	-0,17	-1,94	-2,76	-2,05		P _{ret,rel}
420,0								1,72	-0,39	-2,18	-3,00	-2,34		
430,0								1,90	-0,39	-2,28	-3,09	-2,48		
440,0								2,25	-0,39	-2,49	-3,38	-2,78		

P_u = 442,5 kN

Os extensômetros E1, E2, E3, E4, E5, E6 e E7 não funcionaram corretamente ou foram danificados

Tabela F. 5 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-18

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E ₄	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
20,0	-0,03	0,00	-0,03		-0,03	-0,02	0,01	-0,03	-0,05	-2,69	0,07	0,02		
40,0	-0,08	-0,02	-0,08		-0,02	-0,02	0,03	-0,02	-0,15	-4,78	0,06	-0,03		
60,0	-0,14	-0,04	-0,14		-0,03	-0,02	0,08	-0,03	-0,27	-4,29	-0,05	-0,11		
80,0	-0,21	-0,03	-0,19		-0,01	-0,03	0,21	-0,01	-0,42	-5,21	-0,10	-0,26		
100,0	-0,19	-0,03	-0,24		0,00	-0,02	0,27	0,00	-0,55	-5,59	-0,25	-0,36		
120,0	-0,32	0,05	-0,12		0,09	0,00	0,34	0,09	-0,68	-5,90	-0,23	-0,44		
140,0	-0,39	0,04	-0,22		0,11	0,02	0,40	0,11	-0,80	-6,00	-0,32	-0,42		
160,0	-0,47	0,03	-0,28		0,15	0,04	0,47	0,15	-0,93	-6,11	-0,37	-0,54	1 ^a	
180,0	-0,57	0,03	-0,34		0,18	0,06	0,55	0,18	-1,08	-6,28	-0,46	-0,79		
200,0	-0,62	0,03	-0,38		0,21	0,08	0,62	0,21	-1,21	-6,41	-0,67	-0,94	2 ^a	
220,0	-0,69	0,03	-0,38		0,31	0,10	0,74	0,31	-1,37	-5,85	-0,77	-0,99		
240,0	-0,75	0,04	-0,41		0,37	0,15	0,82	0,37	-1,50	-6,16	-0,85	-1,10	3 ^a	

260,0	-0,83	0,05	-0,45		0,47	0,19	0,95	0,47	-1,68	-6,01	-0,98	-1,22		
280,0	-0,87	0,05	-0,47		0,56	0,25	1,06	0,56	-1,83	-6,17	-1,10	-1,31	4 ^a	
300,0	-0,96	0,06	-0,49		0,69	0,36	1,24	0,69	-2,05	-6,44	-1,27	-1,53		
320,0	-1,04	0,09	-0,51		0,86	0,47	1,43	0,86	-2,29	-5,72	-1,45	-1,76		
330,0	-1,10	0,14	-0,54		1,00	0,60	1,64	1,00	-2,42	-3,61	-1,55	-1,98		Pret,rel
340,0	-1,13	0,14	-0,50		1,20	0,74	1,85	1,20	-2,68	-8,02	-1,90	-2,16		
350,0	-1,15	0,14	-0,51		1,25	0,79	1,92	1,25	-2,77	-8,13	-1,98	-2,23		
360,0	-1,16	0,16	-0,52		1,36	0,88	2,06	1,36	-2,89	-8,28	-2,13	-2,34		
370,0	-1,19	0,18	-0,51		1,49	0,99	2,21	1,49	-3,02	-8,44	-2,27	-2,49		
380,0	-1,21	0,21	-0,51		1,67	1,17	2,43	1,67	-3,20	-8,64	-2,39	-2,67		
390,0	-1,24	0,27	-0,48		2,30	6,62	1,26	2,30	-1,09	-7,10	-0,79	-2,89		

P_u = 390,8 kN

Os extensômetros E1, E2, E3, E4, E5, E6 e E8 não funcionaram corretamente ou foram danificados

Tabela F. 6 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-18-Ch

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0	0,00		Ext.3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
20,0	-0,02		0,00	-0,02	0,02	-0,01	0,01	-0,08	-0,03	-0,04	-0,03	-0,06		
40,0	-0,04		-0,02	-0,05	0,05	-0,01	0,00	-0,13	-0,10	-0,12	-0,10	-0,14		
60,0	-0,05		-0,06	-0,09	0,12	-0,02	0,01	-0,15	-0,17	-0,20	-0,19	-0,18		
80,0	-0,10		-0,10	-0,13	0,30	-0,02	0,02	-0,15	-0,25	-0,27	-0,29	-0,29		
100,0	-0,20		-0,14	-0,16	0,38	-0,03	0,02	-0,23	-0,31	-0,33	-0,37	-0,31		
120,0	-0,27		-0,18	-0,20	0,54	-0,03	0,03	-0,26	-0,39	-0,41	-0,45	-0,38		
140,0	-0,30		-0,23	-0,23	0,60	-0,03	0,03	-0,27	-0,45	-0,48	-0,52	-0,45		
160,0	-0,35		-0,27	-0,26	0,69	-0,03	0,04	-0,26	-0,53	-0,55	-0,60	-0,55		

180,0	-0,38		-0,30	-0,29	0,79	-0,03	0,05	-0,26	-0,60	-0,63	-0,68	-0,60		
200,0	-0,43		-0,34	-0,32	0,88	-0,02	0,08	-0,38	-0,69	-0,70	-0,78	-0,71	1 ^a	
220,0	-0,49		-0,37	-0,35	1,01	-0,01	0,10	-0,37	-0,76	-0,78	-0,87	-0,76		
240,0	-0,48		-0,41	-0,37	1,12	0,00	0,13	-0,36	-0,87	-0,88	-0,96	-0,86		
260,0	-0,58		-0,44	-0,39	1,29	0,03	0,17	-0,32	-0,97	-0,99	-1,07	-0,97		
280,0	-0,56		-0,48	-0,41	1,42	0,07	0,22	-0,29	-1,08	-1,10	-1,19	-1,05	2 ^a	
300,0	-0,55		-0,51	-0,43	1,64	0,11	0,27	-0,25	-1,20	-1,21	-1,30	-1,17		
320,0	-0,54		-0,54	-0,44	1,87	0,15	0,34	-0,21	-1,32	-1,30	-1,41	-1,25	3 ^a	
340,0	-0,58		-0,56	-0,44	2,11	0,24	0,45	-0,11	-1,49	-1,47	-1,59	-1,33		
360,0	-0,60		-0,59	-0,45	2,40	0,32	0,55	-0,06	-1,63	-1,60	-1,72	-1,45	4 ^a	
380,0	-0,69		-0,62	-0,44	2,64	0,43	0,66	0,06	-1,82	-1,76	-1,90	-1,58		
400,0	-0,70		-0,64	-0,42	2,83	0,57	0,85	0,20	-2,04	-1,97	-2,13	-1,75		
420,0	-0,60		-0,66	-0,34	3,08	0,82	1,15	0,47	-2,34	-2,28	-2,47	-1,99		P _{ret,rel}

P_u = 427,2 kN

O extensômetro E2 não funcionou corretamente ou foram danificados

Tabela F. 7 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-26

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0	0,00		0,00		0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00		
20,0	-0,02		-0,01		0,00	0,00	0,00		-0,03	-0,11	0,00	-0,03		
40,0	-0,06		-0,04		0,00	-0,01	0,00		-0,12	-0,16	-0,05	-0,08		
60,0	-0,09		-0,07		0,02	0,00	0,01		-0,20	-0,25	-0,10	-0,13		
80,0	-0,12		-0,10		0,02	0,00	0,01		-0,28	-1,10	-0,17	-0,19		
100,0	-0,15		-0,14		0,02	0,00	-0,01		-0,36	-1,35	-0,23	-0,24		
120,0	-0,19		-0,17		0,03	0,00	-0,01		-0,44	-1,46	-0,31	-0,30		

140,0	-0,22		-0,21		0,04	0,00	-0,01		-0,51	-1,54	-0,38	-0,36		
160,0	-0,24		-0,24		0,05	0,01	-0,01		-0,60	-1,61	-0,46	-0,42		
180,0	-0,28		-0,26		0,07	0,02	0,00		-0,69	-1,64	-0,53	-0,48	1 ^a	
200,0	-0,32		-0,30		0,10	0,03	0,00		-0,76	-1,71	-0,62	-0,54		
220,0	-0,35		-0,32		0,12	0,05	0,00		-0,86	-1,79	-0,70	-0,61		
240,0	-0,38		-0,36		0,15	0,06	0,03		-0,96	-1,89	-0,79	-0,69	2 ^a	
260,0	-0,41		-0,39		0,19	0,09	0,05		-1,04	-1,98	-0,88	-0,75		
280,0	-0,45		-0,42		0,22	0,11	0,06		-1,15	-2,07	-0,95	-0,81	3 ^a	
300,0	-0,48		-0,45		0,30	0,16	0,11		-1,30	-1,70	-1,10	-0,91		
320,0	-0,52		-0,48		0,35	0,19	0,15		-1,40	-1,82	-1,18	-0,99		
340,0	-0,54		-0,51		0,41	0,24	0,17		-1,52	-2,08	-1,28	-1,08		
360,0	-0,58		-0,55		0,46	0,28	0,21		-1,62	-2,20	-1,37	-1,18	4 ^a	
380,0	-0,61		-0,59		0,54	0,34	0,27		-1,79	-2,36	-1,55	-1,32		
400,0	-0,64		-0,62		0,62	0,40	0,33		-1,93	-2,48	-1,66	-1,43	5 ^a	
420,0	-0,68		-0,66		0,72	0,48	0,40		-2,11	-2,65	-1,82	-1,58		P _{ret,rel}
430,0	-0,70		-0,68		0,81	0,56	0,48		-2,25	-2,78	-1,91	-1,70		
440,0	-0,72		-0,71		0,94	0,65	0,53		-2,45	-2,89	-2,10	-1,85		
450,0	-0,73		-0,73		1,00	0,71	0,57		-2,53	-2,96	-2,12	-1,91		
460,0	-0,74		-0,74		1,05	0,75	0,60		-2,60	-3,02	-2,17	-1,98		
470,0	-0,75		-0,75		1,12	0,80	0,65		-2,68	-3,10	-2,23	-2,05		
480,0	-0,76		-0,76		1,21	0,89	0,71		-2,79	-3,23	-2,33	-2,15		
490,0	-0,76		-0,77		1,33	0,99	0,81		-2,93	-3,39	-2,50	-2,29		
500,0	-0,77		-0,79		1,52	1,41	0,97		-3,15	-3,59	-2,69	-2,48		
510,0	-0,76		-0,79		2,50	2,02	1,86		-3,53	-3,88	-2,95	-2,77		

P_u = 517,1 kN

Os extensômetros E2, E4 E e8 não funcionaram corretamente ou foram danificados

Tabela F. 8 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-34

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal (mm/m)								Deformação no concreto (Face C) (mm/m)				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0	0,00	0,00	0,00		0,00		0,00	0,00	0,00		0,00	0,00		
20,0	-0,03	-0,03	-0,01		0,01		-0,01	-0,01	-0,15		0,00	0,08		
40,0	-0,09	-0,09	-0,03		0,03		-0,01	-0,03	-0,14		-0,14	-0,15		
60,0	-0,14	-0,14	-0,05		0,05		0,03	-0,05	-0,24		-0,15	-0,16		
80,0	-0,20	-0,21	-0,07		0,07		0,04	-0,07	-0,36		-0,21	-0,27		
100,0	-0,25	-0,25	-0,10		0,09		0,04	-0,08	-0,47		-0,26	-0,24		
120,0	-0,30	-0,30	-0,12		0,13		0,06	-0,09	-0,56		-0,34	-0,32		
140,0	-0,35	-0,34	-0,13		0,20		0,11	-0,09	-0,54		-0,48	-0,44		
160,0	-0,40	-0,39	-0,15		0,25		0,13	-0,09	-0,69		-0,49	-0,48		
180,0	-0,45	-0,44	-0,17		0,28		0,15	-0,10	-0,78		-0,45	-0,51	1 ^a	
200,0	-0,52	-0,50	-0,18		0,33		0,17	-0,10	-0,80		-0,55	-0,68		
220,0	-0,56	-0,54	-0,20		0,36		0,17	-0,10	-0,91		-0,61	-0,69		
240,0	-0,61	-0,58	-0,22		0,40		0,18	-0,09	-1,05		-0,74	-0,77		
260,0	-0,67	-0,63	-0,24		0,45		0,20	-0,09	-1,15		-0,85	-0,82	2 ^a	
280,0	-0,72	-0,68	-0,25		0,50		0,25	-0,07	-1,26		-0,98	-0,86		
300,0	-0,77	-0,71	-0,27		0,54		0,25	-0,06	-1,34		-1,07	-0,93		
320,0	-0,82	-0,76	-0,29		0,60		0,27	-0,05	-1,58		-1,15	-1,01		
340,0	-0,88	-0,82	-0,30		0,67		0,35	-0,03	-1,60		-1,20	-1,08		
360,0	-0,93	-0,86	-0,33		0,72		0,38	-0,01	-1,76		-1,31	-1,14	3 ^a	
380,0	-1,00	-0,91	-0,34		0,81		0,43	0,03	-1,84		-1,46	-1,25		
400,0	-1,05	-0,96	-0,36		0,88		0,47	0,06	-2,08		-1,57	-1,32		
420,0	-1,18	-1,00	-0,39		0,98		0,54	0,11	-2,1		-1,65	-1,44		P _{ret,rel}
440,0	-1,25	-1,03	-0,44		1,09		0,62	0,17	-2,34		-1,73	-1,56	4 ^a	
450,0	-1,30	-1,08	-0,48		1,18		0,70	0,21	-2,48		-1,83	-1,75		
460,0	-1,34	-1,13	-0,54		1,24		0,76	0,28	-2,54		-1,94	-1,79		
470,0	-1,41	-1,17	-0,59		1,28		0,86	0,35	-2,55		-2,06	-1,82		

480,0	-1,45	-1,18	-0,63		1,36		0,94	0,41	-2,66		-2,14	-1,89		
490,0	-1,49	-1,20	-0,67		1,42		1,04	0,46	-2,71		-2,25	-1,97		
500,0	-1,51	-1,20	-0,68		1,51		1,12	0,52	-2,89		-2,30	-2,05		
510,0	-1,58	-1,21	-0,71		1,62		1,18	0,60	-2,98		-2,44	-2,18		
520,0	-1,65	-1,23	-0,75		1,80		1,38	0,74	-3,25		-2,68	-2,36		

P_u = 528,3 kN

Os extensômetros E4, E6 e C2 não funcionaram corretamente.

Tabela F. 9 - Deformações na Armadura longitudinal e no Concreto – pilar PPBA-150-34-SP

Carga (kN)	Deformação na armadura longitudinal								Deformação no concreto				Fissura	Obs.
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4		
10,0					0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00		
20,0					0,01	-0,01	0,03		-0,04	-0,04	-0,01	-0,01		
40,0					0,04	-0,03	0,06		-0,13	-0,13	-0,07	-0,05		
60,0					0,06	-0,05	0,09		-0,21	-0,21	-0,12	-0,07		
80,0					0,07	-0,07	0,12		-0,31	-0,29	-0,16	-0,11		
100,0					0,09	-0,08	0,14		-0,40	-0,38	-0,21	-0,15		
120,0					0,10	-0,09	0,16		-0,49	-0,45	-0,27	-0,18		
140,0					0,13	-0,10	0,21		-0,58	-0,54	-0,32	-0,22		
160,0					0,16	-0,10	0,25		-0,66	-0,60	-0,40	-0,27		
180,0					0,19	-0,11	0,30		-0,74	-0,69	-0,46	-0,32		
200,0					0,21	-0,10	0,33		-0,82	-0,76	-0,50	-0,36		
220,0					0,25	-0,10	0,38		-0,90	-0,85	-0,58	-0,41		
240,0					0,28	-0,10	0,43		-0,99	-0,94	-0,64	-0,46		
260,0					0,30	-0,09	0,47		-1,08	-1,02	-0,72	-0,53		
280,0					0,33	-0,09	0,50		-1,17	-1,11	-0,81	-0,59		
300,0					0,36	-0,08	0,54		-1,26	-1,21	-0,89	-0,65		

320,0					0,38	-0,08	0,57		-1,35	-1,30	-0,97	-0,72	1 ^a	
340,0					0,43	-0,05	0,65		-1,47	-1,41	-1,06	-0,79		
360,0					0,45	-0,05	0,68		-1,55	-1,51	-1,12	-0,86	2 ^a	
380,0					0,50	-0,03	0,74		-1,66	-1,63	-1,23	-0,94		
400,0					0,54	0,00	0,80		-1,79	-1,75	-1,34	-1,03		
420,0					0,61	0,03	0,89		-1,93	-1,89	-1,46	-1,14	3 ^a	
440,0					0,68	0,07	0,99		-2,10	-2,06	-1,60	-1,25	4 ^a	
460,0					0,77	0,13	1,12		-2,30	-2,27	-1,76	-1,38		P _{ret,rel}
470,0					0,92	0,28	1,37		-2,58	-2,53	-1,99	-1,54		
480,0					0,97	0,31	1,42		-2,66	-2,61	-2,07	-1,59		
490,0					1,01	0,34	1,49		-2,75	-2,70	-2,15	-1,65		
500,0					1,08	0,39	1,58		-2,87	-2,81	-2,26	-1,73		
510,0					1,17	0,46	1,71		-3,05	-2,99	-2,39	-1,84		
520,0					1,30	0,57	1,90		-3,30	-3,23	-2,57	-1,97		
530,0					1,63	0,81	7,17		-1,05		9,90E	9,90E		

P_u = 531,0 kN

Os extensômetros E1, E2, E3, E4 e E8 não funcionaram corretamente ou foram danificados

ANEXO G

G.1 DESLOCAMENTO RELATIVO VERTICAL

Tabela G. 1 - Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-18

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	-0,001	0,000	0,000	0,001
40,0	-0,001	-0,001	0,000	0,000
60,0	-0,001	-0,001	-0,001	0,001
80,0	-0,002	0,000	0,000	0,002
100,0	-0,002	-0,001	-0,001	0,001
120,0	-0,001	-0,001	-0,002	0,001
140,0	-0,003	-0,001	-0,002	0,000
160,0	-0,003	-0,001	-0,001	0,000
180,0	-0,004	-0,001	-0,002	0,001
200,0	-0,004	-0,001	-0,003	0,000
220,0	-0,004	0,000	-0,004	-0,002
240,0	-0,005	0,000	-0,003	-0,004
260,0	-0,006	0,001	-0,003	-0,003
280,0	-0,008	0,001	-0,002	-0,002
300,0	-0,008	0,001	-0,003	-0,002
350,0	-0,007	0,003	-0,003	-0,005
360,0	-0,006	0,005	-0,001	-0,006
370,0	-0,006	0,005	-0,002	-0,007
380,0	-0,008	0,005	-0,001	-0,007
390,0	-0,010	0,005	0,000	-0,008
400,0	-0,009	0,004	0,001	-0,011
410,0	-0,011	0,003	-0,001	-0,012
420,0	-0,010	0,004	0,000	-0,011
430,0	-0,011	0,004	-0,002	-0,013
440,0	-0,010	0,005	-0,002	-0,014
450,0	-40,214	-43,741	-0,126	-24,846
P_u = 453,2 kN				

Tabela G. 2 - Deslocamento relativo vertical – pilar PAF-150-26

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
25,0	0,000	-0,001	0,001	0,000
50,0	0,001	-0,001	0,000	0,000
75,0	0,001	-0,001	0,000	0,000
100,0	0,001	-0,001	0,000	0,000
125,0	0,001	-0,001	-0,001	0,000
150,0	0,002	-0,001	-0,001	0,000
175,0	0,001	0,000	0,000	0,000
200,0	0,001	-0,002	-0,001	0,000

225,0	0,002	-0,002	-0,002	0,000
250,0	0,002	-0,002	-0,001	0,000
275,0	-0,002	-0,005	-0,005	0,000
300,0	-0,003	-0,006	-0,005	0,000
320,0	-0,003	-0,006	-0,005	0,000
340,0	-0,002	-0,007	-0,006	0,000
360,0	-0,002	-0,006	-0,006	0,000
380,0	-0,002	-0,007	-0,006	0,000
400,0	-0,003	-0,009	-0,006	0,000
410,0	-0,006	-0,011	0,000	-0,010
420,0	-0,001	-0,012	0,004	0,000
430,0	-0,002	-0,013	0,006	0,000
440,0	-0,004	-0,012	0,008	0,000
$P_u = 442,5$ kN				

Tabela G. 3 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	-0,003	-0,001	0,000	0,001
40,0	-0,003	-0,001	0,000	0,000
60,0	-0,003	-0,002	-0,001	-0,001
80,0	-0,004	-0,003	-0,002	-0,001
100,0	-0,006	-0,004	-0,003	-0,003
120,0	-0,004	-0,004	-0,003	-0,004
140,0	-0,006	-0,004	-0,003	-0,004
160,0	-0,004	-0,004	-0,003	-0,005
180,0	-0,007	-0,005	-0,003	-0,005
200,0	-0,008	-0,006	-0,004	-0,006
220,0	-0,008	-0,006	-0,004	-0,006
240,0	-0,009	-0,007	-0,005	-0,005
260,0	-0,008	-0,008	-0,008	-0,010
280,0	-0,010	-0,007	-0,007	-0,010
300,0	-0,014	-0,011	-0,009	-0,011
320,0	-0,012	-0,011	-0,010	-0,014
330,0	-0,015	-0,011	-0,011	-0,014
340,0	-0,011	-0,014	-0,014	-0,015
350,0	-0,011	-0,015	-0,015	-0,015
360,0	-0,012	-0,015	-0,015	-0,015
370,0	-0,015	-0,016	-0,014	-0,014
380,0	-0,015	-0,017	-0,015	-0,013
390,0	0,021	-51,023	-50,116	0,054
$P_u = 390,8$ kN				

Tabela G. 4 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-18-Ch

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	-0,001	-0,001	0,000	-0,001
40,0	-0,003	-0,001	-0,001	-0,001
60,0	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001
80,0	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001
100,0	-0,004	0,001	-0,001	-0,002
120,0	-0,004	0,000	-0,001	-0,002
140,0	-0,004	0,000	-0,001	-0,002
160,0	-0,003	0,000	-0,002	-0,003
180,0	-0,004	-0,003	-0,002	-0,003
200,0	-0,007	-0,008	-0,002	-0,003
220,0	-0,008	-0,010	-0,003	-0,006
240,0	-0,009	-0,011	-0,003	-0,007
260,0	-0,007	-0,010	-0,001	-0,008
280,0	-0,009	-0,011	0,000	-0,006
300,0	-0,007	-0,011	-0,001	-0,008
320,0	-0,008	-0,012	-0,003	-0,008
340,0	-0,006	-0,014	-0,007	-0,009
360,0	-0,008	-0,014	-0,006	-0,010
380,0	-0,009	-0,017	-0,007	-0,013
400,0	-0,006	-0,018	-0,001	-0,036
420,0	0,001	-0,017	0,001	-0,042
$P_u = 427,2 \text{ kN}$				

Tabela G. 5 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-26

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	-0,004	-0,002	-0,001	-0,001
40,0	-0,003	-0,001	-0,001	-0,002
60,0	-0,003	-0,001	-0,001	-0,001
80,0	-0,005	-0,002	-0,001	-0,002
100,0	-0,007	-0,003	-0,002	-0,001
120,0	-0,007	-0,004	-0,003	-0,001
140,0	-0,007	-0,005	-0,004	0,000
160,0	-0,006	-0,004	-0,004	-0,001
180,0	-0,006	-0,003	-0,003	-0,001
200,0	-0,008	-0,005	-0,005	-0,002
220,0	-0,009	-0,005	-0,004	-0,001
240,0	-0,007	-0,004	-0,005	-0,004
260,0	-0,010	-0,006	-0,007	-0,007
280,0	-0,011	-0,007	-0,007	-0,005
300,0	-0,011	-0,008	-0,009	-0,014
320,0	-0,010	-0,009	-0,011	-0,018
340,0	-0,012	-0,010	-0,012	-0,019
360,0	-0,011	-0,012	-0,014	-0,021
380,0	-0,014	-0,013	-0,016	-0,029
400,0	-0,015	-0,013	-0,017	-0,031
420,0	-0,016	-0,013	-0,017	-0,033
430,0	-0,014	-0,013	-0,018	-0,037
440,0	0,003	-0,016	-0,018	-0,057
450,0	0,002	-0,017	-0,019	-0,058
460,0	-0,001	-0,018	-0,019	-0,057
470,0	0,000	-0,019	-0,020	-0,060
480,0	-0,003	-0,019	-0,020	-0,059
490,0	-0,003	-0,021	-0,021	-0,060
500,0	-0,002	-0,026	-0,021	-0,062
510,0	-0,004	-0,029	-0,021	-0,063
$P_u = 517,1 \text{ kN}$				

Tabela G. 6 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,000	0,001	0,000	0,000
40,0	-0,002	-0,001	0,000	0,001
60,0	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001
80,0	-0,001	0,000	-0,001	-0,002
100,0	-0,002	0,000	-0,001	-0,002
120,0	-0,004	-0,002	-0,001	-0,001
140,0	-0,005	-0,003	-0,002	-0,003
160,0	-0,006	-0,005	-0,003	-0,004
180,0	-0,005	-0,004	-0,004	-0,006
200,0	-0,006	-0,004	-0,004	-0,007
220,0	-0,007	-0,005	-0,004	-0,006
240,0	-0,007	-0,004	-0,004	-0,007
260,0	-0,008	-0,005	-0,004	-0,006
280,0	-0,009	-0,007	-0,005	-0,006
300,0	-0,009	-0,007	-0,006	-0,008
320,0	-0,008	-0,006	-0,006	-0,008
340,0	-0,011	-0,008	-0,006	-0,008
360,0	-0,012	-0,009	-0,006	-0,008
380,0	-0,013	-0,010	-0,007	-0,010
400,0	-0,011	-0,009	-0,007	-0,012
420,0	-0,011	-0,009	-0,008	-0,013
440,0	-0,012	-0,009	-0,008	-0,015
450,0	-0,018	-0,018	0,007	-0,030
460,0	-0,018	-0,018	0,006	-0,032
470,0	-0,018	-0,019	0,006	-0,032
480,0	-0,016	-0,018	0,005	-0,034
490,0	-0,018	-0,018	0,006	-0,033
500,0	-0,019	-0,019	0,006	-0,032
510,0	-0,020	-0,020	0,005	-0,032
520,0	-0,019	-0,019	0,004	-0,034
$P_u = 528,3$ kN				

Tabela G. 7 - Deslocamento relativo vertical – pilar PPBA-150-34-SP

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,002	0,000	-0,001	-0,001
40,0	-0,002	-0,001	-0,003	-0,002
60,0	-0,001	-0,001	-0,002	-0,002
80,0	-0,003	-0,002	-0,003	-0,003
100,0	-0,004	-0,003	-0,003	-0,002
120,0	-0,004	-0,003	-0,004	-0,003
140,0	-0,003	-0,003	-0,004	-0,003
160,0	-0,003	-0,003	-0,005	-0,003
180,0	-0,005	-0,003	-0,005	-0,004
200,0	-0,001	-0,002	-0,005	-0,005
220,0	-0,002	-0,003	-0,005	-0,005
240,0	-0,006	-0,004	-0,007	-0,005
260,0	-0,004	-0,005	-0,008	-0,008
280,0	-0,009	-0,005	-0,008	-0,007
300,0	-0,010	-0,005	-0,008	-0,007
320,0	-0,010	-0,006	-0,010	-0,008
340,0	-0,008	-0,006	-0,010	-0,009
360,0	-0,012	-0,007	-0,010	-0,009
380,0	-0,012	-0,007	-0,011	-0,009
400,0	-0,012	-0,008	-0,012	-0,011
420,0	-0,014	-0,008	-0,013	-0,010
440,0	-0,011	-0,007	-0,015	-0,013
460,0	-0,014	-0,008	-0,016	-0,013
470,0	-0,018	-0,008	-0,016	-0,012
480,0	-0,015	-0,007	-0,017	-0,014
490,0	-0,015	-0,007	-0,017	-0,014
500,0	-0,015	-0,006	-0,016	-0,014
510,0	-0,015	-0,008	-0,017	-0,014
520,0	-0,012	-0,008	-0,017	-0,016
530,0	-65,182	-53,585	0,121	-0,095
P_u = 531,0 kN				

ANEXO H

H.1 DESLOCAMENTO RELATIVO HORIZONTAL

Tabela H. 1 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18

Carga (kN)	LH-1	LH-2	LH-3	LH-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,001	-0,001	-0,001	0,001
40,0	-0,003	0,005	-0,002	-0,001
60,0	-0,007	0,004	-0,002	-0,001
80,0	-0,008	0,002	-0,005	0,001
100,0	-0,010	0,000	-0,009	-0,003
120,0	-0,013	0,000	-0,013	-0,005
140,0	-0,013	-0,004	-0,017	-0,008
160,0	-0,015	-0,004	-0,016	-0,007
180,0	-0,018	-0,013	-0,020	-0,014
200,0	-0,019	-0,014	-0,021	-0,018
220,0	-0,022	-0,019	-0,024	-0,019
240,0	-0,022	-0,019	-0,025	-0,017
260,0	-0,019	-0,023	-0,025	-0,011
280,0	-0,019	-0,023	-0,025	-0,008
300,0	-0,028	-0,025	-0,026	-0,008
320,0	-0,034	-0,026	-0,024	0,010
330,0	-0,040	-0,028	-0,025	0,015
340,0	-0,048	-0,015	-0,015	0,018
350,0	-0,049	-0,012	-0,015	0,016
360,0	-0,053	-0,009	-0,017	0,031
370,0	-0,062	0,005	-0,017	0,036
380,0	-0,073	0,014	-0,019	0,043
390,0	-0,096	-77,495	-69,091	0,077
$P_u = 390,8 \text{ kN}$				

Tabela H. 2 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-18-Ch

Carga (kN)	LV-1	LV-2	LV-3	LV-4*
10,0	0,000	0,000	0,000	
20,0	-0,001	-0,002	0,002	
40,0	0,000	-0,003	0,000	
60,0	0,001	-0,003	0,002	
80,0	0,001	-0,004	-0,001	
100,0	-0,001	-0,007	-0,002	
120,0	-0,001	-0,007	-0,005	
140,0	-0,001	-0,009	-0,007	
160,0	-0,003	-0,010	-0,005	
180,0	-0,001	-0,011	-0,006	
200,0	-0,002	-0,014	-0,012	
220,0	-0,004	-0,019	-0,016	

240,0	-0,006	-0,022	-0,017
260,0	-0,006	-0,024	-0,013
280,0	-0,008	-0,024	-0,020
300,0	-0,008	-0,024	-0,021
320,0	-0,010	-0,022	-0,024
340,0	-0,012	-0,023	-0,028
360,0	-0,012	-0,017	-0,029
380,0	-0,013	-0,012	-0,031
400,0	-0,017	-0,012	-0,033
420,0	-0,038	-0,012	-0,037

$P_u = 427,2 \text{ kN}$

* O LH-4 não funcionou corretamente

Tabela H. 3 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-26

Carga (kN)	LH-1	LH-2	LH-3	LH-4**
10,0	0,000	0,000	0,000	
20,0	-0,001	-0,002	-0,003	
40,0	-0,002	-0,002	-0,002	
60,0	-0,003	-0,004	-0,001	
80,0	-0,003	-0,005	-0,003	
100,0	-0,002	-0,005	-0,004	
120,0	-0,002	-0,005	-0,004	
140,0	0,000	-0,006	-0,004	
160,0	0,002	-0,007	-0,006	
180,0	0,002	-0,008	-0,008	
200,0	0,000	-0,011	-0,011	
220,0	0,002	-0,011	-0,013	
240,0	-0,001	-0,013	-0,012	
260,0	-0,004	-0,016	-0,016	
280,0	-0,003	-0,016	-0,018	
300,0	-0,008	-0,018	-0,018	
320,0	-0,005	-0,020	-0,019	
340,0	-0,005	-0,019	-0,016	
360,0	-0,006	-0,020	-0,017	
380,0	-0,012	-0,023	-0,020	
400,0	-0,012	-0,024	-0,023	
420,0	-0,012	-0,026	-0,027	
430,0	-0,015	-0,028	-0,030	
440,0	-0,016	-0,006	-0,032	
450,0	-0,018	-0,009	-0,032	
460,0	-0,017	-0,009	-0,033	
470,0	-0,018	-0,010	-0,034	
480,0	-0,017	-0,010	-0,036	

490,0	-0,017	-0,010	-0,032
500,0	-0,019	-0,011	-0,029
510,0	*	*	*

$P_u = 517,1 \text{ kN}$

* Os LVDT's LH-1, LH-2 e LH-3 não obtiveram leitura para carga de 510 kN.

** O LH-4 não funcionou corretamente

Tabela H. 4 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34

Carga (kN)	LH-1	LH-2	LH-3	LH-4
10,0	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,001	0,000	0,000	0,000
40,0	0,002	-0,002	0,000	-0,002
60,0	0,002	-0,001	0,001	0,003
80,0	0,003	-0,004	0,002	0,001
100,0	0,003	-0,002	0,004	0,000
120,0	0,003	-0,003	0,005	-0,005
140,0	0,002	-0,005	0,004	-0,005
160,0	0,003	-0,006	0,008	-0,008
180,0	0,003	-0,005	0,007	-0,007
200,0	0,000	-0,013	0,000	-0,011
220,0	0,002	-0,013	0,001	-0,013
240,0	0,001	-0,012	-0,001	-0,013
260,0	0,001	-0,017	-0,005	-0,019
280,0	0,000	-0,021	-0,014	-0,024
300,0	0,000	-0,021	-0,011	-0,026
320,0	-0,002	-0,030	-0,013	-0,026
340,0	-0,004	-0,042	-0,021	-0,032
360,0	-0,005	-0,053	-0,023	-0,033
380,0	-0,006	-0,076	-0,030	-0,039
400,0	-0,005	-0,083	-0,033	-0,038
420,0	-0,006	-0,102	-0,041	-0,040
440,0	-0,008	-0,117	-0,047	-0,041
450,0	-0,014	-0,122	-0,077	-0,052
460,0	-0,012	-0,124	-0,078	-0,051
470,0	-0,011	-0,124	-0,085	-0,055
480,0	-0,015	-0,121	-0,087	-0,054
490,0	-0,014	-0,124	-0,094	-0,055
500,0	-0,012	-0,138	-0,100	-0,053
510,0	-0,015	-0,127	-0,112	-0,052
520,0	-0,024	-0,131	-0,128	-0,053

$P_u = 528,3 \text{ kN}$

Tabela H. 5 - Deslocamento relativo horizontal – pilar PPBA-150-34-SP

Carga (kN)	LH-1	LH-2	LH-3	LH-4*
10,0	0,000	0,000	0,000	
20,0	-0,001	0,003	-0,001	
40,0	-0,001	0,001	-0,003	
60,0	-0,002	-0,001	-0,005	
80,0	-0,003	-0,002	-0,006	
100,0	-0,002	-0,004	-0,009	
120,0	-0,003	-0,006	-0,011	
140,0	-0,004	-0,007	-0,013	
160,0	-0,004	-0,010	-0,016	
180,0	-0,003	-0,013	-0,015	
200,0	-0,004	-0,015	-0,017	
220,0	-0,004	-0,016	-0,018	
240,0	-0,005	-0,019	-0,019	
260,0	-0,005	-0,022	-0,021	
280,0	-0,005	-0,025	-0,023	
300,0	-0,006	-0,028	-0,024	
320,0	-0,006	-0,029	-0,025	
340,0	-0,007	-0,032	-0,030	
360,0	-0,008	-0,035	-0,032	
380,0	-0,006	-0,038	-0,032	
400,0	-0,003	-0,038	-0,029	
420,0	-0,001	-0,039	-0,032	
440,0	0,000	-0,031	-0,033	
460,0	0,004	-0,020	-0,033	
470,0	-0,005	-0,011	-0,038	
480,0	-0,009	-0,007	-0,038	
490,0	-0,012	-0,009	-0,038	
500,0	-0,013	-0,010	-0,038	
510,0	-0,016	-0,010	-0,037	
520,0	-0,020	-0,009	-0,029	
530,0	-0,038	-68,247	-46,832	

$P_u = 531,0$ kN

* O LH4 não funcionou corretamente.

ANEXO I

I.1 COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela I. 1 - Comportamento da seção transversal do pilar original (Po)

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	40	80	100	120
35	0,16	1,44	-	-
85	-0,12	-0,26	-0,33	-0,43
120	-0,27	-1,12	-1,77	-2,86
Posição da L.N. (mm)	63,6	77,4	77,0	78,8

Tabela I. 2 - Comportamento da seção transversal do pilar de referência (Pref)

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,09	0,15	0,23	0,40
85	-0,12	-0,32	-0,43	-0,49
120	-0,34	-0,65	-0,94	-1,17
Posição da L.N. (mm)	56,4	51,0	52,4	57,5

Tabela I. 3 - Comportamento da seção transversal do pilar PAF-150-18

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	-0,01	0,07	0,29	0,81
85	-0,15	-0,27	-0,28	-0,13
120	-0,29	-0,67	-1,13	-2,09
Posição da L.N. (mm)	Seção comprimida	45,3	60,4	78,1

Tabela I. 4 - Comportamento da seção transversal do pilar PAF-150-26

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,44	0,53	0,78	1,80
85	-	-	-	-
120	-0,48	-0,99	-1,35	-2,39
Posição da L.N. (mm)	97,6	76,8	78,9	86,6

Tabela I. 5 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-18

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,38	0,88	1,64	3,08
85	-0,24	-0,62	-0,96	-1,21
120	-0,55	-1,21	-2,05	-3,2
Posição da L.N. (mm)	65,6	69,9	73,5	77,9

Tabela I. 6 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-18-Ch

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,02	0,08	0,27	0,88
85	-0,20	-0,43	-0,55	-0,70
120	-0,37	-0,78	-1,30	-2,04
Posição da L.N. (mm)	39,5	42,8	51,5	62,8

Tabela I. 7 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-26

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,04	0,12	0,30	0,65
85	-0,15	-0,32	-0,48	-0,64
120	-0,42	-0,94	-1,70	-2,48
Posição da L.N. (mm)	45,5	48,6	54,2	60,2

Tabela I. 8 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-34

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,09	0,33	0,54	0,88
85	-0,25	-0,52	-0,77	-1,05
120	-0,40	-0,80	-1,30	-2,00
Posição da L.N. (mm)	48,2	54,9	55,6	57,8

Tabela I. 9 - Comportamento da seção transversal do pilar PPBA-150-34-SP

Altura da seção crítica (mm)	Carga P (kN)			
	100	200	300	400
35	0,09	0,21	0,36	1,09
85	-	-	-	-
120	-0,40	-0,82	-1,26	-1,79
Posição da L.N. (mm)	50,6	52,3	53,9	67,2