

**ESTUDO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA RETA**

ALEXON BRAGA DANTAS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA RETA

ALEXON BRAGA DANTAS

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. de A. MELO

CO-ORIENTADOR: YOSIAKI NAGATO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM - 006 A/06

BRASÍLIA/DF: MAIO – 2006

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À
FLEXÃO COMPOSTA RETA

ALEXON BRAGA DANTAS

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Yosiaki Nagato, D.Sc. (ENC-UnB)
(Co-Orientador)

Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (ENC-UnB)
(Examinador Interno)

Prof^a Kristiane Mattar Accetti Holanda, D.Sc. (CNPq)
(Examinadora Externa)

BRASÍLIA/DF, 09 DE MAIO DE 2006

FICHA CATALOGRÁFICA

DANTAS, ALEXON BRAGA	
Estudo de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Reta.	
[Distrito Federal] 2006.	
xxiii, 180p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2006).	
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1.Pilar	2.Concreto armado
3.Flexão composta reta	4.Análise via CACODI
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DANTAS, A. B. (2006). Estudo de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Reta. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-006 A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Alexon Braga Dantas.

TÍTULO: Estudo de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Reta.

GRAU: Mestre

ANO: 2006

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Alexon Braga Dantas
Rua Joaquim Pinheiro nº 334, Centro
48.760-000 Araci – BA – Brasil
E-mail: ab_dantas@yahoo.com.br

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo Dom da vida, por ser o Senhor de minha vida e, por estar presente em todos os meus caminhos.

Aos meus pais: José Reinaldo Dantas e Isabel Braga Dantas pelo amor, carinho, pela educação e por tudo que eles me propiciaram durante todos esses anos; amo muito vocês.

Aos meus irmãos: Robson Braga Dantas e Thiago Braga Dantas pelo amor, carinho, companheirismo, incentivos demonstrados ao longo de todos esses anos; vocês fazem parte de mim, estão em meu coração.

Aos meus familiares e, em especial ao meu avô Ramiro Dantas que sempre demonstrou carinho, amor e incentivo à busca de um horizonte cada vez melhor.

Ao professor Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo pela grandiosa oportunidade a mim conferida de trabalhar como seu orientando. Muito obrigado.

Ao professor Yosiaki Nagato pela co-orientação e pela ajuda imensurável para a consecução desse trabalho. Muito obrigado.

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília pelos ensinamentos transmitidos.

Ao professor José Humberto Matias de Paula pelo projeto do pórtico metálico usado nos ensaios.

Aos professores da banca examinadora: Kristiane Mattar Accetti Holanda e Luciano Mendes Bezerra, por terem aceitado, gentilmente, o convite para avaliar o presente trabalho.

Ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro.

Aos professores da Universidade Estadual de Feira de Santana e, em especial a Geraldo José Belmonte dos Santos, Francisco Antonio Zorzo, Washington Almeida Moura e Elvio Antonino Guimarães.

Aos amigos da Estruturas e, em especial a Arthur Sassi, Elisandra Medeiros, Francisco Gabriel, Helder Pontes, João Uchôa, Joel Donizete, Juan Diego, Lorena Marcelino, Lourdimine Santos, Marcus Campitelli, Paulo Marcelo, Ronaldson Carneiro e Vladimir

Barbán. Muito obrigado pela ajuda imensurável que me deram durante essa jornada de trabalho.

Aos companheiros do Laboratório de Estruturas e Materiais da UnB: Leonardo, Leandro Severino e Xavier. Obrigado pela ajuda nos ensaios realizados.

Aos amigos da Geotecnia e em especial a Elza Conrado. Obrigado por sua atenção e amizade.

Aos amigos: Ítalo Fitizola, Taciano Oliveira, Thales Moreira, e Sidcley Freitas. Obrigado pelo incentivo.

Às amigas: Andréa Lima, Débora Zoccoli, Edna Teodoro, Eliete Solano e Glauce Medeiros. Obrigado pela amizade de vocês.

Aos amigos e amigas do Colégio Estadual Imaculada Conceição.

À amiga Maria Edneide Torres Pinho pelo incentivo a mim conferido com o propósito de realizar esse objetivo.

Aos amigos e amigas da Casa do Estudante Universitário, no Bloco K, Colina, UnB.

Ao amigo especial Antonio Boness por ser a pessoa que sempre me incentivou e acreditou na realização dessa meta. Muitíssimo obrigado.

DEDICATÓRIA

“A experiência é uma professora muito severa porque primeiro ela aplica a prova e, somente após, vem a lição.”

Vernon Law

*A Deus, pela sua constante presença. Aos meus pais,
José Reinaldo e Isabel e meus irmãos,
Robson e Thiago, pelo carinho e amor.*

RESUMO

ESTUDO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA RETA

Autor: Alexon Braga Dantas

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Co-orientador: Yosiaki Nagato

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, maio de 2006

Este trabalho apresenta um estudo sobre pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexão composta reta. Seis pilares foram ensaiados sob carregamento axial com diferentes excentricidades visando contribuir para uma melhor compreensão do comportamento desses pilares e ao mesmo tempo verificar a eficiência de um programa computacional na previsão de tal comportamento. A geometria dos pilares (comprimento total de 3000 mm, extremidades com consolos simétricos e região central com 2020 mm de comprimento e seção transversal constante com 250 mm de base e 120 mm de altura) e a taxa geométrica de armadura longitudinal (1,57%) são fixas. O concreto foi especificado para ter resistência à compressão de 40 MPa aos 28 dias de idade, e o aço foi especificado como CA-50. Os resultados indicaram que o pilar com carga centrada teve ruptura brusca com esmagamento do concreto e os demais pilares ruptura por flexo-compressão na região central. A carga última e a evolução dos resultados experimentais das flechas, deformações no aço e no concreto dos pilares sob carregamento excêntrico deste trabalho foram confrontadas com os valores teóricos calculados pelo programa CACODI (Campo de Compressão Diagonal) em conjunto com a planilha Excel, que consideram a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica. Os resultados teóricos se aproximaram bem dos resultados experimentais. A excentricidade da carga teve grande influência sobre a carga última, e o efeito de segunda ordem foi significativo. Uma curva de tendência de forma exponencial para a carga última relativa em função da excentricidade relativa da carga foi encontrada, mas novos ensaios são necessários para melhor defini-la. Os resultados deste trabalho comparados com os de um trabalho anterior com pilares curtos similares comprovou a grande influência do índice de esbeltez na resistência e no comportamento geral dos pilares.

ABSTRACT

REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER COMBINED AXIAL LOADING AND BENDING

Author: Alexon Braga Dantas

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Co-supervisor: Yosiaki Nagato

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, may 2006

This work presents a study on slender reinforced concrete columns under combined axial loading and bending. Six reinforced concrete columns were tested with different eccentricities of the axial loading, aiming to contribute for a better understanding of the behavior of these columns and at the same time to verify the effectiveness of a computer program in anticipating this behavior. The column geometry and its reinforcement rate are constant: total column height of 3000 mm with symmetric brackets at the extremities, intermediate height of 2020 mm with constant cross section (width of 250 mm and height of 120 mm) and reinforcement rate of 1.57%. Concrete with compression strength of 40 MPa and reinforcement bars of CA-50 steel were specified in the project. The results indicate that the column under centered axial loading failed in concrete compression. The columns with eccentric loading had failures with combined axial and bending stresses at the mid-height section. The ultimate load and the evolution of experimental displacements and concrete and steel strains in the columns under eccentric loading were compared with analytical results obtained with a program based on the Compression Field Theory named CACODI and used in parallel with the Excel spreadsheet to calculate the transverse displacements, taking into account both geometrical and physical nonlinearities. These results were very close to those obtained experimentally. Eccentricity of loading proved to have strong influence on the failure load, and the second order effect was significant. An exponential curve relating the relative ultimate load and the relative eccentricity of the load was obtained, but more tests are necessary to improve the curve. The results of this work when compared with others of a previous work with similar but short columns confirmed the great influence of the slenderness ratio on the column capacity and on the overall behavior of the columns.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVO	1
1.3	METODOLOGIA	2
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	ALGUNS ESTUDOS ANTERIORES	5
2.1.1	HOGNESTAD (1951).....	5
2.1.2	NAGATO (1987).....	7
2.1.3	LIMA (1997)	9
2.1.4	VALLADARES (1997).....	13
2.1.5	VANDERLEI (1999)	16
2.1.6	MELLO (2003)	18
2.1.7	ADORNO (2004).....	20
2.1.8	ARAÚJO (2004).....	25
2.2	PRESCRIÇÕES DA NBR-6118 (2003)	30
2.2.1	Introdução.....	30
2.2.2	Disposições Construtivas dos Pilares.....	31
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	34
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	34
3.2	GEOMETRIA, ARMADURA E CARREGAMENTO DOS PILARES	34
3.3	METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	38
3.3.1	Confecção das fôrmas	38
3.3.2	Moldagem e desmoldagem dos pilares	38
3.3.3	Materiais.....	40
3.3.4	Instrumentação.....	41
3.3.5	Procedimentos dos ensaios.....	46
4	APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	51
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51

4.2	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS	51
4.2.1	Aço	51
4.2.2	Concreto	52
4.3	COMPORTAMENTO DOS PILARES ATÉ A RUPTURA.....	53
4.3.1	Fissuração, carga última e modos de ruptura	53
4.3.2	Deformações na armadura	57
4.3.3	Deformações médias na armadura	62
4.3.4	Deformações no concreto.....	64
4.3.5	Deformações médias no concreto.....	69
4.3.6	Deslocamentos horizontais do pilar	70
4.3.7	Deslocamentos verticais das extremidades do pilar	76
4.3.8	Rotações nas extremidades dos pilares ensaiados	81
4.3.9	Deslocamento horizontal dos apoios.....	82
4.3.10	Deslocamento vertical da base do pórtico	85
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E SUA COMPARAÇÃO COM RESULTADOS TEÓRICOS.....	89
5.1	Considerações iniciais	89
5.2	Cargas de fissuração	89
5.3	Forças últimas e modos de ruptura	91
5.4	Deformações na armadura longitudinal.....	92
5.5	Deformações no concreto.....	97
5.6	Deformadas teóricas e experimentais.....	101
5.7	Deslocamentos transversais.....	105
5.8	Rotações nas extremidades dos pilares.....	110
5.9	Influência da excentricidade da carga e do índice de esbeltez.....	111
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	115
6.1	CONCLUSÕES.....	115
6.1.1	Influência da excentricidade.....	115
6.1.2	Influência do índice de esbeltez.....	116
6.1.3	Desempenho do programa CACODI.....	116
6.1.4	Montagem dos ensaios.....	117
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	117

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119
--	------------

APÊNDICES

A - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	123
B - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES DO CONCRETO.....	130
C - CORREÇÃO DAS LEITURAS DOS DEFLETÔMETROS HORIZONTAIS E DA RÉGUA CENTRAL.....	136
D - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS DOS PILARES.....	138
E - DETERMINAÇÃO DO ENCURTAMENTO E DA ROTAÇÃO NAS EXTREMIDADES DOS PILARES.....	146
F - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS DOS APARELHOS DE APOIO E DA BASE DO PÓRTICO.....	153
G - RESULTADOS TEÓRICOS DAS FLECHAS OU DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	159
H - RESULTADOS TEÓRICOS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E NO CONCRETO.....	164
I - RESULTADOS TEÓRICOS DAS DEFORMADAS NOS PILARES.....	168
J - CÁLCULO DA CARGA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS.....	172
K - CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA DOS PILARES ENSAIADOS.....	173
L - RESULTADOS TEÓRICOS DAS ROTAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS PILARES.....	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características das armaduras das peças de HOGNESTAD (1951).....	6
Tabela 2.2 – Características e identificação das peças ensaiadas por LIMA (1997).....	10
Tabela 2.3 – Características dos pilares ensaiados por VALLADARES (1997).....	14
Tabela 2.4 – Características dos modelos ensaiados por VANDERLEI (1999).....	16
Tabela 2.5 – Características e identificação das peças ensaiadas por ADORNO (2004)....	22
Tabela 2.6 – Resultados dos modelos ensaiadas por ADORNO (2004).....	24
Tabela 2.7 – Descrição dos grupos de ensaio. ARAÚJO (2004).....	28
Tabela 2.8 – Esforços atuantes no pilar PCA6-40.....	29
Tabela 3.1 – Características básicas dos pilares ensaiados.....	35
Tabela 4.1 – Caracterização da armadura.....	51
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do concreto	53
Tabela 4.3 – Carga última e modo de ruptura dos pilares ensaiados.....	54
Tabela 4.4 – Deslocamento horizontal na seção central medido com D5 e com a régua....	75
Tabela 4.5 – Encurtamento dos modelos.....	80
Tabela 4.6 – Rotações nas extremidades do pilar.....	82
Tabela 5.1 – Carga de fissuração experimental e teórica.....	90
Tabela 5.2 – Carga última experimental e teórica.....	91
Tabela 5.3 – Rotações teóricas nas extremidades dos pilares, comparadas com as experimentais.....	111
Tabela A.1 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN0-3 (10^{-6}).....	124
Tabela A.2 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN15-3 (10^{-6}).....	125
Tabela A.3 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN15-3 (Re-ensaio) (10^{-6}).....	126
Tabela A.4 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN30-3 (10^{-6}).....	126
Tabela A.5 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN40-3 (10^{-6}).....	127
Tabela A.6 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN50-3 (10^{-6}).....	128
Tabela A.7 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN60-3 (10^{-6}).....	129
Tabela B.1 - Deformações no concreto – PFN0-3 (10^{-6}).....	131

Tabela B.2 - Deformações no concreto – PFN15-3 (10^{-6}).....	132
Tabela B.3 - Deformações no concreto – PFN15-3 (Re-ensaio) (10^{-6}).....	132
Tabela B.4 - Deformações no concreto – PFN30-3 (10^{-6}).....	133
Tabela B.5 - Deformações no concreto – PFN40-3 (10^{-6}).....	133
Tabela B.6 - Deformações no concreto – PFN50-3 (10^{-6}).....	134
Tabela B.7 - Deformações no concreto – PFN60-3 (10^{-6}).....	135
Tabela D.1 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN0-3 (mm).....	139
Tabela D.2 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN15-3(mm).....	140
Tabela D.3 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN15-3 (Re-ensaio) (mm).....	140
Tabela D.4 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN30-3 (mm).....	141
Tabela D.5 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN40-3 (mm).....	141
Tabela D.6 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN50-3 (mm).....	142
Tabela D.7 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN60-3 (mm).....	143
Tabela D.8 - Régua de medição central – PFN15-3 e Re-ensaio (mm).....	144
Tabela D.9 - Régua de medição central – PFN30-3 e PFN40-3(mm).....	144
Tabela D.10 - Régua de medição central – PFN50-3 e PFN60-3 (mm).....	145
Tabela E.1 – Rotações nas extremidades do pilar PFN0-3 (rad).....	148
Tabela E.2 – Rotações nas extremidades do pilar PFN15-3 (rad).....	149
Tabela E.3 – Rotações nas extremidades do pilar PFN30-3 (rad).....	149
Tabela E.4 – Rotações nas extremidades do pilar PFN40-3 (rad).....	150
Tabela E.5 – Rotações nas extremidades do pilar PFN50-3 (rad).....	151
Tabela E.6 – Rotações nas extremidades do pilar PFN60-3 (rad).....	152
Tabela F.1 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN0-3 (mm).....	154
Tabela F.2 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN15-3 (mm).....	155
Tabela F.3 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN15-3 (Re-ensaio) (mm).....	155
Tabela F.4 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN30-3(mm).....	156
Tabela F.5 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN40-3(mm).....	156
Tabela F.6 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN50-3(mm).....	157

Tabela F.7 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico – PFN60-3(mm).....	158
Tabela G.1 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN15-3 e PFN30-3 (mm).....	162
Tabela G.2 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN40-3 e PFN50-3 (mm).....	162
Tabela G.3 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN60-3 (mm).....	163
Tabela H.1 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN15-3 (10^{-6}).....	165
Tabela H.2 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN30-3 (10^{-6}).....	165
Tabela H.3 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN40-3 (10^{-6}).....	166
Tabela H.4 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN50-3 (10^{-6}).....	166
Tabela H.5 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN60-3 (10^{-6}).....	167
Tabela I.1 - Valores das flechas ao longo do pilar – PFN15-3 (mm).....	169
Tabela I.2 - Valores das flechas ao longo do pilar – PFN30-3 (mm).....	169
Tabela I.3 - Valores das flechas ao longo do pilar – PFN40-3 (mm).....	170
Tabela I.4 - Valores das flechas ao longo do pilar – PFN50-3(mm).....	170
Tabela I.5 - Valores das flechas ao longo do pilar – PFN60-3(mm).....	171
Tabela K.1 – Combinações de N e M que levam o pilar à ruptura obtidas com o programa CACODI e deformações e deslocamentos transversais correspondentes para diferentes excentricidades de carga.....	177
Tabela L.1 – Rotações teóricas nas extremidades do pilar – PFN15-3 (rad).....	179
Tabela L.2 – Rotações teóricas nas extremidades do pilar – PFN30-3 (rad).....	179
Tabela L.3 – Rotações teóricas nas extremidades do pilar – PFN40-3 (rad).....	179
Tabela L.4 – Rotações teóricas nas extremidades do pilar – PFN50-3 (rad).....	180
Tabela L.5 – Rotações teóricas nas extremidades do pilar – PFN60-3 (rad).....	180

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Características geométricas das peças ensaiadas por HOGNESTAD (1951)....	5
Figura 2.2 – Esquema de ensaio utilizado por HOGNESTAD (1951)	6
Figura 2.3 – Detalhes da armadura e do esquema de ensaio usados por LIMA (1997).....	11
Figura 2.4 – Características das peças ensaiadas por VALLADARES (1997)	15
Figura 2.5 – Sistema de ensaio utilizado por VANDERLEI (1999)	17
Figura 2.6 - Esquema de forças nas armaduras	19
Figura 2.7 – Características das peças ensaiadas por ADORNO (2004)	21
Figura 2.8 – Detalhe das armaduras dos pilares da Série PSA (ADORNO, 2004).	23
Figura 2.9 – Detalhe das armaduras dos pilares da Série PCA4 (ADORNO, 2004).	23
Figura 2.10 – Características geométricas do pilar e detalhamento dos consolos - ARAÚJO (2004).....	25
Figura 2.11 – Detalhamento de armaduras do grupo PCS	26
Figura 2.12 – Detalhamento de armaduras do grupo PCA4	27
Figura 2.13 – Detalhamento de armaduras do grupo PCA6	27
Figura 2.14 - Número mínimo de barras	31
Figura 2.15 - Espaçamento entre barras longitudinais	31
Figura 2.16 - Espaçamento do estribo poligonal.....	32
Figura 2.17 - Armadura transversal.....	32
Figura 3.1 – Dimensões geométricas do pilar	35
Figura 3.2 – Esquema geral de ensaio.....	36
Figura 3.3 – Foto da armadura do pilar	36
Figura 3.4 – Armadura do pilar	37
Figura 3.5 – Detalhe da seção central do pilar	37
Figura 3.6 – Fôrma utilizada na moldagem do pilar	38
Figura 3.7 – Fôrmas com armadura	39
Figura 3.8 – Detalhe da concretagem e do adensamento	39
Figura 3.9 – Pilares desmoldados	40
Figura 3.10 – Abatimento do concreto.....	40
Figura 3.11 - Corpos-de-prova sendo moldados	41
Figura 3.12 – Detalhe da fixação do EER à armadura	42
Figura 3.13 – Posição dos EER da armadura	42

Figura 3.14 – Detalhe dos EER’s colados no pilar	43
Figura 3.15 – Posição dos defletômetros nos modelos ensaiados	44
Figura 3.16 – Detalhe do defletômetro central e da régua de medição	44
Figura 3.17 – Disposição dos defletômetros na base do pilar e no aparelho de apoio inferior	45
Figura 3.18 - Defletômetro elétrico no aparelho de apoio superior.	45
Figura 3.19 – Detalhe do defletômetro no pórtico	46
Figura 3.20 – Fixação do aparelho de apoio	47
Figura 3.21 – Detalhe do aparelho de apoio	47
Figura 3.22 – Transporte do modelo para o pórtico	47
Figura 3.23 – Detalhe da base de apoio.....	48
Figura 3.24 – Atuador hidráulico A.....	48
Figura 3.25 – Atuador hidráulico B.....	48
Figura 3.26 – Bomba Elétrica.....	49
Figura 3.27 – Bomba Manual.....	49
Figura 3.28 – Sistema de aquisição de dados durante o ensaio.....	49
Figura 3.29 – Caixa comutadora e Indicador de deformações.....	50
Figura 4.1 – Gráfico tensão-deformação do aço de 10 mm	52
Figura 4.2 – Fissura no pilar PFN0-3	54
Figura 4.3 – Ruptura do pilar PFN0-3	54
Figura 4.4 – Fissuras do pilar PFN15-3	55
Figura 4.5 – Ruptura do pilar PFN15-3	55
Figura 4.6 – Fissuras do pilar PFN30-3	55
Figura 4.7 – Ruptura do pilar PFN30-3	55
Figura 4.8 – Fissuras do pilar PFN40-3	56
Figura 4.9 – Ruptura do pilar PFN40-3	56
Figura 4.10 – Fissuras do pilar PFN50-3	56
Figura 4.11 – Ruptura do pilar PFN50-3	56
Figura 4.12 – Fissuras do pilar PFN60-3	57
Figura 4.13 – Ruptura do pilar PFN60-3	57
Figura 4.14 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN0-3	58
Figura 4.15 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN15-3	59
Figura 4.16 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)	59

Figura 4.17 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN30-3	60
Figura 4.18 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN40-3	60
Figura 4.19 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN50-3	61
Figura 4.20 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN60-3	61
Figura 4.21 – Média ímpar das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados.	63
Figura 4.22 – Média par das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados	64
Figura 4.23 – Média das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados.....	64
Figura 4.24 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN0-3	65
Figura 4.25 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN15-3	65
Figura 4.26 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)	66
Figura 4.27 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN30-3	66
Figura 4.28 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN40-3	67
Figura 4.29 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN50-3	67
Figura 4.30 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN60-3	68
Figura 4.31 – Média das deformações no concreto dos pilares ensaiados	70
Figura 4.32 – Média das deformações ímpar no aço e no concreto comprimido dos pilares ensaiados	70
Figura 4.33 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN0-3	71
Figura 4.34 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN15-3	72
Figura 4.35 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)	72
Figura 4.36 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN30-3	73
Figura 4.37 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN40-3	73
Figura 4.38 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN50-3	74
Figura 4.39 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN60-3	74
Figura 4.40 - Flechas na seção central dos pilares	75
Figura 4.41 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN0-3	76
Figura 4.42 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN15-3	77
Figura 4.43 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)	77
Figura 4.44 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN30-3	78
Figura 4.45 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN40-3	78
Figura 4.46 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN50-3	79
Figura 4.47 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN60-3	79
Figura 4.48 - Medição do deslocamento vertical do modelo	80
Figura 4.49 – Rotações das extremidades dos pilares.....	81

Figura 4.50 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN0-3....	82
Figura 4.51 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN15-3..	83
Figura 4.52 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN15-3 (Re-ensaio)	83
Figura 4.53 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN30-3..	84
Figura 4.54 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN40-3..	84
Figura 4.55 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN50-3.	85
Figura 4.56 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN60-3.	85
Figura 4.57 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN15-3(Re-ensaio).....	86
Figura 4.58 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN30-3	86
Figura 4.59 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN40-3	87
Figura 4.60 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN50-3	87
Figura 4.61 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN60-3	88
Figura 5.1 – Comparativo entre as cargas de fissuração experimental e teórica nas excentricidades indicadas	91
Figura 5.2 – Deformações consideradas na análise.....	92
Figura 5.3 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN15-3	93
Figura 5.4 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN30-3	94
Figura 5.5 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN40-3	94
Figura 5.6 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN50-3	95
Figura 5.7 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN60-3	95
Figura 5.8 - Deformações consideradas na análise	97
Figura 5.9 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN15-3.....	98
Figura 5.10 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN30-3	98
Figura 5.11 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN40-3	99
Figura 5.12 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN50-3	99
Figura 5.13 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN60-3	100
Figura 5.14 – Disposição das seções no pilar	102

Figura 5.15 - Deformada teórica do pilar PFN15-3	102
Figura 5.16 - Deformada teórica do pilar PFN30-3	103
Figura 5.17 - Deformada teórica do pilar PFN40-3	103
Figura 5.18 - Deformada teórica do pilar PFN50-3	104
Figura 5.19 - Deformada teórica do pilar PFN60-3	104
Figura 5.20 – Disposição das seções localizadas no pilar	105
Figura 5.21 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN15-3	105
Figura 5.22 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN30-3.....	106
Figura 5.23 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN40-3.....	106
Figura 5.24 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN50-3	107
Figura 5.25 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN60-3	107
Figura 5.26 – Valores das rotações teóricas e experimentais nas extremidades do pilar ..	110
Figura 5.27 - Carga última relativa μ_d x Excentricidade relativa e/h	112
Figura 5.28 – Deslocamentos horizontais medidos com defletômetros na região central do pilar (DANTAS, 2006 e ARAÚJO, 2004)	112
Figura 5.29 – Deslocamentos horizontais medidos com régua na região central do pilar (DANTAS, 2006 e ARAÚJO, 2004)	113
Figura C.1 – Correção dos deslocamentos horizontais.....	136
Figura E.1 – Medição do deslocamento vertical do modelo.....	147
Figura G.1 – Deformada do eixo do pilar e área do diagrama de momentos fletores reduzidos (divididos por EI) ou curvatura.....	159
Figura K.1 – Homogeneização da seção transversal dos pilares ensaiados.....	174

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A_c	Área de concreto.
A_{ce}	Área de concreto equivalente.
$A_{c,hom}$	Área de concreto homogeneizada.
A_s	Área da armadura de tração.
A_s'	Área da armadura de compressão.
A_{S1}	Área de armadura na face tracionada.
A_{S2}	Área de armadura na face comprimida.
a_0	Abscissa da armadura na face comprimida.
a_1	Abscissa da armadura na face tracionada.
b	Largura da seção transversal do pilar.
C	Face comprimida do pilar
d	Altura útil da peça.
d'	Altura da seção transversal menos a altura útil.
D	Defletômetro.
$DS5$	Medida teórica da flecha na seção S5.
$DS7$	Medida teórica da flecha na seção S7 (meio do pilar).
e	Excentricidade de aplicação da força.
e/h	Relação entre a excentricidade de aplicação da força e a altura da peça.
e_{final}	Excentricidade final.
$e_{inicial}$	Excentricidade inicial.
E	Extensômetro no aço.
EC	Extensômetro no concreto comprimido.
ET	Extensômetro no concreto tracionado.
E_c	Módulo de deformação longitudinal do concreto.
E_s	Módulo de deformação longitudinal do aço.
F	Força normal.
f_c	Resistência à compressão do concreto.
F_r	Tensão de ruptura do aço.
f_{tc}	Resistência à tração do concreto.
F_{exp}	Força normal experimental.
$F_{fis,exp}$	Carga de fissuração experimental.

$F_{fis,teo}$	Carga de fissuração estimada.
F_{teo}	Força normal estimada.
F_u	Força última experimental.
$F_v(\alpha)$	Função resistente à solitação normal relativa de cálculo v_d .
$F_\mu(\alpha)$	Função de resistência do concreto ao momento fletor relativo de cálculo μ_d .
f_y	Resistência de escoamento da armadura de tração.
G_0	Posição da armadura na face comprimida.
G_1	Posição da armadura na face tracionada.
h	Altura da seção transversal do pilar.
I	Momento de inércia.
$I_{x,hom}$	Momento de inércia da seção homogeneizada.
i	Raio de giração.
k	M / EI
k_z	Relação adimensional do braço de alavanca.
L	Comprimento.
l_e	Comprimento de flambagem do pilar.
MCC	Média das deformações no concreto comprimido.
MCT	Média das deformações no concreto tracionado.
MI	Média ímpar das deformações no aço.
MP	Média ímpar das deformações no aço.
M_{exp}	Momento fletor experimental.
M_{teo}	Momento fletor teórico.
N	Esforço normal.
N_d	Esforço normal de cálculo.
n	Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto.
$P_{u,exp}$	Força última experimental.
$P_{u,CACODI}$	Força última estimada.
T	Face tracionada do pilar.
x_p	Abcissa de um ponto P na seção transversal.
z	Braço de alavanca.
α_0	Relação adimensional da abcissa da armadura na face comprimida.
α_1	Relação adimensional da abcissa da armadura na face tracionada.
β	Coefficiente usado na definição do diagrama tensão x deformação.

β_1	Coefficiente usado na norma modelo CEB – FIB para levar em conta o esforço normal de compressão.
Δ_s	Encurtamento na extremidade superior do pilar.
Δ_i	Encurtamento na extremidade inferior do pilar.
Δ_p	Encurtamento total do pilar.
δ_{D5}	Deslocamento horizontal na seção central medido pelo defletômetro D5.
$\delta_{rég}$	Deslocamento horizontal na seção central medido pela régua.
η	Relação $ \varepsilon_c / \varepsilon_0 $.
λ	Índice de esbeltez.
ε_0	Deformação específica correspondente à tensão máxima do diagrama tensão x deformação do concreto.
ε_2	Deformação específica principal de compressão.
ε_1	Deformação específica principal de tração.
ε_u	Deformação específica última do concreto à compressão.
ε_{s1}	Deformação média medida na armadura menos comprimida.
ε_{s2}	Deformação média na armadura mais comprimida.
ε_y	Deformação específica de escoamento do aço.
$\varepsilon_{Aço,Exp1}$	Média da deformação experimental do aço na face comprimida.
$\varepsilon_{Aço,Exp2}$	Média da deformação experimental do aço na face tracionada.
$\varepsilon_{Conc,Exp}$	Média da deformação experimental do concreto na face comprimida.
$\varepsilon_{Conc,CACODI}$	Deformação teórica do concreto na face comprimida.
μ_d	Momento fletor solicitante relativo de cálculo.
ν_d	Esforço normal relativo de cálculo.
θ_s	Rotação, em radianos, no extremo superior do pilar.
θ_i	Rotação, em radianos, no extremo inferior do pilar.
θ_A	Rotação, em radianos, do apoio em A.
θ_{C1A}	Ângulo entre as tangentes no ponto C1 e no ponto A.
ρ	Taxa geométrica de armadura longitudinal.
ρ_w	Taxa de armadura transversal.
σ_{cd}	Tensão de compressão do concreto.
σ_{S0}	Tensão normal na armadura comprimida.
σ_{S1}	Tensão normal na armadura tracionada.

σ_{s2}	Tensão normal na armadura comprimida.
σ_2	Tensão normal principal de compressão.
x_{cg}	Distância do centróide da área hachurada em relação à vertical em C1.
CCI	Cabo de comunicação interna.
EBOTF	Deformação teórica na armadura tracionada.
EER	Extensômetros elétricos de resistência.
ETOPF	Deformação teórica no concreto.
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik.
PCA	Pilar de concreto armado.
PCS	Pilar de concreto simples.
PFN	Pilar Flexão Normal.
PSA	Pilar sem armadura.
PHI	Curvatura teórica.
ROT-INF	Rotação na extremidade inferior do pilar.
ROT-SUP	Rotação na extremidade superior do pilar.
BR-PE01	Pilar 1 de baixa resistência e pequena excentricidade.
BR-PE02	Pilar 2 de baixa resistência e pequena excentricidade.
MR-PE01	Pilar 1 de média resistência e pequena excentricidade.
MR-PE02	Pilar 2 de média resistência e pequena excentricidade.
AR-PE01	Pilar 1 de alta resistência e pequena excentricidade.
AR-PE02	Pilar 2 de alta resistência e pequena excentricidade.
AR-PE03	Pilar 3 de alta resistência e pequena excentricidade.
AR-PE04	Pilar 4 de alta resistência e pequena excentricidade.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os pilares são elementos estruturais lineares, em geral dispostos verticalmente, que suportam cargas axiais centradas ou excêntricas. No caso de pilares de concreto armado, encontram-se na literatura técnica diversas soluções para o dimensionamento das armaduras necessárias para suportar determinada solicitação. Entretanto, ainda são necessários estudos experimentais para melhorar a compreensão do comportamento de pilares de concreto armado com diferentes índices de esbeltez e diferentes taxas de armadura longitudinal submetidos a carregamento axial com diferentes valores de excentricidade.

A Universidade de Brasília (UnB), em parceria com a Universidade Federal de Goiás (UFG), iniciou em 2004 um programa de ensaios objetivando colher dados sobre o comportamento de pilares de concreto armado sob flexão composta que pudessem servir para a aferição do método de dimensionamento proposto pelo Professor da UnB Eldon Londe Mello (MELLO, 2003). Uma tese de doutorado (ADORNO, 2004) e uma dissertação de mestrado (ARAÚJO, 2004) já foram concluídas sobre o assunto, tendo os ensaios sido realizados na UFG. Ensaios sobre pilares de concreto armado já tinham sido realizados na UnB, mas envolviam o reforço de pilares curtos (VANDERLEI, 1996) e (SOUZA, 2001).

O presente estudo dá continuidade a esta linha de pesquisa, que tem a preocupação de estudar experimentalmente pilares cujas dimensões representem adequadamente aquelas encontradas nas construções de concreto armado usuais. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, tendo sido executado um pórtico metálico fixado na placa de reação do laboratório para a realização dos ensaios. O projeto é de autoria do professor José Humberto Matias de Paula, da UnB.

1.2 OBJETIVO

Como parte da linha de pesquisa mais geral do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da UnB, esta pesquisa tem como objetivo o estudo experimental de pilares esbeltos de concreto armado submetidos a carregamento axial com

diferentes excentricidades e a comparação dos resultados experimentais com resultados teóricos, visando contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta reta. Este trabalho difere dos estudos anteriores em dois aspectos principais: o índice de esbeltez é maior e é feita uma análise teórico-numérica do efeito de segunda ordem buscando avaliar o desempenho de um programa denominado CACODI.

O método de Mello não será utilizado neste trabalho, cujos dados servirão também como base para outras pesquisas sobre o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta reta ou oblíqua a serem desenvolvidas na UnB.

1.3 METODOLOGIA

Foram ensaiados 6 pilares de concreto armado com a mesma geometria (comprimento total de 3.000 mm com consolos simétricos nas extremidades e região central com 2.020 mm de comprimento e seção transversal com 250 mm de base e 120 mm de altura) e a mesma taxa de armadura longitudinal na região central (1,57%).

O concreto foi especificado para ter resistência à compressão de 40 MPa aos 28 dias de idade, e o aço foi especificado como CA 50.

Um pilar teve carga centrada, e nos demais a excentricidade variou de 15 mm a 60 mm. Os pilares foram carregados gradualmente até a ruptura, medindo-se em cada etapa a carga, as deformações no concreto e na armadura e a deformação do pilar (deslocamentos axiais e transversais, bem como as rotações das extremidades). Foram traçados gráficos dos valores de carga *versus* valores medidos para tentar caracterizar a influência da excentricidade da carga sobre o comportamento dos pilares.

Os resultados experimentais foram comparados com resultados numéricos obtidos com um programa de análise de seções de concreto armado sob flexão composta proposto por NAGATO (1987), denominado CACODI (baseado na Teoria do Campo de Compressão Diagonal). O programa foi desenvolvido para o estudo de elementos estruturais de seção circular submetidos à ação combinada de força normal, força cortante e momento fletor, mas aplica-se à análise de seções de forma qualquer com carregamento em um plano de simetria. O programa leva em conta a não-linearidade física (diagrama tensão *versus*

deformação dos materiais) e fornece a curvatura da seção e as deformações no concreto e no aço para uma dada combinação de esforços solicitantes.

No presente estudo a força cortante não ocorre, e o momento fletor é decorrente da excentricidade da carga aplicada nas extremidades do pilar e do efeito de segunda ordem (não-linearidade geométrica resultante do deslocamento transversal do eixo do pilar). Os deslocamentos transversais são calculados num processo iterativo em que as curvaturas calculadas com o programa CACODI em diversas seções do pilar são processadas em planilha Excel para cálculo dos deslocamentos transversais dos pilares usando o conhecido método da área do diagrama de momentos fletores reduzidos ($M/EI = \text{curvatura}$) da Resistência dos Materiais.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi desenvolvido em seis capítulos que estão descritos, sumariamente, a seguir.

O capítulo um apresenta em linhas gerais o conteúdo dessa dissertação. Mostra, também, os objetivos, a metodologia e a estrutura do trabalho.

O capítulo dois descreve a revisão bibliográfica onde são mostrados estudos anteriores acerca de pilares de concreto armado, bem como as prescrições da NBR6118: 2003.

No capítulo três tem-se o detalhamento do programa experimental dos seis pilares de concreto armado. São mostrados detalhes das características dos modelos; montagem e instrumentação e o sistema de aplicação das cargas.

No capítulo quatro são apresentados os resultados dos ensaios dos pilares submetidos à flexo-compressão reta. São apresentadas as características mecânicas dos materiais (aço e concreto); as fissuras e os modos de ruptura; as deformações nas armaduras longitudinais e no concreto; os deslocamentos horizontais (no modelo e nos apoios inferior e superior) e os deslocamentos verticais (no modelo e na base do pórtico).

No capítulo cinco é realizada a análise dos resultados experimentais e sua comparação com resultados teóricos. Por meio do CACODI em conjunto com a planilha Excel é feita a análise dos deslocamentos horizontais, das rotações nas extremidades, das deformações na armadura longitudinal e no concreto para uma carga qualquer, bem como é determinada a

carga última de cada pilar. As cargas de fissuração de ensaio foram determinadas com as estimadas segundo a NBR6118: 2003.

O capítulo seis apresenta as conclusões desta pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

Na seqüência têm-se as referências bibliográficas e os apêndices.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ALGUNS ESTUDOS ANTERIORES

2.1.1 HOGNESTAD (1951)

Com o objetivo de avaliar o comportamento de pilares de concreto armado HOGNESTAD (1951) ensaiou 120 pilares divididos em quatro grupos de 30 pilares cada, com resistência à compressão do concreto variando de 14 MPa a 35 MPa, submetidos a carga excêntrica de curta duração com excentricidade de zero até 1,25 vezes a dimensão lateral do pilar.

A Figura 2.1 apresenta as características geométricas das peças ensaiadas por HOGNESTAD (1951).

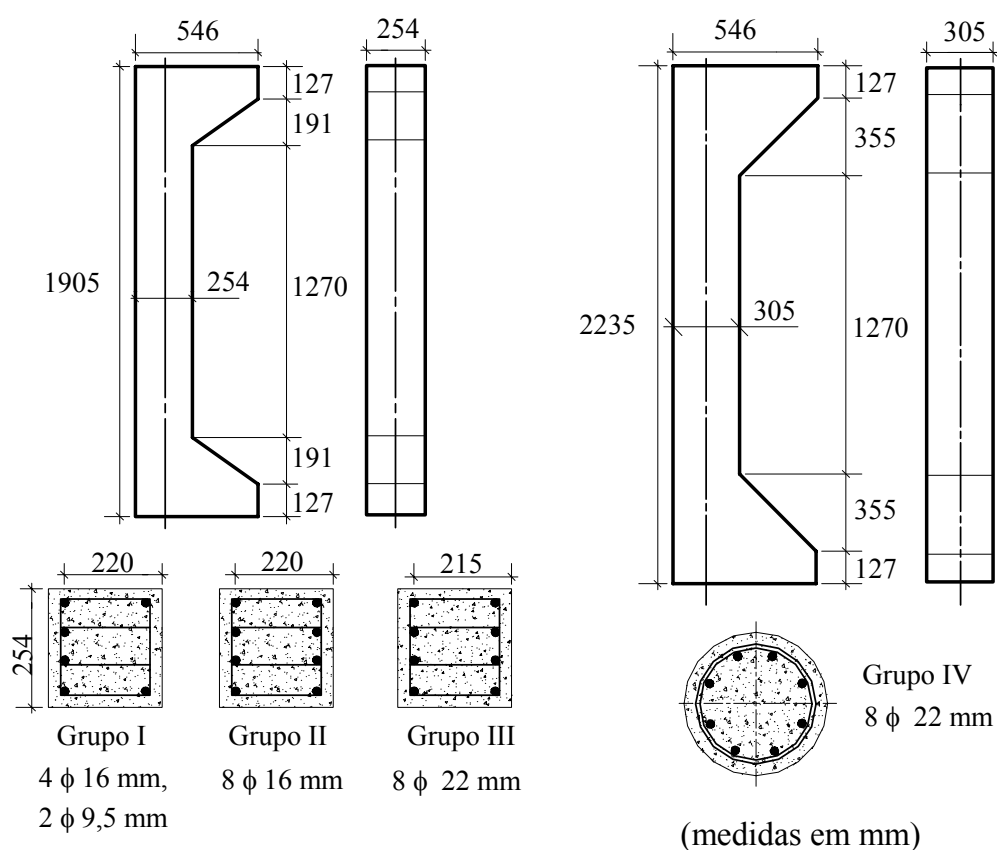


Figura 2.1 - Características geométricas das peças ensaiadas por HOGNESTAD (1951)

A Tabela 2.1 apresenta as características das armaduras longitudinais e transversais utilizadas nas peças estudadas por HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.1 - Características das armaduras das peças de HOGNESTAD (1951)

Grupo	As (mm ²)	As' (mm ²)	f _y (MPa)	f _y (MPa)	E _s (GPa)	Armadura transversal
I	800 (4 φ 16 mm)	142 (2 φ 9,5 mm)	301	414	193	φ 6,3 a cada 203 mm
II	800 (4 φ 16 mm)	800 (4 φ 16 mm)	301	301	193	φ 6,3 a cada 203 mm
III	1548 (4 φ 22 mm)	1548 (4 φ 22 mm)	301	301	200	φ 6,3 a cada 203 mm
IV	1548 (4 φ 22 mm)	1548 (4 φ 22 mm)	301	301	200	espirais a cada 38 mm

A Figura 2.2 apresenta o esquema de ensaio com o uso de aparelhos de aplicação de carga articulados (“knife edges”), utilizado por HOGNESTAD.

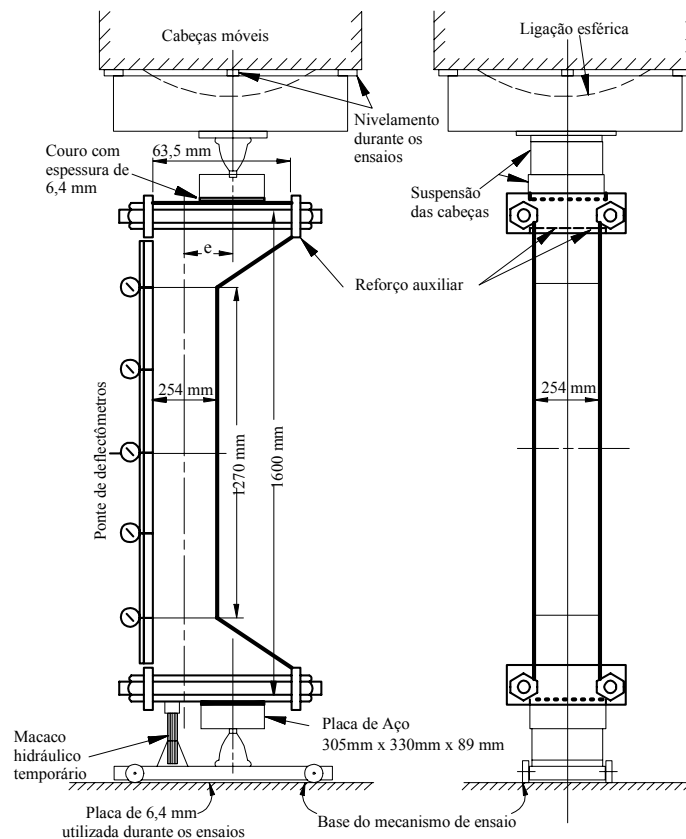


Figura 2.2 – Esquema de ensaio utilizado por HOGNESTAD (1951)

HOGNESTAD (1951) verificou que a ruptura das peças ocorreu segundo dois modos distintos, dependentes da excentricidade da carga: 1) Por compressão, com esmagamento do concreto da face comprimida e tensões na armadura tracionada menores que a tensão de

escoamento, nas peças carregadas com pequena excentricidade; 2) Por tração, com grandes deformações e movimentos da posição da linha neutra antes da ruptura do concreto e escoamento das armaduras tracionadas, nas peças carregadas com grande excentricidade.

A ruptura dos pilares ocorreu acima da metade de sua altura. Esse comportamento foi explicado pela variação da resistência do concreto da extremidade superior das peças até a inferior, resultado de diferentes graus de compactação durante a moldagem. Essa diferenciação na compactação foi constatada pelas leituras das deformações e deflexões.

Os pilares de seção transversal quadrada submetidos a compressão centrada, quando carregados sob aparelhos de aplicação de carga articulados, romperam com cargas de 10 a 15% inferiores às dos carregados sob aparelhos de aplicação de carga rígidos (“flat edges”). Isto se deveu provavelmente pelo fato de os apoios rígidos restringirem a deformação provocada por alguma excentricidade accidental, o que não ocorre com os apoios articulados.

Nas peças carregadas com pequena excentricidade a ruptura deu-se pelo esmagamento do concreto e deformações últimas com cerca de 3,8 mm/m. A armadura longitudinal de compressão, após o esmagamento do concreto, flambou, resultando na redução súbita da capacidade de carga das peças. Alguns modelos apresentaram escoamento da armadura longitudinal.

Nas peças ensaiadas com pequena excentricidade as cargas últimas foram influenciadas pela resistência à compressão do concreto, o que não se deu nas peças com grande excentricidade em virtude da preponderância da ruptura por tração.

A alteração da quantidade de armadura de compressão (A_s') de 142 mm² para 800 mm² nas rupturas por compressão foi significativa, para qualquer resistência do concreto. Nas peças com ruptura à tração, o aumento da armadura de tração (A_s) de 800 mm² para 1548 mm² propiciou um ganho de até duas vezes nas cargas últimas.

2.1.2 NAGATO (1987)

Em sua tese de doutorado, NAGATO (1987) estudou a resistência ao esforço cortante de peças de concreto armado de seção transversal circular submetidas a flexo-compressão. Além de ensaiar 16 modelos, elaborou um programa para análise de seções de concreto armado solicitadas simultaneamente por esforço cortante, esforço normal e momento

fletor, dividindo a seção transversal em fatias de concreto e camadas de armadura. O concreto armado fissurado foi analisado com base na teoria do campo de compressão diagonal (VECCHIO e COLLINS, 1986), o que deu origem ao nome do programa: CACODI. A análise é simplificada quando se ignora o efeito do esforço cortante.

Apesar de a pesquisa ter se concentrado em peças de seção transversal circular, o programa CACODI se aplica à análise de seções de forma qualquer. O diagrama tensão *versus* deformação do concreto adotado no programa é o proposto por CARRERA E CHU (1985), e é representado pela expressão (2.1):

$$\sigma_2 = -\frac{f_{cd}}{\beta_1} \times \frac{\beta_\eta}{\beta - 1 + \eta^\beta} \quad (2.1)$$

A lei tensão-deformação foi alterada para relacionar a tensão principal de compressão média com a deformação principal de compressão média, reduzindo-se a resistência f_{cd} por meio do coeficiente β_1 .

$$\beta = \frac{1}{1 - \left(\frac{E_c \times \varepsilon_0}{\frac{f_{cd}}{\beta_1}} \right)^{-1}} \quad (2.2)$$

$$\eta = \left| \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right| \quad (2.3)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,27 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = 0,58 - 0,27 \frac{\gamma_m}{\varepsilon_2} \geq 1 \quad (2.4)$$

A lei exposta acima tem validade no intervalo $-\varepsilon_u \leq \varepsilon_2 \leq 0$, para concreto tipo 1 (CT=1), ou para $-\varepsilon_0 \leq \varepsilon_2 \leq 0$ para concreto tipo 2 (CT=2) para o qual $\sigma_2 = \frac{-f_{cd}}{\beta_1}$ para $-\varepsilon_u \leq \varepsilon_2 \leq -\varepsilon_0$.

O programa CACODI será usado para analisar os pilares da presente pesquisa, uma vez que fornece para uma dada combinação de esforço normal e momento fletor a curvatura da seção e as deformações no concreto e nas armaduras. Com a curvatura calculada em

diversas seções ao longo do comprimento do pilar, é possível calcular o deslocamento transversal do pilar nas respectivas seções com auxílio de uma planilha Excel ou de uma programação específica.

2.1.3 LIMA (1997)

Em sua tese de doutorado LIMA (1997) fez um estudo teórico-experimental de pilares de concreto simples e armado com carga centrada e excêntrica. Foi utilizado concreto de alto desempenho (CAD), tendo a resistência fixada em 80MPa. O trabalho foi desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Verificou-se a distribuição de tensões na seção transversal dos elementos estruturais levando-se em consideração carga centrada e excêntrica.

A presente revisão bibliográfica trata, em específico, do estudo dos pilares submetidos a carregamento excêntrico ensaiados por LIMA (1997). Foram utilizadas seções transversais de 300 mm x 150 mm e 300 mm x 120 mm, e pilares com comprimento total de 1740 mm e 2470 mm. A posição de aplicação do carregamento, em todos os modelos ensaiados, caracterizava um problema de pequena excentricidade. Foram ensaiadas cinco séries com dois pilares cada para análise do comportamento de pilares de concreto de alto desempenho solicitados à flexão composta normal. A Tabela 2.2 mostra as características e identificação das peças com carga excêntrica ensaiadas por LIMA (1997).

Um pórtico espacial metálico no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP foi utilizado como estrutura de reação. O pórtico era composto de quatro colunas fixadas na placa de reação e uma grelha horizontal superior fixada nas colunas por meio de parafusos.

Foi utilizado um atuador hidráulico com capacidade nominal de 5000 kN para aplicação da carga, acionado por bomba hidráulica de ação manual ou elétrica, de mesma capacidade. O atuador foi colocado na parte inferior do modelo, sobre a laje de reação, devido à sua grande massa. Uma célula de carga com capacidade nominal de 5000 kN foi utilizada para monitorar a força aplicada, fixada nas vigas centrais da grelha por meio de uma placa de aço parafusada nas mesmas. Entre a célula de carga e a face superior do pilar foi colocado um aparelho de apoio industrial baseado em deformação de elastômero confinado e uma placa de aço para distribuição da carga.

Tabela 2.2 – Características e identificação das peças ensaiadas por LIMA (1997)

Pilar	B (mm)	h (mm)	l (cm)	A_s (mm ²)	ρ (%)	f_y (MPa)	ρ_w (%)	e (mm)
P5/1	300	150	174	982 (8 ϕ 12,5mm)	2,26	543,3	2,52 (6,3 c/ 50 mm)	15
P5/2	300	150	174	982 (8 ϕ 12,5mm)	2,26	543,3	2,52 (6,3 c/ 50 mm)	15
P6/1	300	150	174	1608 (8 ϕ 16mm)	3,45	710,5	2,52 (6,3 c/ 50 mm)	15
P6/2	300	150	174	1608 (8 ϕ 16mm)	3,45	710,5	2,52 (6,3 c/ 50 mm)	15
P7/1	300	150	174	628 (8 ϕ 10mm)	1,26	681,2	1,68 (6,3 c/ 75 mm)	15
P7/2	300	150	174	628 (8 ϕ 10mm)	1,26	681,2	1,68 (6,3 c/ 75 mm)	15
P8/1	300	150	174	628 (8 ϕ 10mm)	1,26	681,7	1,68 (6,3 c/ 75 mm)	25
P8/2	300	150	174	628 (8 ϕ 10mm)	1,26	681,2	1,68 (6,3 c/ 75 mm)	25
P9/1	300	120	247	628 (8 ϕ 10mm)	1,67	676,4	2,73 (6,3 c/ 60 mm)	30
P9/2	300	120	247	628 (8 ϕ 10mm)	1,67	676,4	1,32 (6,3 c/ 120 mm)	30

A excentricidade, durante a montagem do ensaio, era obtida pelo deslocamento do eixo do pilar com relação à linha que passava pelo eixo do atuador hidráulico e da célula de carga, sendo que a resultante das forças aplicadas nas chapas atuava de forma excêntrica nas duas extremidades do pilar. A região entre as chapas de aço e a face do pilar foi preenchida por argamassa à base de epóxi, que regularizava e colava as chapas no pilar.

Com os valores de deformações registrados em uma dada seção e as características mecânicas do aço e do concreto determinou-se a força e o momento resistentes, para os pilares submetidos à compressão excêntrica, e comparou-se com os valores experimentais.

Admitiu-se, por hipótese, que as seções planas permaneciam planas depois de deformadas. Assim, conhecidos os valores das deformações nas faces 1, mais comprimida, e 2, menos comprimida ou tracionada, determinou-se a variação da deformação ao longo da altura h da seção transversal do pilar.

Com os valores médios das deformações do concreto medidas nas faces dos pilares determinou-se a variação das deformações pela expressão (2.5). A expressão (2.6) foi determinada considerando-se apenas as medições feitas nas armaduras, admitindo-se que estas eram mais confiáveis que as medições no concreto.

$$\varepsilon(x) = \left(\frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{h} \right) * x + \varepsilon_{c2} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon(x) = \left(\frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s2}}{d - d'} \right) * x + \frac{\varepsilon_{s2} d - \varepsilon_{s1} d'}{d - d'} \quad (2.6)$$

onde,

x → distância de um ponto genérico da seção transversal à face mais comprimida.

ε_{c2} → deformação média medida no concreto na face mais comprimida.

ε_{c1} → deformação média medida no concreto na face menos comprimida ou tracionada.

h → altura da seção transversal do pilar.

ε_{s2} → deformação média medida na armadura mais comprimida.

ε_{s1} → deformação média medida na armadura menos comprimida ou tracionada.

d' → altura da seção transversal menos a altura útil.

Tendo a variação das deformações ao longo da seção transversal e assumindo uma relação tensão-deformação para o concreto definida pela equação (2.7), estabeleceu-se a variação

da tensão normal ao longo da altura da seção em estudo do pilar, obtendo-se, por operação matemática de integração, o esforço normal resistente (equação 2.8) e o momento fletor resistente (equação 2.9) calculados a partir das deformações medidas.

$$\sigma_c = \frac{-2 f_c + E_c \varepsilon_{c_0}}{\varepsilon_{c_0}^3} \varepsilon_c^3 + \frac{3 f_c - 2 E_c \varepsilon_{c_0}}{\varepsilon_{c_0}^2} \varepsilon_c^2 + E_c \varepsilon_c \quad (2.7)$$

$$N_u = b \int_0^h \sigma_c(x) dx + A_{s_1} \sigma_{s_1} + A_{s_2} \sigma_{s_2} \quad (2.8)$$

$$M_u = b \int_0^h \sigma_c(x) \left(\frac{h}{2} - x \right) dx + (A_{s_1} \sigma_{s_1} - A_{s_2} \sigma_{s_2}) \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (2.9)$$

Das relações obtidas entre os momentos fletores experimentais aplicados e os calculados a partir das deformações medidas na seção central do pilar, todos os valores resultaram acima da unidade. LIMA (1997) constatou que as excentricidades geométricas medidas antes do início dos ensaios, que caracterizavam os momentos fletores experimentais aplicados nas seções transversais à meia altura dos pilares, não ocorreram na sua integridade no último estágio de carregamento com medição de deformações.

A situação de apoio rotulado fixo no extremo inferior considerada no modelo teórico não ocorreu ao longo dos ensaios realizados, em virtude de ter ocorrido engaste parcial do pilar, na face inferior junto ao atuador hidráulico. Tanto na face inferior como na face superior do pilar próximo à célula de carga o atrito das chapas comprimidas para aplicação das ações excêntricas introduziu esforços horizontais.

LIMA (1997) na série 9 utilizou modelos de 2470 mm de altura e de seção transversal 120 mm x 300 mm, tendo índice de esbeltez igual a 71. Teve por objetivo, nessa série, identificar algum efeito de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem não provocaram tração em uma das faces e a ruptura foi explosiva em ambos os modelos.

2.1.4 VALLADARES (1997)

VALLADARES (1997) em sua dissertação objetivou uma melhor compreensão do comportamento do concreto de alta resistência na flexão normal composta. Com isso realizou um estudo experimental composto por oito pilares curtos de mesmas dimensões e seção transversal quadrada de lado 150 mm, dotados de blocos rígidos em seus extremos. A seção transversal na interseção com os blocos tinha dimensões de 150 mm x 250 mm.

A única variável na análise de VALLADARES (1997) foi a resistência à compressão do concreto, variando entre 30 MPa e 82 MPa. As peças foram submetidas a carregamentos axiais com excentricidade moderada (relação $e/h = 1/3$), predeterminando rupturas por esmagamento do concreto comprimido, com presença de fissuração.

Os pilares de VALLADARES (1997) possuíam quatro armaduras longitudinais de 10 mm de diâmetro, com uma taxa da armadura de 1,4%. Estribos de 5 mm de diâmetro espaçados de 120 mm constituíam a armadura transversal. A Tabela 2.3 apresenta as características dos pilares ensaiados por VALLADARES (1997).

Tabela 2.3 – Características dos pilares ensaiados por VALLADARES (1997)

Série	Exemplar	b mm	h mm	L mm	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{c28} (GPa)	Arm. longit. (mm)	ρ_l %	Arm. trans. (mm)
I	BR-PE01	150	150	1300	26,4	2,5	24,7	4 Φ 10,0	1,4	Φ 5,0 c/120
	BR-PE02				26,4	2,5	24,7			
II	MR-PE01				46,3	3,6	32,1			
	MR-PE02				46,3	3,6	32,1			
III	AR-PE01				77,6	4,4	42,1			
	AR-PE02				77,6	4,4	42,1			
IV	AR-PE03				65,5	4,4	30,5			
	AR-PE04				65,5	4,4	30,5			

L é a altura total de cada pilar ensaiado.

Foi adotado o modelo estrutural constituído de pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades, com reduzidas taxas de armaduras longitudinais e transversais, dentro das prescrições mínimas da NBR 6118 / 78 (ABNT, 1978).

A Figura 2.4 apresenta as características das peças ensaiadas por VALLADARES (1997).

Foram registrados os deslocamentos transversais e as deformações longitudinais localizadas na seção central dos modelos ensaiados. Os exemplares não foram solicitados até a ruptura. Com a intensificação da solicitação, o carregamento era retirado, formando ciclos caracterizados por deformações máximas e deformações residuais associadas. O propósito do procedimento de descargas periódicas sob níveis crescentes de carregamento era a análise da evolução de deformações e deslocamentos residuais ou permanentes.

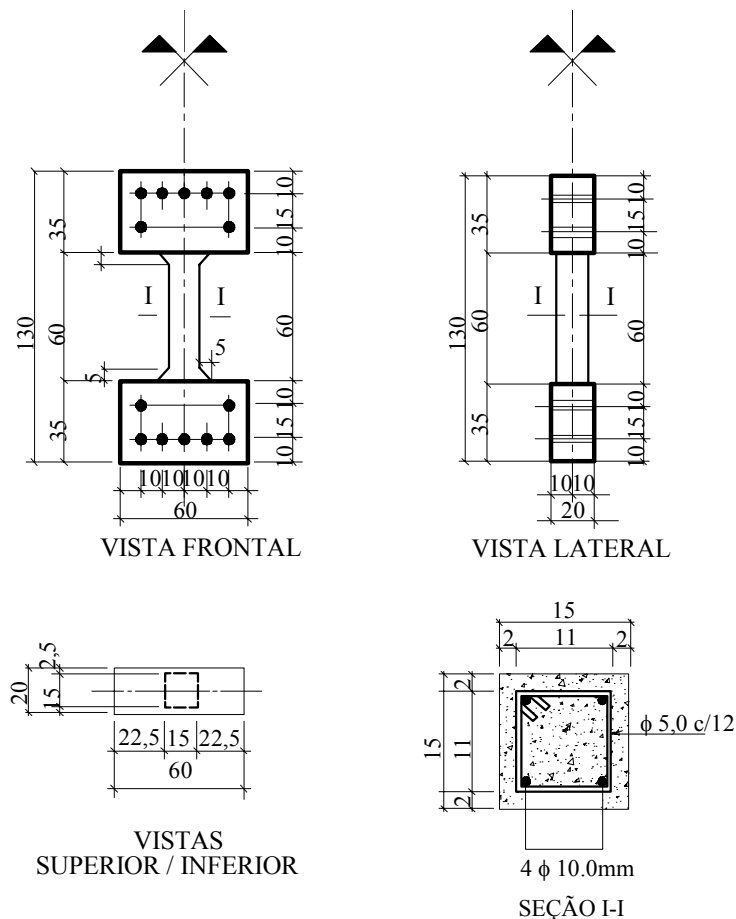


Figura 2.4 – Características das peças ensaiadas por VALLADARES (1997)

A análise dos resultados compreendeu a evolução de deformações no concreto e nas armações; os deslocamentos laterais na seção crítica; as rotações nas extremidades; a evolução do mecanismo de fissuração; a evolução de deformações e deslocamentos residuais ou permanentes e as cargas máximas ou de ruptura.

Os resultados experimentais ratificaram o comportamento frágil de pilares em concreto de alta resistência em relação a pilares idênticos de concreto de resistência normal, em virtude da queda de ductilidade estrutural relacionada ao aumento da resistência à compressão do concreto. Observou-se uma maior resistência à tração pois a fissuração iniciou-se em estágios de carga maiores e no estágio pós-fissurado houve melhor aderência às armaduras.

Os modelos apresentaram modos de ruptura diferenciados. Os pilares em concreto de alta resistência apresentaram rupturas bruscas acompanhadas por grandes descamações do cobrimento de concreto na forma de placas em estado inteiro, com o surgimento de

flambagem das barras longitudinais nas regiões expostas. Os exemplares de baixa resistência apresentaram rupturas tipicamente dúcteis e menos concentradas.

2.1.5 VANDERLEI (1999)

VANDERLEI (1999) estudou o comportamento de seis pilares de concreto de alta resistência sujeitos à flexo-compressão reta. Tomou por base os ensaios de LIMA (1997) em pilares sob compressão excêntrica, mudando as condições de vinculação e configuração geométrica, mantendo a seção transversal, a resistência característica à compressão do concreto e as taxas de armadura transversal e longitudinal.

A Tabela 2.4 apresenta as características dos modelos ensaiados por VANDERLEI (1999).

Tabela 2.4 – Características dos modelos ensaiados por VANDERLEI (1999)

Pilar	b mm	h mm	L mm	f_c (nominal) MPa	ρ_L %	Arm. longit. (mm)	ρ_t %	Estribo (mm)
Piloto	300	150	1740	80	2,26	8 Φ 12,5	1,58	Φ 6,3c/50
P1/1	300	150	1740	80	2,26	8 Φ 12,5	1,58	Φ 6,3c/50
P1/2	300	150	1740	80	2,26	8 Φ 12,5	0,79	Φ 6,3c/100
P1/3	300	150	1740	80	2,26	8 Φ 12,5	0,53	Φ 6,3c/150
P2/1	300	150	1740	80	1,26	8 Φ 10	0,79	Φ 6,3c/100
P2/2	300	150	1740	80	1,26	8 Φ 10	1,58	Φ 6,3c/50
P3/1	300	150	1740	80	3,45	8 Φ 16	0,79	Φ 6,3c/100

O sistema de ensaio utilizado, com duas forças independentes, uma centrada e a outra com excentricidade bem definida em relação ao eixo longitudinal do pilar, está mostrado na Figura 2.5. A excentricidade da segunda força foi de 380 mm, com momento atuando paralelamente ao menor lado.

Dois consolos, um no topo e outro na base do pilar, foram criados para a atuação das forças, idéia indicada em IBRAHIM & MAC GREGOR (1996) e AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996).

Foram adotados na base e no topo do pilar aparelhos de apoio esféricos usados comumente para apoios de pontes, com capacidade de 4000 kN, com o propósito de tornar a base e o

topo do modelo articulado. As forças foram aplicadas gradualmente, e em cada etapa a força excêntrica aplicada era 5% do valor da força centrada.

As deformações últimas de compressão do concreto na face mais comprimida do pilar, variaram entre 2,3 e 3,0 mm/m, tendo média de 2,59 mm/m, valores esses que ratificaram a alteração sugerida para o diagrama de domínios de deformação, para concreto de alta resistência.

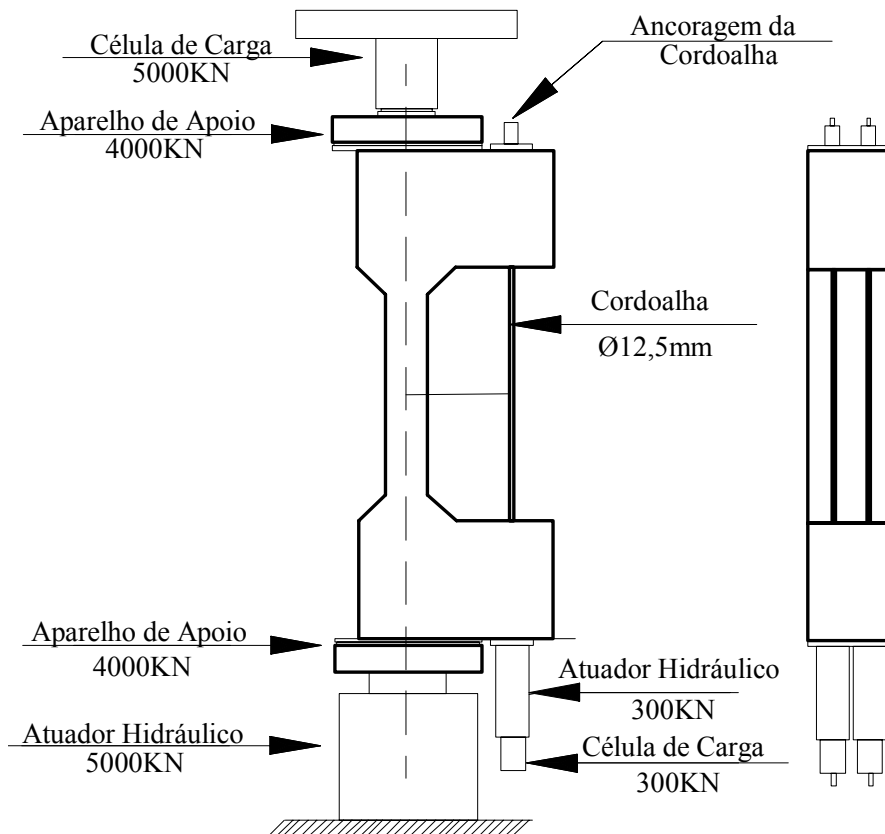


Figura 2.5 – Sistema de ensaio utilizado por VANDERLEI (1999)

A variação das taxas de armaduras mostrou que a ductilidade da seção transversal é função das taxas de armadura transversal e longitudinal. Os pilares com maior taxa de armadura transversal apresentaram ruptura com boa ductilidade e esmagamento do concreto do lado mais comprimido. Os pilares com menor taxa de armadura transversal tiveram ruptura frágil da seção transversal central, com flambagem das barras das armaduras longitudinais.

As relações F_{exp} / F_{teo} deram próximas da unidade, na análise dos esforços resistentes, tanto para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), quanto para a proposta por COLLINS et al. (1993).

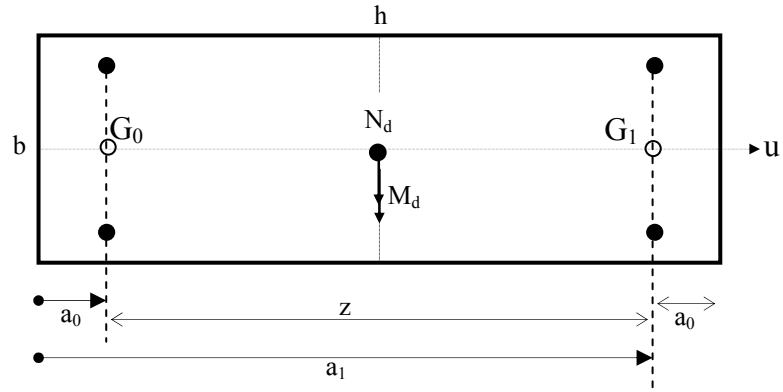
As relações M_{exp} / M_{teo} ficaram acima da unidade. Constatação essa justificada pelo fato da excentricidade geométrica, que era responsável pelos momentos experimentais atuantes nas seções transversais de meia altura dos pilares, não ter ocorrido na sua integridade, podendo existir também excentricidades acidentais ou restrições de montagem que geravam momentos contrários ao aplicado pela força excêntrica. Também, o aparelho de apoio, funcionando pelo princípio da deformabilidade do neoprene confinado, pode ter ocasionado uma rigidez significativa e alterado o valor do momento supostamente aplicado.

Os valores obtidos utilizando a relação tensão x deformação proposta por COLLINS resultaram mais próximos dos experimentais do que os obtidos com a relação proposta por LIMA, tanto para esforços normais quanto para momentos fletores. Porém, as duas propostas tiveram excelente precisão para os esforços calculados.

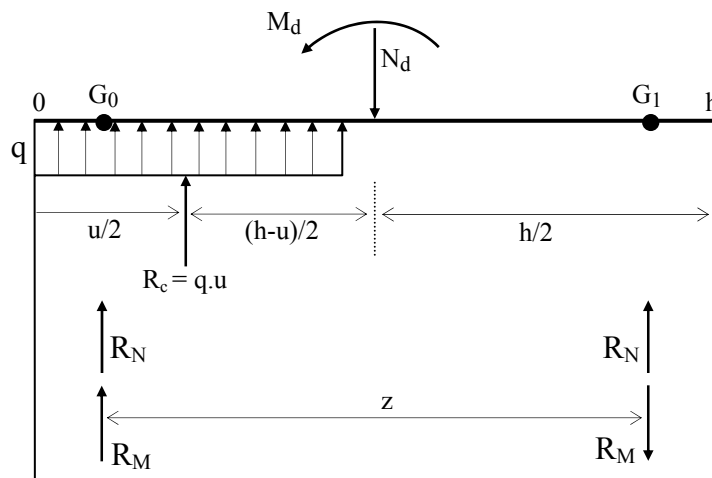
2.1.6 MELLO (2003)

MELLO (2003) apresenta um método para o dimensionamento e verificação de uma seção retangular de concreto armado à flexão normal composta no estado limite último. A principal característica do método é que ele proporciona a solução analítica das equações não lineares que governam as condições de equilíbrio e de resistência da seção transversal com a utilização do diagrama retangular equivalente do concreto armado.

No estado limite último, a resistência de uma peça de concreto armado com seção transversal retangular sob flexão normal composta pode ser determinada a partir da Figura 2.6. Figura 2.6-a mostra a seção transversal com armadura distribuída simetricamente, e a Figura 2.6-b mostra as forças resultantes no concreto para o diagrama retangular equivalente e as forças resultantes na armadura.



a) Arranjo das armaduras



b) Forças nas armaduras

Figura 2.6 - Esquema de forças nas armaduras

Na seção transversal com armadura simétrica mostrada na Figura 2.6-a os pontos G_0 e G_1 são localizados pelas abscissas a_1 e a_0 e são separados um do outro pelo braço de alavanca z , onde:

$$a_1 + a_0 = h \qquad a_1 - a_0 = z \qquad (2.10)$$

Tem-se os parâmetros relativos dados por:

$$\alpha_0 = \frac{a_0}{h} \qquad \alpha_1 = \frac{a_1}{h} \qquad k_z = \frac{z}{h} \qquad (2.11)$$

As expressões (2.10) podem então ser escritas na forma adimensional:

$$\alpha_1 + \alpha_0 = 1 \qquad \alpha_1 - \alpha_0 = k_z \qquad (2.12)$$

Apenas um dos parâmetros relativos é independente. Logo, define-se o arranjo das armaduras com qualquer um deles.

Na Figura 2.6-b a seção transversal é representada por uma viga rígida apoiada em G_0 e G_1 , com extremidades em balanço. A contribuição das armaduras na resistência às solicitações de cálculo N_d e M_d é representada pelas forças R_N e R_M , respectivamente, e a contribuição do concreto é representada pelo diagrama retangular de tensões com resultante R_c .

Mello analisa a seção assumindo que M_d é equivalente a N_d aplicado com uma excentricidade (e). A solução analítica é desenvolvida em função de parâmetros relativos como os já apresentados, além de outros como:

$$v_d = \frac{N_d}{qh} : \text{esforço normal relativo de cálculo} \quad (2.13)$$

$$\alpha = \frac{u}{h} : \text{abscissa relativa do bloco comprimido de concreto} \quad (2.14)$$

$$Fv(\alpha) = \alpha : \text{função de resistência ao esforço normal relativo de cálculo } v_d \quad (2.15)$$

$$\mu_d = \frac{8M_d}{qh^2} : \text{momento fletor solicitante relativo de cálculo} \quad (2.16)$$

$$F\mu(\alpha) = 4(1-\alpha)\alpha : \text{função de resistência ao momento fletor relativo de cálculo } \mu_d \quad (2.17)$$

Além da solução analítica para o caso geral, MELLO apresenta soluções para diversos casos particulares e tabelas para o dimensionamento e a verificação de seções retangulares de concreto armado baseadas em seu método.

2.1.7 ADORNO (2004)

ADORNO (2004), em sua tese de doutorado, desenvolveu um estudo experimental de ensaios de pilares de seção retangular de concreto sob flexo-compressão reta, dimensionados segundo a solução e/h constante, utilizando como base teórica o método desenvolvido por MELLO (2003).

O programa experimental foi dividido em duas séries de ensaios. A primeira, Série PSA, com o objetivo de estudar a parcela de contribuição do concreto na capacidade resistente à flexão composta normal, compreendeu ensaios à ruína de pilares em concreto simples, sem

armaduras longitudinal e transversal. Os pilares desta série apresentavam armação apenas em suas extremidades, no intuito de evitar ruptura localizada destas regiões. A Série PCA4 envolveu o estudo de seções em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro. Ao total foram ensaiados doze pilares, quatro na Série PSA e oito na Série PCA4.

O comportamento das peças foi analisado por meio de medições de deformações nas barras da armadura e no concreto, de deslocamentos verticais e horizontais, de desenvolvimento de fissuras e de resistência última.

Adotou-se, como modelo estrutural, pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades. A distribuição de tensões e deformações na seção foi analisada em pilares submetidos a diferentes valores de excentricidade, de 15 mm a 30 mm.

Foi adotada a seção transversal retangular de 250 mm de base por 120 mm de altura, e pilar com altura total de 2000 mm para os modelos ensaiados, em virtude da intensidade das forças atuantes, restrições da estrutura de reação e da preocupação com a utilização de pilares com dimensões que representassem os usados nos edifícios de concreto armado.

Os modelos possuíam dois consolos, um na base e outro no topo, para permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar, provocando momento fletor ao longo do pilar. A Figura 2.7 apresenta as características geométricas dos modelos ensaiados.

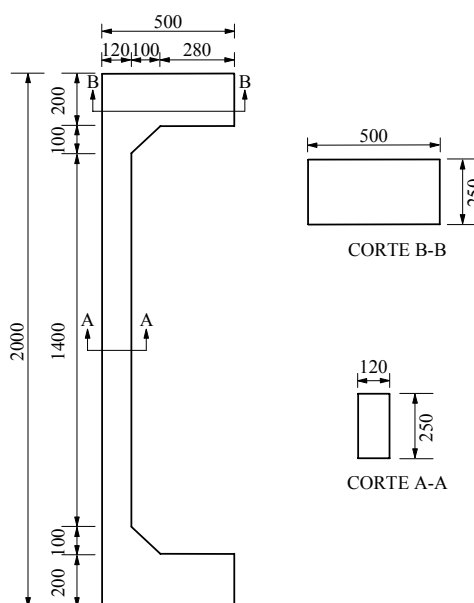


Figura 2.7 – Características das peças ensaiadas por ADORNO (2004)

A Tabela 2.5 apresenta as características construtivas e de ensaio das peças ensaiadas por ADORNO (2004).

As Figuras 2.8 e 2.9 apresentam os detalhes da armadura dos modelos ensaiados.

Os modelos da Série PCA4 tinham a armadura longitudinal constituída de quatro barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm ($A_s = 314 \text{ mm}^2$, $\rho = 1,05\%$) em todo comprimento da peça. A armadura transversal foi composta por estribos de cinco milímetros, espaçamento de 100 mm na região central, e 50 mm próximo das extremidades das peças.

Tabela 2.5 – Características e identificação das peças ensaiadas por ADORNO (2004)

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

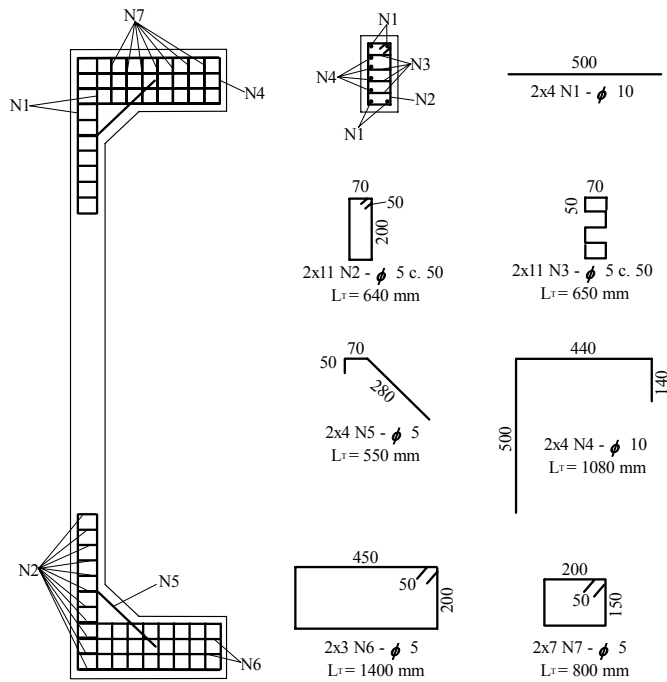


Figura 2.8 – Detalhe das armaduras dos pilares da Série PSA (ADORNO, 2004)

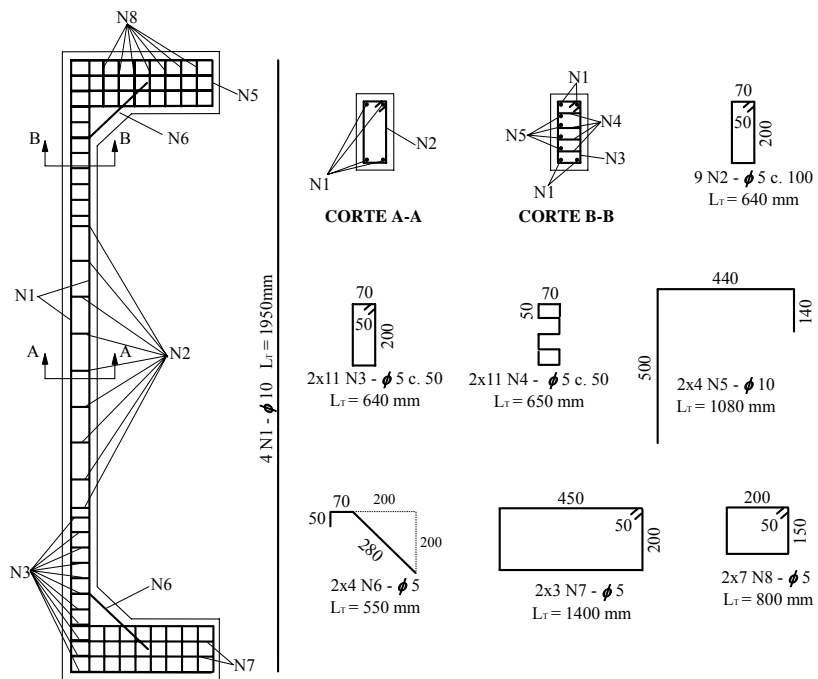


Figura 2.9 – Detalhe das armaduras dos pilares da Série PCA4 (ADORNO, 2004)

No decorrer dos ensaios efetuou-se o registro das deformações do aço e do concreto, leitura dos deslocamentos e marcação de fissuras. A excentricidade final foi calculada a partir da correção da excentricidade inicial, considerando as leituras de deslocamento realizadas. A Tabela 2.6 apresenta os resultados dos ensaios de ADORNO (2004).

ADORNO (2004), a partir dos resultados obtidos, analisou a evolução das deformações do concreto e das armaduras, evolução dos deslocamentos vertical e horizontal dos modelos, evolução de fissuras, relações momento-curvatura, esforços solicitantes últimos e modos de ruptura.

Posteriormente calcularam-se as forças e momentos experimentais através das deformações no aço e no concreto e através da curva tensão *versus* deformação dos ensaios dos corpos de provas. Esses valores calculados foram comparados com os valores teóricos propostos pelo método de MELLO (2003).

Com os resultados experimentais obtiveram-se as funções experimentais de resistência equivalente do concreto que foram comparadas com as estimativas teóricas propostas por MELLO (2003). Os resultados demonstraram a consistência do método utilizado.

Tabela 2.6 – Resultados dos modelos ensaiadas por ADORNO (2004)

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

2.1.8 ARAÚJO (2004)

Em sua dissertação de mestrado, ARAÚJO (2004) ensaiou nove pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta, para diferentes excentricidades de aplicação da carga e taxas de armadura, com o propósito de contribuir para a análise da formulação matemática do método de MELLO (2003).

O programa experimental foi dividido em três grupos, dados pela variação da taxa de armadura longitudinal, variando-se em cada grupo a excentricidade. Com isso, conforme a alteração de ρ verificou-se a ruptura que ocorreu no pilar, bem como a variação da capacidade resistente em função da excentricidade.

ARAÚJO (2004) utilizou modelos de seção transversal constante com 250 mm de base por 120 mm de altura, e pilar com altura limitada a 2000 mm em razão da altura do pórtico de reação e do coeficiente de flambagem requerido. Uma armadura de fretagem foi utilizada nas extremidades dos pilares para reduzir o risco de uma ruptura naquela região.

Foram utilizados dois consolos nas extremidades do pilar com o objetivo de transmitir as forças excêntricas para o pilar. As características geométricas do pilar e o detalhamento dos consolos são mostrados na Figura 2.10.

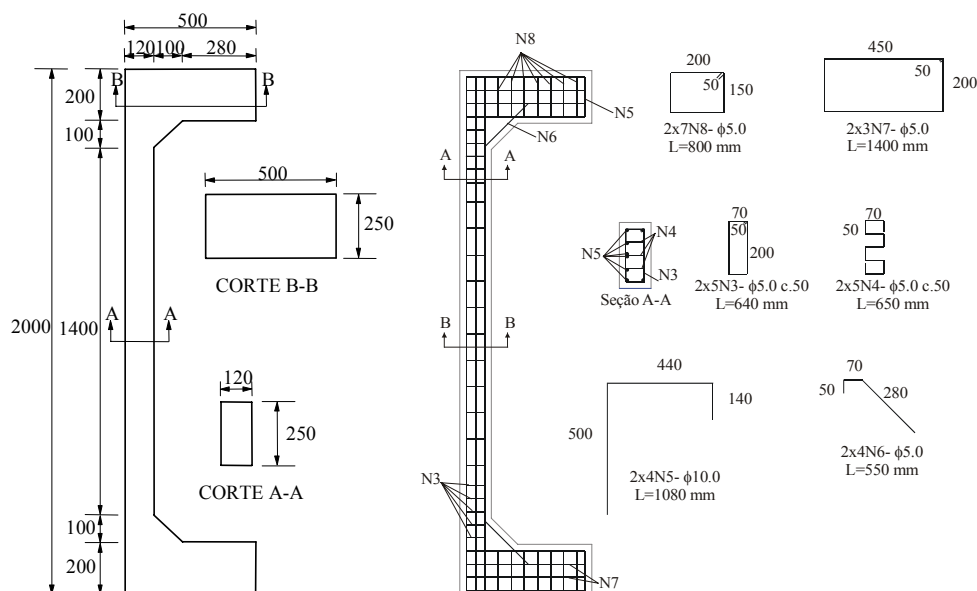


Figura 2.10 – Características geométricas do pilar e detalhamento dos consolos - ARAÚJO (2004)

Os modelos de ARAÚJO (2004) foram identificados de acordo com a taxa de armadura longitudinal:

- Grupo 1: PCS - Pilares de Concreto Simples
- Grupo 2: PCA4 - Pilares de Concreto armado com 4 barras longitudinais de 10 mm.
- Grupo 3: PCA6 - Pilares de Concreto armado com 6 barras longitudinais de 10 mm.

ARAÚJO (2004) utilizou armadura longitudinal constituída de barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm. A armadura transversal foi composta por estribos de diâmetro nominal de cinco milímetros, com espaçamento de 100 mm na região central, e 50 mm, próximo às extremidades da peça.

Cada grupo foi ensaiado com três excentricidades de aplicação da carga, 40, 50 e 60 mm. A descrição de cada grupo está apresentada na Tabela 2.7 e suas respectivas seções transversais e detalhamentos de armadura estão nas Figuras 2.11 a 2.13.

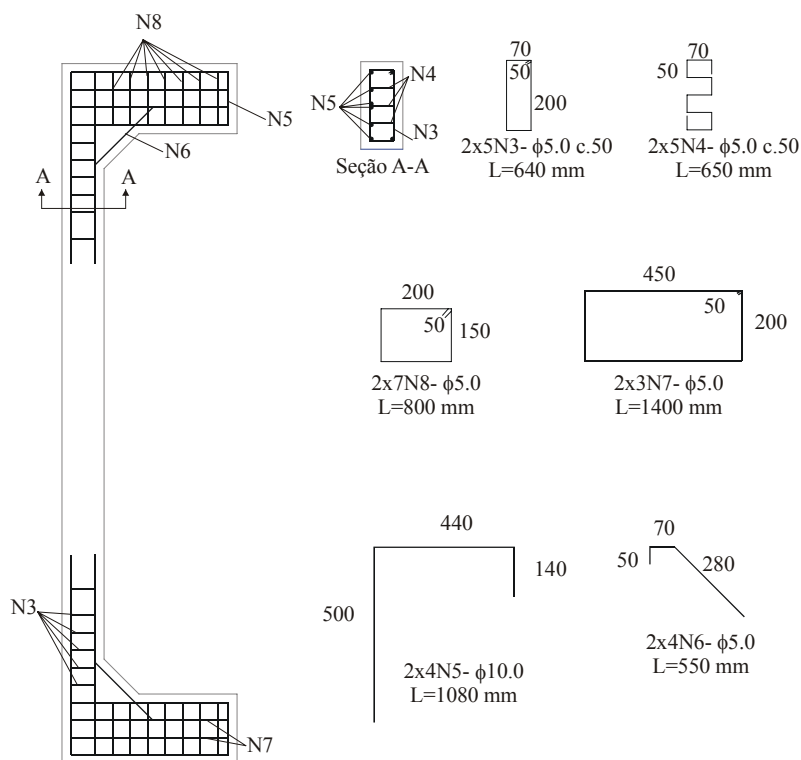


Figura 2.11 – Detalhamento de armaduras do grupo PCS

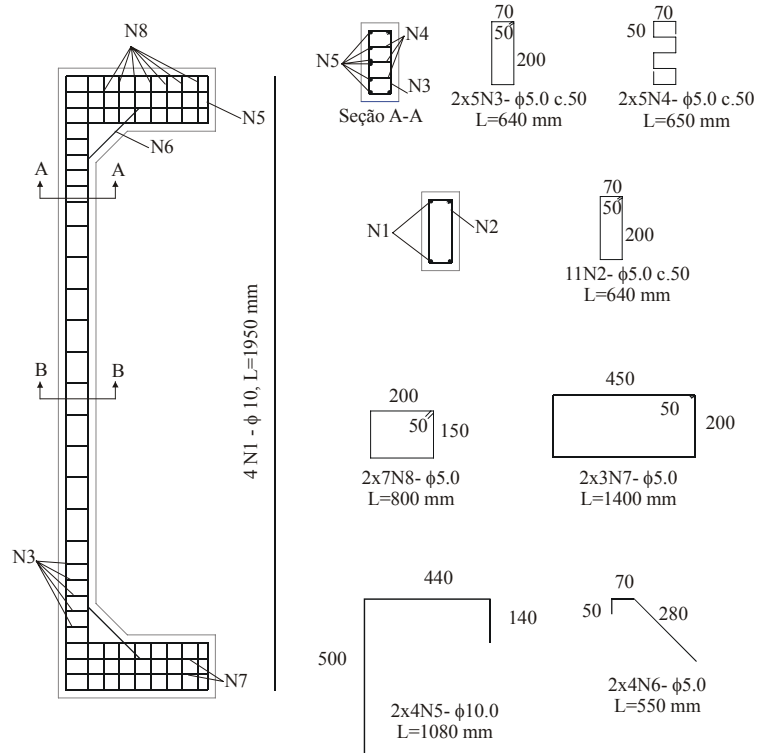


Figura 2.12 – Detalhamento de armaduras do grupo PCA4

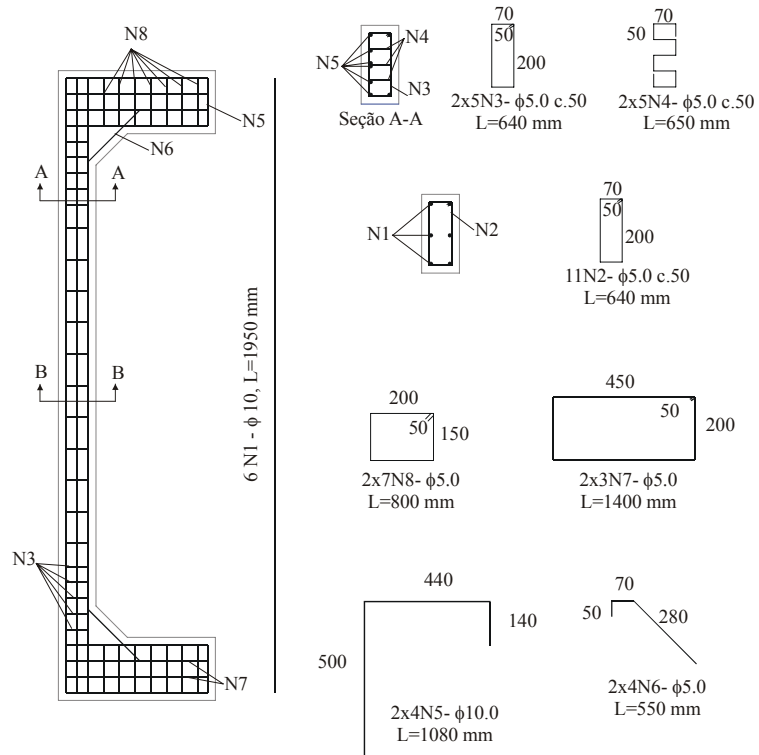


Figura 2.13 – Detalhamento de armaduras do grupo PCA6

Tabela 2.7 – Descrição dos grupos de ensaio. ARAÚJO (2004)

A_s	e	Nome	Descrição
0 $\rho = 0\%$	40	PCS-40	Pilar em Concreto Simples e excentricidade de aplicação de carga igual a 40 mm.
	50	PCS-50	Pilar em Concreto Simples e excentricidade de aplicação de carga igual a 50 mm.
	60	PCS-60	Pilar em Concreto Simples e excentricidade de aplicação de carga igual a 60 mm.
$A_s = 314 \text{ mm}^2$ $\rho = 1,05\%$	40	PCA4-40	Pilar em Concreto Armado, com 4 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 40 mm.
	50	PCA4-50	Pilar em Concreto Armado, com 4 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 50 mm.
	60	PCA4-60	Pilar em Concreto Armado, com 4 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 60 mm.
$A_s = 471 \text{ mm}^2$ $\rho = 1,57\%$	40	PCA6-40	Pilar em Concreto Armado, com 6 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 40 mm.
	50	PCA6-50	Pilar em Concreto Armado, com 6 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 50 mm.
	60	PCA6-60	Pilar em Concreto Armado, com 6 barras longitudinais e excentricidade de aplicação de carga de 60 mm.

ARAÚJO (2004) estudou o desenvolvimento das deformações das armaduras longitudinais dos pilares, bem como os deslocamentos, a curvatura da seção transversal, taxa de armadura, mecanismos de fissuração e esforços calculados.

A Tabela 2.8 apresenta os resultados experimentais e teóricos do pilar PCA6-40, a título de exemplo.

Tabela 2.8 – Esforços atuantes no pilar PCA6-40

N_{exp} (kN)	e_{exp} (cm)	M_{exp} (kN.cm)	N_{teo} (kN)	$\frac{N_{teo}}{N_{exp}}$	M_{teo} (kN.cm)	$\frac{M_{teo}}{M_{exp}}$
25	4,00	100	30	1,18	99	0,99
40	4,01	160	41	1,03	148	0,92
50	4,02	201	54	1,07	190	0,95
60	4,03	242	67	1,11	233	0,96
70	4,03	282	78	1,11	271	0,96
80	4,06	324	89	1,11	311	0,96
90	4,08	367	102	1,13	354	0,96
100	4,11	411	116	1,16	411	1,00
120	4,17	501	138	1,15	495	0,99
140	4,23	592	163	1,17	605	1,02
150	4,28	641	174	1,16	658	1,03
160	4,33	692	185	1,16	708	1,02
180	4,44	799	208	1,15	821	1,03
200	4,56	913	205	1,03	862	0,94
220	4,75	1.045	230	1,04	1.003	0,96
240	4,95	1.188	253	1,05	1.157	0,97
250	5,10	1.275	261	1,04	1.223	0,96
260	5,25	1.365	268	1,03	1.285	0,94
280	5,85	1.638	289	1,03	1.484	0,91
290	6,05	1.754	294	1,01	1.553	0,89
300	6,45	1.935	300	1,00	1.654	0,85
310	6,85	2.124	305	0,98	1.781	0,84
$F_u = 320 \text{ kN}$						

ARAÚJO (2004) verificou, a partir das análises das deformações, que nas séries de pilares de concreto armado, as deformações da armadura longitudinal na face tracionada aumentaram consideravelmente com o aumento da excentricidade, para o mesmo estágio de carregamento. As deformações do concreto na face comprimida aumentaram com o aumento da excentricidade para todas as séries de ensaio, no mesmo estágio de carregamento.

No tocante ao objetivo de ARAÚJO (2004) de contribuir com a formulação matemática do método de MELLO (2003), para diferentes excentricidades de aplicação da carga e taxas de armadura, destacaram-se as seguintes conclusões:

- Alguns pontos, nas séries PCA6 e PCA4, aproximaram-se das curvas teóricas de MELLO (2003) enquanto a maioria dos pontos ficou distante dos valores teóricos. Os pilares da série PCS apresentaram os valores mais próximos das curvas teóricas.
- Considerações no modelo teórico que não se reproduzem experimentalmente podem ter originado as diferenças entre as curvas teóricas e experimentais.
- Houve dificuldade de uma análise mais ampla do comportamento completo da curva experimental em virtude dos pontos das curvas experimentais constituírem apenas um pequeno intervalo na curva teórica.

Cabe aqui uma observação: uma análise detalhada dos trabalhos de ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004) mostra que parece ter havido um equívoco na abordagem do método de MELLO (2003), sendo comparados resultados de cada pilar para as diversas etapas de carregamento, quando a comparação deveria ter sido feita apenas para a carga de ruptura uma vez que o método de MELLO se aplica ao estado limite último. Algumas conclusões desses trabalhos, assim, devem ser vistas com ressalvas, sendo necessária uma reflexão maior sobre o assunto.

2.2 PRESCRIÇÕES DA NBR-6118 (2003)

2.2.1 Introdução

Pilares são elementos lineares de eixos retos, usualmente dispostos na vertical, em que são preponderantes as forças normais de compressão, conforme a NBR 6118: 2003.

Considera-se a seguinte classificação de pilares, para efeito de cálculo: pilares intermediários, extremos e, de canto. Os primeiros podem ser dimensionados a compressão simples, com esforço normal axial atuando no pilar, desde que obedeçam a determinadas condições.

Os pilares extremos serão, obrigatoriamente, calculados a flexo-compressão normal, ou seja, tem-se um momento fletor atuando num dos eixos principais. Para os pilares de canto deve-se dimensionar a flexo-compressão oblíqua, ou seja, ocorre uma solicitação concomitante de uma força normal e de dois momentos fletores atuando sobre os eixos principais da seção.

2.2.2 Disposições Construtivas dos Pilares

2.2.2.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal de diâmetro Φ_1 dos pilares deve ter como valor mínimo 10 mm (3/8”), para obter uma rigidez suficiente para mantê-la na posição vertical.

O número mínimo de barras n_{\min} deve ser suficiente para que se possa posicionar e amarrar os estribos, conforme a seção transversal, como mostra a Figura 2.14.

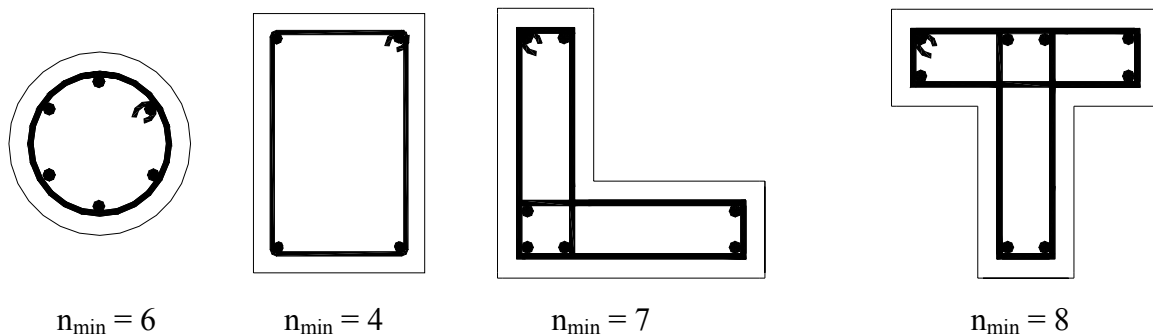


Figura 2.14 - Número mínimo de barras

O espaçamento entre as barras longitudinais deve obedecer a seguinte disposição.

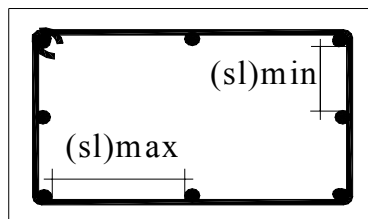


Figura 2.15 - Espaçamento entre barras longitudinais

A distância entre barras longitudinais máxima, $(s_l)_{\max}$, deve ser de 40cm.

Para
$$S_1(\min) \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \Phi_l \\ 1,2 \cdot (\Phi_{\max})_{\text{agregado}} \end{cases}$$

Na possibilidade de flambagem das barras das armaduras próximas da superfície da peça devem-se providenciar estribos poligonais

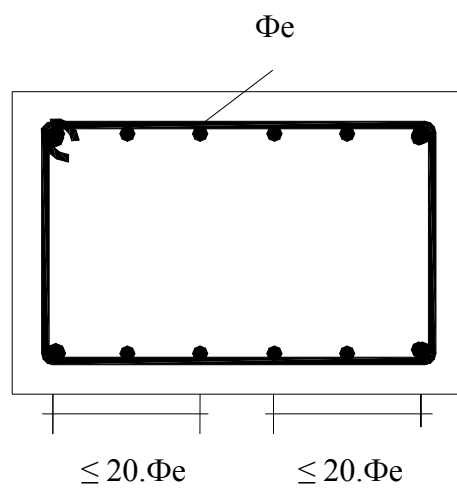


Figura 2.16 - Espaçamento do estribo poligonal

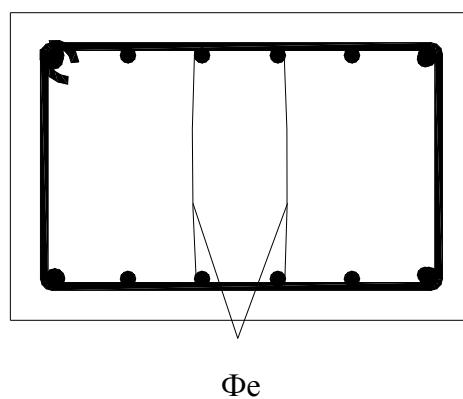


Figura 2.17 - Armadura transversal.

2.2.2.2 Armadura Transversal

Recomenda-se como bitola mínima dos estribos, Φ_e , os valores de $\Phi 1 / 4$ ou 5 mm (3 / 16").

Como espaçamento dos estribos, s_t , os seguintes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão externa da peça} \\ 21 \cdot \Phi l \text{ para armadura longitudinal com aços CA-25,32} \\ 12 \cdot \Phi l \text{ para armadura longitudinal com aços CA-40,50,60} \end{cases}$$

Para os estribos nas extremidades dos pilares recomenda-se para os pilares em geral e nos pré-moldados, colocar em suas extremidades, 2 a 3 estribos espaçados de $s_t / 2$ a $s_t / 4$.

2.2.2.3 Considerações da Seção

Considera-se como menor dimensão do pilar o valor de 20 cm, permitindo-se uma redução para 12 cm para os pilares retangulares e para 10 cm nos pilares compostos de retângulos (L, T, etc.) desde que o coeficiente de segurança γ_n seja 1,8 e a outra dimensão não ultrapasse 60 cm.

A menor dimensão da seção transversal dos pilares é de 360 cm².

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este estudo experimental desenvolvido no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília teve o propósito de estudar o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta reta.

O programa experimental foi composto por seis pilares de concreto armado submetidos à flexão composta reta. A variável considerada no estudo foi a excentricidade de aplicação da carga. Os demais parâmetros de ensaio, notadamente a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal e as dimensões das peças foram mantidos constantes, dentro do possível.

3.2 GEOMETRIA, ARMADURA E CARREGAMENTO DOS PILARES

Os pilares possuem seção transversal constante na região central, com base de 250 mm, altura de 120 mm e comprimento de 2020 mm, e seção variável nas extremidades, com 490 mm de comprimento cada, conforme mostra a Figura 3.1.

As extremidades do pilar foram executadas com balanços simétricos visando facilitar a colocação dos defletômetros para medição dos deslocamentos verticais que permitiram obter a rotação das extremidades do pilar. Nos ensaios de ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004) isto não foi possível.

O esquema de aplicação de forças e vinculação foi um pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades, na direção da menor dimensão da seção transversal.

A carga excêntrica foi aplicada usando aparelhos de apoio constituídos por um cilindro de aço de 50 mm de diâmetro colocado entre duas placas de aço de 50 mm de espessura, soldado a uma delas. Um pilar foi ensaiado com carga centrada, e os demais foram ensaiados com excentricidade de 15 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm e 60 mm.

Um pórtico metálico fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília foi projetado pelo professor José Humberto Matias de Paula, do ENC, e executado especialmente para

ensaiar os modelos dessa linha de pesquisa. A Figura 3.2 ilustra como os modelos foram ensaiados no pórtico.

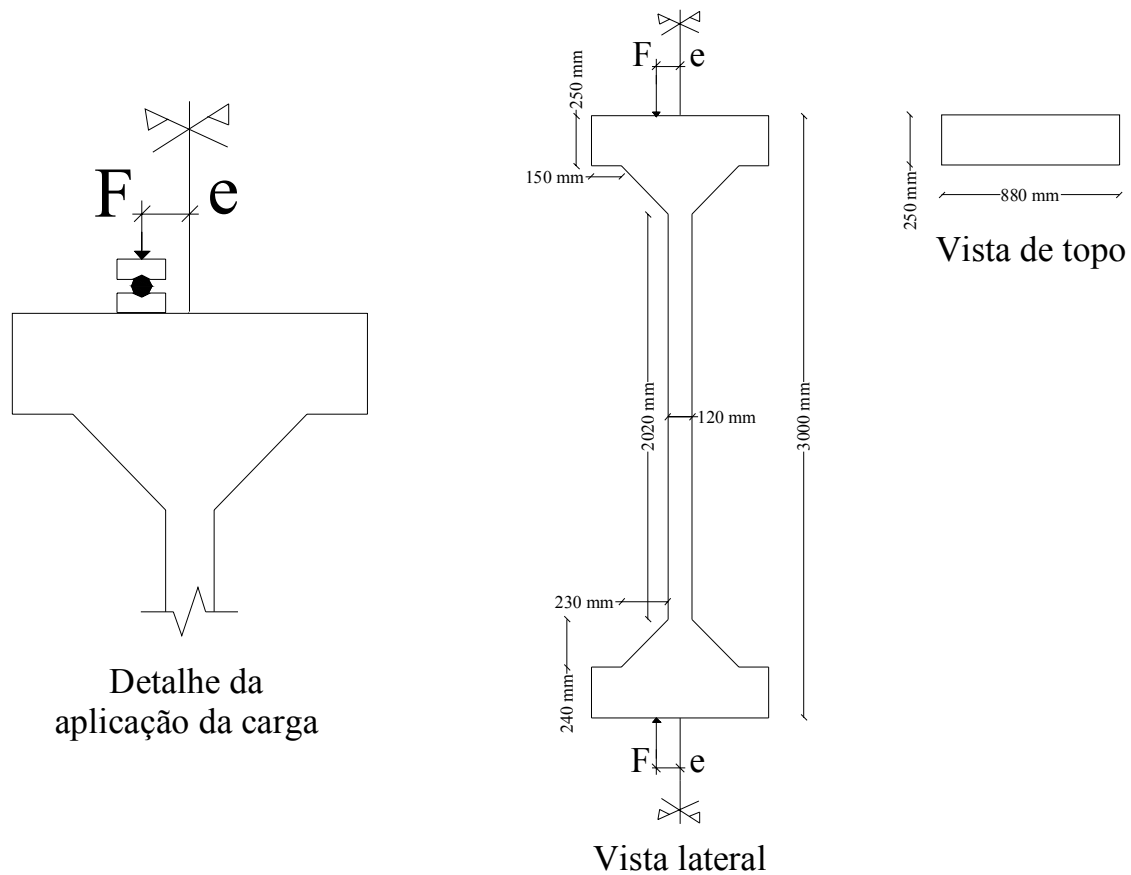


Figura 3.1 – Dimensões geométricas do pilar

As armaduras longitudinais constam de seis barras de aço CA-50, de diâmetro de 10 mm; as transversais constam de estribos e de armaduras de fretagem, de diâmetro de 5 mm, dispostos conforme Figuras 3.3 a 3.5.

A tabela a seguir traz a descrição dos parâmetros dos pilares em estudo.

Tabela 3.1 – Características básicas dos pilares ensaiados

Esforço	Pilares	e (mm)	L (mm) *	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)	ρ (%)
FLEXÃO COMPOSTA RETA	PFN0-3	0	2020	30000	471	1,57
	PFN15-3	15				
	PFN30-3	30				
	PFN40-3	40				
	PFN50-3	50				
	PFN60-3	60				

* Comprimento do trecho central, de seção constante. $L = 3150$ mm entre rótulas.

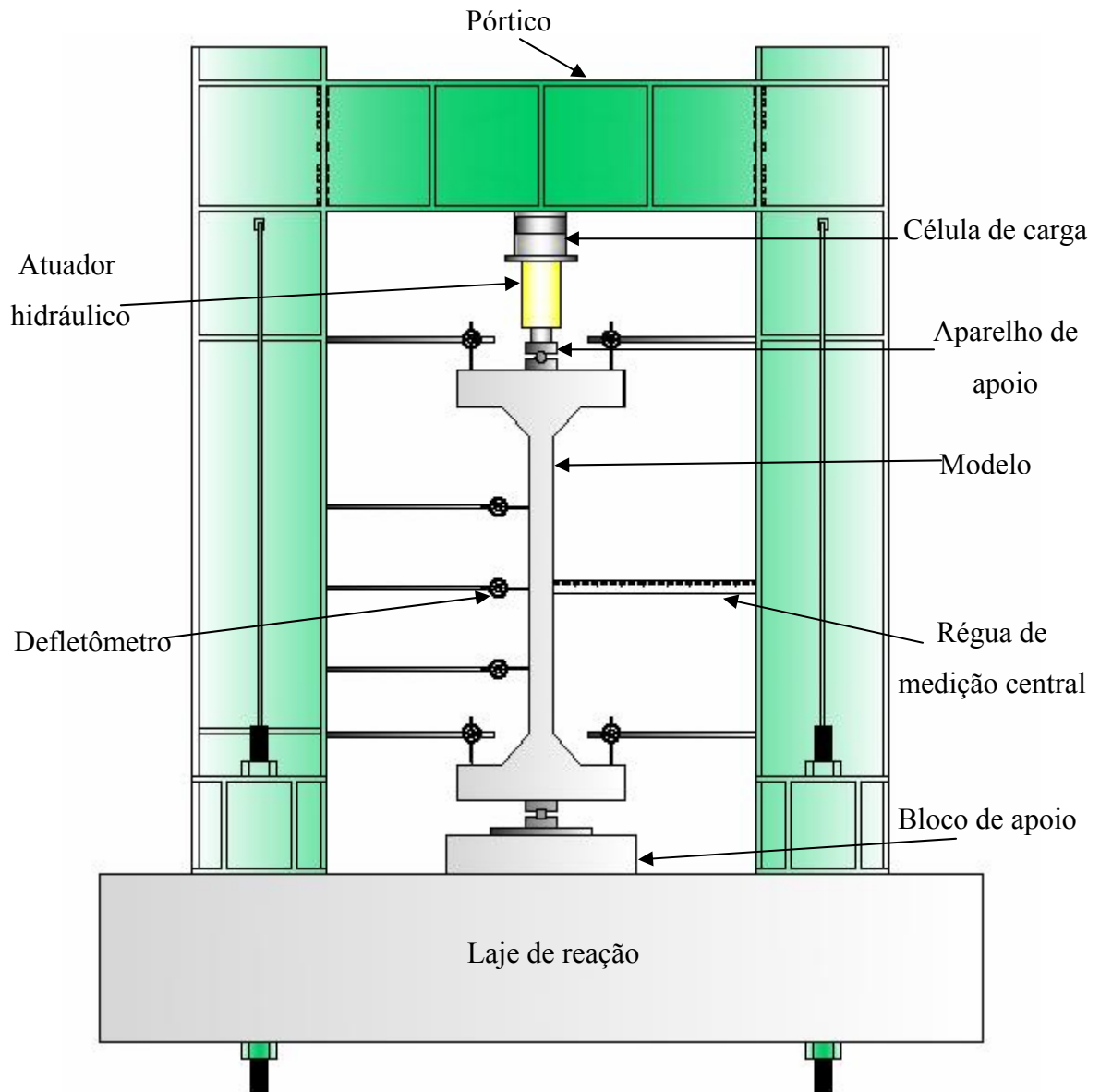


Figura 3.2 – Esquema geral de ensaio

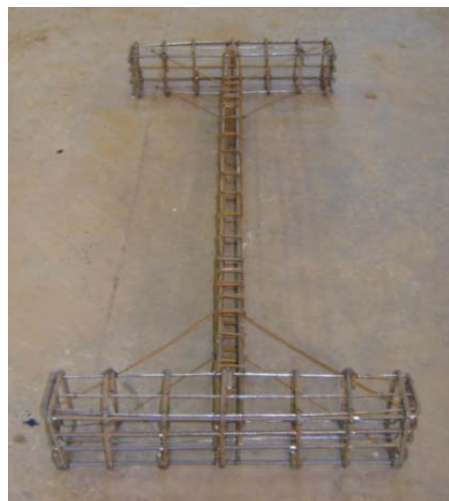


Figura 3.3 – Foto da armadura do pilar

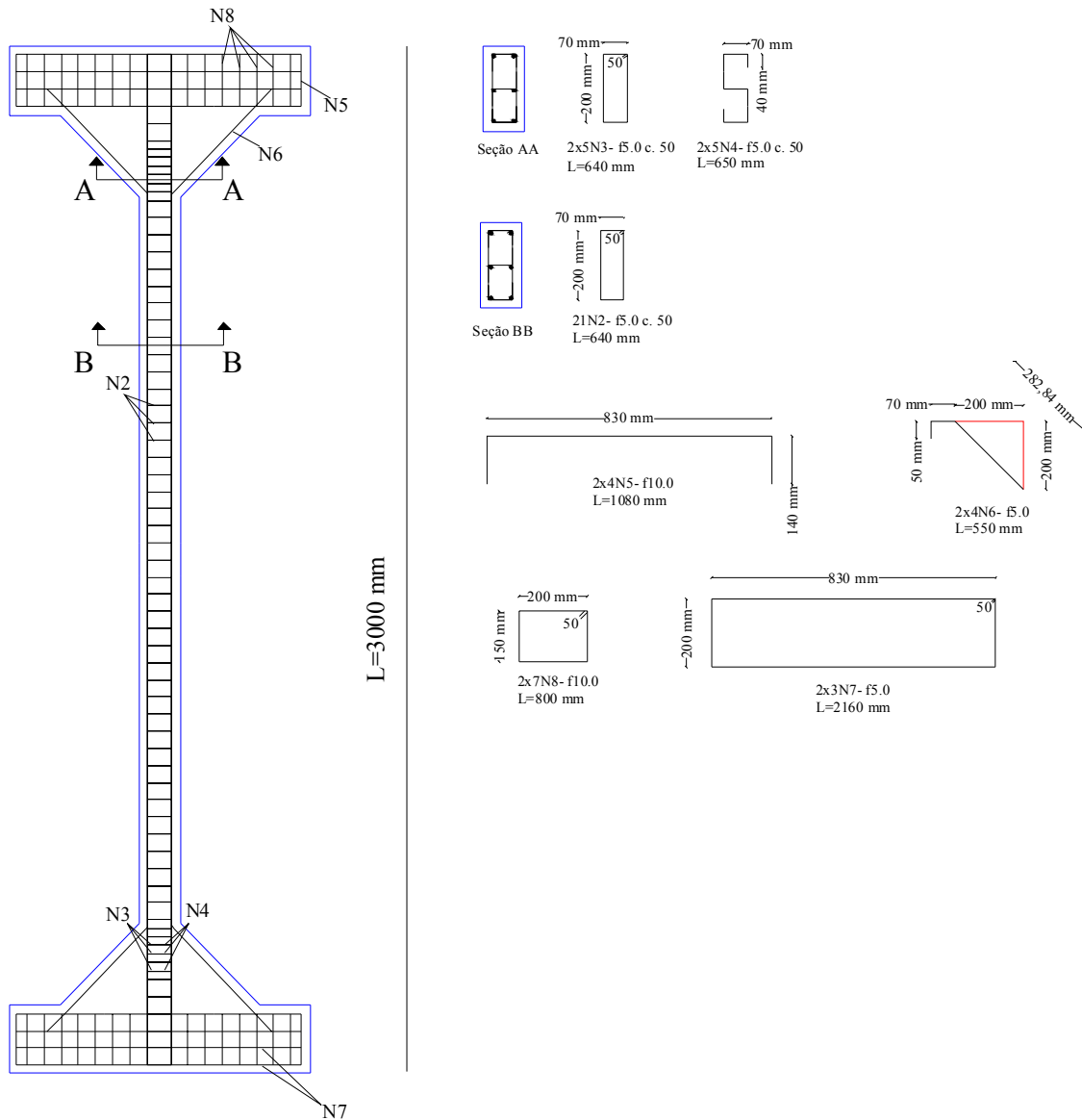


Figura 3.4 – Armadura do pilar

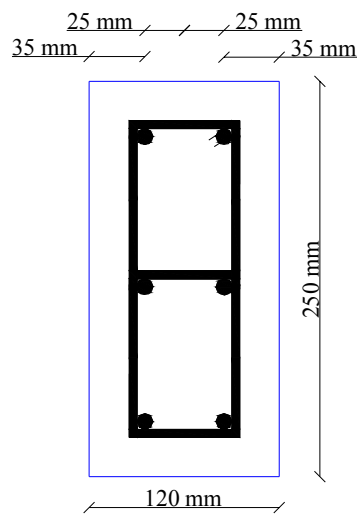


Figura 3.5 – Detalhe da seção central do pilar

3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

3.3.1 Confeção das fôrmas

As fôrmas foram confeccionadas em sua base com madeirite plastificado de 17 mm de espessura, com dimensões de 1100 mm x 3300 mm, acoplada a vigotas de madeira de seção transversal 60 mm x 60 mm e comprimento de 1100 mm. Suas laterais foram constituídas por madeirite plastificado de 12 mm e, interconectadas entre si com pregos numa lateral e, por parafusos de cabeça sextavada na outra, com o propósito de facilitar a desmoldagem; em ambas as laterais a interconexão foi feita por meio de tarugo aparelhado de 25 mm x 45 mm, como se pode visualizar na Figura 3.6.

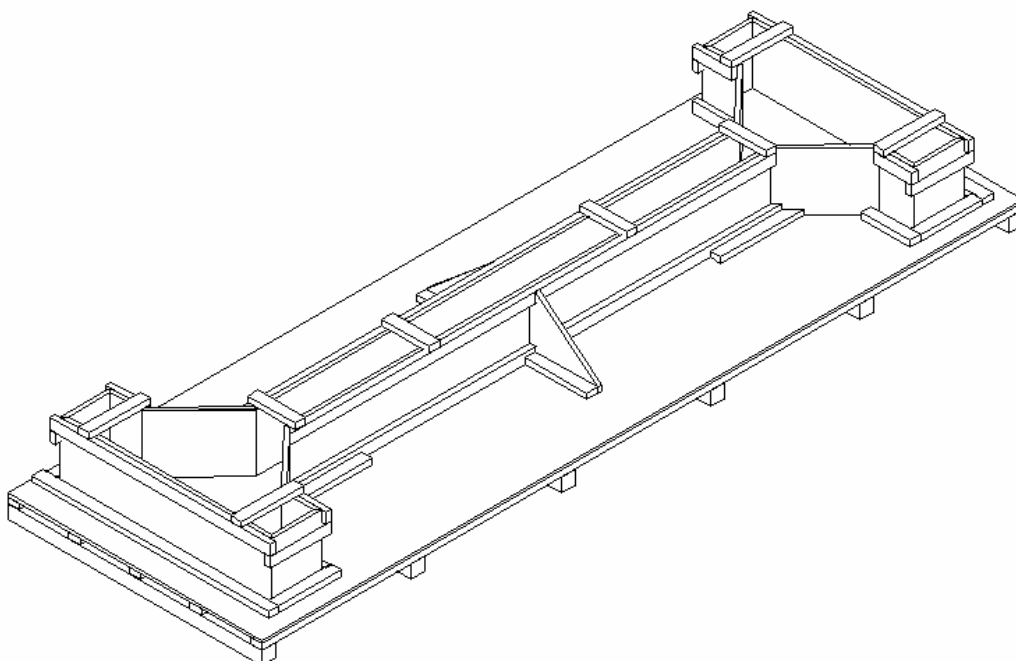


Figura 3.6 – Fôrma utilizada na moldagem do pilar

3.3.2 Moldagem e desmoldagem dos pilares

As fôrmas foram confeccionadas na carpintaria do prédio SG-12 e depois foram transportadas para o Laboratório de Estruturas, no Bloco E da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, onde foram posicionadas para receber as armaduras e, posteriormente o concreto (Figura 3.7).

Utilizou-se concreto usinado transportado até o laboratório por caminhão betoneira e com carrinhos-de-mão até as fôrmas onde foi colocado manualmente com o uso de pás e adensado mecanicamente com vibrador de agulha de 35 mm de diâmetro (Figura 3.8).

Após a moldagem procedeu-se ao remate da superfície dos pilares com colher de pedreiro para deixar a face externa lisa, facilitando subsequentemente à colagem dos extensômetros do concreto.

Com o início da pega do concreto os pilares foram cobertos inicialmente com tecidos umedecidos e em seguida com lonas plásticas. Realizou-se a cura molhando-os duas vezes ao dia, durante os sete dias seguintes à concretagem. A desmoldagem ocorreu no oitavo dia (Figura 3.9).



Figura 3.7 – Fôrmas com armaduras



Figura 3.8 – Detalhe da concretagem e do adensamento



Figura 3.9 – Pilares desmoldados

3.3.3 Materiais

3.3.3.1 Concreto

Utilizou-se concreto usinado dosado para 40 MPa de resistência à compressão aos 28 dias; o ensaio de abatimento do cone, feito minutos antes da concretagem, evidenciou um abatimento de 110 mm (Figura 3.10). Todos os seis pilares foram moldados numa única etapa, sendo extraídos 27 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 150 mm x 300 mm, para ensaios de caracterização do concreto (Figura 3.11). Realizaram-se ensaios de resistência à compressão, de tração por compressão diametral e de determinação do módulo de elasticidade longitudinal. Os resultados são apresentados no Capítulo 4.



Figura 3.10 – Abatimento do concreto



Figura 3.11 - Corpos-de-prova sendo moldados

3.3.3.2 Aço

Empregou-se barras de aço de diâmetro nominal de dez e cinco milímetros, respectivamente, para as armaduras longitudinal e transversal. Foram extraídas duas amostras de barra de aço de 10 mm de diâmetro nominal para a realização do ensaio de tração com conseqüente obtenção do diagrama tensão x deformação, apresentado no Capítulo 4.

3.3.4 Instrumentação

3.3.4.1 Instrumentação das armaduras

Utilizou-se extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca Kyowa Electronic Instruments do tipo KFG-5-120-C1-11 para medir a deformação das armaduras longitudinais (Figura 3.12).

O procedimento de preparação da superfície das armaduras foi o seguinte:

- remoção das mossas por meio de rebolo de desbaste, constituído de agregado vítreo e óxido de alumínio;
- uso de lixas nº 80 e 120 para lixamento da superfície;
- limpeza e preparação da superfície com álcool isopropílico, condicionador e neutralizador.

Com a superfície preparada procedeu-se à fixação do EER com adesivo de éster de cianoacrilato (*Superbonder*) da marca LOCTITE. Em seqüência, foram soldados pares de

firos, retirados de cabo telefônico multipar CCI (Cabo de comunicação interna), aos extensômetros isolando-se seus terminais elétricos com fita elétrica isolante comum e posterior isolamento com fita isolante de auto-fusão, propiciando assim a proteção da instrumentação das armaduras. A Figura 3.13 mostra detalhes dos pontos de instrumentação.

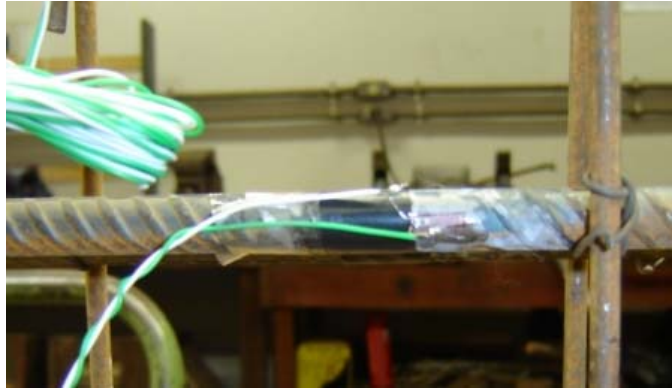


Figura 3.12 – Detalhe da fixação do EER à armadura

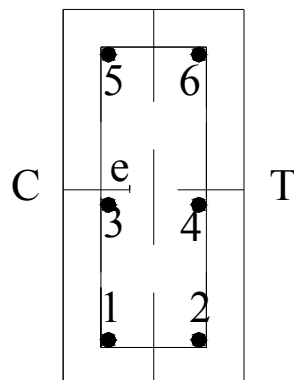


Figura 3.13 – Posição dos EER da armadura

3.3.4.2 Instrumentação do concreto

Com o propósito de se obter as deformações no concreto, utilizou-se extensômetros elétricos de resistência modelo KC-70-120-A1-11 da Kyowa.

As etapas da instrumentação do concreto foram as seguintes:

- lixamento da superfície com lixa nº 120;
- retirada do material pulverulento e, de possíveis impurezas;
- aplicação de araldite 10 minutos;

- verificação da resistência do EER (deve ter 120Ω);
- fixação do EER ao pilar por meio de adesivo cianoacrilático;
- soldagem de seus terminais aos fios que os ligarão ao sistema de aquisição de dados.

A Figura 3.14 mostra os EER's colados no concreto.



Figura 3.14 – Detalhe dos EER's colados no pilar

3.3.4.3 Medição dos deslocamentos

Defletômetros Huggenberger Zurich, com precisão de 0,01 mm e curso de 50 mm foram empregados para a leitura dos deslocamentos verticais e horizontais. A Figura 3.15 apresenta a posição dos defletômetros utilizados para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos pilares durante os ensaios.

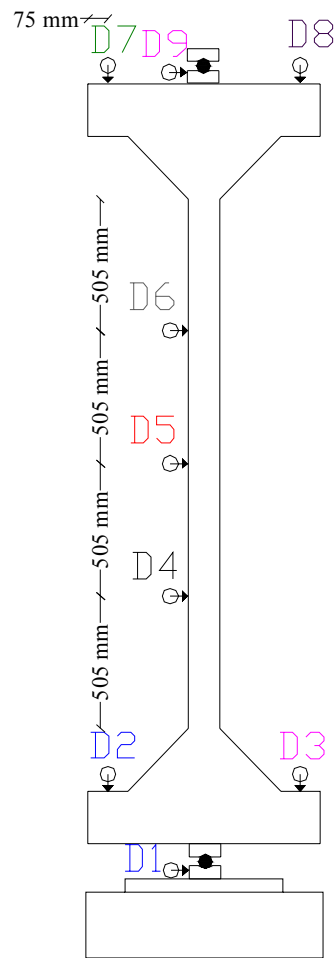


Figura 3.15 – Posição dos defletômetros nos modelos ensaiados

Para uma leitura complementar dos deslocamentos até o momento da ruptura, devido ao curso limitado do defletômetro central, foi utilizada uma régua de medição de aço inoxidável. A posição do defletômetro central e da régua encontra-se na Figura 3.16.



Figura 3.16 – Detalhe do defletômetro central e da régua de medição

Além dos defletômetros supracitados utilizados para leituras diretas do modelo ensaiado, foram dispostos defletômetros nos aparelhos de apoio, com o objetivo de monitorar possíveis deslocamentos horizontais dos mesmos. A Figura 3.17 mostra o defletômetro do aparelho de apoio inferior e os dois defletômetros de medida de deslocamento vertical que fornecem também a rotação do extremo inferior do pilar.



Figura 3.17 – Disposição dos defletômetros na base do pilar e no aparelho de apoio inferior

O defletômetro usado no aparelho de apoio superior é elétrico, e acoplado ao sistema de aquisição de dados, conforme Figura 3.18.



Figura 3.18 - Defletômetro elétrico no aparelho de apoio superior

O pórtico também foi monitorado com dois defletômetros, um em cada base de coluna. Ver Figura 3.19.

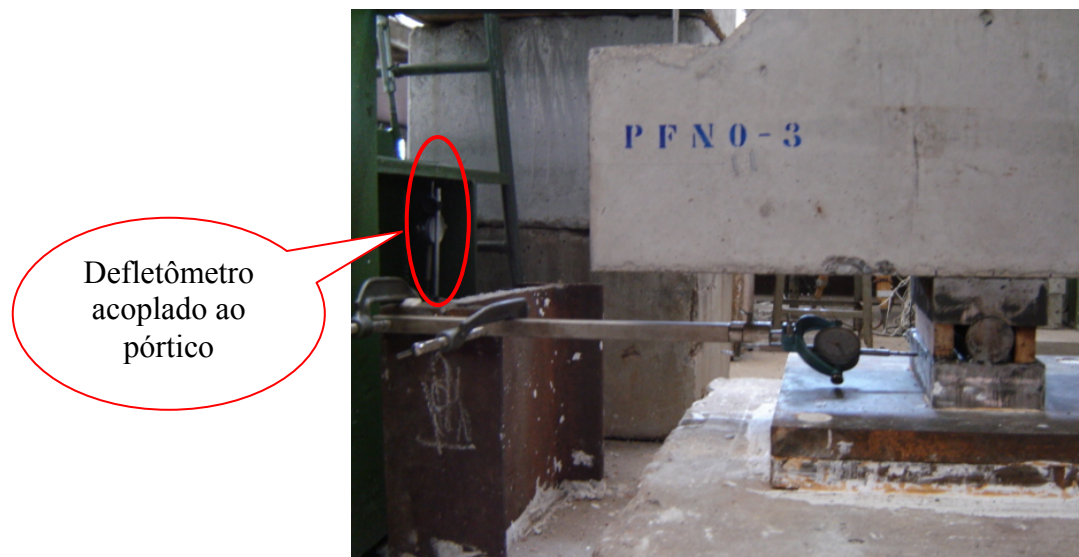


Figura 3.19 – Detalhe do defletômetro no pórtico

3.3.5 Procedimentos dos ensaios

Inicialmente, procedeu-se à fixação dos aparelhos de apoio nas extremidades do pilar, por meio de parafusos, ilustrado na Figura 3.20. Como medida preventiva, soldou-se argolas de aço no aparelho de apoio superior para impedir sua queda quando da ruptura do pilar.

Os aparelhos de apoio constituíam-se de duas placas retangulares de aço 1045 de dimensões 120 mm x 250 mm, e espessura de 50 mm e, de um rolete cilíndrico maciço de aço 1045 com 50 mm de diâmetro soldado a uma das placas, para garantir a rotação da peça (Figura 3.21).



Figura 3.20 – Fixação do aparelho de apoio



Figura 3.21 – Detalhe do aparelho de apoio

Um pórtico rolante com talha móvel de capacidade de 50 kN foi utilizado para posicionar os modelos no pórtico de ensaios conforme Figura 3.22.



Figura 3.22 – Transporte do modelo para o pórtico

Posteriormente, os modelos eram posicionados verticalmente, com o aparelho de apoio inferior apoiado sobre a laje de reação por intermédio de uma placa de aço de dimensões 500 mm x 500 mm x 50 mm e um bloco de concreto armado de 750 mm x 750 mm x 250 mm. A Figura 3.23 mostra detalhe do apoio do modelo sobre a laje de reação.



Figura 3.23 – Detalhe da base de apoio

Efetou-se a verificação do prumo e nível do pilar e colocou-se um dispositivo de travamento com caibros fixados nas colunas do pórtico de ensaios para garantir o posicionamento e alinhamento durante a preparação do ensaio. Nos dois primeiros ensaios utilizou-se o atuador hidráulico A (Figura 3.24) acionado por bomba elétrica (Figura 3.26); nos ensaios restantes foi utilizado o atuador hidráulico B (Figura 3.25) acionado por bomba manual (Figura 3.27), em virtude de problemas técnicos no cilindro A. O atuador foi disposto na extremidade superior do pilar, sendo responsável pela aplicação da força, monitorada por meio de uma célula de carga KRATOS, com capacidade de 2000kN.



Figura 3.24 – Atuador hidráulico A



Figura 3.25 – Atuador hidráulico B



Figura 3.26 – Bomba elétrica



Figura 3.27 – Bomba manual

As leituras dos extensômetros das armaduras e do concreto foram coletadas por uma unidade de medida eletrônica multicanal, Spider8-30; o processamento de dados, no computador, foi propiciado pelo software Catman 4.5. Ambos, aparelho e software, foram produzidos pela Hottinger Baldwin Messtechnik – HBM. (Figura 3.28).



Figura 3.28 – Sistema de aquisição de dados durante o ensaio

Em alguns ensaios foi utilizada, concomitante ao Spider8-30, uma caixa comutadora SS-24R para ligar alguns EER's ao Indicador de deformações SM – 60D da Kyowa Electronic Instruments Co. Ltd. (Figura 3.29)



Figura 3.29 – Caixa comutadora e Indicador de deformações

4 APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo apresenta as características mecânicas do aço e do concreto utilizados nos modelos ensaiados e os resultados obtidos nos ensaios dos pilares, tais como fissuração e modos de ruptura, deformações nas armaduras longitudinais e no concreto, deslocamentos horizontais e verticais do pilar, rotações dos apoios e deslocamentos verticais da base do pórtico de ensaios.

4.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS

4.2.1 Aço

Foram ensaiadas duas amostras do aço utilizado na armadura longitudinal dos modelos. Para cada amostra foram registradas as deformações da barra por meio de um par de extensômetros removíveis desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da UnB. Próximo à ruptura o equipamento era retirado para se evitar possíveis danos.

A Tabela 4.1 resume os dados obtidos no ensaio.

Tabela 4.1 – Caracterização da armadura

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (mm/m)	ϵ_y^* (mm/m)	f_r (MPa)	E_s (GPa)
10	592	3,14	3,14	713	189

onde:

f_y : tensão de escoamento do aço

ϵ_y : deformação específica de escoamento do aço

ϵ_y^* : deformação específica de escoamento do aço correspondente ao diagrama tensão *versus* deformação simplificado

f_r : tensão de ruptura do aço

E_s : módulo de elasticidade do aço

A Figura 4.1 mostra a curva tensão *versus* deformação da armadura longitudinal de uma das amostras ensaiadas.

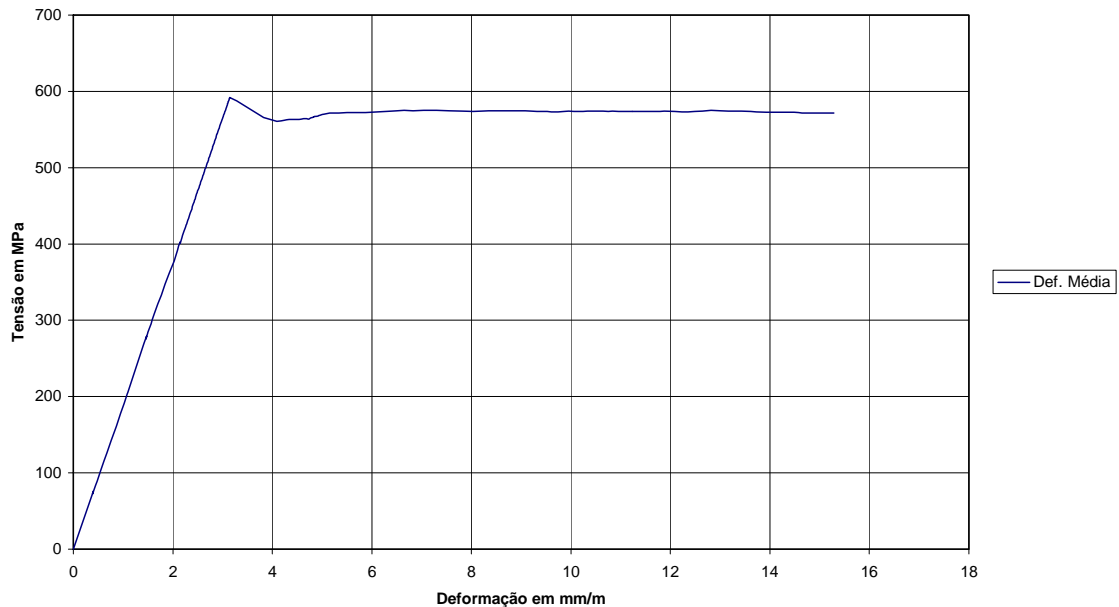


Figura 4.1 – Gráfico tensão-deformação do aço de 10 mm

4.2.2 Concreto

Foram aferidas, no intervalo entre dois ensaios, as propriedades mecânicas do concreto utilizado nos modelos por meio de corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 150 mm x 300 mm, ensaiados à compressão simples (NBR 5739:1980) e à tração por compressão diametral (NBR 7222:1983). Obtiveram-se a resistência à compressão do concreto, f_c ; o módulo de deformação longitudinal, E_c , calculado pela NBR 8522:2003, e a resistência à tração do concreto por compressão diametral, f_{tc} . A Tabela 4.2 apresenta as propriedades mecânicas do concreto.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do concreto

Pilar	IDADE (dias)	f_c (MPa)	f_c (MPa) (médio)	f_{tc} (MPa)	f_{tc} (MPa) (médio)	E_c (GPa)	E_c (GPa) (médio)
PFN0-3 e PFN15-3	60	35,8	36	2,9	3	21,7	29
		36,6		2,7		30,0	
		35,0		2,7		34,4	
PFN30-3 e PFN40-3	81	34,3	34	3,1	3	34,6	32
		34,4		3,2		32,6	
		33,1		3,5		27,4	
PFN50-3 e PFN60-3	85	38,3	38	3,0	3	30,4	31
		37,9		3,2		32,4	
		36,6		3,1		30,4	

4.3 COMPORTAMENTO DOS PILARES ATÉ A RUPTURA

Serão apresentados a seguir os resultados de deformações nas armaduras longitudinais e no concreto, os deslocamentos transversais (horizontais) e longitudinais (verticais), as rotações de apoio, os deslocamentos verticais da base do pórtico de ensaio, a fissuração e os modos de ruptura dos seis pilares ensaiados neste trabalho.

4.3.1 Fissuração, carga última e modos de ruptura

O modelo PFN0-3 apresentou sua primeira fissura para a carga de 700 kN na região central do consolo inferior. Os demais modelos apresentaram fissuras iniciais em sua região central, na face tracionada, que se propagaram para as demais faces.

Os modelos apresentaram ruptura por flexo-compressão em sua região central. O pilar PFN0-3, com carga centrada, apresentou ruptura brusca.

Cabe lembrar que os ensaios de PFN0-3 e PFN15-3 foram realizados com a bomba elétrica, cujo controle de pressão é um pouco precário e o modo de ruptura pode ter sido afetado por esta característica do equipamento. A bomba manual usada nos outros ensaios, por outro lado, não era adequada para o ensaio do pilar com carga centrada cuja carga de ruptura era muito alta. No ensaio do pilar PFN15-3 a bomba foi desligada antes que ocorresse a ruptura do concreto. Decidiu-se então reensaiar o pilar, o que foi feito com a bomba manual.

A Tabela 4.3 mostra a carga última e o modo de ruptura observados nos ensaios.

Tabela 4.3 – Carga última e modo de ruptura dos pilares ensaiados

PILAR	Fu (kN)	MODO DE RUPTURA
PFN0-3	1053	Ruptura brusca com esmagamento do concreto
PFN15-3	447	Ruptura por flexo-compressão na região central
PFN30-3	255	
PFN40-3	170	
PFN50-3	155	
PFN60-3	131	

As Figuras 4.2 a 4.13 apresentam o mapeamento de fissuras nos modelos e seu modo de ruptura.



Figura 4.2 – Fissura no pilar PFN0-3



Figura 4.3 – Ruptura do pilar PFN0-3

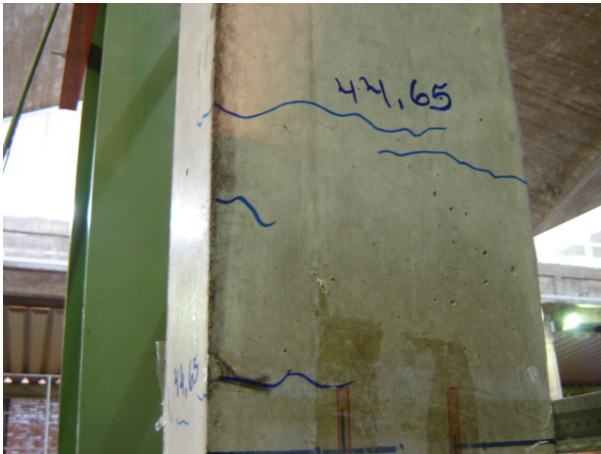


Figura 4.4 – Fissuras do pilar PFN15-3



Figura 4.5 – Ruptura do pilar PFN15-3



Figura 4.6 – Fissuras do pilar PFN30-3



Figura 4.7 – Ruptura do pilar PFN30-3



Figura 4.8 – Fissuras do pilar PFN40-3



Figura 4.9 – Ruptura do pilar PFN40-3



Figura 4.10 – Fissuras do pilar PFN50-3



Figura 4.11 – Ruptura do pilar PFN50-3

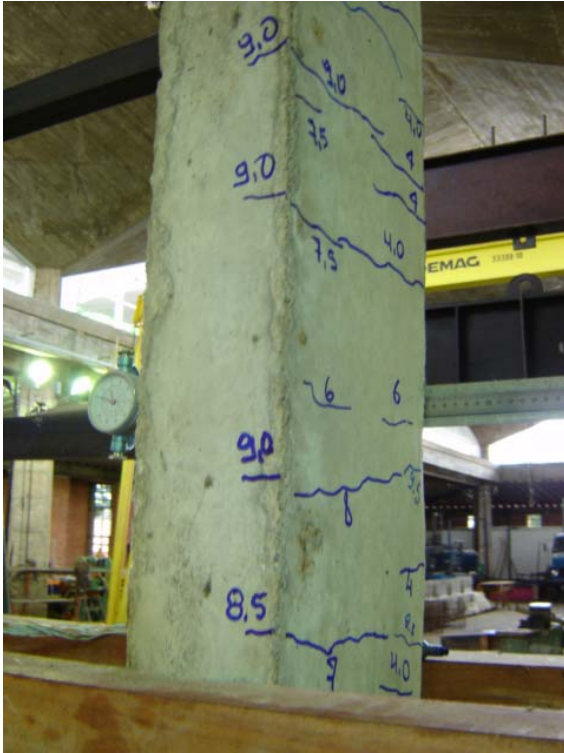


Figura 4.12 – Fissuras do pilar PFN60-3



Figura 4.13 – Ruptura do pilar PFN60-3

4.3.2 Deformações na armadura

As Figuras 4.14 a 4.20 apresentam os gráficos das deformações ocorridas nas armaduras longitudinais dos modelos durante os ensaios e as forças de início de fissuração e de ruptura. Ao lado de cada gráfico tem-se a identificação das armaduras na seção.

Os modelos ensaiados possuíam os extensômetros 1, 3 e 5 na face comprimida pela flexão, que daqui em diante será referida apenas como face comprimida, e os extensômetros 2, 4 e 6 em sua face tracionada pela flexão, que daqui em diante será referida apenas como face tracionada.

A força atuante corresponde ao carregamento imposto ao pilar pelo atuador hidráulico, tendo como ponto de partida o valor zero. O valor da deformação é a média das leituras realizadas nos dois extensômetros colados em cada armadura. Em alguns casos é a leitura de apenas um dos extensômetros, devido à perda do outro.

No modelo PFN0-3 (carga centrada) os valores de deformações no extensômetro E6 foram registrados até a carga de 902 kN, carga a partir da qual os extensômetros que dão a média E6 deixaram de funcionar. Nesse modelo todos os extensômetros indicaram somente

valores de deformações de compressão. Verifica-se no gráfico da Figura 4.14 que as leituras nos extensômetros E3, E5 e E6 apresentaram maiores valores em relação aos demais extensômetros o que evidenciou o surgimento de excentricidade nas duas direções.

No modelo PFN15-3 apenas um dos dois extensômetros colados em cada face da armadura nas posições E1, E2, E4 e E5 funcionou. Esse modelo também apresentou todos os seus extensômetros com valores de deformações de compressão até a ruptura. Os extensômetros da face comprimida apresentaram maiores valores de deformação em relação aos da face tracionada. No re-ensaio do PFN15-3 os extensômetros do lado comprimido indicaram pequenas deformações de compressão, enquanto que os do lado tracionado registraram reduzidos valores de deformação de tração.

No pilar PFN30-3 os extensômetros E1 e E6 registraram deformações em apenas um dos lados da armadura, em virtude da perda de um dos extensômetros. Nesse modelo os extensômetros não apresentaram bom comportamento. Os extensômetros E1, E3 e E5, na face comprimida, apresentaram leituras de deformação de compressão, registrando -0,26 ‰, -0,15 ‰ e 0,30 ‰, respectivamente, para as cargas de 150 kN, 150 kN e 200 kN, respectivamente, (a ruptura ocorreu com 255 kN). Na face tracionada os extensômetros E2, E4 e E6 registraram deformações de compressão até a carga de 150 kN, invertendo para tração na carga de 200 kN (0,12 ‰, 0,18 ‰ e 0,42 ‰ respectivamente).

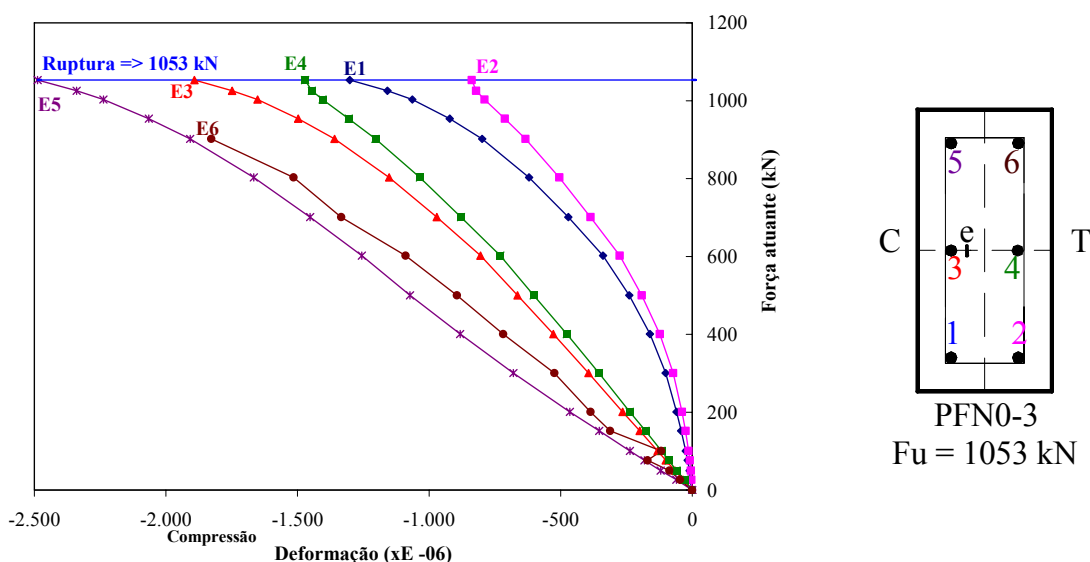


Figura 4.14 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN0-3

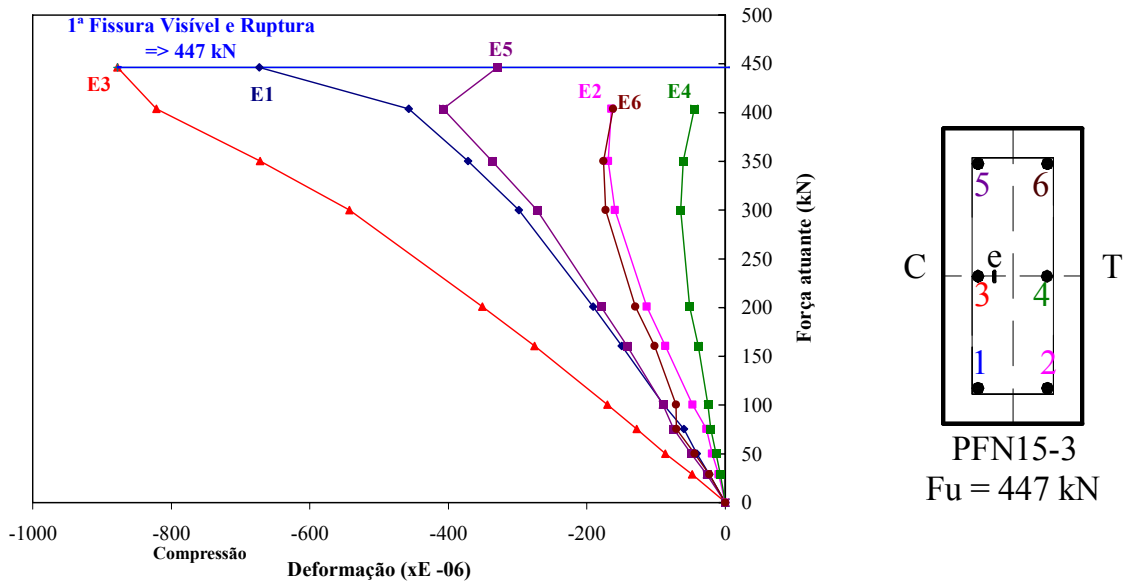


Figura 4.15 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN15-3

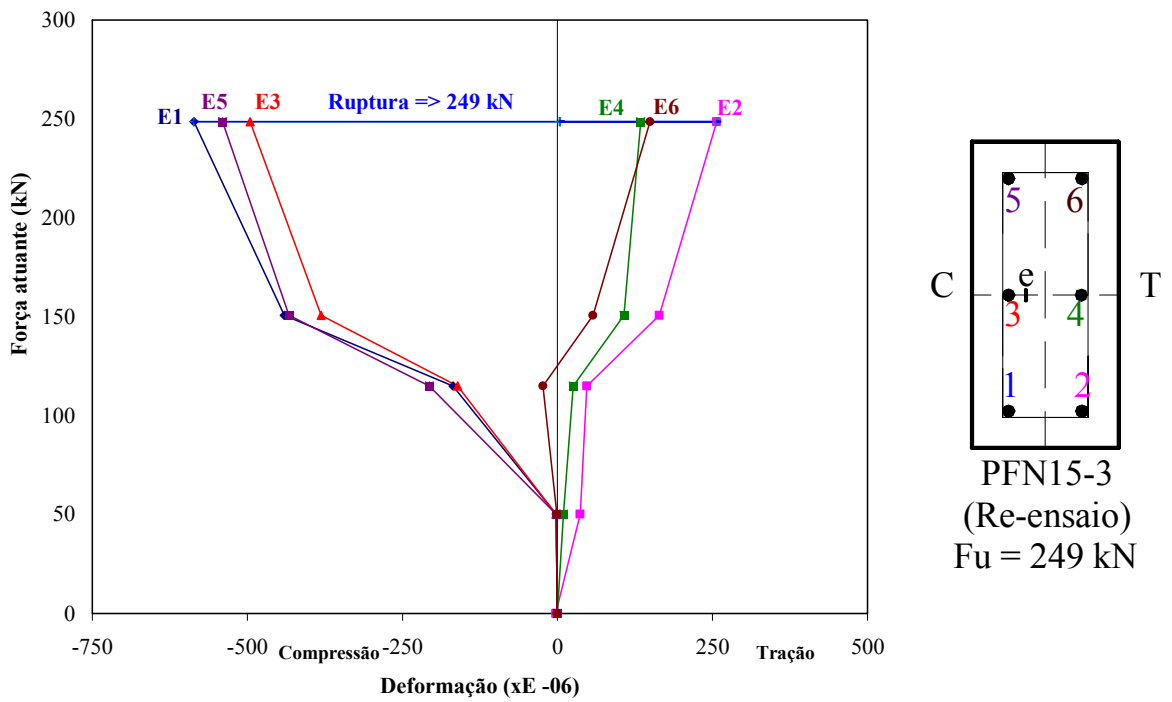


Figura 4.16 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)

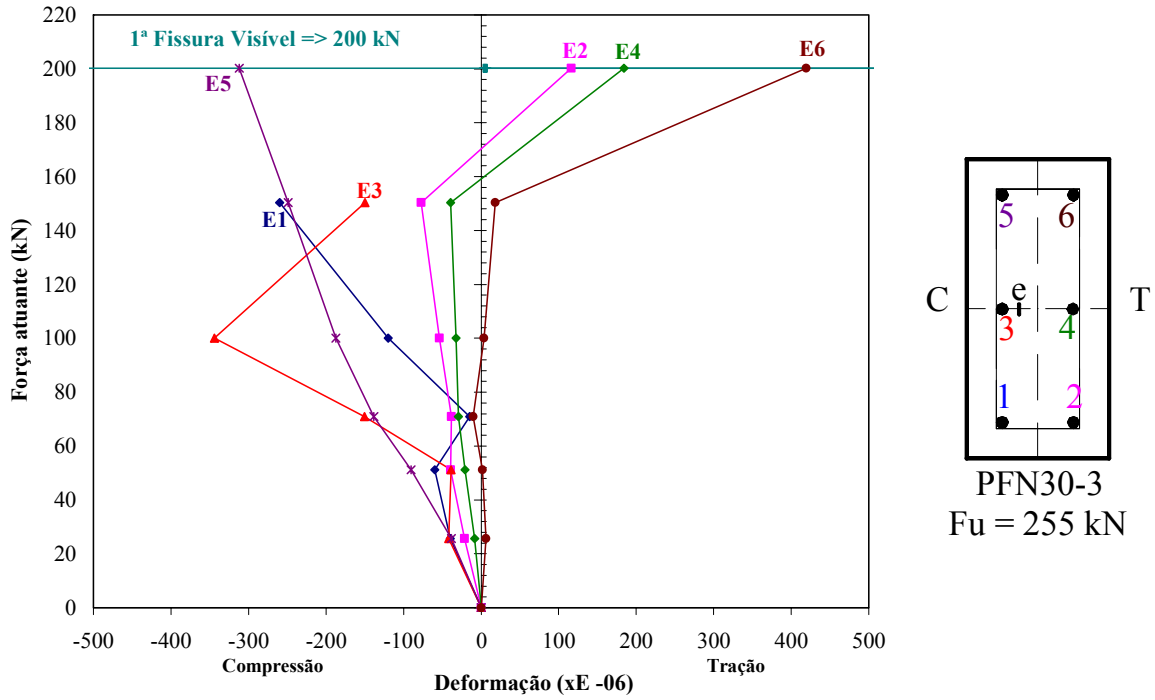


Figura 4.17 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN30-3

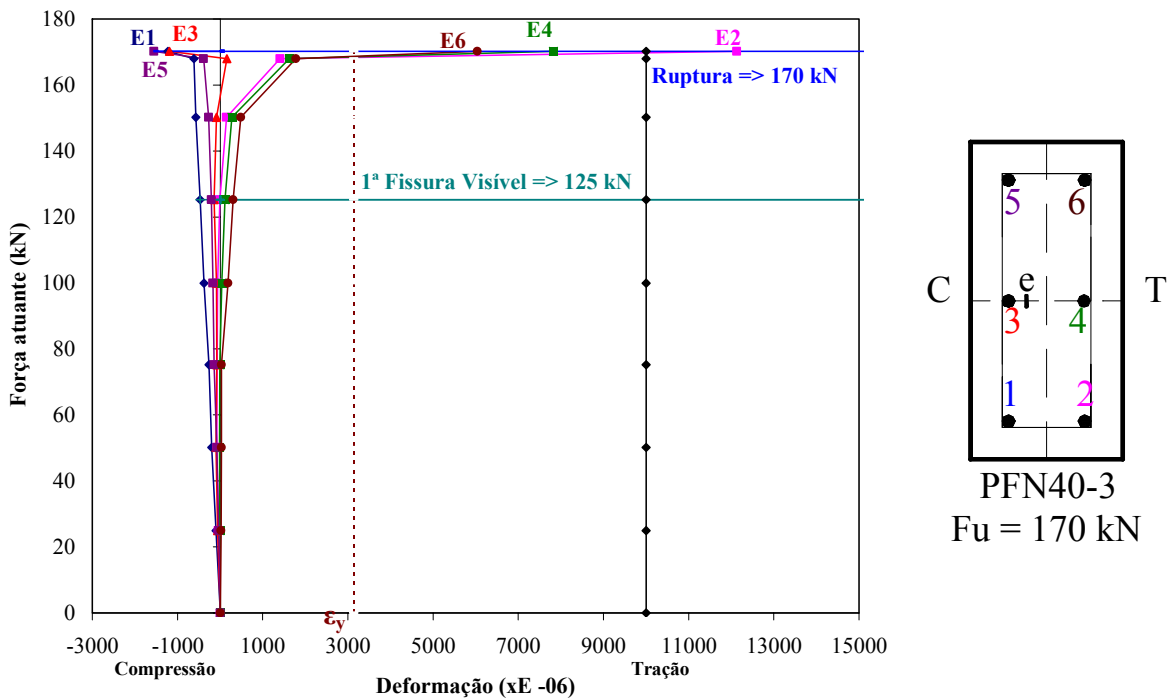


Figura 4.18 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN40-3

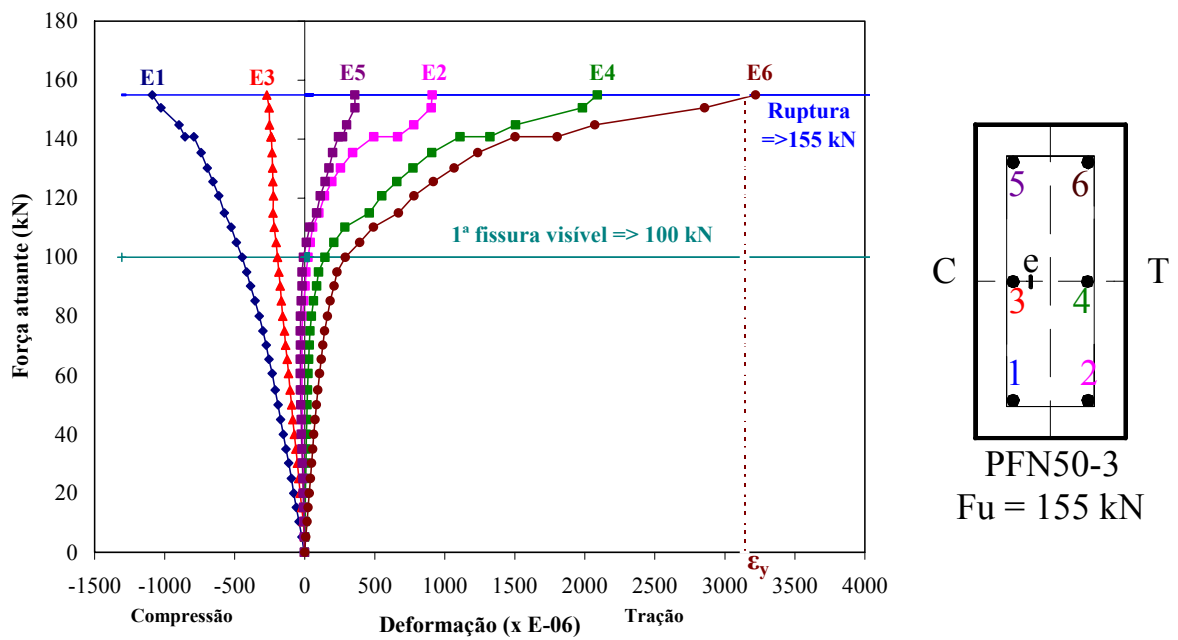


Figura 4.19 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN50-3

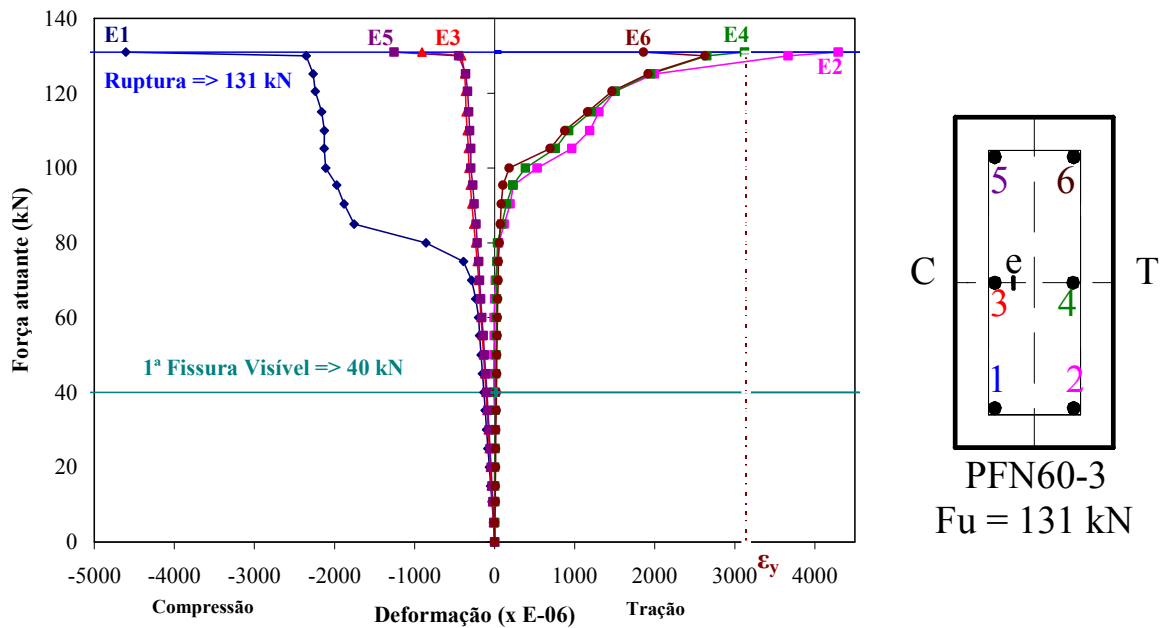


Figura 4.20 - Força atuante x Deformação na armadura – Pilar PFN60-3

O modelo PFN40-3 em sua face tracionada apresentou os extensômetros E2, E4 e E6, com deformações últimas de 12%, 8% e 6%, indicando escoamento da armadura. Em sua face comprimida os extensômetros E1, E3 e E5 apresentaram valores de deformações últimos muito próximos entre si, ou seja, -1,2%, -1,2% e -1,6%, respectivamente.

O pilar PFN50-3 também apresentou a perda de um dos extensômetros em E1, E2, E4 e E5. No modelo o extensômetro E6 efetuou leituras com apenas um dos dois extensômetros. Esse pilar apresentou em sua face tracionada o extensômetro E6 com deformação de 3,2‰ na ruptura, indicando o escoamento dessa armadura. O extensômetro E5, na face comprimida, apresentou deformações de compressão até a primeira fissura visível passando então a registrar valores de deformações de tração até a ruptura.

Verifica-se para o modelo PFN60-3 que as deformações registradas pelos extensômetros E4 e E6, na face tracionada, apresentaram deformações de tração desde o início caracterizando uma flexo-compressão de excentricidade elevada. Na região tracionada os extensômetros E2 e E4 registraram deformações de 4,3‰ e 3,1‰, respectivamente, indicando o escoamento das respectivas armaduras na ruptura. Na face comprimida os extensômetros E1, E3 e E5 atingiram, na ruptura, deformações de -1,6‰, -0,9‰ e -1,3‰, respectivamente.

No Apêndice A encontram-se as tabelas com os resultados experimentais das deformações no aço dos pilares ensaiados.

4.3.3 Deformações médias na armadura

Os gráficos anteriores mostraram que, apesar do carregamento aplicado ser teoricamente centrado em relação ao plano médio paralelo à menor dimensão da seção transversal do pilar, o comportamento dos extensômetros instalados nas armaduras não refletiu esta condição. Decidiu-se então calcular a média das deformações medidas em cada face de modo a minimizar o efeito da excentricidade acidental que parece ter ocorrido na direção do lado maior da seção transversal do pilar, ocasionada possivelmente pelo fato de não haver rótula no sistema de aplicação de carga nesta direção. Qualquer erro no paralelismo das faces de topo e de base do pilar resulta, conseqüentemente, em uma excentricidade acidental.

Nos gráficos das Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 chamou-se de média par, MP, a média aritmética das deformações nas armaduras 2, 4 e 6 (lado tracionado para os pilares com excentricidade). A média ímpar, MI, é a média aritmética das deformações nas armaduras 1, 3 e 5 (lado comprimido para os pilares com excentricidade).

Verifica-se na Figura 4.21 que o pilar PFN0-3 obteve maiores deformações de compressão nas armaduras (-1,9‰), enquanto que os pilares PFN30-3 e PFN40-3 tiveram deformações de compressão reduzidas (-0,3‰).

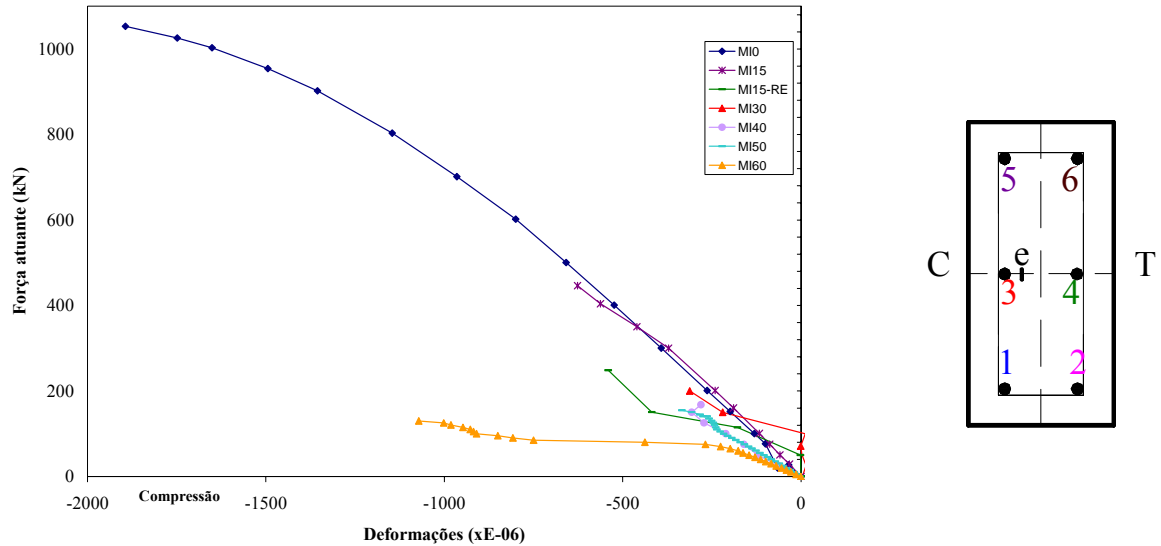


Figura 4.21 – Média ímpar das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados

Na Figura 4.22 a média par das deformações nas armaduras 2, 4 e 6 para os modelos PFN0-3 e PFN15-3 apresentou deformações de compressão, sendo que no PFN0-3 a média da deformação foi de -1,2‰. A partir do re-ensaio do PFN15-3 a média par das deformações nas armaduras 2, 4 e 6, apresentou valores positivos evidenciando deformações de tração nessas armaduras. O modelo PFN60-3 apresentou valores médios de deformações na armadura de +3‰, próximos do escoamento do aço, ou seja, 3,14‰.

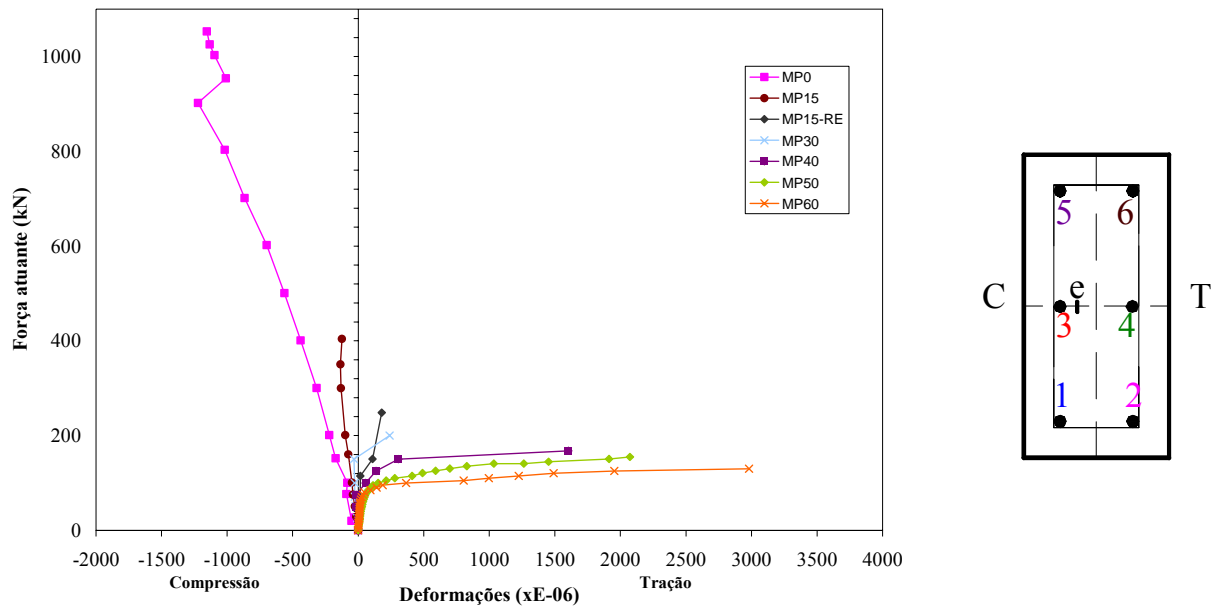


Figura 4.22 – Média par das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados

A Figura 4.10 mostra uma superposição dos dois gráficos vistos anteriormente.

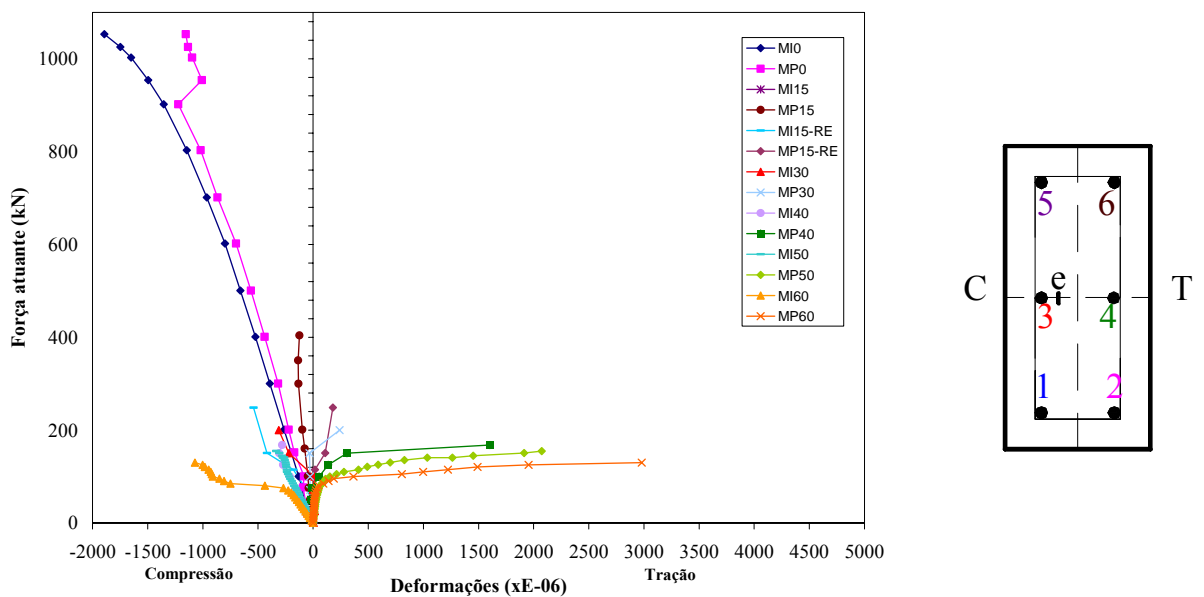


Figura 4.23 – Média das deformações nas armaduras dos pilares ensaiados

4.3.4 Deformações no concreto

Foram efetuadas medições da deformação do concreto em suas duas faces perpendiculares à direção da variação da excentricidade, para os pilares PFN0-3 e PFN15-3. Para os demais modelos as medições foram feitas apenas na face comprimida.

As deformações do concreto estão apresentadas nas Figuras 4.24 a 4.30.

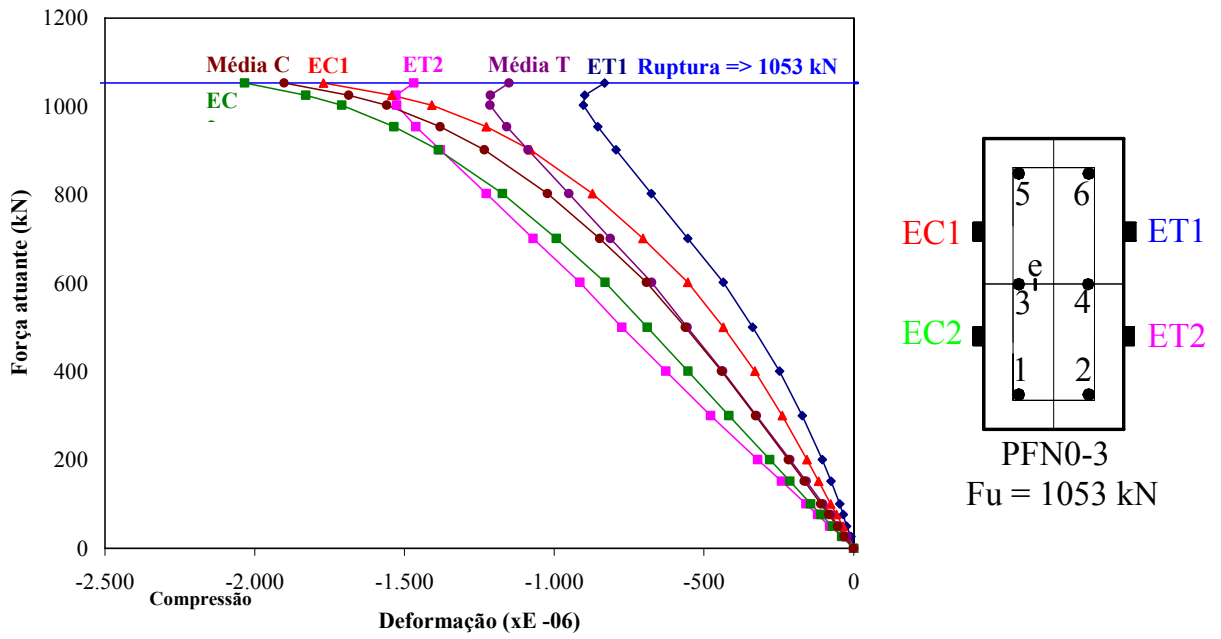


Figura 4.24 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN0-3

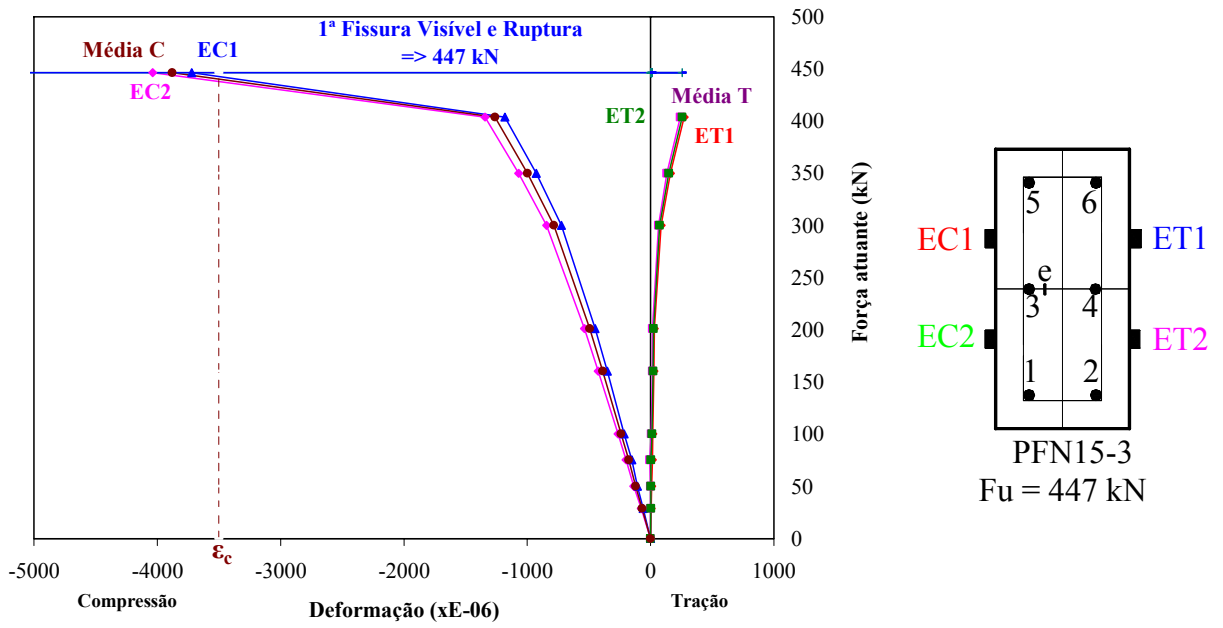


Figura 4.25 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN15-3

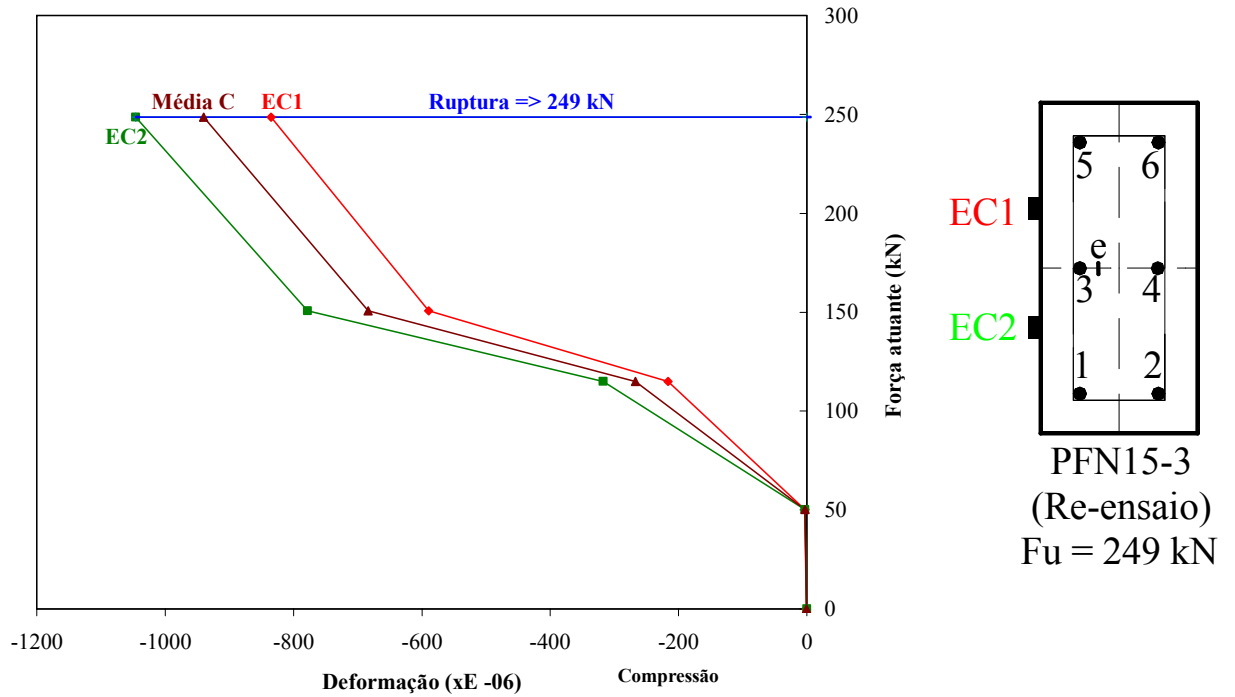


Figura 4.26 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)

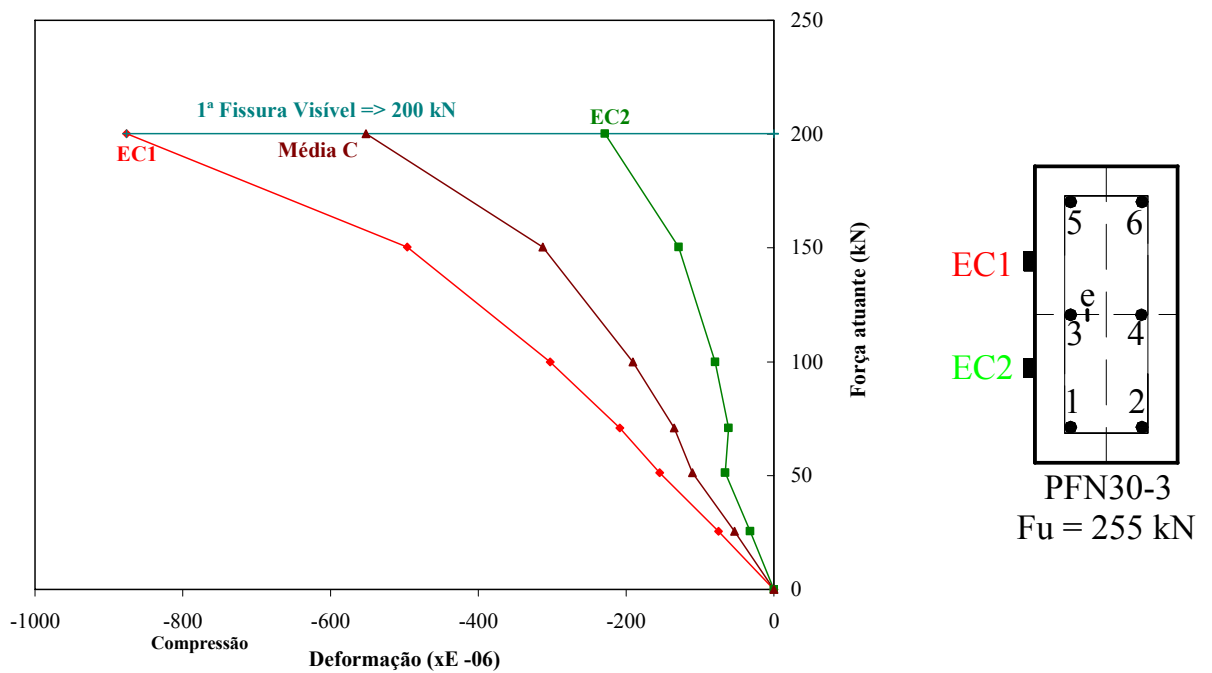


Figura 4.27 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN30-3

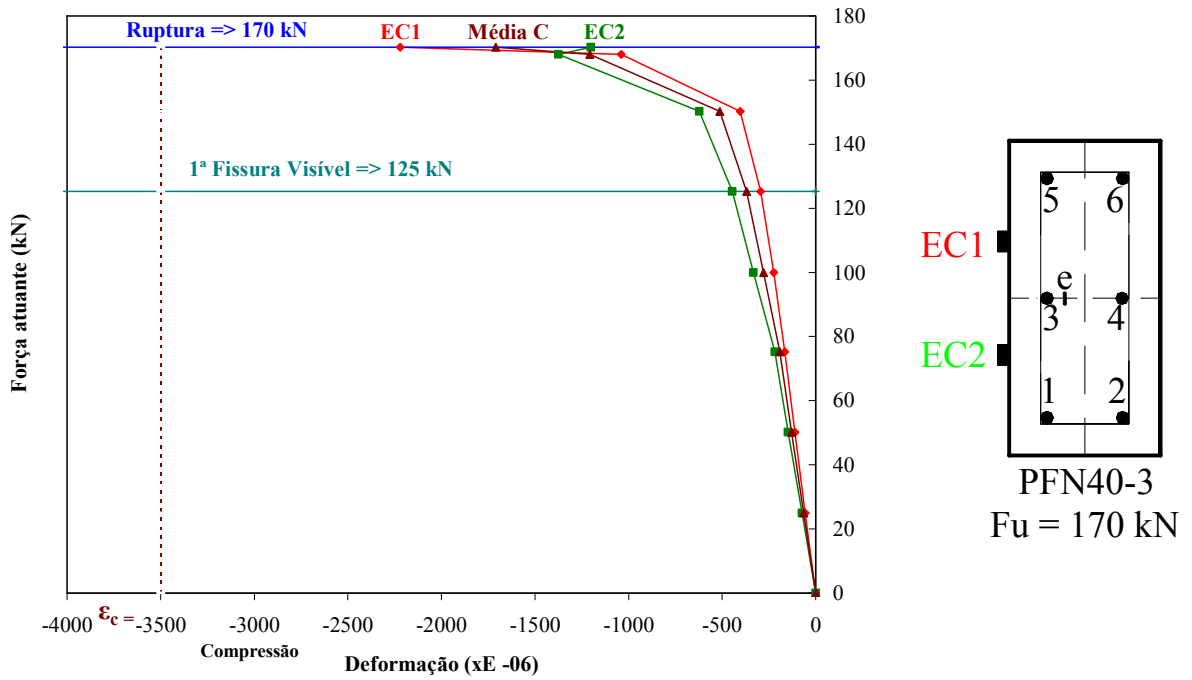


Figura 4.28 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN40-3

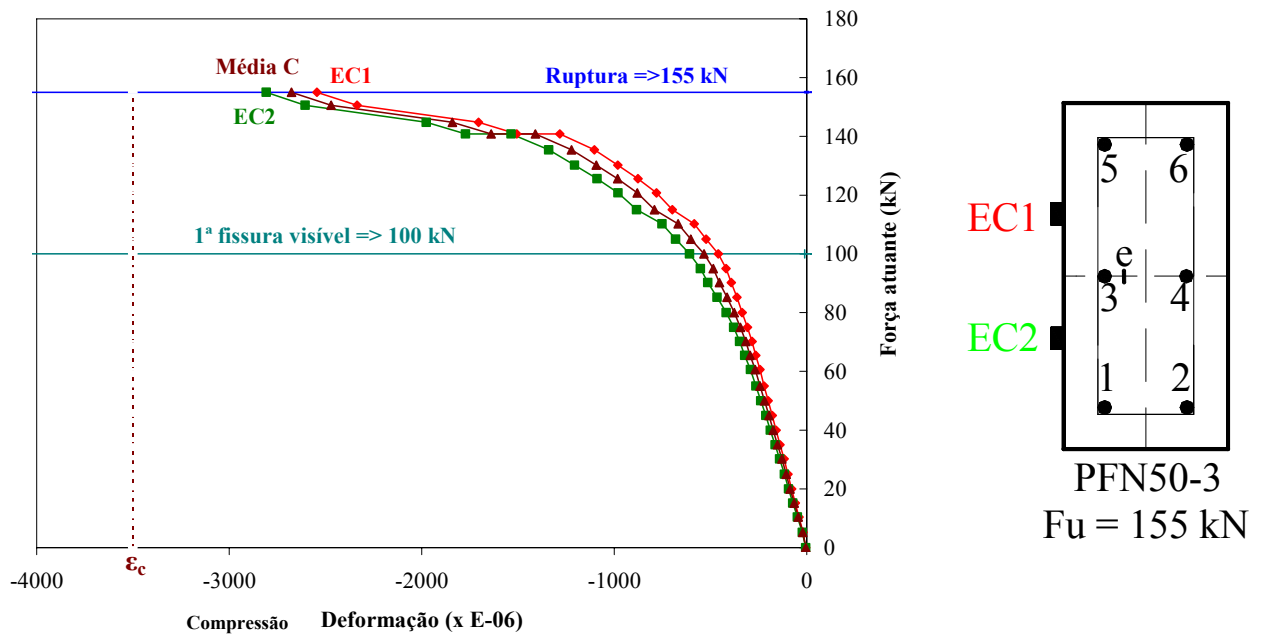


Figura 4.29 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN50-3

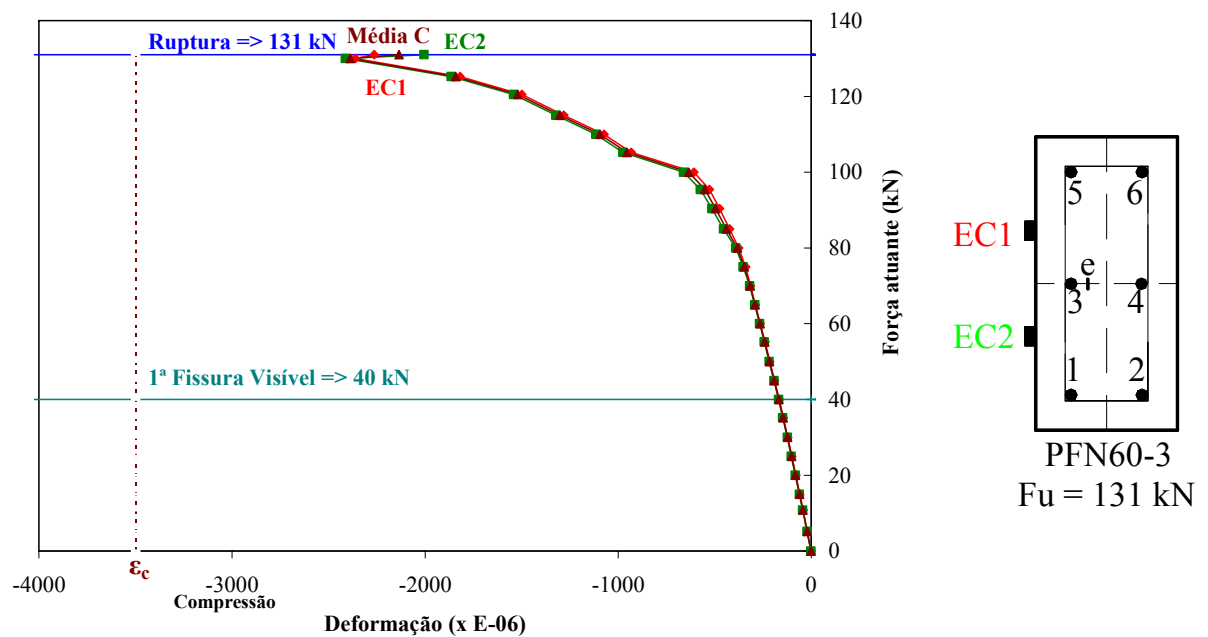


Figura 4.30 - Força atuante x Deformação do concreto – Pilar PFN60-3

No modelo PFN0-3 os extensômetros colocados em ambas as faces apresentaram valores de deformações do concreto de compressão. Os extensômetros da face tracionada obtiveram maiores valores de deformações na ruptura, próximos de -2 ‰.

O modelo PFN15-3 apresentou na face comprimida deformações em módulo superiores a -3,5 ‰ na ruptura. No re-ensaio a deformação máxima atingida nessa face foi de -1 ‰. Na face tracionada os extensômetros se romperam antes da carga última ser atingida.

Os extensômetros do concreto do pilar PFN30-3 registraram reduzidos valores de deformações na última leitura antes da ruptura (255 kN), atingindo o valor de -0,9 ‰ para o EC1 com a carga de 200 kN.

O pilar PFN40-3 apresentou o extensômetro EC1 indicando uma deformação de 2,2 ‰ na carga de ruptura.

Nos modelos PFN50-3 e PFN60-3 os extensômetros EC1 e EC2 efetuaram leituras de deformações com valores muito próximos entre si até a ruptura. Os valores máximos registrados foram de -2,8 ‰ no pilar PFN50-3 e -2,4 ‰ no pilar PFN60-3.

4.3.5 Deformações médias no concreto

Assim como foi feito para as armaduras, decidiu-se apresentar as médias das deformações medidas no concreto de modo a minimizar o efeito da excentricidade acidental verificada na direção paralela ao lado maior da seção transversal.

Nos gráficos das Figuras 4.31 e 4.32 chamou-se de MCC a média aritmética das deformações nos extensômetros afixados no concreto no lado comprimido e MCT a média aritmética das deformações nos extensômetros afixados no concreto no lado tracionado, para os pilares em que tal medição foi feita.

A Figura 4.31 mostra a média das deformações no concreto dos pilares ensaiados.

Como se pode ver o pilar PFN0-3 apresentou somente deformações de compressão, com valor máximo de -1,9 ‰ na ruptura.

As deformações registradas no pilar PFN15-3 no lado comprimido atingiram -1,3 ‰ para a carga de 404 kN, e no lado tracionado 0,3 ‰ para a mesma força atuante. Na ruptura a deformação média na face comprimida atingiu -3,9 ‰.

No pilar PFN30-3 a última medição foi efetuada para a carga de 200 kN, ainda distante da ruptura que ocorreu com 255 kN. A deformação média medida máxima foi de -0,55 ‰.

Nos pilares PFN40-3, PFN50-3 e PFN60-3 as médias de deformações no concreto máximas medidas foram na ruptura ou muito próximo dela, respectivamente, de 1,7 ‰ para a carga de 170 kN, 2,7 ‰ para a carga de 155 kN e 2,4 ‰ para a carga de 130 kN (ruptura com 131 kN).

No Apêndice B encontram-se as tabelas com os resultados experimentais das deformações no concreto dos pilares ensaiados.

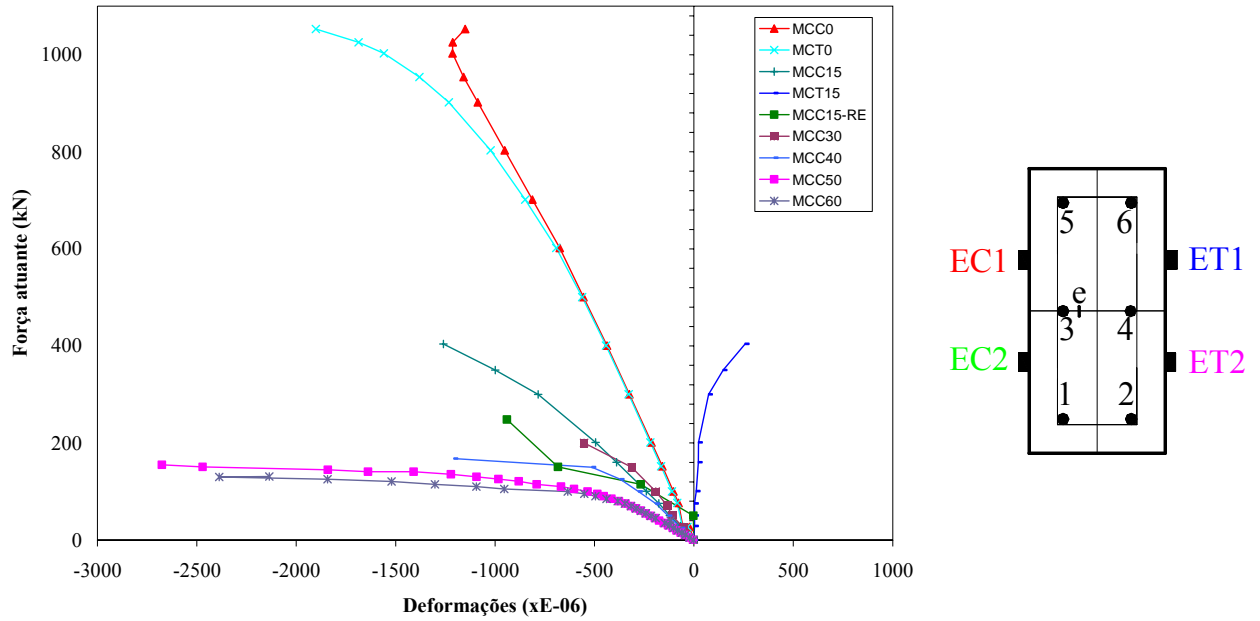


Figura 4.31 – Média das deformações no concreto dos pilares ensaiados

A Figura 4.32 mostra a média das deformações ímpar no aço e no concreto comprimido dos pilares ensaiados.

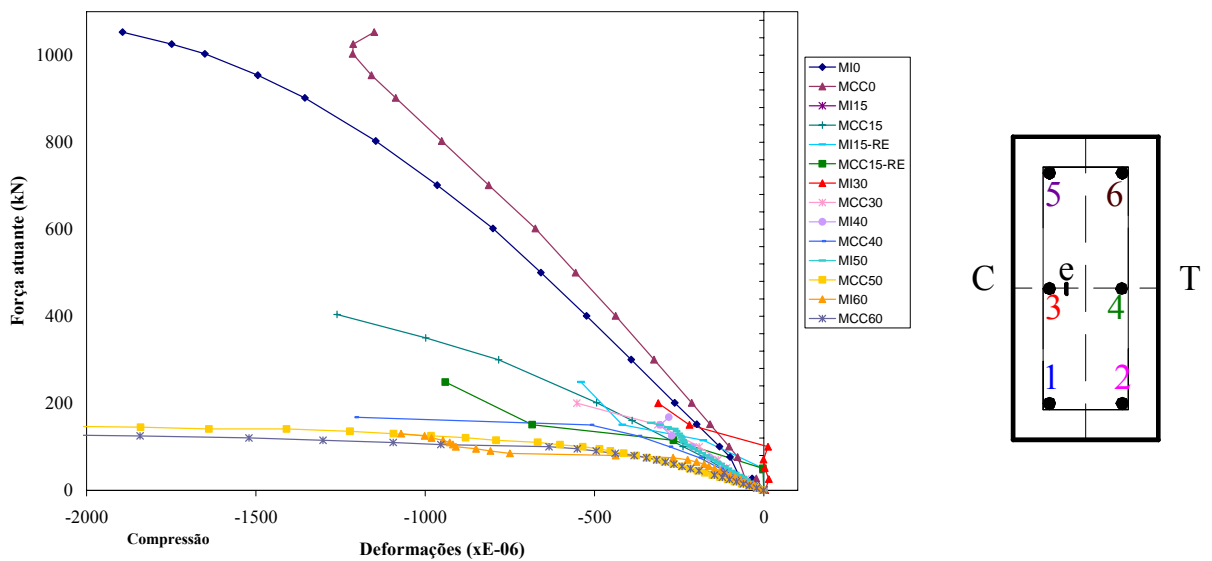


Figura 4.32 – Média das deformações ímpar no aço e no concreto comprimido dos pilares ensaiados

4.3.6 Deslocamentos horizontais do pilar

Os deslocamentos horizontais foram medidos com os defletômetros D4, D5 e D6 em três seções conforme indicado. A partir do pilar PFN15-3 foi utilizada também, para medição

da flecha na seção central, uma régua de aço inoxidável devido à limitação do curso do defletômetro central D5.

Os valores das flechas obtidas nos ensaios, para cada etapa de carregamento, foram corrigidos por meio de leituras feitas pelos defletômetros D1 e D9 instalados, respectivamente, nos aparelhos de apoio inferior e superior, conforme procedimento descrito no Apêndice C. Os deslocamentos corrigidos são mostrados nas Figuras 4.33 a 4.39. O Apêndice D apresenta as tabelas com os deslocamentos horizontais e verticais.

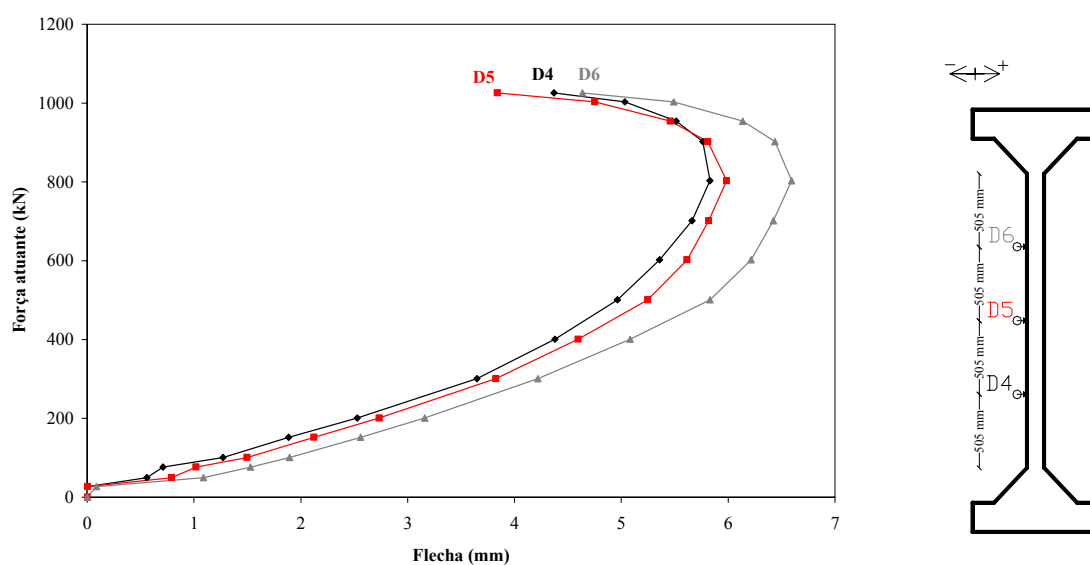


Figura 4.33 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN0-3

O pilar PFN0-3, com carga centrada, apresentou tendência a fletir num dado sentido com deslocamentos crescentes até a carga de 803 kN, a partir da qual ocorreu a inversão do sentido de flexão até a ruptura. Na carga de 803 kN os deslocamentos corrigidos de D4, D5 e D6 eram, respectivamente, 5,83 mm, 5,99 mm e 6,59 mm, e na última leitura antes da ruptura, na carga de 1026 kN, eram 4,37 mm, 3,84 mm e 4,64 mm.

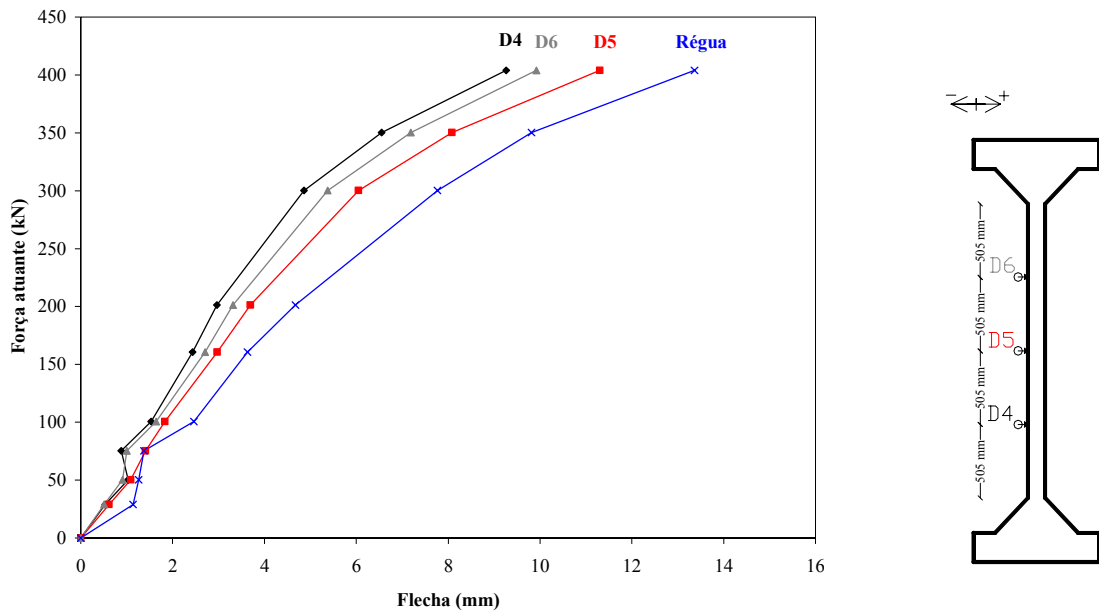


Figura 4.34 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN15-3

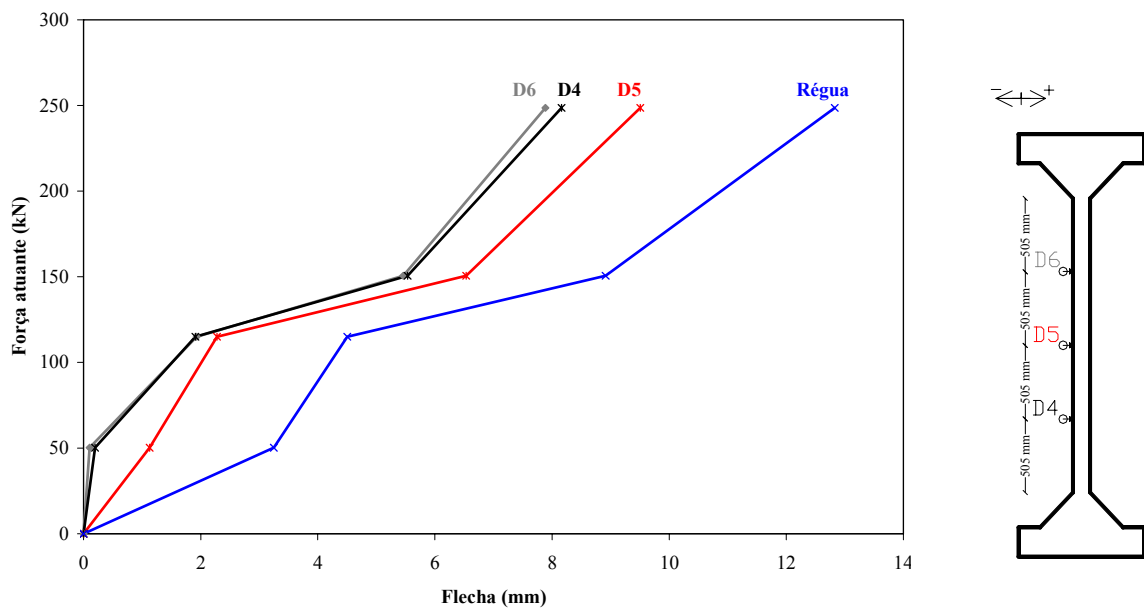


Figura 4.35 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)

Os defletômetros D4, D5 e D6 do modelo PFN15-3 registraram deslocamentos corrigidos de 9,26 mm, 11,31 mm e 9,92 mm, respectivamente, perto da ruptura do pilar (carga de 404 kN, sendo $P_u = 447$ kN). No re-ensaio de PFN15-3 as leituras foram 8,16 mm, 9,51 mm e 7,89 mm, respectivamente, para a carga última de 249 kN.

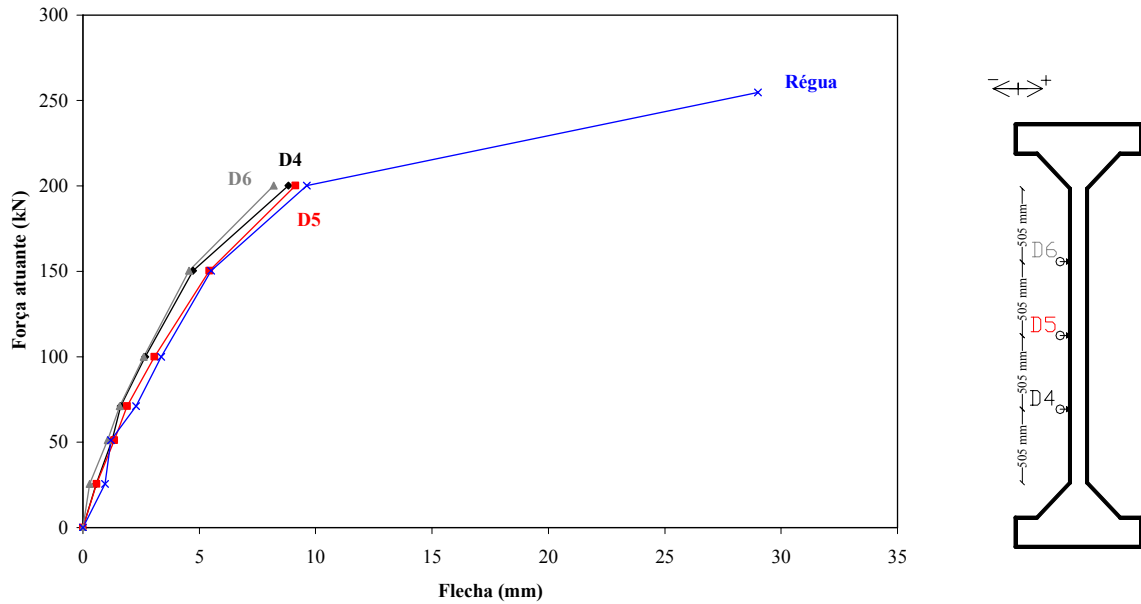


Figura 4.36 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN30-3

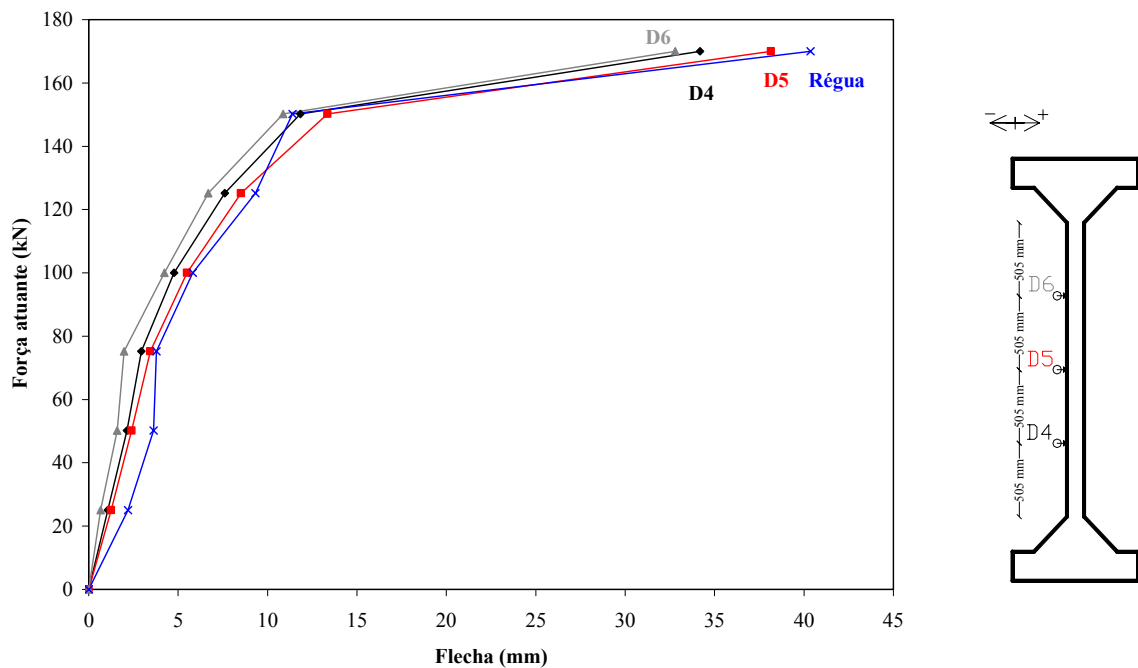


Figura 4.37 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN40-3

No pilar PFN30-3 os deslocamentos foram medidos com D4, D5 e D6 até a carga de 200 kN, sendo os valores corrigidos 8,83 mm, 9,13 mm e 8,20 mm. A carga de ruptura foi de 255 kN. Já no pilar PFN40-3 as últimas leituras (34,20 mm, 38,16 mm e 32,80 mm) ocorreram na carga de ruptura de 170 kN.

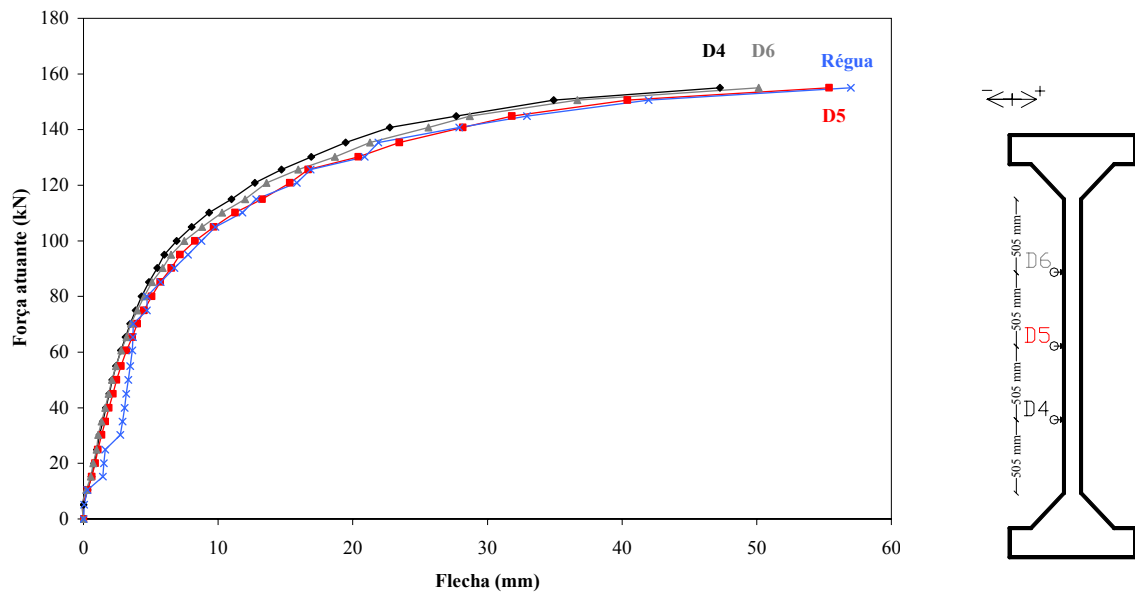


Figura 4.38 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN50-3

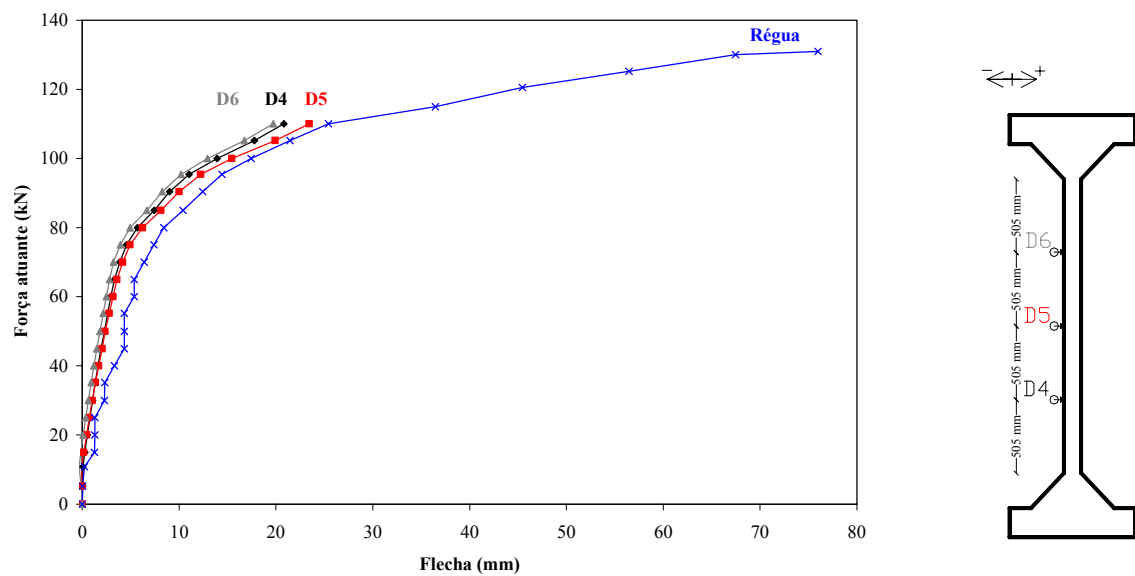


Figura 4.39 - Força atuante x Deslocamentos horizontais – Pilar PFN60-3

No pilar PFN50-3 os deslocamentos foram medidos com D4, D5 e D6 até a carga de ruptura de 155 kN, sendo os valores corrigidos 47,28 mm, 55,38 mm e 50,15 mm. Já no pilar PFN60-3 as últimas leituras (20,83 mm, 23,43 mm e 19,74) ocorreram com 110 kN, sendo a carga de ruptura de 131 kN.

As Figuras 4.34 a 4.39 mostram que a régua colocada na seção central não registrou os mesmos deslocamentos medidos com o defletômetro D5 colocado na mesma posição. Isto

se deve à referência visual, uma vez que a régua estava próxima ao pilar mas não “colada” ao mesmo, e o objetivo da medição com a mesma era a de se ter pelo menos um valor razoavelmente aproximado da flecha naquele ponto após o fim de curso do defletômetro D5.

A Figura 4.40 apresenta as flechas na região central de todos os pilares, medidas com o defletômetro D5.

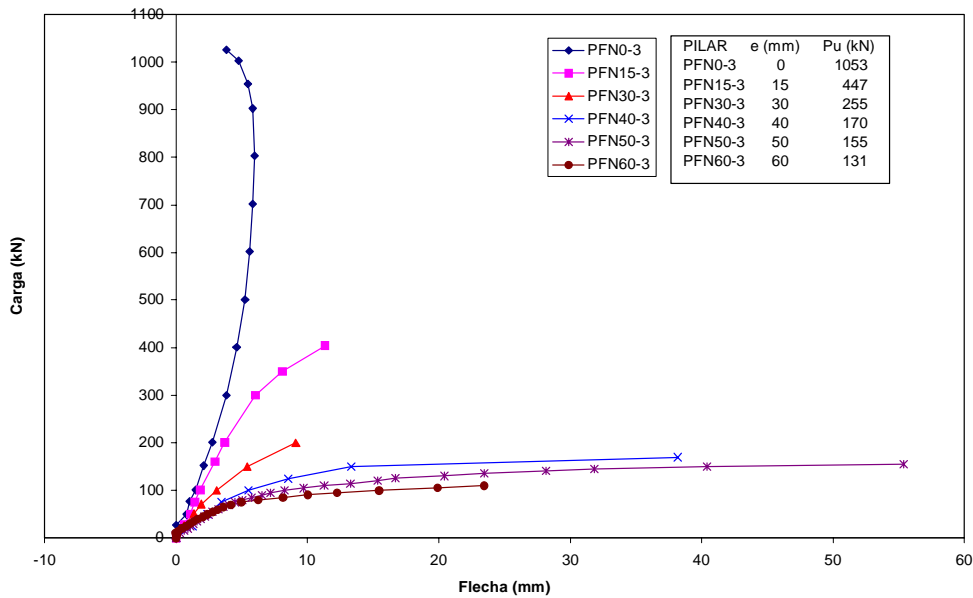


Figura 4.40 - Flechas na seção central dos pilares

A Tabela 4.4 mostra um resumo dos deslocamentos experimentais últimos medidos com o defletômetro D5 e com a régua de medição central. Note-se o aumento significativo do deslocamento entre a última medição feita com o defletômetro e a medição final feita com a régua, comprovando a importância da mesma. O ideal seria dispor de defletômetros elétricos com curso suficiente para a medição dos deslocamentos até a ruptura do pilar.

Tabela 4.4 – Deslocamento horizontal na seção central medido com D5 e com a régua.

Modelo	Carga (kN)	δ_{D5} (mm)	$\delta_{rég}$ (mm)	Carga última (kN)	$\delta_{rég}$ (mm)
PFN0-3	1026	3,8	-	1053	-
PFN15-3	404	11,3	13,4	447	-
PFN30-3	200	9,1	9,6	255	29,0
PFN40-3	170	38,2	40,4	170	40,4
PFN50-3	155	55,4	57,0	155	57,0
PFN60-3	110	23,4	25,4	131	76,0

Foi feito o monitoramento da flecha do modelo PFN0-3 para cada passo de carga por intermédio dos defletômetros D4, D5 e D6. Verificou-se, que o pilar tendia a fletir num dado sentido com os deslocamentos, crescentes no gráfico, até a carga de 500 kN, quando iniciou-se uma inversão de sentido até a ruptura. Os defletômetros D4, D5 e D6 registraram as flechas de 4,37 mm, 3,84 mm e 4,64 mm, respectivamente, próximo da ruptura do pilar.

Os defletômetros D4, D5 e D6 do modelo PFN15-3 registraram 9,26 mm, 11,31 mm e 9,92 mm, respectivamente, na carga de 404,00 kN. No re-ensaio de PFN15-3 as leituras foram 8,16 mm, 9,51 mm e 7,89 mm, respectivamente, na ruptura. Os modelos PFN30-3 e PFN40-3 apresentaram seus defletômetros centrais, D5, registrando as flechas de 9,13 mm e 38,16 mm nas cargas de 200 kN e 170 kN, respectivamente.

Foram feitas medidas das flechas para o pilar PFN50-3 até a carga de ruptura de 155 kN. Os defletômetros D4, D5 e D6 efetuaram as respectivas leituras de 47,28 mm, 55,38 mm e 50,15.

O modelo PFN60-3 teve suas flechas medidas até a carga de 110 kN com as leituras de 20,83 mm, 23,43 mm e 19,74 mm, respectivamente para D4, D5 e D6.

4.3.7 Deslocamentos verticais das extremidades do pilar

Os deslocamentos verticais das extremidades do pilar foram medidos com os defletômetros D2, D3, D7 e D8, e são mostrados nas Figuras 4.41 a 4.47 e nas tabelas do Apêndice D.

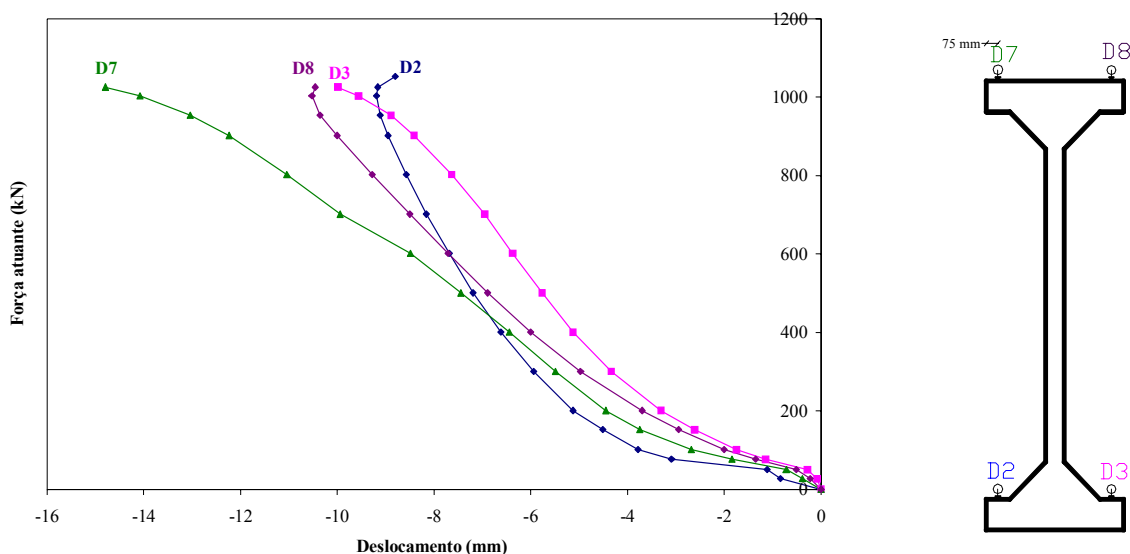


Figura 4.41 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN0-3

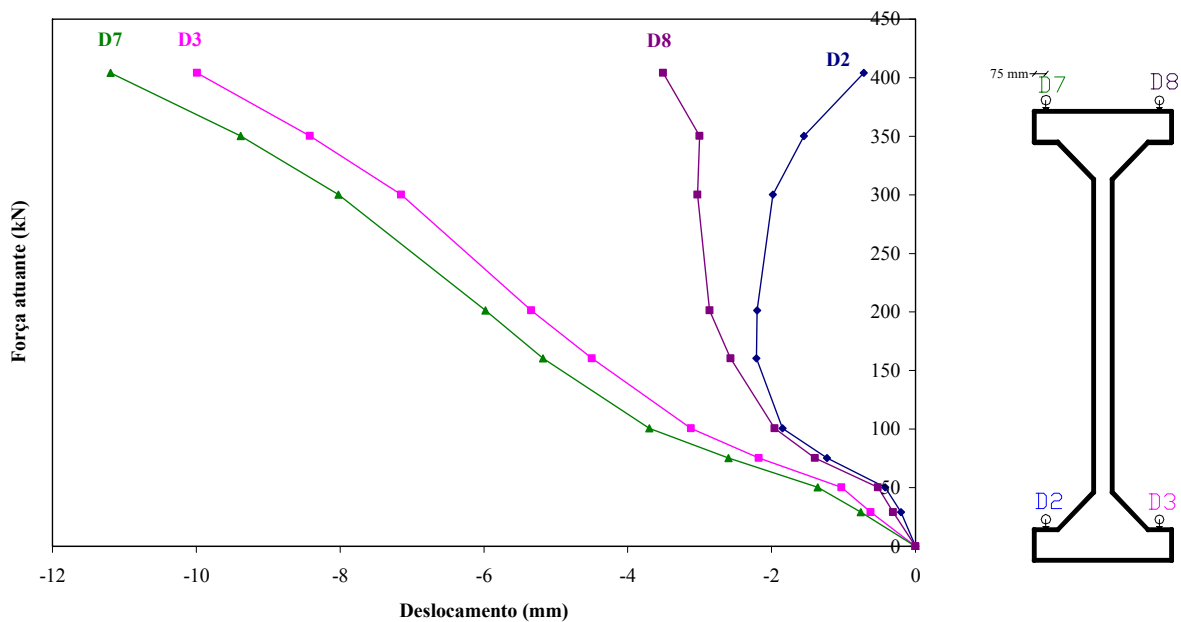


Figura 4.42 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN15-3

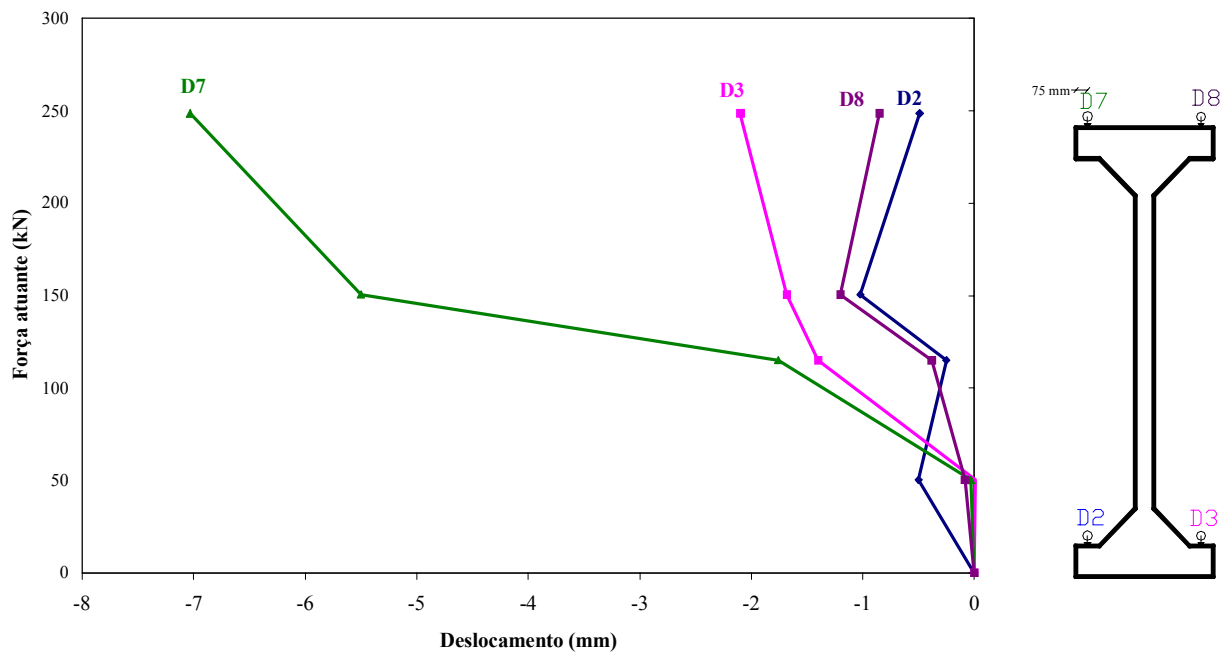


Figura 4.43 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)

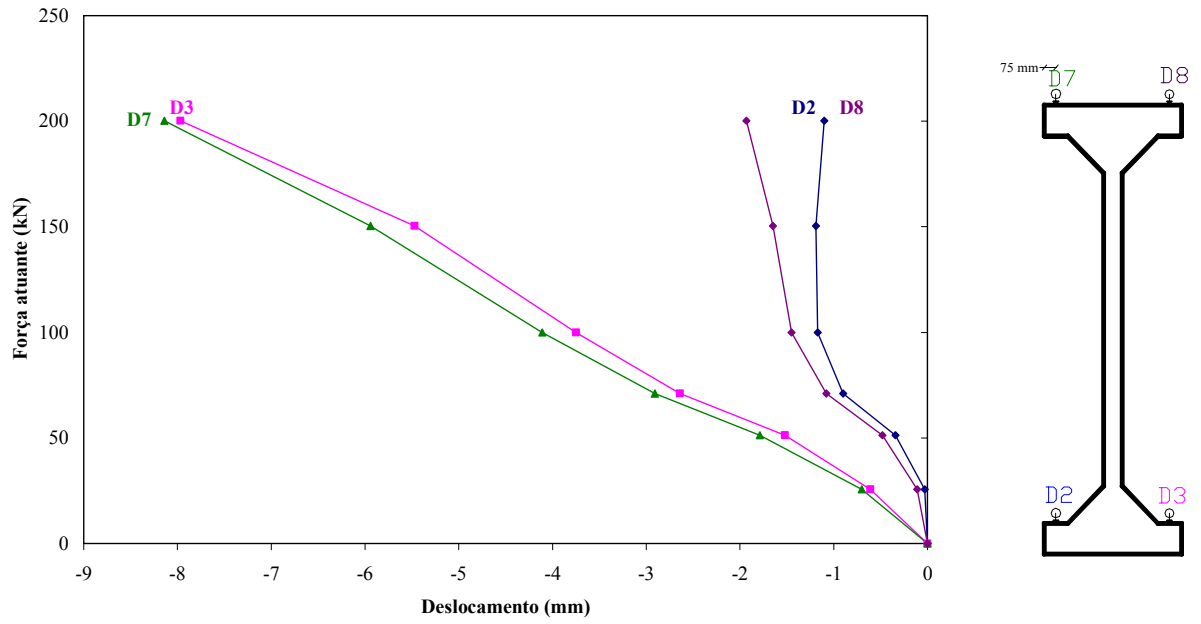


Figura 4.44 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN30-3

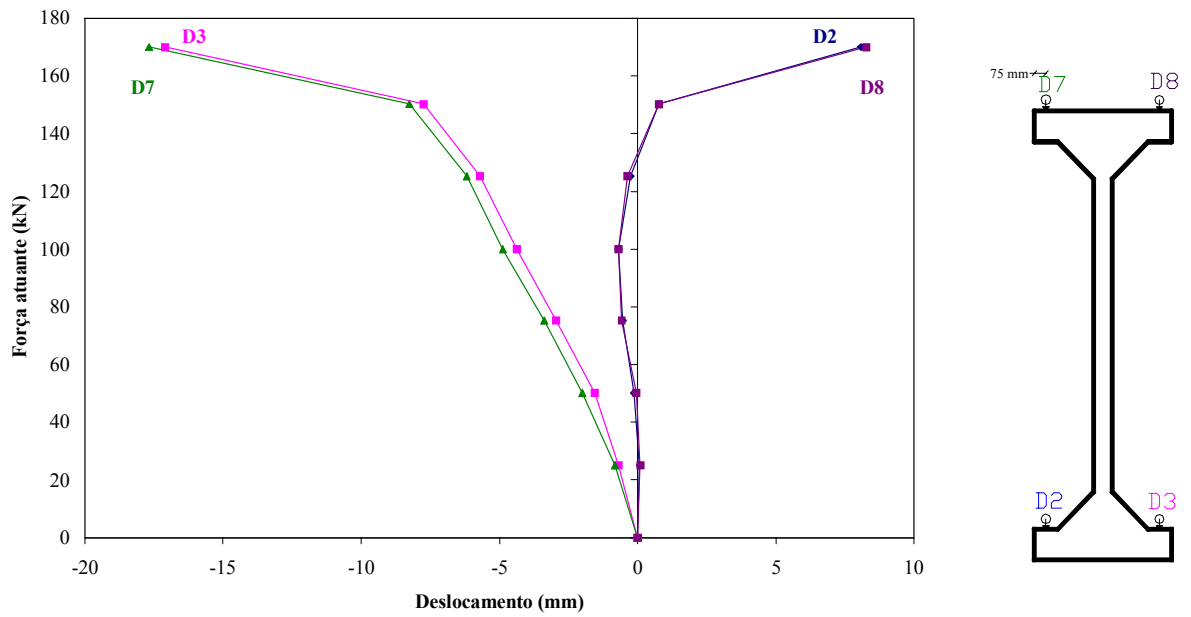


Figura 4.45 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN40-3

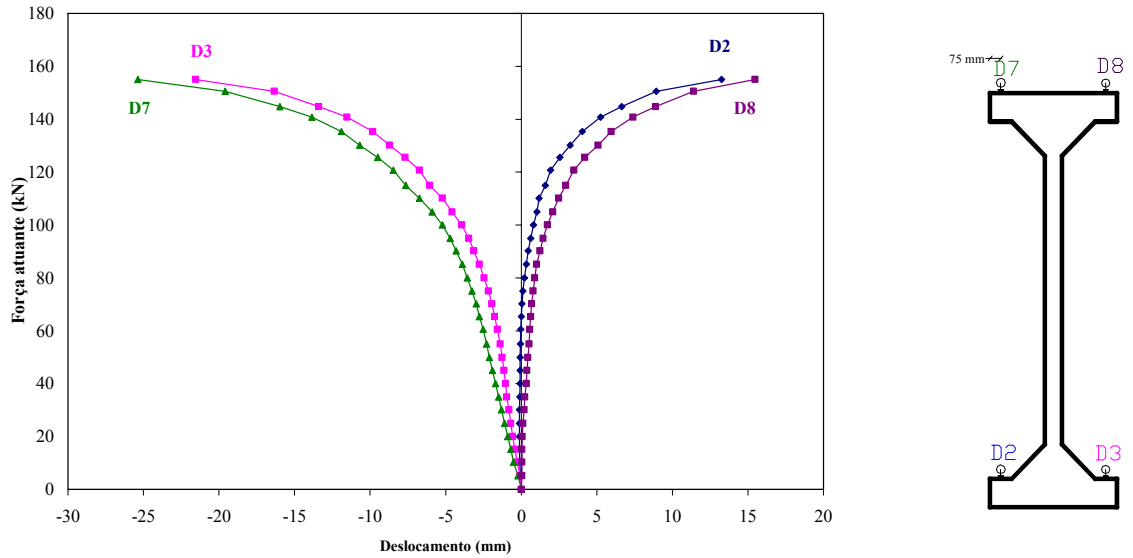


Figura 4.46 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN50-3

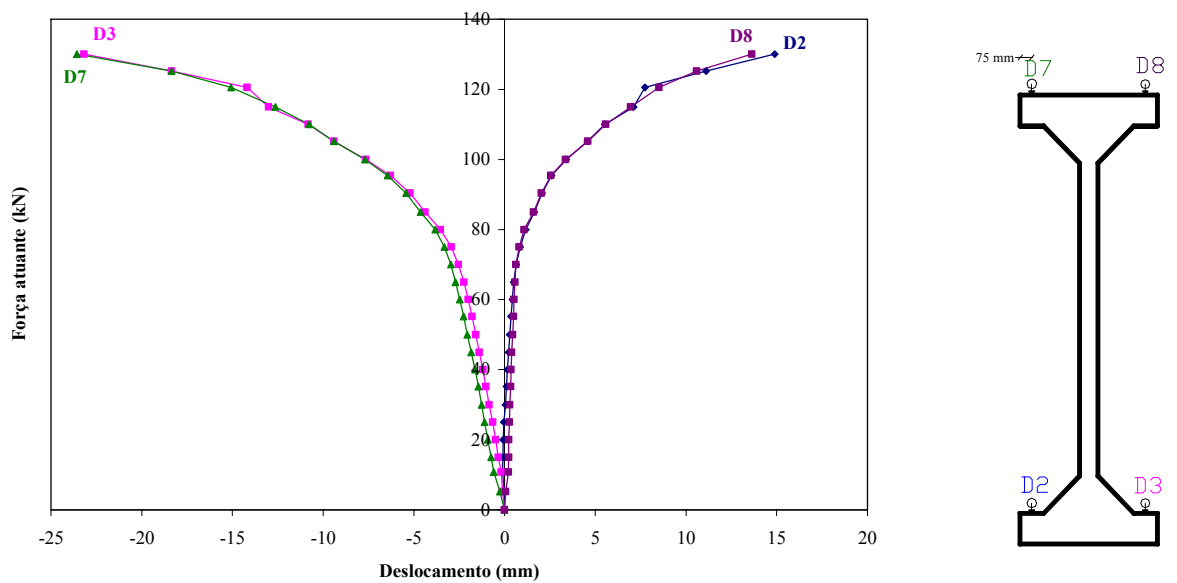


Figura 4.47 - Força atuante x Deslocamentos verticais – Pilar PFN60-3

Verificou-se o encurtamento dos modelos pelos deslocamentos propiciados pelos defletômetros D2, D3, D7 e D8. A Tabela 4.5 mostra um resumo do encurtamento dos pilares ensaiados.

Tabela 4.5 – Encurtamento dos modelos

Modelo	Encurtamento (mm)	Força atuante (kN)	Carga última (kN)
PFN0-3	3,54	1026	1053
PFN15-3	1,99	404	447
PFN15-3(Re-ensaio)	2,65	249	249
PFN30-3	0,17	200	255
PFN40-3	0,10	150	170
PFN50-3	3,20	141	155
PFN60-3	-0,10	110	131

O procedimento de cálculo do encurtamento dos pilares encontra-se no Apêndice E.

Os resultados experimentais da Tabela 4.5 mostram que o pilar PFN0-3 na carga de 1053 kN atingiu maior encurtamento, justificado por esse modelo ter sido submetido a carga axial centrada e ter atingido carga de ruptura superior em relação aos demais.

A Figura 4.48-A ilustra a posição inicial de ensaio do pilar. A Figura 4.48-B apresenta a posição na ruptura dos pilares ensaiados.

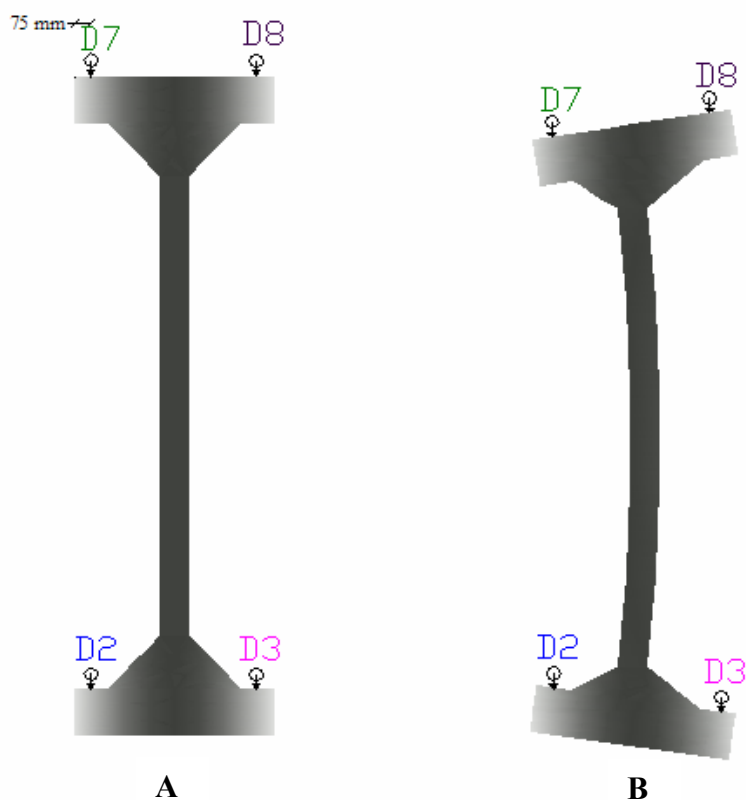


Figura 4.48 - Medição do deslocamento vertical do modelo

Os resultados experimentais das Figuras 4.41 a 4.47 não representam fielmente os deslocamentos verticais dos pilares ensaiados, pois, não foram feitas correções a partir dos deslocamentos verticais da base do pórtico.

Os valores lidos nos defletômetros verticais da base do pórtico, apresentados nos gráficos das Figuras 4.41 a 4.47 não foram utilizados como meio de correção das leituras dos defletômetros verticais dos pilares em função de alguns percalços. Inicialmente, no pilar PFN0-3 foi instrumentado apenas um dos lados da base do pórtico. Nos demais a instrumentação deu-se por dois defletômetros, D10 e D11, colocados um em cada lado da base do pórtico. Porém, surgiram problemas de leituras dos defletômetros que muitas vezes ficavam presos tornando as leituras não confiáveis.

4.3.8 Rotações nas extremidades dos pilares ensaiados

As leituras dos defletômetros D2, D3, D7 e D8 também propiciaram o cálculo das rotações nos extremos de cada modelo. A Figura 4.49 apresenta o gráfico das rotações nas extremidades dos pilares ensaiados.

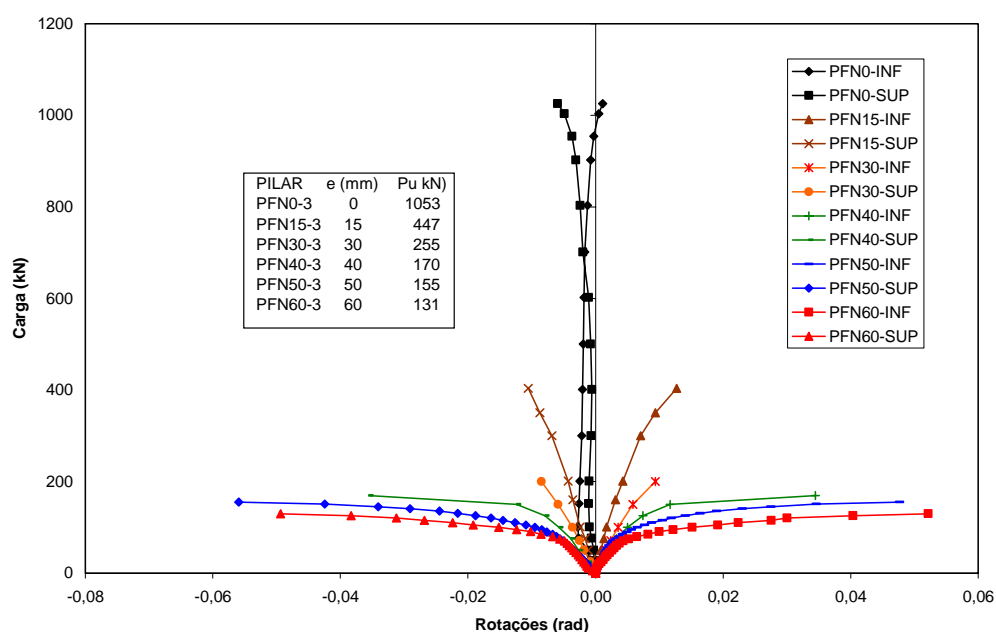


Figura 4.49 – Rotações das extremidades dos pilares

A Tabela 4.6 apresenta os valores de rotação em radianos e em graus nos extremos dos pilares. O procedimento de cálculo da rotação dos pilares encontra-se no Apêndice E.2.

Tabela 4.6 – Rotações nas extremidades do pilar.

Pilar	Rotação inf. (10^{-3} rad)	Rot. inf. (graus)	Carga (kN)	Rotação sup. (10^{-3} rad)	Rot. sup. (graus)	Carga (kN)
PFN0-3	0,23	0,013	1026	5,95	0,341	1026
PFN15-3	-12,70	-0,728	404	10,52	0,603	404
PFN15-3(Re)	-2,21	-0,127	249	8,47	0,485	249
PFN30-3	-12,42	-0,712	200	12,42	0,712	200
PFN40-3	-8,62	-0,494	150	11,63	0,666	150
PFN50-3	-11,34	-0,650	155	10,22	0,586	141
PFN60-3	-11,36	-0,651	130	7,40	0,424	110

4.3.9 Deslocamento horizontal dos apoios

As Figuras 4.50 a 4.56 mostram os deslocamentos horizontais dos aparelhos de apoio inferior e superior. Como se pode verificar, os deslocamentos são mínimos. O defletômetro D9, em todos os pilares, mediu maiores deslocamentos em relação ao D1.

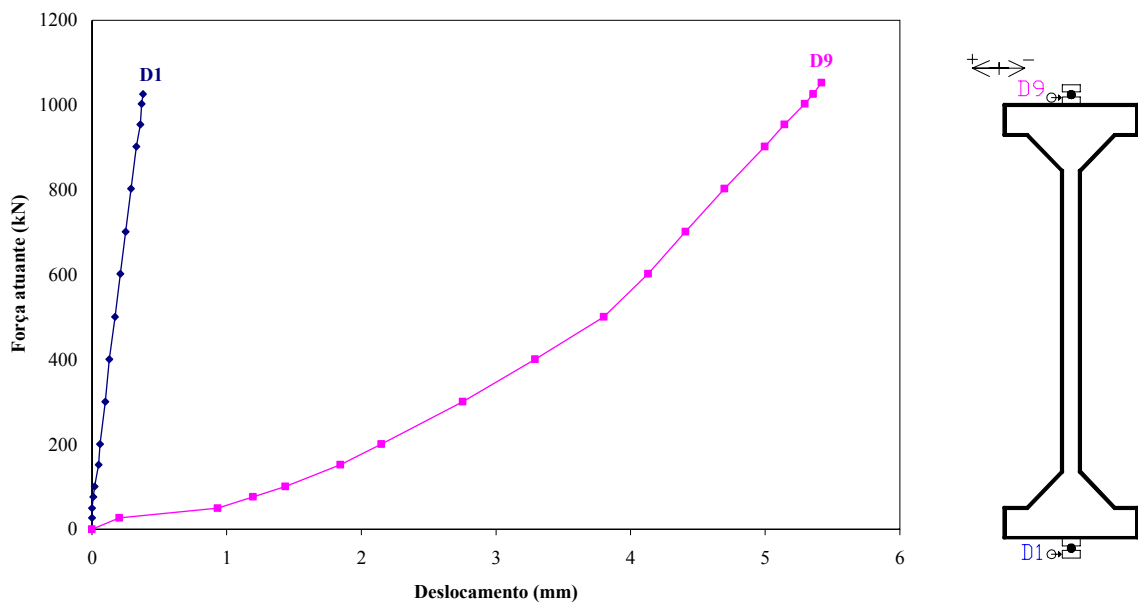


Figura 4.50 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN0-3

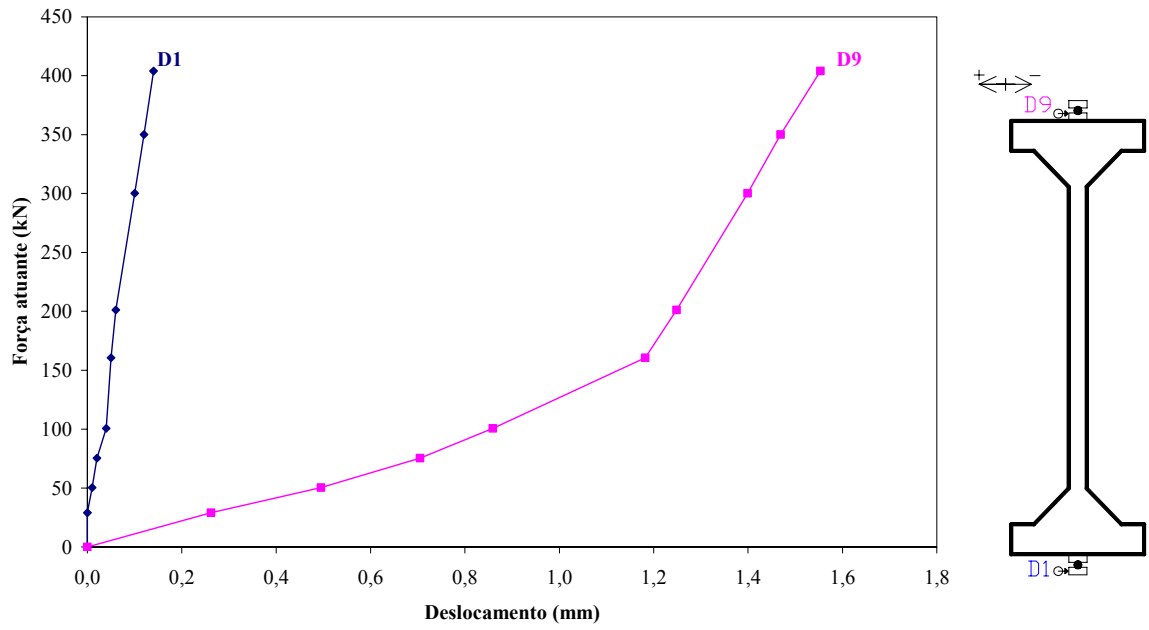


Figura 4.51 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN15-3

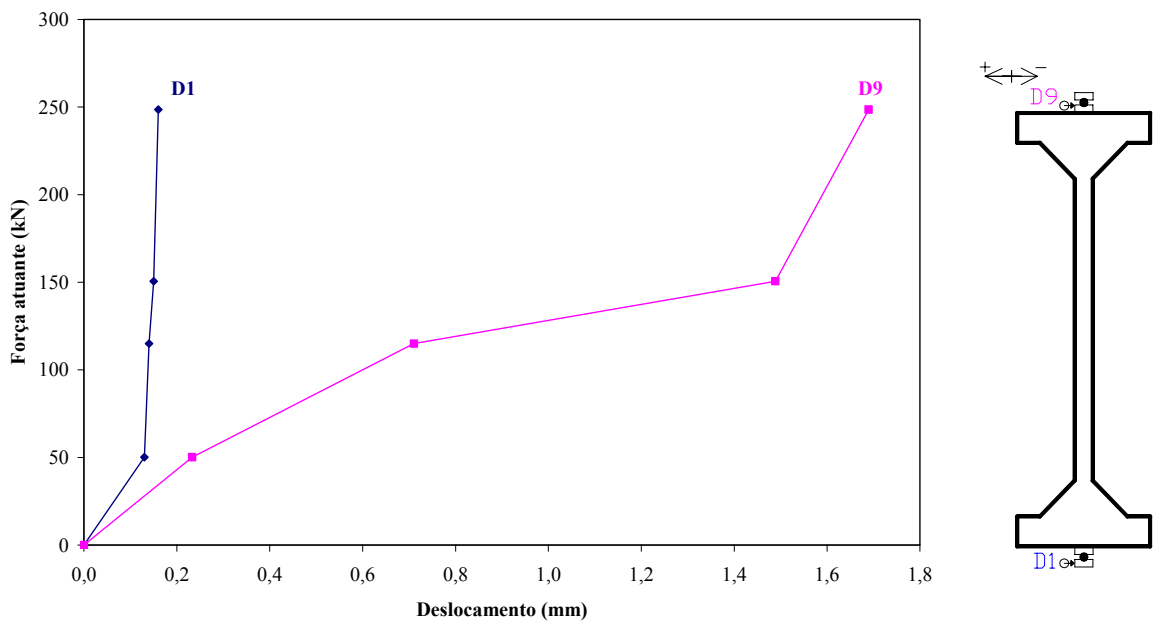


Figura 4.52 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN15-3
(Re-ensaio)

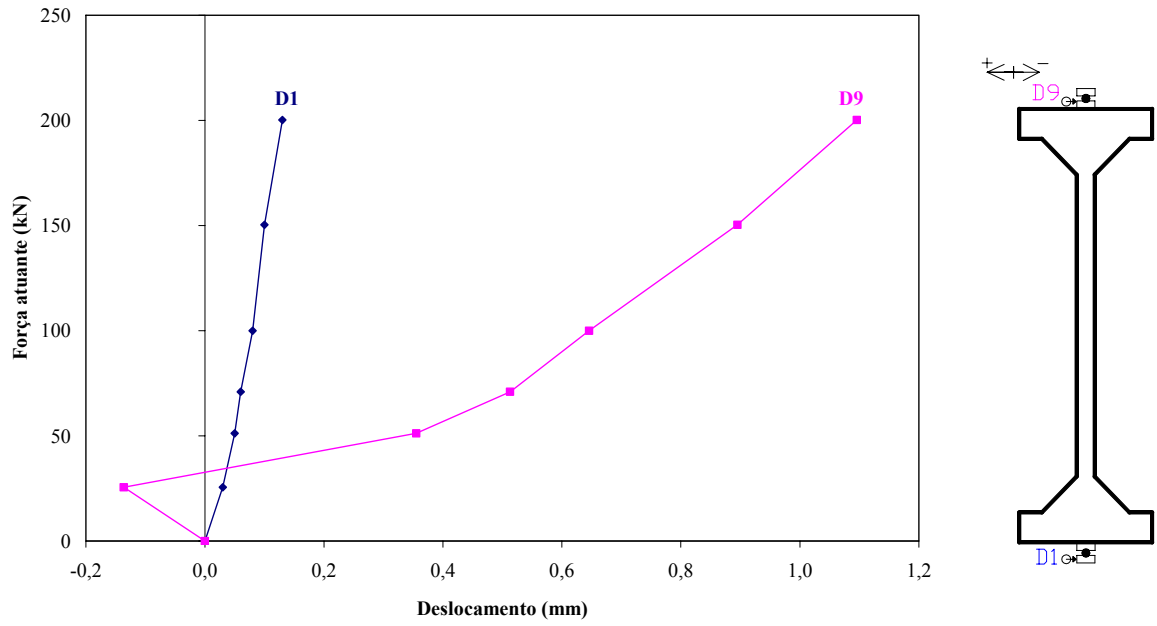


Figura 4.53 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN30-3

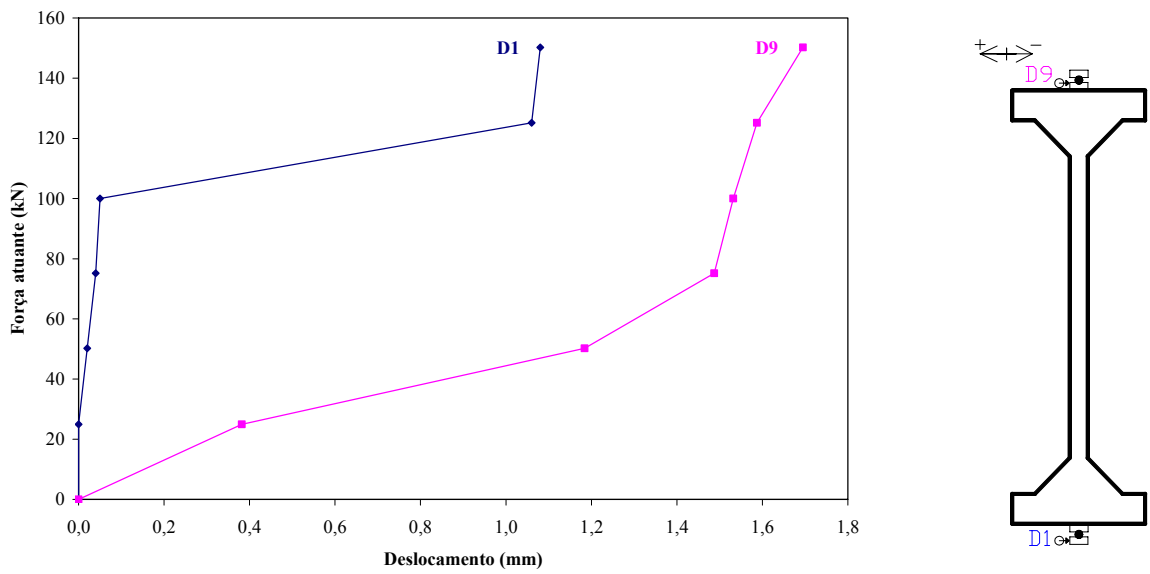


Figura 4.54 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN40-3

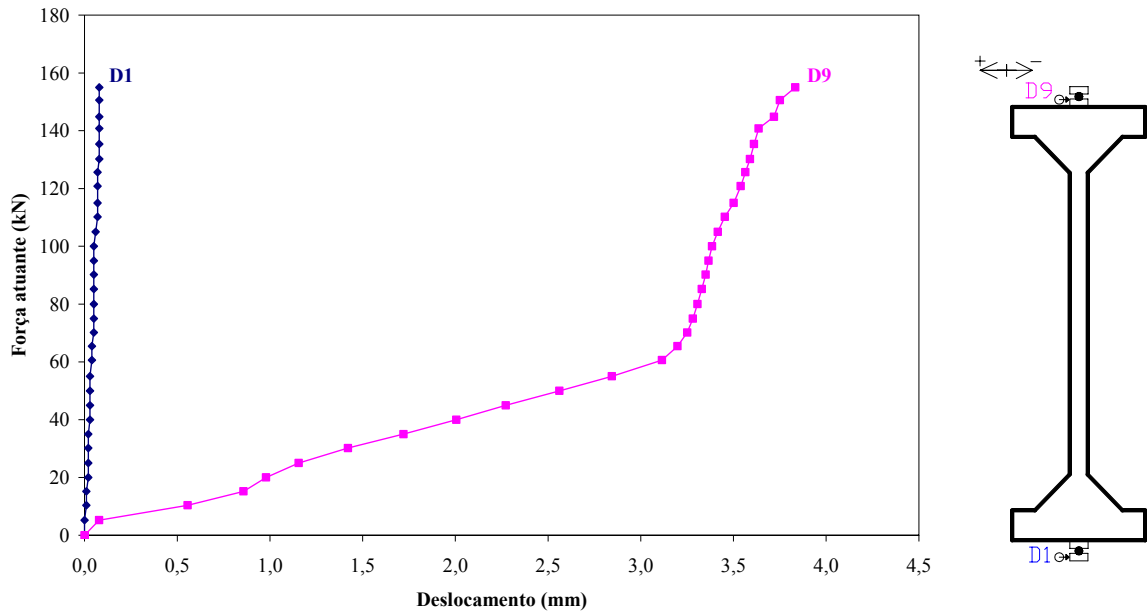


Figura 4.55 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN50-3

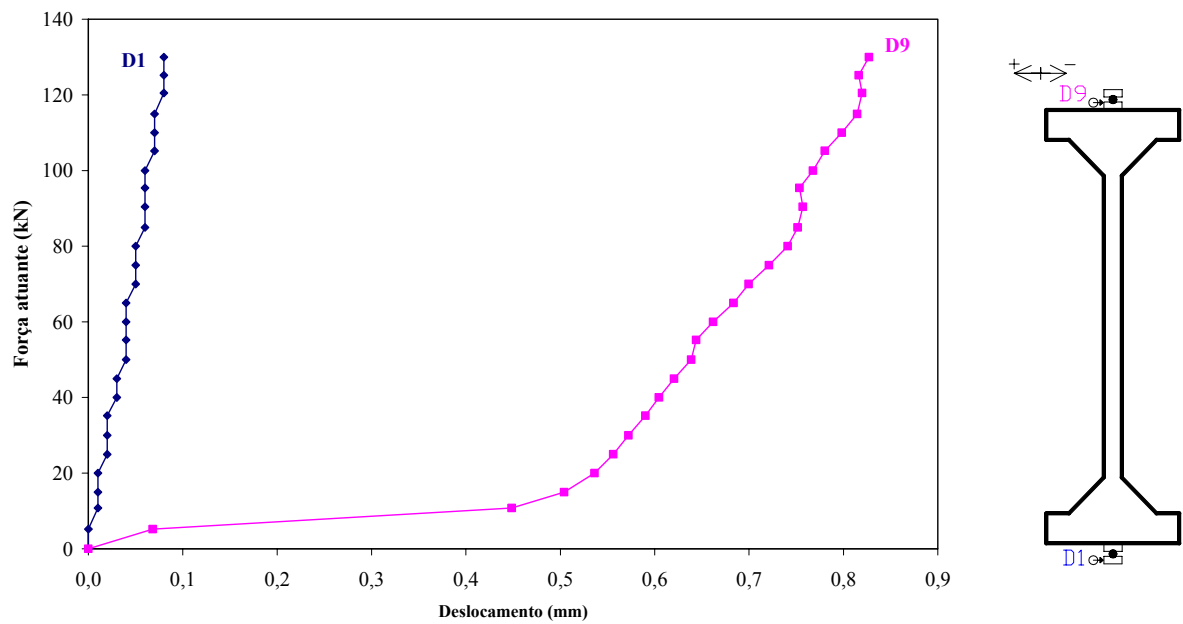


Figura 4.56 – Deslocamento dos aparelhos de apoio inferior e superior – Pilar PFN60-3

O Apêndice F apresenta as tabelas com os resultados experimentais dos deslocamentos dos aparelhos de apoio inferior e superior.

4.3.10 Deslocamento vertical da base do pórtico

As Figuras 4.57 a 4.61 mostram os deslocamentos verticais do pórtico durante a aplicação da força no modelo a partir do terceiro ensaio. Como se verifica pelos gráficos esses

deslocamentos foram mínimos, causados pela acomodação do sistema de fixação do pórtico na placa de reação quando da aplicação da carga.

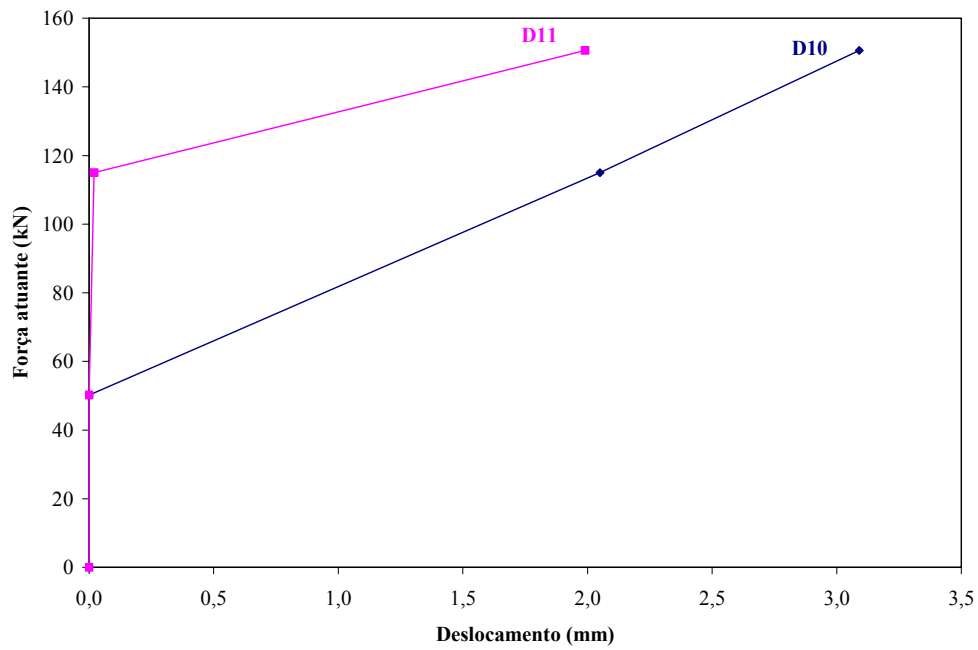


Figura 4.57 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN15-3(Re-ensaio)

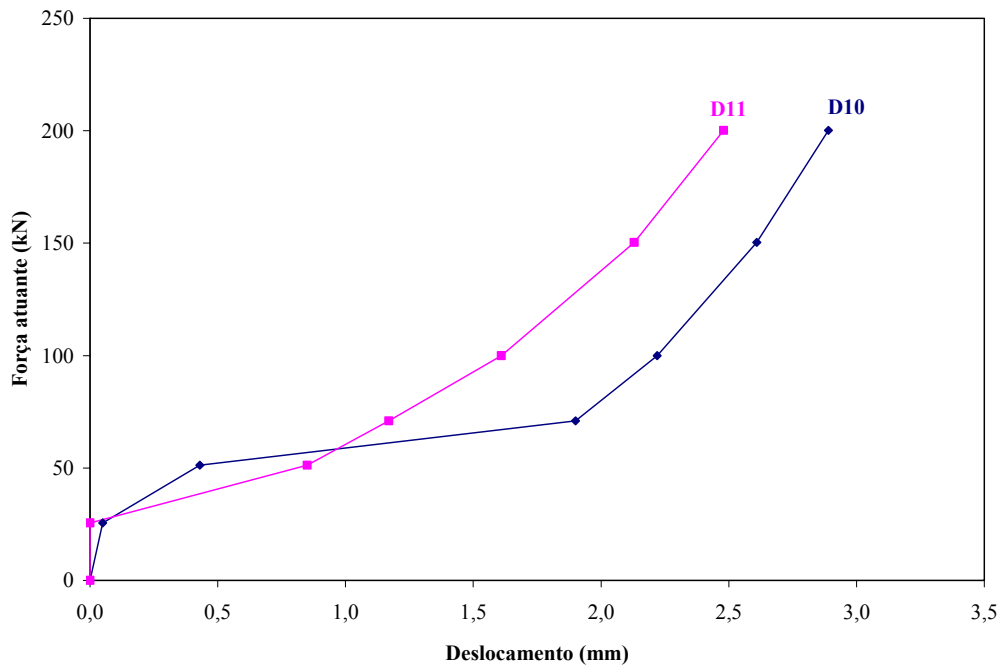


Figura 4.58 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN30-3

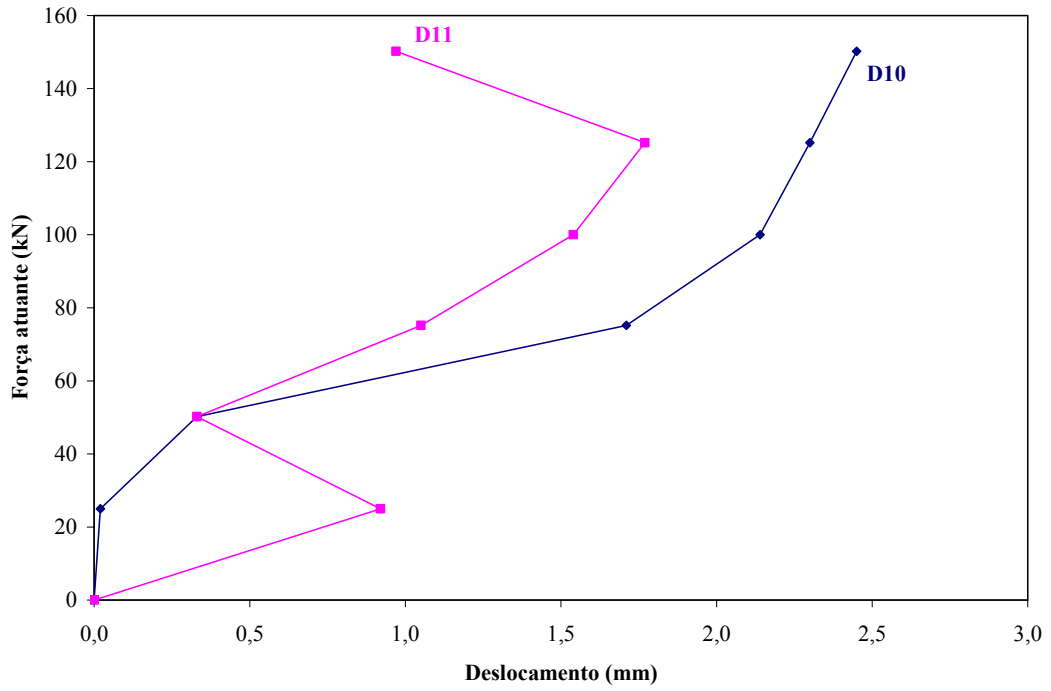


Figura 4.59 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN40-3

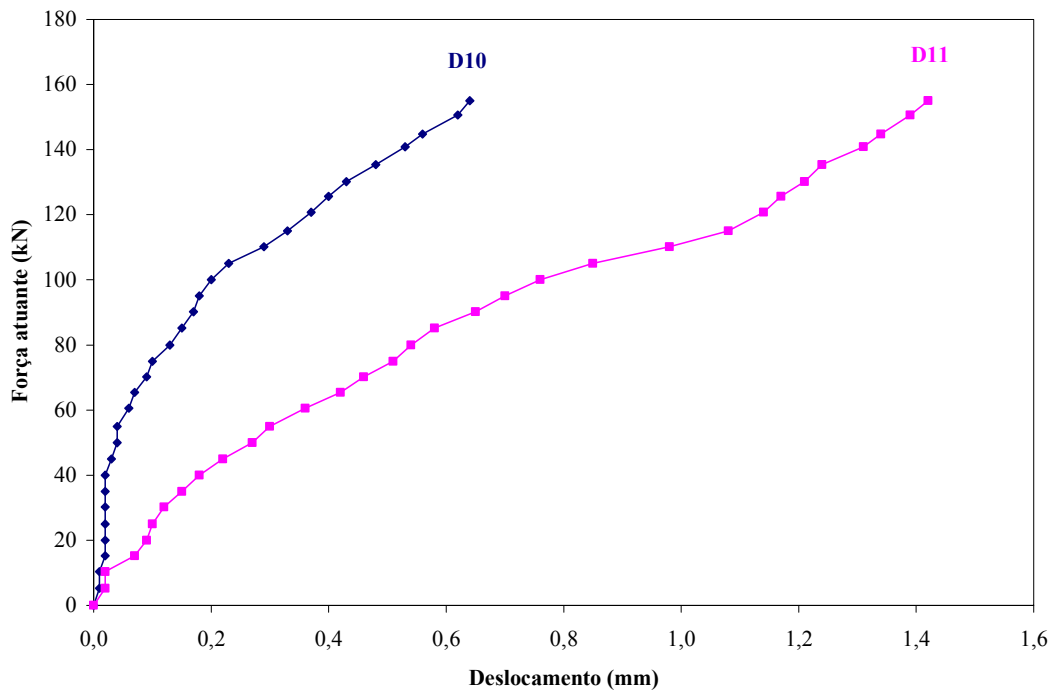


Figura 4.60 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN50-3

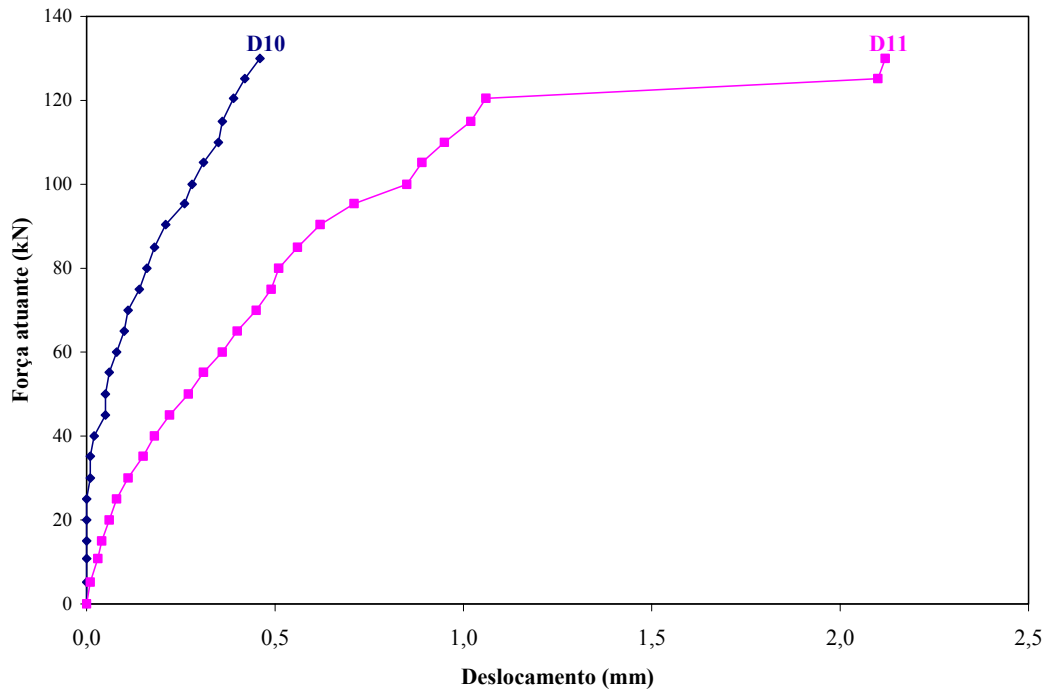


Figura 4.61 – Deslocamento vertical da base do pórtico – Pilar PFN60-3

No Apêndice F encontram-se as tabelas com os resultados experimentais dos deslocamentos verticais da base do pórtico dos pilares ensaiados.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E SUA COMPARAÇÃO COM RESULTADOS TEÓRICOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo visa analisar a evolução dos resultados experimentais das flechas, deformações no aço e no concreto, carga de fissuração e carga de ruptura dos pilares ensaiados sob carregamento centrado e com diversas excentricidades, e comparar tais resultados com os valores teóricos calculados com o programa CACODI (Campo de Compressão Diagonal) desenvolvido pelo professor Yosiaki Nagato em sua tese de doutorado (NAGATO, 1987).

O programa CACODI foi desenvolvido para analisar uma seção genérica de uma viga de concreto armado sob flexão composta. Fornece a curvatura e as deformações na seção para uma combinação fixa de esforço normal e momento fletor ou uma seqüência com esforço normal fixo e momento fletor variável até a ruptura. Com as curvaturas calculadas com o programa CACODI efetuou-se o cálculo dos deslocamentos transversais do pilar usando o método da área de momentos fletores reduzidos (M/EI) da Resistência dos Materiais ou Mecânica dos Corpos Deformáveis, com auxílio da planilha Excel, em procedimento iterativo. O procedimento está descrito no Apêndice G.

As cargas de fissuração e últimas de ensaio de cada pilar foram confrontadas com os valores teóricos da NBR6118: 2003 e do CACODI, respectivamente.

Na avaliação da influência da excentricidade da carga e do índice de esbeltez do pilar sobre a carga última os resultados experimentais desse trabalho foram comparados com os da série PCA6 do trabalho de ARAÚJO (2004).

5.2 CARGAS DE FISSURAÇÃO

Efetuiu-se a determinação da carga de fissuração teórica, $F_{fis,teo}$, dos pilares ensaiados confrontando-a com os valores observados durante os ensaios. O procedimento de cálculo da carga de fissuração encontra-se no Apêndice J. Foi considerada como carga de fissuração teórica a carga que leva a tensão na face tracionada da seção ao valor da resistência à tração do concreto, considerando apenas a excentricidade inicial da carga (não

foi considerado o efeito de segunda ordem, o qual levaria a uma carga de fissuração menor que a calculada sem sua consideração).

A Tabela 5.1 mostra os valores das cargas de fissuração experimentais e teóricas para cada excentricidade.

Tabela 5.1 – Carga de fissuração experimental e teórica

<i>Pilares</i>	<i>Excentricidade mm</i>	$F_{fis,exp}$ <i>kN</i>	$F_{fis,teo}$ <i>kN</i>	$F_{fis,exp}/F_{fis,teo}$
PFN0-3	0	-	-	-
PFN15-3	15	446,5	-	-
PFN30-3	30	200,2	175,1	1,14
PFN40-3	40	125,2	90,6	1,38
PFN50-3	50	100,0	61,1	1,64
PFN60-3	60	40,0	46,1	0,87

O pilar PFN0-3, submetido a carga axial centrada, não apresentou fissuração de flexão, e o pilar PFN15-3 encontra-se totalmente comprimido segundo a análise de fissuração feita, sendo indicada apenas a sua carga de fissuração experimental. Os pilares com excentricidade de 30, 40 e 50 mm apresentaram cargas de fissuração experimentais superiores aos valores teóricos. O pilar PFN60-3 apresentou carga de fissuração experimental inferior ao valor teórico. Cabe ressaltar que a carga correspondente à visualização da primeira fissura é geralmente superior à carga de fissuração teórica. No caso do pilar PFN60-3 o efeito de segunda ordem pode ter reduzido a carga de fissuração.

A Figura 5.1 apresenta o gráfico das cargas de fissuração teóricas e experimentais para os pilares com excentricidade igual ou superior a 30 mm.

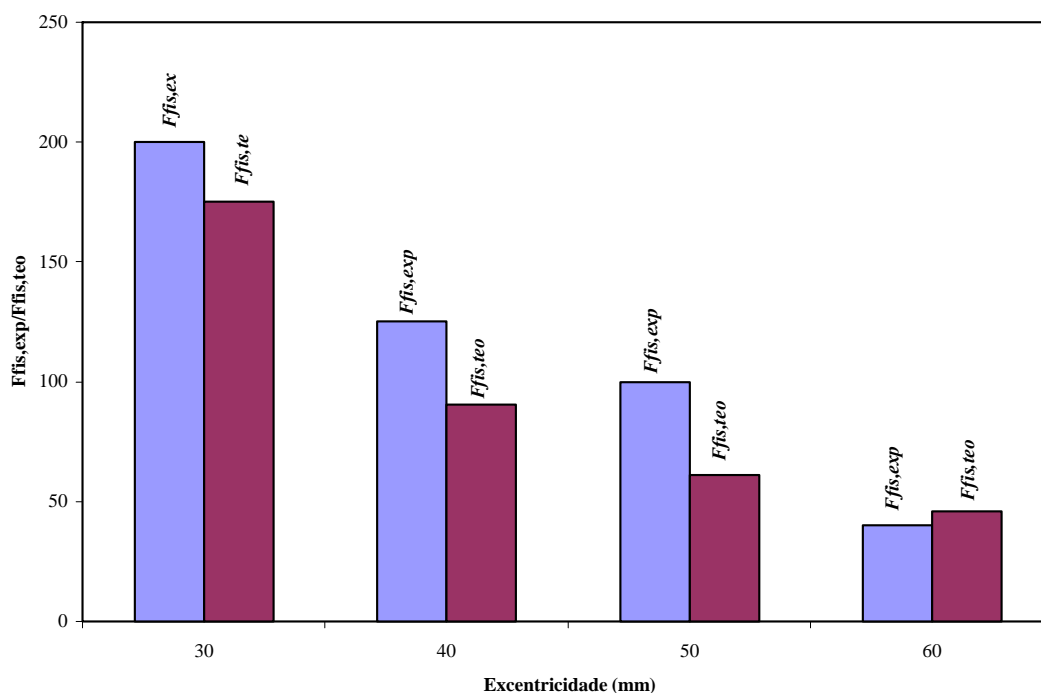


Figura 5.1 – Comparativo entre as cargas de fissuração experimental e teórica nas excentricidades indicadas

5.3 FORÇAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

Neste tópico procurou-se comparar a capacidade resistente dos pilares, obtidas nos ensaios, com a carga última obtida com o uso conjunto do programa CACODI para análise de seções sob flexo-compressão e da planilha Excel para o cálculo de deslocamentos transversais considerando o efeito de segunda ordem. O procedimento encontra-se descrito no Apêndice K. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.2 que mostra também a variação do parâmetro adimensional $v_{d,exp} = P_{u,exp}/bh\sigma_{cd}$ em função da excentricidade relativa e/h , sendo $\sigma_{cd} = 0,95 f_c$ conforme foi definido em (ARAÚJO, 2004).

Tabela 5.2 – Carga última experimental e teórica

Pilar	e mm	$P_{u,exp}$ kN	$P_{u,CAC}$ kN	$P_{u,exp}/P_{u,CAC}$	e/h	$v_{d,exp} = P_{u,exp}/bh\sigma_{cd}$
PFN0-3	0	1053 ⁺	1260	0,84	0,000	1,026
PFN15-3	15	447*	435	1,03	0,125	0,436
PFN30-3	30	255	240	1,06	0,250	0,263
PFN40-3	40	170	170	1,00	0,333	0,175
PFN50-3	50	155	141	1,12	0,417	0,143
PFN60-3	60	131	115	1,09	0,500	0,121

Observações relativas à Tabela 5.2:

⁺ A carga última teórica foi calculada para o pilar com carga centrada. Qualquer pequena excentricidade acidental reduz a carga última do pilar. Foi feita uma análise com o programa CACODI e obteve-se carga última de 1160 kN com excentricidade total de 1,20 mm no meio do pilar, e carga última de 1053 kN com excentricidade total de 4,93 mm no meio do pilar.

* O ensaio do pilar PFN15-3 foi interrompido com a carga de 447 kN (a bomba elétrica foi desligada quando se considerou que o pilar iria se romper, sem que tivesse rompido), sendo re-ensaiado com o uso de bomba manual. No re-ensaio, devido à deformação residual do primeiro ensaio, a ruptura ocorreu com uma carga menor, igual a 249 kN.

Com relação ao modo de ruptura o programa CACODI não chegou a confirmar com clareza os resultados experimentais, uma vez que apresentou problemas de não convergência nas proximidades da carga última. Há necessidade de estudar o problema de convergência do programa CACODI.

5.4 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

Para a análise das deformações das armaduras longitudinais foi considerada a média das deformações nos extensômetros E1, E3, e E5, para a face comprimida, e dos extensômetros E2, E4 e E6, para a face tracionada (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

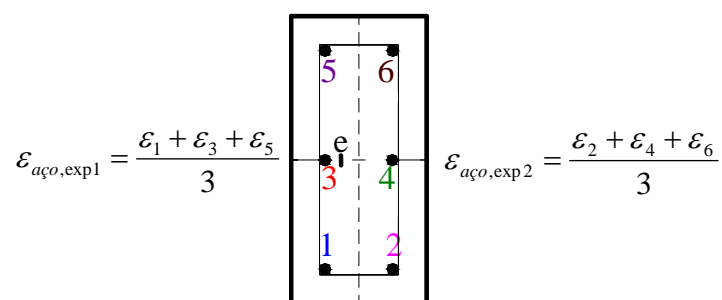


Figura 5.2 – Deformações consideradas na análise

As tabelas com os resultados experimentais mostram que ocorreram diferenças significativas entre as deformações medidas com os extensômetros de uma mesma face, indicando que deve ter ocorrido uma excentricidade do carregamento na direção da maior dimensão da seção transversal, o que não foi previsto. A explicação para tal excentricidade

pode ser o não paralelismo entre as faces extremas do pilar ou entre algumas das superfícies horizontais desde a laje de reação até o fundo da viga superior do pórtico de ensaios (bloco de concreto, chapas de aço, pilar, célula de carga, cilindro hidráulico), não havendo rótula nessa direção. A média em cada face minimiza o efeito dessa excentricidade imprevista.

As tabelas com os resultados experimentais de deformações nas armaduras encontram-se no Apêndice A, e com os resultados teóricos no Apêndice H.

As Figuras 5.3 a 5.7 apresentam os diagramas de deformações das armaduras longitudinais experimentais e teóricas dos pilares ensaiados em função da força atuante.

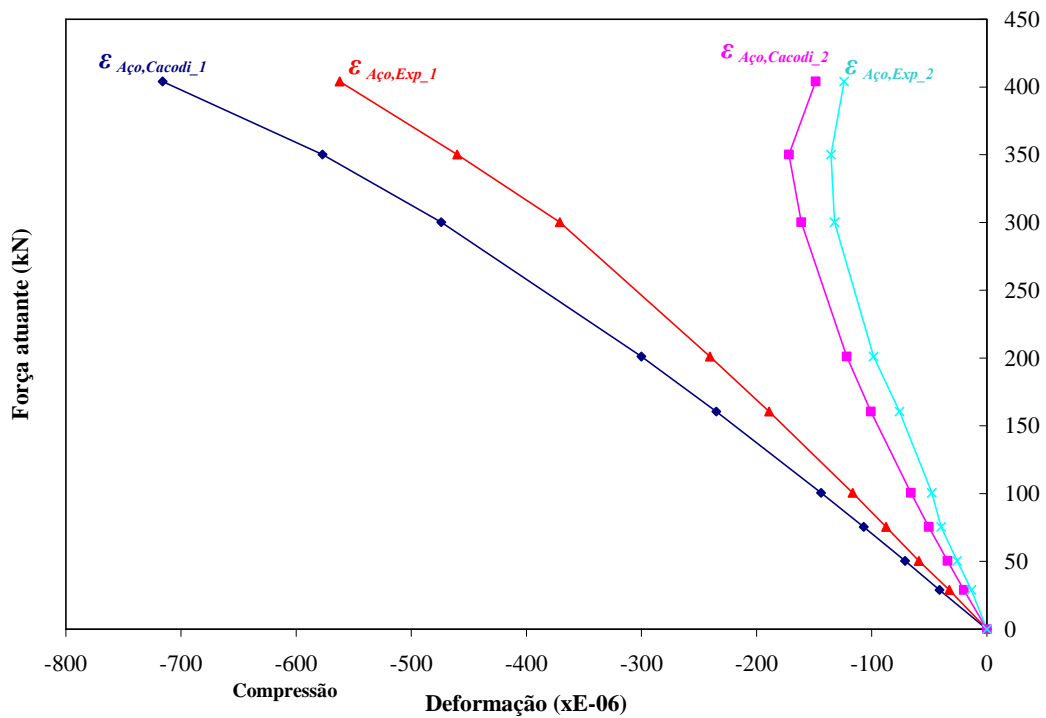


Figura 5.3 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN15-3

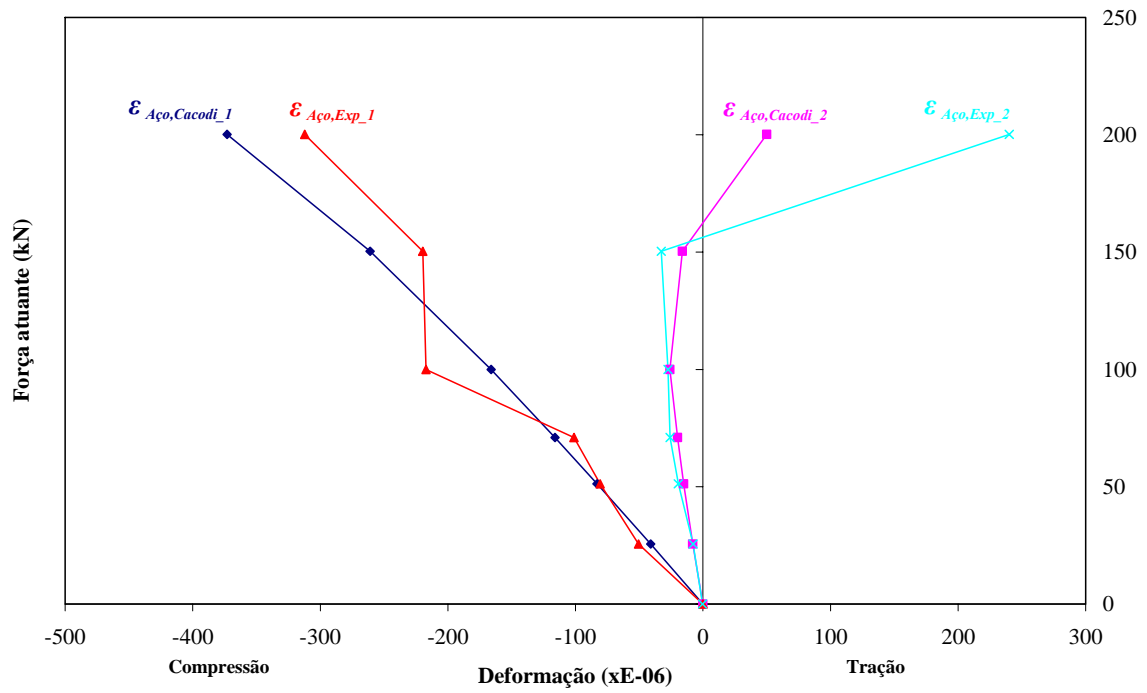


Figura 5.4 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN30-3

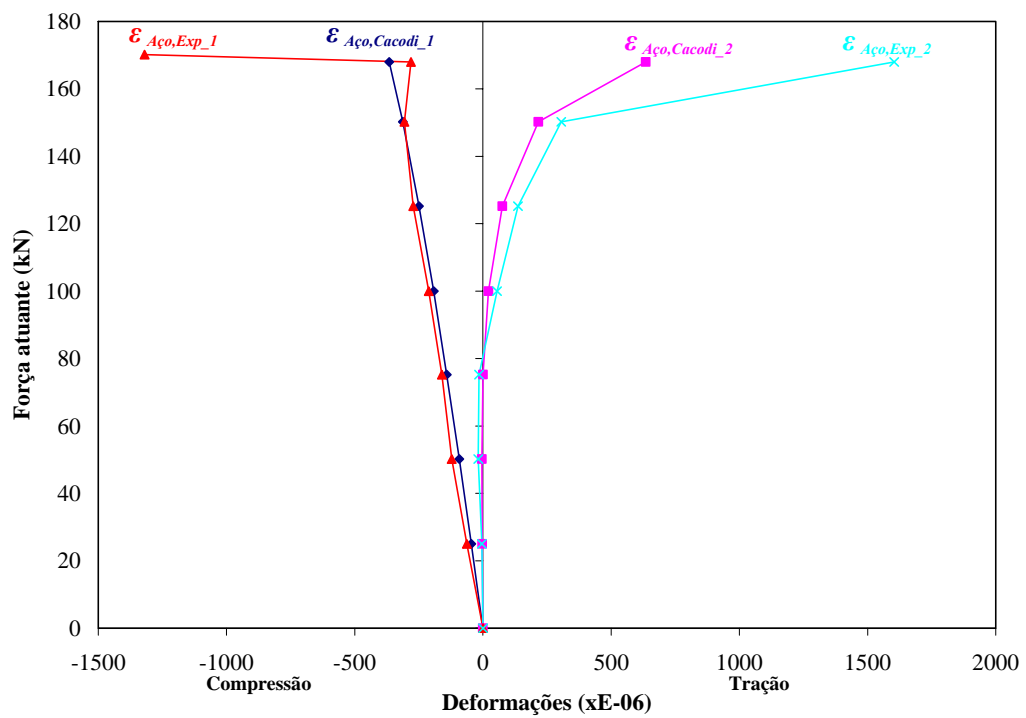


Figura 5.5 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN40-3

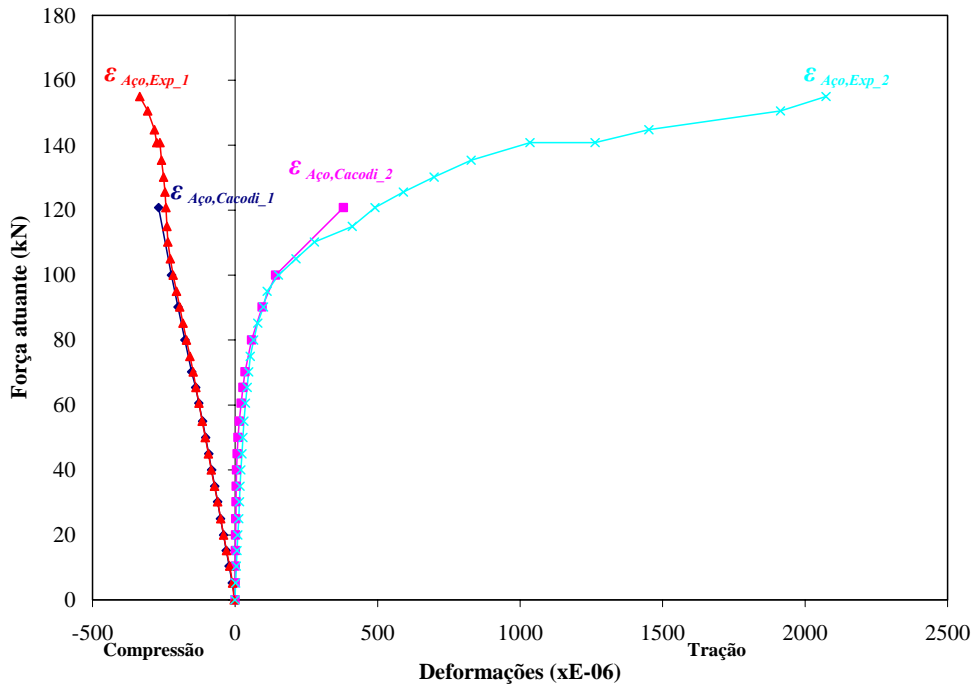


Figura 5.6 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN50-3

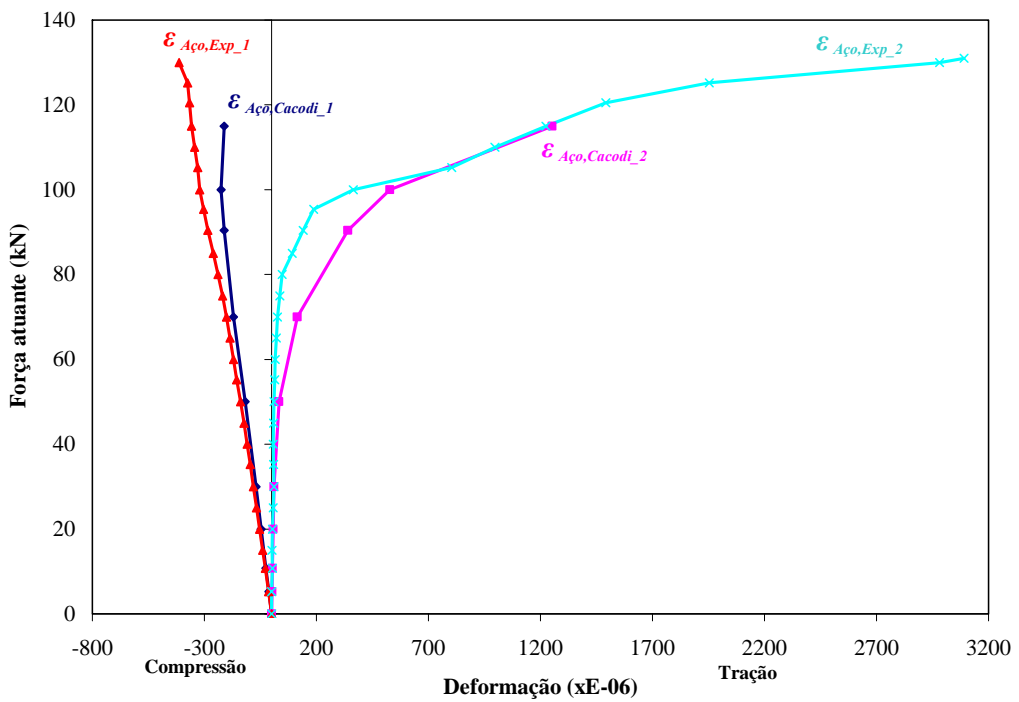


Figura 5.7 - Deformações experimentais e teóricas na armadura longitudinal do pilar PFN60-3

Pilar PFN15-3:

Do gráfico do pilar PFN15-3, da Figura 5.3, verifica-se que toda a seção do pilar estava comprimida. A evolução das deformações nas armaduras longitudinais seguiu uma tendência similar àquela apresentada pelo CACODI, mas com valores menores de deformação que os teóricos.

Na face mais comprimida, o valor da deformação experimental foi de 0,56‰, para o passo de carga de 404 kN. Para esse mesmo passo de carga o valor teórico foi 21% maior. Na face menos comprimida o valor da deformação de ensaio, para a carga de 404 kN, foi de -0,12‰; o resultado teórico foi de 0,15‰.

Pilar PFN30-3:

A Figura 5.4 mostra que o pilar PFN30-3 apresentou uma das faces tracionada a partir da carga de 150,4 kN. As curvas de deformações experimentais seguiram a tendência de suas respectivas curvas teóricas.

Apenas a leitura de deformação experimental da face comprimida para a carga de 100,0 kN não seguiu a tendência das demais. Uma provável explicação seria o mau funcionamento de alguns extensômetros.

Para a carga de 200,2 kN a face comprimida apresentou deformação experimental de -0,31‰, valor esse próximo do teórico de -0,37‰. Na face tracionada houve uma discrepância entre os resultados experimentais e teóricos, tendo o resultado da deformação de ensaio sido de 0,24‰, correspondendo a cerca de 5 vezes o valor teórico.

Pilar PFN40-3:

Pelo gráfico do pilar PFN40-3, Figura 5.5, percebe-se que a partir da carga de 75,2 kN surgiram deformações de tração experimentais e teóricas. As deformações experimentais para a carga de 150,2 kN, nas duas faces, tiveram valores muito próximos dos apresentados pelo CACODI.

Para a carga de 168,0 kN os valores mais expressivos deram-se na face tracionada do pilar, com a deformação experimental atingindo 1,6‰ enquanto o valor teórico foi de 0,6‰. Na face comprimida a deformação experimental de -0,3‰, valor esse próximo do teórico que foi de -0,4‰.

Pilar PFN50-3:

A Figura 5.6 mostra que com o crescimento da excentricidade para 50 mm fica caracterizado, desde os passos de carga iniciais, uma face comprimida e outra tracionada.

As curvas dos resultados obtidos no ensaio ficaram superpostas às teóricas até a etapa de carregamento de 100,0 kN. A partir dessa etapa as deformações de tração experimentais cresceram significativamente até o valor de 2,1‰ na ruptura com a carga de 155 kN. Na face comprimida o valor da deformação atingiu -0,3‰, na ruptura.

Pilar PFN60-3:

O pilar PFN60-3, mostrado na Figura 5.7, teve em sua face tracionada uma curva com valores de deformações experimentais superposta à dos resultados teóricos na maior parte do ensaio. Entre os passos de carga de 50,0 kN e 100,0 kN, os resultados de ensaio divergiram dos apresentados pelo CACODI. Entre as etapas de carga de 100,0 kN e 115,0 kN os valores voltaram a se aproximar. O ensaio mostrou que a armadura longitudinal escoou na ruptura, com a carga de 131 kN.

Para a face comprimida os valores de ensaio foram muito próximos dos de cálculo até o passo de carga de 85,0 kN. Daí em diante a tendência da curva experimental distanciou da curva teórica. Na ruptura a deformação de ensaio foi de -0,41‰.

5.5 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Para a análise das deformações no concreto foi considerada a média das deformações nos extensômetros EC1 e EC2, para a face comprimida. (Figura 5.8).

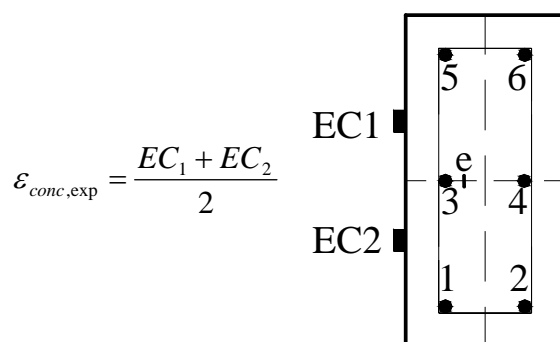


Figura 5.8 - Deformações consideradas na análise

As Figuras 5.9 a 5.13 apresentam os diagramas de deformações experimentais e teóricas no concreto dos pilares ensaiados em função da força atuante.

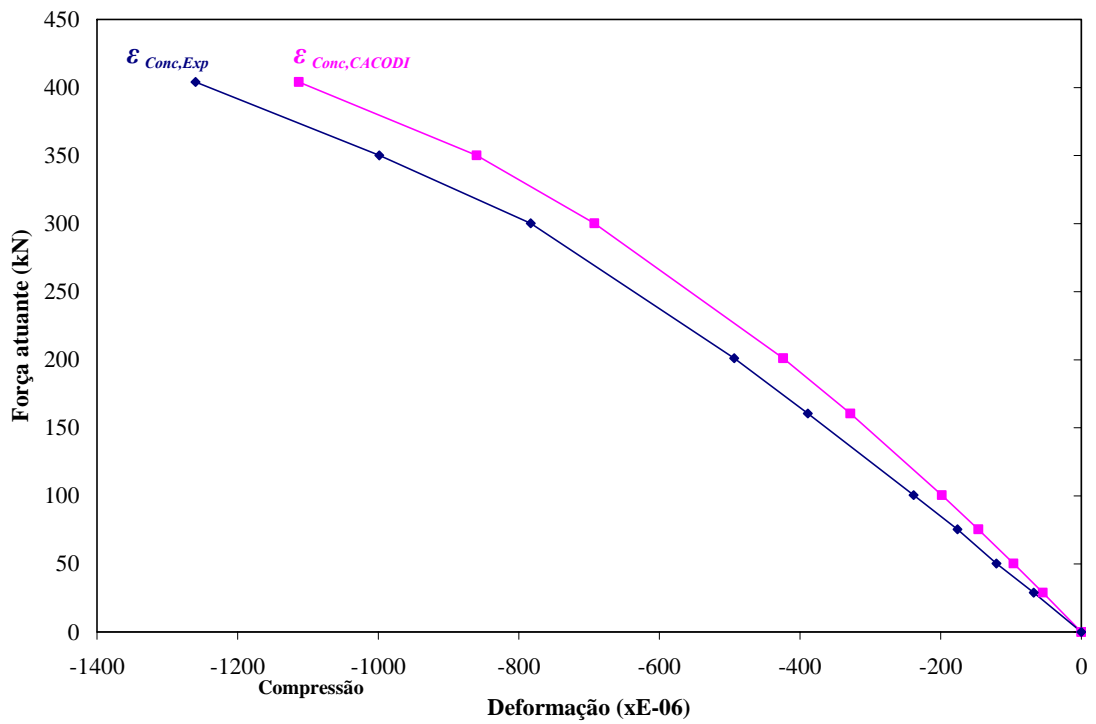


Figura 5.9 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN15-3

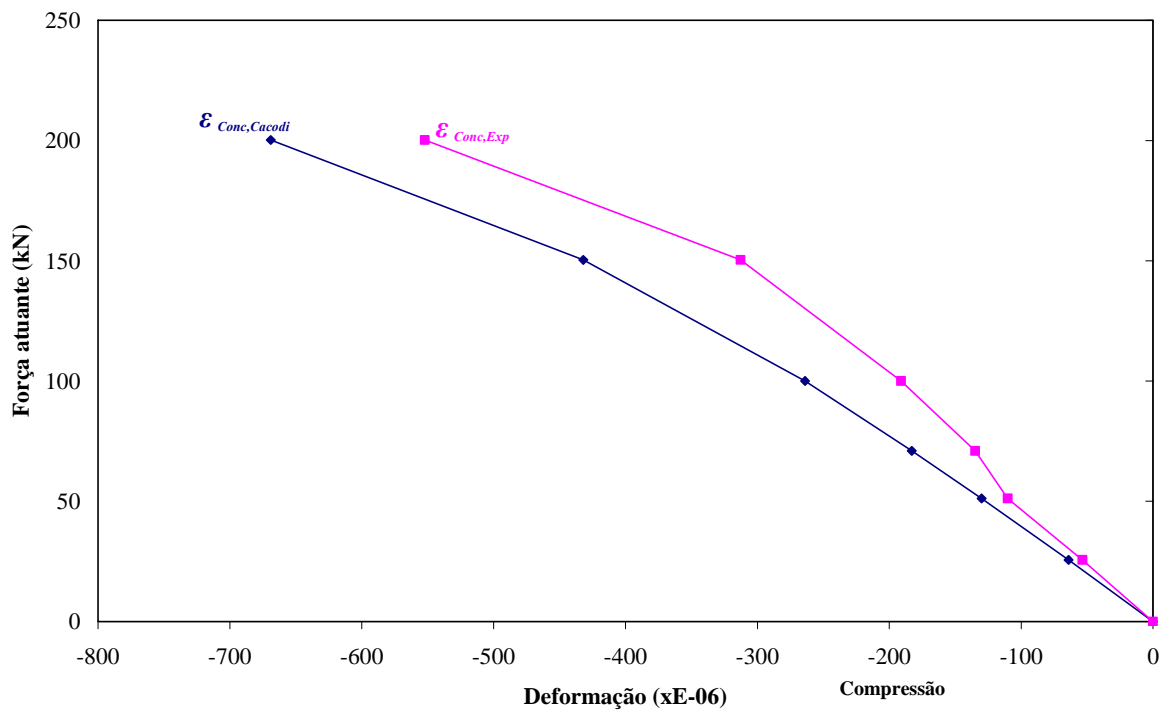


Figura 5.10 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN30-3

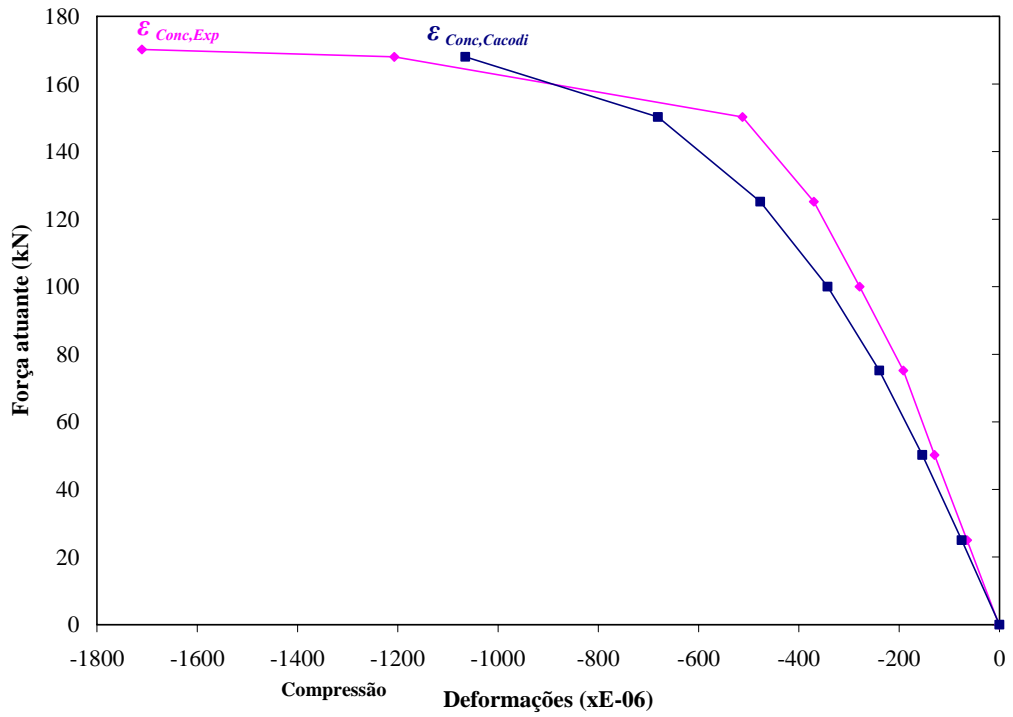


Figura 5.11 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN40-3

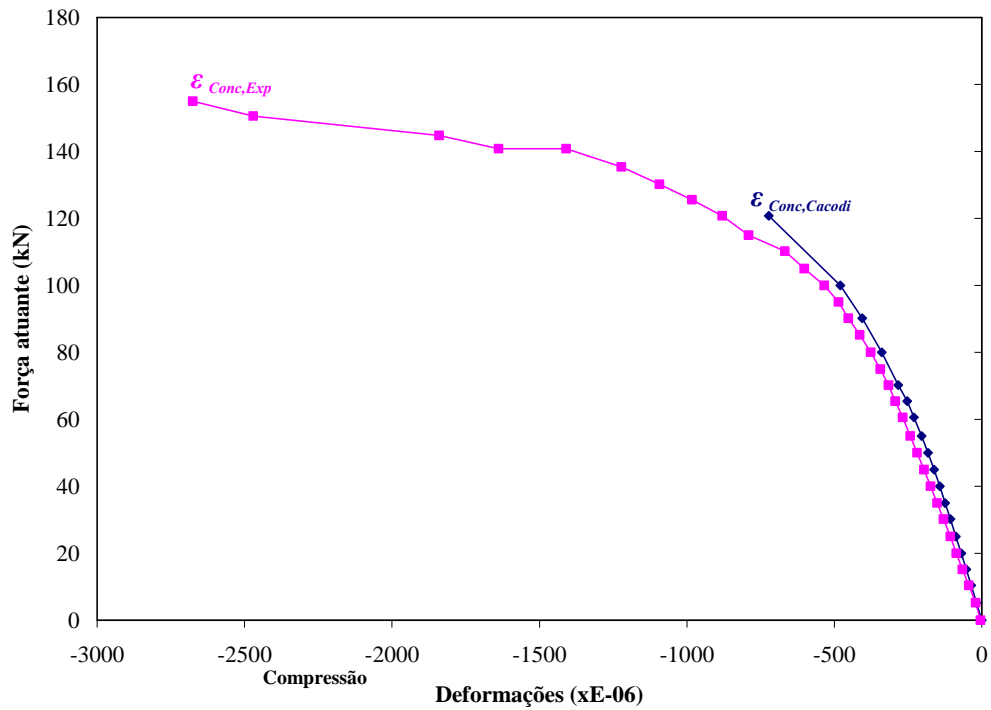


Figura 5.12 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN50-3

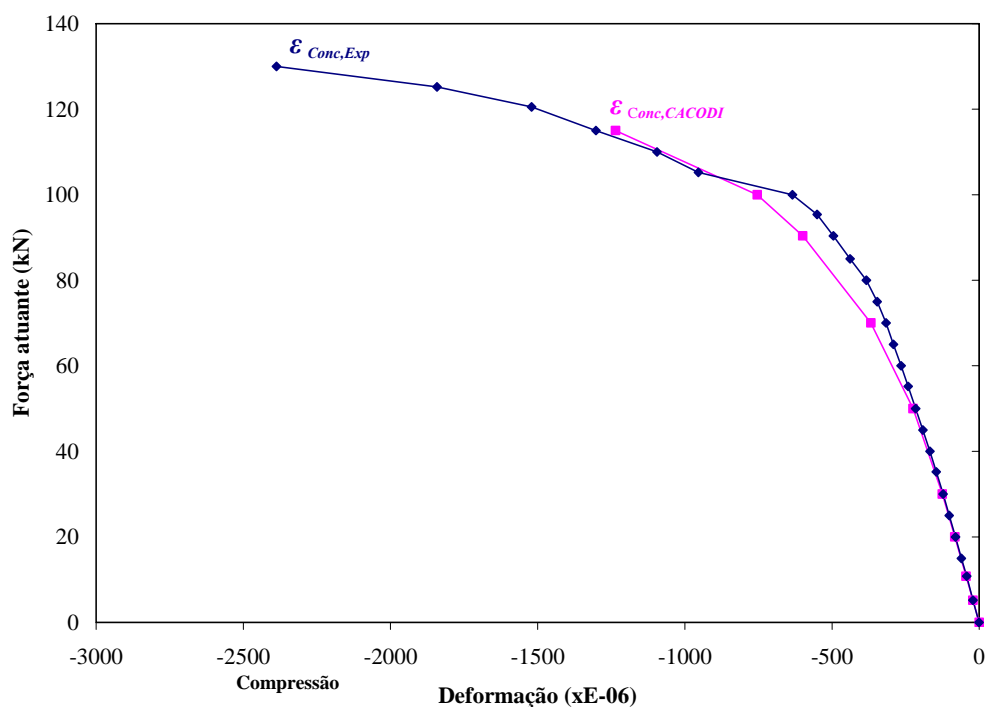


Figura 5.13 - Deformações experimentais e teóricas no concreto do pilar PFN60-3

As tabelas com as deformações experimentais no concreto encontram-se no Apêndice B, e com as deformações teóricas no Apêndice H.

Pilar PFN15-3:

A Figura 5.9 mostra que a evolução das deformações experimentais no concreto do pilar PFN15-3 ao longo das etapas de carregamento teve um desempenho similar aos previstos pelo CACODI. Para a carga de 404,0 kN o valor de ensaio foi de -1,3 ‰, enquanto que o seu respectivo valor teórico foi -1,1 ‰. A ruptura deu-se por esmagamento do concreto, na face comprimida, com a deformação atingindo -3,9 ‰.

Pilar PFN30-3:

Na Figura 5.10, que representa o pilar PFN30-3, verifica-se que a curva dos resultados teóricos apresentou maiores valores de deformações comparados com os de ensaio. Entre os passos de carga de 51,2 kN e 150,4 kN ocorreu uma mudança de tendência da curva dos valores de ensaio. Para a carga de 200,2 kN a deformação experimental foi de -0,6 ‰, enquanto que o seu respectivo valor teórico foi -0,7 ‰.

Pilar PFN40-3:

No gráfico da Figura 5.11, pilar PFN40-3, percebe-se que até a carga de 150,2 kN as curvas das deformações apresentaram-se próximas, sendo os valores teóricos pouco maiores que os experimentais. A partir daí os valores experimentais cresceram rapidamente até a ruptura com a carga de 170 kN, com deformação de -1,7 ‰.

Pilar PFN50-3:

Para o pilar PFN50-3, a Figura 5.12 mostra que as duas curvas seguem a mesma tendência com valores de deformações muito próximos até o passo de carga de 100 kN. Para o último valor calculado de deformação, ou seja, -0,7 ‰ para a carga de 120,8 kN, o seu correspondente experimental foi de -0,9 ‰. Na ruptura a deformação de ensaio no concreto foi de -2,7 ‰ para uma carga de 155 kN.

Pilar PFN60-3:

No pilar PFN60-3, apresentado na Figura 5.13, verifica-se que pouco depois do surgimento da primeira fissura há uma superposição das curvas experimentais e teóricas. No intervalo de 50 kN a 100 kN os resultados experimentais se afastam dos teóricos. Para a carga de 115 kN a deformação experimental no concreto foi de -1,3 ‰ enquanto que a teórica foi de -1,2 ‰. Na ruptura com a carga de 131 kN a deformação experimental no concreto foi de -2,4 ‰.

5.6 DEFORMADAS TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS

Para a análise comparativa entre as diversas deformadas teóricas dos pilares ensaiados sob carregamento excêntrico foi considerada a Figura 5.14, onde é mostrada a disposição das seções ao longo do pilar.

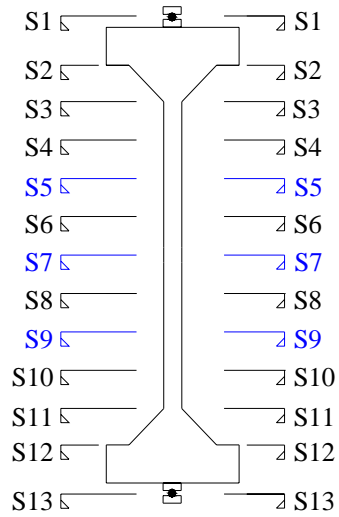


Figura 5.14 – Disposição das seções no pilar

As Figuras 5.15 a 5.19 mostram as deformadas dos pilares submetidos a carregamento excêntrico previstas usando o CACODI e a planilha Excel. Também é mostrada uma comparação com os resultados de ensaio.

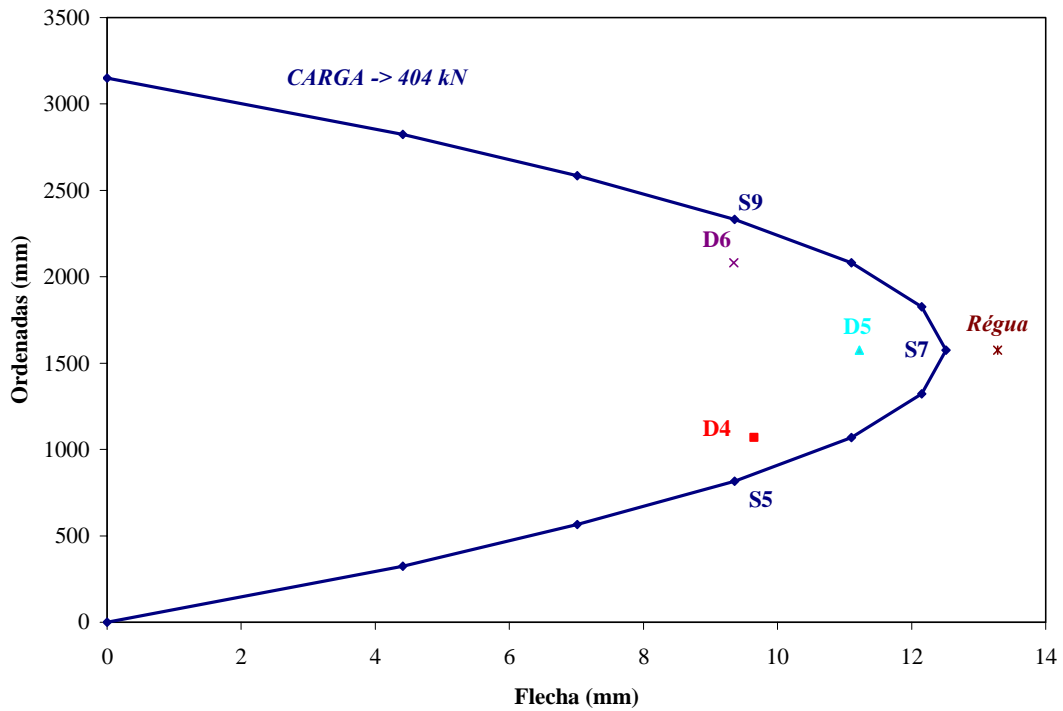


Figura 5.15 - Deformada teórica do pilar PFN15-3

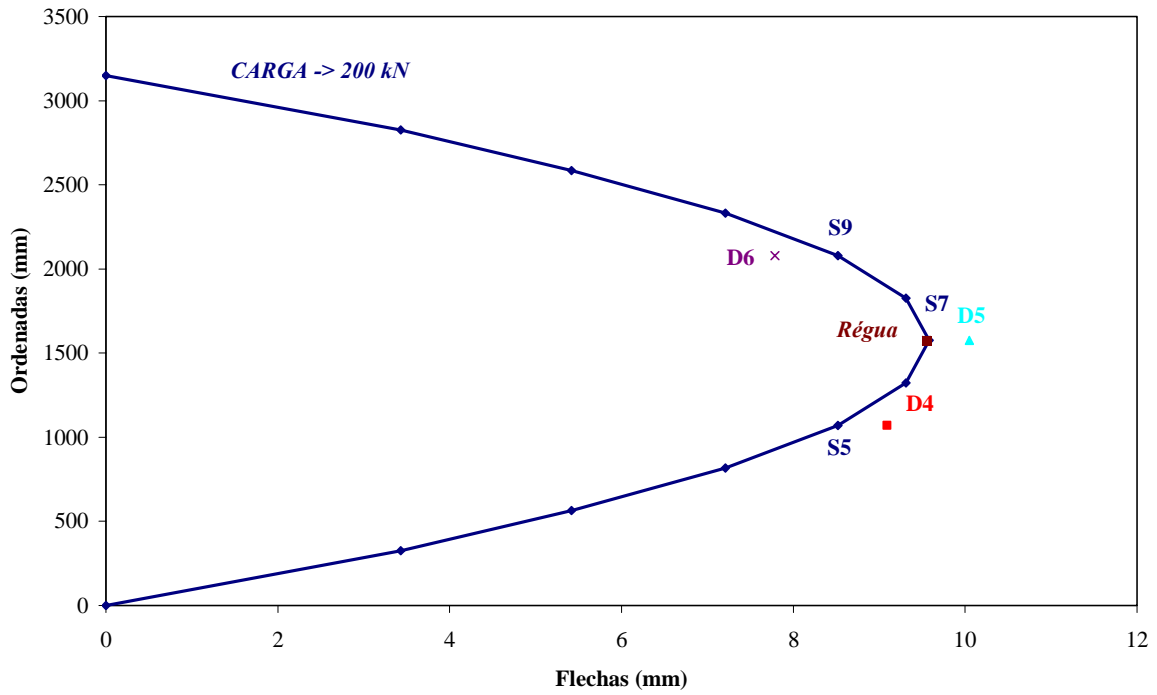


Figura 5.16 - Deformada teórica do pilar PFN30-3

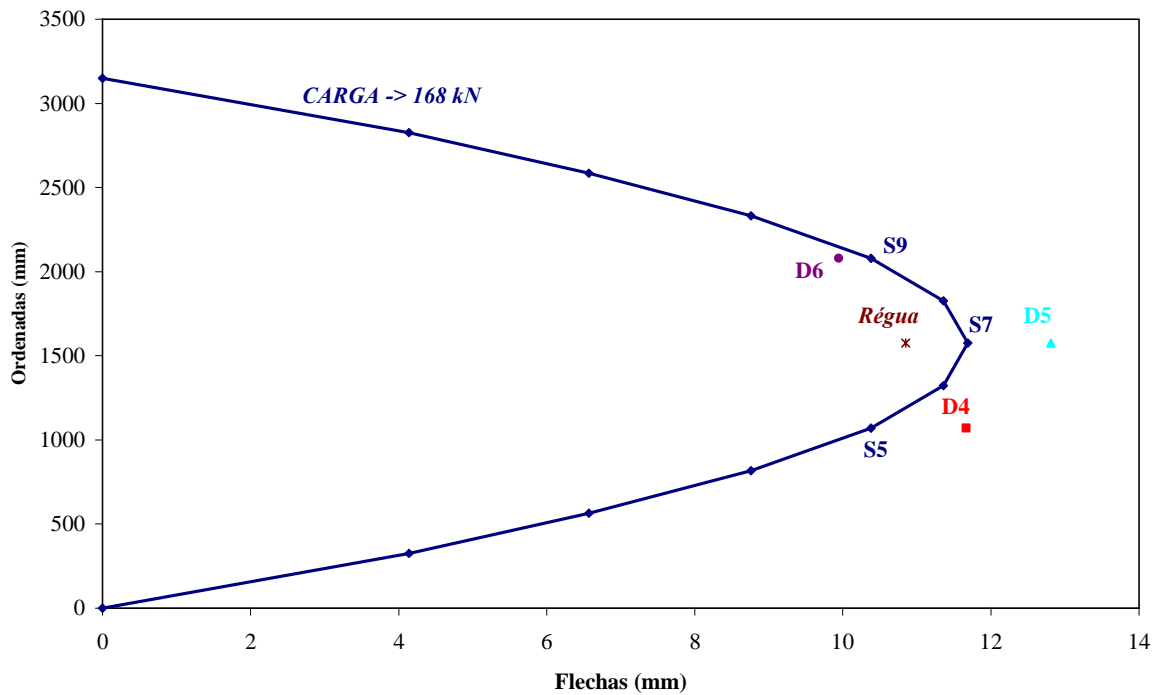


Figura 5.17 - Deformada teórica do pilar PFN40-3

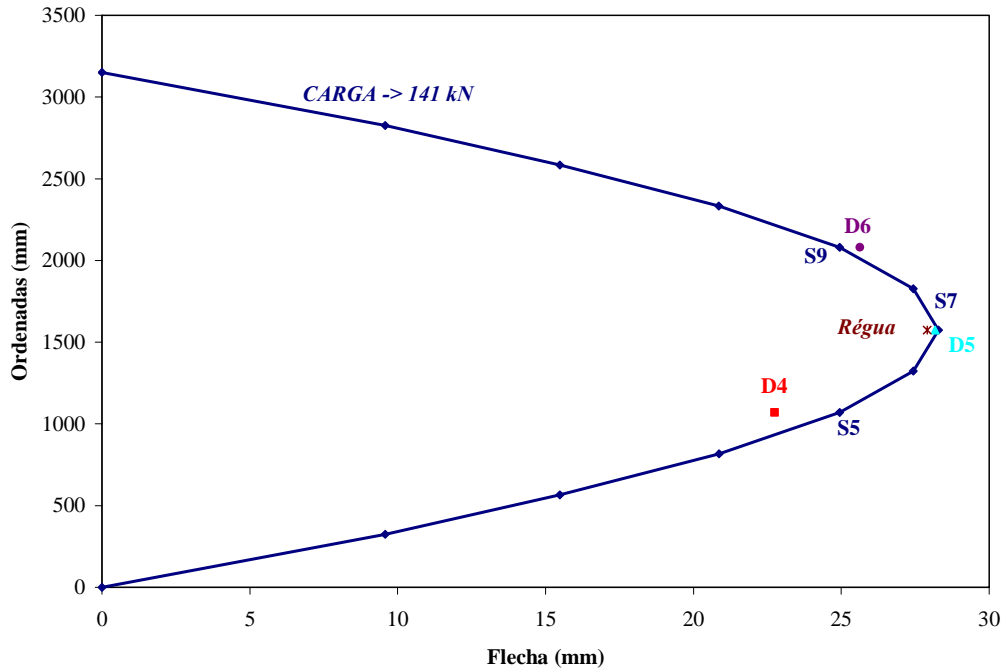


Figura 5.18 - Deformada teórica do pilar PFN50-3

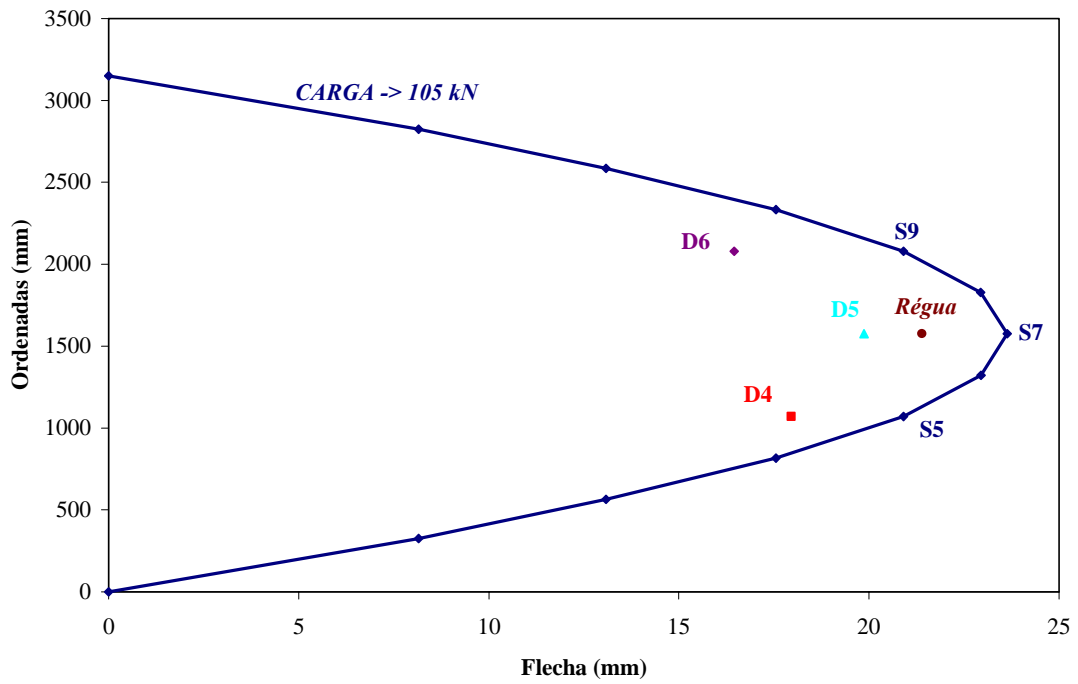


Figura 5.19 - Deformada teórica do pilar PFN60-3

Os deslocamentos transversais experimentais medidos pelos defletômetros D4, D5 e D6, em todos os pilares, ficaram próximos dos valores teóricos nas seções S5 e S9.

5.7 DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

Por simetria foi analisada apenas metade do pilar. A Figura 5.20 mostra a disposição das seções localizadas no pilar. Entre as seções S1 e S2 o intervalo foi de 325 mm, a partir da seção S2 os intervalos entre seções correspondiam a 253 mm.

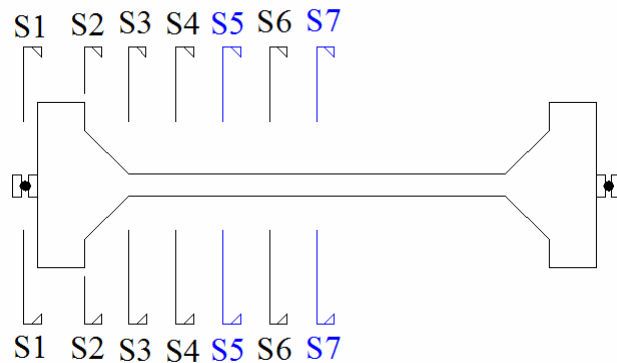


Figura 5.20 – Disposição das seções localizadas no pilar

Os valores teóricos dos deslocamentos transversais nas seções S5 e S7 foram comparados, respectivamente, com a média dos resultados experimentais dos defletômetros D4 e D6 e com os resultados de ensaio do defletômetro D5 e da régua de medição central.

As Figuras 5.21 a 5.25 mostram os gráficos dos deslocamentos transversais experimentais registrados pelos defletômetros D4, D5 e D6 e pela régua de medição central confrontados com os valores teóricos DS5 e DS7, nas seções S5 e S7, obtidos com o CACODI.

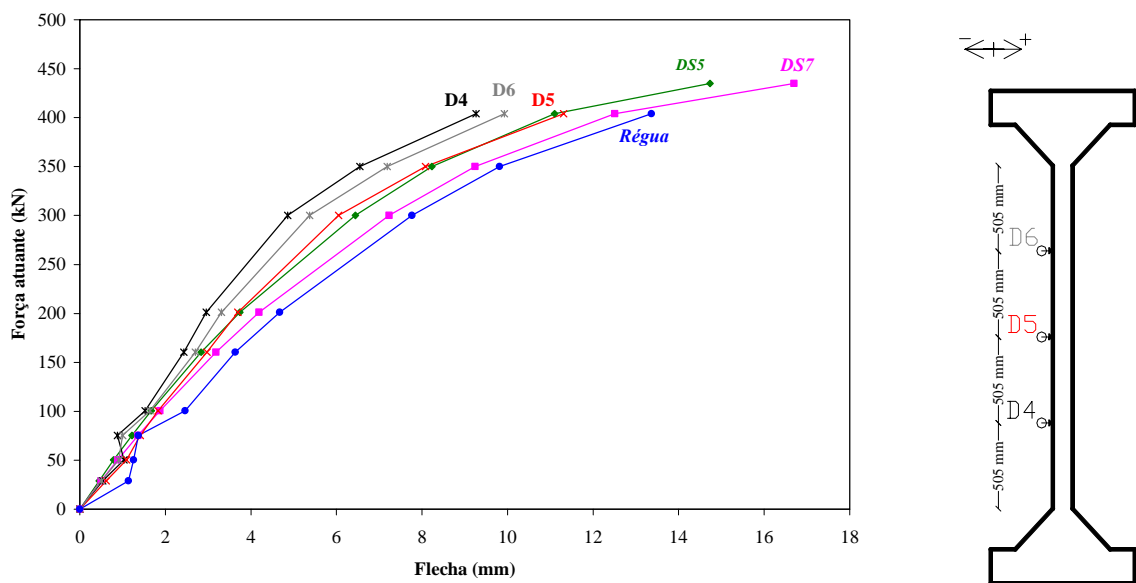


Figura 5.21 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN15-3

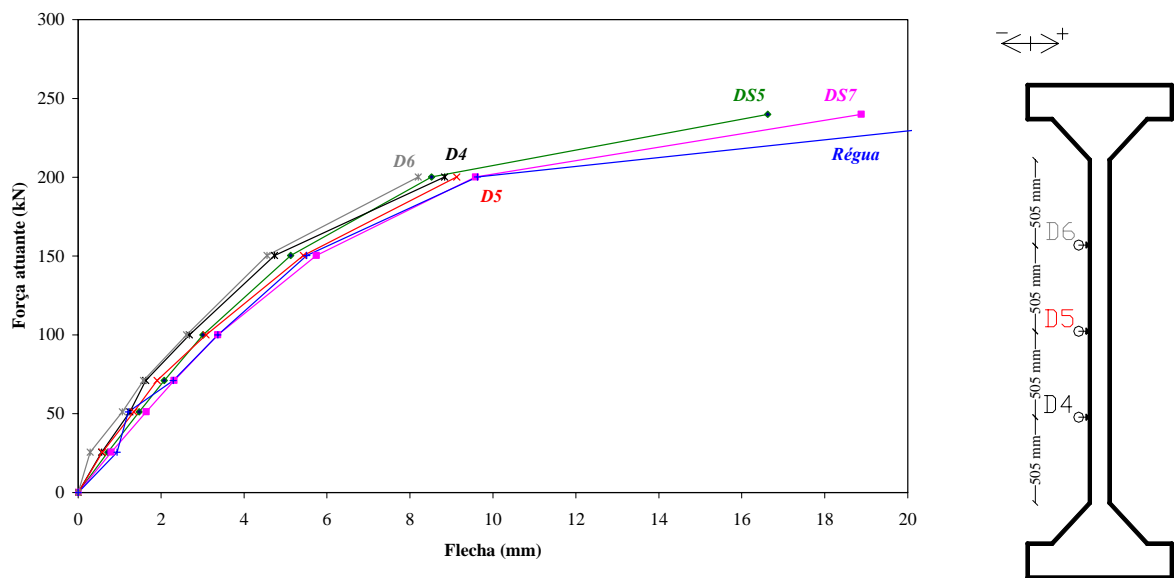


Figura 5.22 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN30-3

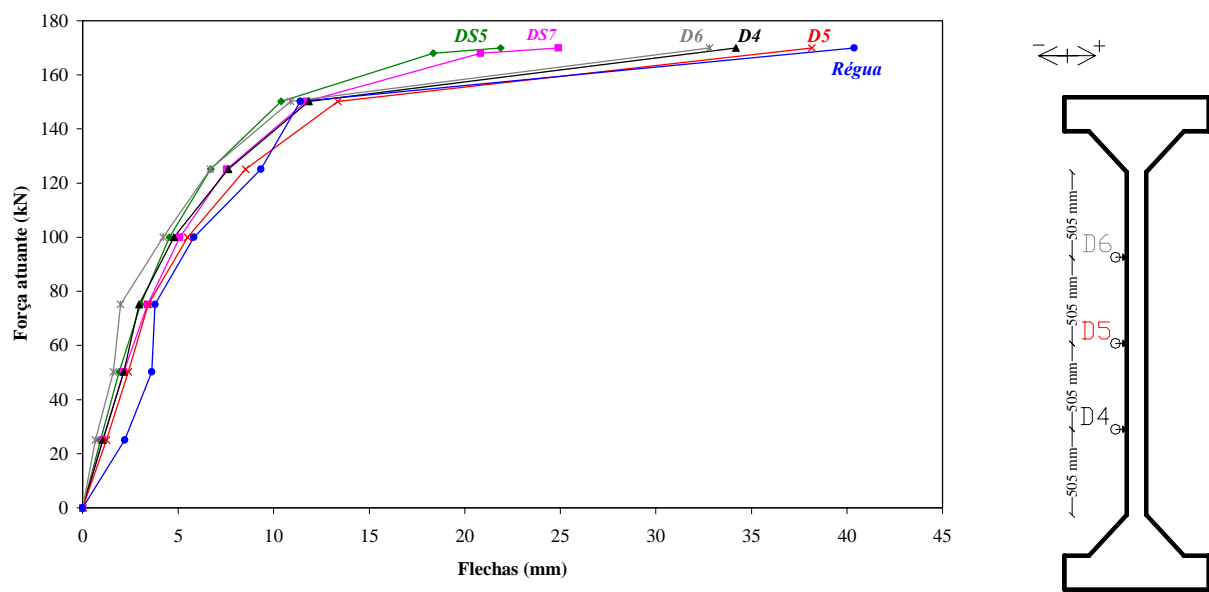


Figura 5.23 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN40-3

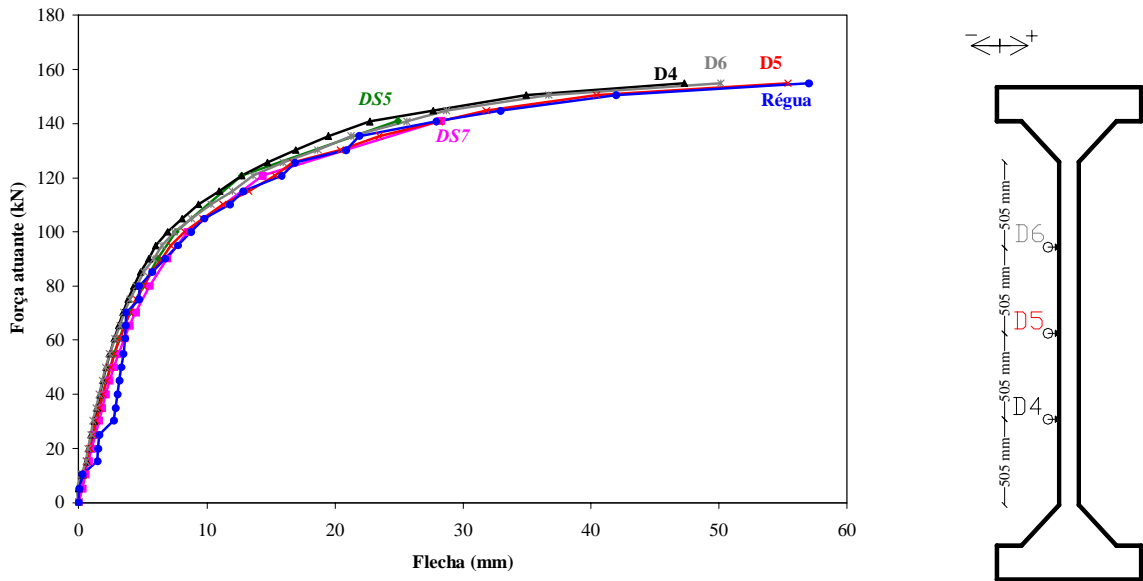


Figura 5.24 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN50-3

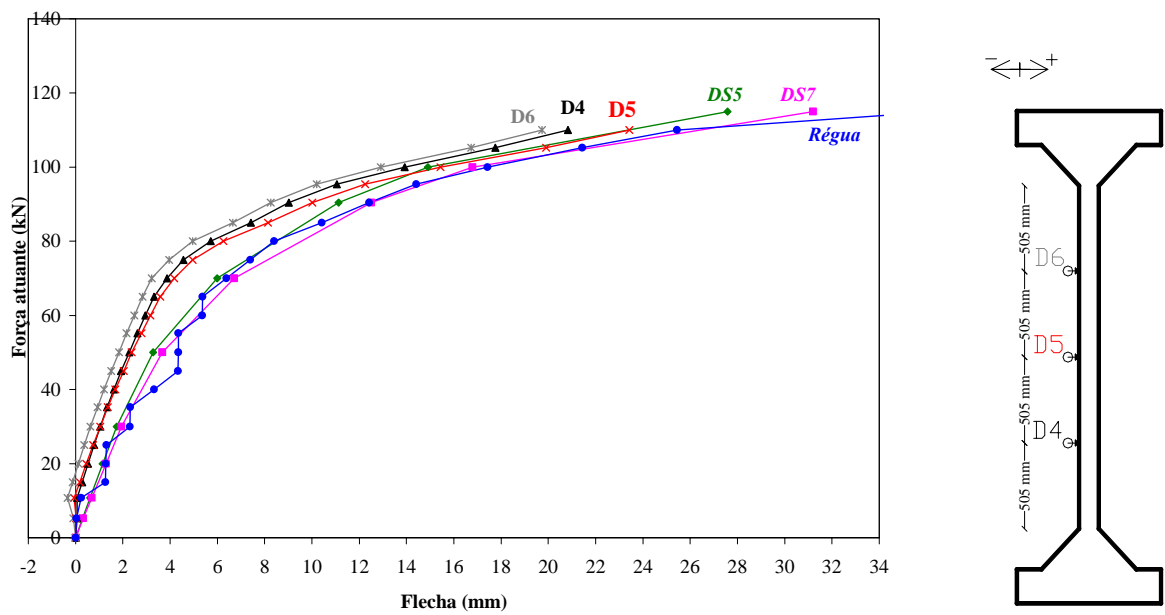


Figura 5.25 – Valores das flechas experimentais e teóricas no pilar PFN60-3

Pilar PFN15-3:

No pilar PFN15-3, representado na Figura 5.21, verifica-se que para a carga de 75 kN os valores dos defletômetros D4 e D6 e da régua de medição central não seguiram a mesma tendência das demais etapas de carregamento.

Para a carga de 404 kN os valores experimentais de D4 e D6 foram, respectivamente, 9,26 mm e 9,92 mm. Para a mesma etapa de carregamento o valor teórico na seção S5

correspondeu a 11,10 mm. Ou seja, para o valor médio de D4 e D6, que corresponde a 9,59 mm, ocorre uma diferença de -14% em relação ao teórico.

Percebe-se do diagrama que a partir da carga de 101 kN os valores lidos pela régua de medição central aproximaram-se dos teóricos, apesar de os resultados do defletômetro serem mais precisos. Para a carga de 404 kN o defletômetro D5 registrou 11,31 mm, enquanto que na régua obteve-se 13 mm, valor esse próximo ao teórico de 12,51 mm para a mesma carga na seção S7. O defletômetro e a régua apresentaram, para a carga de 404 kN, um diferença de 10 % abaixo e 6 % acima, respectivamente, em relação ao previsto pelo CACODI.

Pilar PFN30-3:

No pilar PFN30-3, apresentado na Figura 5.22, a evolução dos valores experimentais lidos pelos defletômetros D4 e D6 evidenciam que próximo do passo de carga de 200 kN os resultados teóricos tornaram-se intermediários aos experimentais. Assim, para a carga de 200 kN os defletômetros D4 e D6 apresentaram, respectivamente, 8,83 mm e 8,20 mm. Para essa mesma carga o valor teórico foi de 8,52 mm. Isto é, igual ao valor experimental médio entre D4 e D6.

O defletômetro D5 apresentou deslocamentos distantes dos teóricos até a etapa de carregamento de 150 kN. A régua de medição central apresentou, para a carga de 51 kN, um valor de deslocamento fora da seqüência da curva, provavelmente em função da pouca precisão da leitura feita diretamente na régua graduada em mm.

Para a carga de 200 kN o valor lido pela régua, foi muito próximo do teórico. Na ruptura a régua registrou 29 mm de flecha, conforme indicado na Figura 4.25 do capítulo anterior.

Pilar PFN40-3:

No pilar PFN40-3, cujo gráfico está representado na Figura 5.23, os valores de flechas teóricas na seção S5 estiveram entre as curvas experimentais dos defletômetros D4 e D6 entre os passos de carga de 75 kN e 125 kN. Para a carga de 170 kN os deslocamentos em D4 e D6 foram de 34,20 mm e 32,80 mm, respectivamente. O valor teórico foi de 24,89 mm. Para o valor médio entre D4 e D6 de 33,50 mm tem-se uma diferença percentual de +3,5 % em relação ao valor teórico.

A curva representada pelos resultados experimentais de D5 teve comportamento análogo à curva teórica até o passo de carga de 150 kN. A régua de medição central apresentou um comportamento irregular, ao longo de todas as etapas de carregamento em relação aos valores de D5 e os apresentados pelo CACODI. Para a carga 170 kN, carga de ruptura, o defletômetro D5 apresentou deslocamento de 38,16 mm, próximo ao teórico, que foi de 24,89 mm, ou seja, uma diferença relativa de -6,5 %. A régua de medição central, para essa mesma carga, registrou 40,0 mm, isto é, uma diferença relativa de +60,7%.

Pilar PFN50-3:

No pilar PFN50-3, apresentado na Figura 5.24, a curva dos resultados experimentais apresentados por D4, até a carga de 130 kN, ficou quase que superposta à dos valores obtidos pelo CACODI. Para a carga de 141 kN os deslocamentos propiciados por D4 e D6 foram 22,75 mm e 25,63 mm, respectivamente, tendo o valor médio de 24,19 mm. Para essa carga o CACODI apresentou um deslocamento de 24,95 mm. Isto é, tem-se uma diferença de -3,1% do valor médio de deformação experimental em relação ao teórico.

Na região central do pilar os deslocamentos transversais registrados nas duas curvas experimentais e na teórica apresentaram valores próximos, com a ressalva que as leituras efetuadas pela régua apresentaram muita irregularidade ao longo das etapas de carregamento. Para a carga de 141 kN o defletômetro D5 efetuou a leitura de 28,17 mm, próximo ao apresentado pelo CACODI de 28,28 mm, apresentando uma diferença relativa de -0,4 %. A régua de medição central para essa carga registrou 28,00 mm, ou seja, 1,0 % menor que o valor estimado. Na ruptura a régua atingiu o valor de 57,00 mm, conforme visto na Figura 4.27 do capítulo de apresentação dos resultados.

Pilar PFN60-3:

No pilar PFN60-3, da Figura 5.25, as curvas dos resultados experimentais dos defletômetros D4, D5 e D6 acompanharam as curvas teóricas até próximo à carga de fissuração, com a ressalva que até o passo de carga de 20,0 kN D6 apresentou deslocamentos negativos - em virtude, provavelmente, de uma má acomodação nos apoios. A partir da fissuração e até a carga de 100 kN os valores experimentais distanciaram-se dos teóricos.

A régua apresentou uma não uniformidade em seus valores registrados até a carga de 65 kN. A partir dessa carga sua curva teve a mesma tendência da teórica.

Para a carga de 100 kN os defletômetros D4 e D6 apresentaram os valores de 13,92 mm e 12,92 mm, respectivamente, sendo o valor médio de D4 e D6 igual a 13,42 mm. Para o mesmo passo de carga o CACODI obteve 14,91 mm, havendo uma diferença percentual de -9,99 % da média experimental em relação ao valor teórico.

Para a etapa de carga de 100 kN o defletômetro D5 apresentou 15,43 mm de deslocamento, valor esse próximo ao teórico de 16,79 mm, tendo uma diferença relativa de -8,1 %. A leitura realizada pela régua, nessa etapa, foi de 17,0 mm, com uma diferença relativa de +1,2 %. Na ruptura a régua mediu 76,0 mm de deslocamento.

O Apêndice G mostra as tabelas com os resultados obtidos pelo CACODI dos deslocamentos horizontais dos pilares ensaiados.

5.8 ROTAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS PILARES

A Figura 5.26 apresenta os valores das rotações teóricas nas extremidades dos pilares, comparados com os experimentais.

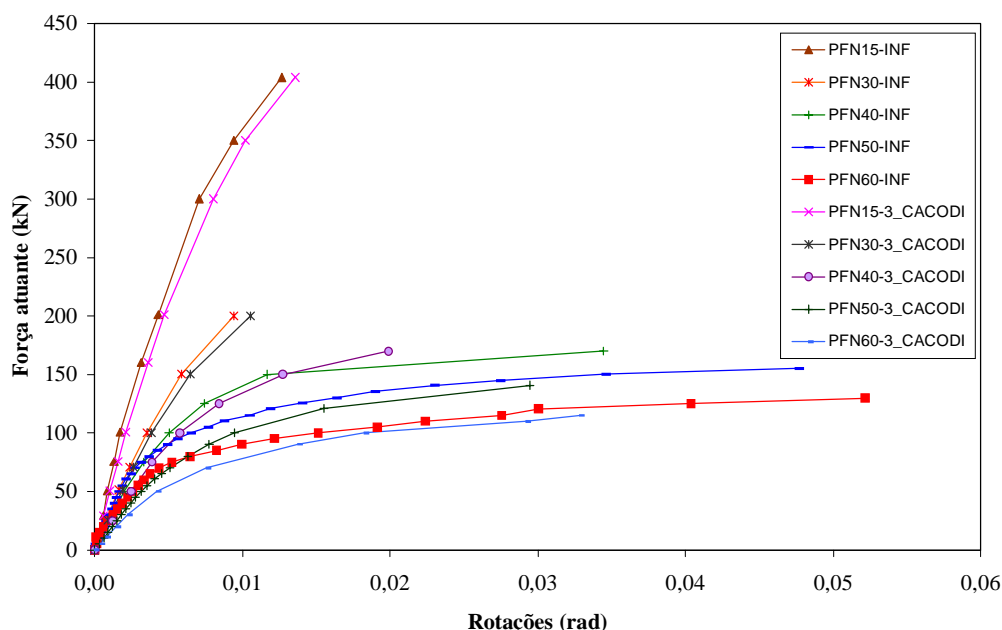


Figura 5.26 – Valores das rotações teóricas e experimentais nas extremidades do pilar

O Apêndice L apresenta as tabelas com os resultados teóricos das rotações nos pilares ensaiados.

A Tabela 5.3 apresenta os valores das rotações teóricas nas extremidades dos pilares, comparados com os das experimentais.

Tabela 5.3 – Rotações teóricas nas extremidades dos pilares, comparadas com as experimentais

PILAR	θ_A (rad)	P (kN)	P _{exp} (kN)	θ_{inf} (rad)	θ_{sup} (rad)
PFN0-3	-	-	-	-	-
PFN15-3	0,01357	404	404	0,01270	-0,01052
PFN30-3	0,01054	200	200	0,00941	-0,00851
PFN40-3	0,01990	170	170	0,03448	-0,03553
PFN50-3	0,02947	140	140	0,02301	-0,02910
PFN60-3	0,02923	110	110	0,02240	-0,02241

Os resultados teóricos das rotações nos extremos dos pilares foram obtidos por meio do programa CACODI e com o uso de planilha Excel. Os valores experimentais das rotações nas extremidades dos pilares resultam dos deslocamentos verticais nos modelos conforme o Apêndice E.

Verifica-se da Figura 5.26 e da Tabela 5.3 que os valores teóricos das rotações cresceram com o aumento da excentricidade, para a mesma carga, e se aproximaram bem dos resultados experimentais. Nas proximidades da ruptura o aumento da rotação é rápido e podem ocorrer diferenças aparentemente significativas entre os resultados experimentais e teóricos como no caso do pilar PFN40-3 (0,03448 rad contra 0,01990 rad), mas a Figura 5.26 mostra que as curvas se aproximam bastante uma da outra.

5.9 INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA CARGA E DO ÍNDICE DE ESBELTEZ

Os gráficos apresentados no capítulo 4 deste trabalho evidenciam a grande influência da excentricidade da carga tanto no valor da carga última como nos valores das deformações no aço e no concreto (Figuras 4.21 a 4.23, 4.31 e 4.32), das flechas (Figura 4.40) e das rotações de extremidade (Figura 4.49).

Para avaliar a influência do índice de esbeltez no comportamento dos pilares, os resultados experimentais deste trabalho foram comparados com os da série PCA6 do trabalho de ARAÚJO (2004) que ensaiou pilares com a mesma seção transversal mas com altura total

de 2 m, enquanto que neste trabalho (DANTAS, 2006) a altura total foi de 3m. Foram traçados os gráficos mostrados nas Figuras 5.27, 5.28 e 5.29.

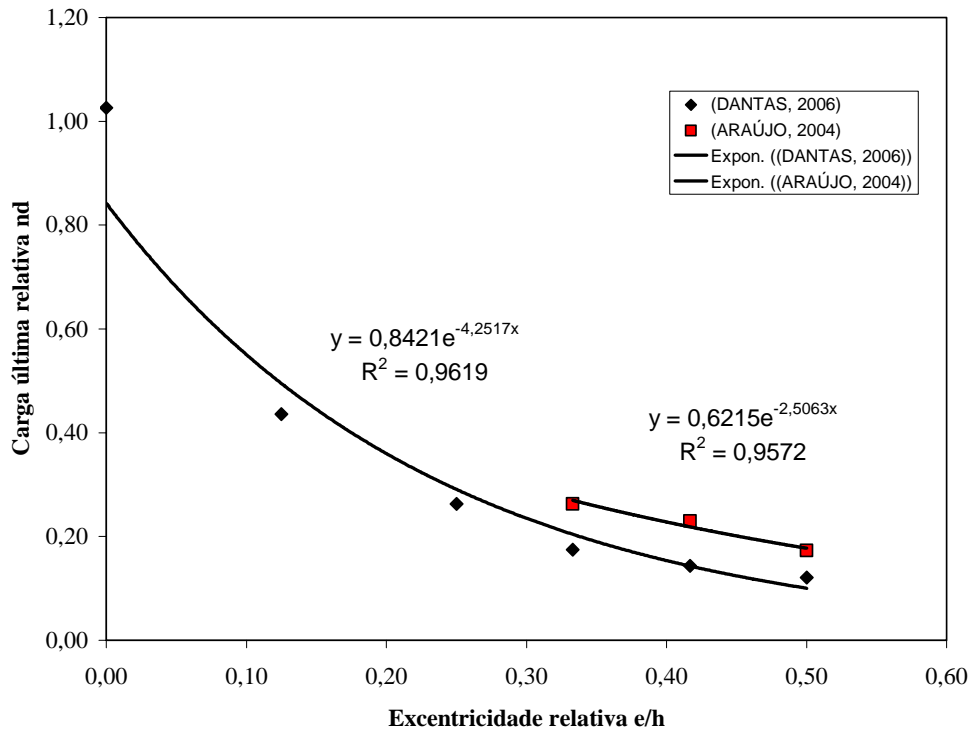


Figura 5.27 - Carga última relativa μ_d x Excentricidade relativa e/h

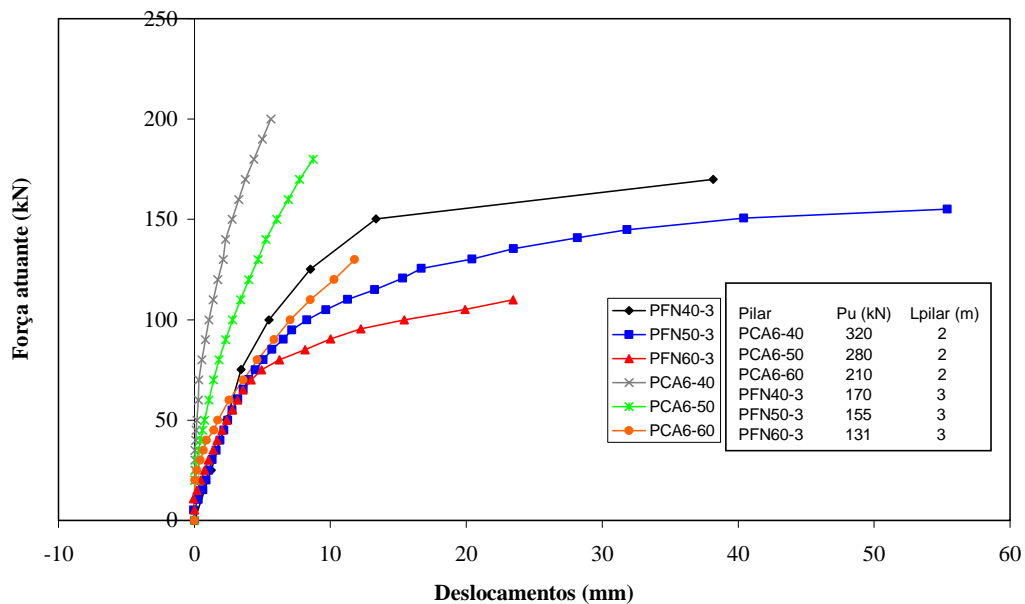


Figura 5.28 – Deslocamentos horizontais medidos com defletômetros na região central do pilar (DANTAS, 2006 e ARAÚJO, 2004)

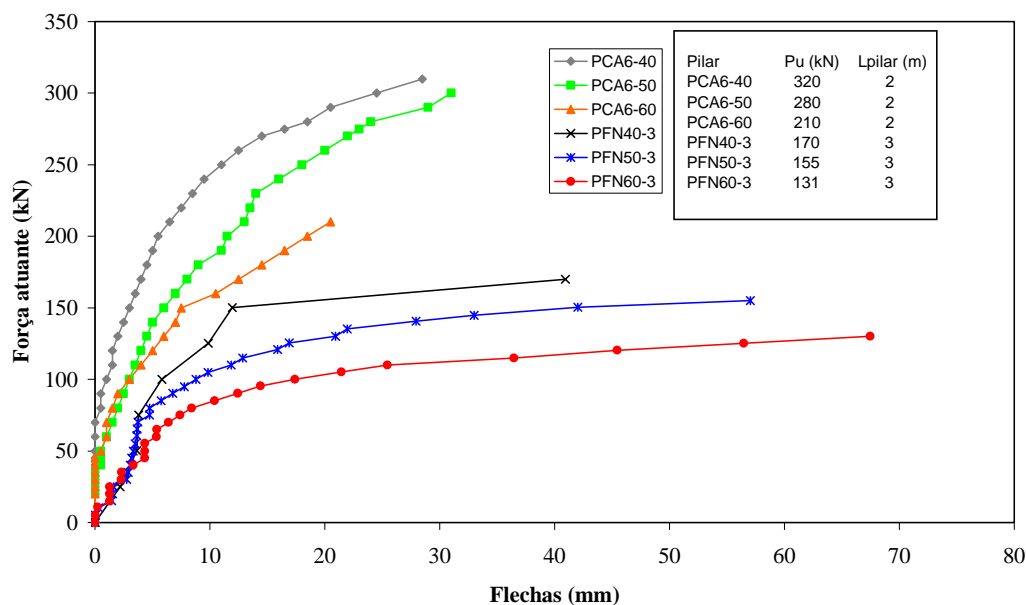


Figura 5.29 – Deslocamentos horizontais medidos com régua na região central do pilar (DANTAS, 2006 e ARAÚJO, 2004)

A Figura 5.27 mostra que o índice de esbeltez influencia bastante na carga última relativa que para os pilares com 3m de altura total ficou entre 30 e 38% abaixo do valor correspondente para os pilares com 2m de altura total.

A Figura 5.27 mostra ainda que a excentricidade de aplicação da carga tem grande influência sobre a carga última relativa do pilar que variou de 1,026 a 0,121 quando e/h variou de 0 a 0,5. Pelos pontos do gráfico obtidos dos ensaios, a influência parece tender a um patamar para e/h maior que 0,5 para os pilares deste trabalho. A curva de tendência de forma exponencial de (DANTAS, 2006) não mostra isto, provavelmente porque ela se adaptou a poucos pontos no trecho inicial. Vê-se que a curva poderia ser melhorada se houvessem mais pontos experimentais para as excentricidades entre 0,00 e 0,25. No caso de (ARAÚJO, 2004) a curva de tendência exponencial é ainda menos representativa, uma vez que envolve apenas os três pontos da Série PCA6. Mais ensaios são necessários para a obtenção de curvas de tendência mais confiáveis.

As Figuras 5.28 e 5.29 mostram que para uma mesma excentricidade da carga os pilares mais esbeltos (DANTAS, 2006) apresentam carga última menor e deslocamento horizontal bem maior que os pilares menos esbeltos (ARAÚJO, 2004). Cabe observar que no trabalho

de ARAÚJO (2004) os defletômetros foram retirados muito antes da ruptura do pilar (as cargas últimas estão indicadas nas figuras), por medida de segurança, ficando a medição do deslocamento a partir daí restrita à da régua. As figuras mostram ainda que para os pilares mais esbeltos o deslocamento horizontal máximo cresce com o aumento da excentricidade, o que não ocorreu com os pilares menos esbeltos.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa tem como objetivo o estudo experimental de pilares esbeltos de concreto armado submetidos a carregamento axial com diferentes excentricidades e a comparação dos resultados experimentais com resultados teóricos, visando contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta. Este trabalho difere dos estudos anteriores em dois aspectos principais: o índice de esbeltez é maior e é feita uma análise teórico-numérica do efeito de segunda ordem buscando avaliar o desempenho de um programa denominado CACODI. O estudo permitiu o estabelecimento de algumas conclusões que serão apresentadas a seguir.

6.1.1 Influência da excentricidade

A excentricidade da carga foi a única variável nesta série de ensaios e mostrou ter grande influência sobre a capacidade de carga dos pilares. A carga última experimental variou de 1053 kN para o pilar com excentricidade relativa $e/h = 0$ a 131 kN para o pilar com a maior excentricidade relativa, $e/h = 0,5$. Como os pilares eram esbeltos, o efeito de segunda ordem foi importante, tendo sido registrado um deslocamento transversal superior à excentricidade da carga no pilar com a maior excentricidade, para a carga última. No pilar com carga centrada parece ter ocorrido alguma excentricidade acidental, uma vez que a carga última experimental desse pilar foi inferior à carga última teórica, ao contrário dos pilares com carga excêntrica que tiveram carga última experimental em média 8% superior à carga última teórica.

Uma curva de tendência exponencial para a relação entre a carga última relativa $v_d = F_{u,exp}/(bh\sigma_{cd})$ e a excentricidade relativa e/h foi obtida, mas ficou evidente que ela não representa adequadamente a relação porque faltaram pontos experimentais na região de pequena excentricidade relativa, onde a taxa de redução da carga última com o aumento da excentricidade é maior. Além dos ensaios realizados com $e/h = 0,125, 0,25, 0,333, 0,417$ e $0,50$ será conveniente realizar ensaios com $e/h = 0,05, 0,10, 0,15, 0,20$ e $0,60$.

Além de influenciar na carga de ruptura a excentricidade afetou também os deslocamentos horizontais, as rotações de extremidade e as deformações na armadura e no concreto.

Como esperado, para um mesmo valor de carga, quanto maior a excentricidade maior o valor de cada um desses parâmetros.

Quanto à fissuração de flexão na região central do pilar houve boa correspondência entre os resultados teóricos e os experimentais calculados sem a consideração do efeito de segunda ordem.

6.1.2 Influência do índice de esbeltez

A comparação dos resultados dos pilares desta pesquisa que tiveram correspondência com os pilares ensaiados por ARAÚJO (2004) mostrou que o índice de esbeltez tem grande influência na carga de ruptura. A carga última relativa para os pilares com 3m de altura total ficou entre 30 e 38% abaixo do valor correspondente para os pilares com 2m de altura total.

O índice de esbeltez afetou também os deslocamentos horizontais, com os pilares deste trabalho apresentando deslocamentos últimos muito superiores aos observados nos pilares de ARAÚJO (2004) para a mesma excentricidade de carga.

6.1.3 Desempenho do programa CACODI

A comparação entre resultados experimentais e teóricos revelou que o programa CACODI mostrou-se eficiente tanto na previsão da carga última como de deslocamentos transversais (flechas), rotações de extremidade, deformações no concreto e na armadura dos pilares. Alguns problemas de convergência na análise teórico-numérica realizada com o programa CACODI foram observados e uma análise detalhada de sua origem é recomendável. As diferenças entre resultados experimentais e teóricos podem ter resultado também de problemas que ocorreram com a instrumentação das armaduras e com a montagem dos ensaios que pode ter gerado excentricidade acidental na direção perpendicular à da excentricidade programada, afetando as medições.

A carga de ruptura experimental dos pilares com carga excêntrica ficou em média 8% acima do valor teórico, com a diferença variando entre 3 e 12%. Isto mostra que o programa CACODI pode ser usado com segurança para a previsão da carga última de pilares sob flexo-compressão do tipo ensaiado nesta pesquisa. Para o pilar com carga centrada o valor experimental ficou em torno de 16% abaixo da previsão teórica que ficou, nesse caso, contra a segurança. Entretanto, a análise teórica para esse pilar considerando

excentricidade acidental mostrou carga de ruptura igual à experimental para uma excentricidade de 4,93 mm no centro do pilar, valor este próximo do deslocamento horizontal máximo medido no ensaio.

Além da previsão da carga última, o uso do programa CACODI se mostra importante para o planejamento das etapas de carga e para a escolha dos defletômetros para a medição dos deslocamentos. Tanto nos ensaios deste trabalho como nos de ARAÚJO (2004) os deslocamentos máximos foram medidos com régua metálica ou trena, porque o curso dos defletômetros era inferior ao deslocamento ocorrido. Sem uma previsão da carga última e dos deslocamentos máximos a condução do ensaio pode ficar prejudicada, com os aparelhos sendo retirados muito antes da carga última como ocorreu com os ensaios de ARAÚJO (2004).

6.1.4 Montagem dos ensaios

O pórtico metálico fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas foi utilizado pela primeira vez nesta série de ensaios. Notou-se a necessidade de melhorar a fixação do pórtico na laje, com reaperto dos parafusos de fixação, preferencialmente com a aplicação de tensão inicial. Há necessidade também de uso de rótulas esféricas nas extremidades do pilar de modo a eliminar excentricidades acidentais devidas ao não paralelismo entre as faces das extremidades opostas do pilar. Na montagem usada nesta pesquisa foram usados apoios cilíndricos que garantiram a excentricidade numa direção, mas na outra direção a excentricidade, assumida como nula, acabou ocorrendo em virtude da referida falta de paralelismo. As rótulas esféricas serão necessárias também para os ensaios de flexão oblíqua previstos na linha de pesquisa da qual este trabalho faz parte. Quanto à instrumentação, é desejável que sejam adquiridos defletômetros com curso suficiente para a medição dos deslocamentos transversais dos pilares até a ruptura e preferencialmente com leitura elétrica, uma vez que a régua usada para a medição desses deslocamentos não oferece precisão adequada.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar ensaios variando a taxa de armadura longitudinal, a resistência à compressão do concreto, o índice de esbeltez e a excentricidade, um de cada vez, para melhor determinação das tendências verificadas neste e em outros trabalhos sobre o assunto. Como sugestão específica, fazer estudos com $e/h = 0,05, 0,10, 0,15, 0,20$ e $0,60$ para que se possa

complementar o gráfico da Figura 5.27 tendo, por conseguinte, uma melhor condição de se avaliar a influência da excentricidade para pilares com o índice de esbeltez adotado nesta pesquisa.

Realizar ensaios com outros tipos de vinculação das extremidades, ou seja, bi-engastado, engastado e apoiado, engastado e livre.

Estudar pilares com diversas dimensões da seção transversal, desde a seção quadrada até a seção limite proposta pela NBR6118: 2003 ($h = 5b$) com o propósito verificar a influência da forma da seção no comportamento estrutural e na capacidade resistente das peças.

Procurar melhorar o esquema de montagem do ensaio para que se garanta com melhor precisão a excentricidade aplicada e para que se possam obter deslocamentos simétricos.

Verificar o problema de convergência do programa CACODI com o propósito de se obter resultados que reflitam com maior fidelidade o comportamento da estrutura em estudo.

Verificar a possibilidade de automatizar o procedimento iterativo CACODI + Excel usado nesta pesquisa para o cálculo dos deslocamentos transversais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADORNO, A.L.C. *Análise teórico-experimental de pilares de concreto submetidos à flexo-compressão reta*. 460p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 318M (2002) – “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, Farmington Hills, Michigan, EUA.

ARAÚJO, L.M.B. *Análise teórico experimental de pilares de concreto submetidos à flexão normal composta*. 196p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2004.

ARAÚJO, J. M. - *Curso de Concreto Armado*. 222p. Editora Dunas, 2ª edição, V. 1, Rio Grande do Sul, 2003.

ARAÚJO, J. M. - *Curso de Concreto Armado*. 244p. Editora Dunas, 2ª edição, V. 3, Rio Grande do Sul, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:1994 – *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – Procedimento*. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 – *Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222:1994 – *Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1994.

CARREIRA, D. J. , and CHU, K. H. , *Stress – Strain Relationship for Plain Concrete in Compression*, ACI Journal, November – December 1985, pp. 797 – 804, *apud* NAGATO, 1987.

CEB, Code – *Modèle CEB – FIP pour les Structures en Béton*, Bulletin d'Information no. 124 / 125 – f, Vol. II, avril 1980, *apud* NAGATO, 1987.

CATMAN 4.5 User's Manual for Windows 95/98/NT en.

FUSCO, P.B. *A investigação experimental de estruturas*. Editora EPUSP. 10p. São Paulo 1997.

FUSCO, P.B. *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

HOGNESTAD, E. *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, June 1951. 128p.

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

IBRAHIM, H.H.H.; MACGREGOR, J.G. *Flexural behavior of laterally reinforced high-strength concrete sections*. ACI Structural journal. v. 93, n. 6, November-December, 1996.

LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. *Construções de concreto: princípios básicos de estruturas de concreto armado*. Editora Interciência, 6 v, Rio de Janeiro, 1977.

LIMA, F.B. *Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação*. 232p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo 1997.

MacGREGOR, J. G. *Reinforced Concrete – Mechanics and Design*. Second Edition Prentice Hall. New Jersey, 1992.

MELLO, E.L. *Resistência limite à flexão composta normal e oblíqua*. 224p. FINATEC, Brasília, 2003.

NAGATO, Yosiaki. *Resistência ao Esforço Cortante Combinado com Compressão e Flexão de Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular*. 303p. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, 1987.

SOUZA, A. V. L. *Reforço de Pilares Curtos de Concreto Armado de Seção Quadrada com Mantas de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono*. 133p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, 2001.

SPIDER 8 Operating Manual.

SUSSEKIND, J. C., 1991 – *Curso de concreto: concreto armado*. 280p. Editora Globo S.A., 3ª edição, V.2, São Paulo.

TIMONSHENKO, S. P. *Mecânica dos Sólidos*. 256p. Editora LTC S. A., 1ª edição, V1. Rio de Janeiro 1984.

TIMONSHENKO, S. P. *Mecânica dos Sólidos*. 193p. Editora LTC S. A., 1ª edição, V2. Rio de Janeiro, 1984.

VALLADARES, L.M. *Análise teórico-experimental do comportamento de pilares em concreto armado na flexão normal composta: Efeitos da variação na Resistência à compressão do concreto*. 250p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, 1997.

VANDERLEI, R.D. *Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta*. 162p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

VANDERLEI, E. *Reparo de Pilares de Concreto Armado com Remoldagem da Seção Transversal*. 160p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, 1996.

VECCHIO, F. J. , and COLLINS, M. P. , *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, ACI Journal, March – April 1986, pp. 219 – 231, *apud* NAGATO, 1987.

APÊNDICES

APÊNDICE A – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

As tabelas seguintes apresentam as médias dos resultados experimentais das deformações nas armaduras longitudinais. Os valores eram obtidos pelas leituras de dois extensômetros colados em cada face da armadura, em sua região central. As deformações foram mostradas em 10^{-6} e as forças atuantes em kN.

Além da média (ou um valor único quando um dos extensômetros não funcionou) em cada ponto de medição, as tabelas mostram a média das medições efetuadas nas armaduras da face tracionada e da face comprimida.

Tabela A.1 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN0-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	0	0	0	-1	-1	-1	-1	0
27	-9	-3	-35	-29	-60	-46	-26	-35
50	-10	-5	-66	-60	-120	-87	-51	-65
77	-18	-9	-101	-89	-182	-170	-89	-100
101	-25	-14	-132	-117	-237	-118	-83	-131
152	-42	-25	-200	-178	-354	-312	-172	-198
201	-60	-39	-265	-237	-465	-387	-221	-263
301	-101	-72	-394	-355	-680	-524	-317	-392
401	-161	-123	-528	-477	-882	-718	-440	-524
500	-239	-192	-664	-602	-1072	-894	-563	-659
602	-339	-276	-805	-730	-1255	-1089	-698	-800
701	-471	-387	-971	-879	-1452	-1334	-866	-965
803	-620	-505	-1152	-1035	-1666	-1515	-1019	-1146
902	-798	-634	-1359	-1204	-1908	-1827	-1222	-1355
954	-921	-712	-1497	-1305	-2065	-490	-836	-1495
1003	-1064	-789	-1652	-1405	-2237	-472	-889	-1651
1026	-1158	-821	-1748	-1445	-2339	-416	-894	-1749
1053	-1301	-838	-1892	-1471	-2488	-401	-903	-1894
1012	-18562	8636	-6339	6642	-8562	-1050	4743	-11154
$F_u = 1053 \text{ kN}$								

Tabela A.2 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN15-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	-46	-10	-48	-15	-54	-23	-16	-49
50	-83	-19	-86	-27	-99	-45	-30	-89
75	-119	-27	-128	-43	-150	-71	-47	-132
101	-178	-47	-170	-51	-181	-71	-56	-177
161	-299	-86	-276	-78	-284	-102	-89	-286
201	-382	-114	-351	-103	-359	-130	-116	-364
300	-596	-159	-543	-129	-544	-173	-154	-561
350	-743	-169	-672	-122	-674	-176	-156	-696
404	-915	-165	-822	-90	-815	-162	-139	-851
447	-1346	3021	-878	3484	-658	2258	2921	-960
$F_u = 447 \text{ kN}$								

Tabela A.3 - Deformações da Armadura Longitudinal - PFN15-3 (Re-ensaio) (10^{-6})

Força (Kn)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	0	-3	0	0	0	-1	-1	0
50	-2	36	-2	10	-2	-1	15	-2
115	-168	47	-161	25	-207	-24	16	-179
151	-440	164	-381	107	-433	57	110	-418
249	-586	257	-495	134	-540	149	180	-540
$F_u = 249 \text{ kN}$								

Tabela A.4 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN30-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	-40	-21	-42	-8	-38	6	-8	-51
51	-60	-39	-39	-21	-91	2	-19	-81
71	-15	-38	-150	-29	-138	-10	-26	-101
100	-120	-54	-344	-32	-187	4	-27	-217
150	-260	-77	-150	-39	-249	18	-33	-220
200	8840	116	4700	184	-312	419	240	-312
255	-	6407	-	4925	-20745	2578	4637	-20745
$F_u = 255 \text{ kN}$								

Tabela A.5 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN40-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	0	1	1	0	1	0	0	1
25	-95	-37	-60	-1	-32	25	-4	-62
50	-192	-77	-94	-11	-78	35	-18	-121
75	-260	-72	-81	-8	-138	35	-15	-160
100	-378	-62	-82	45	-172	184	55	-211
125	-465	-7	-141	112	-209	305	136	-272
150	-570	148	-84	282	-265	488	306	-306
168	-614	1405	161	1627	-388	1778	1603	-280
170	-1220	12136	-1185	7823	-1554	6039	8666	-1320
$F_u = 170 \text{ kN}$								

Tabela A.7 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN50-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	-5	-1	-3	-1	-2	0	0	-3
5	-20	-3	-3	1	-3	8	2	-8
10	-41	-5	-10	3	-5	17	5	-19
15	-60	-7	-22	4	-8	25	7	-30
20	-78	-9	-32	5	-11	33	10	-40
25	-96	-10	-42	7	-14	41	13	-51
30	-115	-12	-51	9	-17	49	15	-61
35	-134	-14	-63	10	-20	57	18	-72
40	-153	-15	-74	12	-24	64	20	-83
45	-172	-15	-85	15	-25	74	24	-94
50	-191	-17	-94	17	-28	83	28	-104
55	-211	-19	-105	20	-30	93	31	-115
61	-232	-19	-116	24	-32	106	37	-126
65	-255	-19	-126	28	-31	118	42	-137
70	-275	-18	-136	33	-30	129	48	-147
75	-298	-19	-145	38	-32	142	54	-158
80	-325	-15	-157	48	-30	163	66	-170
85	-356	-6	-167	63	-25	182	79	-183
90	-388	4	-176	86	-18	210	100	-194
95	-414	9	-185	99	-18	230	113	-206
100	-447	24	-195	145	-9	289	153	-217
105	-488	40	-205	208	12	393	214	-227
110	-525	57	-217	288	35	490	278	-236
115	-574	102	-227	462	85	669	411	-239
121	-614	142	-224	551	111	779	491	-242
126	-655	194	-227	659	146	919	590	-246
130	-696	255	-229	773	174	1067	698	-250
135	-740	342	-234	907	200	1235	828	-258
141	-792	493	-239	1109	241	1502	1035	-263
141	-854	664	-241	1322	271	1803	1263	-275
145	-897	779	-251	1506	299	2072	1452	-283
151	-1026	903	-253	1983	359	2855	1913	-307
155	-1088	910	-271	2089	358	3220	2073	-334
Fu = 155 kN								

Tabela A.7 - Deformações da Armadura Longitudinal – PFN60-3 (10^{-6})

Força (kN)	E1	E2	E3	E4	E5	E6	Média T	Média C
0	-1	0	0	0	0	-1	0	0
5	-15	2	-14	-1	-13	0	0	-7
11	-35	-1	-28	4	-23	6	3	-23
15	-50	-4	-40	3	-33	7	2	-36
20	-66	-4	-53	3	-45	11	3	-51
25	-84	6	-67	5	-58	13	8	-63
30	-101	10	-81	6	-71	15	10	-62
35	-117	-2	-95	8	-85	19	8	-72
40	-134	-10	-108	11	-98	22	8	-82
45	-151	-10	-123	14	-112	25	10	-86
50	-169	-9	-139	16	-128	27	11	-92
55	-189	-6	-155	19	-143	31	15	-100
60	-200	-7	-171	19	-158	34	15	-118
65	-237	0	-186	25	-173	39	22	-126
70	-287	10	-201	26	-189	43	26	-127
75	-388	35	-218	30	-198	46	37	-140
80	-856	51	-238	35	-218	57	48	-237
85	-1756	121	-261	89	-232	69	93	-404
90	-1882	193	-285	148	-256	81	141	-447
95	-1972	233	-304	226	-274	105	188	-534
100	-2111	531	-321	383	-296	182	365	-612
105	-2129	963	-329	757	-296	693	805	-573
110	-2127	1189	-344	924	-311	877	997	-594
115	-2161	1304	-357	1206	-324	1162	1224	-588
121	-2240	1505	-365	1504	-338	1465	1491	-546
125	-2268	1995	-375	1948	-362	1917	1953	-462
130	-2353	3665	-413	2652	-448	2626	2981	-675
131	-4606	4290	-907	3121	-1254	1860	3090	-1277
Fu = 131 kN								

APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

As tabelas seguintes apresentam as médias dos resultados experimentais das deformações no concreto, na região central do pilar. Os valores foram obtidos pelas leituras de dois extensômetros colados em cada face do pilar, em sua região central, para os pilares PFN0-3 e PFN15-3. O restante dos pilares foi instrumentado apenas em sua face comprimida. As deformações foram mostradas em 10^{-6} e as forças atuantes em kN.

Tabela B.1 - Deformações no concreto – PFN0-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-1	0	-1	0	0	0
27	-25	-40	-9	-36	-32	-22
50	-36	-71	-24	-80	-53	-52
77	-58	-110	-35	-121	-84	-78
101	-77	-144	-47	-159	-110	-103
152	-117	-213	-76	-241	-165	-159
201	-156	-281	-105	-321	-219	-213
301	-239	-417	-172	-477	-328	-325
401	-330	-553	-248	-627	-442	-437
500	-435	-689	-337	-774	-562	-556
602	-554	-830	-435	-914	-692	-675
701	-704	-993	-554	-1.071	-848	-812
803	-872	-1.173	-676	-1.227	-1023	-951
902	-1.079	-1.387	-794	-1.381	-1233	-1087
954	-1.227	-1.535	-855	-1.462	-1381	-1158
1003	-1.409	-1.710	-902	-1.526	-1559	-1214
1026	-1.542	-1.829	-898	-1.528	-1686	-1213
1053	-1.770	-2.033	-832	-1.469	-1902	-1151
Fu = 1053 kN						

Tabela B.2 - Deformações no concreto – PFN15-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	0	0	-1	0	0	0
29	6	0	-59	-76	-68	3
50	10	-2	-105	-136	-121	4
75	14	-7	-152	-200	-176	3
101	18	5	-213	-264	-239	11
161	28	16	-352	-426	-389	22
201	31	16	-451	-537	-494	23
300	86	63	-722	-844	-783	75
350	162	133	-927	-1070	-998	147
404	273	242	-1179	-1340	-1260	258
447	-34431	-35784	-3720	-4037	-3879	35108
Fu = 447 kN						

Tabela B.3 - Deformações no concreto – PFN15-3 (Re-ensaio) (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-1	0	-	-	0	-
50	-3	-3	-	-	-3	-
115	-217	-317	-	-	-267	-
151	-590	-778	-	-	-684	-
249	-835	-1046	-	-	-940	-
Fu = 248 kN						

Tabela B.4 - Deformações no concreto – PFN30-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-5	-2	-	-	-3	-
26	-75	-32	-	-	-53	-
51	-155	-66	-	-	-110	-
71	-208	-61	-	-	-135	-
100	-303	-80	-	-	-191	-
150	-496	-129	-	-	-313	-
200	-876	-229	-	-	-552	-
255	-	-	-	-	-	-
Fu = 255 kN						

Tabela B.5 - Deformações no concreto – PFN40-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-1	-1	-	-	-1	-
25	-57	-72	-	-	-64	-
50	-112	-147	-	-	-129	-
75	-165	-218	-	-	-192	-
100	-225	-333	-	-	-279	-
125	-294	-446	-	-	-370	-
150	-403	-622	-	-	-512	-
168	-1040	-1374	-	-	-1207	-
170	-2220	-1200	-	-	-1710	-
Fu = 170 kN						

Tabela B.6 - Deformações no concreto – PFN50-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-5	-5	-	-	-5	-
5	-19	-23	-	-	-21	-
10	-40	-48	-	-	-44	-
15	-59	-72	-	-	-66	-
20	-79	-95	-	-	-87	-
25	-98	-116	-	-	-107	-
30	-118	-141	-	-	-129	-
35	-139	-165	-	-	-152	-
40	-159	-189	-	-	-174	-
45	-179	-213	-	-	-196	-
50	-200	-239	-	-	-219	-
55	-221	-264	-	-	-243	-
61	-243	-293	-	-	-268	-
65	-265	-323	-	-	-294	-
70	-284	-348	-	-	-316	-
75	-308	-380	-	-	-344	-
80	-336	-418	-	-	-377	-
85	-363	-465	-	-	-414	-
90	-392	-514	-	-	-453	-
95	-419	-552	-	-	-485	-
100	-460	-609	-	-	-534	-
105	-523	-681	-	-	-602	-
110	-584	-752	-	-	-668	-
115	-699	-883	-	-	-791	-
121	-781	-980	-	-	-880	-
126	-877	-1089	-	-	-983	-
130	-981	-1206	-	-	-1093	-
135	-1104	-1340	-	-	-1222	-
141	-1283	-1536	-	-	-1409	-
141	-1506	-1772	-	-	-1639	-
145	-1705	-1976	-	-	-1840	-
151	-2335	-2606	-	-	-2470	-
155	-2544	-2807	-	-	-2676	-
$F_u = 155 \text{ kN}$						

Tabela B.7 - Deformações no concreto – PFN60-3 (10^{-6})

Força (kN)	EC1	EC2	ET1	ET2	Média C	Média T
0	-1	-1	-	-	-1	-
5	-22	-21	-	-	-21	-
11	-42	-44	-	-	-43	-
15	-59	-61	-	-	-60	-
20	-80	-82	-	-	-81	-
25	-101	-103	-	-	-102	-
30	-122	-123	-	-	-123	-
35	-144	-147	-	-	-146	-
40	-65	-169	-	-	-117	-
45	-190	-193	-	-	-192	-
50	-215	-218	-	-	-216	-
55	-240	-243	-	-	-241	-
60	-264	-267	-	-	-266	-
65	-290	-293	-	-	-291	-
70	-315	-318	-	-	-316	-
75	-340	-353	-	-	-347	-
80	-376	-390	-	-	-383	-
85	-423	-454	-	-	-439	-
90	-475	-515	-	-	-495	-
95	-528	-574	-	-	-551	-
100	-608	-661	-	-	-635	-
105	-933	-976	-	-	-954	-
110	-1073	-1115	-	-	-1094	-
115	-1282	-1322	-	-	-1302	-
121	-1499	-1541	-	-	-1520	-
125	-1819	-1865	-	-	-1842	-
130	-2362	-2413	-	-	-2387	-
131	-2264	-2006	-	-	-2135	-
$F_u = 131 \text{ kN}$						

APÊNDICE C – CORREÇÃO DAS LEITURAS DOS DEFLETÔMETROS HORIZONTAIS E DA RÉGUA CENTRAL

As leituras dos defletômetros D1 e D9 foram utilizadas para corrigir as leituras realizadas pelos defletômetros D4, D5 e D6 e pela régua central. Para tanto, foram obtidos os valores de **a**, **b** e **c**, por semelhança de triângulos, para cada etapa de carregamento. Esses valores eram acrescentados, respectivamente, a cada leitura efetuada pelos defletômetros D4, D5 e D6 e pela régua central.

A Figura C.1-A mostra o sentido do deslocamento registrado pelos defletômetros nos aparelhos de apoio. A Figura C.1-B ilustra a posição dos valores de **a**, **b** e **c**.

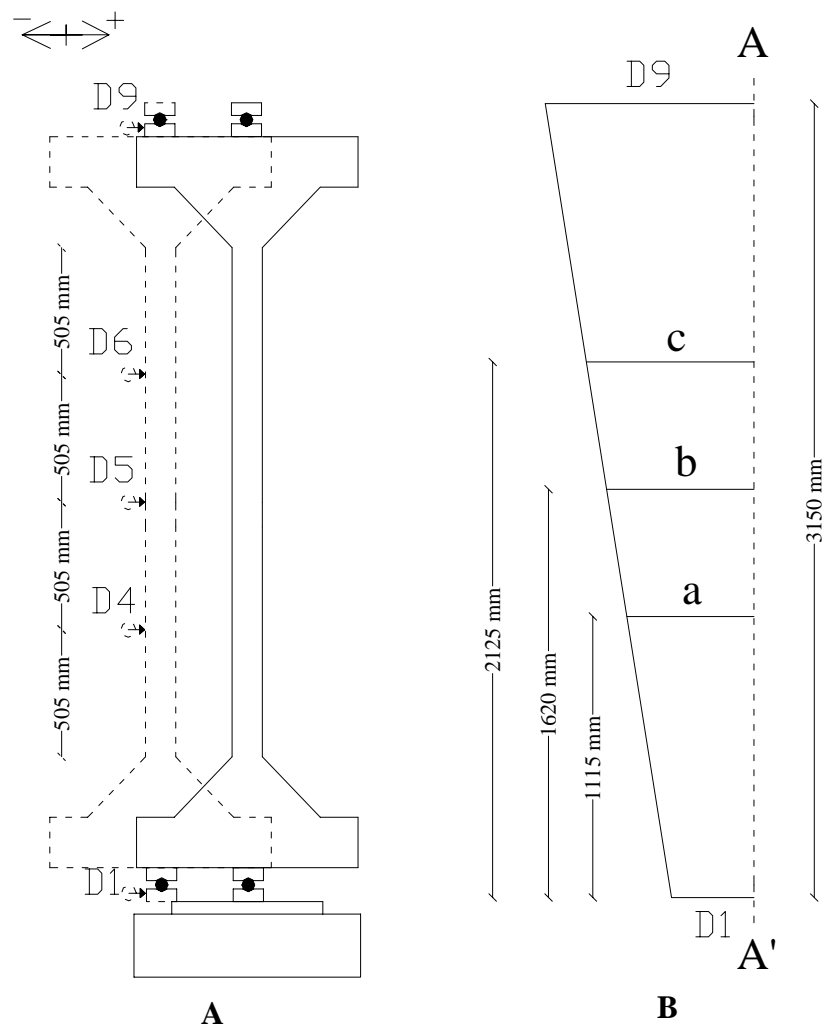


Figura C.1 – Correção dos deslocamentos horizontais

onde,

$$a = D1 + \frac{(D9 - D1)}{3150} \times 1115 \quad (\text{C.1})$$

$$b = D1 + \frac{(D9 - D1)}{3150} \times 1620 \quad (\text{C.2})$$

$$c = D1 + \frac{(D9 - D1)}{3150} \times 2125 \quad (\text{C.3})$$

portanto,

$$D4_{\text{corrigido}} = D4_{\text{experimental}} + c \quad (\text{C.4})$$

$$D5_{\text{corrigido}} = D5_{\text{experimental}} + b \quad (\text{C.5})$$

$$D6_{\text{corrigido}} = D6_{\text{experimental}} + a \quad (\text{C.6})$$

APÊNDICE D – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS DOS PILARES

As tabelas seguintes apresentam os resultados experimentais dos deslocamentos horizontais e verticais dos pilares ensaiados. Os deslocamentos horizontais foram registrados pelos defletômetros D4, D5 e D6 e possibilitaram a obtenção das flechas ao longo do pilar. Os deslocamentos verticais foram registrados pelos defletômetros D2, D3, D7 e D8 e permitiram avaliar o encurtamento do pilar bem como a rotação em seus extremos. A unidade de medida dos deslocamentos foi o milímetro e das forças atuantes o quilonewton.

Os deslocamentos horizontais foram corrigidos conforme descrito no Apêndice C.

Tabela D.1 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN0-3 (mm)

PFN0-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27	-0,83	-0,08	-0,07	-0,10	-0,05	-0,38	-0,22
50	-1,11	-0,28	0,23	0,31	0,46	-0,72	-0,51
77	-3,09	-1,15	0,28	0,40	0,72	-1,84	-1,35
101	-3,78	-1,75	0,75	0,75	0,92	-2,68	-2,00
152	-4,51	-2,62	1,20	1,15	1,30	-3,74	-2,95
201	-5,13	-3,31	1,73	1,60	1,69	-4,45	-3,70
301	-5,94	-4,34	2,61	2,36	2,33	-5,49	-4,97
401	-6,62	-5,13	3,13	2,84	2,82	-6,44	-6,00
500	-7,19	-5,77	3,51	3,21	3,21	-7,44	-6,89
602	-7,69	-6,38	3,76	3,39	3,36	-8,48	-7,71
701	-8,16	-6,95	3,94	3,43	3,37	-9,94	-8,50
803	-8,57	-7,64	3,98	3,43	3,33	-11,04	-9,28
902	-8,95	-8,41	3,78	3,08	2,96	-12,24	-10,00
954	-9,11	-8,89	3,46	2,64	2,55	-13,04	-10,35
1003	-9,19	-9,56	2,92	1,85	1,80	-14,08	-10,52
1026	-9,16	-9,99	2,23	0,90	0,90	-14,79	-10,45
1053	-8,80	-	0,35	-	-	-	-
1012	-	-	-	-	-	-	-
$F_u = 1053 \text{ kN}$							

Tabela D.2 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN15-3 (mm)

PFN15-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
29	-0,20	-0,62	0,44	0,48	0,33	-0,76	-0,31
50	-0,42	-1,03	0,85	0,83	0,57	-1,36	-0,52
75	-1,23	-2,18	0,62	1,04	0,52	-2,60	-1,40
101	-1,85	-3,12	1,20	1,37	1,05	-3,70	-1,96
161	-2,21	-4,50	1,98	2,34	1,89	-5,18	-2,57
201	-2,20	-5,34	2,48	3,02	2,45	-5,98	-2,86
300	-1,98	-7,15	4,30	5,28	4,40	-8,02	-3,03
350	-1,55	-8,42	5,95	7,27	6,16	-9,38	-3,00
404	-0,72	-9,99	8,62	10,44	8,83	-11,19	-3,51
447	-	-	-	-	-	-	-
$F_u = 447 \text{ kN}$							

Tabela D.3 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN15-3 (Re-ensaio) (mm)

PFN15-3(Re-ensaio)							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	-0,50	0,01	-0,11	0,88	-0,09	-0,03	-0,08
115	-0,25	-1,40	1,54	1,77	1,29	-1,76	-0,38
151	-1,02	-1,68	4,78	5,62	4,38	-5,50	-1,20
249	-0,49	-2,10	7,13	8,48	6,86	-7,03	-0,85
$F_u = 249 \text{ kN}$							

Tabela D.4 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN30-3 (mm)

PFN30-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26	-0,03	-0,61	0,60	0,64	0,37	-0,70	-0,11
51	-0,34	-1,52	1,09	1,14	0,81	-1,79	-0,48
71	-0,90	-2,64	1,41	1,61	1,21	-2,91	-1,08
100	-1,17	-3,75	2,40	2,71	2,15	-4,11	-1,45
150	-1,19	-5,47	4,35	4,92	3,92	-5,94	-1,65
200	-1,10	-7,97	8,36	8,50	7,42	-8,14	-1,93
255	-	-	-	-	-	-	-
$F_u = 255 \text{ kN}$							

Tabela D.5 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN40-3 (mm)

PFN40-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,07	-0,69	0,93	1,05	0,40	-0,83	0,09
50	-0,13	-1,56	1,71	1,77	0,79	-2,01	-0,06
75	-0,54	-2,95	2,39	2,65	0,96	-3,37	-0,57
100	-0,69	-4,36	4,20	4,68	3,17	-4,87	-0,69
125	-0,27	-5,71	6,37	7,19	5,26	-6,18	-0,37
150	0,77	-7,75	10,54	11,96	9,38	-8,26	0,77
170	8,08	17,09	32,91	36,78	31,33	17,67	8,27
$F_u = 170 \text{ kN}$							

Tabela D.6 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN50-3 (mm)

PFN50-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-0,06	-0,09	-0,02	-0,10	-0,20	-0,21	0,04
10	-0,10	-0,26	0,10	0,00	-0,19	-0,50	0,04
15	-0,11	-0,42	0,28	0,18	-0,04	-0,69	0,05
20	-0,12	-0,57	0,43	0,35	0,05	-0,89	0,06
25	-0,12	-0,69	0,56	0,47	0,18	-1,10	0,11
30	-0,12	-0,81	0,68	0,59	0,13	-1,30	0,19
35	-0,10	-0,96	0,81	0,72	0,18	-1,50	0,23
40	-0,07	-1,04	0,93	0,85	0,24	-1,69	0,33
45	-0,07	-1,15	1,08	0,99	0,31	-1,90	0,38
50	-0,07	-1,27	1,21	1,12	0,38	-2,10	0,43
55	-0,05	-1,40	1,37	1,29	0,47	-2,30	0,52
61	-0,03	-1,57	1,64	1,58	0,70	-2,53	0,57
65	0,01	-1,77	1,97	1,95	1,03	-2,77	0,63
70	0,05	-1,94	2,28	2,30	1,32	-2,97	0,69
75	0,12	-2,18	2,68	2,77	1,76	-3,26	0,78
80	0,21	-2,46	3,12	3,34	2,27	-3,58	0,89
85	0,33	-2,77	3,64	3,98	2,83	-3,90	1,02
90	0,47	-3,13	4,27	4,78	3,59	-4,31	1,25
95	0,62	-3,47	4,79	5,42	4,20	-4,71	1,45
100	0,82	-3,95	5,68	6,51	5,18	-5,21	1,73
105	1,04	-4,57	6,80	7,90	6,48	-5,90	2,08
110	1,19	-5,22	8,06	9,45	7,95	-6,73	2,47
115	1,59	-6,06	9,70	11,43	9,62	-7,65	2,95
121	1,95	-6,74	11,42	13,47	11,18	-8,46	3,49
126	2,56	-7,69	13,41	14,83	13,53	-9,50	4,21
130	3,24	-8,72	15,59	18,53	16,22	-10,68	5,08
135	4,04	-9,82	18,14	21,57	18,81	-11,90	5,96
141	5,26	-11,54	21,41	26,26	23,15	-13,85	7,39
145	6,65	-13,40	26,32	29,87	26,17	-15,97	8,89
151	8,93	-16,35	33,55	38,44	34,14	-19,60	11,40
155	13,26	-21,54	45,87	53,37	47,54	-25,38	15,47
$F_u = 155 \text{ kN}$							

Tabela D.7 - Deslocamentos horizontais e verticais – PFN60-3 (mm)

PFN60-3							
Força (kN)	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-0,02	-0,11	0,04	-0,02	-0,14	-0,25	0,07
11	-0,12	-0,18	-0,10	-0,30	-0,64	-0,60	0,21
15	-0,10	-0,34	0,09	-0,09	-0,47	-0,75	0,23
20	-0,08	-0,50	0,33	0,17	-0,25	-0,92	0,23
25	-0,04	-0,66	0,58	0,45	-0,02	-1,10	0,26
30	0,04	-0,85	0,83	0,74	0,23	-1,27	0,29
35	0,10	-1,03	1,11	1,05	0,53	-1,45	0,33
40	0,15	-1,20	1,38	1,35	0,78	-1,63	0,36
45	0,22	-1,40	1,69	1,71	1,08	-1,84	0,39
50	0,29	-1,59	2,02	2,02	1,39	-2,06	0,44
55	0,35	-1,79	2,36	2,44	1,71	-2,26	0,49
60	0,42	-2,01	2,69	2,81	2,02	-2,48	0,52
65	0,49	-2,24	3,05	3,21	2,36	-2,71	0,57
70	0,64	-2,54	3,59	3,79	2,73	-2,96	0,63
75	0,85	-2,95	4,28	4,56	3,45	-3,32	0,80
80	1,17	-3,53	5,42	5,84	4,43	-3,82	1,08
85	1,64	-4,38	7,11	7,72	6,13	-4,64	1,59
90	2,07	-5,21	8,71	9,60	7,73	-5,42	2,02
95	2,59	-6,29	10,75	11,83	9,68	-6,45	2,56
100	3,40	-7,65	13,61	15,01	12,38	-7,70	3,37
105	4,56	-9,41	17,44	19,48	16,19	-9,40	4,59
110	5,53	-10,82	20,50	22,99	19,18	-10,78	5,58
115	7,11	-13,00	-	-	-	-12,63	6,94
121	7,73	-14,20	-	-	-	-15,08	8,51
125	11,11	-18,36	-	-	-	-18,35	10,59
130	14,89	-23,18	-	-	-	-23,58	13,63
131	-	-	-	-	-	-	-
$F_u = 131 \text{ kN}$							

Tabela D.8 - Régua de medição central – PFN15-3 e Re-ensaio (mm)

PFN15-3 Régua de medição central	
Força (kN)	RM (mm)
0	0,00
29	1,00
50	1,00
75	1,00
101	2,00
161	3,00
201	4,00
300	7,00
350	9,00
404	12,50
447	-
Fu = 447 kN	

PFN15-3 (Re-ensaio) Régua de medição central	
Força (kN)	RM (mm)
0	0,00
50	3,00
115	4,00
151	8,00
249	11,80
Fu = 249 kN	

Tabela D.9 - Régua de medição central – PFN30-3 e PFN40-3 (mm)

PFN30-3 Régua de medição central	
Força (kN)	RM (mm)
0	0,00
26	1,00
51	1,00
71	2,00
100	3,00
150	5,00
200	9,00
255	29,00
Fu = 255 kN	

PFN40-3 Régua de medição central	
Força (kN)	RM (mm)
0	0,00
25	2,00
50	3,00
75	3,00
100	5,00
125	8,00
150	10,00
170	39,00
Fu = 170 kN	

Tabela D.10 - Régua de medição central – PFN50-3 e PFN60-3 (mm)

PFN50-3 Régua de medição central		PFN60-3 Régua de medição central	
Força (kN)	RM (mm)	Força (kN)	RM (mm)
0	0,00	0	0,00
5	0,00	5	0,00
10	0,00	11	0,00
15	1,00	15	1,00
20	1,00	20	1,00
25	1,00	25	1,00
30	2,00	30	2,00
35	2,00	35	2,00
40	2,00	40	3,00
45	2,00	45	4,00
50	2,00	50	4,00
55	2,00	55	4,00
60	2,00	60	5,00
65	2,00	65	5,00
70	2,00	70	6,00
75	3,00	75	7,00
80	3,00	80	8,00
85	4,00	85	10,00
90	5,00	90	12,00
95	6,00	95	14,00
100	7,00	100	17,00
105	8,00	105	21,00
110	10,00	110	25,00
115	11,00	115	36,00
121	14,00	121	45,00
126	15,00	125	56,00
130	19,00	130	67,00
135	20,00	131	76,00
141	26,00	$F_u = 131 \text{ kN}$	
145	31,00		
151	40,00		
155	55,00		
$F_u = 155 \text{ kN}$			

APÊNDICE E - DETERMINAÇÃO DO ENCURTAMENTO E DA ROTAÇÃO NAS EXTREMIDADES DOS PILARES

E.1 – DETERMINAÇÃO DO ENCURTAMENTO NOS EXTREMOS DOS PILARES

A medida do encurtamento, Δ_p , dos modelos foi feita pelas seguintes expressões:

$$\Delta_s = \frac{a+b}{2} \quad (\text{E.1})$$

$$\Delta_i = \frac{c+d}{2} \quad (\text{E.2})$$

$$\Delta_p = \Delta_s - \Delta_i \quad (\text{E.3})$$

onde,

a → medida do deslocamento do defletômetro D7.

b → medida do deslocamento do defletômetro D8.

c → medida do deslocamento do defletômetro D2.

d → medida do deslocamento do defletômetro D3.

Δ_s → deslocamento vertical axial na extremidade superior do pilar.

Δ_i → deslocamento vertical axial na extremidade inferior do pilar.

Δ_p → encurtamento total do pilar.

Os deslocamentos foram considerados positivos para cima.

E.2 – DETERMINAÇÃO DA ROTAÇÃO NOS EXTREMOS DOS PILARES

A partir das leituras efetuadas pelos defletômetros D2, D3, D7 e D8 foram obtidas as rotações nos extremos de cada modelo.

Chamando de θ_s e θ_i , respectivamente, as rotações, em radianos, nos extremos superior e inferior, respectivamente, tem-se,

$$\theta_s = \frac{(a-b)}{2 \times 365} \quad (\text{E.4})$$

$$\theta_i = \frac{(c-d)}{2 \times 365} \quad (\text{E.5})$$

A rotação foi considerada positiva no sentido horário.

Temos na Figura E.1 a posição inicial de ensaio do pilar.

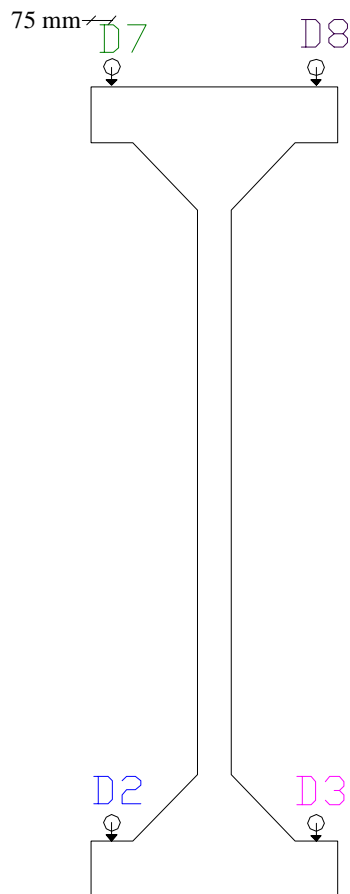


Figura E.1 – Medição dos deslocamentos verticais do modelo

As tabelas seguintes apresentam as rotações nas extremidades inferior (ROT-INF) e superior (ROT-SUP) dos pilares. As rotações foram mostradas em radianos e as forças atuantes em kN.

Tabela E.1 – Rotações nas extremidades do pilar PFN0-3 (rad)

PFN0-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
27	-0,00103	-0,00022
50	-0,00114	-0,00029
77	-0,00266	-0,00067
101	-0,00278	-0,00093
152	-0,00259	-0,00108
201	-0,00249	-0,00103
301	-0,00219	-0,00071
401	-0,00204	-0,00060
500	-0,00195	-0,00075
602	-0,00179	-0,00105
701	-0,00166	-0,00197
803	-0,00127	-0,00241
902	-0,00074	-0,00307
954	-0,00030	-0,00368
1003	0,00051	-0,00488
1026	0,00114	-0,00595
$F_u = 1053 \text{ kN}$		

Tabela E.2 – Rotações nas extremidades do pilar PFN15-3 (rad)

PFN15-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
29	0,00058	-0,00062
50	0,00084	-0,00115
75	0,00130	-0,00164
101	0,00174	-0,00238
161	0,00314	-0,00358
201	0,00430	-0,00427
300	0,00708	-0,00684
350	0,00941	-0,00874
404	0,01270	-0,01052
Fu = 447 kN		

Tabela E.3 – Rotações nas extremidades do pilar PFN30-3 (rad)

PFN30-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
26	0,00079	-0,00081
51	0,00162	-0,00179
71	0,00238	-0,00251
100	0,00353	-0,00364
150	0,00586	-0,00588
200	0,00941	-0,00851
Fu = 255 kN		

Tabela E.4 – Rotações nas extremidades do pilar PFN40-3 (rad)

PFN40-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
25	0,00104	-0,00126
50	0,00196	-0,00267
75	0,00330	-0,00384
100	0,00503	-0,00573
125	0,00745	-0,00796
150	0,01167	-0,01237
170	0,03448	-0,03553
Fu = 170 kN		

Tabela E.5 – Rotações nas extremidades do pilar PFN50-3 (rad)

PFN50-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
5	0,00004	-0,00034
10	0,00022	-0,00074
15	0,00042	-0,00101
20	0,00062	-0,00130
25	0,00078	-0,00166
30	0,00095	-0,00204
35	0,00118	-0,00237
40	0,00133	-0,00277
45	0,00148	-0,00312
50	0,00164	-0,00347
55	0,00185	-0,00386
61	0,00211	-0,00425
65	0,00244	-0,00466
70	0,00273	-0,00501
75	0,00315	-0,00553
80	0,00366	-0,00612
85	0,00425	-0,00674
90	0,00493	-0,00762
95	0,00560	-0,00844
100	0,00653	-0,00951
105	0,00768	-0,01093
110	0,00878	-0,01260
115	0,01048	-0,01452
121	0,01190	-0,01637
126	0,01404	-0,01878
130	0,01638	-0,02159
135	0,01899	-0,02447
141	0,02301	-0,02910
145	0,02747	-0,03405
151	0,03463	-0,04247
155	0,04767	-0,05596
Fu = 155 kN		

Tabela E.6 – Rotações nas extremidades do pilar PFN60-3 (rad)

PFN60-3		
Força (kN)	ROT-INF (rad)	ROT-SUP (rad)
0	0,00000	0,00000
5	0,00012	-0,00044
11	0,00008	-0,00111
15	0,00033	-0,00134
20	0,00058	-0,00158
25	0,00085	-0,00186
30	0,00122	-0,00214
35	0,00155	-0,00244
40	0,00185	-0,00273
45	0,00222	-0,00305
50	0,00258	-0,00342
55	0,00293	-0,00377
60	0,00333	-0,00411
65	0,00374	-0,00449
70	0,00436	-0,00492
75	0,00521	-0,00564
80	0,00644	-0,00671
85	0,00825	-0,00853
90	0,00997	-0,01019
95	0,01216	-0,01234
100	0,01514	-0,01516
105	0,01914	-0,01916
110	0,02240	-0,02241
115	0,02755	-0,02681
121	0,03004	-0,03121
125	0,04037	-0,03830
130	0,05215	-0,04940
Fu = 131 kN		

APÊNDICE F – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS DOS APARELHOS DE APOIO E DA BASE DO PÓRTICO

As tabelas seguintes apresentam os resultados experimentais dos deslocamentos dos aparelhos de apoio e da base do pórtico. Os deslocamentos dos aparelhos de apoio foram registrados pelos defletômetros D1 e D9 e possibilitaram a correção das flechas ao longo do pilar. Os deslocamentos verticais da base do pórtico foram registrados pelos defletômetros D10 e D11. A unidade de medida dos deslocamentos foi o milímetro e das forças atuantes o quilonewton.

Tabela F.1 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN0-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	-	-
27	0,00	0,20	-	-
50	0,00	0,93	-	-
77	0,01	1,20	-	-
101	0,02	1,44	-	-
152	0,05	1,84	-	-
201	0,06	2,15	-	-
301	0,10	2,75	-	-
401	0,13	3,29	-	-
500	0,17	3,80	-	-
602	0,21	4,13	-	-
701	0,25	4,41	-	-
803	0,29	4,70	-	-
902	0,33	5,00	-	-
954	0,36	5,14	-	-
1003	0,37	5,29	-	-
1026	0,38	5,36	-	-
1053	-	5,42	-	-
1012	-	-	-	-
$F_u = 1053 \text{ kN}$				

Tabela F.2 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN15-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	-	-
29	0,00	0,26	-	-
50	0,01	0,50	-	-
75	0,02	0,70	-	-
101	0,04	0,86	-	-
161	0,05	1,18	-	-
201	0,06	1,25	-	-
300	0,10	1,40	-	-
350	0,12	1,47	-	-
404	0,14	1,55	-	-
447	-	-	-	-
$F_u = 447 \text{ kN}$				

Tabela F.3 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN15-3 (Re-ensaio) (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	0,00	0,00
50	0,13	0,23	0,00	0,00
115	0,14	0,71	2,05	0,02
151	0,15	1,49	3,09	1,99
249	0,16	1,69	-	-
$F_u = 249 \text{ kN}$				

Tabela F.4 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN30-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	0,00	0,00
26	0,03	-0,14	0,05	0,00
51	0,05	0,36	0,43	0,85
71	0,06	0,51	1,90	1,17
100	0,08	0,65	2,22	1,61
150	0,10	0,90	2,61	2,13
200	0,13	1,10	2,89	2,48
255	-	-	-	-
Fu = 255 kN				

Tabela F.5 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN40-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,38	0,02	0,08
50	0,02	1,18	0,33	0,67
75	0,04	1,49	1,71	1,05
100	0,05	1,53	2,14	1,54
125	1,06	1,59	2,30	1,77
150	1,08	1,70	2,45	1,97
170	1,08	1,66	2,58	2,10
Fu = 170 kN				

Tabela F.6 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN50-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,08	0,01	0,02
10	0,01	0,56	0,01	0,02
15	0,01	0,86	0,02	0,07
20	0,02	0,98	0,02	0,09
25	0,02	1,16	0,02	0,10
30	0,02	1,42	0,02	0,12
35	0,02	1,72	0,02	0,15
40	0,03	2,01	0,02	0,18
45	0,03	2,27	0,03	0,22
50	0,03	2,56	0,04	0,27
55	0,03	2,84	0,04	0,30
61	0,04	3,11	0,06	0,36
65	0,04	3,20	0,07	0,42
70	0,05	3,25	0,09	0,46
75	0,05	3,28	0,1	0,51
80	0,05	3,31	0,13	0,54
85	0,05	3,33	0,15	0,58
90	0,05	3,35	0,17	0,65
95	0,05	3,37	0,18	0,70
100	0,05	3,38	0,2	0,76
105	0,06	3,42	0,23	0,85
110	0,07	3,45	0,29	0,98
115	0,07	3,50	0,33	1,08
121	0,07	3,54	0,37	1,14
126	0,07	3,56	0,4	1,17
130	0,08	3,59	0,43	1,21
135	0,08	3,61	0,48	1,24
141	0,08	3,64	0,53	1,31
145	0,08	3,72	0,56	1,34
151	0,08	3,75	0,62	1,39
155	0,08	3,83	0,64	1,42
Fu = 155 kN				

Tabela F.7 - Deslocamentos dos aparelhos de apoio e verticais da base do pórtico –
PFN60-3 (mm)

Força (kN)	D1	D9	D10	D11
0	0,00	0,00	0,00	0
5	0,00	0,07	0,00	0,01
11	0,01	0,45	0,00	0,03
15	0,01	0,50	0,00	0,04
20	0,01	0,54	0,00	0,06
25	0,02	0,56	0,00	0,08
30	0,02	0,57	0,01	0,11
35	0,02	0,59	0,01	0,15
40	0,03	0,60	0,02	0,18
45	0,03	0,62	0,05	0,22
50	0,04	0,64	0,05	0,27
55	0,04	0,64	0,06	0,31
60	0,04	0,66	0,08	0,36
65	0,04	0,68	0,10	0,40
70	0,05	0,70	0,11	0,45
75	0,05	0,72	0,14	0,49
80	0,05	0,74	0,16	0,51
85	0,06	0,75	0,18	0,56
90	0,06	0,76	0,21	0,62
95	0,06	0,75	0,26	0,71
100	0,06	0,77	0,28	0,85
105	0,07	0,78	0,31	0,89
110	0,07	0,80	0,35	0,95
115	0,07	0,81	0,36	1,02
121	0,08	0,82	0,39	1,06
125	0,08	0,82	0,42	1,10
130	0,08	0,83	0,46	1,12
131	-	0,71	-	-
Fu = 131 kN				

APÊNDICE G – RESULTADOS TEÓRICOS DAS FLECHAS OU DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais dos pilares foram calculados a partir das curvaturas fornecidas pelo programa CACODI. Como foi descrito no item 5.2, a metade do pilar foi dividida em seis segmentos ou sete seções transversais. Na seção S1 o momento fletor M é constante e igual a $N \times e$, sendo N a força axial e e a excentricidade de sua aplicação. Nas outras seções o momento fletor varia quando se considera o efeito de segunda ordem, passando a valer $N(e + d)$, sendo d o deslocamento transversal na seção (deslocamento horizontal, considerando o pilar na vertical).

Considere-se o pilar mostrado na Figura G.1, submetido a uma força normal N e aos momentos M aplicados nos seus extremos.

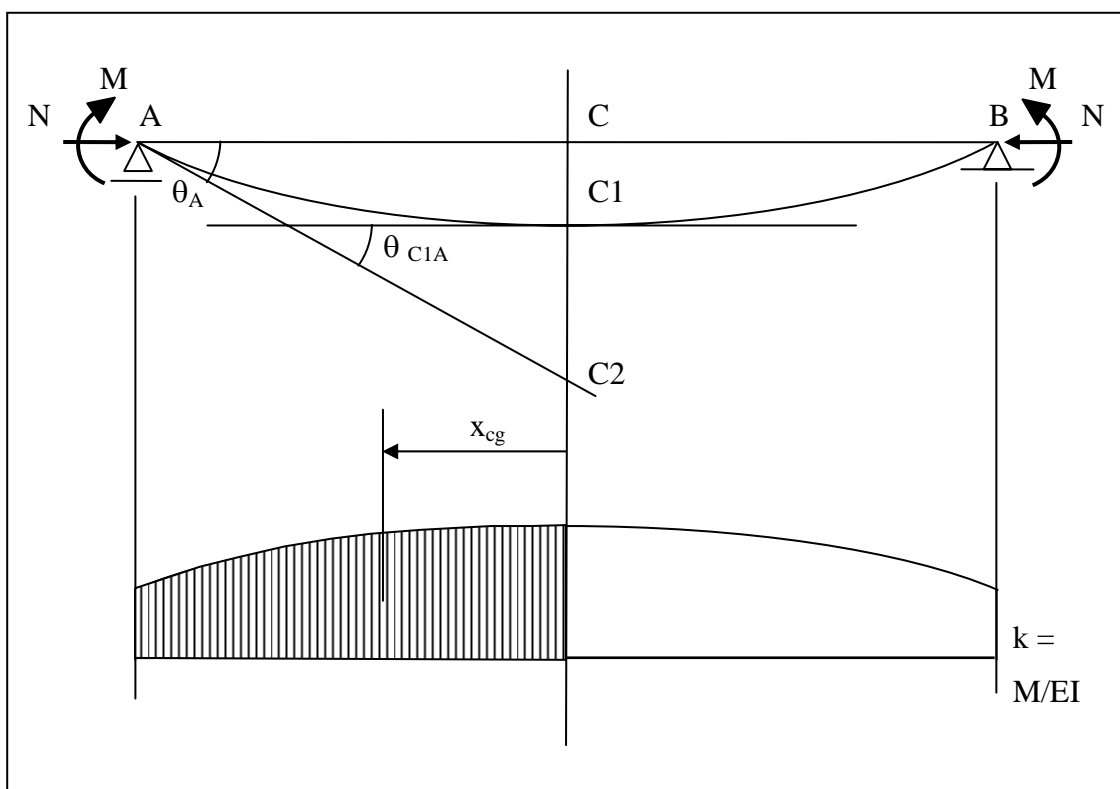


Figura G.1 – Deformada do eixo do pilar e área do diagrama de momentos fletores reduzidos (M/EI) ou curvatura

Com as curvaturas calculadas nas sete seções transversais pelo programa CACODI, tem-se o diagrama de momentos fletores reduzidos ($M/EI = \text{curvatura}$) ao longo do pilar.

Aplica-se o primeiro teorema do método da área de momentos fletores reduzidos usado na Mecânica dos Corpos Deformáveis ou Resistência dos Materiais, segundo o qual o ângulo entre as tangentes entre dois pontos da linha elástica é igual à área do diagrama de momentos fletores reduzidos entre os dois pontos. No caso, o ângulo entre as tangentes no ponto C1 (meio do pilar) e no ponto A (apoio na extremidade esquerda) é igual à área hachurada mostrada na Figura G.1. Esse ângulo é igual à rotação do apoio A (θ_A , em radianos).

$\theta_A = \text{área hachurada da Figura G.1}$

Para o deslocamento num ponto genérico, aplica-se o segundo teorema do método da área de momentos fletores reduzidos, segundo o qual a distância, medida na vertical, entre um ponto da linha elástica e a tangente em outro ponto da mesma linha elástica é igual ao momento estático da área do diagrama de momentos fletores reduzidos entre os dois pontos em relação à vertical que passa pelo primeiro ponto. Para o deslocamento na seção transversal central do pilar, por exemplo, tem-se:

$d = CC1 = \text{deslocamento transversal} = CC2 - C1C2$

$CC2 = \theta_A \times AC$

$C1C2 = \text{área hachurada multiplicada por } x_{cg} \text{ (segundo teorema)}$

$x_{cg} = \text{distância do centróide da área hachurada em relação à vertical em C1}$

O procedimento é semelhante para qualquer outra seção transversal, tomando-se como referência sempre a seção do apoio A.

O cálculo dos deslocamentos nas 6 seções entre o apoio A e o meio do pilar (seção C, inclusive), foi feito com auxílio da planilha Excel para a qual foram transportadas as curvaturas calculadas com o programa CACODI. O procedimento é iterativo, uma vez que a partir de um dado diagrama de $k = M/EI$ calculam-se os deslocamentos transversais que conduzem a novos valores de M ao longo do pilar. Com esses novos

valores recalculam-se as curvaturas que conduzem a novos deslocamentos transversais. O processo é considerado convergente quando a diferença entre o deslocamento máximo (na seção C ou S7) de iterações sucessivas vai diminuindo até um valor muito pequeno. O processo é considerado não convergente quando se nota uma inversão no sentido da evolução dessa diferença, de diminuição para aumento entre iterações sucessivas.

Para um dado valor da carga axial, o programa CACODI fornece, quando há convergência, a curvatura e as deformações no concreto e no aço para cada uma das sete seções transversais da metade do pilar analisada. As curvaturas transportadas para a planilha Excel conduzem aos deslocamentos transversais em cada seção transversal.

As tabelas seguintes apresentam os resultados teóricos dos deslocamentos horizontais previstos para os pilares submetidos a carregamento excêntrico. Como exposto anteriormente, foi analisada apenas a metade do modelo, pelo CACODI, em razão de haver uma simetria em sua geometria. Têm-se os deslocamentos horizontais nas seções S5 e S7. A unidade de medida dos deslocamentos foi o milímetro e das forças atuantes o quilonewton.

Tabela G.1 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN15-3 e PFN30-3 (mm)

PFN15-3		
Força (kN)	S5	S7
0	0,00	0,00
29	0,45	0,50
50	0,79	0,89
75	1,22	1,36
101	1,67	1,87
161	2,84	3,18
201	3,74	4,19
300	6,44	7,23
350	8,23	9,24
404	11,10	12,51
435	14,73	16,70

PFN30-3		
Força (kN)	S5	S7
0	0	0
26	0,72	0,80
51	1,47	1,64
71	2,07	2,32
100	3,01	3,37
150	5,12	5,74
200	8,52	9,58
255	-	-

Tabela G.2 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN40-3 e PFN50-3 (mm)

PFN40-3		
Força (kN)	S5	S7
0	0	0
25	0,93	1,04
50	1,92	2,14
75	3,04	3,40
100	4,54	5,08
125	6,71	7,53
150	10,38	11,69
168	18,35	20,82
170	21,88	24,89

PFN50-3		
Força (kN)	S5	S7
0	0,00	0,00
5	0,24	0,27
10	0,48	0,53
15	0,70	0,79
20	0,93	1,04
25	1,17	1,30
30	1,42	1,58
35	1,65	1,84
40	1,89	2,11
45	2,16	2,41
50	2,46	2,75
55	2,78	3,10
61	3,19	3,57
65	3,55	3,97
70	4,00	4,47
80	4,95	5,54
90	6,16	6,91
100	7,57	8,49
121	12,72	14,34
141	24,95	28,28

Tabela G.3 - Deslocamentos horizontais teóricos – PFN60-3 (mm)

PFN60-3		
Força (kN)	S5	S7
0	0,00	0,00
5	0,29	0,33
11	0,61	0,69
20	1,15	1,28
30	1,74	1,94
50	3,28	3,67
70	5,99	6,71
90	11,12	12,51
100	14,91	16,79
115	27,58	31,20
125	-	-

APÊNDICE H – RESULTADOS TEÓRICOS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E NO CONCRETO

As tabelas seguintes apresentam os valores das deformações, obtidas pelo CACODI, nas armaduras longitudinais. Chamou-se de $\varepsilon_{Aço,Cacodi_1}$ a deformação teórica na armadura da face mais comprimida do pilar e $\varepsilon_{Aço,Cacodi_2}$ a deformação teórica na armadura da face menos comprimida ou tracionada do pilar. A deformação teórica no concreto foi chamada de $\varepsilon_{Con,Cacodi}$. São apresentadas as deformações nas seções S5 e S7. As deformações são mostradas em 10^{-6} e as forças atuantes em kN.

Tabela H.1 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN15-3 (10^{-6})

Força (kN)	S5			S7		
	$\epsilon_{\text{Conc,Cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$
0	0	0	0	0	0	0
29	-55	-40	20	-55	-41	-20
50	-96	-71	-34	-97	-71	-34
75	-146	-107	-51	-146	-107	-50
101	-197	-143	-67	-198	-144	-66
161	-325	-233	-102	-328	-235	-101
201	-419	-297	-124	-424	-300	-122
300	-679	-468	-167	-693	-474	-161
350	-838	-567	-180	-860	-577	-172
404	-1067	-698	-171	-1113	-716	-149
420	-	-	-	-1255	-770	-78
435	-1309	-814	-107	-1409	-849	-480

Tabela H.2 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN30-3 (10^{-6})

Força (kN)	S5			S7		
	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$
0	0	0	0	0	0	0
26	-64	-41	-8	-64	-41	-8
51	-130	-82	-15	-130	-83	-15
71	-182	-115	-20	-183	-116	-20
100	-262	-165	-27	-264	-166	-26
150	-425	-256	-21	-432	-261	-16
200	-649	-367	34	-669	-373	50
240	-1063	-398	310	-1154	-512	405
255	-1257	-553	452	-1398	-569	615

Tabela H.3 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN40-3 (10^{-6})

Força (kN)	S5			S7		
	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$
0	0	0	0	0	0	0
25	-75	-45	-3	-75	-45	-2
50	-153	-92	-4	-154	-92	-4
75	-238	-140	0	-240	-141	1
100	-338	-191	18	-343	-192	22
125	-466	-247	65	-477	-249	76
150	-654	-309	183	-681	-312	216
168	-987	-362	532	-1066	-365	635
170	-	-	-	-1172	-372	772

Tabela H.4 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN50-3 (10^{-6})

Força (kN)	S5			S7		
	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$
0	0	0	0	0	0	0
5	-18	-10	1	-18	-10	1
10	-36	-21	1	-36	-21	1
15	-53	-31	2	-53	-31	2
20	-70	-40	2	-70	-40	2
25	-88	-51	3	-88	-51	3
30	-107	-61	4	-107	-61	4
35	-124	-71	4	-124	-71	4
40	-142	-82	5	-143	-82	5
45	-161	-92	7	-162	-92	7
50	-182	-103	10	-183	-103	10
55	-203	-114	14	-204	-114	15
61	-229	-126	21	-231	-127	22
65	-251	-137	26	-253	-138	28
70	-281	-152	33	-284	-152	35
80	-335	-174	55	-339	-176	58
90	-399	-198	88	-406	-200	95
100	-469	-222	131	-479	-223	142
121	-692	-269	335	-722	-268	380
141	-1138	-288	926	-1226	-281	1069

Tabela H.5 - Deformações teóricas no aço e no concreto – PFN60-3 (10^{-6})

Força (kN)	S5			S7		
	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$	$\epsilon_{\text{conc,cacodi}}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_1}$	$\epsilon_{\text{Aço,Cacodi}_2}$
0	0	0	0	0	0	0
5	-21	-12	2	-21	-12	2
11	-44	-25	4	-44	-25	4
20	-83	-46	7	-83	-46	7
30	-125	-69	10	-125	-69	11
50	-224	-118	33	-225	-118	34
70	-363	-168	109	-368	-169	115
90	-580	-213	312	-599	-212	341
100	-723	-228	480	-754	-226	528
115	-1154	-228	1114	-1235	-211	1253
118	-	-	-	-2310	-234	2731

APÊNDICE I – RESULTADOS TEÓRICOS DAS DEFORMADAS DOS PILARES

As tabelas seguintes apresentam as flechas teóricas ao longo do modelo ensaiado para a última etapa em que foram feitas medições de flechas durante os ensaios. O pilar foi disposto em treze seções, sendo analisado apenas metade do pilar em razão de haver simetria em suas dimensões geométricas. As flechas e as ordenadas foram mostradas em mm.

Tabela I.1 - Valores das flechas teóricas ao longo do pilar – PFN15-3 (mm)

PFN15-3		
Seção	Ordenada mm	Flechas mm
S1	0	0,00
S2	325	4,41
S3	565	7,01
S4	818	9,36
S5	1070	11,10
S6	1323	12,15
S7	1575	12,51
S8	1827	12,15
S9	2080	11,10
S10	2333	9,36
S11	2585	7,01
S12	2825	4,41
S13	3150	0,00
F = 404 kN		

Tabela I.2 - Valores das flechas teóricas ao longo do pilar – PFN30-3 (mm)

PFN30-3		
Seção	Ordenada mm	Flechas mm
S1	0	0,00
S2	325	3,43
S3	565	5,42
S4	818	7,21
S5	1070	8,52
S6	1323	9,31
S7	1575	9,58
S8	1827	9,31
S9	2080	8,52
S10	2333	7,21
S11	2585	5,42
S12	2825	3,43
S13	3150	0,00
F = 200 kN		

Tabela I.3 - Valores das flechas teóricas ao longo do pilar – PFN40-3 (mm)

PFN40-3		
Seção	Ordenada mm	Flechas mm
S1	0	0,00
S2	325	4,14
S3	565	6,57
S4	818	8,76
S5	1070	10,38
S6	1323	11,36
S7	1575	11,69
S8	1827	11,36
S9	2080	10,38
S10	2333	8,76
S11	2585	6,57
S12	2825	4,14
S13	3150	0,00
F = 168 kN		

Tabela I.4 - Valores das flechas teóricas ao longo do pilar – PFN50-3 (mm)

PFN50-3		
Seção	Ordenada mm	Flechas mm
S1	0	0,00
S2	325	5,06
S3	565	8,04
S4	818	10,73
S5	1070	12,72
S6	1323	13,93
S7	1575	14,34
S8	1827	13,93
S9	2080	12,72
S10	2333	10,73
S11	2585	8,04
S12	2825	5,06
S13	3150	0,00
F = 121 kN		

Tabela I.5 - Valores das flechas teóricas ao longo do pilar – PFN60-3 (mm)

PFN60-3		
Seção	Ordenada mm	Flechas mm
S1	0	0,00
S2	325	8,15
S3	565	13,08
S4	818	17,55
S5	1070	20,91
S6	1323	22,94
S7	1575	23,64
S8	1827	22,94
S9	2080	20,91
S10	2333	17,55
S11	2585	13,08
S12	2825	8,15
S13	3150	0,00
F = 105 kN		

APÊNDICE J - CÁLCULO DA CARGA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS

Da resistência dos materiais foi utilizada a expressão abaixo para o cálculo da carga de fissuração:

$$\sigma_t = -\frac{F_{fis,teo}}{A_{c,hom}} + \frac{F_{fis,teo} \times e \times \frac{b}{2}}{I_{hom}} \quad (J.1)$$

onde,

$\sigma_t = 3 \text{ MPa}$ (tensão de tração obtida do ensaio à tração dos corpos-de-prova)

$A_{c,hom} = 32428 \text{ mm}^2$ (área da seção transversal homogeneizada)

$I_{hom} = 3752 \times 10^4 \text{ mm}^4$ (momento de inércia da seção transversal homogeneizada)

e -> excentricidade, mm.

$b = 120 \text{ mm}$ (largura da seção transversal)

APÊNDICE K - CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA DOS PILARES ENSAIADOS

K.1 - CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM (l_e)

O comprimento de flambagem de um pilar, l_e , corresponde à distância entre pontos de momento nulo. Depende das condições de vinculação do pilar. Nos pilares ensaiados o comprimento de flambagem foi tomado como a distância entre os eixos dos cilindros dos dispositivos de apoio colocados nas extremidades do pilar, tanto para o pilar carregado com carga centrada como para os pilares com carga excêntrica. Assim, $l_e = 3150$ mm.

K.2 - CÁLCULO DO RAIOS DE GIRAÇÃO (I)

O raio de giração, i , é obtido pela expressão.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (\text{K.1})$$

onde:

I - momento de inércia (em relação ao eixo que gera seu menor valor).

A - Área da seção transversal do pilar.

K.3 - HOMOGENEIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR

A Figura K.1 mostra a seção transversal dos pilares original e homogeneizada.

Determinou-se, inicialmente, a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto, n :

$$n = \frac{E_a}{E_c} \quad (\text{K.2})$$

Posteriormente, obteve-se a área de concreto equivalente, A_{ce} :

$$A_{ce} = n \times \frac{A_s}{2} \quad (\text{K.3})$$

onde:

A_s -> área total da seção de aço da armadura longitudinal do pilar, mm^2 .

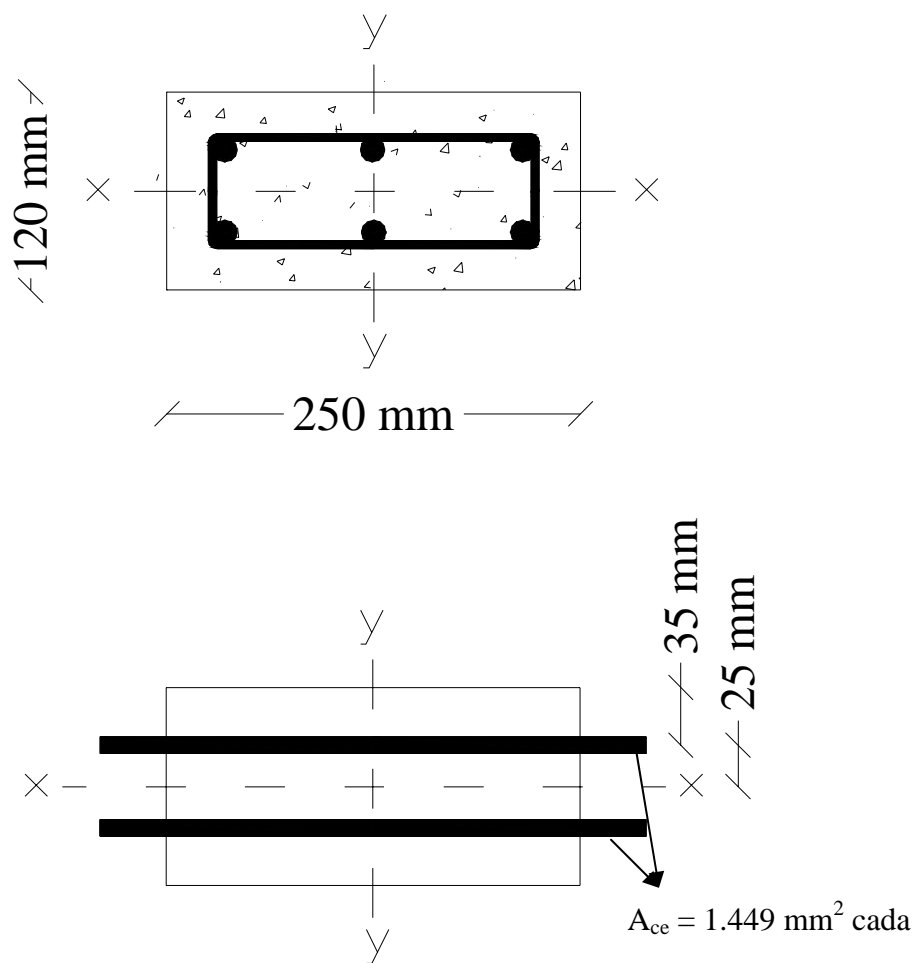


Figura K.1 – Homogeneização da seção transversal dos pilares ensaiados

A área de concreto homogeneizada, $A_{c,hom}$, foi dada pela expressão:

$$A_{c,hom} = (h \times b) - \left(\frac{A_s}{2} \times 2\right) + (2 \times A_{ce}) \quad (\text{K.4})$$

onde,

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

Com $A_{c,hom}$ determinou-se o momento de inércia da seção homogeneizada $I_{x,hom}$:

$$I_{x,hom} = \left(\frac{h^3 \times b}{12}\right) + (2 \times A_{ce} \times 25^2) - \left(2 \times \frac{A_s}{2} \times 25^2\right) \quad (\text{K.5})$$

Obteve-se:

$$A_{c,hom} = 32.428 \text{ mm}^2$$

$$I_{x,hom} = 3752 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i = 34,0 \text{ mm}$$

K.4 - CÁLCULO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ, λ

O índice de esbeltez mede a capacidade do pilar flambar. É tomado sempre com seu valor máximo, assim deve-se calcular em relação ao eixo da seção em que a peça está mais propícia a flambar, eixo x-x, na Figura K.1.

$$\lambda = l_e / i = 3.150/34,0 = 92,6$$

Com esse valor de λ temos que os pilares ensaiados classificam-se como *PILARES ESBELTOS*, pois:

$$90 \leq \lambda \Rightarrow \text{PILARES ESBELTOS}$$

Assim, os efeitos de segunda ordem têm que ser considerados.

K.5 - OBTENÇÃO DAS FORÇAS ÚLTIMAS

Como os pilares são esbeltos, a determinação da carga última foi feita com o uso de um programa para análise de seções de concreto armado sob flexo-compressão considerando a influência do esforço cortante, denominado CACODI (NAGATO, 1987), baseado na teoria do Campo de Compressão Diagonal (VECCHIO & COLLINS, 1986). O programa fornece a curvatura e as deformações na seção para uma combinação fixa de esforço normal e momento fletor ou uma seqüência com esforço normal fixo e momento fletor variável até a ruptura. Com as curvaturas calculadas com o programa CACODI efetuou-se o cálculo dos deslocamentos transversais do pilar usando o método da área de momentos fletores reduzidos (M/EI) da Resistência dos Materiais ou

Mecânica dos Corpos Deformáveis com auxílio da planilha Excel em procedimento iterativo.

O procedimento para a determinação da carga última constituiu-se de duas etapas. Na primeira etapa fez-se uma análise da seção transversal do pilar com diferentes valores da carga axial, até aquele correspondente à ruptura à compressão simples, procurando para cada valor da carga axial qual o valor do momento fletor que levaria a seção à ruptura. Supondo que tal momento corresponde a uma excentricidade da carga correspondente à excentricidade (e) na extremidade do pilar somada ao deslocamento transversal (d) da seção central do pilar (efeito de segunda ordem), calcula-se o valor de $(e + d) = M_u/N_u$. Para cada excentricidade (e) conhecida, admitindo um deslocamento (d) da mesma ordem de grandeza ou maior, é possível ter uma idéia da carga última do pilar com aquela excentricidade de carga. Na segunda etapa, a partir da análise realizada na primeira, efetua-se uma análise com a carga na faixa assumida como a de provável carga de ruptura até encontrar a carga última.

A primeira etapa de análise, usando apenas o programa CACODI, conduziu aos resultados apresentados na Tabela K.1.

Os valores de deslocamentos assinalados em amarelo na Tabela K.1 correspondem à faixa de carga onde pode estar a carga de ruptura do pilar para a excentricidade correspondente. No caso do pilar com excentricidade nula, os valores de deslocamento em amarelo correspondem a excentricidades acidentais que reduziriam a capacidade de carga do pilar.

A segunda etapa da pesquisa da carga última depende do cálculo dos deslocamentos horizontais (transversais) do pilar para o cálculo do efeito de segunda ordem. Esse cálculo pode ser feito para qualquer etapa de carregamento que conduza a uma deformada estável, e é feito a partir das curvaturas calculadas pelo programa CACODI para diversas seções transversais do pilar. O procedimento foi descrito no apêndice G.

A carga última é obtida a partir de análises sucessivas com carga axial crescente a partir do limite inferior mostrado na Tabela K.1, até que não se consiga convergência com um pequeno acréscimo de carga.

Tabela K.1 – Combinações de N e M que levam o pilar à ruptura obtidas com o programa CACODI e deformações e deslocamentos transversais correspondentes para diferentes excentricidades de carga

N (kN)	M (kN.m)	(e + d) (mm)	ETOPF (mm/m)	EBOTF (mm/m)	PHI (1/m)	e = 0mm d (mm)	e = 15mm d (mm)	e = 30mm d (mm)	e = 40mm d (mm)	e = 50mm d (mm)	e = 60mm d (mm)
-50	12,92	258,40	-2,235	3,328	0,06544	258,40	243,40	228,40	218,40	208,40	198,40
-100	14,45	144,50	-2,711	3,472	0,07274	144,50	129,50	114,50	104,50	94,50	84,50
-200	16,67	83,35	-3,500	3,000	0,07647	83,35	68,35	53,35	43,35	33,35	23,35
-300	17,06	56,87	-3,500	2,134	0,06628	56,87	41,87	26,87	16,87	6,87	
-400	17,32	43,30	-3,500	1,405	0,05771	43,30	28,30	13,30	3,30		
-500	17,3	34,60	-3,459	0,753	0,04955	34,60	19,60	4,60			
-600	16,78	27,97	-3,209	0,165	0,03970	27,97	12,97				
-700	15,61	22,30	-3,242	-0,232	0,03541	22,30	7,30				
-800	13,64	17,05	-3,169	-0,567	0,03061	17,05	2,05				
-900	10,79	11,99	-3,463	-0,859	0,03062	11,99					
-1000	7,13	7,13	-3,259	-1,083	0,02560	7,13					
-1050	5,3	5,05	-3,084	-1,206	0,02210	5,05					
-1053	5,19	4,93	-3,027	-1,208	0,02139	4,93					
-1100	3,48	3,16	-2,922	-1,357	0,01841	3,16					
-1110	3,13	2,82	-2,869	-1,390	0,01740	2,82					
-1120	2,76	2,46	-2,744	-1,418	0,01559	2,46					
-1130	2,42	2,14	-2,831	-1,471	0,01600	2,14					
-1140	2,07	1,82	-2,750	-1,510	0,01458	1,82					
-1150	1,73	1,50	-2,756	-1,563	0,01404	1,50					
-1160	1,39	1,20	-2,756	-1,621	0,01336	1,20					
-1170	Não convergiu										

APÊNDICE L – RESULTADOS TEÓRICOS DAS ROTAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS PILARES

As tabelas seguintes apresentam os valores das rotações, obtidas pelo CACODI, nas extremidades dos pilares submetidos à carga excêntrica. As rotações são mostradas em radiano e as forças atuantes em kN.

Tabela L.1 - Rotações teóricas nas extremidades do pilar– PFN15-3 (rad)

PFN 15-3	
Força atuante (kN)	$\theta_{teórico} (rad)$
0	0
29	0,00058
50	0,00102
75	0,00156
101	0,00213
161	0,00361
201	0,00473
300	0,00804
350	0,01021
404	0,01357

Tabela L.2 - Rotações teóricas nas extremidades do pilar– PFN30-3 (rad)

PFN 30-3	
Força atuante (kN)	$\theta_{teórico} (rad)$
0	0
26	0,00092
51	0,00188
71	0,00266
100	0,00385
150	0,00647
200	0,01054

Tabela L.3 - Rotações teóricas nas extremidades do pilar– PFN40-3 (rad)

PFN 40-3	
Força atuante (kN)	$\theta_{teórico} (rad)$
0	0
25	0,00120
50	0,00246
75	0,00389
100	0,00576
125	0,00841
150	0,01273
170	0,01990

Tabela L.4 - Rotações teóricas nas extremidades do pilar– PFN50-3 (rad)

PFN 50-3	
Força atuante (kN)	$\theta_{teórico} (rad)$
0	0
5	0,00031
10	0,00062
15	0,00091
20	0,00120
25	0,00150
30	0,00182
35	0,00212
40	0,00243
45	0,00277
50	0,00315
55	0,00355
61	0,00408
65	0,00453
70	0,00509
80	0,00628
90	0,00776
100	0,00949
121	0,01556
141	0,02947

Tabela L.5 - Rotações teóricas nas extremidades do pilar– PFN60-3 (rad)

PFN 60-3	
Força atuante (kN)	$\theta_{teórico} (rad)$
0	0
5	0,00038
11	0,00079
20	0,00148
30	0,00224
50	0,00420
70	0,00757
90	0,01375
100	0,01824
110	0,02923
115	0,03286