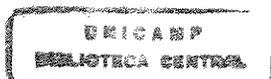


**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**PILARES MISTOS: TUBOS METÁLICOS COM
NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Everaldo Bonaldo

**Campinas, SP
2001**



**UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE**

050877008

UNIDADE DC
N.º CHAMADA:
T/UNICAMP
B64P
V. Ex.
TOMBO BC/ 46210
PROC. 16-392107
C D
PREÇO R\$ 11,00
DATA 73/09/07
N.º CPD

CM00159472-7

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**PILARES MISTOS: TUBOS METÁLICOS COM
NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Everaldo Bonaldo

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Campinas, SP
2001

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.
20/07/02
Prof. Dr. <i>Luiz Roberto Sobreira de Agostini</i>
Matrícula: 04256-10

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

B64p Bonaldo, Everaldo.
Pilares mistos: tubos metálicos com núcleo de
concreto de alta resistência / Everaldo Bonaldo. --
Campinas, SP: [s.n.], 2001.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Colunas. 2. Concreto de alta resistência. 3.
Engenharia de estruturas. 4. Aço tubular –
Estruturas. I. Agostini, Luiz Roberto Sobreira de.
II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade
de Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

PILARES MISTOS: TUBOS METÁLICOS COM
NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Eng. Everaldo Bonaldo

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini
Presidente e Orientador - FEC / UNICAMP


Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes
FEC / UNICAMP


Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro
EESC / USP

Campinas, 20 Junho de 2001.

A toda minha família,
que sempre me apoiou e abonou.
De modo especial à minha
fabulosa mãe, Zaida Lago Bonaldo.
Dedico.
Everaldo Bonaldo.

AGRADECIMENTOS

Rendo graças ao Criador pelo dom da vida, por tudo e todos que me rodeiam.

Agradeço a todos os meus familiares, em especial a meus pais Roque e Zaida, que sempre me deram muito mais que apoio e incentivo.

Expresso distinto reconhecimento ao Professor Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini pela arguciosa, constante, eficaz e exemplar orientação durante a realização deste trabalho. Também sou grato a ele, pela sua amizade, honestidade e franqueza para comigo.

Ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, pela oportunidade.

Agradeço à FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela concessão da bolsa de mestrado.

Sou grato a minha querida Luciane pelo seu fiel amor e compreensão durante todos os momentos em que estive ausente a cargo deste trabalho.

Meu mais sincero reconhecimento aos colegas de mestrado Edvaldo, Elias (Robinhood), Jéferson, Júlio, Leandro, Rafael, Renata e Sérgio (Sérjão), pelos momentos de convívio que juntos tivemos.

Finalmente, deixo registrada minha gratidão a todos os funcionários do Laboratório de Estruturas da FEC, de maneira singular aos engenheiros Luciano e Marcelo, e aos técnicos Ademir e Rodolfo, pela valiosa e distinta compreensão e, ajuda despendida por eles durante a execução e ensaio dos modelos mistos.

"No porto de antes, apreensivo, eu tentava imaginar as dificuldades e lutas futuras. No de agora, dono do tempo que eu conquistara, simplesmente admirava o que estava ao redor e desfrutava do que estava feito. Não era a sensação de uma batalha ganha, de uma luta em que os obstáculos foram vencidos. Muito mais do que isso, era o prazer interior de ter realizado algo que tanto desejei, de ter feito e visto o que fiz e vi."

(Mar Sem Fim, AMYR KLINK)

SUMÁRIO

	Página
Lista de Figuras	xvii
Lista de Tabelas	xxi
Lista de Abreviaturas	xxiii
Lista de Símbolos	xxv
Resumo	xxix
1 Introdução	1
2 Objetivos	3
2.1 Objetivo Geral	3
2.2 Objetivo Específico	3
3 Revisão Bibliográfica	5
3.1 Histórico	5
3.2 Considerações Sobre Ductilidade de Estruturas de Concreto	7
3.3 Características e Comportamento de Pilares Mistos.....	12
3.3.1 Comportamento Sob Compressão Uniforme	13
3.3.2 Comportamento Sob Flexo-Compressão	17
3.3.3 Influência da Forma da Seção Transversal	18
3.3.4 Influência das Condições de Extremidades	21
3.3.5 Influência do Comportamento do Concreto a Longo Prazo	23
3.3.6 Comportamento de Colunas Mistas Expostas ao Fogo	24
3.4 Justificativas Para o Emprego de Pilares Mistos	27
3.5 Vantagens no Uso de Colunas Mistas	36

3.6 Precauções no Uso de Pilares Mistos	38
3.7 Ligações em Colunas Mistas	39
3.8 Estudos Sobre Concreto Confinado por Tubo Metálico	40
3.8.1 Ensaios Realizados por LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992)	40
3.8.2 Ensaios Desenvolvidos por GE & USAMI (1992)	44
3.8.3 Ensaios Realizados por PERDÃO JÚNIOR (1994)	52
3.8.4 Ensaios Realizados por FERNANDES (1997)	53
3.8.5 Ensaios Realizados por BONNEAU <i>et alii</i> (1997)	55
3.8.6 Ensaios Realizados por KODUR (1998/b)	57
3.8.7 Ensaios Realizados por FERNANDES <i>et alii</i> (2000)	62
3.8.8 Ensaios Realizados por PRION & BOEHME (1994)	68
4 Programa Experimental	73
4.1 Detalhes Gerais dos Pilares Experimentados	74
4.1.1 Caracterização	74
4.1.2 Definição da Geometria dos Modelos	74
4.1.2.1 Pilares Armados Usualmente	75
4.1.2.2 Pilares Mistos	77
a) Volume Total das Armaduras Transversal e Longitudinal dos Pilares Armados Usualmente	77
b) Cálculo dos Coeficientes Devido à Diferença Entre os Limites de escoamento dos Aços	81
c) Cálculo das Espessuras das Chapas Metálicas	82
4.1.3 Esquema Estático e Esquema de Carregamento	85
4.2 Características dos Materiais Empregados na Execução dos Pilares	86
4.2.1 Caracterização do Material dos Tubos Metálicos	86
4.2.2 Concreto Aplicado no Preenchimento dos Tubos	87
4.3 Instrumentação	90
5 Resultados e Discussão	93
5.1 Resultados dos Ensaios de Pilares Mistos à Compressão Axial	93
5.2 Resultados dos Ensaios de Pilares Mistos à Flexo-Compressão	102

6 Conclusões	113
7 Recomendações	117
Referências Bibliográficas	119
Abstract	129

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 3.1 Diagramas tensão x deformação.....	9
Figura 3.2 Curvas tensão x deformação.....	10
Figura 3.3 Comportamento carga x deformação em testes de carga axial em colunas mistas.....	16
Figura 3.4 Curvas carga axial x deformação de colunas mistas com seção transversal circular....	19
Figura 3.5 Curvas carga axial x deformação de colunas mistas com seção transversal quadrada.	20
Figura 3.6 Variação do modo de ruptura com o método de carregamento.....	23
Figura 3.7 Deformação axial de colunas mistas expostas ao fogo.....	25
Figura 3.8 Concreto confinado e não confinado.....	26
Figura 3.9 Determinação da área de concreto efetivamente confinado.....	28
Figura 3.10 Configurações de disposição dos estribos retangulares.....	29
Figura 3.11 Pressão lateral em colunas quadradas.....	31
Figura 3.12 Distribuição da pressão lateral.....	32
Figura 3.13 Distribuição da pressão lateral numa seção retangular.....	33
Figura 3.14 Configuração de disposição dos estribos retangulares.....	33
Figura 3.15 Proposta de ligação para edifícios.....	40
Figura 3.16 Curvas tensão x deformação dos corpos-de-prova confinados.....	42
Figura 3.17 Curvas tensão x deformação dos corpos-de-prova confinados.....	43
Figura 3.18 Seção transversal com e sem enrijecedores.....	46
Figura 3.19 Diagramas carga x deformação de colunas mistas sem enrijecedores.....	48
Figura 3.20 Comparação de desempenho estrutural entre colunas mistas e colunas metálicas.....	49
Figura 3.21 Modelos de ruptura para prismas de concreto.....	51
Figura 3.22 Modos de ruptura dos elementos testados.....	51
Figura 3.23 Corpo-de-prova confinado por tubo metálico.....	55
Figura 3.24 Curvas tensão x deformação para corpos-de-prova confinados e não confinados.....	56
Figura 3.25 Temperatura x tempo a várias profundidades para as colunas NSC2 e HSC1.....	58
Figura 3.26 Deformação axial x tempo para as colunas NSC2 e HSC1.....	59
Figura 3.27 Temperatura x tempo a várias profundidades para as colunas NSC1 e HFC1.....	60

Figura 3.28	Deformação axial x tempo para as colunas NSC1 e HFC1.....	61
Figura 3.29	Resistência ao fogo para os diferentes tipos de concreto do núcleo.....	62
Figura 3.30	Diagrama tensão x deformação dos concretos de alta resistência sem e com redutor volumétrico sob compressão axial.....	63
Figura 3.31	Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência com redutor volumétrico confinado e não confinado com carga somente no núcleo de concreto.....	64
Figura 3.32	Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência sem redutor volumétrico confinado e não confinado com carga somente no núcleo de concreto.....	64
Figura 3.33	Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência com redutor volumétrico confinado e não confinado com carga em toda seção transversal.....	65
Figura 3.34	Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência sem redutor volumétrico confinado e não confinado com carga em toda seção transversal.....	65
Figura 3.35	Propriedades dos corpos-de-prova.....	69
Figura 3.36	Modo de ruptura apresentado pelas colunas curtas.....	71
Figura 3.37	Curvas carga axial x deformação para as colunas curtas.....	72
Figura 4.1	Tubos metálicos vazios.....	85
Figura 4.2	Arranjo para aplicação de carga excêntrica.....	87
Figura 4.3	Chapas metálicas antes e após ensaio de tração.....	88
Figura 4.4	Preenchimento dos tubos metálicos.....	89
Figura 4.5	Esquema de instrumentação.....	90
Figura 5.1	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	93
Figura 5.2	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.....	94
Figura 5.3	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794-I e PR794-II.....	95
Figura 5.4	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794F-I e PR794F-II.....	95
Figura 5.5	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	96
Figura 5.6	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.....	97
Figura 5.7	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794-I e PR794-II.....	98
Figura 5.8	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794F-I e PR794F-II.....	99
Figura 5.9	Vista das quatro faces dos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	100
Figura 5.10	Vista das quatro faces dos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.....	100
Figura 5.11	Vista das quatro faces dos pilares PR794-I e PR794-II.....	100
Figura 5.12	Vista das quatro faces dos pilares PR794F-I e PR794F-II.....	101
Figura 5.13	Detalhe da ruptura do núcleo dos pilares sem adição de fibras metálicas.....	101

Figura 5.14	Detalhe da ruptura do núcleo de um dos pilares PQ475F.....	101
Figura 5.15	Detalhe da ruptura do núcleo dos pilares com adição de fibras metálicas.....	102
Figura 5.16	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	102
Figura 5.17	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ635-I e PQ635-II.....	103
Figura 5.18	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794-I e PR794-II.....	103
Figura 5.19	Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR950-I e PR950-II.....	104
Figura 5.20	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	105
Figura 5.21	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ635-I e PQ635-II.....	106
Figura 5.22	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794-I e PR794-II.....	107
Figura 5.23	Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR950-I e PR950-II.....	108
Figura 5.24	Vista das quatro faces dos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	109
Figura 5.25	Vista das quatro faces dos pilares PQ635-I e PQ635-II.....	109
Figura 5.26	Vista das quatro faces dos pilares PR794-I e PR794-II.....	109
Figura 5.27	Vista das quatro faces dos pilares PR950-I e PR950-II.....	110
Figura 5.28	Detalhe da ruptura dos pilares PQ475-I e PQ475-II.....	110
Figura 5.29	Detalhe da ruptura dos pilares PQ635-I e PQ635-II.....	110
Figura 5.30	Detalhe da ruptura dos pilares PR794-I e PR794-II.....	111
Figura 5.31	Detalhe da ruptura dos pilares PR950-I e PR950-II.....	111

LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 3.1 Características mecânicas do aço de confinamento	41
Tabela 3.2 Ganho na capacidade para os diferentes corpos-de-prova	44
Tabela 3.3 Dimensões medidas nas colunas sem enrijecedores	45
Tabela 3.4 Dimensões medidas nas colunas com enrijecedores	47
Tabela 3.5 Propriedades mecânicas dos aços	47
Tabela 3.6 Propriedades mecânicas dos concretos	48
Tabela 3.7 Resistências últimas das colunas	49
Tabela 3.8 Propriedades mecânicas da mistura de concreto	55
Tabela 3.9 Características das colunas testadas por KODUR (1998/b)	58
Tabela 3.10 Características das colunas testadas por PRION & BOEHME (1994)	70
Tabela 4.1 Características originais e novas características dos pilares conforme o tipo de seção	76
Tabela 4.2 Geometria e quantidade de tubos metálicos	84
Tabela 4.3 Geometrias apresentadas pelos tubos adquiridos	86
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios das chapas metálicas	88
Tabela 4.5 Consumo de materiais para as duas misturas de concreto	89
Tabela 5.1 Cargas de cálculo e cargas últimas obtidas nos testes	94

LISTA DE ABREVIATURAS

A

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	-	American Concrete Institute
ARI	-	Alta Resistência Inicial

C

CEB	-	Comité Euro-International du Béton
CPV	-	Cimento Portland classe V
c.p.	-	Corpo-de-prova

F

FAPESP	-	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FEC	-	Faculdade de Engenharia Civil
FIP	-	Fédération Internationale de la Précontrainte

H

HRB	-	Brinell Hardness
-----	---	------------------

L

LAME	-	Laboratório de Materiais e Estruturas
------	---	---------------------------------------

N

NBR - Norma Brasileira Registrada

S

SAE - Society of Automotive Engineers

SP - Superplastificante

U

UNICAMP - Universidade Estadual de Campinas

USA - United States of America

UFPR - Universidade Federal do Paraná

LISTA DE SÍMBOLOS

A

a : Menor dimensão da seção transversal do pilar misto ou comprimento da placa

a/c : Fator água/cimento

$a/(c+SA)$: Fator água/(cimento+sílica ativa)

A_c : Área do núcleo de concreto na seção transversal

A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal (pilar convencional) ou; área de aço na seção transversal (pilar misto)

B

b : Largura do flange ou, largura da placa ou maior dimensão da seção transversal do pilar misto

b_s : Largura do enrijecedor

C

C_t : Coeficiente para a armadura transversal

C_l : Coeficiente para a armadura longitudinal

D

D : Diâmetro do tubo

E

e : Excentricidade inicial
 E : Módulo de deformação longitudinal
 E_s : Módulo de deformação longitudinal do aço
 E_c : Módulo de deformação longitudinal do concreto
 E_{c14d} : Módulo de deformação longitudinal do concreto aos 14 dias de idade
 ε_ℓ : Deformação específica longitudinal
 ε_y : Deformação específica de escoamento do aço
 ε_t : Deformação específica transversal

F

f_c : Resistência do concreto à compressão
 f_{c22h} : Resistência do concreto à compressão após 22 horas de concretado
 f_{c14d} : Resistência do concreto à compressão aos 14 dias de idade
 f_{c28}, f_{c28d} : Resistência do concreto à compressão aos 28 dias de idade
 $f_{c\text{teste}}$: Resistência do concreto à compressão na idade do teste
 f_y : Resistência de escoamento do aço à tração
 f_{ychapa} : Resistência de escoamento à tração do aço das chapas metálicas
 $f_{yestribo}$: Resistência de escoamento à tração do aço dos estribos
 f_{ybarra} : Resistência de escoamento à tração do aço das barras longitudinais
 f'_y : Limite médio de escoamento da seção transversal
 f_u, f_r : Resistência última do aço à tração
 ϕ_t : Diâmetro da barra da armadura transversal
 ϕ_ℓ : Diâmetro da barra da armadura longitudinal

G

γ_l : Rigidez à flexão relativa do enrijecedor
 γ_{req} : Rigidez à flexão relativa requerida do enrijecedor

K

κ : Coeficiente de flambagem

L

ℓ : Comprimento das barras longitudinais

L : Comprimento do pilar misto

M

$M_{\text{cálc}(0)}$: Momento fletor de cálculo (sem carga axial)

$M_{\text{cálc}}$: Momento fletor de cálculo (com carga axial)

M_{exp} : Momento fletor experimental

N

n : Número de sub painéis em cada placa

n_b : Número de barras longitudinais

n_e : Número de estribos

N_c : Força suportada apenas pelos tubos metálicos

N_{cc} : Força suportada pelo núcleo de concreto não confinado

N_t : Força suportada pelos corpos-de-prova confinados

ν : Coeficiente de Poisson

ν_c : Coeficiente de Poisson do concreto

ν_{c14d} : Coeficiente de Poisson do concreto aos 14 dias de idade

ν_s : Coeficiente de Poisson do aço

P

p : Perímetro do estribo

P : Força normal

$P_{\text{cálc}}$: Força normal de cálculo

P_{exp} : Força normal experimental

R

R : Parâmetro que leva em consideração a relação largura/espessura

S

s : Espaçamento dos estribos

σ_y : Tensão de escoamento do aço das placas

σ_1 : Tensão de compressão

σ_3 : Pressão hidrostática

T

t : Espessura da placa

t_s : Espessura do enrijecedor

V

V_c : Volume de aço da chapa metálica

$V_{aço}$: Volume de aço

$V_{concreto}$: Volume de concreto

V_t : Volume das barras da armadura transversal do pilar

V_ℓ : Volume das barras da armadura longitudinal do pilar

RESUMO

BONALDO, Everaldo. **Pilares mistos: tubos metálicos com núcleo de concreto de alta resistência.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2001. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

Este trabalho apresenta uma investigação experimental sobre o comportamento estrutural de pilares mistos, constituídos de tubos metálicos com seção quadrada e retangular e núcleo de concreto de alta resistência, submetidos à compressão axial e à flexo-compressão. Faz-se um levantamento bibliográfico, apresentando as características estruturais e estudos sobre a técnica de confinamento do concreto com tubo metálico. Detalhes do programa experimental desenvolvido são apresentados. O estudo visa contribuir para a definição de parâmetros e critérios de projeto de estruturas mistas com concreto de alta resistência, com enfoque às taxas de armaduras laterais de confinamento. Foram ensaiados um total de 16 pilares compostos curtos, de seção transversal quadrada e retangular, variando-se a espessura dos tubos, com carga centrada e à meia seção do elemento. Também foram ensaiados e analisados pilares com núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço. Através dos resultados dos ensaios é avaliado o desempenho quanto à flexo-compressão dos pilares mistos, assim como o efeito de ductilização. Finalmente, são apresentadas as conclusões e recomendações para futuras pesquisas.

Palavras chave: pilares mistos, concreto de alta resistência, ductilização, tubos metálicos, flexo-compressão.

1 INTRODUÇÃO

Esta pesquisa é dirigida para o estudo de pilares compostos, constituídos por tubos com seção transversal quadrada e retangular e núcleo de concreto de alta resistência, solicitados à compressão axial e à flexo-compressão.

As razões que fundamentaram a proposta deste trabalho de pesquisa estão vinculadas, principalmente, à falta de conhecimentos sobre o comportamento das estruturas de concreto de alta resistência, em relação aos estados limites últimos.

O crescimento do emprego do concreto de alta resistência trouxe à tona a necessidade de revisão dos atuais critérios de cálculo, hipóteses e limitações para o projeto de estruturas. Muitas das equações e parâmetros, relacionados às propriedades do concreto e ao projeto estrutural, foram baseados em estudos e ensaios de concretos com resistências usuais. Deste modo, os métodos de ensaio dos materiais e as normas de projeto e execução de estruturas de concreto armado estão sendo reavaliados para garantir, com segurança, sua aplicação aos concretos com resistências de até o dobro das consideradas nos regulamentos em vigor.

Do estudo de diferentes trabalhos redigidos por diversos autores sobre concretos de alta resistência e suas aplicações em elementos estruturais, constatou-se que para os pilares seria necessária uma armadura transversal de confinamento, em decorrência do comportamento frágil, quando usadas as taxas atualmente previstas.

Esta conclusão conduziu à necessidade de experimentação, procurando conseguir-se a eficiência da ductilização dos pilares.

As análises de pilares de concreto com resistência superior à dos concretos usuais, em função dos resultados obtidos, sugeriram então a substituição das altas taxas de armaduras transversais e longitudinais por um tubo metálico. Como as pesquisas já realizadas para pilares mistos solicitados à compressão axial apresentaram resultados adequados de ductilização, foi proposto este projeto, que visou analisar pilares mistos solicitados à compressão axial e à flexo-compressão com pequenas excentricidades.

Em seqüência aos estudos já realizados, foram analisados experimentalmente pilares mistos solicitados à flexo-compressão. E também, pilares mistos com núcleo de concreto reforçado com fibras de aço solicitados à compressão axial, objetivando investigar a influência da adição de fibras metálicas sobre a resistência do núcleo de concreto de alta resistência e, principalmente, sobre a ductilidade do pilar.

Os ensaios foram realizados tendo por fim a determinação das deformações localizadas nos tubos de aço, e o encurtamento dos pilares compostos.

Finalmente, foi realizado um estudo comparativo entre os resultados obtidos nos ensaios de solicitação axial, com os obtidos nos ensaios de flexo-compressão, em relação às espessuras dos tubos, e avaliado o efeito de ductilização devido ao confinamento.

Não obstante o presente trabalho se ocupe principalmente da análise sobre confinamento do concreto de alta resistência, de modo a proporcionar-lhe ductilidade, não se deve perder de vista que pilares mistos, tubo de aço preenchido com concreto, constituem em apenas um elemento de um amplo sistema construtivo, conhecido pelo título de Estruturas Mistas Aço-Concreto.

2 OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho foram divididos em objetivo geral e objetivo específico.

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consistiu em contribuir para definição de parâmetros que garantam a segurança contra possíveis estados limites últimos, em estruturas compostas com concreto de alta resistência sujeitas à flexo-compressão.

2.2 Objetivo Específico

O objetivo específico do trabalho foi subsidiar a definição de critérios de projeto de estruturas mistas com concreto de alta resistência, com enfoque às taxas de armaduras laterais de confinamento.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O levantamento bibliográfico realizado aborda brevemente informações históricas; considerações a respeito de ductilidade; características e comportamento; justificativas, vantagens, cuidados no uso e ligações; e finalmente estudos sobre a técnica de confinamento do concreto com tubo metálico.

3.1 Histórico

O emprego de estruturas de aço tubular preenchido com concreto data de antes mesmo do começo do século XX. Embora a idéia de fabricação fosse conveniente, suas aplicações práticas não se difundiram por muito tempo (KAVEDARAS & SAPALAS, 1999). Para KNOWLES & PARK (1969) este tipo de construção não obteve muita popularidade entre os engenheiros projetistas estruturais na época, devido essencialmente à carência de pesquisas com relação a vários aspectos importantes de seu comportamento quando agindo como colunas.

As primeiras aplicações de colunas de aço tubular preenchido com concreto foram realizadas também no mesmo período quando várias pontes, viadutos e edifícios foram construídos usando colunas de aço tubular preenchido com concreto. Todavia, ganharam aplicação estrutural difundida em regiões sujeitas a sismos, devido principalmente a sua alta ductilidade e baixa degradação da resistência sob

carregamentos cíclicos (SHAMS & SAADEGHVAZIRI, 1997). De acordo com GARDNER & JACOBSON (1967), o primeiro registro do emprego de tubos metálicos preenchidos com concreto atuando como colunas foi feito no ano de 1902. O motivo que levou ao preenchimento era de usar o concreto para resistir ao enferrujamento interno das colunas de aço de seção vazada. Somente depois que algumas destas colunas foram acidentalmente sobrecarregadas, SEWELL (1902), foi possível concluir que a rigidez tinha aumentado em pelo menos 25%. A partir desta comprovação maiores enfoques passaram a ser dedicados sobre o assunto. Segundo BODE (1976) em 1957 foi publicado o primeiro registro sobre o tema, dedicado ao estudo de colunas constituídas por tubos de aço preenchidos com concreto. Foram as publicações KLÖPPEL & GODER (1957/a) e KLÖPPEL & GODER (1957/b), que já em 1957 mostraram o fenômeno de interação entre o núcleo de concreto e o aço envolvente.

Recentemente, por causa de suas excelentes propriedades resistentes a terremotos, isto é, alta rigidez, alta resistência, alta ductilidade e grande capacidade de absorção de energia, tem se tornado crescentemente popular em estruturas de engenharia civil o uso de estruturas compostas, consistindo de placas de aço preenchidas com concreto (GE & USAMI, 1992).

Segundo KAVEDARAS & SAPALAS (1999), atualmente estruturas em aço tubular preenchido com concreto caracterizam o uso mais comum na composição de materiais para formar seções transversais compostas. Devido, principalmente, ao fato de que membros e elementos compostos sob a influência do aumento de carga exibem aumento de resistência, proporcionada pela interação entre os seus componentes.

E ainda, conforme o boletim FIP-CEB (1990), graças aos avanços tecnológicos é possível elevar a resistência do concreto a limites altos, até mesmo para concretos elaborados no próprio canteiro de obras, e o concreto de alta resistência possui um amplo campo de aplicações potenciais. Uma destas aplicações é no uso vantajoso do

conceito de membros compostos, como por exemplo, em elementos estruturais de aço tubular preenchido com concreto.

Nota-se que, mesmo sendo uma técnica conhecida em determinados locais e épocas, certas questões acerca do comportamento de pilares mistos não foram ainda totalmente estabelecidas pelos pesquisadores em seus estudos. Com o crescente emprego de concretos com resistências elevadas é verificada ainda mais a necessidade de investigações da atuação destes elementos como colunas.

3.2 Considerações Sobre Ductilidade de Estruturas de Concreto

CHEN & HAN (1988) em seu livro fornecem uma definição básica sobre material dúctil e frágil. Para eles, um material dúctil, a exemplo o aço temperado, é aquele capaz de sofrer grandes deformações sem ruptura. Por outro lado, um material frágil, como o ferro fundido, rompe-se após deformações muito pequenas.

Conforme CHEN & HAN, características de ruptura de materiais de natureza geológica são muito mais complicadas. Dependem também do tipo de carregamento a que estão submetidos: por exemplo, o concreto exibe comportamento frágil sob tração, mas sob compressão com pressão confinante, pode exibir um certo grau de ductilidade antes da ruptura. Para CHEN & HAN, materiais como concreto e rocha, em testes de compressão simples, apresentam uma região além da ruptura, ou ponto de pico de tensão, no qual a inclinação da curva tensão x deformação chega a ser negativa. Tal comportamento é chamado de “amolecimento por deformação” (strain softening), e o material torna-se mais débil com uma deformação contínua além de um certo limite ou pico de tensão.

Conforme GETTU *et alii* (1998), a fragilidade do concreto pode ser atribuída ao modo de propagação das fissuras quando sob carga. Uma propagação muito brusca, resulta numa ruptura muito frágil. E ainda, a caracterização completa da curva tensão x deformação, para o caso de compressão axial, conduz a uma quantificação da fragilidade do material, e fornece uma indicação da forma e parâmetros que devem ser adotados no cálculo.

Quando se consegue aumentar a resistência de um concreto, tem-se como consequência imediata o aumento de sua fragilidade. Esse ganho de resistência conseguido a custa de redutores de água, adição de polímeros, sílica ativa ou qualquer outro meio, tem como efeito certo a redução da ductilidade do concreto em si mesmo (AMARAL FILHO, 1993).

De acordo com SHEIKH, DHARMENDRA & KHOURY (1994), sabe-se que o concreto de alta resistência apresenta um comportamento mais frágil do que o concreto de resistência normal. Para AMARAL FILHO (1993) concreto com altas resistências - acima de 60 MPa - tem ruptura frágil, e quando com ultra alta resistência ela chega a ser até explosiva. E ainda, a ruptura frágil do material concreto nada tem a ver com a ductilidade da estrutura com ele feita. Conclusão fundamentada no dizer pitoresco de HELLAND (1988) *apud* AMARAL FILHO (1993): *“Este comportamento frágil do concreto de alta resistência não armado, freqüentemente espanta os projetistas que temem um modo semelhante de ruptura em suas construções. Isto não é correto. A questão da fragilidade é fundamentalmente uma questão de sub ou super armação das seções, da mesma maneira que para o concreto armado”*.

Ao serem analisados os diagramas tensão x deformação característicos dos concretos de baixa, média, alta e ultra alta resistência - **Figura 3.1** - é plausível chegar-se à conclusão de que quanto maior a resistência do concreto, menor é a sua ductilidade. O que é perfeitamente possível de ser comprovado observando o trecho

pós ruptura do diagrama tensão x deformação para as três classes de concreto (AMARAL FILHO, 1995).

Através da ruptura abrupta refletida nas curvas tensão x deformação do concreto aplicado em seus testes, PRION & BOEHME (1994) puderam observar a natureza frágil do concreto de alta resistência. PRION & BOEHME obtiveram uma curva tensão x deformação típica semelhante à curva para concreto de alta resistência da **Figura 3.1**.

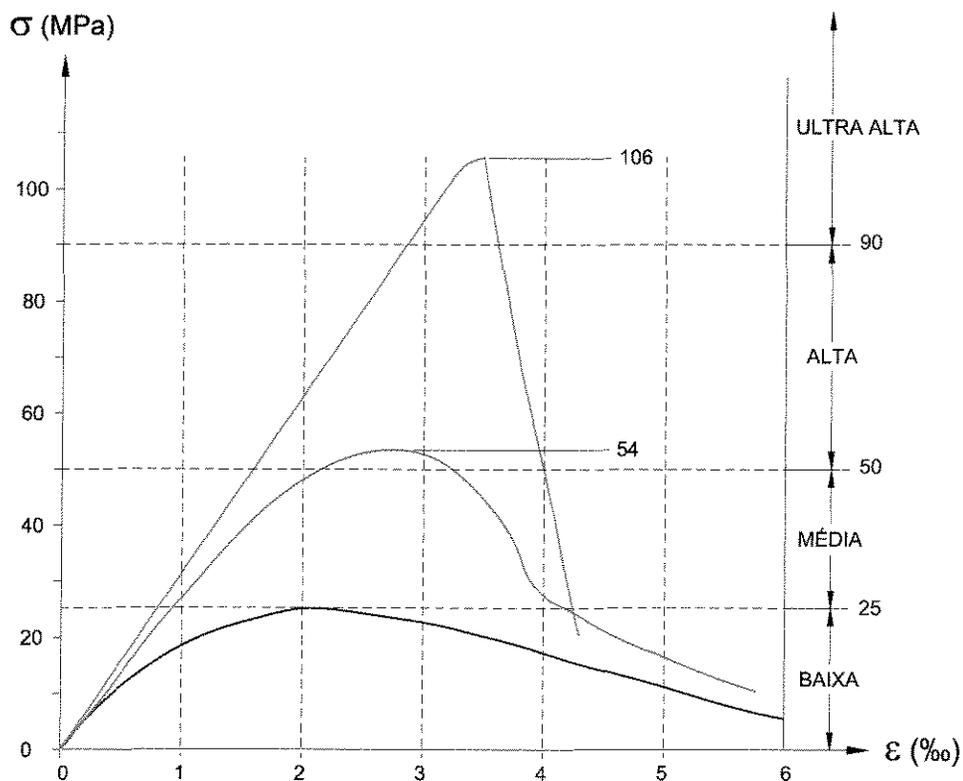


Figura 3.1 - Diagramas tensão x deformação, (AMARAL FILHO, 1995).

GETTU *et alii* (1998) também citam em seu trabalho a fragilidade do concreto de alta resistência. Segundo eles, caracterizada pelas menores deformações no trecho pós-pico, e pela queda de carga com inclinação negativa da curva tensão x deformação.

O autor em seus estudos de dosagem, BONALDO (1997) e BONALDO (1998), também percebeu a evolução da fragilidade do concreto quando se eleva sua resistência à compressão, as custas das adições físicas e químicas.

Segundo MUGURAMA & WATANABE (1990), colunas de concreto armado geralmente possuem baixa ductilidade à flexão quando submetidas a altas taxas de compressão axial. Tal ductilidade pode diminuir mais ainda com o uso de concretos com resistências mais elevadas. E especialmente quando se empregar concreto de alta resistência em estruturas de edifícios altos, projeto sísmico para a estrutura pode ser impossível, sem que haja aumento da ductilidade da coluna.

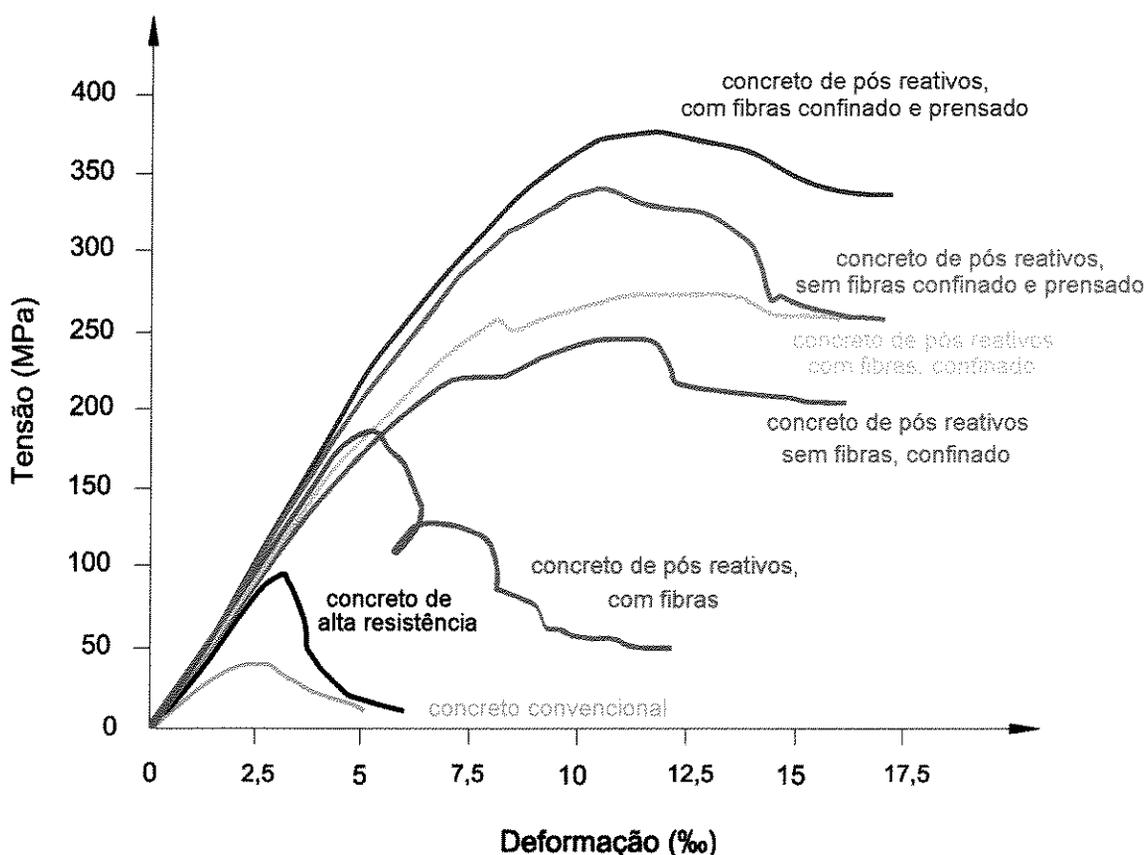


Figura 3.2 - Curvas tensão x deformação, (UNIVERSITY OF SHERBROOKE, 1997).

Para tirar vantagem econômica através da redistribuição de momentos e para uso em estruturas resistentes a sismos, torna-se obrigatório que os vários

componentes estruturais comportem-se de maneira dúctil (SHEIKH, DHARMENDRA & KHOURY, 1994). E ainda, para que a maioria das estruturas em concreto armado sobreviva a um forte terremoto, elas devem sofrer grandes deformações no regime inelástico e, portanto, dissipar energia através de comportamento dúctil dos membros estruturais. Assim, normas de projeto sísmico para edifícios de concreto armado exigem que os projetistas proporcionem absorção de energia e capacidades de dissipação necessárias para que a estrutura sobreviva contra fortes movimentos causados por terremoto. Grande parte desta energia é dissipada em rótulas plásticas que se formam em posições pré-determinadas.

Em função da dificuldade de impedir a formação de rótulas plásticas em colunas, torna-se importante assegurar que as colunas sejam capazes de se comportarem de maneira dúctil. Isto é geralmente obtido confinando-se o concreto nas regiões onde possam ocorrer rótulas plásticas. Confinamento lateral do concreto é considerado como um dos métodos mais práticos de se aumentar a ductilidade à flexão de membros estruturais, porque pode ser obtido um aumento considerável na deformação de esmagamento última do concreto através do confinamento lateral (NEOGI, SEN & CHAPMAN, 1969; MUGURAMA & WATANABE, 1990).

De acordo com CUSSON & PAULTRE (1994), a resistência à compressão do concreto é a variável com efeito adverso mais significativa no comportamento tensão x deformação da coluna, principalmente no que diz respeito à ductilidade. E a ductilidade de colunas com concreto de alta resistência pode ser melhorada através de confinamento lateral, mas de modo menos eficiente que em colunas com concreto de resistência usual.

Observando-se as curvas tensão x deformação da **Figura 3.2**, obtidas de estudos dos pesquisadores da Universidade de Sherbrooke no Canadá (UNIVERSITY OF SHERBROOKE, 1997), podem ser notadas a alta ductilidade e a alta resistência apresentadas pelos concretos de ultra alta resistência, ditos concreto de pós reativos,

quando os mesmos são confinados lateralmente e também prensados durante o processo de cura. Pode-se notar também que a adição de fibras tem uma influência importante no comportamento tensão x deformação de tais concretos.

3.3 Características e Comportamento de Pilares Mistos

As propriedades realçadas das colunas de aço tubular preenchido com concreto podem ser explicadas em termos da ação composta entre o tubo de aço e o núcleo de concreto (SHAMS & SAADEGHVAZIRI, 1997).

Numerosos pesquisadores confirmaram o fato que dois materiais diferentes, no caso, o aço e o concreto, usados no estudo de membros com seção transversal composta comportam-se sob estado de tensão complicado. Conseqüentemente o princípio da superposição de tensões, normalmente aplicável nas análises de estruturas de concreto armado usuais, não é útil, porque o concreto assim como o aço realmente suportam tensões mais altas que os valores últimos habituais (KAVEDARAS & SAPALAS, 1999).

Em elementos compostos, o concreto encontra-se confinado pelo aço envolvente, e sabe-se que o concreto quando confinado tem características tensão x deformação claramente diferentes das de concreto simples (SAATCIOGLU & RAZVI, 1992).

Somando-se a isso, tem-se o fato de que o aumento na rigidez do concreto, quando se aumenta sua resistência, altera a maneira de interação entre os dois materiais e tem efeitos ainda desconhecidos na resistência e estabilidade de elementos mistos PRION & BOEHME (1994).

De maneira a se ter uma maior e melhor compreensão do comportamento de colunas compostas, na seqüência serão analisados isoladamente o comportamento sob compressão uniforme, comportamento sob flexo-compressão, possíveis influências do tipo de seção transversal, condições de extremidades, comportamento do concreto a longo prazo e finalmente, considerações sobre exposição ao fogo.

3.3.1 Comportamento Sob Compressão Uniforme

Quando uma coluna composta por tubo de aço preenchido com concreto é submetida à compressão axial, todos os elementos da seção transversal devem sofrer a mesma deformação longitudinal. Caso seja conhecida a deformação média numa seção, a tensão no concreto e a tensão no aço podem ser estabelecidas pelas características tensão x deformação dos dois materiais. As características tensão x deformação longitudinal do aço que envolve o concreto não devem ser alteradas pelo concreto adjacente, mas uma mudança definida no comportamento tensão x deformação do concreto envolvido pode ser esperada, caso alguma pressão transversal de confinamento seja exercida sobre o concreto pelo aço de envolvimento. O módulo de elasticidade ou a rigidez das classes comerciais de aço permanecem virtualmente constantes até que deformações da ordem de 1,0‰ a 1,2‰ sejam alcançadas, mas a rigidez do concreto simples (mesmo concreto com alguma pressão lateral de confinamento) tende a diminuir para deformações acima de 0,8‰. A rigidez do concreto sem confinamento tende para zero em deformações próximas de 1,8‰ a 2,0‰. Uma vez que a rigidez do aço não tende a diminuir tanto quanto a rigidez do concreto quando as deformações aumentam, a proporção do total de carga suportada pelo aço aumenta quando as deformações aumentam (FURLONG, 1967).

Nos estágios iniciais de carregamento, ou seja no caso de aplicação de cargas baixas, repartidas uniformemente na seção mista, o coeficiente de Poisson do concreto

é menor do que o do aço e a armadura envolvente se dilata mais fortemente que o núcleo. Assim, o tubo de aço não exerce nenhum efeito de confinamento sobre o núcleo de concreto. Enquanto o contato entre o concreto e o aço permanecer, aparecem na junta tensões de tração, e o tubo metálico fica sujeito a tensões circunferências secundárias de compressão. Todavia, os dois elementos se separam parcialmente, de modo que para cargas baixas, a capacidade portante global das peças de ensaio é quase a mesma, haja ou não união. Como a deformação longitudinal aumenta, a expansão lateral do concreto não confinado gradualmente torna-se maior do que a do aço. Posteriormente uma pressão radial (tensões de compressão secundárias) desenvolve-se na interface aço-concreto. Neste estágio de carregamento, o núcleo de concreto está submetido a um estado triaxial de tensão (estado triplo de compressão) e o tubo de aço a um estado biaxial (tensões circunferências de tração e tensões longitudinais de compressão). Devido à presença de tração em arco, estado biaxial de tensão, o tubo de aço não consegue suportar a tensão normal de escoamento, portanto, há uma transferência de carga do tubo para o núcleo. A carga correspondente a este modo de ruptura pode ser consideravelmente maior do que a soma das cargas de ruptura do aço e do concreto quando desacoplados (NEOGI, SEN & CHAPMAN, 1969; BODE, 1976).

Já KNOWLES & PARK (1969) consideram que não há uma expansão lateral gradual do concreto ainda não confinado, e sim que o concreto sofre um aumento repentino de volume em um certo valor de deformação longitudinal. E isto vem a causar uma pressão interna no tubo metálico, fazendo com que o mesmo exerça uma tensão contrária que confina o concreto, aumentando a sua tensão de ruptura por compressão.

Na ausência de qualquer pressão transversal exercida pelo aço sobre o concreto envolvido - núcleo de concreto - um limite inferior para a capacidade de colunas compostas com aço de confinamento pode ser estabelecido como a força necessária para escoar o aço, mais a força sobre o concreto na sua deformação

necessária para escoar o aço. Qualquer envolvimento transversal ou influência de confinamento do aço sobre o concreto tende a aumentar a tensão efetiva desenvolvida sobre o concreto antes que o aço escoe longitudinalmente. Isto se deve ao fato de que, o concreto estando sujeito a um estado triplo de compressão faz com que sua resistência seja notavelmente mais elevada que a determinada por ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos segundo um só eixo (FURLONG, 1967; BODE, 1976).

De acordo com FURLONG (1967), sendo a tensão de escoamento longitudinal do aço superior a 345 MPa (numa deformação correspondente próxima de 2,0‰), o aço deve escoar longitudinalmente antes que o concreto envolvido alcance uma tensão da ordem de f_c , a resistência última do concreto sem confinamento. E para aços com uma resistência de escoamento maior que 414 MPa, pode ser esperado que o concreto envolvido comece a ser esmagado antes que a resistência de escoamento do aço seja desenvolvida.

Fica evidente, conforme KAVEDARAS & SAPALAS (1999), que resistência mais alta é a principal característica apresentada pelo núcleo de concreto de membros compostos.

Há que se considerar ainda que, o nível de aumento na carga de ruptura causado pelo efeito de confinamento do tubo de aço sobre o núcleo de concreto depende de vários fatores, a saber, espessura do tubo de aço, índice de esbeltez da coluna, excentricidade da carga, e forma da seção transversal (GARDNER & JACOBSON, 1967; SHAMS & SAADEGHVAZIRI, 1997). Apesar de tais autores não mencionarem nada a respeito, é de se esperar que a relação entre área de concreto e área de aço da seção desempenham também um papel importante no que diz respeito aos efeitos de confinamento.

Neste sentido, na **Figura 3.3** encontram-se os resultados apresentados por FURLONG (1967), sobre seus estudos em colunas mistas curtas com núcleo de concreto convencional e tubos com diâmetros de 114,3 mm e 152,4 mm, e espessuras de 3,175 mm e 1,549 mm, respectivamente.

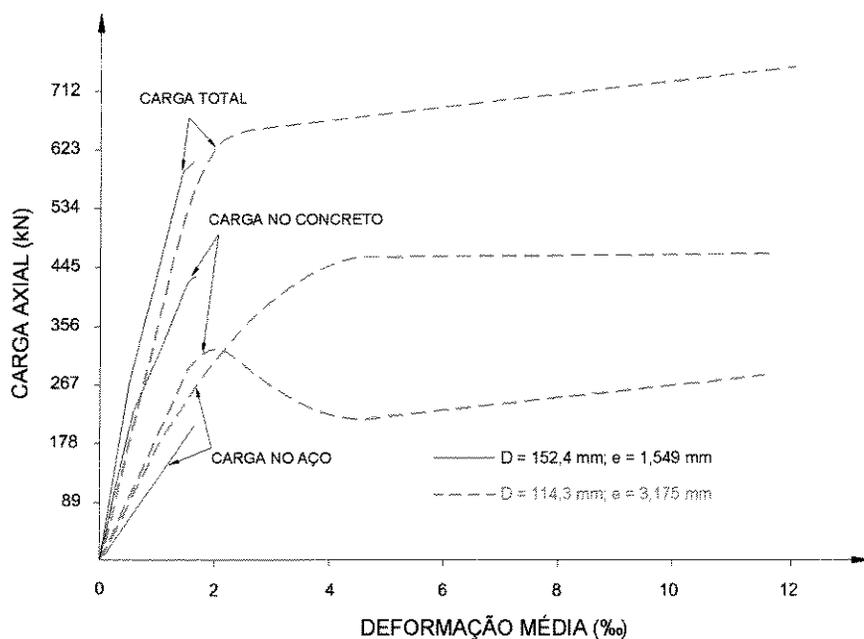


Figura 3.3 - Comportamento carga x deformação em testes de carga axial em colunas mistas, (FURLONG, 1967).

Na **Figura 3.3** estão as curvas carga axial x deformação longitudinal média para cada carga. As ordenadas do diagrama tensão x deformação, para ensaios de compressão do tubo metálico isolado, foram multiplicadas pela respectiva área de aço, e então apresentadas na curva “carga no aço”. A diferença entre a carga total e a carga no aço forneceu as ordenadas da curva “carga no concreto”. FURLONG (1967) afirma que a tensão efetiva desenvolvida pelo concreto parece ser muito similar ao comportamento tensão x deformação esperado para concreto simples não confinado. Assim, para deformações acima de 2% o concreto pareceu enfraquecer, e a inclinação da curva “carga total” reduziu sensivelmente. FURLONG explica que, a tensão aparente no concreto pareceu aumentar, para o corpo-de-prova com tubo de espessura mais grossa, provavelmente porque o aço confinante evitou uma deterioração adicional

do concreto. Para o corpo-de-prova com tubo de espessura mais fina, a parede metálica flambou logo que a deformação de escoamento do aço foi excedida, não proporcionando confinamento ao concreto.

3.3.2 Comportamento Sob Flexo-Compressão

Quando o momento fletor acompanha a força axial, apenas uma parte limitada da seção transversal da coluna sustenta a máxima tensão de compressão. E a resistência última à flexão de seções transversais de concreto envolto por aço é limitada pelo escoamento do aço tracionado e/ou comprimido, juntamente com a perda de resistência à compressão do núcleo de concreto (FURLONG, 1967).

Na face comprimida de colunas compostas flexo-comprimidas, tensões e deformações limites devem ser mais ou menos as mesmas que aquelas para colunas comprimidas axialmente. No entanto, o concreto tende a resistir melhor a tensões nas proximidades de deformações mais altas, em presença de um gradiente de deformação causado pelo momento fletor do que o causado geralmente sob compressão uniforme (FURLONG, 1967).

O momento plástico sobre o aço sozinho é um limite inferior para a capacidade de flexão pura de colunas mistas. A simples presença do concreto pode aumentar a resistência última à flexão pura acima da capacidade do momento plástico do aço sozinho, mas a resistência máxima à tração da seção é inteiramente dependente do aço. Para que a capacidade à flexão de uma seção mista sob flexão pura seja maior que o momento plástico do aço isolado, a linha neutra da seção deve mover-se em direção à face comprimida. Mas a força de tração adicional desta maneira disponibilizada na seção tem um pequeno braço de alavanca em relação ao centróide geométrico da seção, fazendo com que o momento adicional seja também pequeno.

Porém, caso fossem usados tubos de paredes muito finas com concreto de alta resistência, o momento último poderia ser apreciavelmente maior que o momento plástico para o aço (FURLONG, 1967).

3.3.3 Influência da Forma da Seção Transversal

Com relação à forma da seção transversal NEOGI, SEN & CHAPMAN (1969) afirmam que no caso de colunas de aço tubular preenchido com concreto em que o tubo tem seção transversal circular, o tubo de aço tem mais efeito confinante do que nas colunas quadradas. Segundo NEOGI, SEN & CHAPMAN (1969) o centro e os cantos de seções quadradas sofrem uma pressão de confinamento maior do que os lados. No entanto, nas colunas circulares tem-se uma distribuição uniforme da pressão lateral.

Pode-se esperar então, no caso de colunas de aço tubular com seção transversal retangular preenchido com concreto, um comportamento menos favorável ainda com relação à distribuição da pressão lateral de confinamento.

Conforme KITADA (1991), no caso de uma seção transversal circular mista, um aumento substancial na resistência última pode ser esperado. Isto porque o núcleo de concreto próximo do estado último é submetido à compressão transversal devido à ação restringidora do tubo metálico, de modo que sua resistência axial é aumentada. E ainda, de acordo com KITADA (1998), a menor ductilidade de vigas flexo-comprimidas com seção retangular composta comparadas com vigas com seção circular composta não é verificada em pilares mistos com seção transversal retangular composta, porque a relação entre a compressão axial e a carga axial totalmente plástica é pequena.

Para PRION & BOEHME (1994), com seções transversais circulares pode potencialmente ser obtido um considerável aumento da resistência através do confinamento triaxial do concreto. E para KNOWLES & PARK (1969), é possível obter confinamento completo quando o aço é utilizado na direção circunferencial e preferencialmente quando não é carregado longitudinalmente.

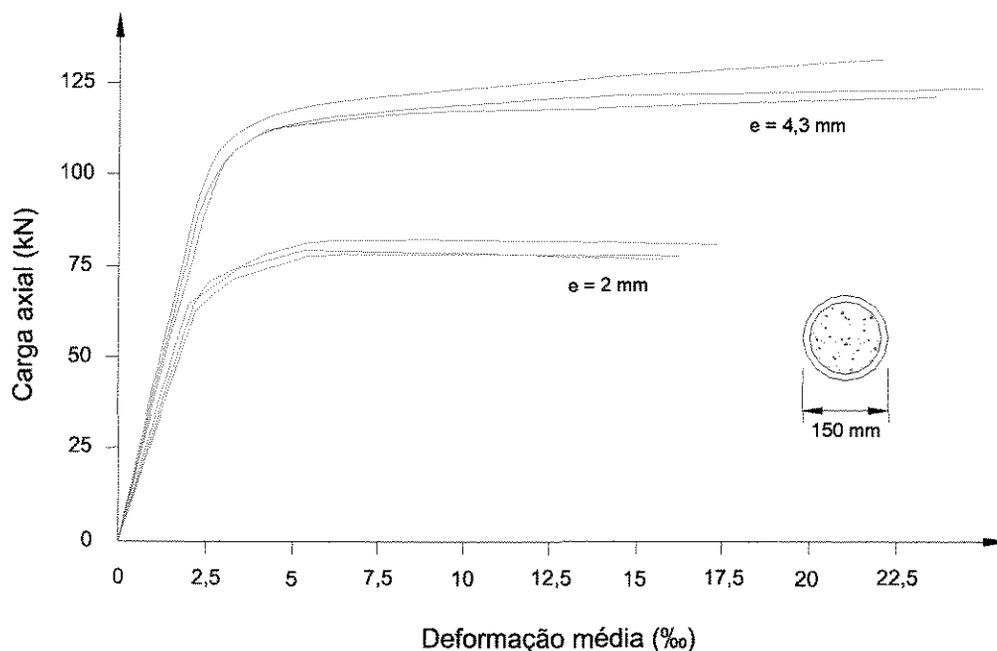


Figura 3.4 - Curvas carga axial x deformação de colunas mistas com seção transversal circular, (TOMII *et alii*, 1977).

Segundo GOMES (1994), nos Estados Unidos e na Europa, na escolha do tipo de seção transversal, é dada preferência para a seção circular, pelo fato desta apresentar a mesma rigidez à torção ou à flexão em todas as direções.

De acordo com KNOWLES & PARK (1969), há evidências de que há um aumento na resistência do núcleo de concreto, em colunas mistas curtas de seção transversal circular. Porém, o estágio de aumento na resistência é difícil de ser estimado, uma vez que os efeitos de extremidade afetam as leituras das deformações na região central. E em colunas mistas curtas de seção transversal quadrada, não há

um aumento corresponde na resistência do concreto do núcleo, porque o concreto fica submetido a um complexo estado tridimensional de tensão.

TOMII *et alii* em 1977, desenvolveram um extenso estudo em colunas mistas para investigar os efeitos da forma da seção transversal, relação de aspecto e do comprimento. TOMII *et alii* concluíram que a resistência última de colunas mistas é consideravelmente afetada pela forma da seção transversal da coluna. Visto que um efeito confinante foi obtido nas colunas de seção circular, enquanto que para as colunas de seção quadrada não houve aumento na resistência axial devido aos efeitos triaxiais, apesar de índices de esbeltez pequenos e grandes espessuras do revestimento metálico. A **Figura 3.4** e a **Figura 3.5** trazem as curvas carga x deformação, das colunas de seção transversal circular e quadrada, respectivamente.

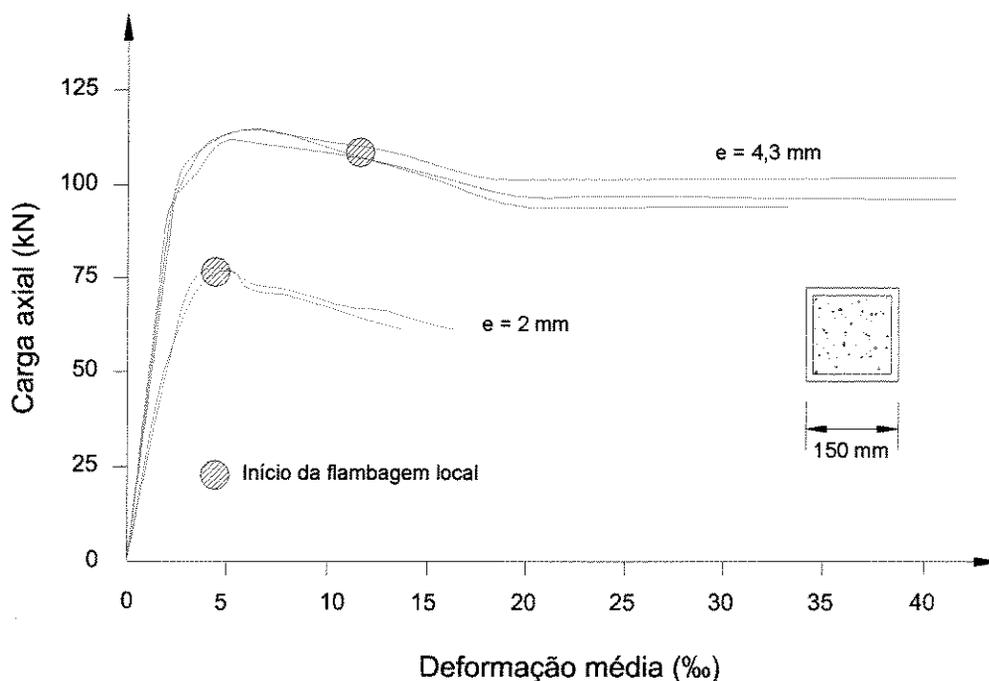


Figura 3.5 - Curvas carga axial x deformação de colunas mistas com seção transversal quadrada, (TOMII *et alii*, 1977).

Em seus experimentos TOMII *et alii* puderam observar que o comportamento carga x deformação das colunas mistas testadas por eles, foi notavelmente afetado pela forma da seção transversal, relação de aspecto (d/t) e resistência do concreto. E

que no caso das colunas de seção circular, as curvas carga x deformação revelaram um comportamento muito próximo do elástico-plástico, enquanto que em todas as colunas de seção quadrada as curvas não mostram uma configuração adequada de comportamento. Pois a capacidade resistente diminuiu após o início da plastificação apresentando início da flambagem local para deformações pouco superiores à de início de plastificação, principalmente para as menores espessuras.

3.3.4 Influência das Condições de Extremidades

KNOWLES & PARK (1969) foram os que primeiro explicaram que o comportamento de um tubo metálico preenchido com concreto, quando carregado axialmente, varia conforme o método pelo qual as extremidades do elemento são carregadas. Segundo os mesmos autores, existem essencialmente três métodos diferentes de aplicação de carga, a saber:

a) carga aplicada apenas no aço: este método não aumenta a capacidade de carga axial da coluna além da capacidade do tubo metálico sozinho. Isto porque o tubo sofre um aumento no diâmetro quando é carregado (devido ao efeito de Poisson), e quando a aderência entre tubo e núcleo de concreto é excedida há a separação entre eles. Desta forma, a coluna rompe quando é atingida a carga máxima que o tubo metálico isolado pode suportar. Porém, o núcleo pode tender a protelar a ruptura da coluna por instabilidade local, e aumentar sua resistência à flexão;

b) carga aplicada apenas no núcleo de concreto: este é o princípio da coluna de Lohr - apresentado por LOHR (1934) - em que o aço atua como um envolvimento para o concreto. Idealmente, este é o melhor método de o aço apenas proporcionar confinamento ao concreto, visto que o aço não participa diretamente na resistência da carga axial, de modo idêntico que os estribos nas colunas de concreto armado. Quando o aço é usado desta forma é cerca de duas vezes mais efetivo, na carga última, que o aço empregado diretamente na resistência da carga longitudinal.

Entretanto, como sempre existe uma certa aderência entre aço e concreto, o aço sofre deformação longitudinal e, portanto, suporta uma parcela da carga axial total. Se o tubo de aço é comprimido axialmente e tracionado circunferencialmente, está sujeito a um estado biaxial de tensão, e de acordo com as teorias da ruptura, sofre uma redução na tensão de escoamento na direção circunferencial. Alguma aderência sempre ocorre, principalmente quando o tubo metálico exerce uma alta pressão lateral no núcleo de concreto, o que, portanto, faz com que o comportamento da coluna seja diferente do ideal. Este fato ficou comprovado nos testes realizados por GARDNER e JACOBSON em 1967, em que as colunas com carga aplicada apenas no núcleo de concreto não apresentaram aumento significativo na carga de ruptura, quando comparadas com as colunas com carga aplicada uniformemente em ambos os materiais, aço e concreto;

c) carga uniformemente distribuída no aço e no concreto: este é o método conveniente de ser empregado nas construções. Para ser capaz de prever exatamente o desempenho de colunas nesta situação de carga, o comportamento do concreto quando submetido simultaneamente à tensão longitudinal de compressão e pressão lateral, necessita ser conhecido.

GARDNER & JACOBSON (1967) realizaram uma investigação limitada sobre os efeitos das variações das condições de extremidade na resistência à compressão de colunas mistas curtas. Colunas curtas carregadas à compressão segundo os três métodos expostos anteriormente foram ensaiadas aos pares. Na **Figura 3.6** são mostrados um exemplar de cada tipo de condição de extremidade após o teste.

Dos resultados dos testes de GARDNER & JACOBSON (1967) ficou evidente que para as colunas com carga diretamente apenas no aço a resistência última foi muito inferior (40,2% da carga última) que para a condição de carga nos dois materiais (100%). E praticamente a mesma para o caso de tubo vazio (39,7%). Já as colunas com carga somente no núcleo de concreto, a carga última foi levemente inferior (99,5%) comparadas com as colunas com carga distribuída uniformemente no aço e no concreto.

GARDNER e JACOBSON (1967) testaram também duas colunas com tubo metálico preenchido com agregado compactado, e encontraram, para estas duas colunas, cargas máximas maiores (111,4%) que para os tubos com núcleo de concreto com carga em ambos os materiais.

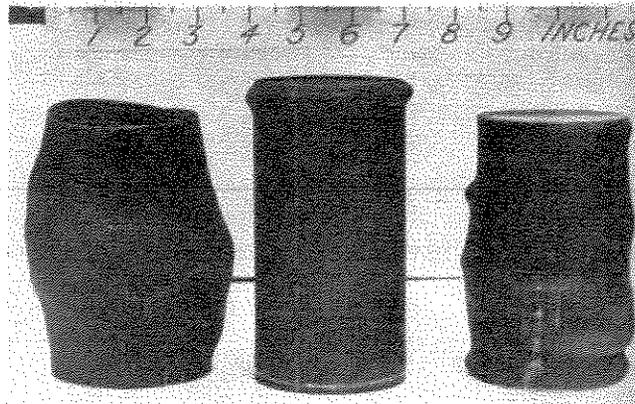


Figura 3.6 - Variação do modo de ruptura com o método de carregamento. À esquerda: carga aplicada no núcleo de concreto; ao centro: carga no tubo metálico, e à direita: ambos, concreto e aço, carregados, (GARDNER & JACOBSON, 1967).

3.3.5 Influência do Comportamento do Concreto a Longo Prazo

Quando o concreto é mantido sob uma carga permanente, a deformação cresce com o tempo, isto é, o concreto apresenta uma fluência. Além disso, submetido ou não a carregamento, o concreto se contrai quando perde umidade na secagem ou resfriamento, sofrendo uma retração. As intensidades da retração e da fluência são da mesma ordem de grandeza das deformações elásticas e inelásticas devidas a tensões usuais (MEHTA & MONTEIRO, 1994 & NEVILLE, 1997).

A princípio, a retração do concreto é mais fortemente impedida nas colunas mistas do que nas colunas usuais de concreto armado. Seria de se esperar o surgimento de fissuras de retração notáveis, no caso de uma armadura particularmente forte, tendo como consequência uma diminuição na rigidez à flexão do núcleo. E no

limite, este último não participaria da resistência às forças solicitantes. Entretanto, no perfil metálico vazado reinam condições que são encontradas em clima muito úmido, ou em elementos de concreto de grande espessura, que faz com que o coeficiente de retração seja relativamente pequeno e o processo de retração se efetue muito lentamente (BODE, 1976).

A contração térmica, deformação de contração associada ao resfriamento, e a retração por secagem, deformação de retração associada com a perda de umidade, que geralmente o concreto sofre quando é exposto à temperatura e à umidade do ambiente, de acordo com BODE (1976) podem influenciar desfavoravelmente o modo de aplicação das cargas nas colunas mistas, nos seguintes casos:

a) caso espera-se repartição uniforme das cargas por meio de placas de ligação, consolos, etc., sobre a armadura envolvente e o núcleo de concreto;

b) caso seja previsto, no projeto, utilizar a união entre o núcleo de concreto e a armadura envolvente para a transmissão das cargas.

3.3.6 Comportamento de Colunas Mistas Expostas ao Fogo

O preenchimento de estruturas metálicas vazadas com concreto, não apenas melhora seu comportamento quanto a capacidade de suporte de carga, mas também aumenta sua resistência ao fogo, podendo ser dispensada proteção externa contra fogo para o aço. Colunas preenchidas com concreto, adequadamente projetadas, podem conduzir de maneira econômica a realizações arquitetônicas e projeto estrutural, com o aço visível sem qualquer tipo de restrição quanto à segurança ao fogo (KODUR, 1998/b; KODUR & LIE, 1997).

Devido aos ganhos substanciais de capacidade de carga conseguidos com o emprego de concretos de alta resistência, os mesmos vêm se tornando uma alternativa

atrativa quando comparados com os concretos de resistência usual. Como seria de se esperar, sem demora passaram a ser usados também na confecção de colunas mistas. No entanto, PHAN (1996) e KODUR & LIE (1995/a) *apud* KODUR (1998/b) afirmam que o comportamento do concreto de alta resistência, em temperaturas elevadas, é significativamente diferente do comportamento do concreto de resistência normal. E, de acordo com KODUR (1998/a), existem poucas informações disponíveis na literatura sobre seu desempenho quando exposto ao fogo.

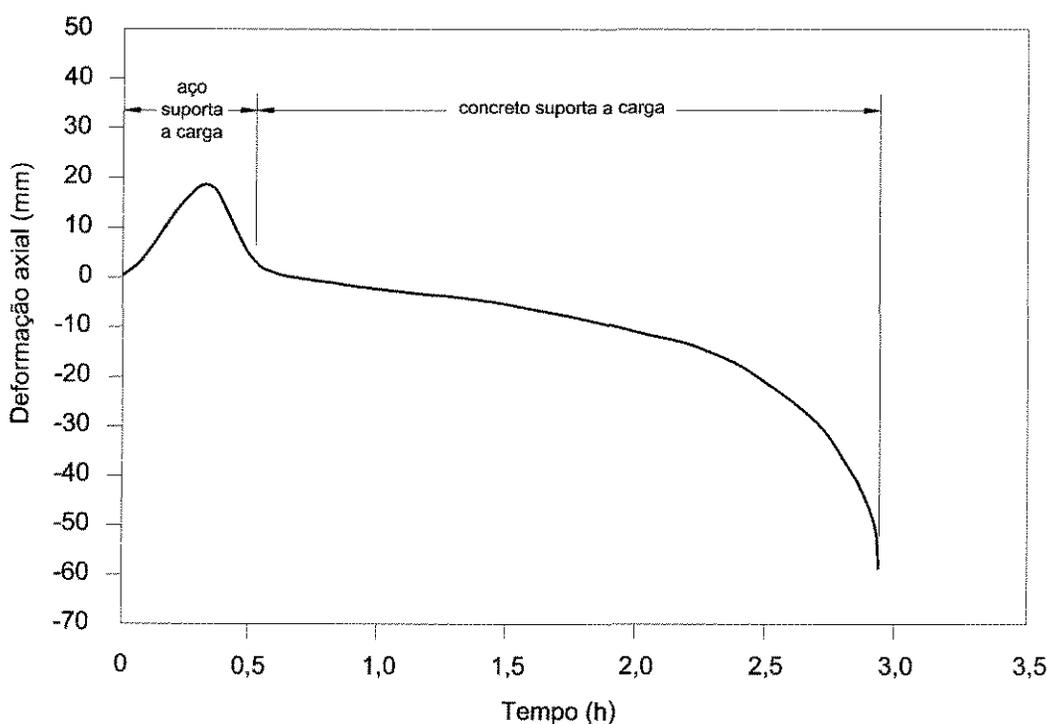


Figura 3.7 - Deformação axial de colunas mistas expostas ao fogo (KODUR, 1998/b).

O comportamento de colunas de aço estrutural de seção vazada preenchidas com concreto, quando submetidas ao fogo, depende da variação de temperatura e da duração do fogo, como ilustrado na **Figura 3.7** pelo diagrama deformação axial x tempo para uma coluna mista típica exposta ao calor em um forno de teste (KODUR, 1998/b).

Durante os estágios iniciais de exposição ao fogo, a coluna metálica suporta a maior parte da carga. Isto acontece porque a seção metálica expande mais rapidamente que o núcleo de concreto. Em temperaturas elevadas, a seção de aço

escoa devido a redução de resistência, e a coluna repentinamente contrai-se, geralmente após 20 a 30 minutos de exposição ao fogo. Esta contração é freqüentemente acompanhada pela instabilidade local da seção de aço, e neste estágio, o núcleo de concreto passa a suportar a carga e com o aumento da temperatura há um aumento progressivo na parcela da carga. Devido à sua condutividade térmica mais baixa e capacidade térmica mais alta, o concreto perde resistência mais suavemente que o aço, e proporciona desta forma resistência ao fogo para a coluna mista nestes estágios avançados do teste (KODUR, 1998/b).

Como a resistência do concreto também decresce com o tempo, no caso de temperaturas elevadas e, finalmente, quando o núcleo de concreto não pode mais suportar a carga, ocorre a ruptura, por instabilidade ou por compressão. O tempo em que o concreto é capaz de suportar a carga pode ser muito significativo, como pode ser visto na **Figura 3.7** (KODUR, 1998/b).

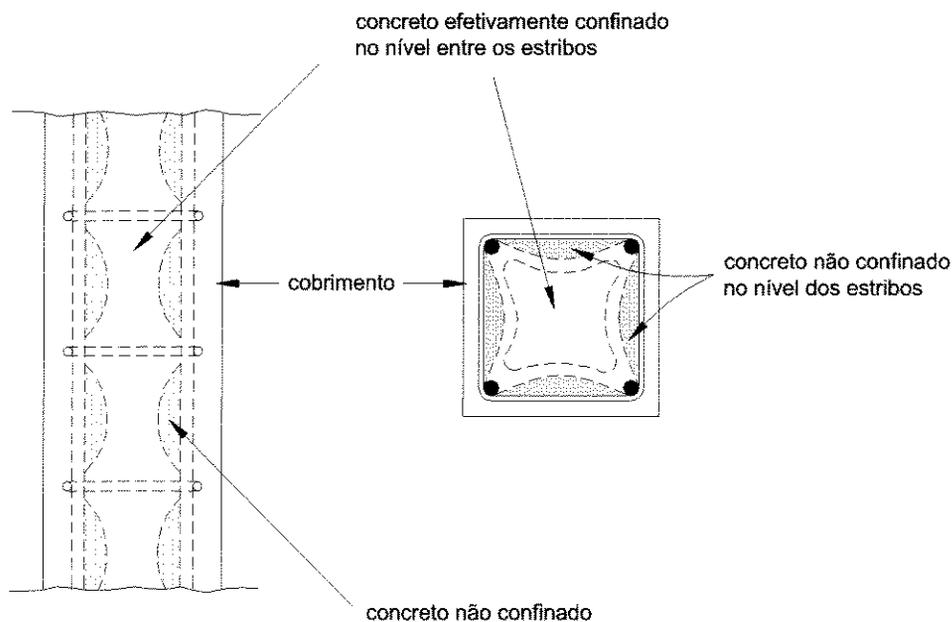


Figura 3.8 - Concreto confinado e não confinado, (SHEIKH & UZUMERI, 1980).

A resistência ao fogo de colunas mistas depende de vários fatores, tais como a carga a que a coluna é submetida, dimensões da seção transversal, resistência do

concreto, tipo de agregado, e o tipo de concreto do núcleo (KODUR, 1998/a & KODUR, 1998/b).

Como exposto em KODUR (1998/a), a resistência ao fogo de colunas mistas é deduzida calculando-se a resistência da coluna como uma função do tempo de exposição ao fogo. Como a resistência decresce gradualmente e chega a um ponto no qual a resistência torna-se tão baixa que não mais é suficiente para suportar a carga, a coluna fica instável e rompe. É definido, então, como resistência ao fogo de uma coluna, o tempo necessário para alcançar o instante no qual a coluna torna-se instável, levando à ruptura sob determinada carga, para um dado valor de temperatura.

3.4 Justificativas Para o Emprego de Pilares Mistos

De acordo com SHEIKH & UZUMERI (1980), em um pilar de concreto armado com apenas quatro barras de aço de armadura longitudinal situadas nos cantos da seção, os estribos podem exercer pressão de confinamento apenas próximo aos cantos da seção. Isto porque a pressão no concreto na direção lateral tenderá a fletir os estribos para fora devido a baixa rigidez destes. O curvamento, ou a resistência longitudinal dos estribos pode restringir o concreto até certo ponto, mas esta restrição é alcançada somente após grandes deformações. Além do mais, no espaço entre os estribos, a área confinada de concreto é mais reduzida, como pode ser verificado observando-se a **Figura 3.8**.

EL-TAWIL & DEIERLEIN (1999) também consideram que a porção de concreto efetivamente confinado em uma seção transversal de coluna de concreto armado, segue o modelo apresentado na **Figura 3.8**.

Para SHEIKH & UZUMERI (1980), pode ser postulado que, caso fosse aumentado o número de barras de aço longitudinais, que estão completamente apoiadas nos estribos, por exemplo, de quatro para oito, a área de concreto efetivamente confinado seria maior. Além disso, diminuindo-se o espaçamento entre estribos resultaria numa área de concreto confinada ainda maior.

A mesma idéia pode ser aplicada às colunas com armadura transversal em hélice. Ductilidade mais alta é o benefício de se usar armadura em hélice com espaçamentos pequenos, mas se verifica uma grande variação na ductilidade disponível dependendo da configuração de aço que for empregada. Condições similares de distribuição uniforme de pressão lateral ao longo do perímetro do núcleo poderiam ser criadas por estribos ou hélices circulares com espaçamentos menores (SHEIKH & SAATCIOGLU, 1994).

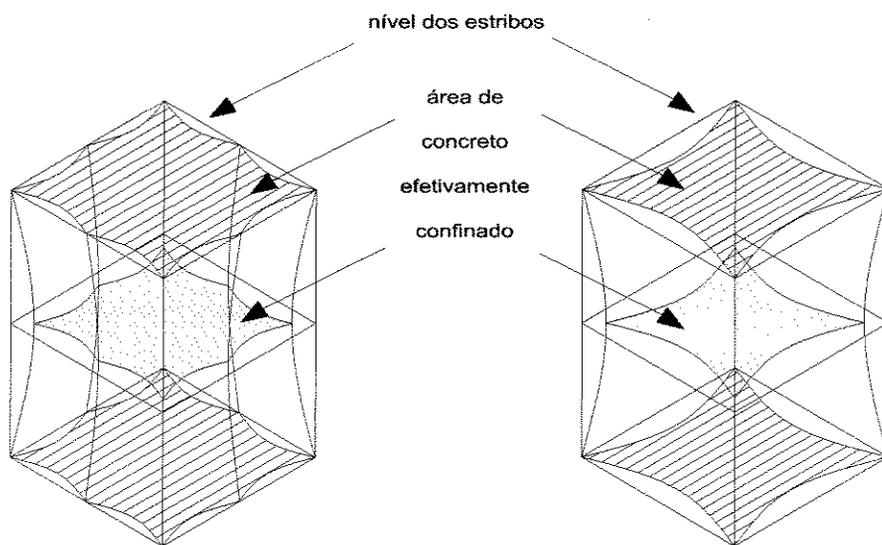


Figura 3.9 - Determinação da área de concreto efetivamente confinado, (SHEIKH & YEH, 1986).

SHEIKH & YEH (1986) apontam que a separação do núcleo de concreto entre as categorias contido e efetivamente confinado é uma função da distribuição da armadura longitudinal e transversal. Espaçamentos menores, de ambas armaduras,

longitudinal e transversal, resulta numa proporção maior de área efetivamente confinada, como exposto na **Figura 3.9**.

SHEIKH & UZUMERI (1980) afirmam que uma investigação no comportamento do concreto confinado deve levar em consideração ambos fatores, menores espaçamentos e configuração de armaduras, afetando a área de concreto efetivamente confinado, como também afetando a magnitude da pressão de confinamento que pode ser mobilizada.

Isto vem a confirmar a idéia que muitos engenheiros tinham de que colunas de concreto poderiam ser armadas mais efetivamente por armadura de cintamento do que simplesmente por armadura longitudinal (GARDNER & JACOBSON, 1967).

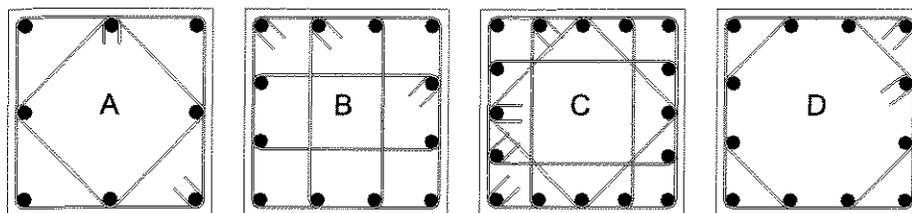


Figura 3.10 - Configurações de disposição dos estribos retangulares, (SHEIK & UZUMERI, 1980).

Com o objetivo de investigar a influência da distribuição de armaduras, SHEIK & UZUMERI (1980) testaram 4 configurações diferentes de disposição de armaduras, longitudinal e transversal, em colunas curtas com seção transversal quadrada sujeitas a cargas axiais. Os próprios autores confirmam a complexidade dos arranjos de armadura transversal (estribos). Tal complexidade pode ser muito bem constatada através da **Figura 3.10** com as 4 configurações testadas. Da **Figura 3.10** pode ser visto que um conjunto de estribos consistiu de 2, 3 ou 4 estribos, formando uma configuração confinante. Os estribos pertencentes a um mesmo conjunto foram colocados em contato uns dos outros.

Nas colunas com quantidades iguais de armadura longitudinal e transversal houve ganho de resistência e aumento na ductilidade do núcleo confinado. E os pilares com a configuração “A” apresentaram menor aumento de resistência e ductilidade do concreto, enquanto que os pilares com a configuração “C” tiveram o ganho máximo em resistência e ductilidade.

Os testes comprovaram o fato de que distribuição adequada do aço longitudinal em volta do núcleo, e a resultante configuração de estribos, aumentam a resistência e a ductilidade do núcleo de concreto. Ficou evidente também que, com o aumento na taxa de armadura transversal, o aumento na resistência do concreto não foi proporcional, já a ductilidade do núcleo foi claramente melhorada. Mas mais importante que isso, o espaçamento entre estribos, pareceu ser o parâmetro mais importante no comportamento do núcleo confinado.

SHEIK & UZUMERI (1980) concluíram que uma “gaiola” em forma de malha em ambas as direções, longitudinal e lateral, aumenta consideravelmente o confinamento. A intuição de SHEIK & UZUMERI pode ser levada mais longe, e ter-se não mais uma “gaiola”, com inúmeras complicações peculiares, e sim um tubo metálico, proporcionando confinamento de alta eficiência ao núcleo.

SAMRA (1990) põem em discussão se a resistência final da coluna é realmente melhorada em função da armadura transversal. Mas mesmo para SAMRA, parece seguro afirmar que o efeito da armadura transversal sobre a ductilidade seja um pouco apreciável, enquanto que sobre a resistência é muito menor.

Para SAMRA a principal contribuição que a armadura transversal fornece, é exercer uma pressão confinante lateral passiva, quando a deformação transversal no concreto torna-se significativa. Fazendo com que o núcleo fique submetido a um estado triaxial de compressão, o que realça a resistência à compressão axial, e resulta num comportamento pós-pico de tensão muito dúctil.

Para SAATCIOGLU & RAZVI (1992) a pressão passiva, exercida pelo estribo quadrado, depende da restrição desenvolvida pelo estribo. Os estribos podem desenvolver altas forças restringentes nos cantos, onde estão apoiados lateralmente pelas extremidades nas barras longitudinais, e baixa ação restringente na região entre os cantos apoiados. E nesta região, a ação restringente depende do tamanho e do comprimento não apoiado da barra. Como há a expansão lateral do concreto, quando submetido à compressão, tem-se maiores pressões de reação ou confinantes, acumuladas nos pontos nodais, do que em regiões afastadas dos nós. A **Figura 3.11(a)** ilustra o acúmulo de pressão passiva confinante numa coluna quadrada.

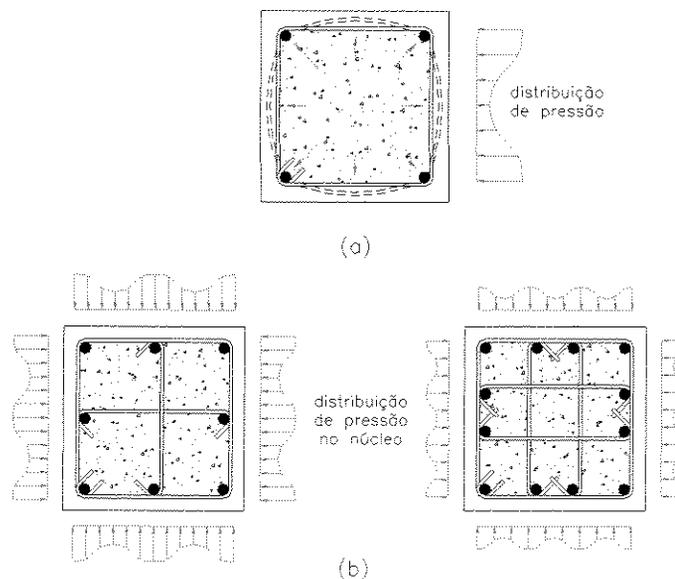


Figura 3.11 - Pressão lateral em colunas quadradas, (SAATCIOGLU & RAZVI, 1992).

Caso sejam usados estribos internos, de modo a garantir apoio as barras longitudinais ali dispostas, pontos adicionais com elevada restrição lateral são gerados. Fica claro mais uma vez que, a forma da distribuição da pressão confinante é uma função do arranjo de armadura empregado, como pode ser visualizado na **Figura 3.11(b)**.

Como o confinamento do concreto é um fenômeno tridimensional, SAATCIOGLU & RAZVI chamam a atenção para a variação da pressão lateral ao longo do comprimento do elemento. Da **Figura 3.12** pode ser notado que, onde as barras longitudinais são apoiadas pelos estribos, a pressão desenvolvida distribui-se razoavelmente com uniformidade ao longo do espaçamento entre estribos. Isto desde que se tenha espaçamentos que evitem a instabilidade local das barras longitudinais. Pode ser notado ainda, uma redução na pressão lateral na região entre estribos, e na região afastada dos cantos. Com efeito, SAATCIOGLU & RAZVI concretizam também que, quanto menor for o espaçamento dos estribos e das barras longitudinais, a distribuição da pressão de confinamento fica mais uniforme.

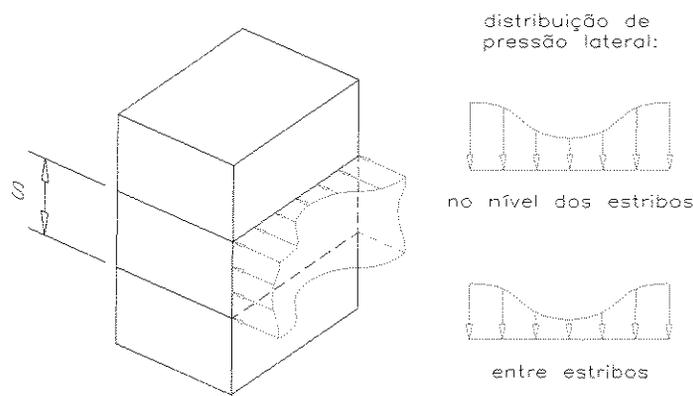


Figura 3.12 - Distribuição da pressão lateral, (SAATCIOGLU & RAZVI, 1992).

No caso de seções transversais retangulares, como a apresentada na **Figura 3.13**, as mesmas afirmações anteriores são válidas. Como estas seções possuem diferentes armaduras de confinamento em duas direções ortogonais, o confinamento ao longo do lado maior rege o comportamento da coluna.

De maneira semelhante ao apresentado anteriormente, também para CUSSEON & PAULTRE (1994), a área de concreto efetivamente confinada é determinada pela configuração de estribos empregada. E esta área aumenta com uma melhor distribuição das barras longitudinais ao redor do núcleo de concreto, e assim, quanto

maior for a área de concreto efetivamente confinada maior será a eficiência do confinamento.

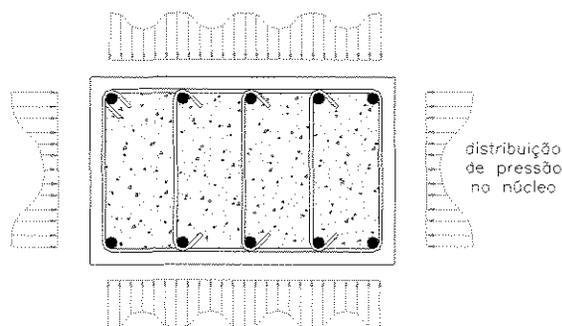


Figura 3.13 - Distribuição da pressão lateral numa seção retangular, (SAATCIOGLU & RAZVI, 1992).

No que diz respeito às colunas com concreto de alta resistência, confinadas de maneira tradicional, por meio de estribos, CUSSON & PAULTRE (1994) apresentaram os resultados de seu estudo experimental em colunas sujeitas à compressão axial, confinadas por 4 configurações diferentes de disposição dos estribos retangulares. As 4 configurações estudadas são apresentadas na **Figura 3.14**.

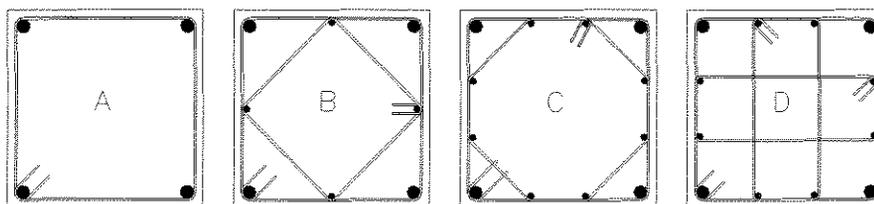


Figura 3.14 - Configurações de disposição dos estribos retangulares, (CUSSON & PAULTRE, 1994).

Com efeito, os resultados dos testes de CUSSON & PAULTRE, indicaram que a configuração "B" foi tão eficaz quanto a configuração "D", no ganho de resistência e tenacidade do concreto confinado. A configuração "B" também demonstrou ser tão eficaz quanto a configuração "C" no aumento de resistência, ductilidade e tenacidade. E ainda, como esperado, a configuração "A" foi a que apresentou o comportamento mais pobre em termos de ganhos de resistência, ductilidade e tenacidade.

As colunas de concreto de alta resistência, ensaiadas por CUSSON & PAULTRE, tiveram comportamento caracterizado pela separação repentina do concreto de cobrimento devido à densa gaiola de aço. O que resultou numa perda da capacidade de carga até que o confinamento lateral entrou em ação. E só após o destacamento total do cobrimento é que houve ganhos importantes em resistência, ductilidade e tenacidade. Isto, apenas para as colunas com núcleo bem confinado.

Tomando-se por base as análises realizadas por CUSSON & PAULTRE, é correto afirmar que em colunas com concreto de alta resistência, para obter confinamento eficiente do núcleo torna-se necessário um detalhamento adequado das armaduras longitudinal e transversal. Com reduzidos espaçamentos entre estribos, altas quantidades de armadura transversal, e distribuição de maiores quantidades de armadura longitudinal ao longo do perímetro do núcleo de concreto. No entanto, ao cumprir estes requisitos, tem-se como resultado armaduras muito complexas, de difícil e custosa execução.

KNOWLES & PARK (1969) sustentam que a maneira mais fácil de se aplicar uma pressão lateral ao concreto através de tensão confinante, é por meio de um tubo contínuo de aço. E para GARDNER & JACOBSON (1967) o extremo em concreto cintado é ter o concreto envolto por um tubo metálico, ou seja formando o que se chama de coluna ou pilar misto, onde se tem um tubo de aço preenchido com concreto. No entanto, esta forma de construção não obteve muita popularidade com os engenheiros estruturais da época devido à carência de pesquisas com relação aos vários aspectos importantes de seu comportamento, quando agindo como colunas (KNOWLES & PARK, 1969).

A ação composta entre diferentes materiais estruturais tem sido utilizada na construção de obras de arte e edifícios há vários anos. Tradicionalmente construídas de aço e concreto, as estruturas compostas tiram vantagem das características de resistência de cada material. Por exemplo, uma viga de concreto armado utiliza as

propriedades do aço na zona de tração da peça e a resistência à compressão do concreto na região comprimida. Similarmente, uma coluna feita com tubo de aço preenchido com concreto maximiza a resistência do aço através do impedimento do modo de ruptura primário, isto é, a instabilidade local da parede do tubo, enquanto simultaneamente melhora a divisão da carga entre o aço e o concreto. O tubo também proporciona confinamento para o concreto, impedindo a fissuração precoce e aumentando efetivamente a resistência disponível do material. Os dois materiais são assim mutuamente benéficos (KENNY, BRUCE & BJORHOVDE, 1994).

Tem-se assim que colunas compostas são, nada mais que, uma combinação de colunas de concreto e aço combinando as vantagens de ambos os tipos de colunas (BRAUNS, 1999).

No caso de pilares mistos, tubo metálico com concreto convencional ou de alta resistência, quando comparadas com colunas em concreto armado confinadas com estribos, não há o fato desagradável de que a capacidade do núcleo confinado seja desenvolvida somente após a ruptura da capa de concreto (RICHARD & BROWN, 1934). Assim, todo o concreto disposto na seção transversal é efetivamente mobilizado na resistência da carga aplicada, não existindo desperdício de material, muito menos os inconvenientes gerados por tal fenômeno.

E também não há a necessidade de haver compensação de carga entre o aumento de resistência resultante do confinamento do núcleo de concreto, e a perda de resistência devida à ruptura da capa de concreto não confinado. De acordo com FAFITIS & SHAH (1985), esta compensação é verificada em colunas de concreto armado confinadas de maneira convencional, ou seja por meio de estribos. Não é notada ainda em colunas mistas, a introdução de excentricidade adicional advinda da ruptura, de forma irregular, do concreto de cobertura ao longo do pilar. E a distribuição da pressão lateral confinante desenvolve-se de maneira graduada e muito eficaz.

3.5 Vantagens no Uso de Colunas Mistas

Várias observações podem ser apresentadas para demonstrar as vantagens econômicas de colunas compostas por tubos de aço preenchidos com concreto.

Quando comparadas com colunas de concreto armado, a disposição da armadura longitudinal na periferia da seção transversal é obviamente o uso mais eficiente do material, e a armadura transversal na forma de estribos ou espirais é eliminada. Além disso, a instabilidade local da parede do tubo metálico é evitada pela presença do núcleo de concreto, possibilitando apenas instabilidade com deformações para o exterior. E o concreto no estado confinado, é capaz de suportar tensões e deformações mais altas (FURLONG, 1967; GARDNER & JACOBSON, 1967).

Segundo BODE (1976) e SHAMS & SAADEGHVAZIRI (1997) podem ser creditadas às colunas de aço tubular preenchidas com concreto as seguintes vantagens principais:

- a) excelente capacidade de suporte de cargas axiais e de flexão sem aumento significativo no custo e das dimensões exteriores;
- b) alta resistência ao cisalhamento;
- c) grande ductilidade e capacidade de absorção de energia;
- d) maior carga crítica de flambagem, isto é, rigidez mais alta, graças ao aumento de rigidez do perfil vazado de paredes delgadas;
- e) maior resistência à abrasão, impactos e à ação de forças laterais, por exemplo provenientes de choques de veículos;
- f) utilização racional de um material que é barato e que resiste bem à compressão;
- g) economia de fôrmas para o núcleo de concreto, pois os tubos atuam como fôrmas.

Uma das principais vantagens reivindicada das colunas construídas com tubo metálico preenchido com concreto, é que estando o núcleo de concreto da coluna submetido à tensão confinante, conseqüentemente o mesmo pode suportar uma tensão axial consideravelmente maior do que o concreto similar não confinado (KNOWLES & PARK, 1969), o que pode proporcionar um considerável aumento na contribuição do concreto na resistência aos esforços. Para o boletim FIP-CEB de 1990, ainda mais importante que o aumento da contribuição do concreto, com o uso de colunas mistas a durabilidade pode ser melhorada e conseguida uma redução da fluência.

Entre outras vantagens de colunas de aço preenchidas com concreto, estão velocidade e agilidade de construção, e possibilidade de uso de conexões padronizadas mais simples, como as que são usadas em construções metálicas (SHAMS & SAADEGHVAZIRI, 1997).

Para FURLONG (1967) tubos preenchidos com concreto podem ser especialmente desenvolvidos na indústria de pré-moldados, onde o controle rigoroso da concretagem permite o uso de concretos com resistências muito altas.

Tem-se ainda que, colunas compostas são também muito convenientes como estruturas para reparo e enrijecimento de colunas metálicas de obras de arte danificados por terremotos (KITADA, 1998). E, quando uma coluna composta é comparada com uma coluna metálica ou de concreto armado, uma coluna composta de dimensões muito menores pode fornecer a mesma capacidade de suporte de carga, o que proporciona uma maior área útil em edificações de múltiplos pavimentos ou em edifícios de grande altura. Por isso, colunas compostas são consideradas um sistema de suporte de carga muito eficiente (WANG, 1999). Comprovando a alta eficiência do sistema misto, o boletim FIP-CEB (1990) menciona o relato de um sistema composto, no qual a estrutura mista, tubo metálico preenchido com concreto de resistência à compressão superior a 100 MPa, possibilitou a redução no peso de aço para menos da metade do peso de uma estrutura em aço convencional.

Finalmente, pode-se afirmar que os dois componentes do elemento misto complementam-se idealmente: enquanto que o aço envolvente confina lateralmente o concreto, possibilitando assim que o mesmo desenvolva sua resistência ótima à compressão, o aço é também apoiado lateralmente pelo concreto, o que por sua vez, evita a instabilidade local elástica deste (PRION & BOEHME, 1994).

3.6 Precauções no Uso de Pilares Mistos

Para aplicação em edifícios a resistência ao fogo de pilares mistos, tubos preenchidos com concreto, precisa ser estabelecida com critério e, existe no momento evidência conflitante quanto ao aumento na resistência fornecido pelo preenchimento do tubo. A possibilidade do tubo vir a estourar devido ao congelamento também necessita maiores investigações (NEOGI, SEN & CHAPMAN, 1969).

A qualidade do concreto ao longo de todo o comprimento do tubo pode não ser sempre garantida, devido à complicações no preenchimento adequado do núcleo com concreto (KAVEDARAS & SAPALAS, 1999).

No caso de tubos com seções transversais de pequenas dimensões existe dificuldade em assegurar que nenhum vazio ocorra. A pré-fabricação seria uma saída vantajosa. Já para colunas de obras-de-arte, o diâmetro deve ser tal que permita completa inspeção local (NEOGI, SEN & CHAPMAN, 1969).

Para KAVEDARAS & SAPALAS (1999), análises de resistência e estabilidade de elementos compostos, sem mencionar as estruturas, são problemas que ainda não foram resolvidos por completo. Ligado a isto, estão a insuficiência de dados de pesquisas dignas de confiança sobre as propriedades mecânicas de tais membros, e fundamentalmente a diversidade de tratamento com respeito a seus Estados Limites.

Esta é a principal explicação para a enorme dispersão dos dados de teste. Tal dispersão de dados é muito grande mesmo nas melhores pesquisas em modelos submetidos à compressão axial, tendendo a aumentar alterando-se as formas dos núcleos, assim como dos revestimentos de aço periférico, comprimento dos modelos e tipo de carregamento.

3.7 Ligações em Colunas Mistas

Conforme QUEIROZ & CHAVES (2000), regiões de introdução de cargas, conexões entre colunas mistas e lajes e/ou colunas mistas e vigas, e placas de base constituem um ponto crítico no estudo de colunas mistas. É um assunto que ainda gera apreensão entre os estudiosos de estruturas mistas, pois poucas ou nenhuma pesquisa são desenvolvidas visando estabelecer e avaliar formas de ligações em estruturas de elementos mistos.

LOHR em 1934, quando registrou a patente da idéia de coluna mista - tubo metálico circular preenchido com concreto - além de expor resultados experimentais em modelos de colunas mistas, apresentou também um detalhe de como podem ser executadas as ligações entre coluna mista e laje ou viga.

A **Figura 3.15** apresenta esta proposta de ligação para o caso de edifícios. De acordo com LOHR, a armadura de transpasse, ou conforme o caso armadura contínua, proporciona continuidade entre um pavimento e outro, e também resistência ao momento fletor existente na ligação. Na **Figura 3.15** pode-se observar também a preocupação de LOHR, já naquela época, em proporcionar proteção contra fogo.

3.8 Estudos Sobre Concreto Confinado por Tubo Metálico

Na seqüência são relatados alguns estudos desenvolvidos sobre colunas mistas. Foi dada maior ênfase aos estudos envolvendo pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência.

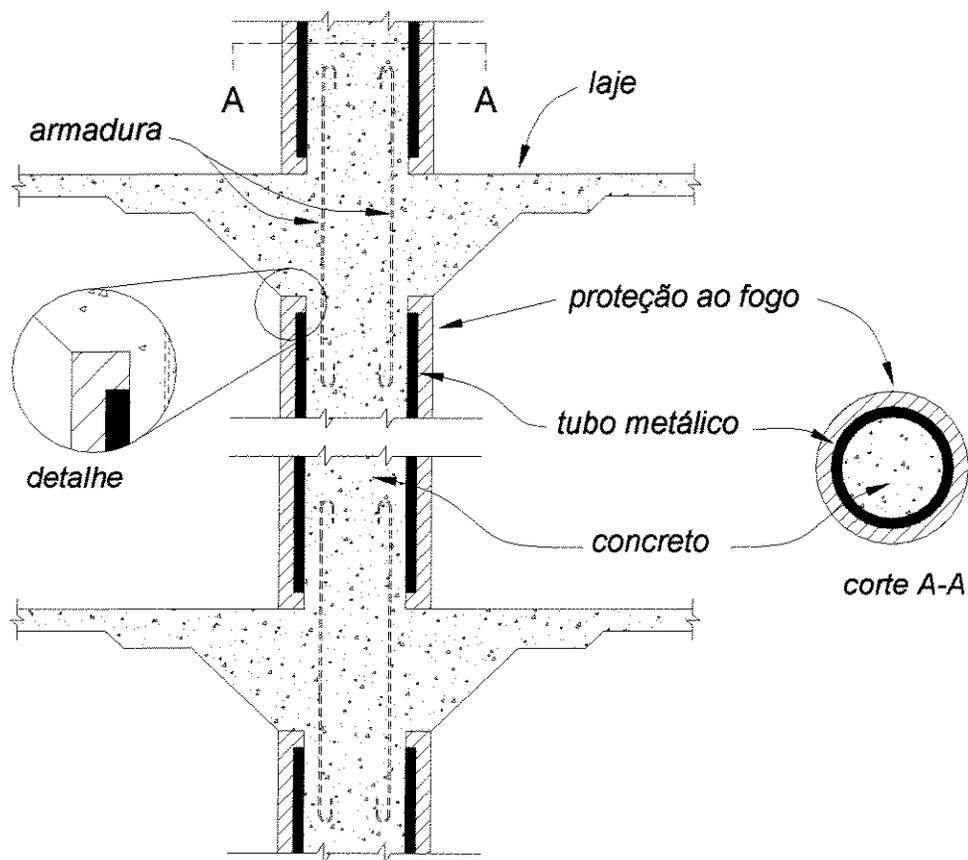


Figura 3.15 - Proposta de ligação para edifícios, (LOHR, 1934).

3.8.1 Ensaios Realizados por LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992)

LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992) apresentaram os resultados preliminares de uma investigação experimental sobre concreto de alta resistência

confinado. No experimento foi investigado o comportamento do concreto confinado com 3 níveis de resistência à compressão aos 28 dias: 47, 78 e 115 MPa. Referenciados no estudo como C50, C80 e C115, respectivamente. Foram analisados confinamento por pressão hidrostática lateral (célula triaxial HOEK), e confinamento lateral por tubos metálicos com espessuras de 0,50, 1,27 e 2,16 mm.

As características mecânicas do aço de confinamento usado na investigação estão expostas na **Tabela 3.1**.

Tabela 3.1 - Características mecânicas do aço de confinamento.

E (GPa)	ν	f_y (MPa)	f_u (MPa)
190	0,31	450	510

FORTE: LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992)

Para cada classe de concreto foram testados os seguintes corpos-de-prova de seções transversais circulares:

- 3 corpos-de-prova de 100 mm x 200 mm sem confinamento;
- 8 corpos-de-prova de 54 mm x 118 mm confinados em tubos metálicos;
- 6 corpos-de-prova de 52 mm x 104 mm confinados em pressão hidrostática lateral.

Curvas típicas tensão x deformação obtidas nos diferentes corpos-de-prova são apresentadas na **Figura 3.16** e **Figura 3.17**, onde σ_1 é a tensão de compressão, ε_l a deformação longitudinal e ε_t é a deformação transversal. Deve ser ressaltado que, a tensão de compressão σ_1 foi originalmente aplicada apenas na área de concreto, visto que foi extraída uma faixa fina de tubo metálico, de ambas as extremidades dos corpos-de-prova.

Na **Figura 3.16** estão as curvas tensão x deformação obtidas dos corpos-de-prova submetidos à compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$), e dos testes triaxiais com pressões hidrostáticas confinantes de $\sigma_3 = 7,6$ MPa e $\sigma_3 = 22$ MPa. Estes níveis de pressão

confinante foram selecionados de modo a simular o confinamento dos tubos metálicos com espessura de 0,50 e 1,27 mm, respectivamente.

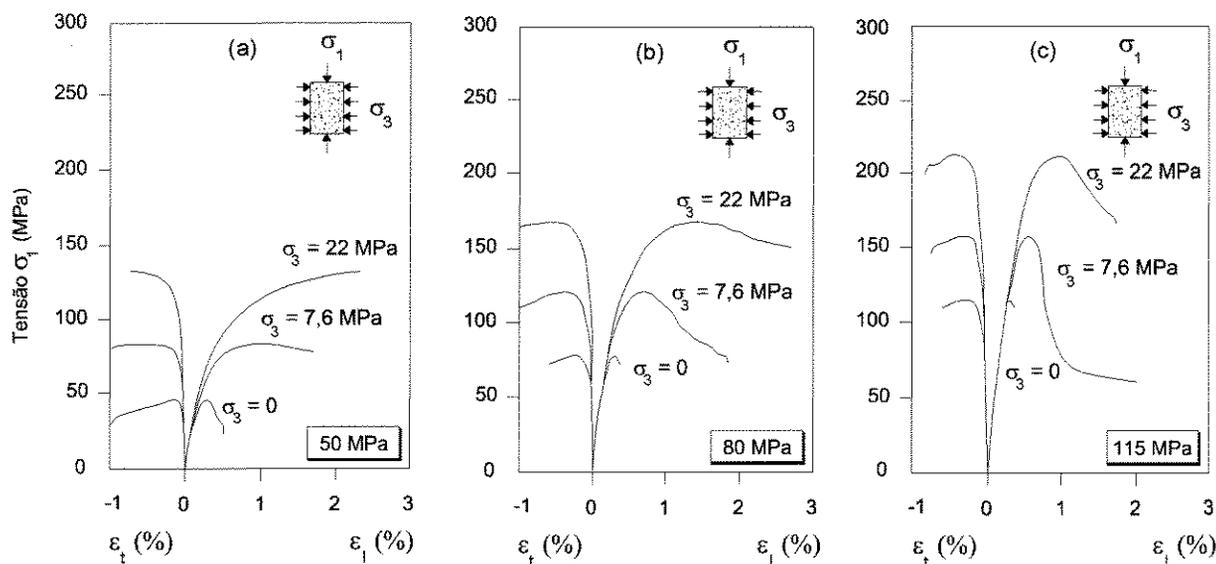


Figura 3.16 - Curvas tensão x deformação dos corpos-de-prova confinados: (a) concreto convencional confinado por pressão hidrostática, (b) concreto de alta resistência confinado por pressão hidrostática, (c) concreto de muito alta resistência confinado por pressão hidrostática, (LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL, 1992).

Os diagramas para as 3 (três) séries de concreto mostram que confinando o concreto aumenta-se substancialmente sua resistência à compressão, assim como sua deformação longitudinal. Também pode ser visto que, ao ser o concreto confinado, há uma diminuição na inclinação na parte descendente pós pico das curvas $\sigma_1 \times \varepsilon_l$ e $\sigma_1 \times \varepsilon_t$, indicando melhoria na ductilidade. No entanto, é possível notar também que quanto maior for a resistência do concreto, mais acentuada é a inclinação do trecho pós pico.

Na **Figura 3.17** estão as curvas tensão x deformação para os corpos-de-prova confinados por tubo metálico e submetidos à compressão uniaxial.

Novamente pode ser observado que um ganho enorme na resistência última à compressão e na ductilidade são alcançados quando a espessura do tubo é aumentada.

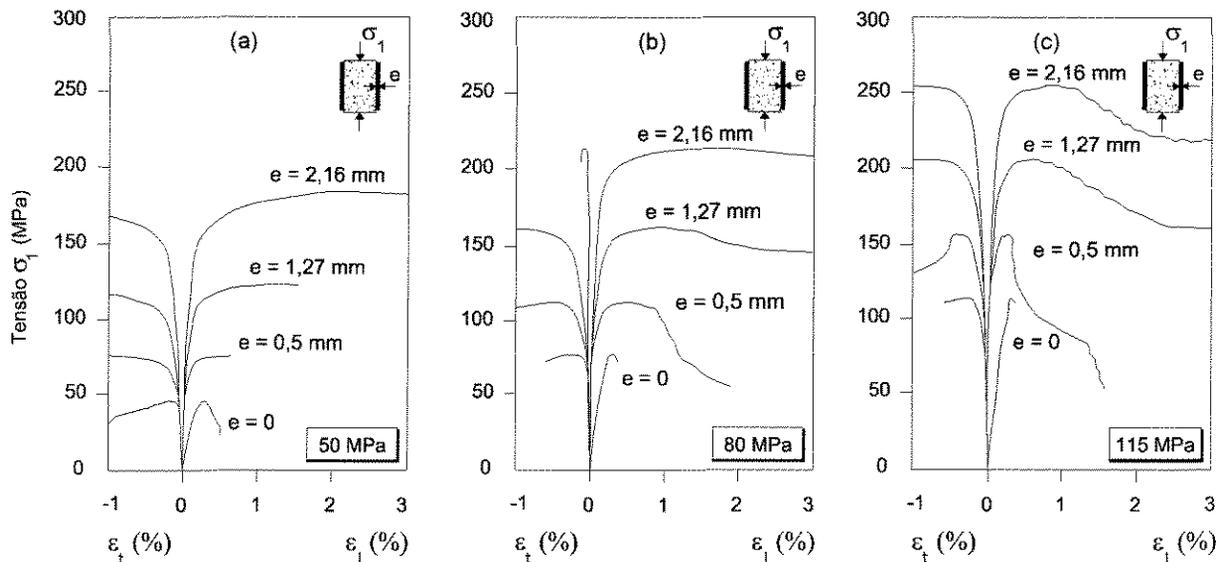


Figura 3.17 - Curvas tensão x deformação dos corpos-de-prova confinados: (a) concreto convencional confinado por tubo metálico, (b) concreto de alta resistência confinado por tubo metálico e (c) concreto de muito alta resistência confinado por tubo metálico, (LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL, 1992).

LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992) observaram que a espessura ótima para o tubo metálico depende da resistência à compressão do concreto, e que para concreto convencional com uma resistência 3 (três) a 5 (cinco) vezes menor que a do concreto de alta resistência, o confinamento não é tão benéfico em termos de resistência. No entanto, estes mesmos autores afirmaram que, o concreto de alta resistência confinado resulta em um concreto excepcional, de ultra-alta resistência, nas proximidades de 250 MPa.

Como muitos pesquisadores estimam a resistência de elementos confinados usando a chamada teoria da superposição de resistência generalizada, LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL desenvolveram uma breve análise neste campo.

Foram ensaiados à compressão uniaxial, tubos de aço com as mesmas dimensões daqueles usados no estudo de confinamento do concreto. Tendo-se assim as forças suportadas apenas pelos tubos metálicos (N_t), núcleos de concreto não confinado (N_c), e pelos corpos-de-prova confinados (mistos) (N_{cc}). Os valores são apresentados na **Tabela 3.2** em termos de ganho com relação a superposição ($N_t + N_c$) da carga última resistida pelo tubo de aço (N_t) e pelo corpo-de-prova de concreto não confinado (N_c) agindo separadamente, ou seja de acordo com a equação:

$$\left(\frac{N_{cc}}{N_t + N_c} - 1 \right) \times 100$$

Os valores na **Tabela 3.2** revelam que o ganho na capacidade cresceu com o aumento na resistência à compressão do concreto, e que apenas para a espessura de 2,16 mm este ganho diminuiu. Além disso, o ganho para as classes C80 e C115 aumentou com a espessura do tubo até determinada espessura, e então estabilizou. E para a classe C50, houve um aumento constante na carga última com um aumento na espessura.

Tabela 3.2 - Ganho na capacidade para os diferentes corpos-de-prova.

Espessura do Tubo (mm)	Concreto		
	C50	C80	C115
0,50	+14	+14	+17
1,27	+24	+26	+27
2,16	+32	+27	+24

FONTE: LAHLOU, AÏTCIN & CHAALLAL (1992)

3.8.2 Ensaio Desenvolvidos por GE & USAMI (1992)

Em 1992, GE & USAMI estudaram o comportamento e a performance de colunas curtas de seção quadrada com paredes finas sob carregamento axial. Seis

colunas mistas e quatro colunas metálicas sem preenchimento de concreto foram testadas. A fim de investigar o efeito de enrijecimento do tubo metálico, duas colunas foram equipadas com enrijecedores. A resistência última, ductilidade e comportamento quanto ao colapso dos dois tipos de colunas foram comparados.

Tabela 3.3 - Dimensões medidas nas colunas sem enrijecedores.

Coluna	b (mm)	B (mm)	A _s (mm ²)	A _c (mm ²)	L (mm)	b/t	R, com κ = 4
U9-S	197	213	3.654	-	592	43,7	0,844
U9-C	196	213	3.654	37.100	592	43,7	0,839
U12-S	263	279	4.842	-	789	58,3	1,126
U12-C	263	279	4.842	66.800	790	58,3	1,126
U12-HC	263	279	4.842	66.800	789	58,3	1,126
U15-S	329	345	6.030	-	988	73,0	1,409
U15-C	329	345	6.030	105.300	988	73,0	1,409

FORNTE: GE & USAMI (1992)

Na análise comparativa, o efeito da relação largura/espessura (b/t), e rigidez do enrijecedor sobre o comportamento das colunas foi examinado. O parâmetro R, que leva em consideração a relação largura/espessura (b/t) da placa metálica, foi definido como:

$$R = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{\pi^2 \cdot \kappa}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$

onde b = largura do flange ou da alma, t = espessura da placa, κ = coeficiente de flambagem, com valor 4 n², σ_y = tensão de escoamento do aço das placas, E = módulo de Young, ν = coeficiente de Poisson, e n = número de subpainéis em cada placa (n = 1, placa não enrijecida e n = 2 placa enrijecida).

Detalhes dos membros testados por GE & USAMI são mostrados na **Figura 3.18**. As **Tabelas 3.3** e **3.4** contém as dimensões dos modelos testados. Sendo γ_i a rigidez à flexão dos enrijecedores e γ_{req} o valor ótimo de rigidez obtido da teoria da flambagem linear, para as colunas com enrijecedores.

As propriedades mecânicas dos aços empregados nas placas e enrijecedores, apresentadas na **Tabela 3.5**, foram determinadas através de ensaio de tração em corpos-de-prova.

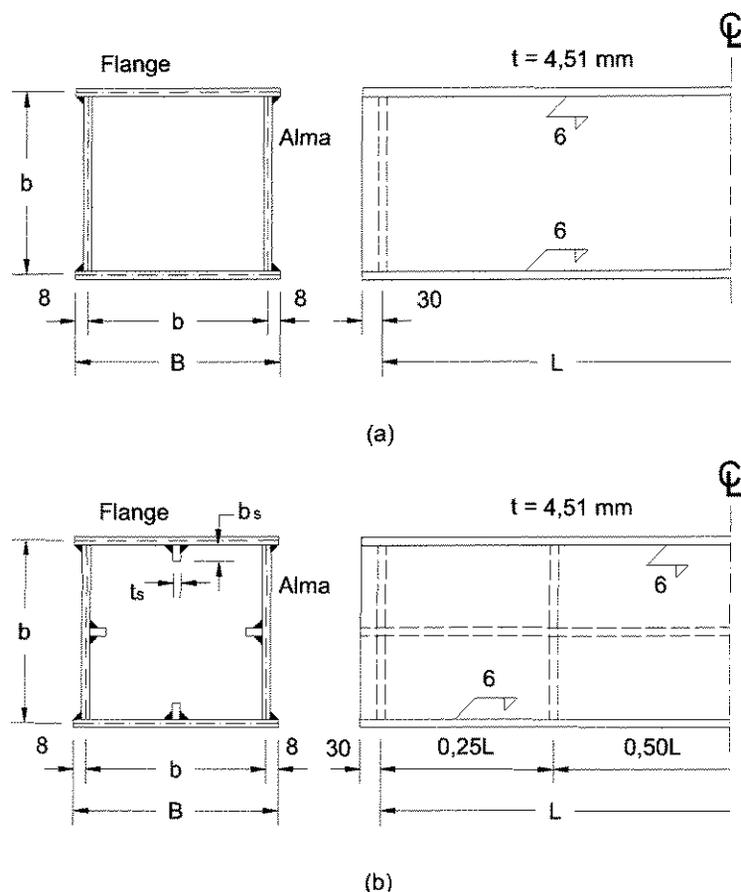


Figura 3.18 - Seção transversal com e sem enrijecedores:
 (a) seção não enrijecida, (b) seção enrijecida (GE & USAMI, 1992).

De maneira semelhante, na **Tabela 3.6** encontram-se as propriedades, determinadas em cilindros de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, dos concretos aplicados no preenchimento dos elementos mistos.

Dos resultados dos ensaios com as colunas metálicas ficou evidente a eficiência contra instabilidade local proporcionada pelos enrijecedores longitudinais, visto que a coluna com enrijecedores (S75-S(1)) com área de seção transversal equivalente da coluna não enrijecida (U15-S), apresentou o dobro da capacidade resistente desta.

Tabela 3.4 - Dimensões medidas nas colunas com enrijecedores.

Coluna	b (mm)	B (mm)	b _s (mm)	t _s (mm)	A _s (mm ²)	A _c (mm ²)	L (mm)	γ _i /γ _{req}	R, com κ = 16
S75-S(1)	328	344	38,1	4,36	6.714	-	1.316	1,11	0,702
S75-C(1)	328	345	38,0	4,36	6.714	104.616	1.316	1,11	0,702
S75-C(0,35)	329	344	25,1	4,34	6.480	104.850	1.316	0,35	0,705

FORNTE: GE & USAMI (1992)

Na **Tabela 3.7** encontram-se as resistências últimas apresentadas por todas as colunas testadas por GE & USAMI (1992).

Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas dos aços.

Elemento	E _s (GPa)	ν _s	σ _y (MPa)	ε _y (‰)
Placas	197	0,269	266	1,34
Enrijecedor (b _s =38 mm)	198	0,248	309	1,55
Enrijecedor (b _s =26 mm)	199	0,279	301	1,48

FORNTE: GE & USAMI (1992)

Dos ensaios das colunas mistas, cujos resultados são apresentados na **Figura 3.19**, pôde ser notado que embora uma resistência última mais alta foi alcançada pela coluna com núcleo de concreto de alta resistência (U12-HC), uma resistência pós flambagem mais elevada não foi obtida. A coluna perdeu rigidez rapidamente, diferentemente das colunas preenchidas com concreto de resistência usual. Ficou evidente também que a resistência última aumentou com o aumento da relação de forma R, isto devido ao aumento da área de concreto na seção transversal. A coluna U15-C, no entanto apresentou relativamente uma resistência mais baixa do que a esperada. GE & USAMI atribuem a isto o fato de o concreto do núcleo sofrer um esmagamento repentino durante o ensaio. E após a remoção das placas de aço do pilar U15-C, ficou comprovado que o concreto na porção superior tinha menos agregado graúdo, isto devido a lançamento inadequado do concreto do núcleo.

Tabela 3.6 - Propriedades mecânicas dos concretos.

Coluna	Idade (dias)	E_c (GPa)	ν_c	f_c (MPa)	fator a/c
U9-C	37	27,9	0,165	39,2	0,552
U12-C, S75-C(0,35)	47	28,3	0,157	40,4	0,552
U15-C, S75-C(1)	53	30,7	0,168	40,6	0,552
U12-HC	35	31,5	0,184	48,3	0,316

FORNTE: GE & USAMI (1992)

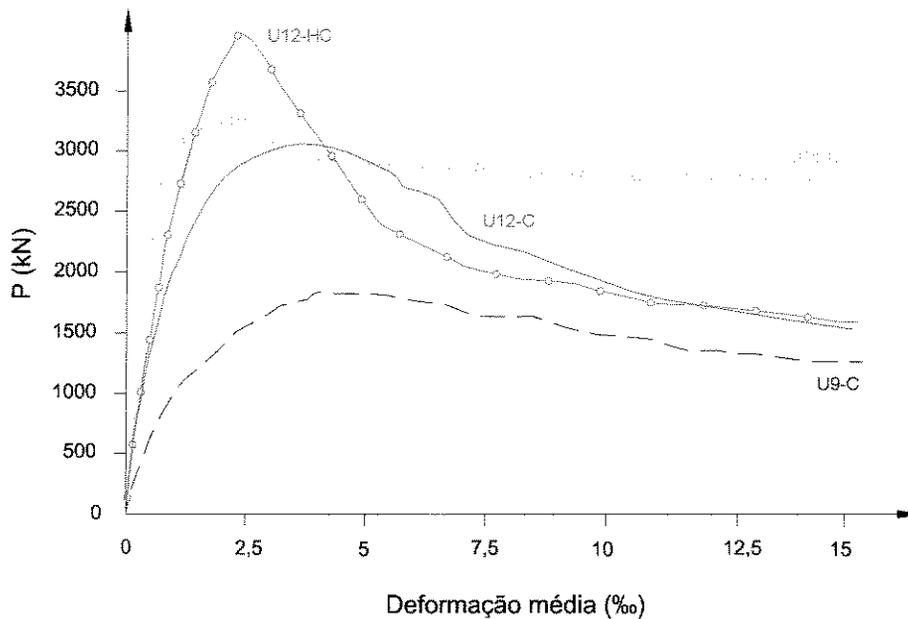


Figura 3.19 - Diagramas carga x deformação média de colunas mistas sem enrijecedores, (GE & USAMI, 1992).

Da comparação de resistência e comportamento quanto à ductilidade entre as colunas com preenchimento (U9-C e S75-C) e sem preenchimento de concreto (U9-S e (S75-S), GE & USAMI notaram que as colunas com preenchimento apresentaram resistências máximas muito maiores que as colunas metálicas. O que pode ser observado na **Figura 3.20**. Para GE & USAMI as resistências máximas muito maiores são obtidas graças à contribuição do núcleo de concreto, o que comprova a excelente performance estrutural, quanto a maior resistência e maior ductilidade das colunas

mistas. Nas colunas metálicas as resistências máximas foram obtidas por volta da deformação 2‰, enquanto que nas colunas mistas por volta de 4‰.

Tabela 3.7 - Resistências últimas das colunas.

Coluna	P_u (kN)
U9-S	821
U12-S	803
U15-S	805
S75-S(1)	1.598
U9-C	1.845
U12-C	3.070
U12-HC	3.999
U15-C	3.275
S75-C(1)	5.030
S75-C(0,35)	5.158

FORNE: GE & USAMI (1992)

Com relação às colunas mistas com enrijecimento e sem enrijecimento, os ensaios mostraram que há um aumento considerável na resistência última das colunas mistas com enrijecimento. O que significa, segundo GE & USAMI, que o efeito de enrijecimento tende a aumentar devido à aderência entre enrijecedor e concreto, mesmo no caso em que o enrijecedor não tenha o mínimo de rigidez requerido por norma.

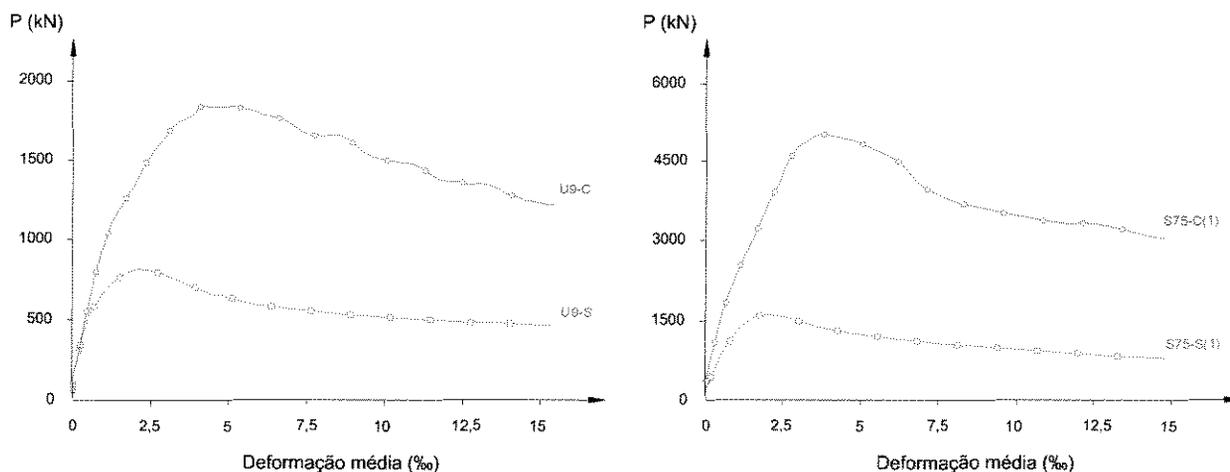


Figura 3.20 - Comparação de desempenho estrutural entre colunas mistas e colunas metálicas, (GE & USAMI, 1992).

Para o caso de colunas metálicas, foi observado durante o experimento que a ruptura por instabilidade local das chapas dos painéis ocorreu antes que a carga máxima fosse atingida. Os painéis metálicos flambaram na parte central dos elementos. Em duas faces opostas das colunas a deformação ocorreu para o interior, nas outras duas faces perpendiculares a deformação ocorreu para fora. Para GE & USAMI, pode-se concluir disto que as colunas metálicas apresentaram uma alta simetria no modo de flambagem com relação aos eixos da seção transversal.

No caso das colunas preenchidas com concreto os seguintes fenômenos foram observados:

a) instabilidade local da placa ocorreu inicialmente em uma das placas das colunas, exatamente antes que a carga máxima fosse alcançada, e as deformações da outra flambagem aconteciam nas outras placas após o pico;

b) as placas de aço flambaram em diferentes posições, inclusive na porção central da coluna mista;

c) as placas de aço flambaram para fora em todas as faces da coluna mista;

d) o aumento na deformação tornou-se mais rápido após a instabilidade local, e ocorreram fissuras na solda em algumas colunas preenchidas com concreto quando a deformação axial do elemento tornava-se relativamente grande.

Uma vez que foram removidas as placas de todas as colunas mistas por corte com oxigênio e acetileno, GE & USAMI observaram que o concreto atrás das partes das placas que haviam flambado estava seriamente esmagado, enquanto que nenhum dano foi observado nas outras partes. Desta maneira, GE & USAMI concluíram que a instabilidade local da placa ocorreu após se ter o esmagamento do núcleo de concreto. Para SHAMS & SAADEGHVAZIR (1997) é também possível que estes dois fenômenos ocorreram na ordem inversa. Foi observado também que as placas de aço estavam totalmente separadas do núcleo de concreto nos locais onde ocorreu a instabilidade, e o esmagamento do concreto seguiu o modelo da **Figura 3.21**. GE & USAMI afirmaram que a fratura da coluna mista depende em grande parte da fratura do núcleo de

concreto preenchido, e que, portanto, um cuidado especial deve ser tomado no lançamento do concreto.

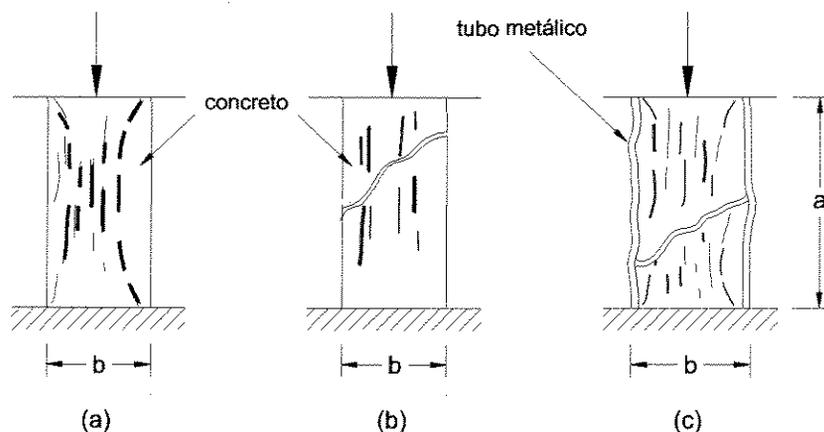


Figura 3.21 - Modelos de ruptura para prismas de concreto: (a) ruptura por escorregamento, (b) ruptura por cisalhamento, e (c) possível ruptura para colunas mistas, (GE & USAMI, 1992).

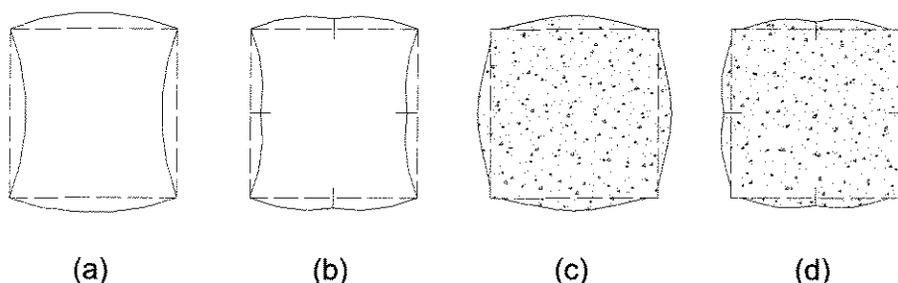


Figura 3.22 - Modos de ruptura dos elementos testados: (a) coluna metálica, (b) coluna metálica enrijecida, (c) coluna mista não enrijecida, e (d) coluna mista enrijecida, (GE & USAMI, 1992).

Os modos de flambagem dos painéis após o colapso de cada exemplar pôde ser classificado em quatro grupos, como mostrado na **Figura 3.22**. Para a coluna metálica não enrijecida, as placas de aço flambaram alternadamente em superfícies convexas e côncavas, com os nós nos cantos das colunas. Para a coluna metálica enrijecida, as placas de aço flambaram aproximadamente na mesma forma que na coluna não enrijecida, mas os nós não ocorreram nos enrijecedores. Nas colunas preenchidas com concreto, todos os painéis tiveram deformação para o exterior, visto que a deformação das placas metálicas em direção ao interior foi impedida pelo núcleo de concreto. GE & USAMI analisando os modos de flambagem de duas colunas

compostas e enrijecidas, notaram que os enrijecedores contribuíram em grande parte na forma global da flambagem das colunas, mesmo quando a rigidez do enrijecedor era pequena. Isto porque a instabilidade local dos enrijecedores foi impedida pela presença do núcleo de concreto.

3.8.3 Ensaio Realizados por PERDÃO JÚNIOR (1994)

PERDÃO JÚNIOR (1994) através do uso da armadura helicoidal, estudou as possibilidades de neutralizar a elasto-fragilidade do concreto de resistência elevada, em pilares circulares solicitados axialmente à compressão simples. Foram ensaiados pilares de seções circulares armados lateralmente com diferentes taxas de armadura de confinamento em forma de hélice. Constatou-se que o aumento da taxa de armadura de confinamento implicou no aumento da ductilização, comprovado pela presença do abatimento no diagrama carga x deformação, e que as armaduras helicoidais são mais efetivas em confinar o núcleo dos pilares do que os estribos usados nos pilares quadrados e retangulares.

Os resultados até então obtidos sugeriram em decorrência da necessidade de altas taxas de armadura de confinamento, e da dificuldade de execução da armadura helicoidal, a substituição das armaduras transversais e longitudinais por um tubo metálico. Desta forma foram executados pilares circulares mistos: tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência. Foram empregados no estudo tubo com diâmetro externo de 48,30 mm, espessura de parede de 2,25 mm e comprimento de 289,8 mm, e tubo com diâmetro externo de 60,30 mm, espessura de 2,65 mm e comprimento de 361,8 mm, todos em aço carbono 1008/12. Dos ensaios de compressão axial dos pilares mistos ficou evidente que a capacidade de confinamento, ao longo da altura do pilar, foi mais eficaz e definiu uma região plástica na fase de carregamento.

Comparativamente, o confinamento imposto pelas paredes dos tubos metálicos demonstrou ser mais eficiente, em relação ao confinamento imposto pelas armaduras helicoidais empregadas nos pilares circulares, em função da continuidade e abrangência conferidas pela geometria da estrutura cilíndrica, responsável pela eficiência na ductilização da ruptura do concreto de alta resistência de seu interior. Verificou-se também que, o núcleo de concreto de alta resistência altera a configuração flambada do pilar composto em relação à configuração do tubo vazio, ou de pilar misto: tubo e núcleo de concreto usual.

3.8.4 Ensaio Realizados por FERNANDES (1997)

Como os pilares compostos por tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência mostraram resultados adequados de ductilização, e devido a dificuldade na execução de armaduras de espera para vinculação dos pilares com as vigas nas seções circulares, passaram a ser objeto de estudo pilares mistos de tubos com seções transversais quadradas e retangulares com núcleo de concreto de alta resistência.

FERNANDES (1997) desenvolveu a análise de pilares constituídos com tubos metálicos, executados com chapas de aço, cortadas e dobradas a frio com a forma de "U", e posteriormente soldadas formando os tubos de seções quadradas (60 mm x 70 mm) e retangulares (60 mm x 100 mm), com 460 mm de comprimento, que tinham os núcleos preenchidos com concreto de alta resistência. No cálculo, foram computadas as diferenças entre as tensões de escoamento dos aços das chapas e as tensões de escoamento dos aços de pilares de concreto armado. E a área das paredes dos tubos foi determinada de modo que fosse compatível com as áreas das armaduras transversal e longitudinal dos pilares usualmente armados. O que definiu as espessuras de 5,0 mm e 6,9 mm para as chapas.

Todos os modelos foram submetidos à compressão axial, e da análise dos resultados obtidos, pode-se concluir que os pilares compostos de seção aproximadamente quadrada (60 mm x 70 mm) tiveram excelente comportamento quanto ao confinamento do núcleo, com carga crítica bem acima da prevista, e apresentaram instabilidade global. No entanto, os pilares mistos de seção retangular apresentaram próximo às extremidades instabilidades localizadas, provavelmente em decorrência do esmagamento do núcleo, devido a grande área de concreto em relação à de aço. Não obtendo, por sua vez, eficiência no confinamento do núcleo de concreto de alta resistência.

Da comparação realizada dos pilares mistos de seção quadrada com os pilares armados usualmente de mesma seção, ficou evidente que o confinamento imposto pelas paredes dos tubos metálicos demonstrou ser mais eficiente, em relação ao confinamento imposto pelas armaduras, sendo responsável pelo aumento na ductilidade do núcleo de concreto, comprovado pelo regime plástico durante a fase de carregamento presente nos diagramas carga x deformação. Somando-se a isto, constatou-se que a carga crítica dos pilares compostos foi praticamente o dobro dos pilares usualmente armados, sendo que os dois tipos de pilares tinham praticamente a mesma quantidade de aço, levando em consideração a variação de tensões nas barras com a chapa de aço.

Outro aspecto muito marcante, nos ensaios realizados por FERNANDES (1997), foi o aparecimento de excentricidades, mesmo a carga sendo aplicada em toda a seção transversal do elemento misto. O que comprova, mesmo em condições de controle como as previstas em experimentos, a ocorrência de excentricidades acidentais. Justificando, portanto, investigações quanto ao comportamento sob flexo-compressão de pilares de aço tubular preenchidos com concreto de alta resistência.

3.8.5 Ensaio Realizados por BONNEAU *et alii* (1997)

BONNEAU *et alii* (1997) investigaram sobre o comportamento de concreto de pós reativos confinado em um tubo de aço. Dois corpos-de-prova de concreto de pós reativos confinados em tubos metálicos de 3 mm de espessura, foram submetidos à compressão axial. A tensão de compressão foi aplicada originalmente apenas no núcleo de concreto, como apresentado na **Figura 3.23**.

Os concretos de pós reativos, devido a sua excelente característica de resistência, são tidos como concretos de ultra-alta resistência à compressão, pois quando submetidos à pressão durante a hidratação e tratamentos térmicos desenvolvem resistências de 200 até 800 MPa à compressão.

Tabela 3.8 - Propriedades mecânicas da mistura de concreto.

E_{C14d}	v_{C14d}	f_{C22h} (MPa)	f_{C14d} (MPa) ⁽¹⁾	f_{C28d} (MPa) ⁽²⁾
49	0,19	34,3	197	150

⁽¹⁾ Cura úmida em câmaras de vapor a baixa pressão durante 3 dias

⁽²⁾ Cura em água a 20 °C durante 28 dias

FORTE: BONNEAU *et alii* (1997)

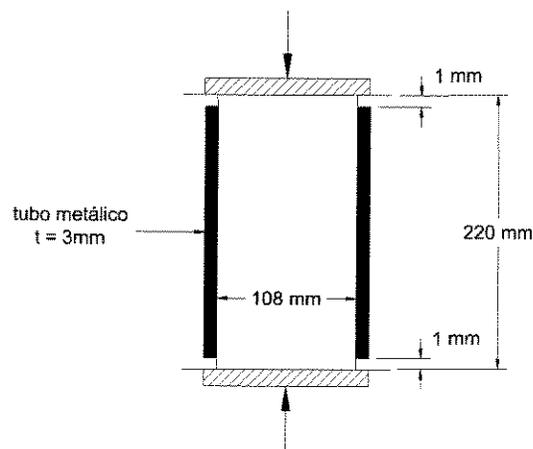


Figura 3.23 - Corpo-de-prova confinado por tubo metálico (BONNEAU *et alii*, 1997).

Na **Tabela 3.8** estão as propriedades mecânicas da mistura do concreto de pós reativos usado. A mistura de concreto teve uma adição de 140 kg/m^3 de fibras metálicas. As fibras possuíam diâmetro de $0,16 \text{ mm}$ e 13 mm de comprimento, oriundas de fios de aço empregados no reforço de pneus radiais.

Com respeito as características e propriedades do material do tubo metálico, *BONNEAU et alii* (1997) não apresentam nenhuma informação. Estão disponíveis apenas dados sobre a geometria do tubo de aço (**Figura 3.23**).

Em um dos tubos, o concreto foi pressionado durante as primeiras 24 horas, com a finalidade de observar a influência desta pressão precoce sobre o comportamento do concreto de pós reativos.

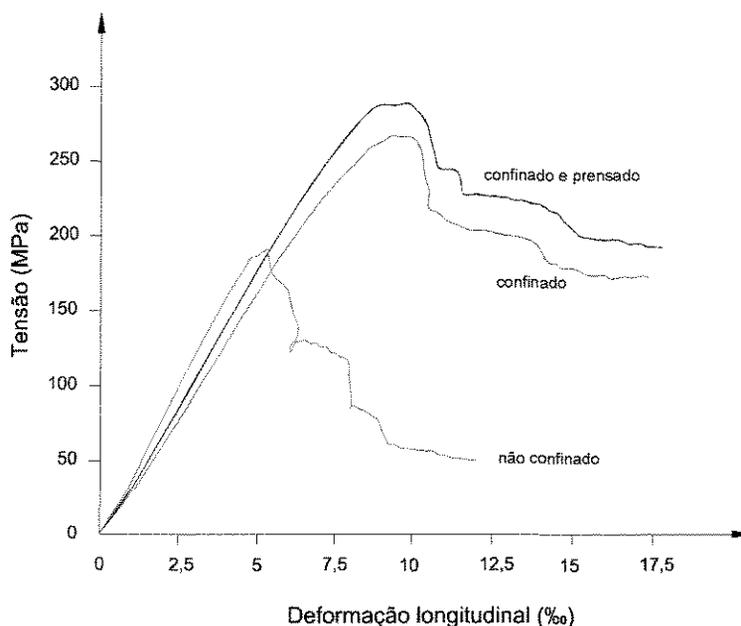


Figura 3.24 - Curvas tensão x deformação para corpos-de-prova confinados e não confinados, (*BONNEAU et alii*, 1997).

Curvas tensão x deformação típicas obtidas dos corpos-de-prova confinados são apresentadas na **Figura 3.24**. A curva para um corpo-de-prova de concreto de pós reativos sem confinamento é também mostrada para efeito de comparação. Pode-se

observar na **Figura 3.24** que o confinamento do concreto de pós reativos aumenta substancialmente sua resistência, assim como sua capacidade de deformação longitudinal. A mesma figura mostra que o confinamento diminui a inclinação na parte descendente do pós pico da curva tensão x deformação, indicando desse modo uma melhora na ductilidade. Este fato também foi observado por FERNANDES (1997) em seus ensaios.

Também pode ser visto que a aplicação da pressão, durante o período de cura, resulta em um ganho na resistência à compressão última. Na realidade, segundo BONNEAU *et alii*, esta pressão elimina grande parte do ar que é incorporado durante o processo de mistura, extrai o excesso de água, e equilibra parte da retração química. De um modo geral, a aplicação de pressão reduz a relação a/c (água/material cimentante) do concreto, e melhora a sua compacidade.

3.8.6 Ensaio Realizados por KODUR (1998/b)

KODUR (1998/b) apresentou os resultados de testes de resistência ao fogo de colunas mistas para três tipos de preenchimento de concreto. Nestes testes, foi feita uma comparação da resistência ao fogo de colunas mistas com núcleo de concreto de resistência normal, alta resistência e também núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço.

Quatro colunas mistas, de seções transversais circulares, foram expostas ao fogo e ensaiadas até a ruptura. Duas preenchidas com concreto de resistência normal (NSC1 e NSC2), uma preenchida com concreto de alta resistência (HSC1), e uma coluna preenchida com concreto de alta resistência reforçado com fibras metálicas (HFC1). Todas as colunas possuíam 3.810 mm de comprimento. A **Tabela 3.9** apresenta maiores detalhes das colunas.

Tabela 3.9 Características das colunas testadas por KODUR (1998/b).

Coluna	D (mm)	t (mm)	Classe do Aço	f_{c28} (MPa)	$f_{c\text{teste}}$ (MPa)	Carga de Teste (kN)	Resist. ao Fogo (min)
NSC1	219,1	4,78	300	43,0	42,7	560	108
NSC2	273,1	6,35	350	35,9	38,2	712	144
HSC1	273,1	6,35	350	90,5	82,2	1050	48
HFC1*	219,1	4,78	300	90,1*	98,1	600	174

* Concreto com 45 kg/m^3 (1,77% em massa) de adição de fibras

FONTES: KODUR (1998/b)

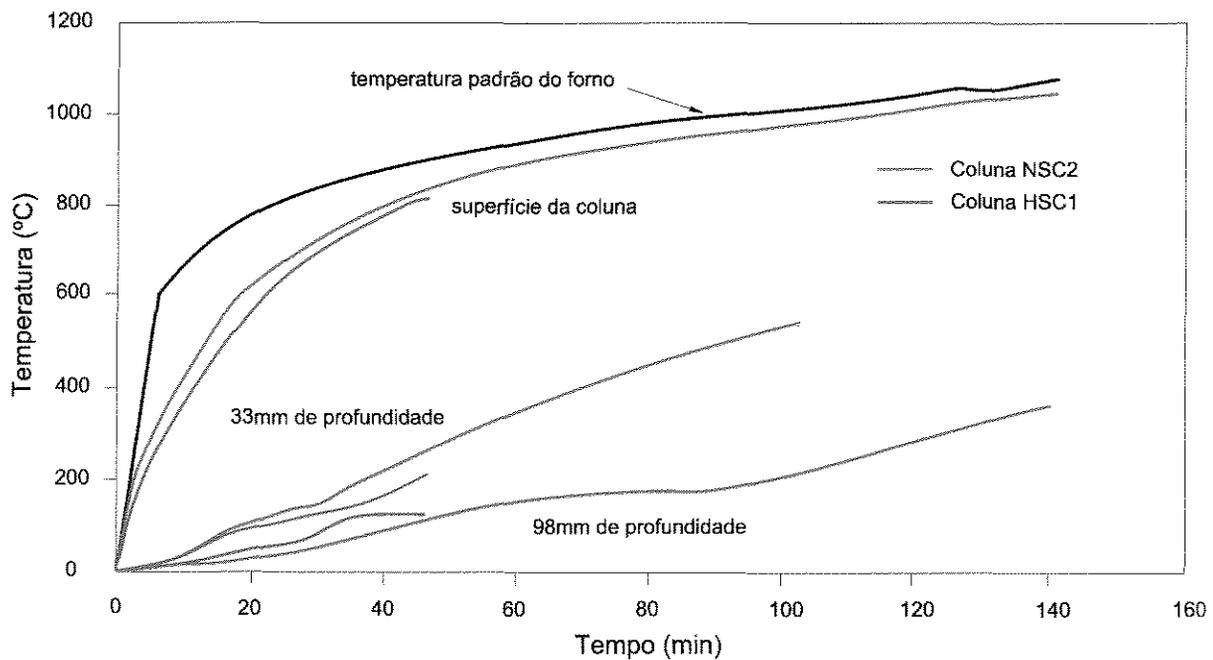


Figura 3.25 - Temperatura x tempo a várias profundidades para as colunas NSC2 e HSC1, (KODUR, 1998/b).

O efeito da resistência do concreto sobre o comportamento da coluna mista é ilustrado através da comparação dos resultados das colunas NSC2 e HSC1, e o efeito do reforço das fibras de aço no concreto de alta resistência é ilustrado pela comparação dos resultados das colunas NSC1 e HFC1.

As fibras usadas por KODUR na coluna HFC1, eram fibras corrugadas feitas com aço carbono com resistência à tração de aproximadamente 960 MPa. Possuíam

50 mm de comprimento, 0,9 mm de diâmetro equivalente e tinham uma relação de aspecto igual a 57.

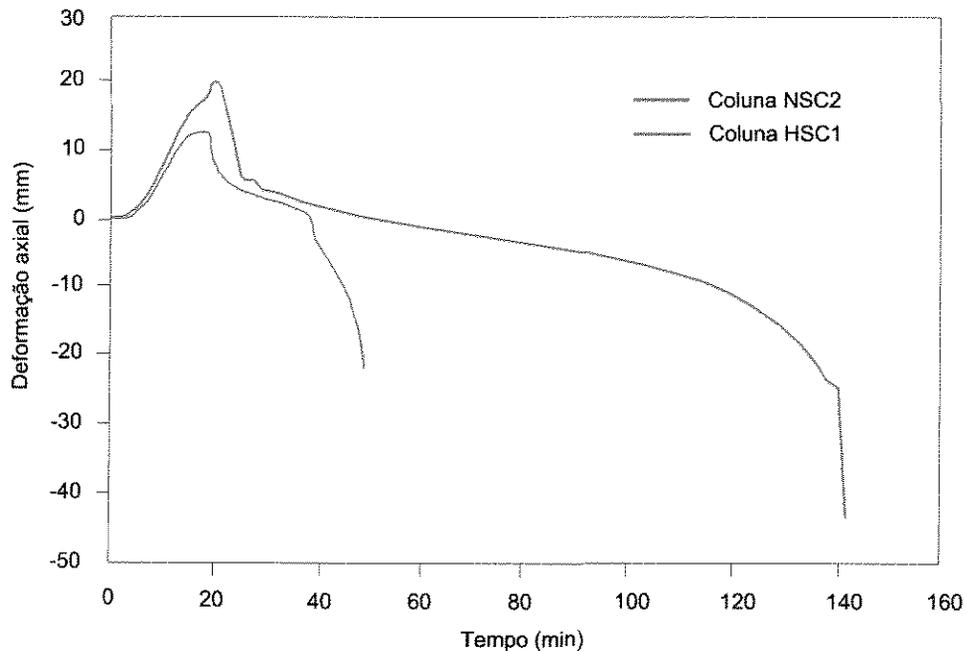


Figura 3.26 - Deformação axial x tempo para as colunas NSC2 e HSC1, (KODUR, 1998/b).

Curvas temperatura x tempo para as colunas NSC2 e HSC1, na superfície da coluna, a 33 mm e a 98 mm no interior do concreto, são encontradas na **Figura 3.25**, e ilustram o comportamento do concreto de alta resistência.

A variação de temperatura no núcleo da coluna no momento da ruptura, como explicitado na **Figura 3.25**, pode ser atribuída às diferenças nas propriedades mecânicas entre o concreto de resistência normal e o concreto de alta resistência.

A variação na deformação axial com o tempo para as colunas NSC2 e HSC1, **Figura 3.26**, indica que o comportamento quanto à deformação é influenciado pela resistência do núcleo de concreto. Para a coluna NSC2, a ruptura ocorreu por uma contração gradual, enquanto que para a coluna HSC1 aconteceu com uma contração rápida. KODUR (1998/b) atribui a isso a natureza frágil do concreto de alta resistência.

Da comparação dos valores de resistência ao fogo das colunas - **Tabela 3.9** - fica claro que a resistência ao fogo de colunas mistas com núcleo de concreto de alta resistência foi muito menor que para colunas com núcleo de concreto de resistência normal.

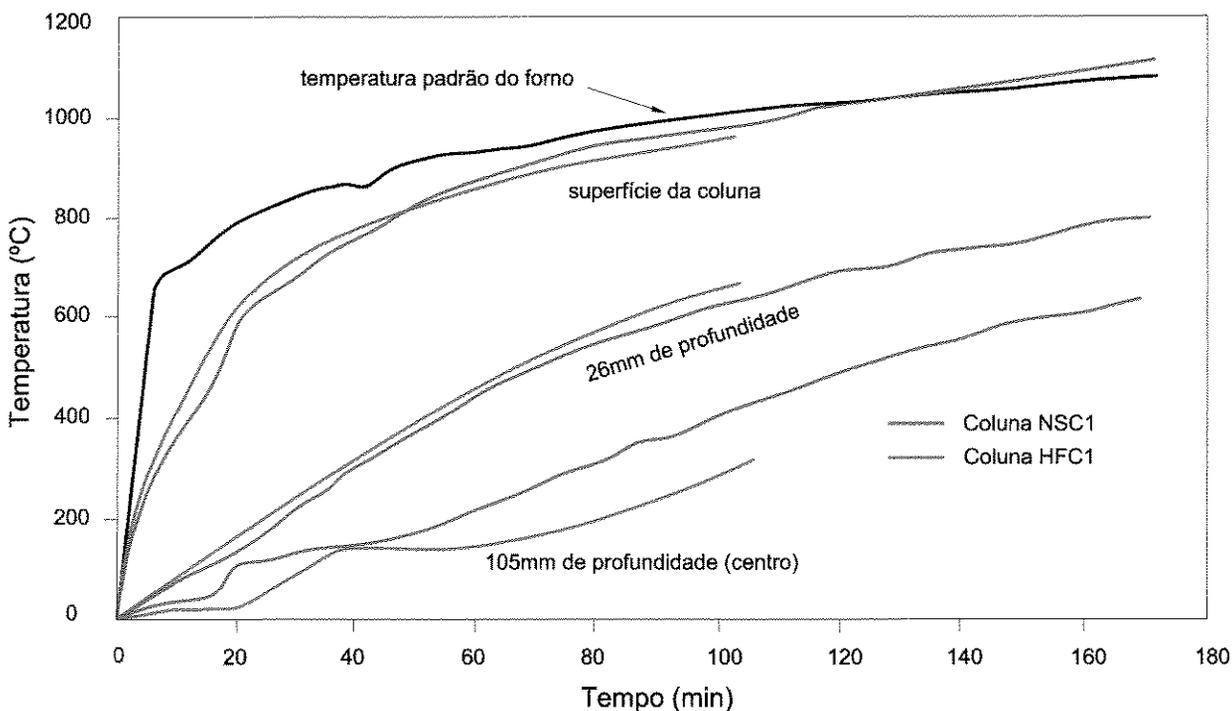


Figura 3.27 - Temperatura x tempo a várias profundidades para as colunas NSC1 e HFC1, (KODUR, 1998/b).

Curvas temperatura x tempo para as colunas NSC1 e HFC1, encontram-se na **Figura 3.27**, e ilustram o comportamento do concreto de alta resistência com adição de fibras metálicas. Analisando a **Figura 3.27** é possível notar que os núcleos de concreto, para os dois tipos de colunas, apresentaram tendências similares com relação à temperatura, no entanto, no centro a temperatura na coluna NSC1 foi ligeiramente menor que para a coluna HFC1.

Dos diagramas de deformação axial em função do tempo, apresentados na **Figura 3.28**, é possível observar que durante os estágios iniciais do teste as colunas NSC1 e HFC1 tiveram um comportamento similar. No entanto, em estágios avançados

a coluna HFC1 teve um desempenho melhor, visto que a presença das fibras de aço melhorou a ductilidade da coluna.

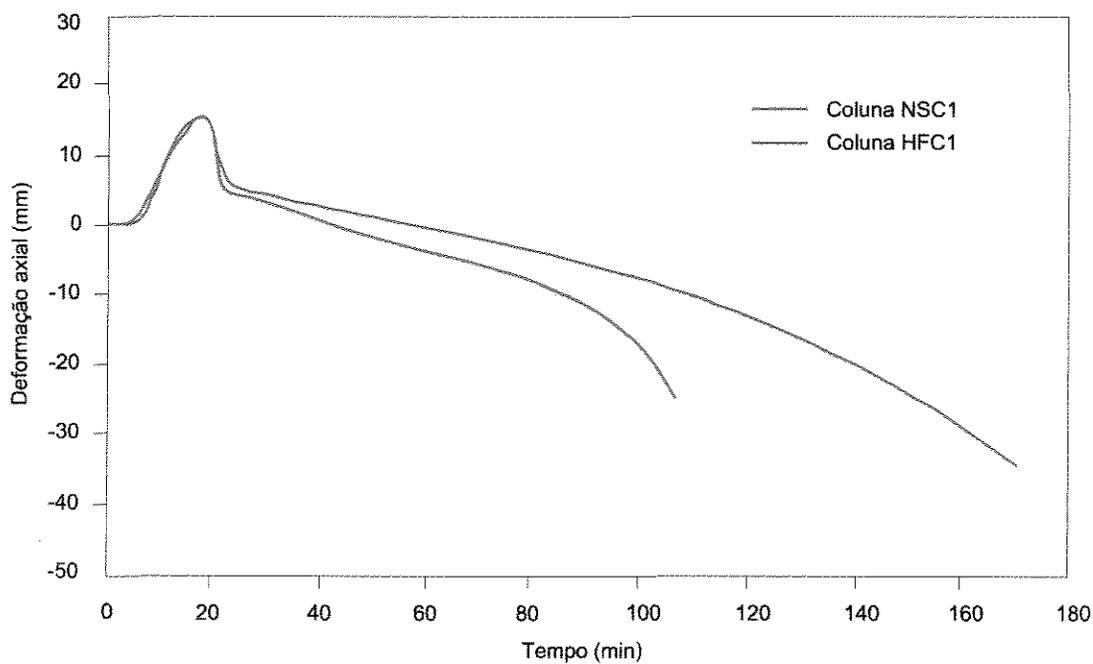


Figura 3.28 - Deformação axial x tempo para as colunas NSC1 e HFC1, (KODUR, 1998/b).

Para KODUR (1998/b) a variação na resistência ao fogo entre as colunas testadas, comparadas na **Figura 3.29**, pode ser atribuída aos diferentes tipos de concreto do núcleo. A coluna com núcleo de concreto de alta resistência com adição de fibras (HFC1) apresentou resistência ao fogo muito mais alta comparada com as demais colunas testadas. Isto indica que, para concreto de alta resistência, resistência adequada ao fogo pode ser obtida adicionando-se fibras ao concreto do núcleo.

KODUR conjuntamente com LIE em 1997, desenvolveram também um estudo em colunas mistas com seção transversal quadrada visando desenvolver um modelo numérico para avaliar resistência ao fogo de colunas mistas com núcleo de concreto reforçado com fibras. KODUR & LIE (1997), além de obterem êxito com o modelo computacional, concluíram também que, o uso de núcleo de concreto reforçado com fibras metálicas pode em muitos casos, proporcionar adequada resistência ao fogo e,

em situações onde a capacidade de suporte de carga não for um fator crítico, ser uma alternativa mais econômica em comparação com barras de aço adicionais.

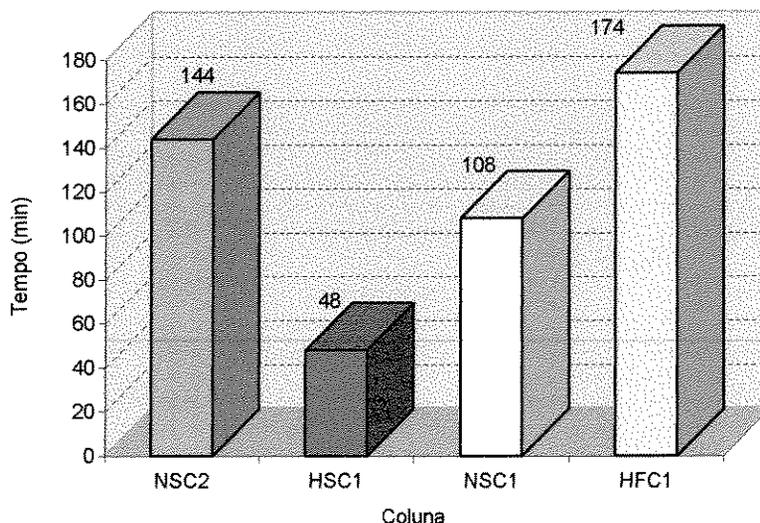


Figura 3.29 - Resistência ao fogo para os diferentes tipos de concreto do núcleo, (modificada de KODUR, 1998/b).

3.8.7 Ensaio Realizados por FERNANDES *et alii* (2000)

FERNANDES *et alii* (2000) apresentaram os resultados de 18 pilares curtos de concreto de alta resistência, com seção transversal circular, confinados com tubo de aço, e 4 peças de concreto não confinado. Foi usado um aditivo redutor de retração volumétrica no concreto de alta resistência em metade dos corpos-de-prova. Visando analisar a eficiência e o comportamento dos pilares, considerando os efeitos dos estados de tensões triaxial no concreto confinado e biaxial no tubo metálico, os pilares foram submetidos a dois tipos de carregamento: compressão simples em toda a seção transversal do elemento misto, e somente no núcleo de concreto.

Foi utilizado tubo de aço com diâmetro interno de 143,3 mm, diâmetro externo de 168,3 mm, tensão de escoamento a 2,8‰ igual a 355 MPa e 450 MPa de tensão de

ruptura à tração. O tubo de aço foi cortado em pedaços de 300 mm de comprimento, e os diâmetros internos e externos foram alterados em torno mecânico, definindo 3 espessuras: 1,8 mm, 4,5 mm e 7,6 mm. O concreto sem redutor de retração volumétrica apresentou 69 MPa de resistência à compressão, enquanto que o concreto com redutor apresentou uma resistência de 63 MPa.

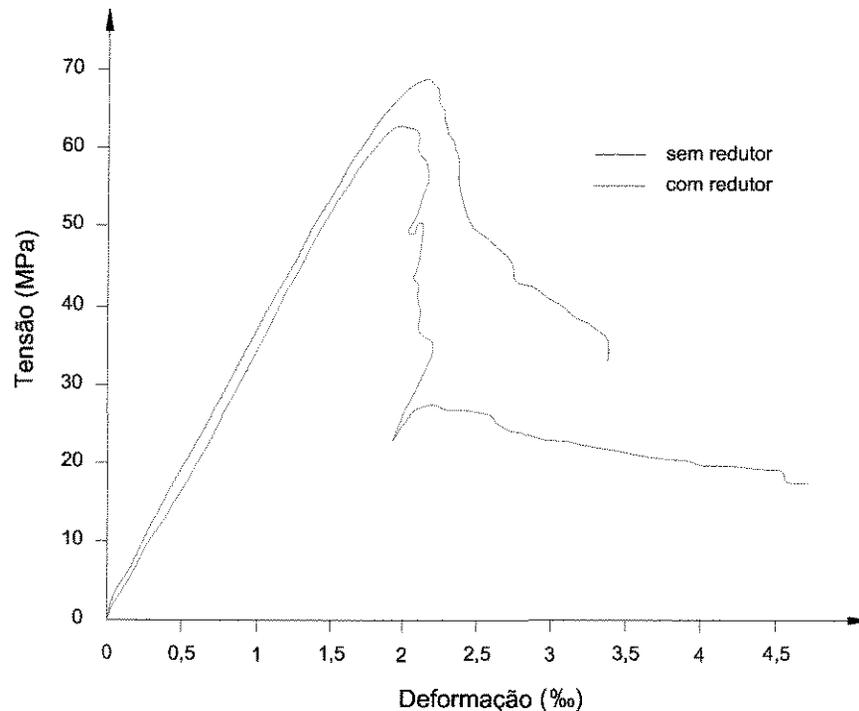


Figura 3.30 - Diagrama tensão x deformação dos concretos de alta resistência com e sem redutor volumétrico sob compressão axial, (FERNANDES *et alii*, 2000).

Na **Figura 3.30** estão os diagramas tensão x deformação dos concretos de alta resistência com e sem aditivo redutor volumétrico não confinados submetidos à compressão uniforme.

Os diagramas tensão x deformação dos concretos de alta resistência com e sem aditivo redutor volumétrico, confinados e não confinados, para as 3 espessuras, sujeitos a carregamento apenas no núcleo de concreto, são apresentados na **Figura 3.31** e **3.32**, respectivamente.

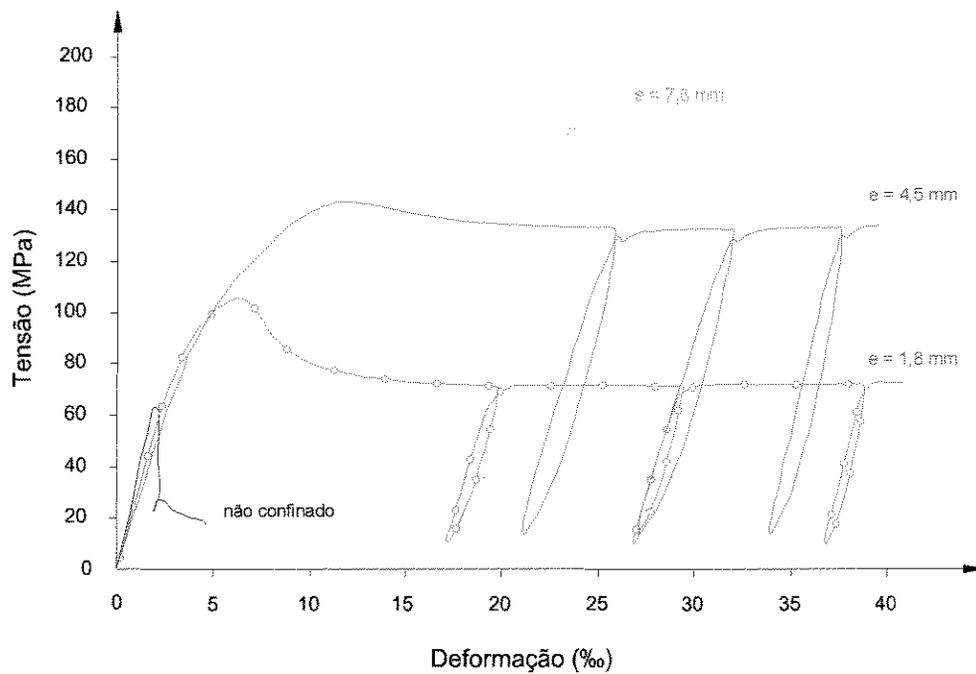


Figura 3.31 - Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência com redutor volumétrico confinado e não confinado com carga somente no núcleo de concreto, (FERNANDES *et alii*, 2000).

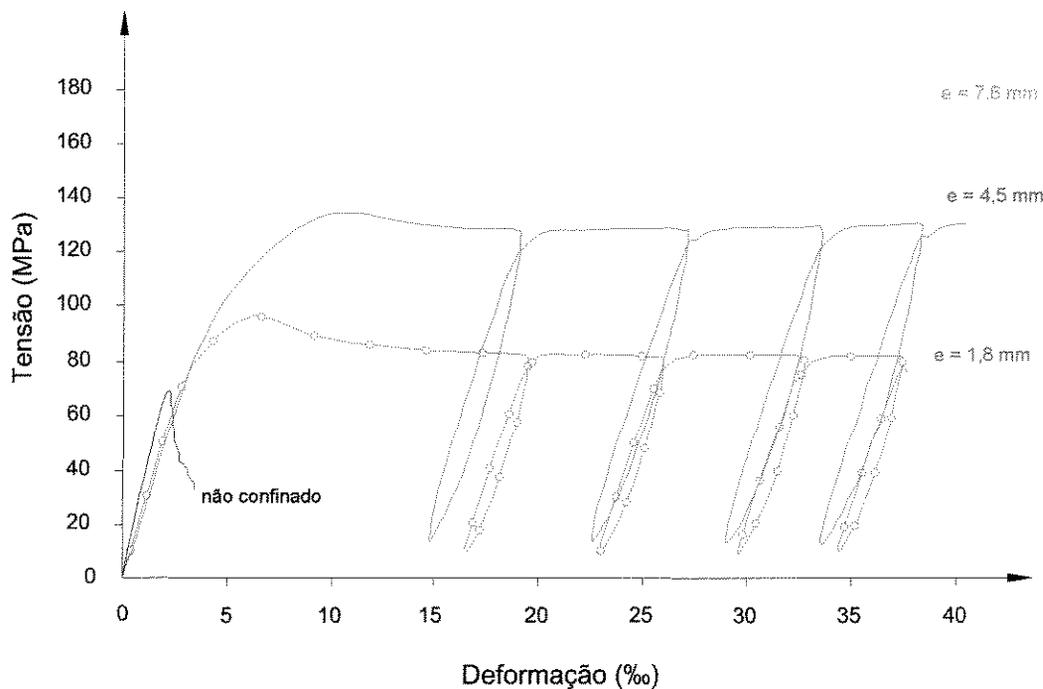


Figura 3.32 - Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência sem redutor volumétrico confinado e não confinado com carga somente no núcleo de concreto, (FERNANDES *et alii*, 2000).

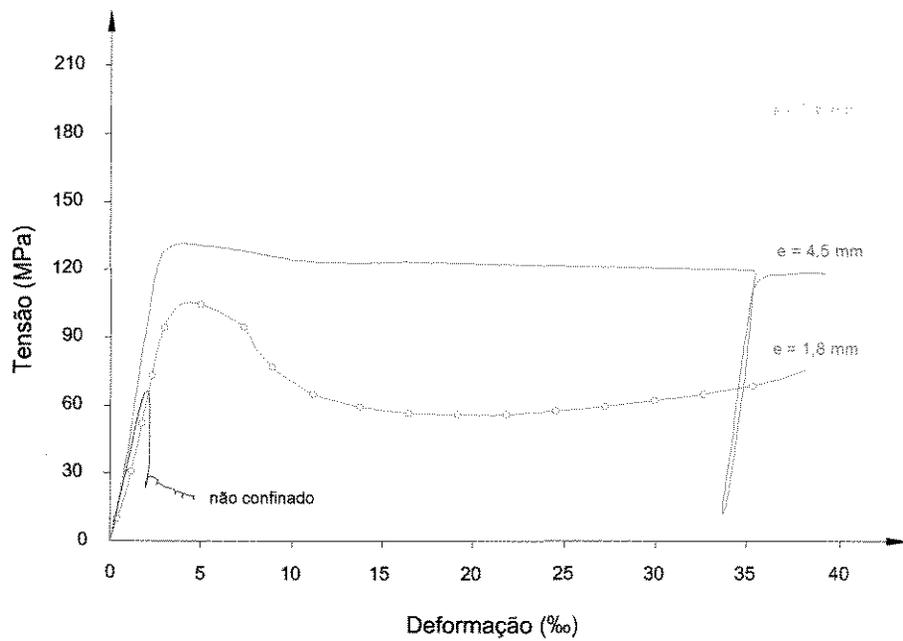


Figura 3.33 - Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência com redutor volumétrico confinado e não confinado com carga em toda seção transversal, (FERNANDES *et alii*, 2000).

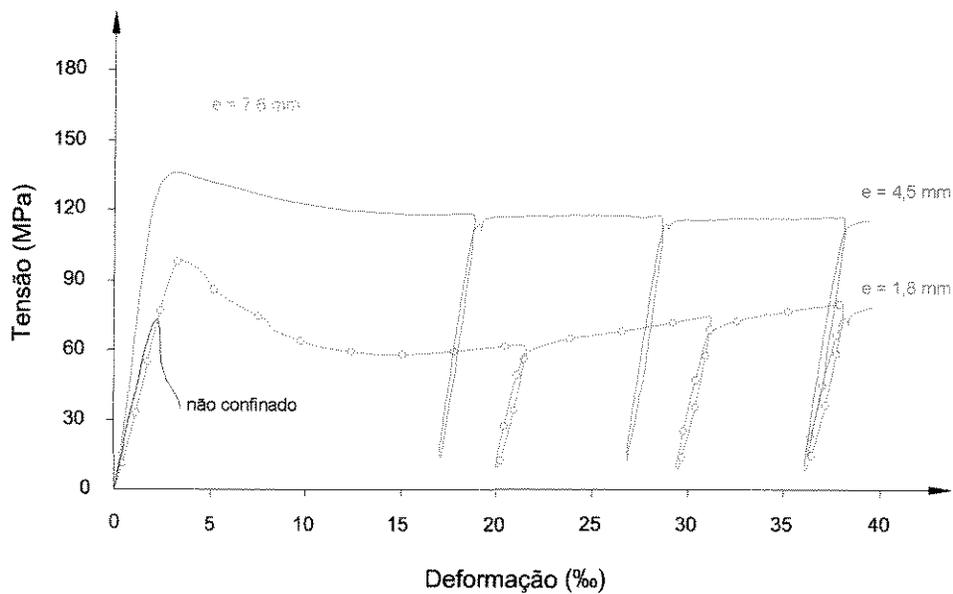


Figura 3.34 - Diagrama tensão x deformação do concreto de alta resistência sem redutor volumétrico confinado e não confinado com carga em toda seção transversal, (FERNANDES *et alii*, 2000).

Os diagramas tensão x deformação dos concretos de alta resistência com e sem aditivo redutor volumétrico, confinados e não confinados, para as 3 espessuras,

sujeitos a carregamento em ambos: aço e núcleo de concreto, são apresentados na **Figura 3.33** e **3.34**, respectivamente.

FERNANDES *et alii* (2000) constataram que as curvas tensão x deformação (**Figura 3.30**) tiveram praticamente a mesma inclinação na parte ascendente, e que a adição do aditivo redutor volumétrico ao concreto tornou-o mais frágil, o que pode ser verificado observando a parte descendente do diagrama tensão x deformação.

Com base nos resultados de seus ensaios, FERNANDES *et alii* (2000) fizeram as seguintes observações. Para a situação de pilar misto curto com concreto sem aditivo redutor de retração com carga apenas no núcleo de concreto (**Figura 3.32**), teve-se um início rápido do estado de tensão triaxial, e mesmo com pequenas cargas, o tubo metálico reteve o deslocamento radial do núcleo de concreto, e a tensão da compressão axial foi totalmente transmitida a peça, onde a tensão de tração circunferencial ocorreu predominantemente em algumas partes do tubo. Para os pilares mistos com espessura metálica maior houve um escoamento na direção circunferencial, deformando-se como um barril na parte central da peça. O que torna claro que a tensão de tração circunferencial aumentou e a tensão de compressão diminuiu após o escoamento do tubo.

Para o caso de pilar misto curto com concreto de alta resistência com redutor de retração, também com carga aplicada apenas no núcleo de concreto (**Figura 3.31**), mesmo com resistência à compressão menor que o concreto sem redutor, as cargas últimas foram maiores, assim como as deformações na parte ascendente da curva tensão x deformação. O que é justificado pela não retração do concreto, que proporciona um aumento no atrito entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Também para este caso a tensão de tração circunferencial aumentou e a tensão de compressão axial diminuiu depois que o aço entrou em escoamento.

Para a condição de pilar misto curto com concreto com e sem o aditivo redutor de retração com carga distribuída em toda a seção transversal, para cargas relativamente pequenas não houve o desenvolvimento do estado triaxial de tensão no núcleo de concreto.

De acordo com o exposto anteriormente, FERNANDES *et alii*, afirmam também que, quando a peça composta é comprimida uniformemente, ocorre uma expansão diferencial da seção. Devido as diferenças entre os coeficientes de Poisson, do aço e do concreto ($\nu_c = 0,18$ e $\nu_s = 0,30$), o tubo de aço sofre uma expansão maior do que o núcleo de concreto. Surgindo então, uma tensão na interface e há a tendência de haver a separação do aço do concreto pelas condições de carregamento.

Em seus testes com carga distribuída em toda a seção transversal do elemento, FERNANDES *et alii* observaram também que após o desconfinamento do concreto a parede do tubo metálico tornou-se instável e atingiu a ruptura. Isto fez com que o concreto fosse pressionado, fazendo-o sofrer uma expansão lateral, retida parcialmente pelo tubo. Teve-se desta forma, o estado triaxial de tensão, mas somente para cargas próximas da ruptura.

Os modos de ruptura para os tubos de aço preenchidos com concreto, com espessuras maiores (4,5 e 7,6 mm), não sofreram grandes diferenças com relação ao tipo de carregamento a que foram submetidos. Para estas espessuras, a trajetória de tensões tendeu a ir para o meio da altura do corpo-de-prova. No entanto, os tubos de aço preenchidos com concreto, de menor espessura (1,8 mm), independentemente do tipo de carregamento, sofreram instabilidade local junto às extremidades. O caso mais crítico foi para a situação de carga aplicada em toda a seção transversal do elemento, em que o estado de tensão triaxial ocorreu apenas próximo da ruptura.

FERNANDES *et alii* tiraram as seguintes conclusões de seus experimentos. Tendo-se carga axial somente no concreto, o mesmo inicia o estado triaxial de tensão

imediatamente após a aplicação da carga. Houve uma indução das tensões para a região central da coluna para os tubos com maior espessura. Tal fenômeno, foi visto principalmente para o concreto com redutor, devido a maior área de contato entre os dois materiais. Para a carga axial aplicada em toda a seção, o efeito triaxial se deu somente após o esmagamento do concreto, e houve instabilidade local para os tubos com menor espessura (1,8 mm).

As colunas mistas com carga apenas no núcleo de concreto tiveram um pequeno decréscimo de rigidez após o escoamento do tubo metálico. Sendo que para os corpos-de-prova sem adição do redutor de retração volumétrico, as perdas de rigidez foram pequenas e tenderam a permanecer constantes nas colunas com tubos de maiores espessuras. Já as peças com concreto de alta resistência com o redutor, apresentaram também esta redução de rigidez com o escoamento do tubo. E após o escoamento do tubo, a rigidez foi recuperada, e em alguns casos (maiores espessuras do tubo), tenderam até a aumentar. E finalmente, de um modo geral para FERNANDES *et alii* seus testes demonstraram que, a maneira como foi aplicado o carregamento afetou pouco a resistência última do concreto confinado.

3.8.8 Ensaio Realizados por PRION & BOEHME (1994)

PRION & BOEHME no ano de 1994 apresentaram os resultados de suas investigações sobre o comportamento de tubos metálicos circulares, de paredes finas, preenchidos com concreto de alta resistência.

A principal ênfase, dada por PRION & BOEHME, foi para o nível de ductilidade alcançado com estes elementos, de modo a estabelecer o comportamento próximo da carga de ruptura.

Todos os corpos-de-prova possuíam as mesmas seções transversais, conforme a **Figura 3.35**. A **Tabela 3.10** complementa as informações acerca dos elementos testados.

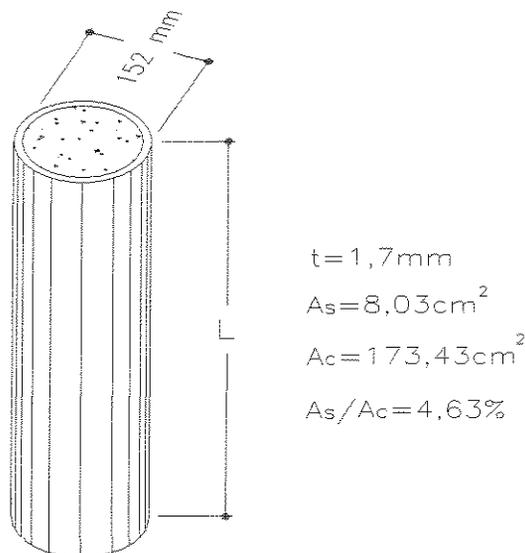


Figura 3.35 - Propriedades dos corpos-de-prova, (PRION & BOEHME, 1994).

Um total de 10 (dez) colunas curtas, com comprimento entre 500 e 900 mm, foram ensaiadas sob carga axial. PRION & BOEHME escolheram os arranjos de carga - carga aplicada no aço e no concreto simultaneamente, e carga aplicada somente no núcleo de concreto - e os comprimentos dos elementos de modo a poderem observar os efeitos de confinamento no núcleo de concreto de alta resistência, que segundo eles, parece ser mais evidente em colunas com um coeficiente de esbeltez (L/D), inferior a 15.

Foram testadas 3 (três) colunas, com 1071 mm de comprimento entre os pontos de inflexão, com carga com excentricidade inicial que variou entre 11 e 15 mm.

Segundo PRION & BOEHME, todas as colunas testadas apresentaram comportamento dúctil, e os ensaios procederam de maneira tranqüila e controlada. Na **Tabela 3.10** encontram-se os resultados dos testes.

Tabela 3.10 - Características das colunas testadas por PRION & BOEHME (1994).

Coluna	L (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$^{(1)}P_{c\acute{a}lc}$ (kN)	P_{exp} (kN)	$^{(2)}M_{c\acute{a}lc(0)}$ (kN m)	$^{(3)}M_{c\acute{a}lc}$ (kN m)	$^{(4)}M_{exp}$ (kN m)	$\frac{P_{exp}}{P_{c\acute{a}lc}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{c\acute{a}lc(0)}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{c\acute{a}lc}}$	$^{(5)}e$ (mm)	
Carga axial em toda a seção	B1	900	270	73	1490	1550	-	-	-	1,040	-	-	-
	B3	900	270	73	1490	1458	-	-	-	0,979	-	-	-
	B5	500	270	73	1490	1548	-	-	-	1,039	-	-	-
	B7	500	270	73	1490	1448	-	-	-	0,972	-	-	-
	BP9	660	328	85	1746	1863	-	-	-	1,067	-	-	-
	BP10	660	328	85	1746	1895	-	-	-	1,085	-	-	-
Carga axial no concreto	B2	900	270	75	1525	1458	-	-	-	0,956	-	-	-
	B4	900	270	75	1525	1548	-	-	-	1,015	-	-	-
	B6	500	270	75	1525	1548	-	-	-	1,015	-	-	-
	B8	500	270	75	1525	1587	-	-	-	1,041	-	-	-
Flexo-compressão	BP20	1071	328	92	1867	1273	16,5	20,1	21,4	0,682	1,294	1,063	15
	BP21	1071	328	92	1867	1451	16,5	14,7	13,8	0,777	0,834	0,940	12
	BP22	1071	328	92	1867	1309	16,5	19,1	15,9	0,701	0,961	0,834	11

$^{(1)} P_{c\acute{a}lc} = A_c f_c + A_s f_y$

$^{(2)} M_{c\acute{a}lc(0)}$ conforme modelo de compatibilidade de deformação, sem carga axial

$^{(3)} M_{c\acute{a}lc}$ conforme modelo de compatibilidade de deformação, com carga axial

$^{(4)}$ Calculado a partir das leituras de deformações

$^{(5)}$ Excentricidade inicial calculada a partir das leituras de deformação

Todas as colunas curtas apresentaram ruptura por cisalhamento no concreto, conforme o modo de ruptura da **Figura 3.36**. O que resultou num declínio relativamente abrupto na capacidade resistente. Mesmo assim, as colunas tiveram uma ruptura dúctil após terem atingindo o pico de carga. E mesmo com a baixa porcentagem de aço na seção transversal, apresentada pelas colunas curtas, a carga sustentada foi de aproximadamente 60% da carga experimental última. PRION & BOEHME não detectaram nenhuma diferença apreciável na capacidade resistente, tanto entre colunas longas como curtas, nem com relação ao tipo de carregamento, em toda a

seção do elemento ou apenas no concreto. Curvas de carga axial x encurtamento das colunas sob carga axial são apresentadas na **Figura 3.37**.

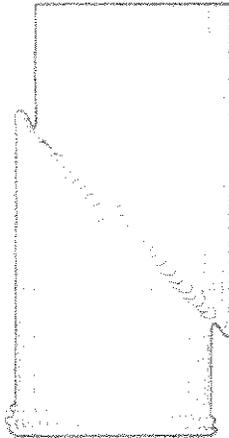


Figura 3.36 - Modo de ruptura apresentado pelas colunas curtas, (PRION & BOEHME, 1994).

As colunas com carga excêntrica não exibiram um comportamento dúctil como esperado, e tiveram ruptura repentina logo que ocorreu a instabilidade local da parede do tubo. As cargas experimentais não alcançaram as cargas estimadas pelo modelo da superposição ou pelo modelo da compatibilidade, o que para PRION & BOEHME, sugere que a natureza frágil do concreto de alta resistência, mais a ausência de um confinamento adequado, contribuíram para a ruptura prematura e não dúctil de tais colunas.

A partir das informações geradas pelos seus testes PRION & BOEHME elaboraram as seguintes conclusões. O tubo de parede fina não proporcionou confinamento suficiente para que pudesse ser desenvolvida toda a capacidade plástica do concreto da seção. E devido a instabilidade local da parede do tubo, a capacidade de momento plástico da seção de aço não pode ser desenvolvida como fora desejado.

As colunas curtas submetidas à compressão axial apresentaram mecanismo de ruptura por cisalhamento do concreto, antes da expansão plástica do núcleo de concreto. Isto alterou significativamente as capacidades de suporte de carga última e

pós-pico da seção, apresentando um declínio repentino na curva carga x deformação. No entanto, ficou evidente a extraordinária ductilidade e notável permanência do nível de carga de tais membros, no trecho pós-pico do diagrama carga x deformação.

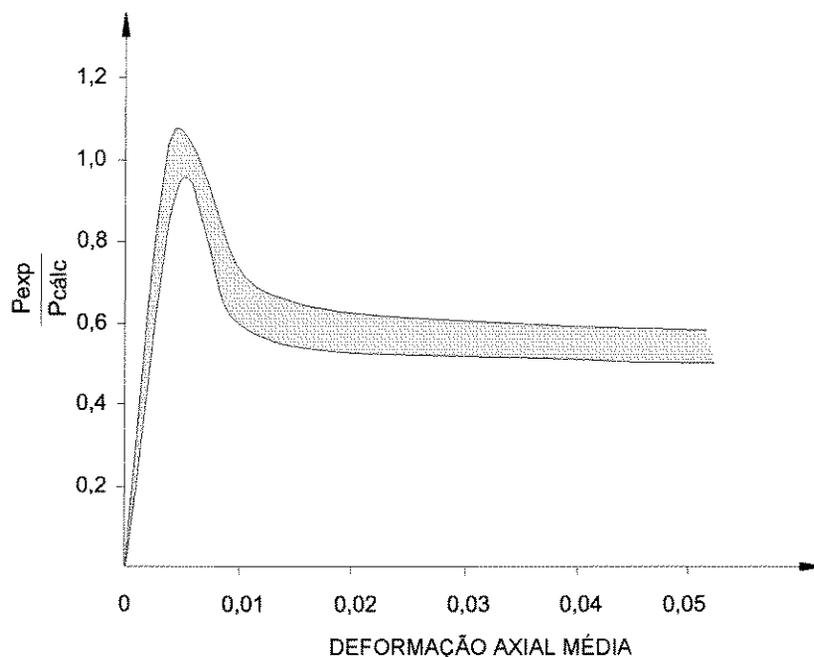


Figura 3.37 - Curvas carga axial x deformação para as colunas curtas, (PRION & BOEHME, 1994).

Já as colunas com carga excêntrica tiveram um desempenho inferior ao esperado. O que é atribuído, segundo PRION & BOEHME, a imperfeições tais como falta de retidão e os efeitos de extremidade. Os quais, segundo eles, produzem uma ação mais prejudicial em elementos com esbelteza alta.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Na investigação experimental pretendeu-se observar principalmente o comportamento de uma massa maior de concreto de alta resistência envolta pela casca metálica, comparativamente com os estudos desenvolvidos anteriormente. Em tais estudos, foram investigados pilares de pequenas dimensões e altas relações entre área de aço e área de concreto confinado.

O programa completo compreendeu a análise experimental de 16 (dezesesseis) pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência, de seção transversal quadrada e retangular, sujeitos a cargas axiais e cargas com pequenas excentricidades, com diferentes espessuras para os tubos metálicos.

Com o propósito de observar a influência da adição de fibras metálicas no comportamento da coluna, do total de 16 (dezesesseis) pilares, 8 (oito) foram ensaiados à compressão axial, sendo que 4 (quatro) pilares com núcleo de concreto de alta resistência sem fibras e 4 (quatro) pilares com núcleo de concreto de alta resistência com fibras.

Tendo em vista a flexo-compressão, um total de 8 (oito) pilares foram testados com carga aplicada à meia seção do elemento, todos com núcleo de concreto de alta resistência sem adição de fibras metálicas.

4.1 Detalhes Gerais dos Pilares

Na seqüência estão, a caracterização estabelecida na identificação dos modelos, a maneira como foi definida a geometria dos modelos e, o esquema estático e esquema de carregamento que foram adotados no experimento.

4.1.1 Caracterização

A nomenclatura adotada para identificar cada modelo foi a seguinte: PWXF-Y, onde:

- W = pilar misto de seção quadrada ou retangular (Q ou R);
- X = espessura da chapa metálica (4,75 mm; 6,35 mm; 7,94 mm ou 9,50 mm);
- F = presente apenas nos pilares com núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras metálicas;
- Y = índice numérico que define o modelo ensaiado (I ou II).

Desta maneira, PR794-I refere-se ao primeiro ensaio de um pilar misto de seção transversal retangular com tubo metálico de espessura igual a 7,94 mm. Enquanto que, PR794F-I refere-se ao exemplar com núcleo reforçado com fibras de aço.

4.1.2 Definição da Geometria dos Modelos

Tendo em vista a disponibilidade de equipamento com maior capacidade de carga, e procurando avaliar o efeito de escala conjuntamente com uma relação maior

entre as áreas de aço e concreto, fez-se a opção de ensaiar pilares com dimensões maiores que aquelas executadas nos estudos anteriores.

De maneira semelhante aos trabalhos já realizados, a área da seção transversal da parede dos tubos metálicos foi determinada de modo a ser compatível com a área das armaduras transversal e longitudinal, empregadas nos pilares armados usualmente.

Foram levadas em consideração também as diferenças entre a tensão de escoamento do aço das chapas e a tensão de escoamento dos aços das barras.

De acordo com FERNANDES (1997), partiu-se dos pilares com armadura usual para a determinação das espessuras dos tubos metálicos.

4.1.2.1 Pilares Armados Usualmente

As dimensões dos pilares armados usualmente, que serviram de ponto de partida, foram tomadas iguais a uma vez e meia as dimensões analisadas por FERNANDES (1997). Também foram levadas em consideração as taxas de armadura longitudinal (3,2% para os pilares quadrados e 4,4% para os pilares retangulares), e as 3 (três) taxas de armadura transversal (2%; 2,25% e 2,50%). Na **Tabela 4.1** são explicitadas as características gerais dos pilares testados por FERNANDES (1997), e as novas características determinadas.

A armadura longitudinal para os pilares com seção transversal quadrada foi calculada da seguinte forma:

$$A_s = 12 \cdot 12 \cdot \frac{3,2}{100} = 4,61 \text{ cm}^2$$

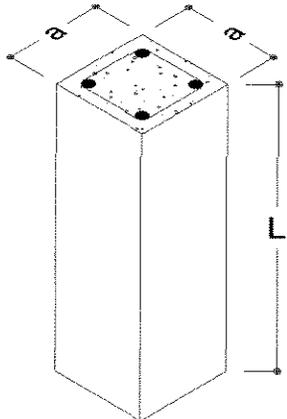
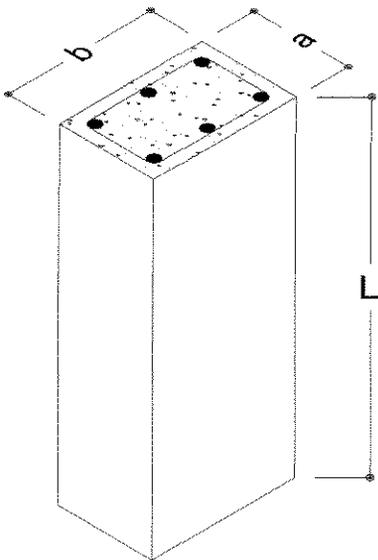
$$(A_s)_{Adotada} = 6 \phi 10 (4,80 \text{ cm}^2)$$

De modo semelhante, o mesmo cálculo de armadura longitudinal foi realizado para os pilares de seção transversal retangular:

$$A_s = 18 \cdot 12 \cdot \frac{4,4}{100} = 9,50 \text{ cm}^2$$

$$(A_s)_{Adotada} = 12 \phi 10 (9,60 \text{ cm}^2)$$

Tabela 4.1 - Características originais e novas características dos pilares conforme o tipo de seção.

	Tipo de Seção	Características Originais ^(*)	Novas Características
Quadrada		<p>a = 80 mm</p> <p>L = 460 mm</p> <p>n_b = 4 barras (3,2%)</p> <p>n_{e1} = 13 estribos (2%)</p> <p>n_{e2} = 14 estribos (2,25%)</p> <p>n_{e3} = 16 estribos (2,5%)</p>	<p>a = 120 mm</p> <p>L = 700 mm</p> <p>n_b = 6 barras (3,2%)</p> <p>n_{e1} = 27 estribos (2%)</p> <p>n_{e2} = 30 estribos (2,25%)</p> <p>n_{e3} = 33 estribos (2,5%)</p>
Retangular		<p>a = 80 mm</p> <p>b = 120 mm</p> <p>L = 460 mm</p> <p>n_b = 6 barras (4,4%)</p> <p>n_{e1} = 14 estribos (2%)</p> <p>n_{e2} = 17 estribos (2,25%)</p> <p>n_{e3} = 18 estribos (2,5%)</p>	<p>a = 120 mm</p> <p>b = 180 mm</p> <p>L = 700 mm</p> <p>n_b = 12 barras (4,4%)</p> <p>n_{e1} = 30 estribos (2%)</p> <p>n_{e2} = 34 estribos (2,25%)</p> <p>n_{e3} = 38 estribos (2,5%)</p>

^(*) Características estudadas por FERNANDES (1997)

4.1.2.2 Pilares Mistos

Os tubos metálicos dos pilares compostos foram feitos com chapas de aço, cortadas, dobradas em forma de “U”, e depois devidamente soldadas, de modo a se ter os tubos quadrados e retangulares. Os tubos metálicos foram então preenchidos com concreto de alta resistência, constituindo assim o pilar misto.

a) Volume Total das Armaduras Transversal e Longitudinal dos Pilares Armados Usualmente

Para o cálculo dos volumes das armaduras dos pilares procedeu-se de acordo com FERNANDES (1997).

Os volumes das armaduras dos pilares foram calculados da seguinte forma:

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \right) \cdot p \cdot n_e$$

$$V_\ell = \left(\frac{\pi \cdot \phi_\ell^2}{4} \right) \cdot \ell \cdot n_b$$

onde:

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura transversal;

ϕ_ℓ = diâmetro da barra da armadura longitudinal;

p = perímetro do estribo;

ℓ = comprimento das barras longitudinais;

n_e = número de estribos;

n_b = número de barras longitudinais;

V_t = volume das barras da armadura transversal do pilar;

V_ℓ = volume das barras da armadura longitudinal do pilar.

Foram usadas nos pilares, para efeito de cálculo, armaduras com os seguintes diâmetros, $\phi_t = 5 \text{ mm}$ e $\phi_\ell = 10 \text{ mm}$.

Para os pilares com as dimensões $120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ foi empregada a taxa de armadura longitudinal de 3,2%, variando-se apenas a taxa de armadura transversal. Chegou-se, portanto, aos seguintes resultados:

$$n_b = 6$$

$$\ell = 700 \text{ mm}$$

$$V_\ell = \left(\frac{\pi \cdot 10^2}{4} \right) \cdot 700 \cdot 6 = 329.867,23 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2%, tem-se que:

$p = 400 \text{ mm}$ (cobrimento adotado de 10 mm)

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{p \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2\%$$

$$\frac{400 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{120^2 \cdot s} = 2\% \therefore s = 27 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{27} + 1 \cong 27 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 400 \cdot 27 = 212.057,50 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2,25%, tem-se que:

$p = 400 \text{ mm}$

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{\rho \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2,25\%$$

$$\frac{400 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{120^2 \cdot s} = 2,25\% \quad \therefore s = 24 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{24} + 1 \cong 30 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 400 \cdot 30 = 235.619,45 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2,5%, tem-se que:

$$\rho = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{\rho \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2,5\%$$

$$\frac{400 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{120^2 \cdot s} = 2,5\% \quad \therefore s = 22 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{22} + 1 \cong 33 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 400 \cdot 33 = 259.181,39 \text{ mm}^3$$

Para os pilares com as dimensões 120 mm x 180 mm x 700 mm foi usada a taxa de armadura longitudinal de 4,4%, variando-se apenas a taxa de armadura transversal. Obtendo-se, assim, aos seguintes resultados:

$$n_b = 12$$

$$\ell = 700 \text{ mm}$$

$$V_\ell = \left(\frac{\pi \cdot 10^2}{4} \right) \cdot 700 \cdot 12 = 659.734,46 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2%, tem-se que:

$p = 520$ mm (cobrimento adotado de 10 mm)

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{p \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2\%$$

$$\frac{520 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{(120 \cdot 180) \cdot s} = 2\% \quad \therefore s = 24 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{24} + 1 \cong 30 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 520 \cdot 30 = 306.305,28 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2,25%, tem-se que:

$p = 520$ mm

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{p \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2,25\%$$

$$\frac{520 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{(120 \cdot 180) \cdot s} = 2,25\% \quad \therefore s = 21 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{21} + 1 \cong 34 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 520 \cdot 34 = 347.145,99 \text{ mm}^3$$

Para o pilar com taxa de armadura transversal de 2,5%, tem-se que:

$p = 520$ mm

$$\frac{V_{\text{aço}}}{V_{\text{concreto}}} = \frac{p \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_c \cdot s} = 2,5\%$$

$$\frac{520 \cdot \frac{\pi \cdot 5^2}{4}}{(120 \cdot 180) \cdot s} = 2,5\% \therefore s = 19 \text{ mm}$$

$$n_e = \frac{700}{19} + 1 \cong 38 \text{ estribos}$$

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \cdot 520 \cdot 38 = 387.986,69 \text{ mm}^3$$

b) Cálculo dos Coeficientes Devido à Diferença Entre os Limites de escoamento dos Aços

O cálculo dos coeficientes devido à diferença entre os limites de escoamento dos aços dos pilares e o aço das chapas metálicas foi realizado de maneira análoga a FERNANDES (1997).

Para o aço CA-60B com diâmetro de 5 mm, tem-se um limite de escoamento de 600 MPa, e para o aço CA-50A com diâmetro de 10 mm, tem-se um limite de escoamento de 500 MPa.

Adotou-se o aço SAE-1010 para os tubos metálicos, que possui um limite de escoamento de 200 MPa.

Estimou-se um coeficiente para a armadura transversal e outro para a armadura longitudinal, da seguinte forma:

$$C_t = \frac{f_{y \text{ chapa}}}{f_{y \text{ estribo}}} = \frac{200}{600} = 0,33$$

$$C_t = \frac{f_{y \text{ chapa}}}{f_{y \text{ barra}}} = \frac{200}{500} = 0,40$$

onde: C_t = coeficiente da armadura transversal;
 C_ℓ = coeficiente da armadura longitudinal.

c) Cálculo das Espessuras das Chapas Metálicas

Assim como em FERNANDES (1997), devido à diferença de tensão entre os limites de escoamento dos aços das barras transversais e longitudinais e o aço das chapas metálicas, as espessuras das chapas foram obtidas adotando-se os volumes das armaduras transversais e longitudinais divididos pelos respectivos coeficientes, já calculados. Tem-se assim que os volumes de aço das chapas metálicas foi determinado pela expressão:

$$V_c = \frac{\left(\frac{V_t}{C_t} + \frac{V_\ell}{C_\ell} \right)}{2}$$

Para os pilares mistos foi adotada a mesma altura de 700 mm, e como os pilares de concreto armado de referência eram de 120 mm x 120 mm x 700 mm, com taxa de armadura longitudinal de 3,2%, e com taxa de armadura transversal variável, adotando-se um perfil "U" de 100 mm de alma e 50 mm de aba, foram calculadas as espessuras das chapas metálicas para os pilares de seção quadrada.

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{212.057,50}{0,33} + \frac{329.867,23}{0,40} \right)}{2} = 733.633,28 \text{ mm}^3$$

$$[(100 \cdot 50) - (100 - 2 \cdot t) \cdot (50 - t)] \cdot 700 = 733.633,28$$

$$1.400 t^2 - 140.000 t + 733.633,28 = 0$$

$$\text{logo } t = 5,55 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 5,56 \text{ mm.}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,25% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{235.619,45}{0,33} + \frac{329.867,23}{0,40} \right)}{2} = 769.333,20 \text{ mm}^3$$

$$1.400 t^2 - 140.000 t + 769.333,20 = 0$$

$$\text{logo } t = 5,84 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 5,56 \text{ mm.}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,5% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{259.181,39}{0,33} + \frac{329.867,23}{0,40} \right)}{2} = 805.033,11 \text{ mm}^3$$

$$1.400 t^2 - 140.000 t + 805.033,11 = 0$$

$$\text{logo } t = 6,13 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 6,35 \text{ mm.}$$

Para os pilares de concreto armado de referência com 120 mm x 180 mm x 700 mm, com taxa de armadura longitudinal de 4,4%, e com taxa de armadura transversal variável, adotando-se um perfil "U" de 100 mm de alma e 80 mm de aba, foram calculadas as espessuras das chapas metálicas para os pilares de seção quadrada.

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{306.305,28}{0,33} + \frac{659.734,46}{0,40} \right)}{2} = 1.288.766,98 \text{ mm}^3$$

$$[(100 \cdot 80) - (100 - 2 \cdot t) \cdot (80 - t)] \cdot 700 = 1.288.766,98$$

$$1.400 t^2 - 182.000 t + 1.288.766,98 = 0$$

$$\text{logo } t = 7,52 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 7,94 \text{ mm.}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,25% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{347.145,99}{0,33} + \frac{659.734,46}{0,40} \right)}{2} = 1.350.646,85 \text{ mm}^3$$

$$1.400 t^2 - 182.000 t + 1.350.646,85 = 0$$

$$\text{logo } t = 7,90 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 7,94 \text{ mm.}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,5% tem-se que:

$$V_c = \frac{\left(\frac{387.986,69}{0,33} + \frac{659.734,46}{0,40} \right)}{2} = 1.412.526,70 \text{ mm}^3$$

$$1.400 t^2 - 182.000 t + 1.412.526,70 = 0$$

$$\text{logo } t = 8,29 \text{ mm.}$$

$$t_{\text{adotado}} = 8,73 \text{ mm.}$$

Tabela 4.2 - Geometria e quantidade de tubos metálicos.

Seção Transversal	Quantidade	Espessura da Parede (mm)	Comprimento (mm)
100 mm x 100 mm	6	4,75	700
	2	6,35	
100 mm x 160 mm	6	7,94	700
	2	9,50	

Foi feita a opção de se ensaiar os pilares mistos aos pares, e também repetir os ensaios de compressão axial realizados por FERNANDES (1997), com espessuras similares as que forneceram melhores resultados, para verificar o efeito de escala e o comportamento do núcleo de concreto com adição de fibras de aço.

Devido à não disponibilidade de algumas espessuras determinadas nos cálculos anteriores, estas foram substituídas por espessuras comerciais com valores o mais

próximo possível. E, visando seguir as novas exigências nos ensaios à compressão de componentes e elementos estruturais, apresentadas por GOMES (1999), as bordas de todos os tubos foram previamente retificadas mediante usinagem em torno mecânico.

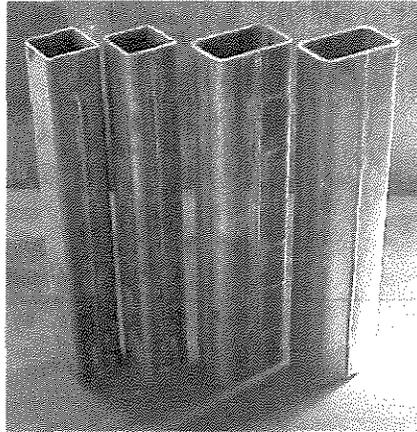


Figura 4.1 - Tubos metálicos vazios.

A **Tabela 4.2** apresenta um resumo das dimensões calculadas anteriormente, e quantidades de tubos metálicos definidas para cada espessura. Já a **Tabela 4.3** traz as geometrias apresentadas pelos tubos adquiridos conforme cada ensaio, e na **Figura 4.1** são apresentados quatro exemplares dos tubos metálicos, um para cada espessura.

4.1.3 Esquema Estático e Esquema de Carregamento

A carga excêntrica pretendeu simular a condição de uma viga apoiada a meia seção do pilar misto, situação esta verificada na prática. Na **Figura 4.2** é exposto o esquema de como foi aplicada a flexo-compressão nos ensaios.

AGOSTINI (1997) fez uso deste mesmo arranjo de aplicação de carregamento, em pilares de concreto de alta resistência solicitados excêntrica, e conseguiu simular com sucesso a flexo-compressão nos seus ensaios.

Tabela 4.3 - Geometrias apresentadas pelos tubos adquiridos.

Ensaio	Pilar	Seção (mm x mm)	t (mm)	L (mm)	A _c (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s /A _c (%)
Flexo-Compressão Sem Fibras	PQ475-I	100x100	4,83	697	81,61	18,39	22,5
	PQ475-II	98x99	4,80	698	79,03	17,99	22,8
	PQ635-I	98x101	6,35	698	75,32	23,66	31,4
	PQ635-II	99x101	6,29	694	76,41	23,58	30,9
	PR794-I	101x164	8,78	696	122,19	43,45	35,6
	PR794-II	101x163	9,16	697	119,62	45,01	37,6
	PR950-I	100x162	9,60	697	115,38	46,62	40,4
	PR950-II	100x163	9,18	696	118,08	44,92	38,0
Axial Sem Fibras	PQ475-I	100x100	4,83	697	81,61	18,39	22,5
	PQ475-II	98x99	4,83	696	78,92	18,10	22,9
	PR794-I	101x162	8,55	697	121,57	42,05	34,6
	PR794-II	101x164	8,51	697	123,43	42,21	34,2
Axial Com Fibras	PQ475F-I	100x103	4,81	699	84,40	18,60	22,0
	PQ475F-II	100x102	4,81	699	83,49	18,51	22,2
	PR794F-I	102x162	8,70	696	122,33	42,91	35,1
	PR794F-II	101x163	8,71	696	121,68	42,95	35,3

4.2 Características dos Materiais Empregados na Execução dos Pilares

Na seqüência são apresentados os resultados da caracterização do material dos tubos e do concreto aplicado no preenchimento.

4.2.1 Caracterização do Material dos Tubos Metálicos

Do material do qual foram executados os tubos metálicos foram retiradas duas amostras de cada chapa, tendo-se assim dois corpos-de-prova para cada espessura. Os corpos-de-prova foram cortados, usinados e ensaiados de acordo com as diretrizes da norma NBR 6152/92 (ABNT, 1992), para obtenção das propriedades mecânicas à

tração. A **Figura 4.3** apresenta os corpos-de-prova antes e após os ensaios, e os resultados dos ensaios encontram-se na **Tabela 4.4**.

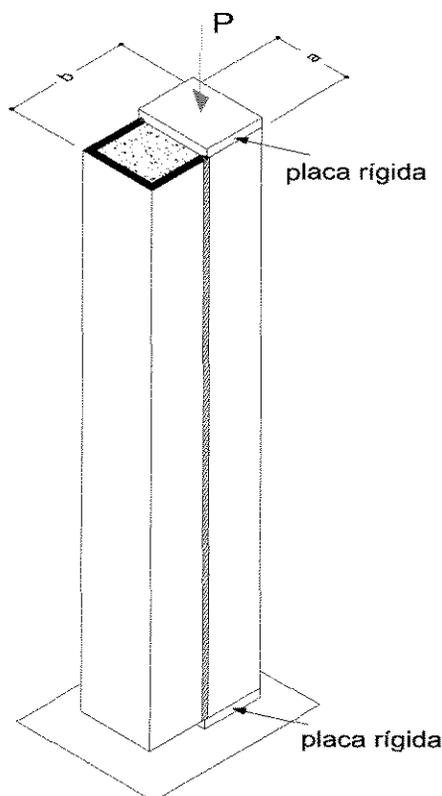


Figura 4.2 - Arranjo para aplicação de carga excêntrica.

4.2.2 Concreto Aplicado no Preenchimento dos Tubos

O concreto sem adição de fibras de aço usado no preenchimento dos tubos foi o mesmo estudado por FERNANDES (1997), o qual apresentou cerca de 80 MPa de resistência à compressão aos 28 dias.

No concreto com fibras, foi utilizada uma adição de 80 kg/m^3 de fibras de aço deformadas DRAMIX, de baixo teor de carbono, com 60 mm de comprimento (l), diâmetro (d) de 0,75 mm e relação de aspecto (l/d) igual a 80. O concreto apresentou

uma resistência de cerca de 103 MPa à compressão aos 28 dias. Nos ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, foram observadas as especificações da norma NBR 5739/94 (ABNT, 1994).

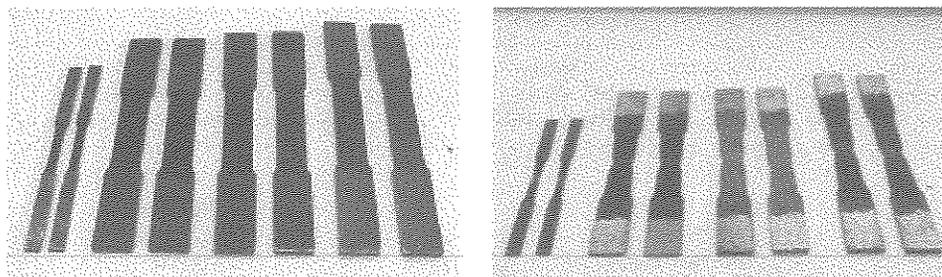


Figura 4.3 - Chapas metálicas antes e após ensaio de tração.

Nos dois tipos de concreto foi usado cimento CPV-ARI PLUS da marca CIMINAS, em conformidade com a NBR 5732/91 (ABNT, 1991); sílica ativa da marca SILMIX; superplastificante REAX RX 3000-A com peso específico de 1,16 g/l e 27% de teor de sólidos; areia com módulo de finura 2,98 e diâmetro máximo de 4,80 mm, pedra 01 com módulo de finura 6,79 e diâmetro máximo de 19 mm, determinados em ensaios conforme NBR 7211/83 (ABNT, 1983).

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios das chapas metálicas.

Espessura (mm)	c.p.	Dureza HRB	Estricção (%)	Along. ^{td} 50mm (%)	f _y (MPa)	f _r (MPa)
4,75	1	73	92	35	298	428
	2	73	91	35	305	423
6,35	1	67,5	92	38	258	402
	2	67,5	92	38	260	401
7,94	1	79	85	30	382	545
	2	79	88	28	381	542
9,50	1	64,5	93	42	236	346
	2	64,5	93	40	234	347

Na Tabela 4.5 são apresentados os consumos de materiais dos dois traços empregados, para um metro cúbico de concreto, assim como a resistência aos 28 dias.

Os consumos de materiais foram determinados de acordo com os procedimentos apresentados em HELENE & TERZIAN (1992).

Tabela 4.5 - Consumo de materiais para as duas misturas de concreto.

Concreto	Cimento (kg/m ³)	Silica Ativa (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Pedra 1 (kg/m ³)	SP l/m ³	Fibras (kg/m ³)	Fator a/(c+sa)	f _{c28d} (MPa)
A	580	87	630	970	38,84	-	0,30	80
B	655	66	807	1234	27,66	80	0,28	103

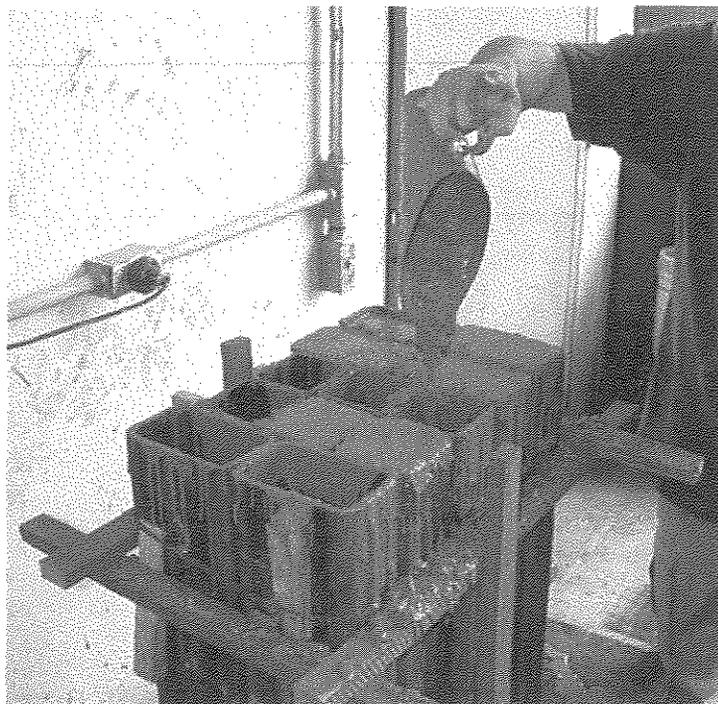


Figura 4.4 - Preenchimento dos tubos metálicos.

Foram moldados e ensaiados 2 (dois) corpos-de-prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para cada par de pilar, de forma a controlar a resistência à compressão na idade do ensaio dos pilares. Após a concretagem estes corpos-de-prova permaneceram 1 (um) dia nos moldes cobertos com lona plástica, em seguida foram desmoldados e envolvidos novamente em lonas plásticas.

A **Figura 4.4** mostra o momento da concretagem dos tubos metálicos, e aduz também o esquema, desenvolvido pelos técnicos do laboratório, para a realização do preenchimento dos tubos.

4.3 Instrumentação

Os pilares mistos, tubos metálicos mais núcleo de concreto de alta resistência, sujeitos à compressão uniforme e à flexo-compressão, foram instrumentados com 04 (quatro) defletômetros mecânicos MESSNER, com sensibilidade de 0,01 mm e curso de 50 mm, posicionados no centro das quatro faces dos tubos. Desta forma, foi determinado o encurtamento total sofrido pelo pilar em quatro posições, definidas como: R1, R2, R3 e R4.

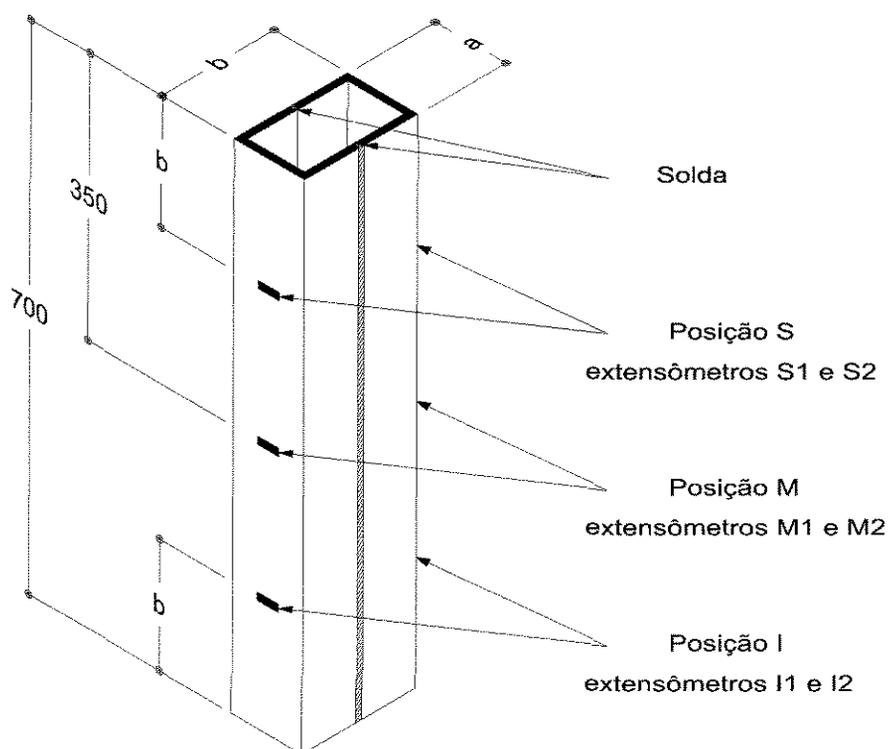


Figura 4.5 - Esquema de instrumentação.

Com as deformações totais, foram traçados os diagramas de deformação (encurtamento) do tubo mais núcleo de concreto para as quatro faces dos modelos.

Para analisar as deformações localizadas nas paredes dos pilares, foram usados extensômetros elétricos (strain gages) da marca KYOWA, com base de medida de 5,0 mm, instalados em três posições (I, M e S) ao longo da altura e nas faces onde não havia soldas. Deste modo foi possível obter a deformação da seção transversal no ponto onde o extensômetro foi colocado.

A **Figura 4.5** expõem o esquema da instrumentação que foi empregada nos modelos.

Em acordo com o esquema de aplicação de carga nos modelos, **Figura 4.2**, a carga foi aplicada a meia seção do pilar misto, referente à face onde foram colados os extensômetros I1, M1 e S1.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos da investigação experimental. Na seqüência estão, os resultados dos ensaios de modelos à compressão axial e os resultados dos ensaios de flexo-compressão.

5.1. Resultados dos Ensaios de Pilares Mistos à Compressão Axial

Na **Tabela 5.1** são expostas as cargas de cálculo e cargas últimas obtidas nos testes de compressão axial.

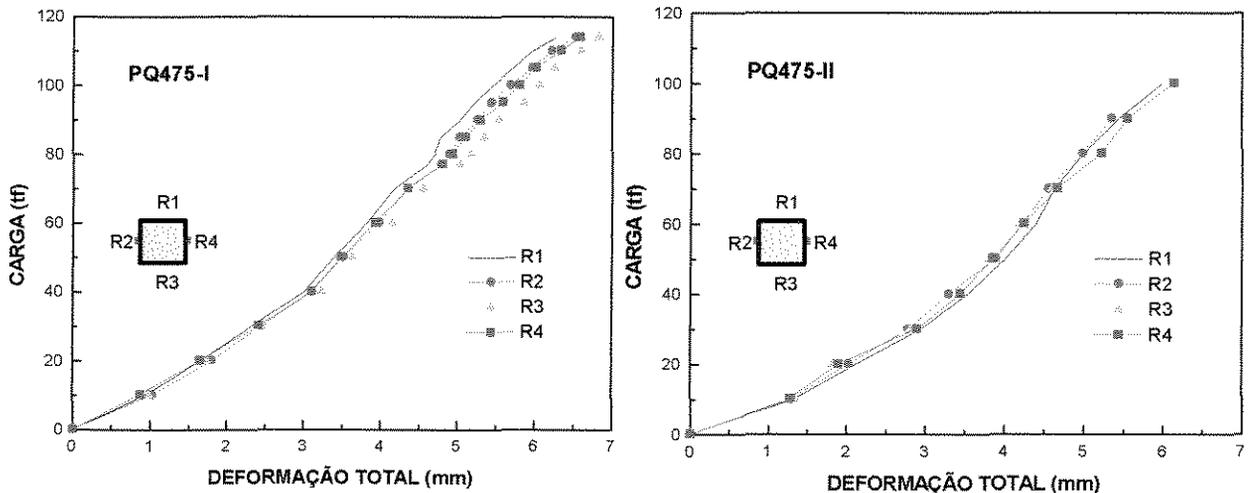


Figura 5.1 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475-I e PQ475-II.

Tabela 5.1 - Cargas de cálculo e cargas últimas obtidas nos testes.

Ensaio	Pilar	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)	$f_Y^{(3)}$ (MPa)	$P_{U(calc)}$ (tf) ⁽⁴⁾	$P_{U(exp)}$ (tf)	$P_{U(exp)} / P_{U(calc)}$
Axial Sem Fibras	PQ475-I	81,61	80,74 ⁽¹⁾	18,39	332,97	127,12	125,96	0,99
	PQ475-II	78,92	80,74 ⁽¹⁾	18,10	333,47	124,07	120,00	0,97
	PR794-I	121,57	80,74 ⁽¹⁾	42,05	437,83	282,26	248,48	0,88
	PR794-II	123,43	80,74 ⁽¹⁾	42,21	437,09	284,14	254,41	0,90
Axial Com Fibras	PQ475F-I	84,40	108,23 ⁽¹⁾	18,60	332,34	153,17	90,25	0,59
	PQ475F-II	83,49	108,23 ⁽¹⁾	18,51	332,50	151,90	108,35	0,71
	PR794F-I	122,33	108,23 ⁽¹⁾	42,91	438,65	320,62	241,40	0,75
	PR794F-II	121,68	108,23 ⁽¹⁾	42,95	438,72	319,14	244,12	0,76
Flexo-Compressão Sem Fibras	PQ475-I	81,61	86,73 ⁽²⁾	18,39	332,97	-	69,85	-
	PQ475-II	79,03	86,73 ⁽²⁾	17,99	333,26	-	63,14	-
	PQ635-I	75,32	86,73 ⁽²⁾	23,66	307,57	-	82,57	-
	PQ635-II	76,41	86,73 ⁽²⁾	23,58	306,82	-	74,21	-
	PR794-I	122,19	86,73 ⁽²⁾	43,45	438,98	-	137,59	-
	PR794-II	119,62	86,73 ⁽²⁾	45,01	441,90	-	146,06	-
	PR950-I	115,38	86,73 ⁽²⁾	46,62	279,09	-	131,96	-
	PR950-II	118,08	86,73 ⁽²⁾	44,92	276,84	-	140,67	-

⁽¹⁾ concreto com idade de 130d

⁽²⁾ concreto com idade de 169d

⁽³⁾ limite médio de escoamento da seção transversal conforme FERNANDES (1997)

⁽⁴⁾ $P_{U(calc)} = A_c f_c + A_s f_Y$

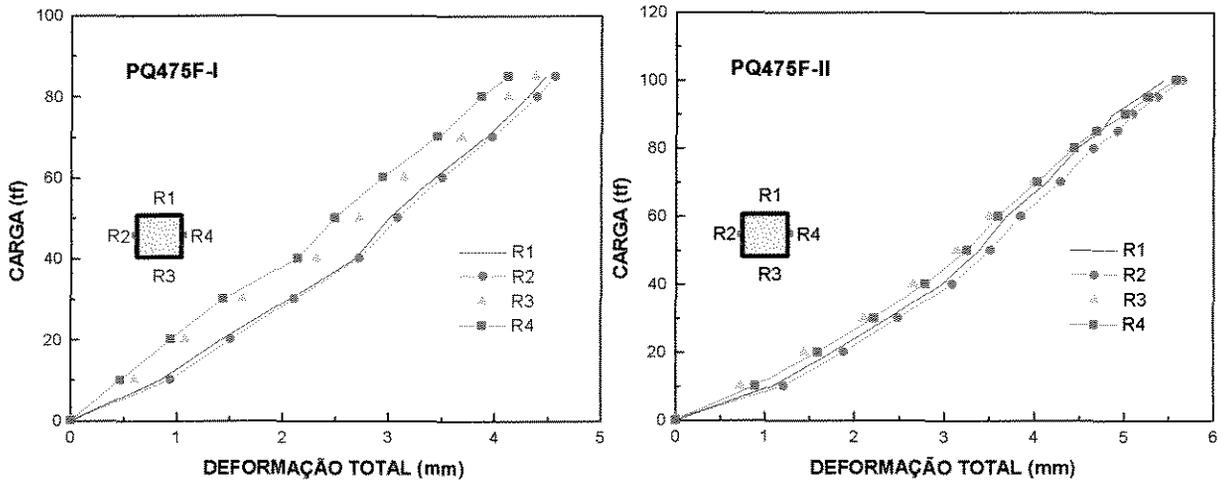


Figura 5.2 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.

Nas Figuras 5.1 a 5.4 são apresentados os diagramas carga x deformação de todos os pilares submetidos à compressão uniforme.

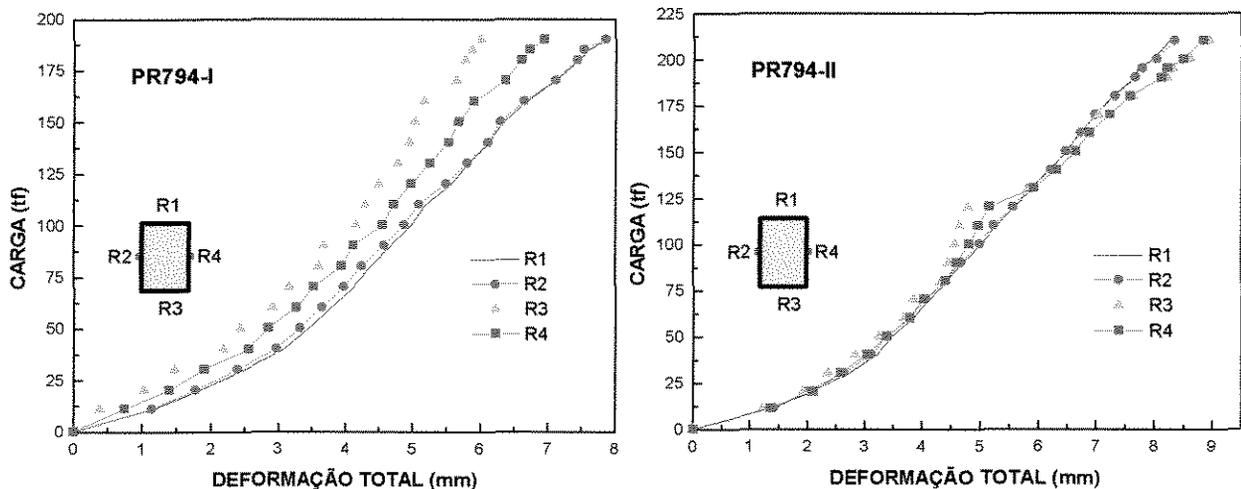


Figura 5.3 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794-I e PR794-II.

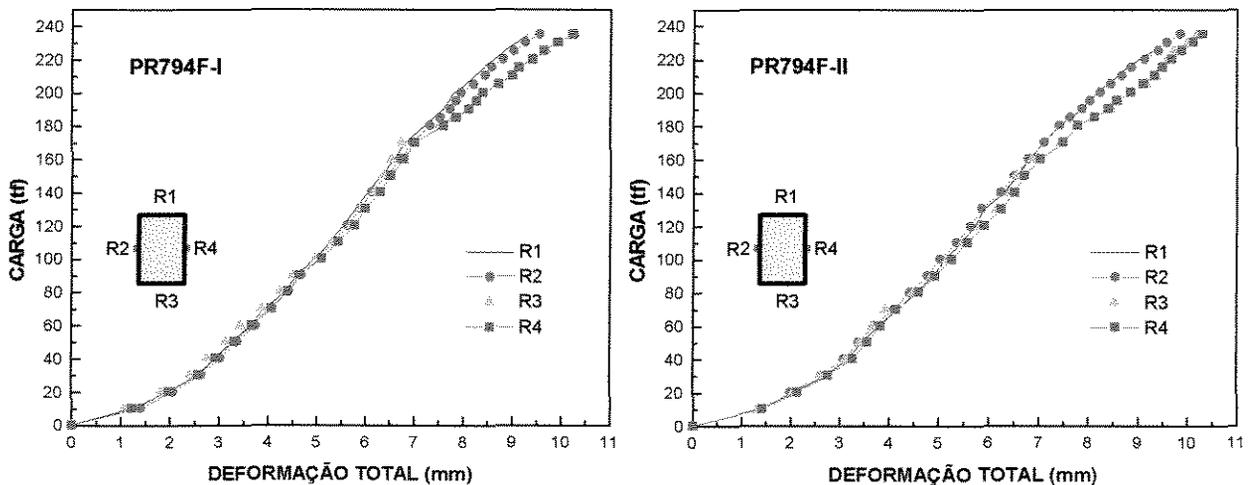


Figura 5.4 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794F-I e PR794F-II.

Conforme pode ser visto na **Tabela 5.1**, os pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras apresentaram cargas últimas inferiores às dos pilares com núcleo de concreto de alta resistência sem adição de fibras. E, em ambos os casos - pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência com adição e sem adição de fibras metálicas - as cargas últimas obtidas nos ensaios foram inferiores às cargas previstas.

As **Figuras 5.5 a 5.8** trazem os diagramas carga x deformação localizada, de todos os pilares submetidos à compressão axial.

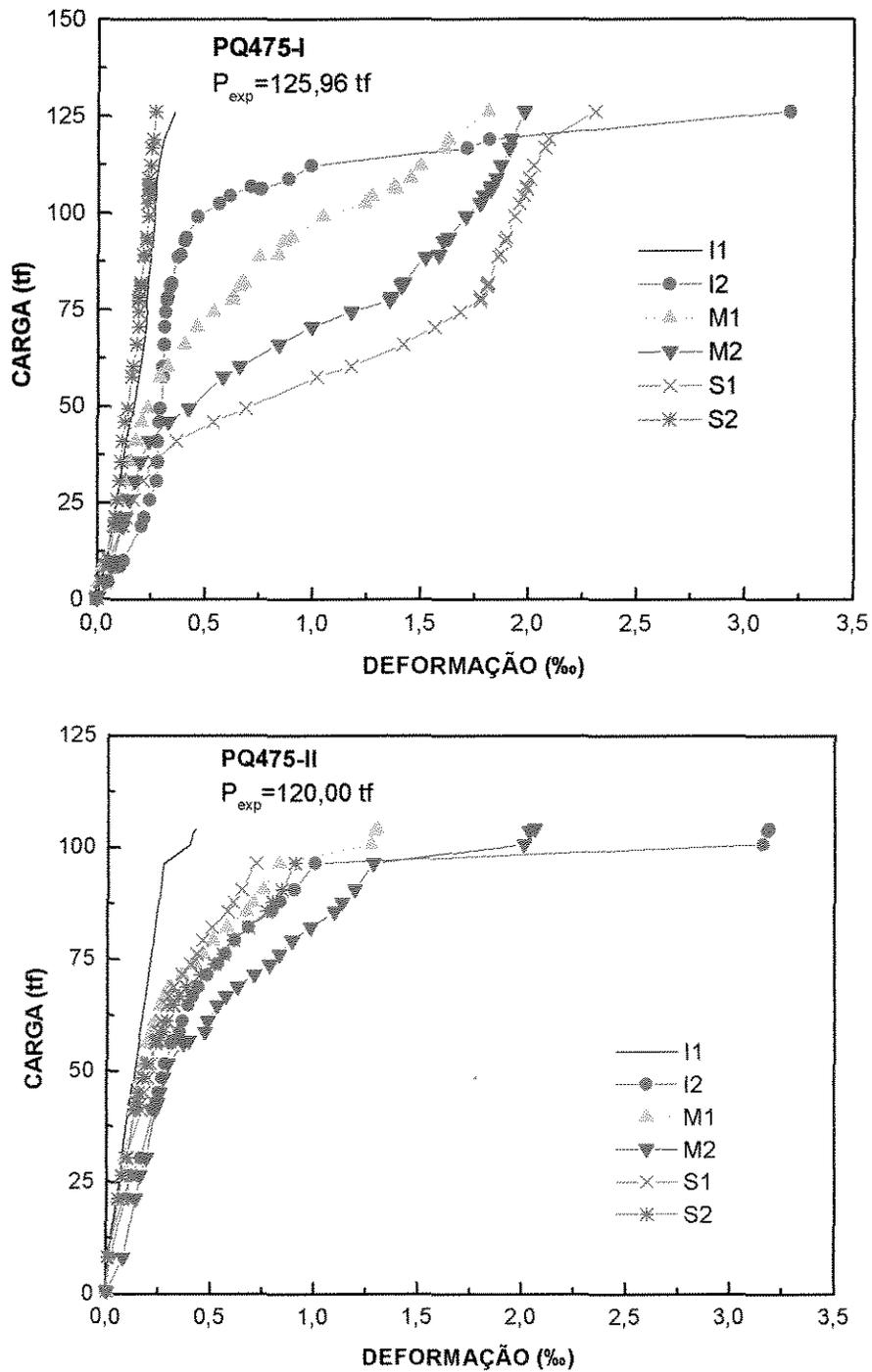


Figura 5.5 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475-I e PQ475-II.

Os pilares PR794F, apesar de terem cargas últimas inferiores às dos pilares PR794, apresentaram nos diagramas carga x deformação uma região de início de regime plástico durante a fase de carregamento (ver **Figura 5.3** e **Figura 5.4**).

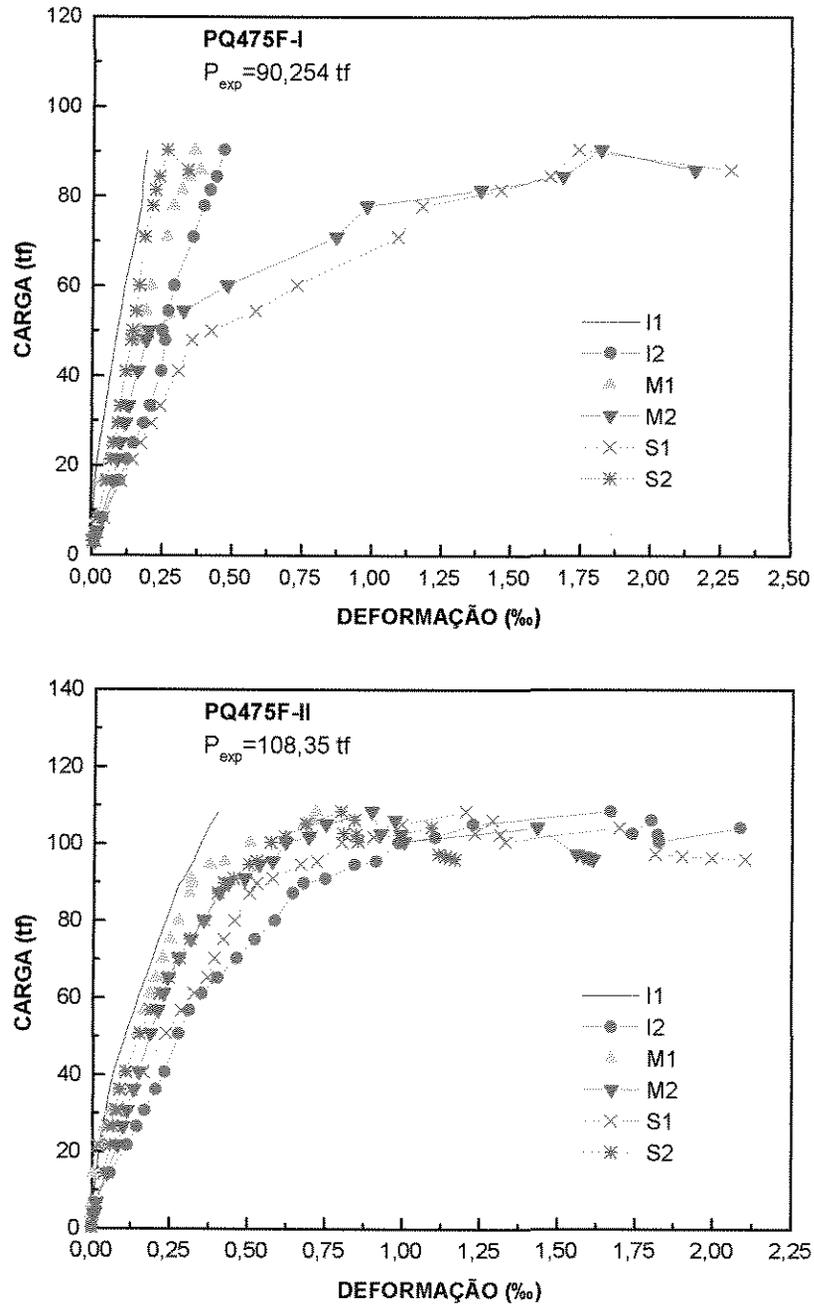


Figura 5.6 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.

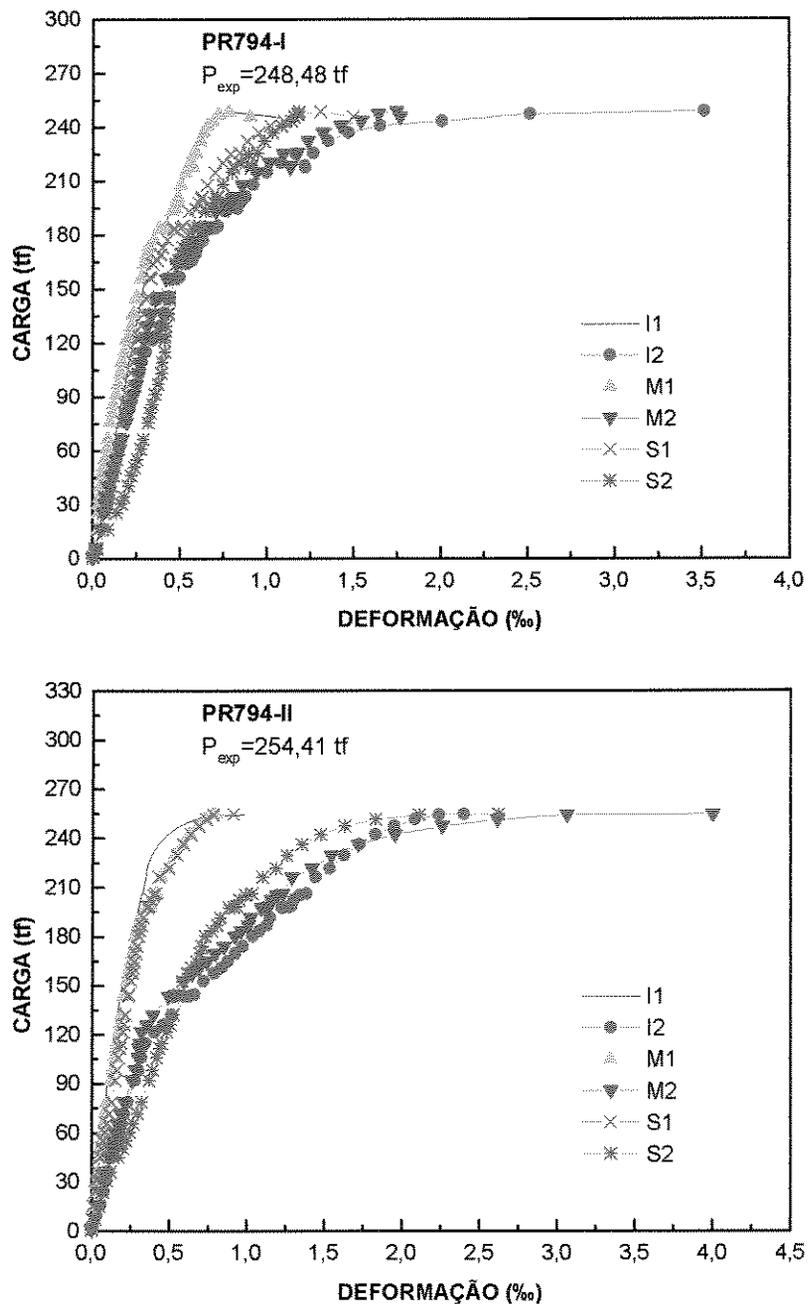


Figura 5.7 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794-I e PR794-II.

Nas Figuras 5.9 a 5.12 podem ser visualizadas as quatro faces dos pares de pilares para cada espessura, após os ensaios de compressão uniforme. Observando-se tais figuras, é possível notar que, a adição de fibras metálicas ao núcleo de concreto de alta resistência alterou a configuração de ruptura dos pilares mistos.

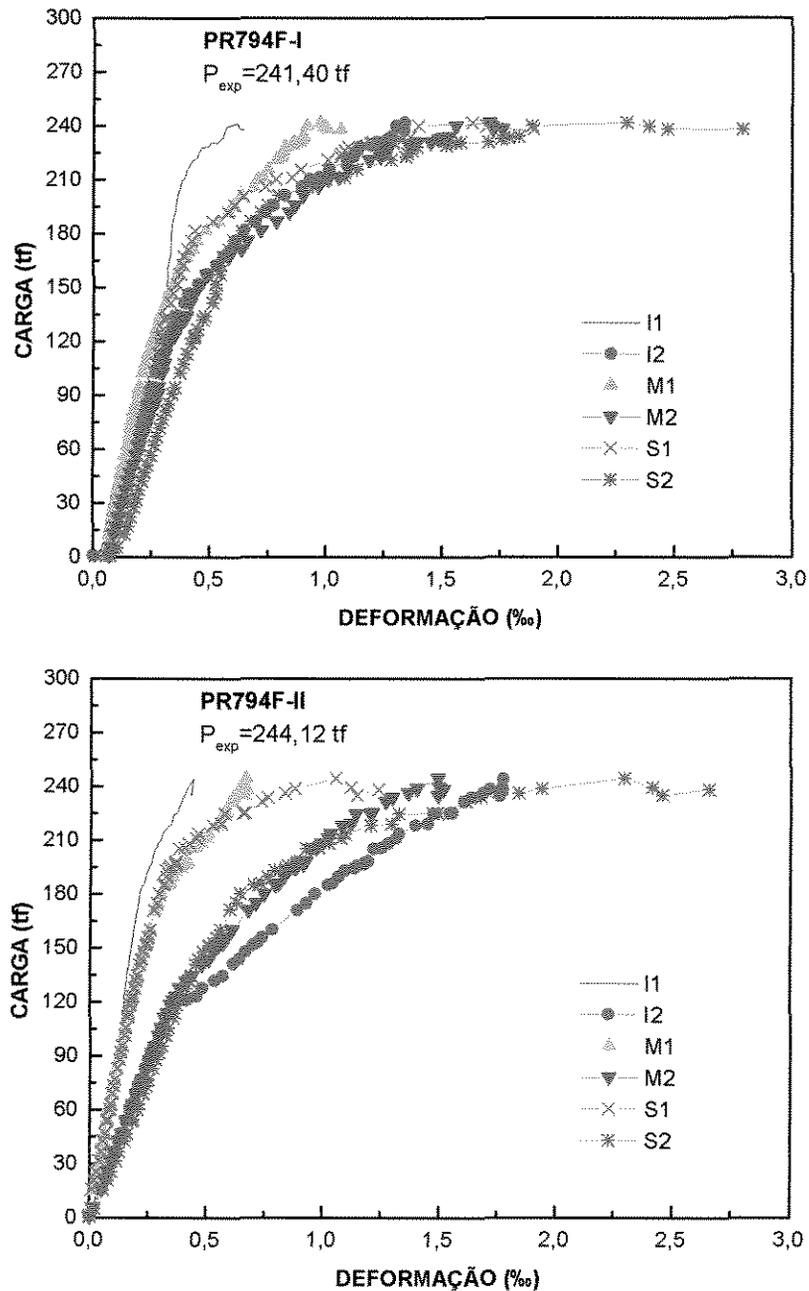


Figura 5.8 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794F-I e PR794F-II.

Através dos diagramas carga x deformação localizada é possível observar que, foi atingido um certo patamar de carga em cada ensaio, e neste momento se deu o início da instabilidade localizada do perfil metálico (**Figuras 5.5 a 5.8**).

Nas **Figuras 5.13 a 5.15** são apresentados detalhes dos pilares após a remoção de parte do tubo metálico.

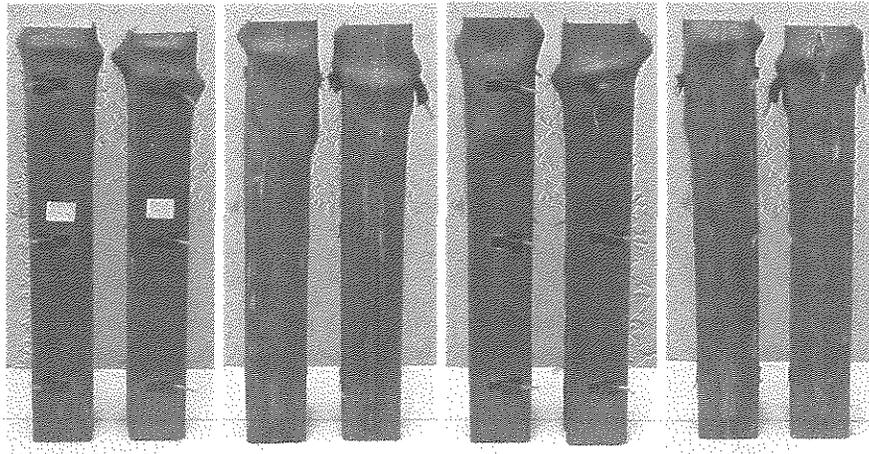


Figura 5.9 - Vista das quatro faces dos pilares PQ475-I e PQ475-II.

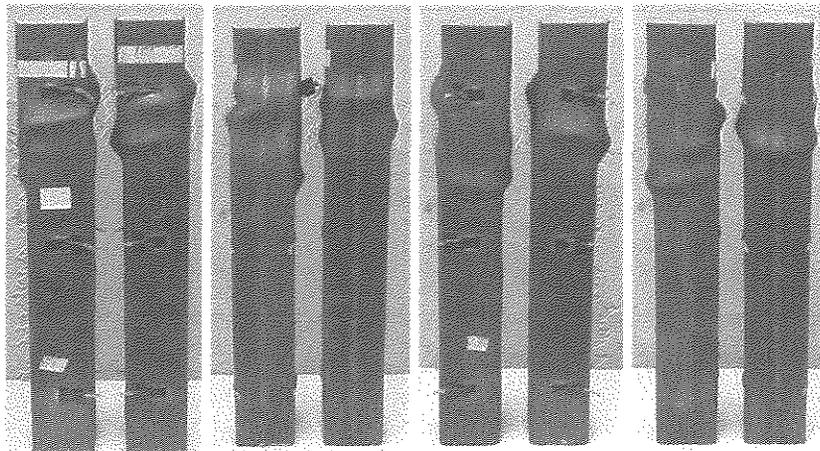


Figura 5.10 - Vista das quatro faces dos pilares PQ475F-I e PQ475F-II.

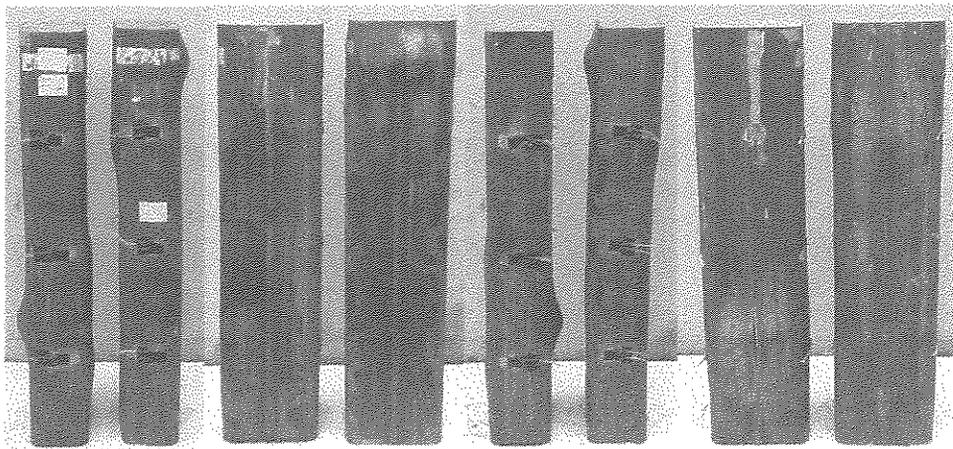


Figura 5.11 - Vista das quatro faces dos pilares PR794-I e PR794-II.

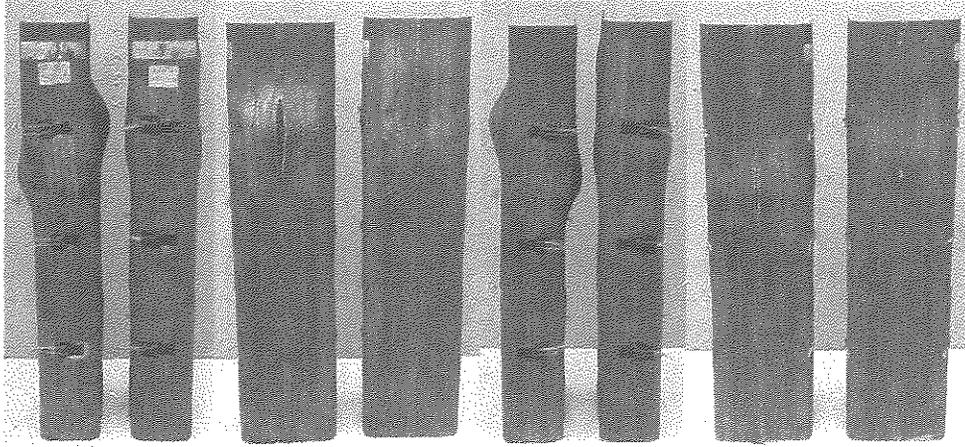


Figura 5.12 - Vista das quatro faces dos pilares PR794F-I e PR794F-II.

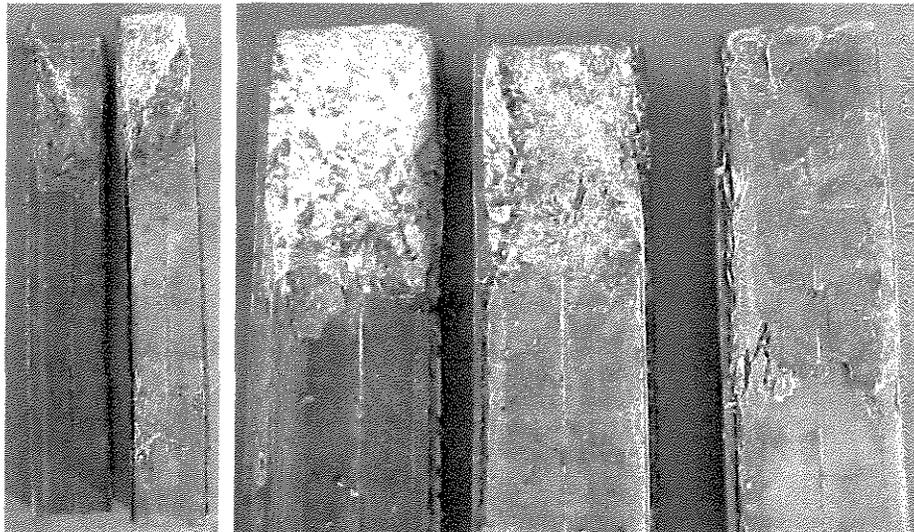


Figura 5.13 - Detalhe da ruptura do núcleo dos pilares sem adição de fibras metálicas.

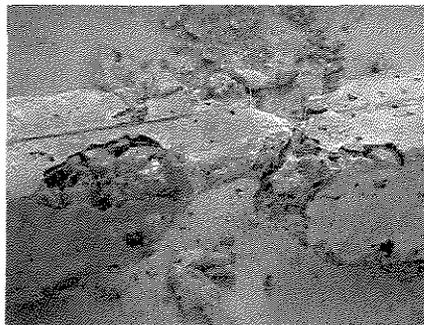


Figura 5.14 - Detalhe da ruptura do núcleo de um dos pilares PQ475F.

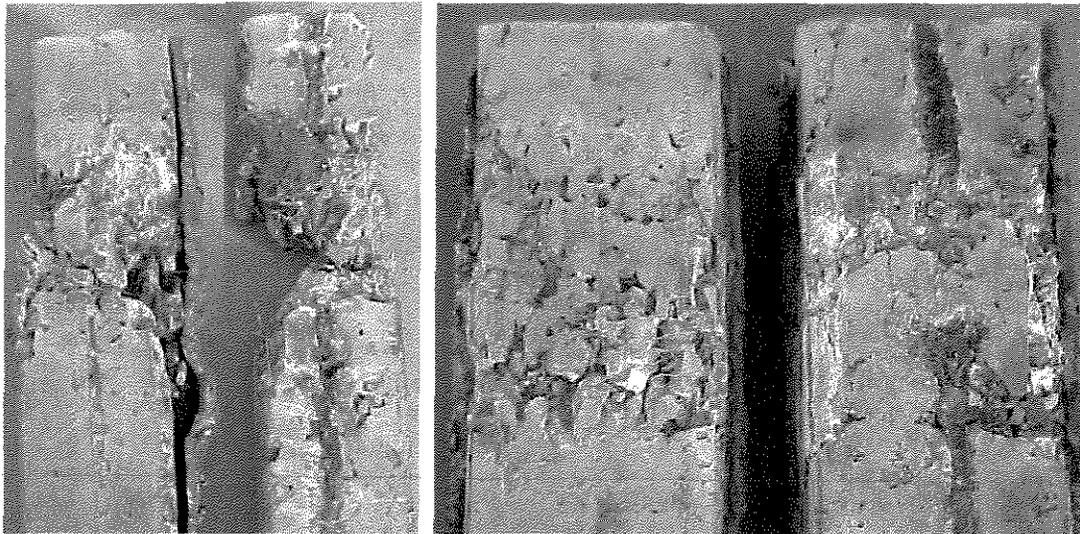


Figura 5.15 - Detalhe da ruptura do núcleo dos pilares com adição de fibras metálicas.

5.2. Resultados dos Ensaios de Pilares Mistos à Flexo-Compressão

Na Tabela 5.1 também são expostas as cargas últimas obtidas nos testes de flexo-compressão.

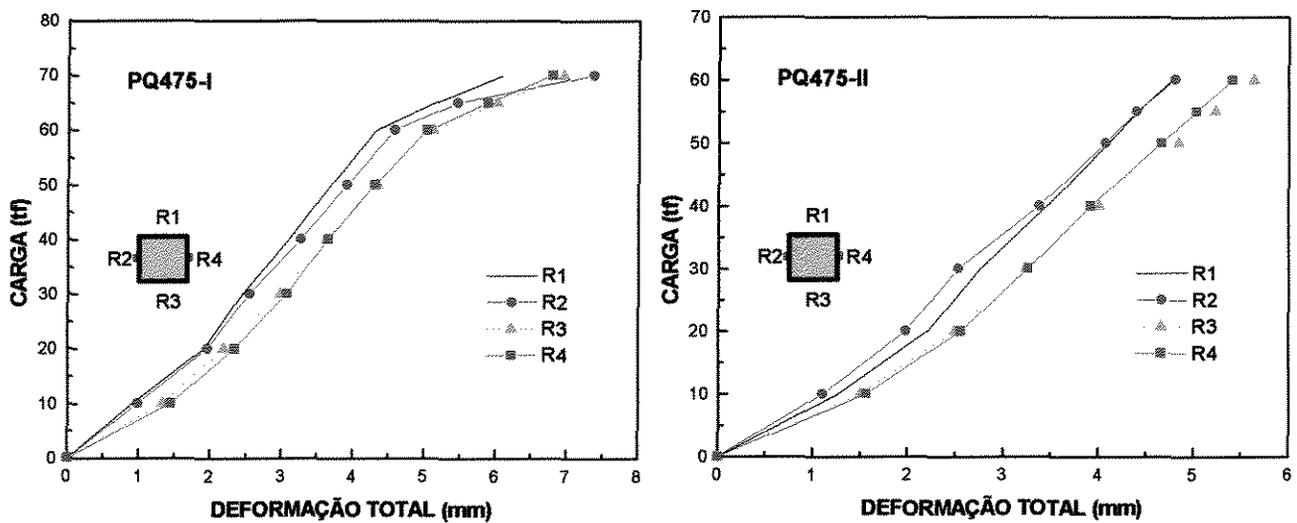


Figura 5.16 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ475-I e PQ475-II.

Nas Figuras 5.16 a 5.19 são apresentados os diagramas carga x deformação de todos os pilares submetidos à flexo-compressão.

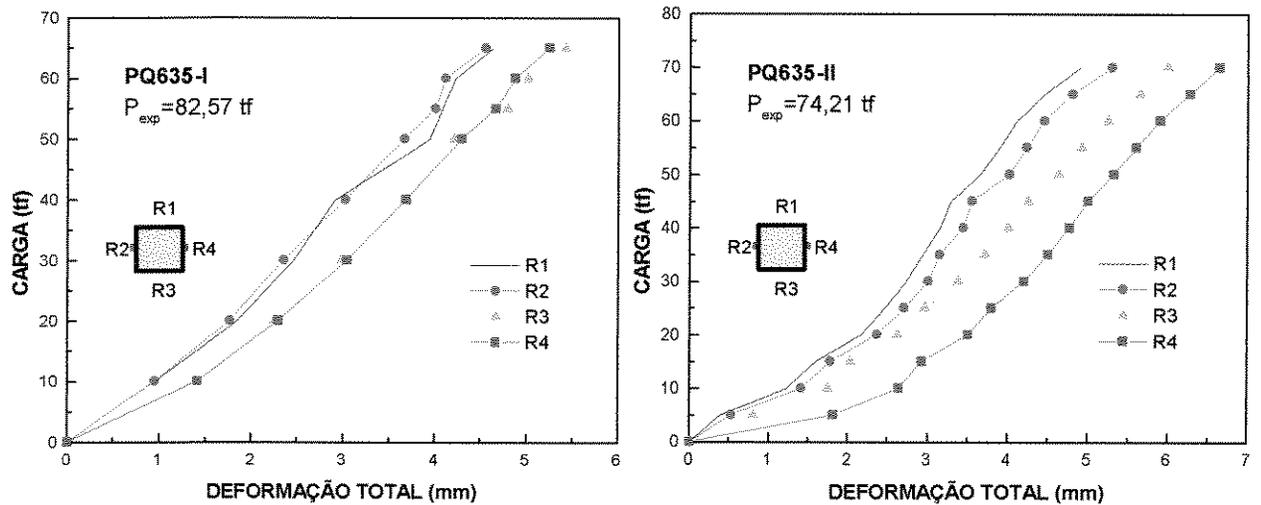


Figura 5.17 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PQ635-I e PQ635-II.

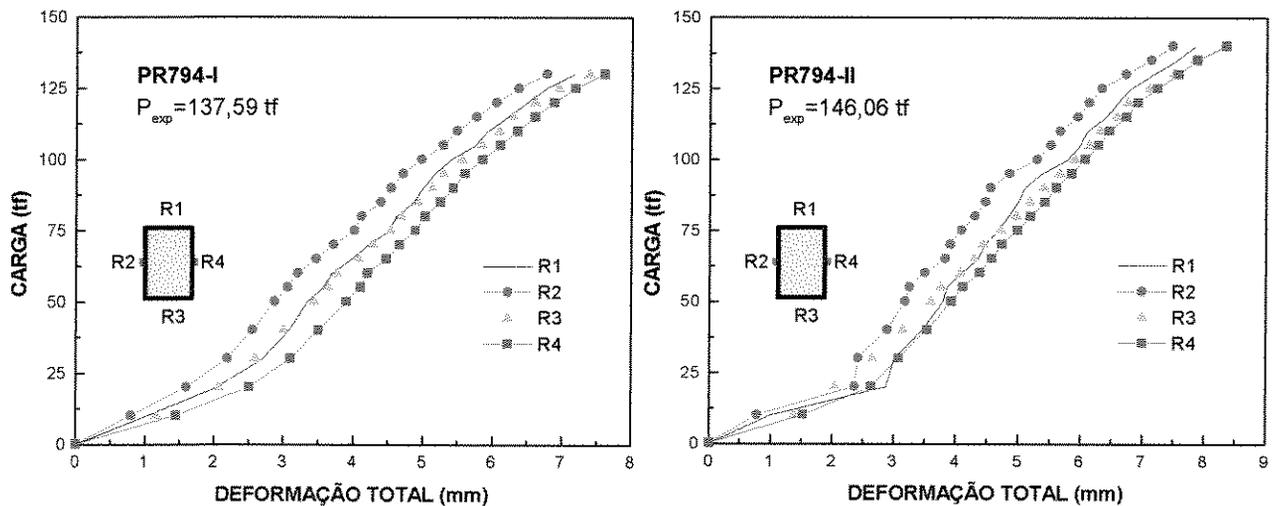


Figura 5.18 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR794-I e PR794-II.

As Figuras 5.20 a 5.23 trazem os diagramas carga x deformação localizada, de todos os pilares submetidos à flexo-compressão.

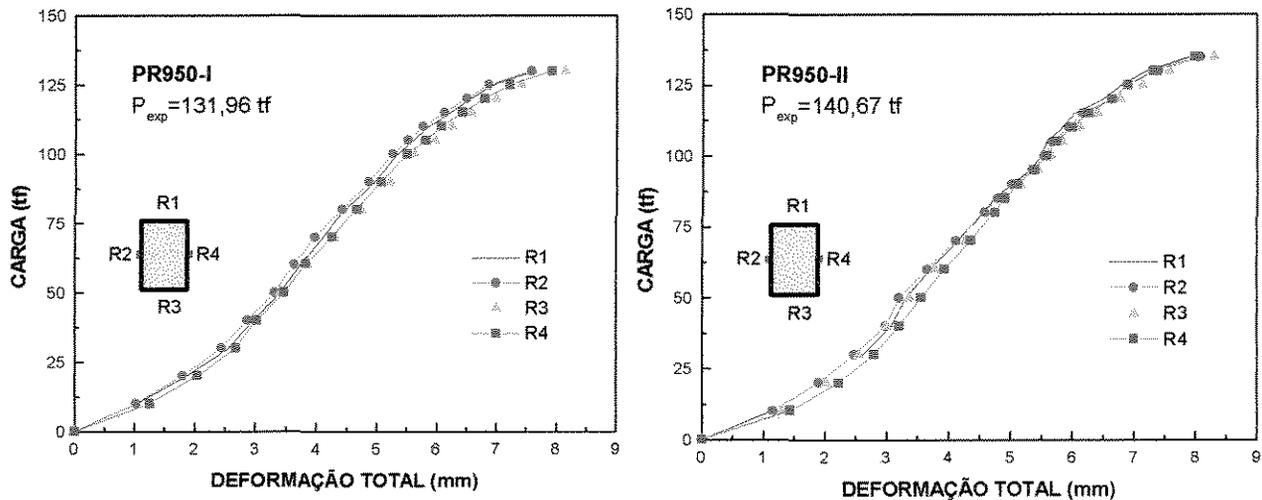


Figura 5.19 - Deformações totais ocorridas nas quatro faces quando da aplicação das cargas nos pilares PR950-I e PR950-II.

Conforme pode ser observado dos diagramas de deformação no concreto e no tubo metálico, houve uma tração significativa na face referente a meia seção onde a carga foi aplicada (extensômetros I1, M1 e S1), e compressão pequena na face oposta (extensômetros I2, M2 e S2).

Nas **Figuras 5.24 a 5.27** podem ser visualizados os pares de pilares para cada espessura após os ensaios.

E as **Figuras 5.28 a 5.31**, mostram os detalhes da ruptura dos pilares sob flexo-compressão.

Todos os modelos com carga aplicada à meia seção transversal apresentaram ruptura localizada na região de solda junto às extremidades do pilar, como pode ser verificado nas **Figuras 5.28 a 5.31**. E também, os pilares sujeitos à flexo-compressão, com similares sujeitos a compressão axial, apresentaram cargas últimas da ordem da metade destes. Comprovando que, em acordo com o tipo de ruptura (**Figuras 5.28 e 5.30**), a seção resistente foi a metade da seção transversal do elemento.

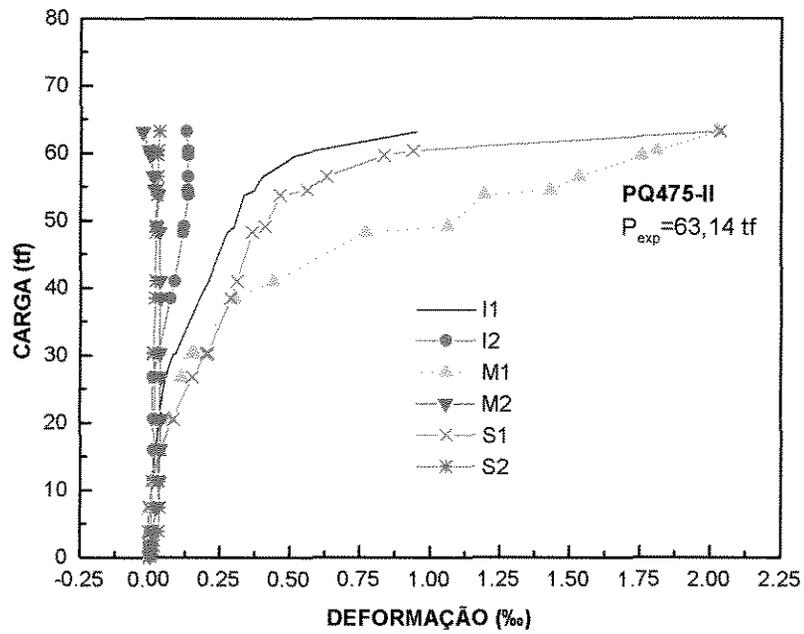
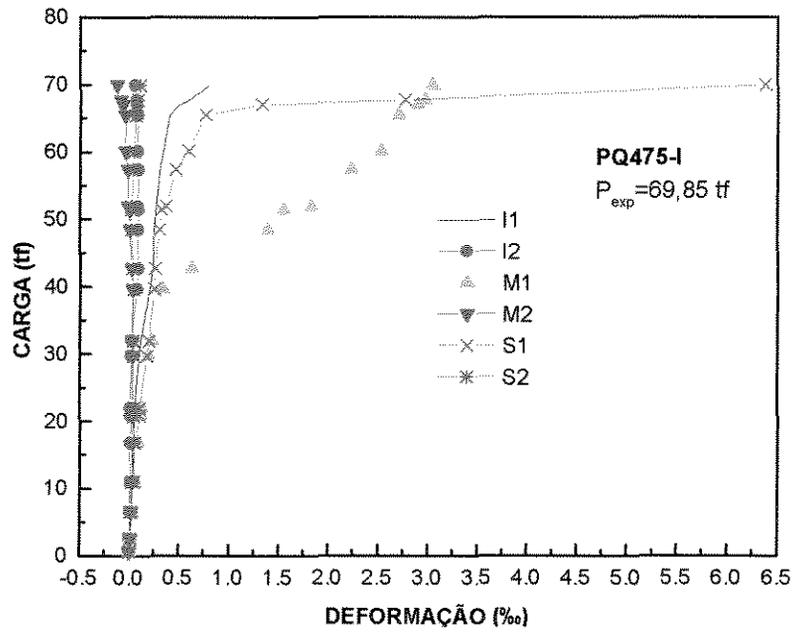


Figura 5.20 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ475-I e PQ475-II.

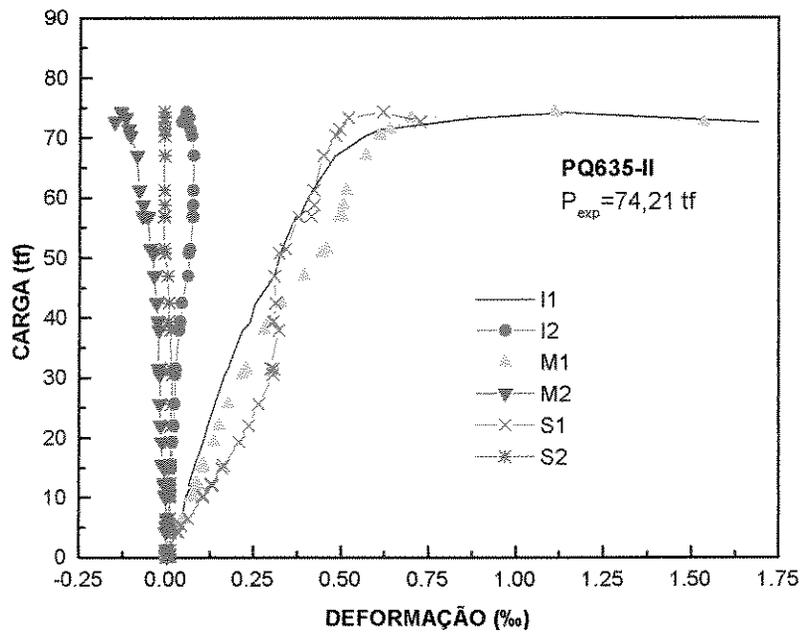
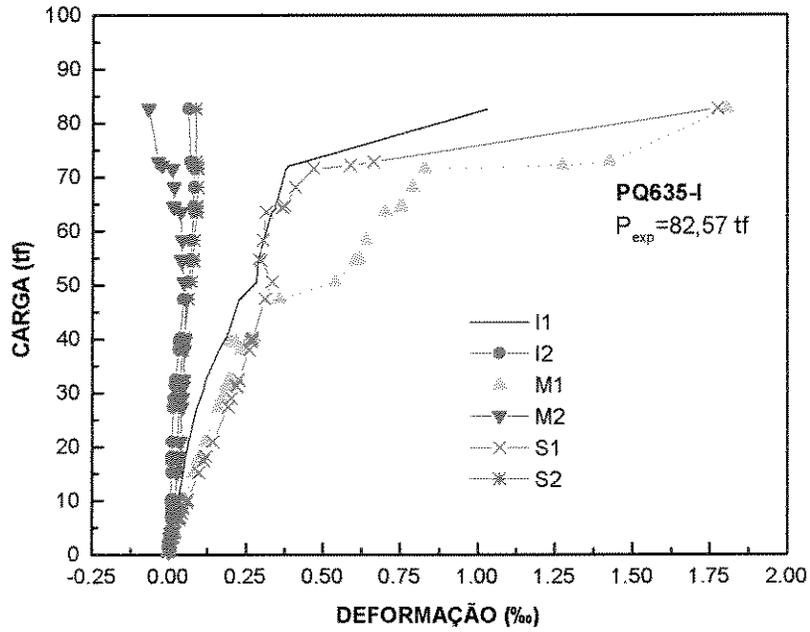


Figura 5.21 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PQ635-I e PQ635-II.

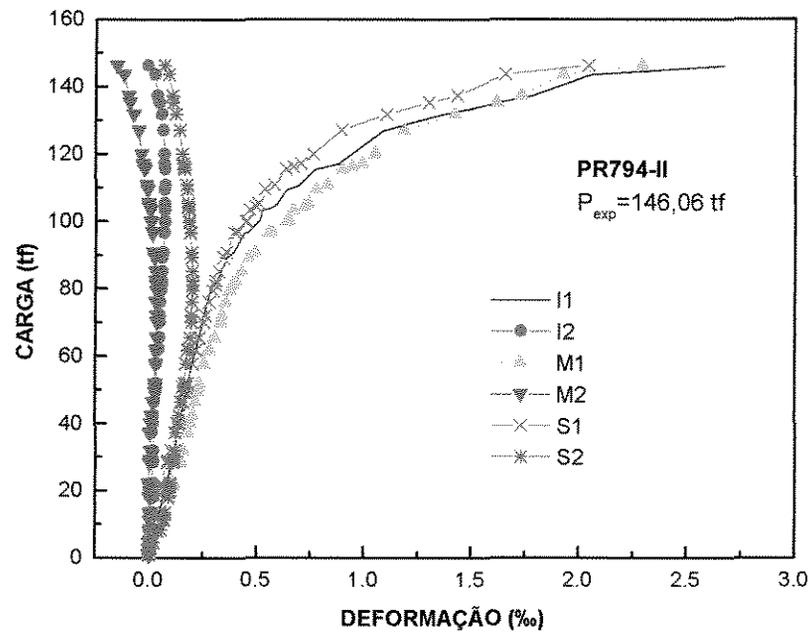
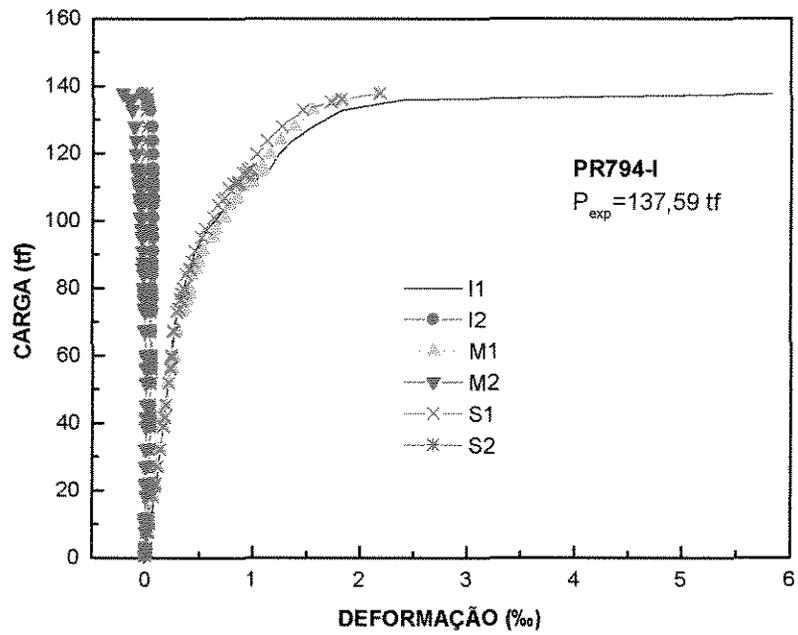


Figura 5.22 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR794-I e PR794-II.

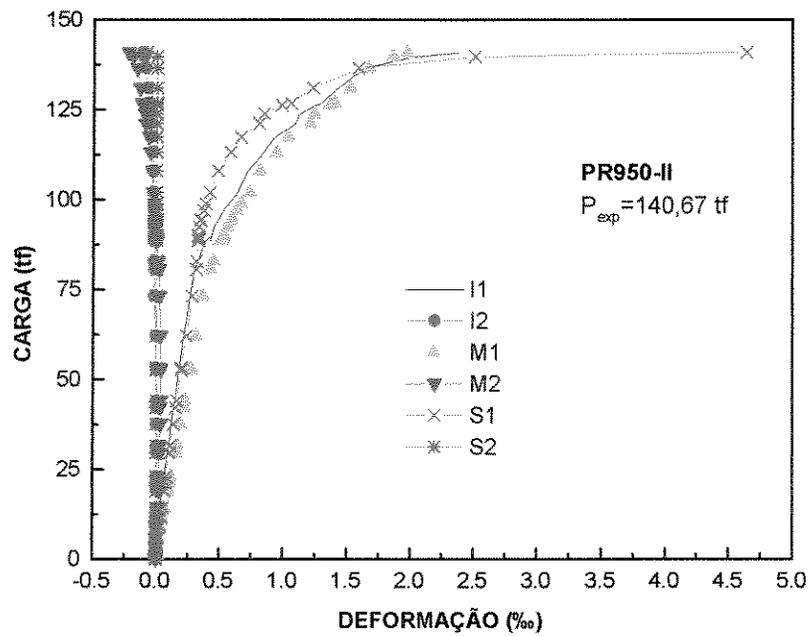
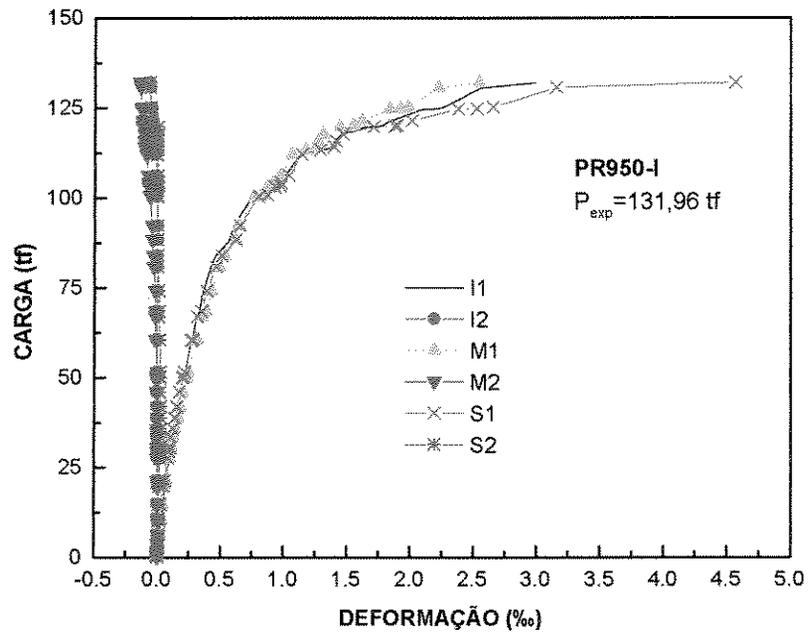


Figura 5.23 - Deformações no concreto e no tubo metálico nos pilares PR950-I e PR950-II.

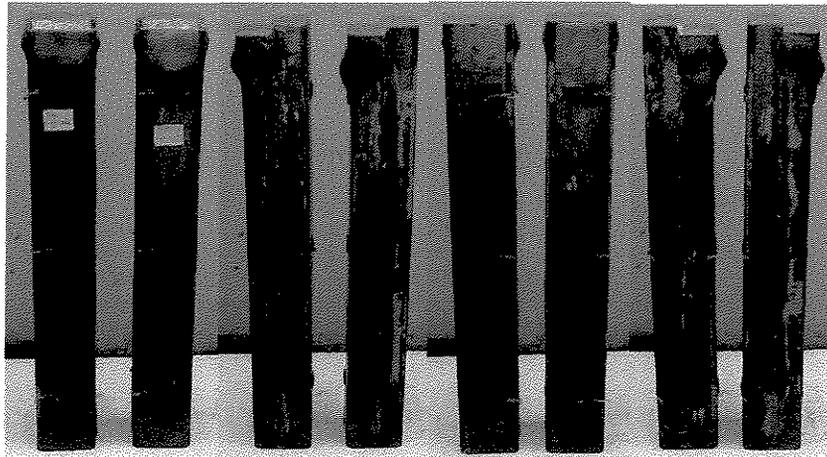


Figura 5.24 - Vista das quatro faces dos pilares PQ475-I e PQ475-II.

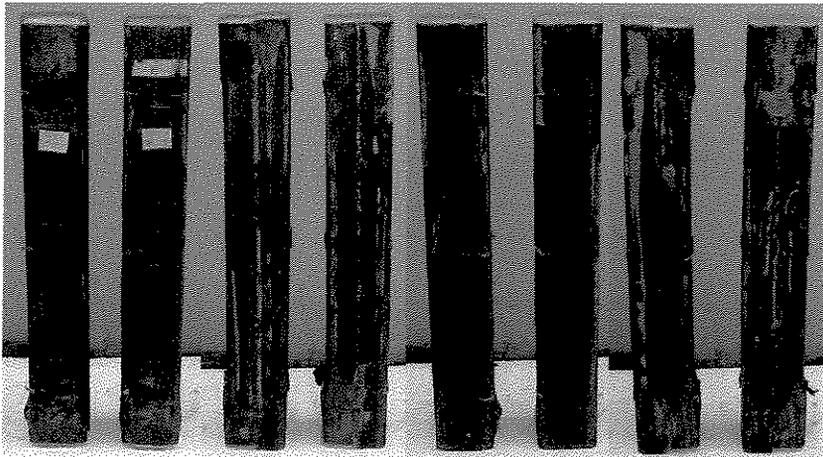


Figura 5.25 - Vista das quatro faces dos pilares PQ635-I e PQ635-II.

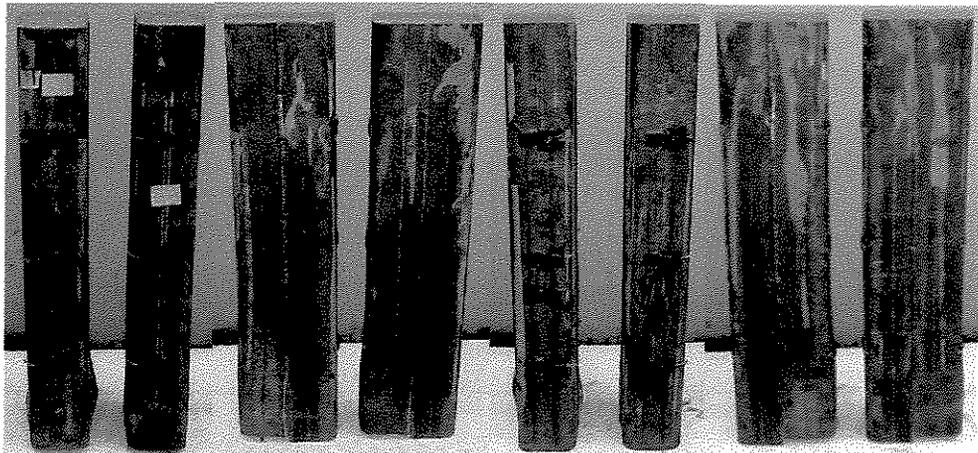


Figura 5.26 - Vista das quatro faces dos pilares PR794-I e PR794-II.

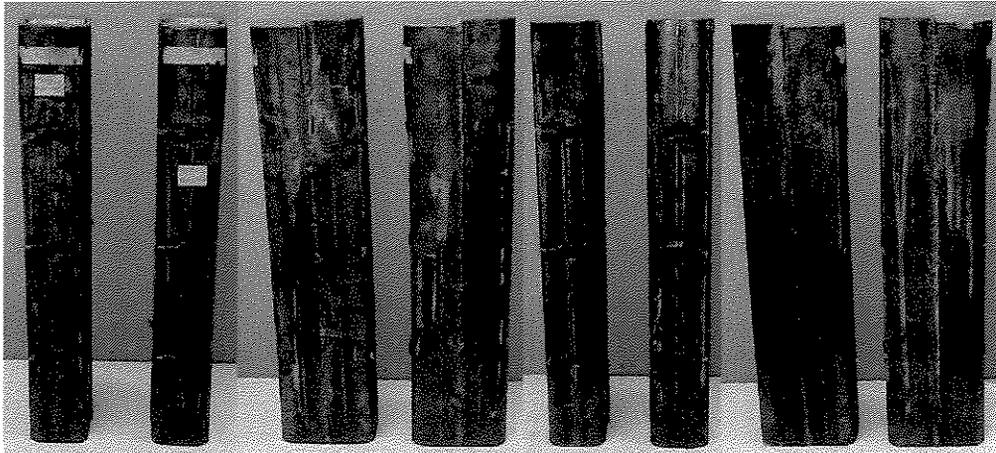


Figura 5.27 - Vista das quatro faces dos pilares PR950-I e PR950-II.

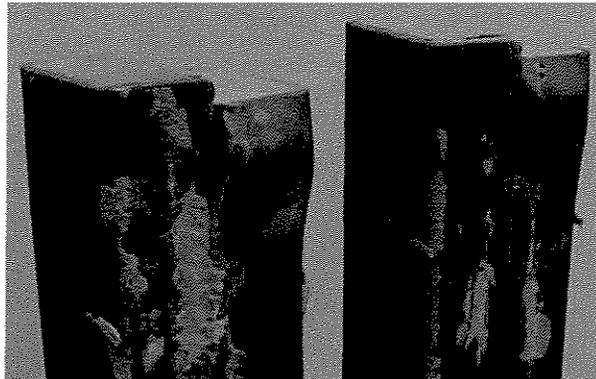


Figura 5.28 - Detalhe da ruptura dos pilares PQ475-I e PQ475-II.



Figura 5.29 - Detalhe da ruptura dos pilares PQ635-I e PQ635-II.

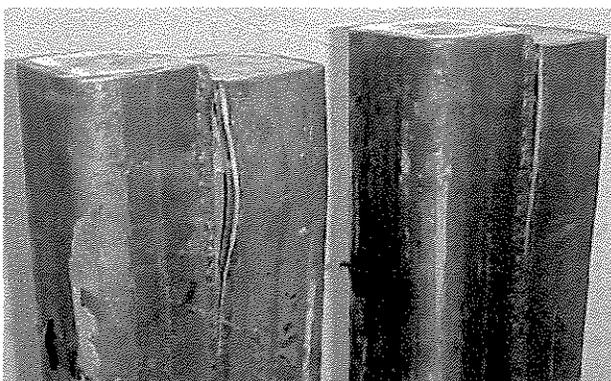


Figura 5.30 - Detalhe da ruptura dos pilares PR794-I e PR794-II.

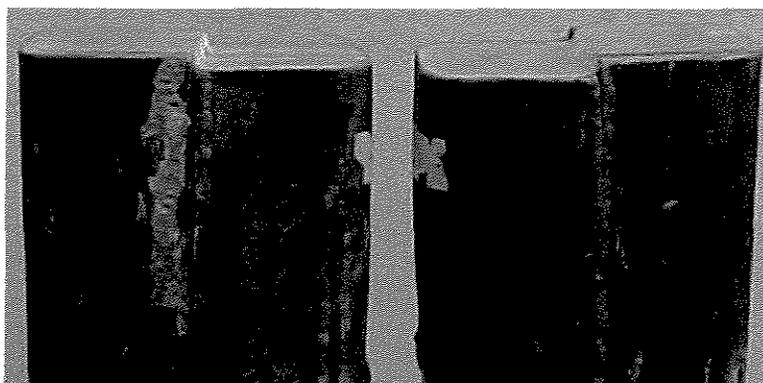


Figura 5.31 - Detalhe da ruptura dos pilares PR950-I e PR950-II.

Conforme o modo de ruptura apresentado, houve uma ruptura localizada na região de solda, e como o núcleo não conseguiu manter a carga esta passou a ser suportada principalmente pelo tubo metálico, e este, por sua vez, apresentou então instabilidade localizada.

6 CONCLUSÕES

São apresentadas aqui as principais conclusões deste trabalho, obtidas dos ensaios - à compressão axial e à flexo-compressão - realizados em 16 (dezesesseis) modelos de pilares mistos curtos.

Foram testados à compressão axial 8 (oito) pilares mistos curtos, constituídos por tubos metálicos com espessuras de 4,75 mm e 7,94 mm. Destes, 4 (quatro) com seções transversais quadradas e 4 (quatro) com seções transversais retangulares. Para cada forma de seção transversal, 2 (dois) pilares possuíam núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço.

Sob condição de flexo-compressão também foram ensaiados 8 (oito) pilares mistos curtos com núcleo de concreto de alta resistência, e tubos metálicos com 4 (quatro) espessuras diferentes (4,75 mm; 6,35 mm; 7,94 mm e 9,50 mm). Destes, 4 (quatro) com seções transversais quadradas e 4 (quatro) seções transversais retangulares.

Com base nos resultados obtidos na investigação experimental dos modelos solicitados à compressão axial pode-se concluir que:

a) o comportamento do pilar, assim como a ruptura apresentada em todos os ensaios, foi característica de pilares com alta ductilidade. E para os pilares retangulares com núcleo reforçado com fibras metálicas (PR794F), os diagramas carga x deformação total evidenciaram uma região início de regime plástico durante a

fase de carregamento, mesmo não sendo possível a determinação das deformações próximas à ruptura;

b) as curvas de deformações totais, para os pilares de seção quadrada e para os de seção retangular, tanto para os núcleos de concreto de alta resistência com fibras, como para os núcleos de concreto de alta resistência sem fibras, mostram o aparecimento de excentricidade accidental. Porém, em todos os pares de pilares pelo menos um apresentou uma configuração de carga axial razoável;

c) os pilares mistos, com núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras, apresentaram cargas últimas inferiores às dos pilares com núcleo de concreto de alta resistência sem adição de fibras. Atribui-se a isto o fato de que a incorporação de fibras introduziu vazios ao núcleo de concreto - devido ao alto teor e tipo de fibras usado com relação ao tamanho da seção do modelo - o que tem um efeito sobremaneira negativo no comportamento do pilar misto;

d) a adição de fibras metálicas ao núcleo de concreto de alta resistência dos pilares mistos com seção transversal quadrada alterou a configuração de ruptura dos mesmos. Enquanto que para os pilares com núcleo sem fibras a ruptura se deu próxima de uma das extremidades (possivelmente por esmagamento do núcleo), para os pilares com adição de fibras ao núcleo a ruptura se deu aproximadamente a um terço do comprimento do pilar. Após a remoção dos tubos metálicos, foi possível observar a presença de vazios exatamente na região da ruptura. Isto ocorreu, muito provavelmente, devido à maneira inadequada de concretagem usada;

e) com efeito, através dos resultados dos ensaios de compressão axial, realizados com a finalidade de avaliar o efeito de escala, e também a influência da adição de fibras metálicas ao núcleo, conclui-se que, aumentando-se as dimensões dos modelos, o confinamento do núcleo de concreto de alta resistência demonstrou ser insuficiente em comparação com os estudos desenvolvidos anteriormente por FERNANDES (1997) e PERDÃO (1994). Uma vez que, ao contrário destes, no presente trabalho os pilares apresentaram cargas últimas experimentais inferiores às cargas últimas de cálculo.

E com base nos resultados obtidos na investigação experimental dos modelos solicitados à flexo-compressão pode-se concluir que:

a) apesar da ruptura na região de solda, ter prejudicado a condição de flexo-compressão, os modelos tiveram, ainda que de maneira não muito significativa, um comportamento dúctil;

b) a configuração adotada para a solda que une os 2 (dois) perfis dobrados, somando-se a forma do carregamento excêntrico aplicado, apresentou certa deficiência;

c) o núcleo de concreto foi preponderante no comportamento da coluna, uma vez que todos os modelos ensaiados apresentaram esforço de tração na face referente à meia seção onde o carregamento foi aplicado, e de compressão na face oposta;

d) melhores desempenhos quanto à ductilidade foram obtidos com os pilares com tubos de 9,50 mm de espessura (PR950). Estes pilares tiveram um excelente comportamento, comprovado pelos diagramas carga x deformação total, e confirmado pelas curvas carga x deformação localizada, determinadas nos 2 (dois) modelos;

e) com base no tipo de ruptura apresentado pelos modelos, fica clara a necessidade de que sejam realizados outros projetos de pesquisa visando aprimorar o detalhamento das regiões de introdução de cargas, inclusive para orientação em projetos.

7 RECOMENDAÇÕES

Com base nos resultados obtidos, recomenda-se:

a) a realização de novos trabalhos de pesquisa a fim de avaliar melhor o efeito da adição de fibras metálicas: análises variando-se o tipo e teor de fibras, tamanho da seção transversal dos elementos de teste - de modo a investigar se existe orientação das fibras numa direção preferencial e também, evitar a presença de vazios;

b) verificar, através de investigação experimental, tanto em modelos sob carga axial quanto em modelos com carga excêntrica, tubos enrijecidos e/ou tubos com conectores, ligando o tubo metálico ao núcleo de concreto, de modo a frear um pouco mais a flambagem localizada do perfil metálico;

c) analisar o comportamento de pilares mistos - de seção transversal quadrada e retangular - com maiores índices de esbeltez sujeitos a carregamento axial e excêntrico, para avaliar o desempenho desses elementos estruturais em termos de instabilidade global por flambagem;

d) que sejam feitas novas investigações, para o caso de carregamento excêntrico, empregando a solda que une os 2 (dois) perfis noutra posição. Por exemplo, mudar a posição da solda para a face onde foram instalados os extensômetros no presente trabalho. E também, uma outra proposição de estudo, investigar a situação em que uma parcela da carga é também aplicada no outro perfil (e não apenas no perfil da meia seção), caso fossem mantidas as mesmas configurações do presente trabalho;

e) desenvolver novas análises experimentais em modelos de pilares mistos, variando-se a excentricidade do carregamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para concreto - Especificação (NBR 7211/83)**. Rio de Janeiro, 1983.
- 2 ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland comum - Especificação (NBR 5732/91)**. Rio de Janeiro, 1991.
- 3 ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto - Método de ensaio (NBR 5739/94)**. Rio de Janeiro, 1994.
- 4 ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração (NBR 6152/92)**. Rio de Janeiro, 1992.
- 5 AGOSTINI, Luiz Roberto Sobreira de. Pilares de concreto de alta resistência solicitados excentricamente. In: XXVIII JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 1997, São Carlos, SP, Brasil. **Anais...** São Carlos, SP, Brasil, Set. 01 - 05, 1997. p. 1447 - 1455.

- 6 AMARAL FILHO, Epaminondas Melo do. Propriedades gerais do concreto. In: WORKSHOP: A ESTRUTURA DO CONCRETO DO FUTURO, 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo, SP, Brasil, Ago. 1995, 12 p.
- 7 AMARAL FILHO, Epaminondas Melo do. Curso sobre concreto de alto desempenho, Recuperações e aplicações em estruturas de concreto de alto desempenho. **ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland**, São Paulo, SP, Brasil, 36 p., Mar. 1993.
- 8 BODE, H. Columnas constituídas por tubos de acero rellenos de hormigón: dimensionamento y utilización. **Acier-Stahl-Steel**, v. 41, n. 11-12, p. 388-393, Nov.-Dec. 1976.
- 9 BONALDO, Everaldo. Estudo da tecnologia do Concreto de Alto Desempenho na cidade de Curitiba. In: XII CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA, 1997, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, RS, Brasil, Out. 1997.
- 10 BONALDO, Everaldo. Estudo da tecnologia e aplicação do Concreto de Alto Desempenho. **Relatório Técnico Preliminar**, Curitiba, PR: Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME/UFPR), Maio 1998, 38p.
- 11 BONNEAU, Olivier, LACHEMI, Mohamed, DALLAIRE, Éric, DUGAT, Jérôme and AÏTCIN, Pierre-Claude. Mechanical properties and durability of two industrial reactive powder concretes. **ACI Materials Journal**, Detroit, Mich., USA, v. 94, n. 4, p. 286-290, Jul.-Aug. 1997.
- 12 BRAUNS, J. Analysis of stress state in concrete-filled steel columns. **Journal of Constructional Steel Research**, Kidlington, Oxford, USA, v. 49, n. 2, p. 189-196, Feb. 1999.

- 13 CHEN, Wai-Fah, HAN, D. J.. **Plasticity for structural engineers.** 1^a. ed., New York, NY: Springer-Verlag New York Inc., 1988.
- 14 CUSSON, Daniel, PAULTRE, Patrick. High-strength concrete columns confined by rectangular ties. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, N. Y., USA, v. 120, n. 3, p. 783-804, Mar. 1994.
- 15 EL-TAWIL, S., DEIERLEIN, G. G.. Strength and ductility of concrete encased composite columns. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, N. Y., USA, v. 125, n. 09, p. 1009-1019, Sep. 1999.
- 16 FAFITS, A., SHAH, S. P. Lateral reinforcement for high-strength concrete columns. **ACI, Special Publication**, Detroit, Mich., USA, SP 87-12, p. 213-232, 1985.
- 17 FERNANDES, Juliana Ferreira. **Pilares mistos: tubos de aço com seções quadradas e retangulares e núcleo de concreto de alta resistência.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 1997. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 1997.
- 18 FERNANDES, Juliana Ferreira, UNTIVEROS, Carlos Máximo Aire, GETTU, Ravindra, ALMEIDA, Pedro Afonso de Oliveira. Comportamento do concreto de alta resistência submetido a tensões de confinamento. In: IV SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2000, São Paulo, São Paulo. **Anais...** São Paulo, São Paulo, 2000. Anais em CD-ROM.
- 19 FIP-CEB, Working group on high strength concrete. High strength concrete - state of the art report. **FIP/CEB Bulletin d'Information**, London, England, n. 197, Aug. 1990, 61 p.

- 20 FURLONG, Richard W. Strength of steel-encased concrete beam columns. **ASCE, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, New York, NY, USA, v. 93, n. ST5, p. 113-124, Oct. 1967.
- 21 GARDNER, Noel J., JACOBSON, E. Ronald. Structural behavior of concrete filled steel tubes. **ACI Journal**, v. 64, n. 7, p. 404-413, Jul. 1967.
- 22 GE, Hanbin, USAMI, Tsutomu. Strength of concrete-filled thin-walled steel box columns: experiment. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, NY, USA, v. 118, n. 11, p. 3036-3054, Nov. 1992.
- 23 GETTU, Ravindra, *et alii*. Recientes avances en la caracterización del comportamiento mecánico de hormigones de altas prestaciones. In: 1^{er} SYMPOSIUM NACIONAL DE HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES, 1998, Madrid, España. **Anais...** Madrid, España, Feb. 25 - 27, 1998.
- 24 GOMES, Nelson dos Santos. **Pilares mistos tubulares de aço e concreto**. São Paulo, SP, 1994. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP.
- 25 GOMES, Nelson dos Santos. O velho e o novo na análise experimental de estruturas. **Téchne, Revista de Tecnologia da Construção**, São Paulo, SP, Brasil, Ano 08, n. 39, p. 44-46, Abr. 1999.
- 26 HELENE, Paulo, TERZIAN, Paulo. **Manual de dosagem e controle do concreto**. 1^a. ed., Brasília, DF: SENAI, 1992. 347 p.
- 27 KAVEDARAS, A. K., SAPALAS, A. Research and practice of concrete-filled steel tubes in Lithuania. **Journal of Constructional Steel Research**, Kidlington, Oxford, England, v. 49, n. 2, p. 197-212, Feb. 1999.

- 28 KENNY, John R., BRUCE, Donald A., and BJORHOVDE, Reidar. Removal of yield stress limitation for composite tubular columns. **AISC, Engineering Journal**, v. 6, n. ST5, First Quarter, p. 1-11, May 1994.
- 29 KITADA, Toshiyuki. Ductility and ultimate strength of concrete-filled steel members. In: STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES UNDER CYCLIC LOADING, 1991, p. 139-148, Florida. **Anais...** Florida, USA, 1991.
- 30 KITADA, Toshiyuki. Ultimate strength and ductility of state-of-the-art concrete-filled steel bridge piers in Japan. **Engineering Structures**, New York, NY, USA, v. 20, n. 4-6, p. 347-354, Apr. 1998.
- 31 KLÖPPEL, K., GODER, W. Traglastversuche mit ausbetonierten stahlrohren und aufstellung einer bemessungsformel. **Der Stahlbau**, Berlin, Alemanha, v. 26, n. 01, p. 1-10, Jan. 1957/a.
- 32 KLÖPPEL, K., GODER, W. Traglastversuche mit ausbetonierten stahlrohren und aufstellung einer bemessungsformel. **Der Stahlbau**, Berlin, Alemanha, v. 26, n. 02, p. 44-50, Fev. 1957/b.
- 33 KNOWLES, Robert B., PARK, Robert. Strength of concrete filled steel tubular columns. **ASCE, Journal of The Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, New York, N. Y., USA, v. 95, n. ST12, p. 2565-2587, Dec. 1969.
- 34 KODUR, V. K. R., LIE, T. T. Evaluation of fire resistance of rectangular steel columns filled with fibre-reinforced concrete. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, Canada, v. 24, n. 03, p. 339-349, Jun. 1997.

- 35 KODUR, V. K. R. Design equations for evaluating fire resistance of SFRC-filled HSS columns. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, NY, USA, v. 124, n. 06, p. 671-677, June 1998/a.
- 36 KODUR, V. K. R. Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, Canada, v. 25, p. 975-981, Dec. 1998/b.
- 37 LAHLOU, K., AÏTCIN, P.-C., and CHAALLAL, O. Behaviour of high-strength concrete under confined stresses. **Cement & Concrete Composites**, Great Britain, England, v. 14, p. 185-193, 1992.
- 38 LOHR, William S. Concrete columns encased in steel shells proposed. **Engineering News-Record**, Easton, PA, USA, v. 113, n. 13, p. 760-762, Dec. 1934.
- 39 MEHTA, Povindar Kumar, MONTEIRO, Paulo José Melaragno. **Concreto: estrutura, propriedade e materiais**. 1. ed., São Paulo: Editora Pini Ltda, 1985. 768 p.
- 40 MUGURAMA, Hiroshi, WATANABE, Fumio. Ductility improvement of high-strength concrete columns with lateral confinement. In: UTILIZATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE - SECOND INTERNATIONAL SYMPOSIUM (1990: Detroit). **Anais...** Detroit, Mich.: ACI, SP 121-4, 1990, p. 47-60.
- 41 NEOGI, P. K., SEN, H. K., CHAPMAN, J. C. Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading. **The Structural Engineer**, London, England, v. 47, n. 5, p. 187-195, May 1969.

- 42 NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. ver. Atual., São Paulo: Editora Pini Ltda, 1997. 828 p.
- 43 PERDÃO JR., Paschoal. **Estudo comparativo entre pilares circulares de concreto de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal e pilares circulares de seção mista: tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 1994. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 1994.
- 44 PHAN, L. T. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-art. **National Institute of Standards and Technology**, Gaithersburg, Maryland, USA, NISTIR 5934, Dec. 1996.
(<http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/PDF/b96075.pdf> em 13/02/2001)
- 45 PRION, Helmut G. L., BOEHME, Jens. Beam-column behaviour of steel tubes filled with high strength concrete. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 21, n. 01, p. 207-218, 1994.
- 46 QUEIROZ, Gilson, CHAVES, Luciana de Barros. Análise de repartição de cargas locais entre aço e concreto nos pilares mistos. In: IV CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL, 2000, Juiz de Fora, Minas Gerais. **Anais...** Juiz de Fora, MG, 2000. p. 51-62.
- 47 RICHART, Frank E., BROWN, Rex L.. An investigation of reinforced concrete columns - a report of an investigation. **The Engineering Experiment Station, University of Illinois**, Urbana, Illinois, USA, Bulletin n. 267, Jun. 1934.
- 48 SAATCIOGLU, Murat, RAZVI, Salim R. Strength and ductility of confined concrete. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, N. Y., USA, v. 118, n. 06, p. 1590-1607, Jun. 1992.

- 49 SAMRA, Raed M. Ductility analysis of confined columns. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, New York, N. Y., USA, v. 116, n. 11, p. 3148-3161, Nov. 1990.
- 50 SEWELL, John Stephen. Columns for buildings. **Engineering News**, Corps of Engineers, USA, v. 48, n. 17, p. 334-337, Oct. 1902.
- 51 SHAMS, Mohammad, SAADEGHVAZIRI, M. Ala. State of the art of concrete-filled steel tubular columns. **ACI Structural Journal**, Detroit, Mich., USA, v. 94, n. 5, p. 558-571, Sep.-Oct. 1997.
- 52 SHEIKH, Shamim A., DHARMENDRA, V. Shah, KHOURY, Shafik S. Confinement of high-strength concrete columns. **ACI Structural Journal**, Detroit, Mich. USA, v. 91, n. 1, p. 100-111, Jan.-Feb. 1994.
- 53 SHEIKH, Shamim A., UZUMERI, S. M. Strength and ductility of tied concrete columns. **ASCE, Journal of The Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, New York, N. Y., USA, v. 106, n. ST5, p. 1079-1102, May 1980.
- 54 SHEIKH, Shamim A., YEH, C. C. Flexural behavior of confined concrete columns. **ACI Journal**, v. 83, n. 3, p. 389-404, May-Jun. 1986.
- 55 SHEIKH, Shamim A., SAATCIOGLU, Murat. Design of lateral steel in columns. In: **PROCEEDINGS OF THE STRUCTURES CONGRESS'94**, 1994, Atlanta, GA, USA. **Anais...** Atlanta, GA, USA, Apr. 24-28, 1994. p. 432-437.
- 56 TOMII, Masahide, YOSHIMURA, Koji, MORISHITA, Yoichi. Experimental studies on concrete filled steel tubular stub columns under concentric loading. In:

INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STABILITY OF STRUCTURES UNDER
STATIC AND DYNAMIC LOADS, 1977, Washington, DC, USA. **Anais...** Atlanta,
GA, USA, May 17-19, 1977. p. 718-741.

57 UNIVERSITY OF SHERBROOKE. The Sherbrooke footbridge: first bridge in the
world using reactive powder concrete. **Scientific Direction**, Civil Engineering
Department Bouygues, Sherbrooke, Canada, 9 p., Summer 1997.

58 WANG, Y. C. Tests on slender composite columns. **Journal of Constructional
Steel Research**, Kidlington, Oxford, USA, v. 49, n. 2, p. 25-41, Feb. 1999.

ABSTRACT

This work presents an experimental investigation into the structural behavior of composite high strength concrete columns, constituted of steel tubes with square and rectangular section and core of high strength concrete, submitted to axial and eccentric loading. A bibliographical rising is made, presenting the structural characteristics and studies on the technique of confinement of the concrete with steel tube. Details of the developed experimental program are presented. The study aims at to contribute for the definition of parameters and criteria of design of composites structures with high strength concrete, with approach to the rates of lateral reinforcement of confinement. Results of 16 tests on stub composite columns specimens, with square and rectangular cross-section varying thickness of the tubes, subjected to axial and eccentric loading, are presented. Also were tested and analyzed columns with core of high strength concrete reinforced with steel fibers. Through the results of the tests with eccentric loading, it is evaluated the behavior and performance of composite columns, as well as the ductility of them. Finally, the conclusions and recommendations for future research are presented.

Keywords: composites columns, high strength concrete (HSC), ductility, steel tubes, and eccentric loading.