

**PILARES DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO:
fundamentos e experimentação**

Flávio Barboza de Lima

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
Título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: José Samuel Giongo

São Carlos

1997

à minha esposa Valéria e filhos:
Felipe, Camila e Carolina
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao final de mais uma etapa da vida profissional, agradeço primeiramente a DEUS, por ter me dado sabedoria, oportunidade e força sem as quais eu não poderia realizar este trabalho.

Aos meus pais José Maria e Zélia, a quem também dedico este trabalho.

Ao meu orientador José Samuel Giongo, para mim um exemplo de profissional, pelo apoio indispensável e, sobretudo, amizade e compreensão durante este período.

Ao Professor Toshiaki Takeya, então chefe do Laboratório de Estruturas, sempre pronto a ajudar e com quem divido os méritos deste trabalho.

Aos Professores Adeildo Soares Ramos Júnior, Ana Elizabeth Paganelli Guimarães, Eduardo Nobre Lages, João Bento de Hanai, João Carlos Cordeiro Barbirato, José Jairo Sales, José Zamarion Ferreira Diniz, Libânio Miranda Pinheiro, Luiz Roberto Sobreira de Agostini, Moacir Leite e Mounir Khalil El Debs, pelas contribuições indispensáveis.

Agradecimentos especiais aos técnicos Amauri Ignácio da Silva, Jorge L. R. Brabo, Mário Botelho, Mauri Dias Guillen, Valdir C. de Lucca e engenheiro Luiz Vicente Vareda, funcionários do Laboratório de Estruturas indispensáveis na realização da experimentação.

Aos funcionários dos Laboratórios de Construção Civil, Mecânica das Rochas, e Madeiras e Estruturas de Madeira; pelo apoio nos ensaios complementares.

Aos desenhistas Francisco G. de Brito e Sylvia H. M. Villani.

À Bibliotecária Maria Nadir Minatel e a secretária da pós-graduação Rosi Ap. Jordão Rodrigues.

À minha irmã Maria Gorete pela revisão ortográfica.

Aos colegas de Pós-graduação, pela amizade.

Aos demais funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelo apoio.

CRÉDITOS

A elaboração deste trabalho foi possível devido ao apoio de instituições e empresas, através de sugestões e apoio técnico-financeiro. Assim são dignos de crédito:

Universidade Federal de Alagoas

- Centro de Tecnologia
- Departamento de Engenharia Estrutural

Universidade de São Paulo

- Escola de Engenharia de São Carlos
- Departamento de Engenharia de Estruturas

CAPES - Coordenação do Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior,
pela concessão de bolsa de estudos.

FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo,
pelo Auxílio à Pesquisa correspondente ao processo 95/2458-4

CAMARGO CORRÊA INDUSTRIAL S. A.,

através do Engenheiro Christovam S. C. Cunha e do Tecnólogo Railton Ap.
de Carvalho.

REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA,

através do Engenheiro Mauro M. Movikawa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURASiv
LISTA DE TABELAS ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLASxi
LISTA DE SÍMBOLOSxii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - OBJETIVOS DA PESQUISA	11
1.3 - APRESENTAÇÃO	12
CAPÍTULO 2 - FUNDAMENTOS DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA	14
2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	14
2.2 - MATERIAIS COMPONENTES	14
2.2.1 - Cimento	14
2.2.2 - Sílica ativa	15
2.2.3 - Agregados	21
2.2.4 - Água	23
2.2.5 - Aditivo superplastificante	24
2.3 - PROCEDIMENTOS DE DOSAGEM E MISTURA	26
2.4 - ALGUMAS PROPRIEDADES MECÂNICAS NO ESTADO ENDURECIDO ..	27
2.4.1 - Resistência à compressão	28
2.4.2 - Resistência à tração	30
2.4.3 - Módulo de deformação longitudinal	31
2.4.4 - Coeficiente de Poisson	33
2.4.5 - Relação tensão x deformação	33
2.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	38

CAPÍTULO 3 - PILARES DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	39
3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	39
3.2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE PILARES DE CAD	41
3.3 - OUTRAS CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO	71
3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
CAPÍTULO 4 - EXPERIMENTAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	74
4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	74
4.2 - MATERIAIS UTILIZADOS	76
4.2.1 - Cimento	76
4.2.2 - Sílica ativa	77
4.2.3 - Aditivo superplastificante	77
4.2.4 - Água	77
4.2.5 - Agregados	77
4.3 - ESTUDO DE DOSAGEM	79
4.3.1 - Mistura, moldagem, adensamento e cura dos corpos-de-prova	80
4.4 - CARACTERIZAÇÃO DAS ARMADURAS	82
4.5 - EXPERIMENTAÇÃO.....	83
4.5.1 - Fôrmas	83
4.5.2 - Moldagem, adensamento e cura	88
4.5.3 - Estrutura de reação	89
4.5.4 - Instrumentação e procedimentos de ensaio	95
4.5.5 - Descrição dos ensaios executados	106
4.5.5.1 - Ensaios pilotos.....	106
4.5.5.2 - Série 1	107
4.5.5.3 - Série 2	108
4.5.5.4 - Série 3	109
4.5.5.5 - Série 4	110
4.5.5.6 - Repetição da série 1	111
4.5.5.7 - Série 5	111
4.5.5.8 - Série 6	113
4.5.5.9 - Série 7	114
4.5.5.10 - Série 8	114

4.5.5.11 - Série 9.....	115
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS	116
5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	116
5.2 - PILARES SUBMETIDOS A COMPRESSÃO CENTRADA	116
5.3 - PILARES SOLICITADOS A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA	120
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	132
6.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	132
6.2 - PILARES SUBMETIDOS A COMPRESSÃO CENTRADA	134
6.2.1 - Análise da seção resistente	134
6.2.2 - Capacidade resistente segundo COLLINS et al. (1993)	136
6.3 - PILARES SOLICITADOS A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA	137
6.3.1 - Esforços resistentes	140
6.3.1.1 - Proposta de relação tensão x deformação do concreto	141
6.3.1.2 - Análise considerando relação tensão x deformação para o concreto indicada por COLLINS et al. (1993)	147
6.4 - DUCTILIDADE	149
6.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	152
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES	156
CAPÍTULO 8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	161
8.1 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
8.2 - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	167
APÊNDICE	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Efeito visual da aplicação de CAD em um pilar [CEB-FIP(1993)]...	4
Figura 1.2 - Lake Point Tower, Chicago [GONZALEZ-ISABEL(1993)]	5
Figura 1.3 - South Wacker Tower, Chicago [GONZALEZ-ISABEL(1993)]	5
Figura 1.4 - Scotia Plaza, Toronto [GONZALEZ-ISABEL(1993)]	5
Figura 1.5 - Grande Arche de La Défense, Paris [GONZALEZ-ISABEL(1993)]	5
Figura 1.6 - Plataforma Gullfaks C, mar do Norte [GONZALEZ-ISABEL(1993)]	6
Figura 1.7 - Centro Empresarial Previnor, Salvador BA [LEITE & MIRANDA(1997)].....	8
Figura 1.8 - Estrutura do Edifício Suarez Trade Center, Salvador- BA [LEITE(1994)].....	8
Figura 1.9 - Edifício Arthur Moreira Lima, Salvador - BA [LEITE & MIRANDA(1997)]	9
Figura 1.10 - Centro Empresarial Nações Unidas em São Paulo [ROCHA(1997)].....	9
Figura 2.1 - Esquema de Produção de sílica ativa a partir do processo de obtenção de ferro-silício ou silício metálico [DAL MOLIN(1995a)].	17
Figura 2.2 - Micrografia eletrônica de transmissão de sílica ativa [METHA & MONTEIRO (1994)].....	18
Figura 2.3 - Diagramas tensão x deformação: influência da resistência à compressão do concreto no diagrama tensão x deformação [COLLINS et al. (1993)].....	35
Figura 2.4 - Diagrama tensão x deformação simplificado segundo Código Modelo - MC90 [CEB (1991)]	36
Figura 2.5 - Diagrama tensão x deformação segundo a [NS3473E (1992)].....	36
Figura 3.1 - Efeito da resistência do concreto na ductilidade (série 1 armadura em espiral com taxa de 3,1%). BJERKELI, [TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)]	42
Figura 3.2a - Efeito do diâmetro da armadura longitudinal na ductilidade [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)].....	43
Figura 3.2b - Efeito do número de barras longitudinais na ductilidade [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)].....	43

Figura 3.3a - Efeito da geometria da seção na ductilidade, concreto de densidade normal com $f_c = 95\text{MPa}$ [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)]	44
Figura 3.3b - Efeito da geometria da seção na ductilidade, concreto leve com $f_c = 75\text{MPa}$. [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)].....	44
Figura 3.4a - Comparação entre deformações teóricas e experimentais [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)].....	45
Figura 3.4b - Comparação entre deformações teóricas e experimentais [BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990)].....	45
Figura 3.5 - Pilares ensaiados por [CUSSON & PAULTRE (1994)].....	47
Figura 3.6 - Efeito das armaduras no confinamento [CUSSON & PAULTRE (1994)].....	47
Figura 3.7 - Efeito da armadura helicoidal na ductilidade de corpos-de-prova [AGOSTINI(1992)].....	49
Figura 3.8 - Características geométricas dos pilares com armadura helicoidal ensaiados por [AGOSTINI (1992)].....	49
Figura 3.9 - Pilares ensaiados a flexo-compressão [AGOSTINI(1992)].....	53
Figura 3.10 - Modelos ensaiados por [AL-HUSSAINI et al. (1993)].....	54
Figura 3.11 - Esquema dos ensaios de [LAURENT (1988)].....	55
Figura 3.12 - Características dos ensaios de [PAIVA (1994)].....	56
Figura 3.13 - Curvas tensão x deformação para pilares carregados excentricamente [KÖNIG & SIMSCH(1996)].....	58
Figura 3.14 - Diagramas força x deslocamento vertical para um mesmo pilar curto com CAR e concreto de Resistência usual, [CLAESON et al. (1996)].....	60
Figura 3.15 - Diagramas tensão x deformação conforme o EUROCODE 2 e BBK, [CLAESON et al. (1996)].....	61
Figura 3.16 - Curvas momento x força axial, [CLAESON et al. (1996)].....	61
Figura 3.17 - Definição de ductilidade em um pilar carregado excentricamente [ATTARD & FOSTER (1996)].....	62
Figura 3.18 - Resistência última reduzida para manter o índice de ductilidade I_{10} [ATTARD & FOSTER (1996)].....	64
Figura 3.19 - Dimensões e tipos de configuração de estribos usado por [AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)].....	66

Figura 3.20 - Distribuição de deformação e de tensão para o CAR segundo [AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)].....	68
Figura 3.21 - Modelos ensaiados por [IBRAHIM & MAC GREGOR (1996)].....	70
Figura 3.22 - Redefinição do diagrama de domínios de deformações.....	72
Figura 4.1 - Fotografia do armazenamento do cimento e sílica ativa	77
Figura 4.2 - Fotografia da operação de fechamento da betoneira.....	81
Figura 4.3 - Fotografia da operação de moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm.....	82
Figura 4.4 - Diagrama tensão x deformação das barras da armadura transversal	82
Figura 4.5 - Diagrama tensão x deformação de algumas barras da armadura longitudinal	82
Figura 4.6 - Fôrmas usadas para moldagem dos pilares das séries 1 e 2 (fôrma 1). 3 e 4 (fôrma 2)	84
Figura 4.7 - Fôrma usada para moldagem das séries 5 a 7, com ação excêntrica	85
Figura 4.8 - Fôrma usada nos pilares da série 8 com ação excêntrica	86
Figura 4.9 - Fôrma usada nos pilares da série 9 com ação excêntrica	87
Figura 4.10 - Lançamento e adensamento do concreto	88
Figura 4.11 - Operação de acabamento das extremidades	88
Figura 4.12 - Esquema de montagem do pórtico de reação.....	90
Figura 4.13 - Detalhamento das vigas	91
Figura 4.14 - Detalhamento das colunas	92
Figura 4.15 - Fotografia da montagem do pórtico de reação (colunas)	93
Figura 4.16 - Fotografia da montagem do pórtico de reação (grelha).....	93
Figura 4.17 - Fixação da grelha nas colunas numa altura determinada para ensaios das séries 1 a 4	94
Figura 4.18 - Detalhes da fixação do pórtico na laje de reação	94
Figura 4.19 - Pilar piloto	97
Figura 4.20 - Pilares da série 1	98
Figura 4.21 - Pilares da série 2	99
Figura 4.22 - Pilares da série 3	100
Figura 4.23 - Pilares da série 4	101

Figura 4.24 - Detalhamento das armaduras e esquema estático dos pilares das séries 5 e 6	102
Figura 4.25 - Detalhamento das armaduras e esquema estático dos pilares da série 7.....	103
Figura 4.26 - Instrumentação do pilar 5/1 ensaiado a flexão normal composta.	104
Figura 4.27 - Identificação das posições dos strain gages na armadura longitudinal, estribo e concreto, nos pilares das séries 7, 8 e 9 ...	105
Figura 4.28 - Armadura adicional nas extremidades do modelo 5/2 ensaiado com ação excêntrica	105
Figura 4.29 - Visão geral de um dos ensaios	105
Figura 5.1 - Modelos ensaiados a compressão centrada	117
Figura 5.2 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 1	118
Figura 5.3 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 2	118
Figura 5.4 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 3	119
Figura 5.5 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 4	119
Figura 5.6 - Modelos ensaiados a flexão normal composta	121
Figura 5.7 - Diagramas força x deformação nas armaduras, seções A e C do pilar 5/1	121
Figura 5.8 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 5/1	122
Figura 5.9 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 5/2	123
Figura 5.10 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 6/1	124
Figura 5.11 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 6/2.....	125
Figura 5.12 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 7/1.....	126
Figura 5.13 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 7/2.....	127
Figura 5.14 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 8/1.....	128
Figura 5.15 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 8/2.....	129

Figura 5.16 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 9/1.....	130
Figura 5.17 - Diagramas força x deslocamentos e força x deformações no pilar 9/2.....	131
Figura 6.1 - Hipótese de distribuição de deformações e de tensões nos pilares ensaiados a flexão normal composta	141
Figura 6.2 - Exemplo da saída gráfica de um ensaio com controle de deformação	142
Figura 6.3 - Aproximação para o diagrama7 tensão x deformação experimental	142
Figura 6.4 - Diagramas tensão x deformação experimental e teórico	144
Figura 6.5 - - Proposta de arranjo de armaduras para pilares de CAD	150
Figura 6.6 - Visão da região de ruptura dos pilares P 7/2, P 5/2 e P 6/2	151
Figura 6.7 - Distribuição de tensões para a hipótese 1	153
Figura 6.8 - Distribuição de tensões para a hipótese 2	153
Figura 6.9 - Distribuição de tensão ao longo da seção instrumentada.....	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Algumas características físicas da sílica ativa	18
Tabela 2.2 - Efeito do tipo de agregado no módulo de deformação longitudinal segundo o Código Modelo - MC90 CEB(1991).....	33
Tabela 2.3 - Valores da deformação última do concreto segundo DINIZ	37
Tabela 3.1 - Algumas características dos pilares ensaiados por AL-HUSSAINI et al. (1993)	55
Tabela 4.1 - Análise granulométrica do agregado miúdo	78
Tabela 4.2 - Análise granulométrica do agregado graúdo.....	79
Tabela 4.3 - Resultados experimentais dos ensaios de tração nas barras de aço	83
Tabela 5.1 - Características dos modelos ensaiados a compressão centrada e força última experimental	117
Tabela 5.2 - Características dos modelos ensaiados a compressão excêntrica e forças e momentos últimos e experimentais	120
Tabela 6.1 - Análise teórica dos modelos ensaiados a compressão centrada	135
Tabela 6.2 - Análise dos modelos ensaiados segundo COLLINS et al. (1993).	136
Tabela 6.3 - Variações das deformações para as ações últimas	138
Tabela 6.4 - Variações das deformações para 80% das ações últimas	138
Tabela 6.5 - Variação das deformações para as ações últimas	139
Tabela 6.6 - Variações das deformações para 80% das ações últimas	140
Tabela 6.7 - Características mecânicas do concreto e do aço utilizados nos ensaios de compressão excêntrica	145
Tabela 6.8 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e ação última	145
Tabela 6.9 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e 80% da ação última	146
Tabela 6.10 - Análise dos resultados obtidos para a força última, conside- rando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)	148

Tabela 6.11 - Análise dos resultados obtidos para 80% da força última, considerando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)	148
Tabela 6.12 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e ação última, admitindo o M_{exp} da hipótese 2	154
Tabela 6.13 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação apresentada por COLLINS et al. (1993), admitindo o M_{exp} da hipótese 2	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	- Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	- American Concrete Institute
ASCE	- American Society of Civil Engineers
ASTM	- American Society for Testing and Materials
BBK	- Boverket, Bygghandlingen, Karlskrona (norma sueca para projeto de estruturas de concreto)
CAD	- Concreto de Alto Desempenho
CAR	- Concreto de Alta Resistência
CE	- Comissão de Estudos
CEB	- Comité Euro-International du Béton
CERF	- Civil Engineering Research Foundation
CP	- Cimento Portland
CT	- Comitê Técnico
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
IBRACON	- Instituto Brasileiro do Concreto
LVDT	- Linear Variable Differential Transformer
MC	- Model Code
NBR	- Norma Brasileira Registrada
NS	- Norwegian Standard
UFRGS	- Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	- Universidade Federal do Rio de Janeiro
UNICAMP	- Universidade Estadual de Campinas
USP	- Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_c - Área de concreto da seção transversal do pilar
- A_{cn} - Área da seção transversal do núcleo do pilar
- A_g - Área da seção transversal total do pilar
- A_{s1} - Área da seção transversal das barras da armadura longitudinal menos comprimida
- A_{s2} - Área da seção transversal das barras da armadura longitudinal mais comprimida
- A_s - Área da seção transversal das barras da armadura longitudinal
- $A_{s,ef}$ - Área efetiva da seção transversal das barras da armadura
- A_{st} - Área da seção transversal das barras da armadura longitudinal
- b - Largura da seção transversal do pilar
- b_n - Largura do núcleo do pilar
- c - Cobrimento da armadura
- C - Coeficiente de ajuste da resistência do concreto
- CH - Hidróxido de Cálcio
- CSH - Silicato de cálcio hidratado
- d - Altura útil da seção transversal do pilar
- d' - Distância do eixo da armadura longitudinal à face do pilar
- e - Excentricidade
- $e_{inicial}$ - Excentricidade inicial
- e_{exp} - Excentricidade experimental
- E_c - Módulo de deformação longitudinal do concreto
- E_y - Módulo de deformação longitudinal do aço
- F - Força normal
- F_u - Força última do pilar
- F_{un} - Força última do pilar considerando-se o núcleo
- F_{exp} - Força experimental
- F_{teo} - Força teórica no pilar
- $F_{teo,n}$ - Força teórica considerando o núcleo do pilar
- f_c - Resistência à compressão do concreto

f_{cd}	- Valor de cálculo da resistência à compressão do concreto
f'_c	- Resistência máxima à compressão do concreto segundo o ACI 318/89
f_{ck}	- Resistência característica à compressão do concreto
f_{tk}	- Resistência característica à tração do concreto
$f_{t,D}$	- Resistência à tração por compressão diametral
$f_{t,F}$	- Resistência à tração na flexão
f_t	- Resistência à tração direta
f_u	- Resistência última do aço
f_{ctk}	- Resistência característica cúbica à tração
f_y	- Resistência de escoamento do aço à tração
f_{yk}	- Valor característico da resistência de escoamento do aço
h	- Altura total da seção transversal do pilar
h_n	- Altura do núcleo do pilar
ℓ	- Altura do pilar
k	- Fator para considerar o declínio na curva tensão x deformação no concreto, após o pico segundo COLLINS et al. (1993)
k	- Fator redutor da resistência última segundo ATTARD & FOSTER(1996)
k_3	- Coeficiente de ajuste da resistência do concreto
k_{mod}	- Coeficiente de modificação
$k_{mod,1}$	- Coeficiente que leva em conta o acréscimo de resistência após os 28 dias de idade
$k_{mod,2}$	- Coeficiente que considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm
$k_{mod,3}$	- Coeficiente que leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração
I_5	- Índice de ductilidade segundo ATTARD & FOSTER(1996)
I_{10}	- Índice de ductilidade segundo ATTARD & FOSTER(1996)
\bar{I}_{10}	- Índice de ductilidade efetivo segundo ATTARD & FOSTER(1996)
M_{exp}	- Momento experimental
M_{teo}	- Momento teórico
$M_{u,teo}$	- Momento último teórico
n	- Fator de adequação da curva tensão x deformação COLLINS et al. (1993)
N_u	- Força última
N_{teo}	- Esforço normal teórico
$N_{u,teo}$	- Esforço normal último teórico

- P_o - Força última na pilar com compressão centrada segundo o ACI 318/89
- SiO_2 - Dióxido de silício
- α_1 - Coeficiente de intensidade de tensões para o concreto
- α_e - Coeficiente para considerar o efeito do tipo de agregado no módulo de deformação longitudinal segundo o Código Modelo - MC90(1991)
- β_h - parâmetro introduzido na tese para identificar o ponto de interseção entre a reta b e a reta que define o domínio 5 no diagrama de domínios de deformações.
- ϵ_c - Deformação específica de compressão do concreto
- ϵ_{co} - Deformação específica correspondente a máxima compressão do concreto
- ϵ'_c - Deformação específica correspondente a resistência máxima do concreto
- ϵ_{c1} - Deformação específica máxima do concreto nos elementos comprimidos
- Deformação específica na face menos comprimida do pilar
- ϵ_{c2} - Deformação específica na face mais comprimida do pilar
- ϵ_{s1} - Deformação específica na armadura menos comprimida
- ϵ_{s2} - Deformação específica na armadura mais comprimida
- ϵ_{cu} - Valor último da deformação específica do concreto comprimido
- ϵ_y - Deformação específica de escoamento do aço a tração
- $\phi_{efetivo}$ - Diâmetro efetivo
- $\phi_{nominal}$ - Diâmetro nominal
- γ_m - Coeficiente de minoração da resistência do concreto
- ρ_l - Taxa geométrica de armadura longitudinal
- ρ_s - Taxa volumétrica de armadura transversal
- ρ_w - Taxa volumétrica de armadura transversal
- σ_c - Tensão normal de compressão no concreto
- σ_{cd} - Valor de cálculo da tensão normal de compressão no concreto
- σ_{s1} - Tensão normal de compressão na armadura menos comprimida
- σ_{s2} - Tensão normal de compressão na armadura mais comprimida

RESUMO

LIMA, Flávio Barboza. *Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação*, São Carlos, 1997. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

O uso de concreto de alto desempenho constitui tendência irreversível, devido às vantagens que apresenta em relação aos concretos de resistência usual, principalmente na execução de pilares de edifícios, pois as áreas das seções transversais podem ser reduzidas.

Este trabalho trata da obtenção e do estudo teórico e experimental de pilares de concreto de alto desempenho, analisando o comportamento de modelos, solicitados à compressão centrada e flexão normal composta.

Foram analisados pilares de seções transversais quadradas de 20cm x 20cm e retangulares de 15cm x 30cm e 12cm x 30cm, dimensões que representam pilares usuais em estruturas de edifícios.

Na compressão centrada ficou caracterizado que o estado limite último foi atingido por ruptura da seção mais solicitada e comprovado que a ruptura ocorreu quando o núcleo, definido pelo perímetro considerado pelos eixos dos estribos, se rompeu.

Nos ensaios de flexão normal composta os resultados mostraram que as hipóteses de distribuição de tensões, utilizadas para os concretos de resistências usuais, não devem ser consideradas para concreto de alta resistência.

As forças normais experimentais e as teóricas, calculadas por um modelo proposto pelo Autor, ficaram iguais enquanto que, para os momentos fletores, os valores experimentais ficaram muito acima dos teóricos.

Palavras-chaves: Concreto de alto desempenho; Pilares; Experimentação

ABSTRACT

LIMA, Flávio Barboza. *High performance concrete columns: principles and experimentation*. São Carlos, 1997. Doctorate Thesis. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

The use of high performance concrete is an irreversible tendency in structural design due to the advantages it presents, compared to the concrete of usual strength, these advantages can be seen mainly in the execution of buildings columns as the cross sections can be reduced.

This thesis is about the theoretical and experimental study to obtain high performance concrete columns. The behaviour of models subjected to axial load and bending plus axial load was analysed.

Columns with the square (20cm x 20cm) and rectangular (15cm x 30cm and 12cm x 30cm) cross sections were studied, because they are the usual buildings columns dimensions.

As far as axial load is concerned, the ultimate state limit was reached when the mostly demanded section broke. It was proven that the rupture occurred when the core, defined by the perimeter considered by the axial stirrups, broke.

The results of bending plus axial load tests have shown that the distribution of stress hypotheses used for concrete of usual strength must not be considered for high strength concrete.

The experimental axial forces and the internal ones calculated by a given model were the same, whereas the experimental values for the internal moments were much higher.

Keywords: High performance concretes, columns, tests

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A designação “concreto de alto desempenho - CAD¹ “ é atribuída ao concreto que apresenta características especiais e satisfazem a um critério de desempenho. Conforme CERF/ASCE(1993), as características peculiares não poderiam ser obtidas se fossem usados apenas os materiais convencionais, com procedimentos de mistura, lançamento e adensamento usuais. Essas características podem envolver, por exemplo, as seguintes melhorias: facilidade de lançamento, adensamento sem segregação; propriedades mecânicas do concreto endurecido; resistência a pequenas idades; tenacidade; estabilidade de volume; durabilidade. Trata-se de uma definição ampla pois envolve vários atributos que o concreto pode apresentar, além da alta resistência.

Para os propósitos desta tese o CAD será definido em termos de resistência à compressão, podendo ser particularizado como concreto de alta resistência - CAR².

Os meios utilizados para a obtenção do concreto com alta resistência mecânica, cujo uso se constitui numa tendência irreversível, acabam propiciando condições para uma maior durabilidade, resultando um concreto com alta resistência e durabilidade ou generalizando, em função dos atributos, concreto de alto desempenho. VASCONCELOS(1994), considera que o concreto de alta resistência vai ser o material do futuro pois, os concretos feitos atualmente têm pequena durabilidade, não se tendo certeza que uma obra executada hoje dure 50 anos.

Segundo DAL MOLIN (1995a), quando se pretende elevar a resistência do concreto, várias alternativas podem ser utilizadas, tais como: adição de polímeros, que aumenta a resistência dependendo da resistência do polímero; autoclave que consiste em curar o concreto sob alta pressão e temperatura, possibilitando a aceleração das reações e ganho na resistência; redução da relação água/cimento e adição de pozolanas.

¹ CAD - Forma abreviada introduzida para Concreto de Alto Desempenho

² CAR - Forma abreviada introduzida para Concreto de Alta Resistência

Uma alternativa que está se tornando usual no Brasil, devido ao seu potencial produtivo, é o concreto de cimento portland com baixa relação água/cimento e adição de sílica ativa³ e superplastificante, o que possibilita a produção de concretos que apresentam resistência à compressão superior a 100MPa, como pode ser observado na experimentação aqui desenvolvida. Um melhor entendimento sobre a sílica ativa é apresentado no capítulo 2.

O conceito de alta resistência tem variado ao longo dos anos, o que pode ser confirmado no boletim 197 CEB(1990) que apresenta uma evolução na resistência de projeto, sendo recomendado como limite superior de resistência característica, pelo Código Modelo-MC90 CEB(1991), um concreto classe C80. Após o advento da sílica ativa, o cimento deixou de ser fator limitante para a obtenção de maiores resistências, que passa a depender mais das propriedades dos agregados, que por sua vez dependem da origem geológica, em função da grande variabilidade das rochas existentes.

Segundo o ACI 363R(1992) que relata o estado-da-arte do CAR, nos anos 50 concreto com resistência à compressão de 34MPa foi considerado de alta resistência, já na década de 60, concretos com 41MPa e 52MPa foram usados comercialmente. Nos anos 70 foram produzidos concretos com 62MPa e, mais recentemente, resistências à compressão da ordem de 138MPa têm sido usadas. Segundo PACIOS, GETTU & SHAH(1992) concretos industrializados com resistência de 200MPa serão uma realidade no próximo século.

Nos Estados Unidos e Países da Europa, considera-se um concreto como de alta resistência se possuir resistência característica à compressão entre 40MPa e 85MPa. No Brasil, costuma-se chamar de concreto com alta resistência aqueles acima de 25MPa de resistência característica à compressão. Segundo AMARAL FILHO (1993a) parece razoável adotar-se:

Baixa resistência:	$f_{ck} < 25\text{MPa}$
Média resistência:	$25\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 50\text{MPa}$
Alta resistência:	$50\text{MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa}$
Ultra alta resistência:	$90\text{MPa} < f_{ck} < 400\text{MPa}$

³ O termo Sílica Ativa, foi a denominação dada pela Comissão de Estudos CE 18.312.01 constituída pela ABNT, para o equivalente em inglês sílica fume

Evidentemente, a obtenção do CAD com tais níveis de resistência requer um programa rígido de qualidade, que inclui uma cuidadosa seleção da matéria prima e dosagem dos materiais, execução adequada e perfeito controle de qualidade.

Segundo ALMEIDA(1990), o potencial de aplicação do CAD pode ser agrupado em três categorias gerais: propriedades que beneficiam o processo de construção; aumento das propriedades mecânicas; e aumento das propriedades que geram maior durabilidade.

O CAD tem um custo inicial por unidade de volume maior que o concreto convencional. Entretanto, isto pode ser justificado pelos seguintes fatores: a alta resistência inicial, pode reduzir os custos da construção; o aumento das propriedades mecânicas reduz as dimensões dos elementos estruturais; o aumento da durabilidade aumenta a vida útil da estrutura.

Segundo o CEB(1993), a atração mais óbvia do CAR é a possibilidade de reduzir as seções de pilares, enfatizando que uma redução de 2% a 3% na seção transversal dos pilares resultaria em ganho de centenas de metros quadrados de área para escritórios. Por exemplo, tornando o uso de CAR um atrativo econômico. A figura 1.1 apresenta o efeito visual da redução das dimensões da seção transversal, de 700mm x 700mm para 400mm x 400mm, sendo as resistências dos concretos iguais a 50MPa e 100MPa, respectivamente.

As crescentes aplicações destes concretos, conduzem à necessidade de revisões nos modelos de cálculo, e recomendações construtivas indicadas nas normas atuais ou, até mesmo, elaboração de novas normas que reflitam melhor o comportamento deste material. O boletim 197 CEB(1990) apresenta que houve uma rápida evolução na utilização dos concretos de alto desempenho, notadamente nos Estados Unidos, Canadá, Noruega, França, Japão e outros, enfatizando seu emprego na execução de: pilares de edifícios altos; obras-de-arte, como pontes e viadutos; estruturas offshore (plataformas marítimas para extração de petróleo, principalmente no mar do Norte) e, mais recentemente, nos pré-moldados além de pisos industriais e recuperações em obras de concreto.

As primeiras pesquisas sobre CAD surgiram na Noruega e na Dinamarca em 1976 e atualmente estão sendo desenvolvidas em vários outros países. As aplicações do CAD tiveram início na execução de pilares. Em COLACO (1985),

PACIOS et al. (1992), boletim 197 CEB-FIP(1990) e ACI 363R(1992) observa-se o uso do concreto de alto desempenho na execução de edifícios altos, variando de 30 a 79 andares, como é o caso do **Water Tower Place** de 1979 e **South Wacker Tower** de 1989, ambos em Chicago com 79 andares e do **Texas Commerce Plaza** em Houston 1981 com 57 andares. As resistências empregadas variavam de 45MPa a 115MPa usado no **Two Union Square** em Seattle com 58 andares.

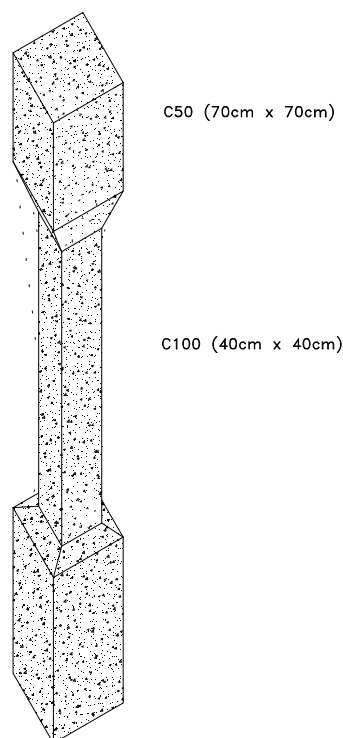


Figura 1.1 - Efeito visual da aplicação de CAD em um pilar [CEB(1993)]

Na sua maioria as estruturas dos edifícios são mistas havendo pilares centrais, em alguns casos concreto confinado em tubos de aço, interligados com sub-estruturas laterais formados por pilares que podem ser metálicos ou elementos pré-moldados. O uso do concreto armado de alto desempenho em substituição às estruturas metálicas na construção de edifícios altos se dá devido a maior rigidez que o CAD confere à estrutura, melhor comportamento frente a ação do vento, e, também, em função do seu melhor comportamento em relação ao fogo, segundo GONZALEZ-ISABEL (1993). Nas figuras 1.2 a 1.5 observam-se fotografias de edifícios executados em concreto de alta resistência. O edifício Lake Point Tower, figura 1.2, em Chicago, teve sua estrutura de 70 andares finalizada em 1965 e apresenta uma resistência característica, considerada no projeto, de 52MPa. Um outro exemplo de edifício alto em CAD, também em Chicago está na

figura 1.3 o South Wacker Tower, construído em 1989, com 295m de altura, 79 pavimentos e uma resistência característica considerada no projeto de 83MPa. A figura 1.4 apresenta o Scotia Plaza em Toronto, construído em 1986 com 68 andares e uma resistência característica considerada no projeto de 70MPa. O Grande Arche de La Défense, figura 1.5, foi construído em Paris de 1986 a 1988, tem a forma de um cubo com 100m de aresta, aberto em dois lados, e com uma resistência característica de projeto igual a 50MPa.



Figura 1.2 - Lake Point Tower, Chicago [GONZALEZ-ISABEL(1993)]



Figura 1.3 - South Wacker Tower, Chicago [GONZALEZ- ISABEL (1993)]



Figura 1.4 - Scotia Plaza, Toronto [GONZALEZ-ISABEL(1993)]



Figura 1.5 - Grande Arche de La Défense, Paris [GONZALEZ-ISABEL(1993)]

Nas estruturas das plataformas offshore construídas no Mar do Norte, o uso do CAD se justificou pela capacidade de suportar ações contínuas dos agentes agressivos, pelas condições de moldagem, reduzido o custo de manutenção, melhor resistência à ação contínua de águas geladas, choques e abrasão. A figura 1.6 mostra a plataforma Gullfaks C, construída em 1989 no Mar do Norte, que apresenta uma altura total de 262m e uma superfície em planta de 16000m^2 , sendo que as resistências características de projeto do concreto foram de 65 e 70MPa.

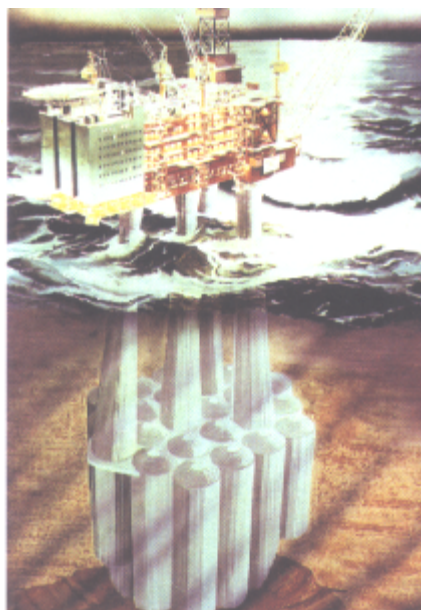


Figura 1. 6 - Plataforma Gullfaks C no mar do norte [GONZALEZ-ISABEL(1993)]

Além de uma melhora no projeto arquitetônico propiciada pela possibilidade de maiores vãos, a economia proporcionada pelo uso de maiores resistências para o concreto, se reflete na redução da seção dos pilares e do aumento na vida útil. BUCHAS & BUCHAS(1993) citam que para dois pilares de mesma altura, solicitados por uma mesma ação, que foram dimensionados para concretos C40 e C80, houve redução na área da seção transversal de 42% e de 33% nos custos; citam também outro edifício comercial construído em Melbourne que, modificando-se a resistência à compressão de 40MPa para 60MPa obteve-se aumento de 47m^2 de área útil por piso. Segundo ALMEIDA (1990), a aplicação dos concretos de alta resistência não se restringe aos edifícios altos, pois verificou-se que a economia obtida na execução de pilares também pode ser obtida na construção de edifícios médios e baixos.

Como aplicações do CAD no Brasil, pode-se citar exemplos como do edifício Santo Amaro, descrito por AMARAL (1988) e do edifício do CNEC por HERRMANN & CAMERATO(1988), onde os pilares foram executados com resistência característica à compressão igual a 60MPa, mesma resistência adotada na execução das duas torres de 18 andares descritas por AMARAL FILHO(1993b), onde o uso do CAD propiciou ganho de mais de 500m² nas áreas dos escritórios devido à redução nas seções transversais dos pilares, foi aumentada também a área da garagem no sub-solo; o espaço que era de 1,8 carro passou para 2 carros.

Um edifício foi analisado por DAL MOLIN & WOLF(1991) que desenvolveram estudo de viabilidade econômica mostrando uma tendência clara de redução de custos com o aumento da resistência do concreto, chegando a 12% do valor total da estrutura ao passar de uma resistência característica à compressão de 21MPa para 60MPa. Salienta-se que as teorias utilizadas para o projeto estrutural foram as adotadas para concreto com resistência usual, não sendo ajustados os valores do módulo de deformação longitudinal, comprimento de ancoragem, coeficientes de fluência, etc., que se alteram na medida que a resistência se eleva.

As aplicações mais relevantes em edifícios no Brasil foram desenvolvidas em Salvador-BA a partir de 1992. Segundo SILVA FILHO(1996) que relata o emprego de concreto de alto desempenho na Bahia, os projetos foram desenvolvidos pelo Escritório de Projeto Estrutural Leite e Miranda, e foi adotado resistência característica à compressão do concreto igual a 60MPa.

A primeira obra foi o Centro Empresarial PREVINOR, que pode ser visto na figura 1.7, formado por dois blocos de 18 andares cada, sendo que além dos pilares, o CAD foi usado nas lajes, na região dos pilares de canto, numa área de aproximadamente 1m², visando absorver as tensões de cisalhamento em torno dos pilares.

Outro exemplo de aplicação foi o Edifício Banco de Tokyo com 16 andares, onde os pilares centrais, até o 5.º andar, foram projetados com f_{ck} igual a 60MPa; para os pilares periféricos foi adotado f_{ck} igual a 30MPa. Estes procedimentos permitiu dobrar o número de vagas nas garagens do prédio em relação ao projeto que previa resistência usual para o concreto.



Figura 1.7 - Centro Empresarial Previnor, Salvador-BA.
[LEITE & MIRANDA(1997)]

Obra construída de 1992 a 1994, em Salvador, o edifício Suarez Trade Center com 30 andares, cuja estrutura é apresentada na figura 1.8. O CAD foi usado nos pilares centrais ao longo de 11 andares. Os pilares tiveram 2 seções transversais; (1,20m x 1,20m e 0,60m x 0,60m). Alguns pilares centrais suportam até 45000kN, com dimensões da seção transversal de 1,20m x 1,20m. Caso fossem construídos com concreto de f_{ck} igual a 30MPa, a seção transversal teria cerca de 2,00m x 2,00m. A adoção do CAD proporcionou aumento substancial no número de vagas nas garagens.

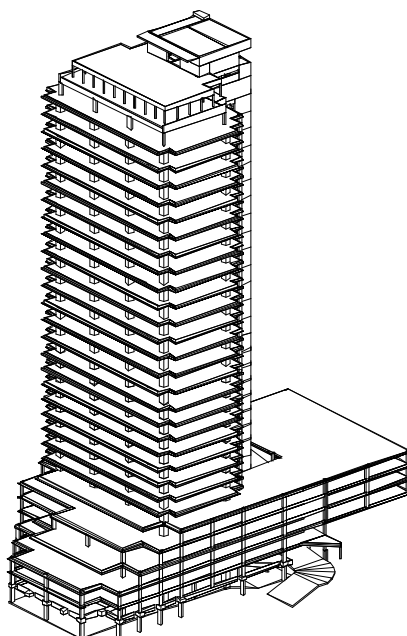


Figura 1.8 - Estrutura do Edifício do Suarez Trade Center, Salvador-BA
[LEITE (1994)]

Segundo LEITE & MIRANDA(1997), o edifício residencial mais alto em construção atualmente (1997) na cidade de Salvador, é denominado Arthur Moreira Lima. O edifício tem 33 andares e foi projetado adotando concreto com f_{ck} igual a 60MPa, obtendo-se redução da seção transversal dos pilares, melhores condições de durabilidade já que a obra situa-se na orla marítima da cidade. A figura 1.9 apresenta uma ilustração deste edifício.

Na figura 1.10, pode ser vista a estrutura do Centro Empresarial Nações Unidas, em São Paulo que, segundo ROCHA (1997), é composto por 41 andares e quatro subsolos, tendo sido utilizado nos pilares concreto de 50 MPa e nas lajes protendidas de 30 MPa.



Figura 1.9 - Edifício Arthur Moreira Lima, Salvador/BA [LEITE & MIRANDA(1997)]



Figura 1.10 - Centro Empresarial Nações Unidas em São Paulo [ROCHA (1997)]

Fica, portanto, evidenciada a importância do uso do CAD na execução de pilares de edifícios, bem como em outras aplicações em estruturas de um modo geral. Deve ser ressaltado que o uso da sílica ativa, que é melhor descrita no segundo capítulo, conforme exemplos citados anteriormente, é economicamente viável na produção de concreto, possibilitando a obtenção de concretos superiores em qualidade, melhorando o comportamento também com relação a durabilidade.

Com o uso intensificado do material em estruturas de concreto armado faz-se necessário o estabelecimento de critérios de dimensionamento, se possível normalizados, para a verificação da segurança estrutural.

No Brasil, pesquisas com concreto de alta resistência, com e sem uso de sílica ativa, vêm sendo desenvolvidas em diversos centros tais como: USP - Escola Politécnica, UNICAMP, UFRGS e UFRJ. Este trabalho relata a primeira pesquisa experimental em concreto de alto desempenho desenvolvida no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

Observa-se ainda, a partir de uma análise bibliográfica, carência de estudo mais detalhado para a situação de flexão normal composta, avaliando por exemplo, a distribuição de tensões ao longo da seção transversal, para níveis diferentes de excentricidades e taxas de armadura. Existia também necessidade de serem analisados pilares com dimensões que representassem os usados nos edifícios de concreto armado. No caso de compressão centrada, fez-se uma análise inicial procurando um referencial do comportamento de pilares sob esta ação, comparando com dados obtidos na pesquisa bibliográfica.

As hipóteses de distribuição de tensões e deformações (relações constitutivas) obtidas em ensaios de corpos-de-prova foram avaliadas no caso de pilares submetidos a flexão normal composta. A idéia inicial era analisar o comportamento de pilares submetidos a dois níveis de excentricidade - pequena e grande, para duas taxas de armaduras usuais, sem preocupação inicial com as taxas de armaduras de confinamento que poderiam vir a ser definidas em função dos resultados obtidos.

Após uma análise das possibilidades de execução, devido às altas ações envolvidas e limitações da estrutura de reação, bem como a preocupação com a extensão dos resultados obtidos para pilares de dimensões usuais em edifícios, optou-se por seções transversais de 20cm x 20cm, 15cm x 30cm e 12cm x 30cm, com altura máxima de 247cm. A resistência média do concreto à compressão estabelecida foi de 80MPa. Em uma primeira parte foi desenvolvida uma metodologia a ser seguida para a obtenção deste nível de resistência, com os materiais da região de São Carlos. Definindo-se o proporcionamento, este foi caracterizado e controlado quando da execução dos modelos.

São obstáculos ao desenvolvimento do CAD no Brasil, o conservadorismo dos arquitetos e empreendedores, aliado ao desconhecimento do comportamento do material, devendo ser lembrado ainda que o concreto de alto desempenho desenvolvido no Brasil pode não ser o mesmo nos outros países. Um nível de resistência que no Brasil se considera alto pode não ser em outros países.

O IBRACON constituiu o Comitê Técnico CT305 - Concreto de Alta Resistência, sob a presidência do Eng. Epaminondas Melo do Amaral Filho, que está elaborando um documento com título “Prática recomendada para cálculo e execução de obras de CAD”, com o objetivo de orientar os profissionais que queiram usar este material. Está previsto o envio do texto para a ABNT com a solicitação de, após as devidas análises, constituir uma comissão normativa para a elaboração ou inclusão na NBR 6118 dos aspectos relativos ao concreto de alto desempenho.

Assim sendo, este trabalho adquire relevância pois pode fornecer subsídios imediatos para uma normalização do uso de CAD no Brasil.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Este trabalho apresenta dentre os objetivos, um de caráter genérico que é o da obtenção do CAD, que está diretamente relacionado, por exemplo, com os agregados utilizados na região de São Carlos. Partindo-se das características exigidas para os diversos elementos envolvidos na produção de CAD, se determinou uma dosagem capaz de produzir um concreto com a resistência requerida, e foi efetuada sua caracterização obtendo-se as propriedades mecânicas.

Especificamente, podem ser citados como objetivos do trabalho:

- Avaliação de modelos teóricos de verificação da segurança das seções transversais, de pilares de CAD com relação à ruína - ruptura e deformação plástica excessiva.
- Atender às necessidades do meio técnico, de embasamento teórico-experimental, fornecendo subsídios para uma possível normalização.
- Verificar configuração de núcleo resistente, em modelos submetidos à compressão centrada, com dimensões que representem pilares de edifícios.
- Verificar os níveis de deformação última à compressão do concreto de alto desempenho nos casos de flexão normal composta.
- Analisar a ductilidade de pilares de CAD solicitados a compressão centrada e excêntrica.

1.3 APRESENTAÇÃO

Esta tese foi estruturada em 8 capítulos e um apêndice. O primeiro capítulo traz uma introdução, com o plano de pesquisa inicialmente desenvolvido, apresenta-se o estado-da-arte com definição de concreto de alto desempenho, enfatizando-se a alta resistência à compressão como parâmetro mais importante do trabalho experimental desenvolvido. As vantagens da utilização do concreto de alto desempenho, obras importantes, aplicações no Brasil e necessidade de normalização, justificando deste modo a execução da pesquisa, também são apresentadas as limitações da tese, no tocante a resistência à compressão do concreto e tipos de ensaios realizados. Na seqüência são estabelecidos os objetivos do trabalho e finalmente apresentação de todo o conteúdo da tese.

O segundo capítulo trata dos fundamentos do concreto de alto desempenho com adição de sílica ativa, cujo uso está crescendo muito no Brasil. Nesse capítulo, identificado como genérico dentre os objetivos, se procura responder à questão; como obter um CAD ? Mais uma vez ressalte-se desempenho em termos de resistência à compressão e uso de sílica ativa. Para respondê-la é apresentada a origem da sílica ativa e como atua em nível de microestrutura do concreto e, também, as características exigidas para os demais componentes necessários para se obter um CAD. Apresentam-se algumas características mecânicas necessárias para análise de pilares com CAD.

No terceiro capítulo faz-se uma revisão bibliográfica sobre pilares de concreto de alto desempenho, enfatizam-se trabalhos experimentais e, apresentam-se os modelos adotados para análise no estado limite último de pilares solicitados a compressão simples e flexão normal composta, como também a questão da ductilidade e aspectos relacionados a normalização.

O quarto capítulo apresenta a experimentação desenvolvida, são estudados os modelos escolhidos para análise experimental, parâmetros que foram verificados bem como metodologia empregada para execução dos ensaios, instrumentação utilizada e procedimentos de moldagem, adensamento, cura e desmoldagem dos pilares, bem como uma descrição do comportamento durante o ensaio e forma de ruptura.

No quinto capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios. Para todos os ensaios realizados mostram-se os valores dos deslocamentos, forças e deformações.

No sexto capítulo realiza-se a análise dos resultados, efetuando-se comparações com os resultados teóricos e definidas conclusões sobre o emprego de CAD para pilares solicitados a compressão simples e flexão normal composta.

O sétimo capítulo trata das conclusões finais do trabalho e apresenta sugestões para a continuidade da pesquisa e novos trabalhos na área de aplicação do CAD na construção civil.

O oitavo capítulo traz as referências bibliográficas e bibliografia complementar utilizadas no desenvolvimento do trabalho.

Finalizando, apresentam-se em apêndice os diagramas obtidos a partir dos ensaios dos pilares solicitados à compressão centrada individualmente, que complementam a análise desenvolvida no capítulo 6.

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Busca-se neste capítulo um melhor entendimento sobre concreto de alto desempenho, ressaltando-se mais uma vez a alta resistência à compressão como o principal atributo desejado para o concreto utilizado na moldagem dos pilares que foram ensaiados. Como já mencionado, dentre as diversas adições ou aditivos minerais, como preferem alguns autores, necessários para a obtenção de alta resistência à compressão, optou-se pelo uso da sílica ativa, que também melhora as condições de durabilidade. A utilização de sílica ativa tem evoluído muito no Brasil. Tais concretos são denominados de **concreto de alto desempenho mecânico**, **concreto com sílica ativa** ou simplesmente **concreto de alta resistência**.

São tratados os fatores que influenciam na obtenção de alta resistência à compressão, com considerações sobre os materiais componentes e sua importância na obtenção do CAD, ou seja, o que se espera dos agregados, aglomerantes, água e aditivo superplastificante, com ênfase na produção e características da sílica ativa. É feita uma análise crítica do processo de produção de tais concretos, comentando e descrevendo os procedimentos de mistura; lançamento; adensamento; cura e controle tecnológico da resistência.

Também são abordadas algumas propriedades mecânicas, tais como: resistência à tração e compressão, módulo de deformação longitudinal, relação tensão x deformação.

2.2 - MATERIAIS COMPONENTES

2.2.1 - Cimento

O cimento está diretamente ligado às características de resistência inicial e final, trabalhabilidade e características reológicas que o concreto venha a

apresentar. Isto posto, observa-se que a escolha do tipo de cimento a ser utilizado é fundamental e é função das necessidades requeridas para o produto final.

Segundo PINTO JUNIOR.(1992) “...não existem ou não foram publicados, critérios técnicos que permitam escolher rapidamente, com toda certeza e baixo custo, o melhor cimento para produção dos concretos de alta resistência. O problema é complexo, visto que nesta escolha intervêm critérios reológicos e critérios de resistência mecânica...”. Observa-se que a rigor qualquer tipo de cimento portland pode ser usado para se obter alta resistência, conforme indica DUCATTI(1993). A natureza do cimento influencia na demanda de água dos concretos admitindo-se uma determinada trabalhabilidade.

Quando se necessita alta resistência inicial, como na produção de pré-fabricados, em função da necessidade de desforma e reutilização das fôrmas, pode-se adotar cimentos de alta resistência inicial (ARI), sabendo-se que estes requerem mais água, em comparação, por exemplo, com um cimento composto com cinza volante e para um mesmo abatimento.

Segundo AMARAL FILHO(1993a), “...de forma cabal os cimentos brasileiros detentores da marca de confiabilidade ABNT (controlados via ABCP) dão, com adições de sílica ativa, os mesmos valores que os atingidos no exterior com cimentos lá empregados...”, ou seja, é sempre possível obter CAD com uso de cimentos portland que obedeçam as normas brasileiras.

Em termo de consumos observam-se que as dosagens usualmente empregadas na fabricação de concretos de alto desempenho, variam de 400kg/m^3 a 600kg/m^3 conforme ACI(1992), ALMEIDA(1990), SHAH & AHMAD(1994), dentre outros. O limite superior é estabelecido em função do aumento da demanda de água que, para consumos acima de 550kg/m^3 é da ordem de 10 litros de água para cada acréscimo de 30kg de cimento, mantida fixa a trabalhabilidade do concreto. ALMEIDA(1990) afirma que esta preocupação está diretamente relacionada com o objetivo de redução das deformações a longo prazo, provocadas por retração e fluência.

2.2.2 - Sílica Ativa

A sílica ativa é também conhecida como fumo de sílica, sílica volatizada, fumo de sílica condensada, microsílica e na literatura técnica internacional: sílica

flour, sílica dust, arc furnace sílica, volatilized sílica, silica fume, fumée de silice, microssílica, humo de sílice, microsílício. No Brasil foi primeiramente citado o termo microssílica na NBR5736/86, cimento portland pozolânico, quando cita outros materiais pozolânicos porém, tal denominação constitui-se em marca registrada. A Comissão de Estudos de Adições para Concretos e Argamassas, CE 18.312.01, constituída pela ABNT para a normalização deste produto¹, optou pela denominação **Sílica Ativa**. A denominação mais freqüentemente usada na bibliográfica internacional relacionada com CAD é **Sílica Fume**, fumo de sílica em português, e microsílício em espanhol.

O ASTM C1240/93, define sílica fume e apresenta outra denominação para sílica ativa, como sendo um material pozolânico de alta finura composto basicamente de sílica amorfa, produzida a partir de fornos de arco voltaico, como subproduto decorrente da obtenção do ferro silício ou silício metálico. Segundo MORAES(1990) obtém-se também a partir da produção de ligas de ferro-cromo-silício, ferro-manganês-silício, ferro-magnésio-silício, ferro-cálcio-silício e ferro-zircônio-silício. Porém, conforme PINTO JUNIOR(1992), por não atingirem níveis de pureza exigidos não são classificados como sílica ativa. Segundo o ASTM C 1240/93 é necessário em sua composição química um percentual mínimo de 85% de SiO₂ (dióxido de silício).

Na figura 2.1 observa-se um esquema de produção de sílica ativa a partir do processo de obtenção de ferro-silício ou silício metálico em forno de redução a arco voltaico submerso, atingindo temperaturas de até 2000°C. Durante a reação ocorre a formação do SiO gasoso, que se oxida e condensa em contato com o ar e zona de baixa temperatura fora do forno, precipitando-se em partículas esféricas minúsculas essencialmente de SiO₂, sílica não cristalizada, ou seja amorfa, a **sílica ativa**, como podem ser observadas na figura 2.2.

Através de um sistema de despoeiramento a sílica ativa é captada e depois, em filtros de manga, é separada do CO₂ que é lançado à atmosfera. Posteriormente a sílica ativa é estocada em silos para comercialização. O produto resultante é extremamente fino, o que acarreta problemas no manuseio e transporte, por isso ela também pode ser encontrada na forma densificada,

¹ Trata-se da norma Sílica ativa para uso em cimento portland, concretos, argamassas e pastas de cimento portland - especificação e métodos de ensaios, que está em fase de votação.

tratamento subsequente efetuado a base de ar comprimido para aglomerar o produto. Na tabela 2.1 apresentam-se algumas características físicas do produto.

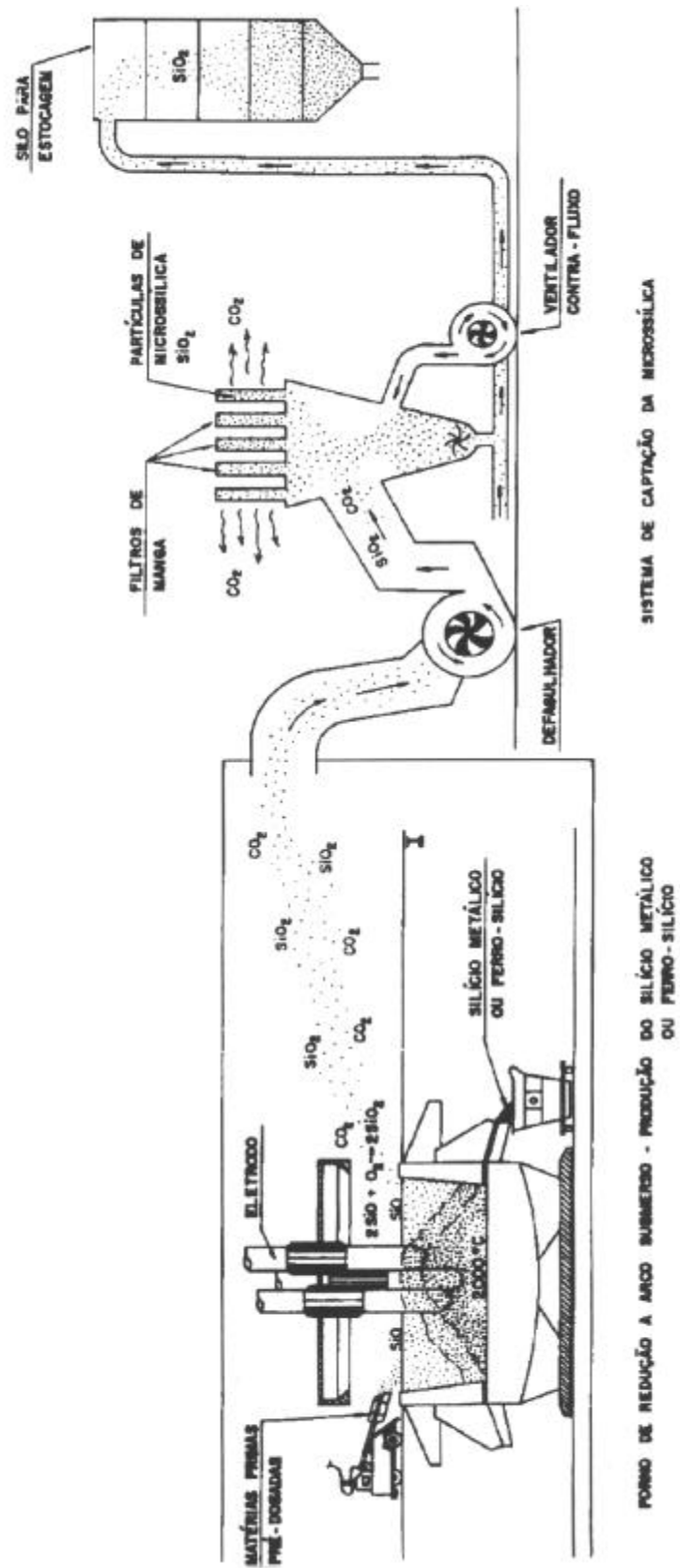


Figura 2.1 - Esquema de produção de sílica ativa a partir do processo de obtenção de ferro-silício ou silício metálico [DAL MOLIN(1995)]

Tabela 2.1 Algumas características físicas da sílica ativa²

Massa unitária	Densificada	550kg/m ³
	Não densificada	360kg/m ³
Massa específica		2220kg/m ³
Superfície específica (método blaine)		20000m ² /kg
Diâmetro médio		0,10 a 0,20µm
Formato da partícula		Esférico
Cor		Cinza claro

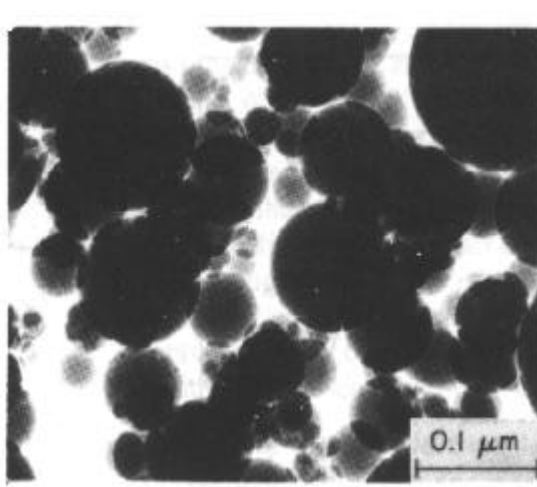


Figura 2.2 - Micrografia eletrônica de transmissão de sílica ativa
[MEHTA & MONTEIRO (1994)]

Observa-se que o que levou a utilização de sílica ativa no concreto foi a necessidade crescente de reaproveitamento de resíduos industriais, o que foi feito a partir de uma análise química identificando-se os componentes. Tal aproveitamento foi iniciado pelo uso de cinzas volantes das termoelétricas, escórias de alto forno das siderúrgicas, cinzas de carvão, casca de arroz, etc., na produção de cimentos pozolânicos ou de escória. Isto ocorreu em função do crescimento nos níveis de controle de poluição ambiental.

Segundo MORAES(1990), ...” Em 1984 a produção mundial de sílica ativa era da ordem de 5×10^8 toneladas, sendo consumida cerca de 80000 toneladas em concreto, principalmente pela Noruega, Austrália e Canadá”.

² SÍLICA FUME SILMIX PARA CAD (Catálogo de produto do Grupo Camargo Corrêa S. A.)

No Brasil, a sílica ativa começou a ser coletada no ano de 1989. Das 17 usinas brasileiras, filiadas à Associação Brasileiras dos Produtores de Ferroligas, que produzem o silício metálico e ferro silício 75%, somente duas, nos Estados do Pará e São Paulo, possuem filtros instalados para captação dessas partículas, ...". Existia no Brasil, segundo MORAES(1990), uma produção potencial de sílica ativa em 1989 de 86920 toneladas/ano. Produção esta vinculada a implantação de tais filtros em todas as indústrias de silício metálico e ferro-silício 75%". Ou seja, adotando-se no Brasil os mesmos índices de descargas atmosféricas diárias de material particulado provenientes de tais indústrias, como o que ocorre na Noruega 2,0mg/Nm³ e nos Estados Unidos 5,0mg/Nm³. Isto indica uma maior preocupação com o controle da poluição ambiental no Brasil.

A sílica ativa encontra outras aplicações nas indústrias de fertilizantes, plásticos, refratários, compostos epóxicos, cerâmicos e substitutos de metais, segundo HJORTH, apud MORAES(1990).

No início da década de 50, foram realizadas na Universidade Técnica da Noruega, as primeiras investigações sobre o emprego da sílica ativa, na procura de concreto resistente às águas altamente sulfatadas para uso em estrutura de segmento de túnel em Oslo, segundo ALMEIDA(1990). O primeiro emprego documentado da sílica ativa no concreto deu-se em 1971, na fundição Fiskaa, na Noruega, sendo que o uso em maior escala iniciou-se pelo meio da década de setenta, em vários locais como Suécia, Dinamarca, Islândia, Canadá. Nos Estados Unidos, em 1984, foi construído o primeiro edifício de concreto com sílica ativa. Este edifício, com 31 andares, gerou naquele país um novo segmento de mercado em edifícios altos.

No Brasil, o uso de concreto com sílica ativa encontra-se em franca ascensão, com registros de aplicações em pilares de edifícios em São Paulo e Salvador, pisos industriais, represas, reservatórios e reparos de estruturas de concreto usual, como relata ALMEIDA et al. (1995).

Devido às suas características, a sílica ativa atua basicamente na zona de transição do concreto, região entre os agregados graúdos e a pasta de cimento hidratada, que apresenta uma espessura média entre 10µm a 50µm, rica em hidróxido de cálcio CH e com maior concentração de poros, tida como a região mais fraca no concreto de resistência classe I, apresentando dois efeitos: o **efeito micro-filler** e o **efeito pozolânico**.

O efeito micro-filler é função da pequena dimensão do grão, densificando a microestrutura do concreto. É uma ação física, pois as partículas esféricas e minúsculas da sílica ativa, alojam-se nos vazios entre os grãos de cimento. Segundo PEREIRA NETO & DJANIKIAN(1995) a demanda de água é diminuída e, portanto, pastas com relações água/cimento mais baixas podem ser produzidas. A exudação interna é diminuída, pela menor quantidade de água utilizada e pelo fato das partículas de sílica ativa adsorverem moléculas de água e agindo como barreira para a movimentação desta, as partículas atuam também como pontos de nucleação do CH.

Já no efeito pozolânico, as partículas de sílica ativa na presença de umidade reagem com o CH (hidróxido de cálcio) presente na reação de hidratação, formando CSH (silicato de cálcio hidratado) produto com capacidade cimentante.

Os efeitos de micro-filler e pozolânico em conjunto, fornecem os atributos do concreto de alto desempenho, observando-se que o ganho na resistência mecânica devido ao efeito micro-filler se dá nas primeiras horas após a mistura, enquanto que o efeito pozolânico, segundo MORAES(1990), se desenvolve particularmente do 7^o dia ao 14^o dia após o início da reação.

Em resumo, pode-se dizer que o emprego da sílica ativa em percentuais que variam de 4% a 15% do peso do cimento, em combinação com aditivos químicos do tipo superplastificantes, viabiliza a produção de concreto com alto desempenho que apresente características de: alta resistência mecânica, minimização da exsudação e segregação, maior durabilidade, maior trabalhabilidade, alta coesão, alta impermeabilidade e alta resistência aos meios agressivos.

Para a obtenção de concretos de alta resistência à compressão, não se tem um método que estabeleça o consumo adequado de sílica ativa, para determinada resistência, encontrando-se, por exemplo para resistência à compressão em torno de 80MPa, consumos que variam de 10% a 20% de sílica ativa em relação ao consumo de cimento. O consumo ideal deve ser determinado experimentalmente quando do projeto do concreto a ser usado.

2.2.3 - Agregados

Os agregados subdivididos em grãos e miúdos, em função da dimensão máxima característica dos grãos, ocupam de 60% a 80% do volume do concreto conforme SOBRAL(1984). Assumem um papel de maior importância na produção dos concretos de alto desempenho quando comparados com os concretos usuais.

Em se tratando de resistência à compressão dos concretos, ALMEIDA(1990) cita as características dos agregados que mais influenciam: sua própria resistência à compressão, módulo de deformação longitudinal da rocha mãe, granulometria, diâmetro máximo característico, módulo de finura, forma, textura superficial, natureza mineralógica e absorção.

No tocante aos agregados miúdos, tanto as areias naturais, em geral quartzosa, quanto as artificiais, obtidas por britamento de rochas, podem ser utilizadas. Segundo ALMEIDA(1990), é preferível que se use uma granulometria descontínua, devendo ainda o agregado miúdo apresentar preferivelmente um módulo de finura superior a 2,8 ou seja, classificado como grosso segundo a NBR7211/82, isto para que haja uma menor demanda de água de amassamento e pelo fato deste tipo de concreto já apresentar uma grande quantidade de finos devido ao maior consumo de cimento e uso da sílica ativa.

Observa-se que a influência do agregado grão é mais acentuada. Em geral a superfície de ruptura dos corpos-de-prova atravessa a maioria dos elementos do agregado grão, no caso de resistências à compressão acima dos 50MPa, em função do fortalecimento da zona de transição, havendo uma relação entre a resistência da rocha da qual originou o agregado e a resistência do concreto. Este tópico se constitui em linha de pesquisa para os tecnólogos de concreto que devem caracterizar, em função das rochas disponíveis nas diversas regiões, os níveis de resistências possíveis de serem alcançados.

GOMES(1995), apresenta um estudo sobre parâmetros que influenciam na produção de concreto de alta resistência à compressão. Fixando as quantidades de agregado miúdo, cimento, aditivo superplastificante, percentual de sílica ativa e a consistência, verificou os níveis de resistências alcançados usando-se três tipos diferentes de gnaiss e um traquito, disponíveis para produção de concreto no Estado do Rio de Janeiro, chegando a conclusão, que para os agregados usados, o mais adequado para produção de CAR é o traquito britado, sendo possível

atingir resistências da ordem de 110MPa. GOMES(1995) afirma que "... Os resultados relativos aos quatro tipos de agregados graúdos empregados indicaram que a máxima resistência atingida pelo concreto, além de estar relacionada com a resistência da rocha do agregado, pode estar também relacionada com a Abrasão Los Angeles do mesmo. Foi verificado que, quanto menor foi a porcentagem obtida no ensaio de Abrasão Los Angeles do agregado, maior foi a resistência alcançada pelo concreto feito com ele, fato que merece maiores investigações..."

Trabalho semelhante foi desenvolvido por PEREIRA NETO(1994), que estudou o efeito dos agregados graúdos em algumas propriedades de CADs com adição de sílica ativa. Os agregados utilizados foram: granito, gnaisse, basalto, diabásio e calcário, tendo observado que a evolução da resistência à compressão dos concretos de alta resistência é influenciada pelo tipo de agregado, não podendo a resistência à compressão dos CADs ser expressa somente em termos da Lei de Abrams. Além disto, a determinação da resistência à compressão de rochas, obtidos de corpos-de-prova cilíndricos normalizados, nem sempre representa resistência à compressão axial dos agregados utilizados no concreto, justificando o fato dos concretos alcançarem resistências acima daquela indicada nos ensaios das rochas. As maiores resistências foram obtidas com concretos feitos com agregados originários de rochas compostas por minerais de granulação fina, como o diabásio e que apresentavam partículas menores.

Os módulos de deformação longitudinal dos concretos estudados apresentaram influência das propriedades elásticas dos agregados graúdos, havendo uma correspondência direta entre as deformações plásticas (histerese) dos agregados e os módulos de deformação longitudinal dos concretos moldados com estes e, os concretos que apresentaram maiores módulos de deformação longitudinal não apresentaram as maiores resistências, fato este ligado provavelmente à estrutura intergranular dos agregados utilizados. Tais características também foram observadas por AITCIN & ALBINGER Apud DUCATTI(1993) que também estudaram a utilização de agregado graúdo constituído de seixo rolado.

A dimensão máxima característica recomendada para o agregado é 12,5mm em função da maior superfície específica, ou seja, maior área de contato entre as partículas de agregado graúdo e a pasta, o que seria responsável pelo aumento da homogeneidade da mistura, melhor transferência de ação entre pasta

e agregado e redução no volume da pasta e do espaçamento entre os agregados. Porém, segundo ALMEIDA(1990), os resultados não são conclusivos pois existem casos de resistências maiores com agregados de dimensão máxima característica maiores.

Em relação à forma e textura superficial, é sabido que a forma angular e a superfície áspera, como a maioria das pedras britadas, geralmente resulta em maior aderência que a obtida em superfícies lisas e formas esféricas. A angulosidade excessiva deve ser evitada, pois provoca o aumento da quantidade de água necessária para obter a trabalhabilidade desejada, a forma ideal parece ser então a cúbica.

Resumidamente, pode-se dizer que para obtenção dos CADs com relação ao agregado graúdo, estes devem apresentar alta resistência à compressão, módulo de deformação longitudinal maior ou igual ao da pasta de cimento, granulometria que minimize o consumo de água e/ou a concentração de tensões, forma cúbica, textura superficial áspera e ausência de pó, que favoreçam a aderência com a pasta.

2.2.4 - Água

Em geral a especificação da qualidade da água utilizada na produção de concretos de alto desempenho não difere daquela usada nos concretos usuais deve apresentar satisfatória isenção de matérias orgânicas e de substâncias estranhas e nocivas que possam provocar a deterioração do mesmo. Via de regra, a água potável dos serviços de abastecimento público, podem ser usadas sem maiores problemas na obtenção dos CADs, porém Mc COY apud ALMEIDA(1990) cita que águas que possuam pequenas quantidades de açúcares ou citratos, embora potáveis não são adequadas ao preparo do concreto. É imprescindível uma análise da água a ser utilizada identificando possíveis substâncias deletérias.

Fator fundamental, apesar de não ser o único, para a obtenção de altas resistências mecânicas é a baixa relação água/cimento, que por alguns autores é tratada englobando-se as adições minerais na forma de fator água/materiais cimentícios.

Os valores dos fatores a/c devem estar próximos daqueles necessários para uma completa hidratação do cimento que ficou entre 0,26 a 0,36

dependendo do tipo de cimento utilizado. A quantidade de água para atender convenientemente a trabalhabilidade é maior do que os valores citados, deste modo, para produzir concreto de alta resistência, há necessidade de usar aditivos químicos superplastificantes.

Quantidade de água superior a estes índices (a/c entre 0,26 e 0,36) representam aparecimento de partículas hidratadas que originam porosidade, permeabilidade e maior probabilidade de sofrerem retração hidráulica, representando decréscimo na resistência à compressão e no quesito de durabilidade.

2.2.5 - Aditivo superplastificante

Os aditivos são substâncias que quando incorporadas adequadamente ao concreto modificam suas propriedades, conferindo ao mesmo características particulares. No caso dos CADs os aditivos fundamentais são os superplastificantes que são capazes de propiciar a obtenção conjunta de trabalhabilidade adequada com baixas relações a/c , são ditos redutores de água de alto alcance ou ainda fluidificantes. Em DUCATTI(1993) e ALMEIDA(1990) encontram-se informações mais detalhadas sobre este tipo de aditivo que basicamente apresenta três tipos de composição: derivados sulfatos de melamina, derivados sulfatos de naftaleno e lignossulfatos.

Segundo ALMEIDA(1990), “os mecanismos de atuação no concreto podem ser resumidos por:

- redução da tensão superficial da água, proporcionada pela natureza tenso-ativa das moléculas dos aditivos, que diminui a coesão das moléculas da água, aumentando a sua capacidade de alastramento sobre uma superfície e o seu poder de penetração;

- efeito lubrificante, também proporcionado pela natureza tenso-ativa das moléculas do aditivo, que são adsorvidas em camada dupla pelas partículas sólidas da mistura, diminuindo o atrito existente entre as partículas finais e entre a fase líquida e os materiais sólidos em suspensão;

- efeito dispersor, consequência da adsorção em dupla camada das moléculas do aditivo pelas partículas sólidas, o que as torna eletricamente carregadas. Como as cargas iguais se repelem, este efeito promove a dispersão,

notadamente das partículas de cimento, reduzindo ainda mais o atrito interno e expondo uma maior superfície específica deste material para a hidratação, que poderia assim ser considerado mais ativo.”

É, portanto, a soma deste fatores que permite a redução da água necessária para a trabalhabilidade do concreto, tornando possível as operações de lançamento e adensamento.

O consumo deste tipo de aditivo é função da trabalhabilidade requerida, devendo-se optar por um consumo mínimo pensando na redução dos custos do concreto. Para os CADs, os níveis máximos, para o volume em litros de superplastificante, indicados pelos fornecedores, ficou em torno de 3% do consumo de cimento. Recomenda-se que a parcela de água do aditivo superplastificante seja subtraída da água utilizada. A quantidade de material sólido no superplastificante geralmente fica entre 25% a 30%.

Outra questão importante é que o uso de superplastificantes em altas dosagens acarretam problemas de perda de abatimento, questão fundamental nos concretos bombeados, incorporação de ar, ou retardamento de pega que esta relacionado com a temperatura ambiente quando da concretagem. Estes fatores requerem, nas obras onde se utilize CAD, a presença de um tecnologista de concreto ou técnico devidamente treinado para um correto controle dos fatores intervenientes. Uma das soluções que têm sido utilizada é a adição do superplastificante junto com a sílica ativa e uma parcela da água de amassamento sob a forma de lama que é preparada na obra e colocada no caminhão betoneira, em seguida misturada por alguns minutos em uma determinada velocidade de rotação.

Outra, é a utilização de técnicas de redosagens, colocando-se parcelas de água com aditivo superplastificante em determinados intervalos de tempo, que são funções da perda de abatimento e do tipo de aditivo superplastificante.

Para a operação de bombeamento, deve ser estudado cuidadosamente o tempo de ação do superplastificante para se programar o lançamento, evitando-se danos no equipamento de bombeamento.

2.3 - PROCEDIMENTOS DE DOSAGEM E MISTURA

Existem vários métodos de proporcionamento do concreto, observa-se de comum entre eles os seguintes fatores: resistência desejada, idade do ensaio, tipo de aplicação e, segundo HELENE & TERZIAN(1993), durabilidade prevista, aspectos econômicos, requisitos estruturais, ambiente, etc.. Para os CADs, observa-se que devem ser seguidas as características de cada um dos componentes. Uma estratégia para obter máxima resistência à compressão do concreto envolve otimização no desempenho de cada um dos componentes, considerando-se os fatores de influência dos componentes.

Ou seja, a partir de um método conhecido de dosagem, devem ser observados: menor relação água/cimento, obtida por exemplo de uma análise da água de hidratação, características de finura do agregado miúdo, escolha do agregado graúdo que é função da mineralogia, resistência, módulo de deformação longitudinal, consumo de sílica ativa e aditivos. Posteriormente, a partir de um ensaio inicial, adota-se um programa experimental com ajustes da dosagem de água, agregados, até obter-se a resistência desejada, com a trabalhabilidade necessária e com um menor consumo de cimento. Observa-se que existe carência de pesquisas nesta área, que apontem um método de dosagem específico para o CAD.

Segundo SHAH & AHMAD(1994) os diversos exemplos de proporcionamento adotados em várias aplicações de CAD, são baseados em procedimentos empíricos ou a partir de dosagens de aplicações anteriores.

Os mesmos equipamentos de mistura usados na produção dos concretos de resistências Classe I podem ser adotados na obtenção dos CADs, devendo ser observado que a eficiência da mistura é melhor quanto maior for o desempenho do equipamento utilizado. É o caso de misturadores de alta velocidade, capazes de produzir misturas mais homogêneas em tempo mais curto e dos misturadores com movimentos contra corrente, com tambor rotativo e pás internas giratórias no sentido contrário ao do tambor ou outros com movimentos ditos planetários das pás internas, que propiciam uma perfeita homogeneização de misturas coesivas.

Com relação a seqüência de colocação dos materiais, deve ser observado o seguinte: primeiramente todo o agregado graúdo, pode-se, opcionalmente, colocar um pouco da água; todo o cimento; a sílica ativa; o resto da água com o

aditivo superplastificante e, finalmente, todo o agregado miúdo. O tempo de mistura deve ser um pouco maior que o adotado para o concreto Classe I, para se atingir a dispersão apropriada, principalmente dos materiais finos e a incorporação dos aditivos à mistura. A definição do tempo de amassamento depende da experiência dos técnicos, tempos prolongados podem provocar redução de consistência e da resistência à compressão. Existem pesquisadores e usuários que defendem o preparo de uma solução de sílica ativa diluída em uma parte da água mais o aditivo superplastificante e lançá-lo diretamente na mistura.

Como já mencionado no item relativo aos aditivos superplastificantes, como na maioria dos casos o concreto é produzido em centrais e transportado até o local da obra, existindo uma dependência do tempo de percurso e condições de trânsito durante o transporte. O tempo de transporte pode ultrapassar o tempo de ação do aditivo superplastificante, mesmo com a colocação em conjunto de aditivos retardadores, o que inviabiliza a operação de bombeamento. A solução para este problema é transportar o concreto da central para a obra apenas com uma parte da água, sem os aditivos químicos e sem a sílica ativa. No local da obra prepara-se uma solução com a sílica ativa dissolvida no restante da água e com os aditivos apropriados, esta solução é colocada no caminhão betoneira e misturado por algum tempo e com rotação apropriada, em seguida, bombeado para as fôrmas.

É necessário que seja corrigida a quantidade de água presente nos agregados, devido à umidade, bem como retirar dos agregados graúdos todo o material pulverulento.

2.4 - ALGUMAS PROPRIEDADES MECÂNICAS NO ESTADO ENDURECIDO

O concreto de alto desempenho apresenta melhorias de comportamento tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, quando comparado com os concretos Classe I. No estado endurecido, o aumento da resistência à compressão do concreto altera várias propriedades, neste item são apresentadas considerações sobre algumas propriedades mecânicas que estão mais relacionadas com a experimentação desenvolvida pelo Autor.

2.4.1 - Resistência à compressão

Tradicionalmente outras propriedades do concreto, tais como: resistência à tração; módulo de deformação longitudinal; aderência; relação tensão x deformação, são expressas em termos da resistência à compressão, sendo, portanto, sua determinação muito importante. Sabe-se no entanto que propriedades como resistência à tração e módulo de deformação longitudinal dependem de outros fatores como consumo de cimento, tipo e granulometria do agregado, o que vem sendo estudado por pesquisadores na área de produção do concreto.

O valor da resistência à compressão do concreto no Brasil é obtido através do ensaio padronizado pela NBR5739/80, a partir de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm. Para o CAD o uso destes corpos-de-prova gera dificuldade pelo fato de que a maioria dos laboratórios de controle não possuem prensas com capacidade suficiente para realizar o ensaio. Uma solução utilizada e com boa aceitação, é a simples redução das dimensões do corpo-de-prova, adotando-se 10cm x 20cm, mantendo-se a relação duas vezes entre a altura e o diâmetro da base. ALMEIDA(1990) observa que não há consenso entre os pesquisadores no valor da correlação entre as resistências à compressão determinadas em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm. O que se sugere é o estabelecimento de correlações, por laboratórios capazes, para cada necessidade da obra com o controle, a partir daí, feito usando corpos-de-prova de 10cm x 20cm. Valores de 5% para a correlação são apresentados por METHA & MONTEIRO(1994) e por SHAH & AHMAD(1994), sendo os valores de resistências obtidas em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm maiores que os de 15cm x 30cm.

Outro fator a considerar é o acabamento efetuado no topo dos corpos-de-prova, tido como fundamental para o sucesso do ensaio. Segundo ALMEIDA(1990) “O emprego do capeamento normal, com argamassas de enxofre favorece a dispersão dos resultados obtidos em concretos com resistência superior a 55MPa, principalmente por conta do limite de resistência do capeamento. Outros processos têm sido utilizados, tais como: emprego de argamassa composta de epoxi e areia, resinas e também o uso de discos de neoprene ou poliuretano simultaneamente

contidos por cápsulas metálicas rígidas que recebem o esforço transmitido pelos pratos da prensa, sendo um processo limpo, seguro, econômico e de utilização fácil e rápida”. Outra maneira é o uso de um sistema comum no ensaio de rochas, a retificação dos topos após 1 dia de cura, conforme indicado por PEREIRA NETO(1994).

ALMEIDA(1995), em pesquisas realizadas com diversos tipos de materiais usados como capeamento, para resistência à compressão do concreto de 80 MPa, indica que tomando-se cuidado no acabamento quando da moldagem do corpo-de-prova, pode-se obter capeamentos de enxofre com 2mm de espessura o que não provoca diferença significativa no valor da resistência.

A adoção de corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, que mantém a tradição no uso de corpos-de-prova cilíndricos com a altura igual ao dobro do diâmetro da base, também facilita o manuseio, cura, capeamento, além de reduzir o custo do controle tecnológico em função da redução significativa no volume do concreto.

Outra forma de corpo-de-prova utilizada é a cúbica, predominante na Europa, que segundo METHA & MONTEIRO(1994) apresenta valores de 10% a 15% maiores que os cilíndricos de 15cm x 30cm para concretos Classe I. Na norma norueguesa NS 3473E(1992) observa-se tabela de correlação com valores 25% superiores para concretos correspondentes a Classe I no Brasil, sendo que nos CADs, tais valores variam de 15% a 20%.

AGUADO, GETTU & OLIVEIRA(1994) apresentam o uso de corpos-de-prova cúbicos de 10cm de aresta, em concretos de resistência à compressão de 80MPa, tendo efetuado estudo de correlação com corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, para diferentes idades, obtendo como relação média entre cilindro/cubo o valor 0,80. Comentam que pelo fato de as dispersões nas resistências observadas nos corpos-de-prova cúbicos de 10cm de aresta terem sido pequenas, este tipo de corpo-de-prova poderia ser usado para os ensaios de controle do CAD. Observa-se que tal tipo de corpo-de-prova, apresenta também como vantagem menor consumo de concreto e o fato de ter duas faces paralelas em contato com as paredes da fôrma metálica, não havendo necessidade de capeamento que é vantajoso.

Observa-se que há muito a se pesquisar com relação ao controle da resistência à compressão do CAD, por exemplo o uso de fôrmas metálicas ou plásticas que fornecem valores diferentes da resistência, como também a cura e outros fatores.

2.4.2 - Resistência à tração

A resistência à tração é importante porque é baseado nela que se avalia o comportamento do concreto, no que diz respeito ao controle da fissuração. DAL MOLIN (1995a) resume bem os três ensaios disponíveis para obtenção do valor da resistência à tração, que são:

- Resistência à tração por compressão diametral ($f_{t,D}$), que consiste na compressão da aresta do cilindro de concreto, segundo a NBR 7222(1982), método que também pode ser utilizado em corpos-de-prova cúbicos. Este ensaio é de autoria do Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- Resistência à tração na flexão ($f_{t,F}$), também conhecido como módulo de ruptura e que consiste em aplicar uma ação concentrada em uma viga padronizada de concreto. A ação pode ser concentrada no centro do vão ou nos terços, segundo a NBR 12142(1994).

- Resistência à tração direta (f_t), que consiste na aplicação direta de uma força de tração no corpo-de-prova. Apesar de ser o único ensaio direto de tração, não é muito utilizado devido às dificuldades de execução.

Do mesmo modo que a resistência à compressão, a determinação da resistência à tração do concreto sofre influência das dimensões e forma dos corpos-de-prova.

A resistência à tração apresenta uma relação com a resistência à compressão. Em geral aumentando-se a resistência à compressão, a resistência à tração também aumenta, porém no CAD a relação entre as resistências não é igual àquela obtida nos concretos da Classe I.

Quando não se dispõe de dados experimentais, é usual prever a resistência à tração através de critérios de normas internacionais, principalmente o Model Code - MC90 CEB(1991) e a norma norueguesa NS 3473(1992).

A norma norueguesa NS 3473E(1992), que é válida para concretos com resistências à compressão (f_{ck}) entre 20MPa e 94MPa, determinadas por corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, indica a expressão 2.1 para cálculo do valor da resistência à tração característica (f_{tk}) limitando a um valor máximo de 4MPa.

$$f_{tk} = 0,30f_{ck}^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad 2.1$$

onde:

f_{ck} = resistência à compressão característica, obtida em ensaio de corpos-de-prova cúbicos de 10cm de aresta.

A resistência à tração axial característica, correspondente a 2/3 do valor obtido a partir do ensaio de compressão diametral.

O Código Modelo - MC90 CEB(1991), que estabelece os limites de 12MPa $\leq f_{ck} \leq 80$ MPa, para corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, traz a relação:

$$f_{ctk} = 0,30f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad 2.2$$

onde:

f_{ck} = resistência à compressão característica, obtida em ensaio de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm.

A resistência à tração axial característica, também pode ser calculada a partir da resistência à tração por compressão diametral ou por tração na flexão, segunda as equações:

$$f_t = 0,90f_{t,D} \quad (\text{MPa}) \quad 2.3$$

$$f_t = f_{t,F} 0,06d^{0,7}/(1+0,06d^{0,7}) \quad (\text{MPa}) \quad 2.4$$

onde d é a altura da viga em mm.

2.4.3 - Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal do CAD é maior que o dos concretos da Classe I; DAL MOLIN(1995a) indica que isto se deve ao fato de haver uma maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta-agregado. Entretanto o

aumento do módulo de deformação longitudinal não acompanha na mesma intensidade o aumento da resistência à compressão, ou seja a simples extrapolação das expressões existentes para a relação entre o módulo de deformação longitudinal e a resistência à compressão dos concretos Classe I, acarreta erros de análise.

PEREIRA NETO(1994) estudou a influência do tipo de agregado graúdo no módulo de deformação longitudinal do concreto, sendo que os concretos confeccionados com basalto, diabásio e calcário, apresentaram valores superiores aos daqueles confeccionados com gnaiss e granito. Outros fatores como as características da matriz da pasta de cimento e da zona de transição também influenciam no módulo de deformação longitudinal.

Devido ao número de elementos que interferem, deve-se dar uma atenção especial ao módulo de deformação longitudinal do CAD, sendo recomendada sua especificação no projeto e controle através de ensaios de corpos-de-prova quando da execução da obra.

Apresentam-se a seguir algumas expressões que permitem estimar o valor do módulo de deformação longitudinal, na falta de determinação experimental.

Segundo a norma norueguesa NS 3473E(1992), que é válida para concretos com resistência característica à compressão (f_{tk}) entre 20MPa e 94MPa, determinado em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, o valor do módulo de deformação longitudinal pode ser determinado por:

$$E_c = 9500f_{ck}^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad 2.5$$

onde, f_{ck} é a resistência característica à compressão, obtida em ensaio de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm.

O Código Modelo - MC90 CEB(1991), traz a relação:

$$E_c = 10^4 \alpha_e (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad 2.6$$

onde:

f_{ck} = resistência característica à compressão, obtida em ensaio de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm.

α_e = coeficiente para considerar o efeito do tipo de agregado cujos valores estão apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Efeito do tipo de agregado no módulo de deformação longitudinal segundo o Código Modelo - MC90 (1991) do CEB-FIP

Tipo de agregado	α_e
Basalto	1,2
Quartzo	1,0
Calcário	0,9
Arenito	0,7

2.4.4 - Coeficiente de Poisson

Para os concretos com resistências características à compressão superiores aos da Classe I, a relação entre a deformação transversal e longitudinal, no regime elástico, ainda não está bem esclarecida. Segundo NEVILLE(1982) o coeficiente de Poisson situa-se na faixa de 0,15 e 0,20 para os concretos Classe I.

Para os concretos de alta resistência NEVILLE(1982) e METHA & MONTEIRO(1994) atribuem valores geralmente menores para este coeficiente. Resultados experimentais de ALMEIDA(1990) indicam que, embora com grande dispersão, o coeficiente de Poisson apresentou variação inversamente proporcional à da resistência à compressão. DAL MOLIN(1995a) indica o valor de 0,19 obtido como média dos resultados experimentais obtidos para concretos de alta resistência.

2.4.5 - Relação tensão x deformação

A relação entre a tensão e a deformação no concreto é obtida a partir do ensaio de compressão axial de corpos-de-prova. Para se obter a parte descendente do diagrama o ideal é controlar, ao invés da força aplicada, o nível de deformação no corpo-de-prova, o que é feito em máquinas de ensaios ou revestindo o corpo-de-prova com um tubo de aço, que é dimensionado para permanecer sempre na fase elástica durante todo o ensaio.

COLLINS et al. (1993) indicam a expressão 2.7 conveniente, que descreve precisamente a forma do ramo crescente da curva tensão x deformação determinada através de ensaios realizados por POPOVICS em 1973. Apud COLLINS et al (1993).

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \cdot \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_c / \varepsilon'_c)^n} \quad (2.7)$$

onde:

f_c = tensão de compressão;

f'_c = tensão máxima;

ε_c = deformação de compressão;

ε'_c = deformação quando f_c alcança f'_c ;

n = fator de adequação da curva.

Em 1987, segundo THORENFELDT; TOMASZEWICZ & JENSEN apud COLLINS et al.(1993), enquanto a expressão 2.7 de Popovics descreve bem o ramo ascendente da curva tensão x deformação não o faz na queda brusca, para concreto de alta resistência. Para considerar o declínio pós pico eles sugerem a adição de um fator k , tal que a equação 2.7 passa a ser:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \cdot \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_c / \varepsilon'_c)^{nk}} \quad (2.8)$$

onde k é igual a 1 quando $\varepsilon_c / \varepsilon'_c$ é menor do que 1, e k é um número maior do que 1 quando $\varepsilon_c / \varepsilon'_c$ excede 1. COLLINS & PORASZ e COLLINS & MITCHELL apud COLLINS et al. (1993) sugerem quando $\varepsilon_c / \varepsilon'_c > 1$

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} \quad (\text{MPa}) \quad (2.9)$$

e,

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (\text{MPa}) \quad (2.10)$$

A equação (2.8) relaciona f_c e ϵ_c por uma função de quatro constantes f'_c , ϵ'_c , n , e k . Estas constantes podem ser determinadas a partir da curva tensão x deformação de cilindros. A figura 2.3 apresenta a influência da resistência do concreto na curva tensão x deformação, obtida através das equações 2.8, 2.9 e 2.10, admitindo $\epsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \cdot \frac{n}{n-1}$ e $E_c = 3320\sqrt{f'_c}$.

Com o aumento da resistência do concreto, a parte ascendente da curva tensão x deformação passa a ser mais linear; a deformação correspondente à tensão máxima é maior; a parte descendente da curva é mais inclinada, ou seja, após o ponto de máxima tensão, a capacidade de carga cai mais bruscamente. Isto se deve à diferença entre as estruturas internas dos CADs em relação aos concretos Classe I.

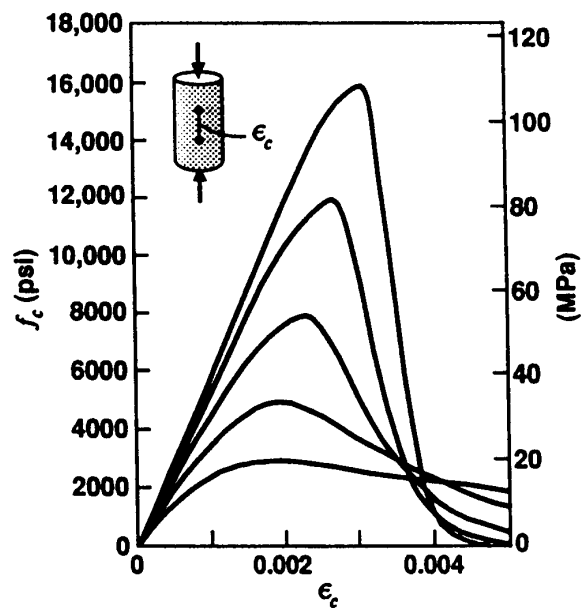


Figura 2.3 - Diagramas tensão x deformação: influência da resistência à compressão do concreto no diagrama tensão x deformação [COLLINS et al.(1993)]

Para fins de projeto, o Código Modelo - MC90 CEB(1991) apresenta a relação constitutiva da figura 2.4, para o concreto comprimido, onde o coeficiente 0,85 é indicado para considerar os efeitos de longa duração.

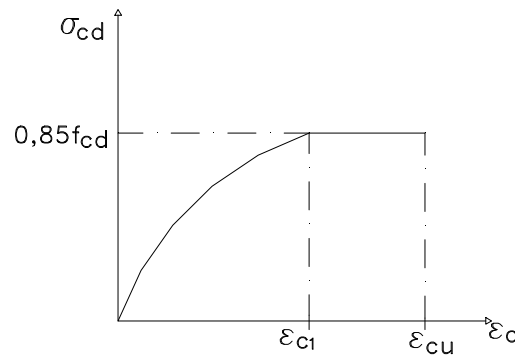


Figura 2.4 - Diagrama tensão x deformação simplificado segundo Código Modelo - MC90 [CEB(1991)]

No trecho onde $\epsilon_c < \epsilon_{c1}$ tem-se:

$$\sigma_{cd} = 0,85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

onde $\epsilon_{c1} = 0,002$ e $\epsilon_{cu} = 0,0035$ para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$.

Para $50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa}$ tem-se:

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 \cdot \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \text{ (MPa)} \quad (2.12)$$

A norma norueguesa NS 3473E(1992) recomenda o diagrama parábola-retângulo da figura 2.5, para concretos com $55\text{MPa} < f_{ck} \leq 85\text{MPa}$ onde:

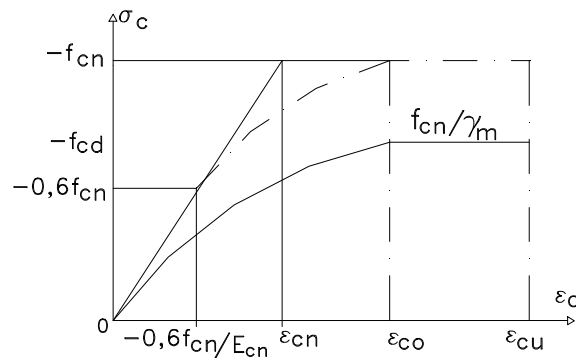


Figura 2.5 - Diagrama tensão x deformação segundo a [NS3473E(1992)]

$$\sigma_{cn} = -f_{cn}, \text{ para } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (2.13)$$

$$\sigma_{cn} = E_{cn} \cdot \varepsilon_c + (m-1) \cdot f_{cn} \cdot \left[\frac{E_{cn} \cdot \varepsilon_c + 0,6 f_{cn}}{(0,6-m)f_{cn}} \right]^{m-0,6}, \text{ para } \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq -0,6 \frac{f_{cn}}{E_{cn}} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{cn} = E_{cn} \cdot \varepsilon_c, \text{ para } -0,6 \frac{f_{cn}}{E_{cn}} \leq \varepsilon_c < 0 \quad (2.15)$$

sendo:

$$\varepsilon_{cu} = (2,5m - 1,5) \varepsilon_{cn}; \varepsilon_{cn} = -f_{cn} / E_{cn} \text{ e } m = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{cu}.$$

Para $50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa}$

Segundo DINIZ³, o diagrama tensão x deformação deve estar de acordo com os resultados experimentais, na falta de dados experimentais a “Prática recomendada para cálculo e execução de obras de CAD” do IBRACON, indicará um diagrama parábola-retângulo, análogo ao apresentado na figura 2.4 do Código Modelo - MC90 CEB(1991), sendo que os valores da deformação última do concreto estão apresentados na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores da deformação última do concreto segundo DINIZ³.

Classe	ε_{cu}
C10 A C50	0,0035
C55	0,0029
C60	0,0028
C70	0,0026
C80	0,0024

Para projeto, diagramas retangulares equivalentes, análogos aos prescritos na NBR 6118(1978), podem ser estabelecidos através da adequação dos parâmetros incidentes em f_{cd} e profundidade da linha neutra, o que é apresentado no ACI 363R(1992), no entanto para fins de projeto automatizado via computador isto não representa vantagem alguma.

³ DINIZ, José Zamarion F. (1997) /**Comunicação Pessoal**/, São Paulo, abr.

2.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

São diversos os aspectos técnicos envolvidos com o conhecimento de concreto de alto desempenho que não dizem respeito a esta pesquisa, e embora sejam motivos de pesquisas em andamento em outros centros. Por exemplo, o CAD apresenta mudanças também com relação às propriedades reológicas, com comportamento diferente em relação à retração, fluência e deformação lenta. O comportamento, comparado com os concretos da Classe I, também é melhor em relação à aderência com a armadura, o que é fundamental para as estruturas de concreto.

Em termos de durabilidade, um outro aspecto favorável ao CAD, é que ele apresenta um melhor comportamento ao ataque químico, reações expansivas com sulfatos e a reações álcali-agregados.

Observa-se o emprego do concreto de alto desempenho torna-se uma necessidade, em decorrência das exigências das especificações cada vez mais severas, função das condições adversas dos ambientes industriais, marinhos e das grandes cidades.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo busca-se o entendimento sobre o comportamento de pilares executados com concreto de alto desempenho sendo que, para isto, foi feito um levantamento bibliográfico sobre pesquisas, na sua maioria experimentais.

Segundo o Boletim 197 CEB(1990) e o Estado-da-arte do ACI 363 R(1992), indicam que pesquisas têm sido desenvolvidas sobre o comportamento de pilares executados com CAD. A resistência última é tida como parâmetro mais importante, seguida das condições de ductilidade, que podem ser resolvidas mediante uso de detalhamento adequado de armaduras, longitudinais e transversais. Da mesma forma que para os pilares de concreto de resistência Classe I, segundo a NBR 8953(1992), consideram-se as contribuições das resistências do concreto e do aço, sendo que, a participação mais efetiva deste depende, por exemplo, da contribuição dos estribos ou outro tipo de armadura transversal no confinamento do núcleo de concreto.

Foi desenvolvida uma intensa pesquisa bibliográfica, onde se procurou identificar trabalhos semelhantes a este, ou seja, sobre pilares usuais de edifícios solicitados por compressão simples e flexão normal composta.

Observou-se que a maioria dos trabalhos encontrados referiam-se a estudo sobre o comportamento de pilares de CAD solicitados por ações cíclicas, em geral pilares submetidos a uma ação axial estática no topo e nas laterais segundo um determinado ciclo, simulando situações que ocorrem no caso de abalos sísmicos. A preocupação com a ductilidade, que venha a dar condições de redistribuição de esforços, é mais evidente. Estudam-se o efeito do confinamento lateral e o incremento provocado na capacidade resistente e de deformações axiais dos pilares.

Os efeitos são melhor observados com maiores taxas de armaduras de confinamento e uso de armaduras contínuas na forma de espirais, como pode ser observado em FAFITIS & SHAH(1985); MUGURUMA & WATANABE(1990) e mais recentemente SHEIKH et al. (1994). Estes autores informam que têm sido

utilizadas resistências à compressão de até 113,8MPa em pilares de edifícios, em áreas com maior probabilidade de ocorrer abalos sísmicos. Os ensaios de SHEIKH et al. (1994) foram realizados em pilares de 30,5cm x 30,5cm e altura de 243,8cm tendo como resistência média à compressão do concreto 55,2MPa e armadura transversal de diâmetro 8mm em forma de estribos e espaçamento 10cm, concluindo que, com o cálculo efetuado de acordo com o ACI 318 (1989), pode-se obter um comportamento satisfatório dos pilares naquelas situações, sendo que, em outros casos, por exemplo, fora de regiões com maior probabilidade de abalos sísmicos, seriam conservativos, ou seja, a preocupação com a ductilidade seria menos intensa.

Encontram-se também outros trabalhos inclusive no Brasil, como no de PERDÃO JUNIOR & AGOSTINI (1996), abordando o uso de confinamento lateral composto por tubos metálicos, casos estes que não são tratados aqui.

No contexto deste trabalho, alguns outros textos foram identificados na pesquisa com datas de publicação variando de 1989 a 1996. Não se encontrou, ou ao menos não se teve acesso, a trabalhos anteriores, salvo citações nos textos analisados, o que caracteriza bem a atualidade do tema desenvolvido. Os trabalhos abordam a influência do confinamento lateral na previsão da capacidade última e de fatores como resistência do concreto, distribuição e taxas de armaduras longitudinais e transversais, tipos de armaduras transversais e geometria da seção transversal na ductilidade dos pilares executados com CAD.

No terceiro volume dos Anais do IV Simpósio Internacional sobre a utilização de concreto de alta resistência/alto desempenho, realizado de 29 a 31 de maio de 1996 em Paris, estão publicados cerca de 12 trabalhos sobre pilares, dos quais 4 abordam carregamento cíclico e 1 sobre o confinamento com tubo de aço, ligações entre pilares pré-moldados e sobre a reabilitação de pilares, restando 5 que serão aqui analisados. Os trabalhos publicados naquele evento científico sobre pilares foram desenvolvidos na Alemanha, Canadá, Suécia, China, Austrália, Estados Unidos, Japão e Itália, o que mostra o grande interesse por diversos centros de pesquisa sobre este assunto e que de certa forma enfatiza a importância do tema.

Na seqüência são apresentados os trabalhos que foram identificados como de maior relevância em relação ao tema desta pesquisa e que na sua maioria são trabalhos experimentais. Neste texto não existiu preocupação com ordem

cronológica nem se procurou atribuir grau de importância. Apresentam-se também algumas considerações sobre projeto de pilares de CAD.

3.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE PILARES DE CAD

BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990) apresentam como parte de um programa que estava em desenvolvimento na Noruega, um estudo da ductilidade de pilares com concretos com massa específica normal e de resistências de 65MPa a 115MPa e de concretos leves de 60MPa a 90MPa, resistências medidas em corpos-de-prova cúbicos de 10cm de aresta. Segundo os autores os fatores que influenciam o comportamento estrutural são: a configuração geométrica, quantidade e distribuição de armadura longitudinal, resistência do concreto e tipo de agregado, sendo importante o desenvolvimento de soluções que apresentem redução de armaduras e forneçam a ductilidade requerida. Foram ensaiadas 4 séries de pilares que a seguir são especificadas:

Série 1 - pilares de seção transversal circular com 150mm de diâmetro e altura 500mm, objetivando estudar o comportamento tensão x deformação com a configuração ideal de armadura de confinamento (espirais circulares contínuas); os parâmetros foram a quantidade e distribuição de armadura de confinamento.

Série 2 - pilares de seção transversal quadrada de lado igual a 150mm e com altura de 500mm; visava-se a obtenção de informações com relação à geometria da seção transversal; outros parâmetros foram a quantidade e distribuição de armadura de confinamento e a influência da armadura longitudinal, bem como a velocidade de carregamento.

Série 3 - os pilares eram de seção transversal quadrada de lado igual a 150mm e com altura útil de 1000mm, solicitados por carregamento excêntrico, com excentricidades de 1cm e 2cm. A armadura e geometria da seção mais solicitada, localizada à meia altura em função das vinculações, eram iguais às dos pilares das séries 1 e 2; o propósito foi estudar o comportamento dos pilares sujeitos a variações de tensões. Foram os primeiros resultados encontrados sobre o comportamento de pilares solicitados a flexão normal composta porém, sem maiores detalhes.

Série 4, onde os pilares tinham cobrimento das armaduras de 2,3cm, as seções transversais eram retangulares de 30cm x 50cm e altura útil de 200cm,

apresentavam ainda uma distribuição de barras transversais em malha, para ancoragem da armadura longitudinal.

A influência do tipo de concreto e da resistência à compressão pode ser analisada na figura 3.1 que mostra o comportamento verificado em três pilares de concreto com massa específica normal e em um de concreto leve. Em todos eles foi utilizada a mesma taxa volumétrica de 3,1% de armadura de confinamento em forma de espiral. As tensões e deformações no gráfico da figura 3.1 são relativas às tensões e deformações f_c e ϵ_c obtidas em pilares sem confinamento lateral e os números junto às curvas indicam a resistência à compressão em MPa do concreto utilizado. Observa-se que, pela inclinação da parte descendente das curvas, para uma mesma taxa de armadura de confinamento lateral, a eficiência da ductilidade diminuiu com o aumento da resistência e a ductilidade é menor para o concreto leve.

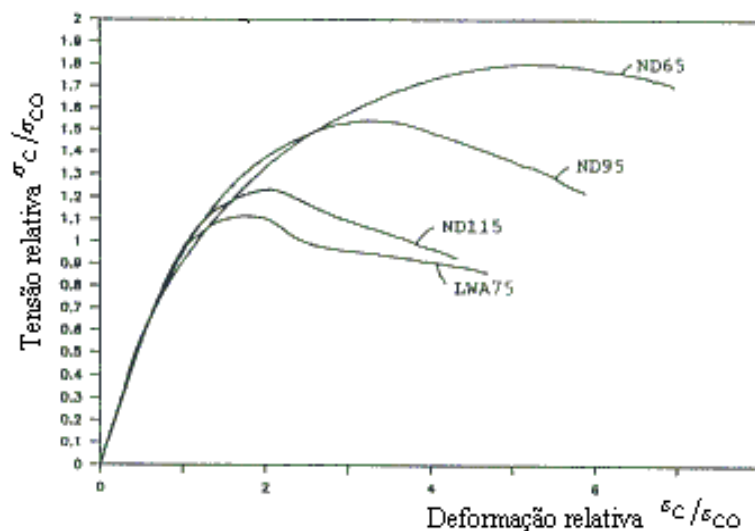


Figura 3.1 - Efeito da resistência do concreto na ductilidade (série 1, armadura em espiral com taxa de 3,1%) [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

Pode-se observar a influência na ductilidade da taxa de armadura longitudinal analisando-se os gráficos das figuras 3.2a e 3.2b. Na figura 3.2a, para taxas de armadura de confinamento de 1,1% e 3,1%, observou-se a variação na ductilidade ao se aumentar o diâmetro das barras da armadura longitudinal de 10mm para 16mm, com os pilares da série 2. E na figura 3.2b, para uma mesma taxa de armadura de confinamento, variou-se o número de barras longitudinais de 12 para 18 nos pilares da série 4.

Em ambos os gráficos das figuras 3.2a e 3.2b, a parcela de ação resistida pela armadura longitudinal foi subtraída da ação aplicada. Observa-se na figura 3.2b, logo após o ponto de tensão máxima, uma certa melhoria na ductilidade proporcionada pelo aumento do número de barras. Entretanto ao se analisar a figura 3.2a, verifica-se que o aumento do diâmetro das barras apenas aumentou, um pouco, a resistência do núcleo confinado, apesar de ter sido o aumento relativo da área de armadura longitudinal maior neste caso.

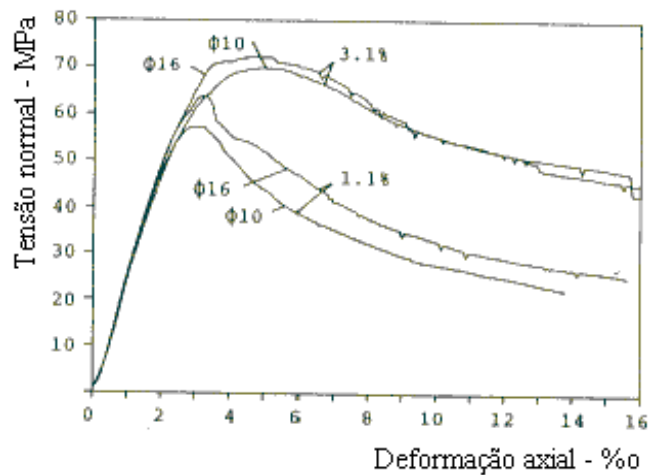


Figura 3.2a - Efeito do diâmetro da armadura longitudinal na ductilidade. [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

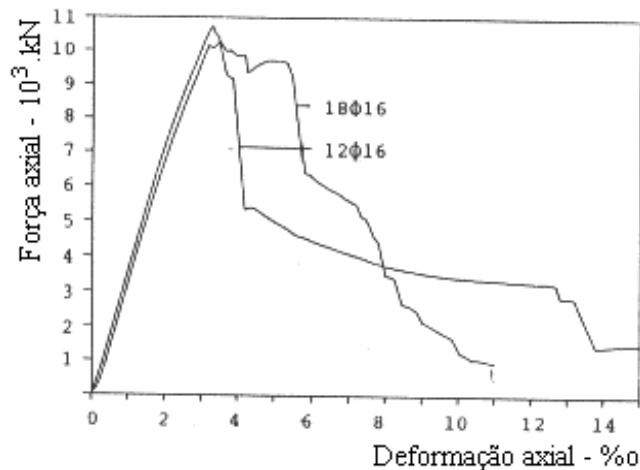


Figura 3.2b - Efeito do número de barras longitudinais na ductilidade. [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

Na figura 3.3a observa-se o comportamento de pilares, de massa específica normal com $f_c = 95\text{MPa}$ e na figura 3.3b pilares com concreto leve de $f_c = 75\text{MPa}$, da série 1 - circulares com armadura contínua em espiral; da série 2 - seção transversal quadrada com estribos e barras longitudinais nos cantos e

série 4 - seção retangular com 18 barras de armadura longitudinal, estribos e malha horizontal.

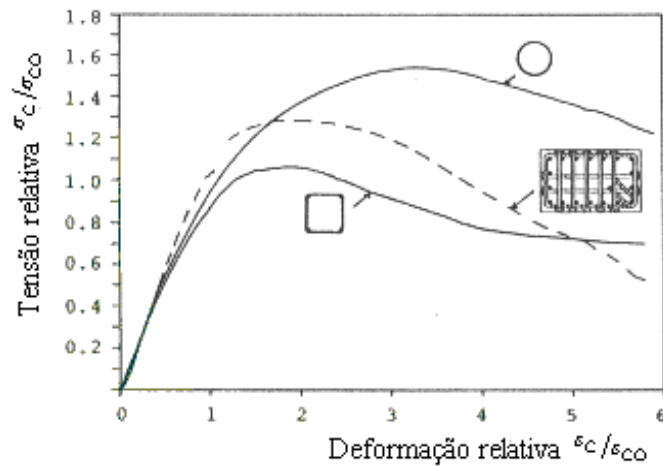


Figura 3.3a - Efeito da geometria da seção na ductilidade, concreto de densidade normal com $f_c = 95\text{MPa}$. [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

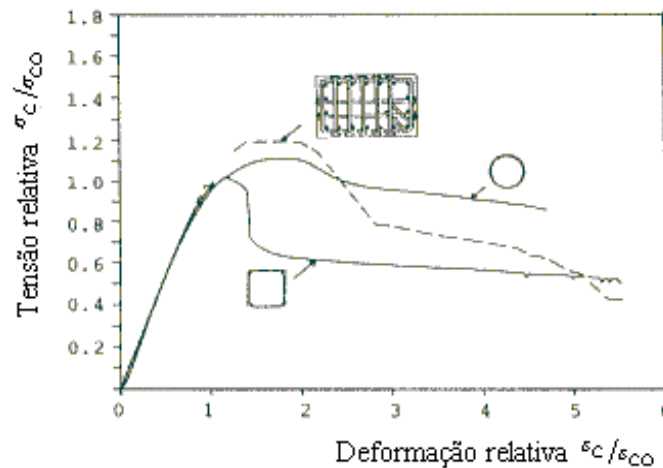


Figura 3.3b - Efeito da geometria da seção na ductilidade, concreto leve com $f_c = 75\text{MPa}$. [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

Verificou-se que o comportamento mais dúctil ocorre nos pilares de seção circular com armadura transversal na forma de espiral, apesar destes não possuírem armadura longitudinal. Os pilares de seção retangular, que possuíam maior número de barras de armadura longitudinal e uma configuração de armadura transversal formada por estribos e por uma malha de barras horizontais apresentaram um comportamento um pouco menos dúctil, porém melhor do que os de seção quadrada.

Observe-se que nos pilares ensaiados por BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990) destinados a análise do confinamento e sua influência na

ductilidade não foram usados cobrimentos o que não é usual em pilares na prática da construção civil.

Os comportamentos tensão x deformação dos pilares foram analisados com base nas expressões da norma norueguesa. Na figura 3.4a observa-se o comportamento força x deformação axial para um dos modelos da série 4 e na figura 3.4b o comportamento força axial x deslocamentos horizontais em dois modelos da série 3, solicitados por compressão excêntrica.

Foi a primeira indicação encontrada, na revisão bibliográfica, sobre o comportamento de pilares de CAD na flexão normal composta.

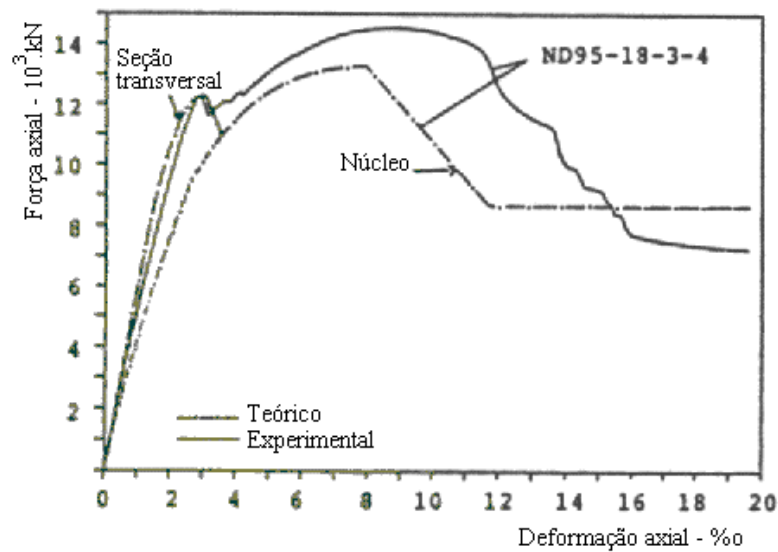


Figura 3.4a - Comparação entre deformações teóricas e experimentais [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

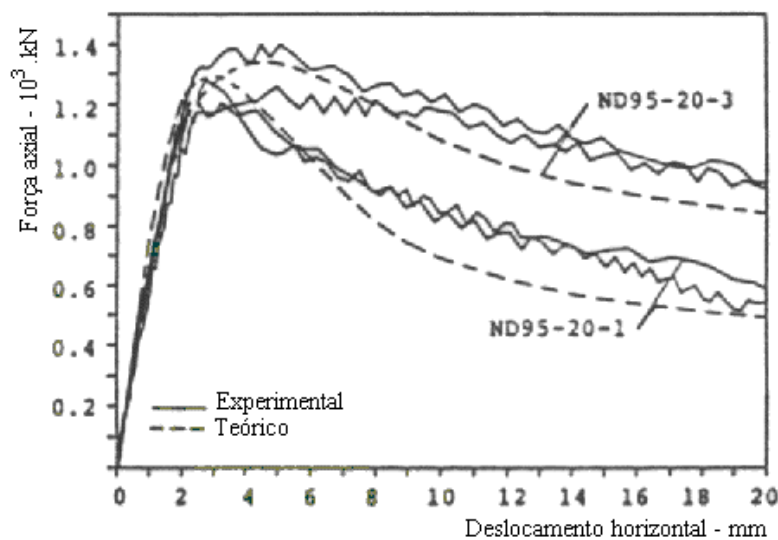


Figura 3.4b - Comparação entre deslocamentos teóricos e experimentais [BJERKELI; TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)]

O trabalho concluiu que os modelos teóricos propostos forneceram valores razoáveis para o comportamento dos pilares submetidos a forças axiais. Observam-se carências na análise do comportamento à flexão normal composta e também no tocante à segurança, sem comentários sobre aspectos construtivos das armaduras.

CUSSON & PAULTRE(1994), apresentam um estudo experimental sobre pilares executados com CAD, confinados por estribos retangulares. Foram ensaiados 27 pilares cujas dimensões podem ser vistas na figura 3.5, todos com cobrimento das armaduras. As resistências à compressão, de quatro modelos, aos 28 dias, foram inferiores a 90MPa e os demais de 93,1MPa a 115,9MPa, determinadas em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm. Como variáveis tinham, também, a resistência de escoamento da armadura transversal, configuração e espaçamento entre estribos, taxas de armaduras transversais e longitudinais. Observou-se que, em geral, o comportamento era caracterizado pela ruptura brusca do cobrimento de concreto. Este trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Sherbrooke (Sherbrooke, Quebec - Canadá) concluíram que em compressão axial apenas a área do núcleo de concreto, delimitada pelas armaduras transversais, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial dos pilares de CAD, isto devido ao comportamento de tais pilares apresentarem rompimento brusco da camada de cobrimento, resultando em perda de capacidade resistente. Para 4 pilares o espaçamento entre estribos utilizado foi de 10cm que, segundo CUSSON & PAULTRE(1994), é adequado quando no projeto não se prevê ações sísmicas atuantes na estrutura.

Apesar da menor eficiência do confinamento do CAD comparado com concretos de resistência Classe I, o ganho maior de resistência e o comportamento dúctil de pilares confinados de CAD foram obtidos quando foi adotado um detalhamento de armaduras adequado, tanto longitudinal quanto transversal. A figura 3.6 mostra o efeito benéfico das armaduras longitudinais e transversais no confinamento do núcleo.

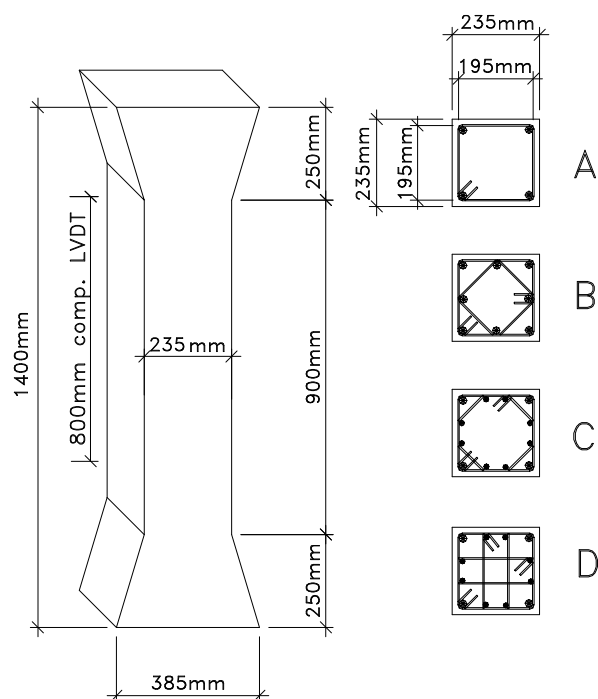


Figura 3.5 - Pilares ensaiados por [CUSSON & PAULTRE(1994)]

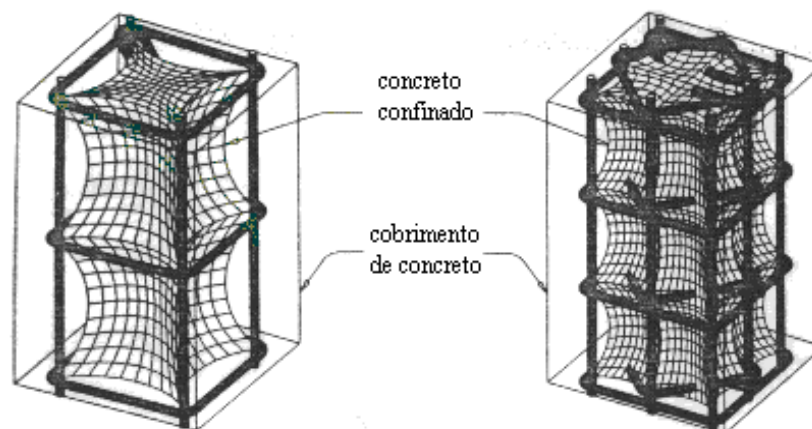


Figura 3.6 - Efeito das armaduras no confinamento. [CUSSON & PAULTRE(1994)]

O aumento na resistência à compressão resultou em decréscimo na resistência e na rigidez do concreto confinado, isto é, a razão não é proporcional entre estas variáveis. Por outro lado, aumentando significativamente a taxa de armadura transversal se acentuam os ganhos de resistência e de rigidez do concreto confinado. Um acréscimo da resistência de escoamento do estribo resultou em aumento da resistência e rigidez, apenas para amostras bem confinadas com taxas elevadas de armadura lateral.

Para os níveis de resistência do concreto e da armadura utilizados, os resultados indicam que a configuração A, mostrada na figura 3.5, não é efetiva no confinamento do núcleo e não deveria ser usada quando se exige um comportamento dúctil. Por outro lado, os resultados indicam que as configurações de estribos B, C e D são eficazes no confinamento do núcleo de concreto. A redução do espaçamento dos estribos resulta em acréscimo de resistência e de rigidez do concreto confinado, o aumento da taxa de armadura longitudinal também, mas apenas nos modelos bem confinados com altas taxas de armaduras transversais.

AGOSTINI(1992) desenvolveu um trabalho, que resultou em sua tese de doutorado, sobre pilares de concreto de alta resistência, no qual foram ensaiados pilares de seção transversal quadrada. Os ensaios foram realizados nos Laboratórios de Estruturas da Escola Politécnica da USP e da Faculdade de Engenharia da UNICAMP.

A preocupação inicial foi promover a ductilização em corpos-de-prova de 10cm x 20cm de concreto simples, concreto armado e concreto armado somente com armadura transversal. A primeira decisão tomada para minimizar a fragilidade dos corpos-de-prova de CAR, foi optar por uma armadura helicoidal de confinamento. Para o cálculo da taxa volumétrica de armadura helicoidal foi utilizado o ACI 318(1989). Nos corpos-de-prova dos concretos que alcançaram de 60MPa a 80MPa de resistência à compressão, ocorreu a ruptura da armadura que serviu como confinamento do núcleo, tornando dúctil a ruptura do concreto e logo após a ruptura do cobrimento o corpo-de-prova rompeu. Para os corpos-de-prova com resistência à compressão em torno de 40MPa, a armadura helicoidal serviu como armadura de cintamento, pois a resistência do concreto cresceu e a ruptura ocorreu pelo esmagamento do núcleo do concreto, sendo que a ruptura do cobrimento ocorreu com 75% da tensão de ruptura do corpo-de-prova.

Na figura 3.7 pode ser observada uma comparação entre os níveis de deformação em corpos-de-prova com e sem armadura. Comparando os resultados, verifica-se o efeito de ductilização proveniente da presença da armadura de confinamento.

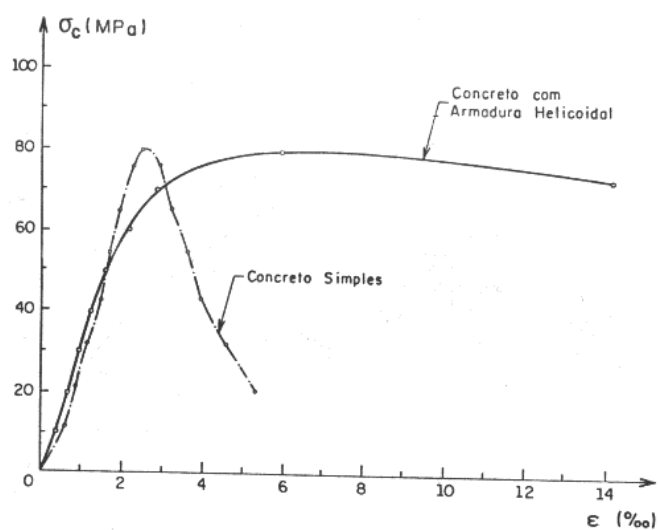


Figura 3.7 - Efeito da armadura helicoidal na ductilização de corpos-de-prova. [AGOSTINI(1992)]

Dando continuidade, foram ensaiados dois pilares prismáticos, com os arranjos de armaduras apresentados na figura 3.8, com dimensões 100mm x 100mm x 400mm, armados longitudinalmente com seis barras de diâmetro 10mm, aço CA 50, com resistência de escoamento de 541MPa e transversalmente com fios de diâmetro 4,2mm, aço CA 60, em forma helicoidal, diâmetro nominal de 8cm, passo de 2cm e resistência de escoamento de 725MPa.

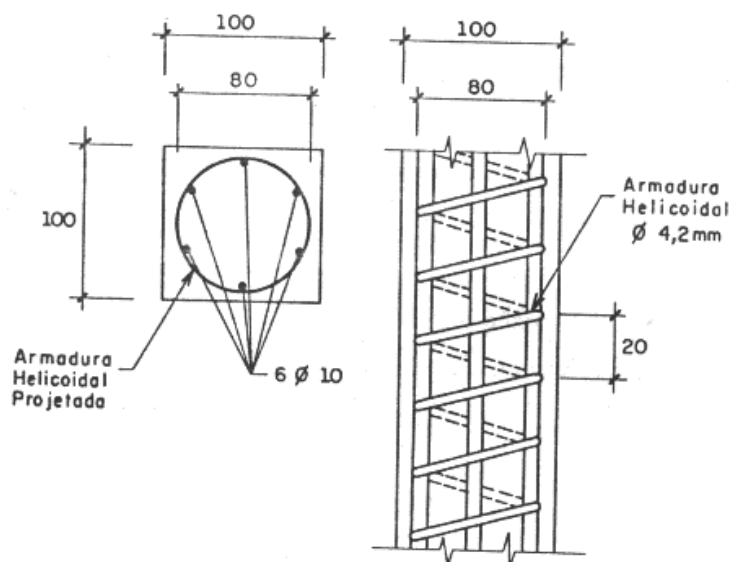


Figura 3.8 - Características geométricas dos pilares com armadura helicoidal ensaiados por [AGOSTINI(1992)]

O primeiro pilar foi executado com um concreto que apresentava $f_{c28} = 24,8\text{MPa}$. A ruptura do cobrimento ocorreu com a força de 240 kN, que correspondeu a 55,2% da força última de 435 kN. Analisando o resultado, pôde-se concluir que a armadura helicoidal cintou o núcleo de concreto, permitindo um acréscimo de tensão de 1,75 vez em relação aos valores obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova aos 28 dias.

O segundo pilar apresentava $f_{c28} = 60,2\text{MPa}$. A ruptura do cobrimento aconteceu juntamente com a força última de 499 kN. A armadura helicoidal, neste caso, apenas confinou o núcleo, evitando uma ruptura frágil. O curioso é que a tensão última deste pilar foi 49,9 MPa, valor inferior à resistência obtida nos ensaios de corpos-de-prova cilíndricos que foi de 60,2MPa.

Iniciou, então, o estudo de pilares solicitados à compressão simples, com dimensões 120mm x 120mm x 720mm, com resistências à compressão, taxas de armaduras longitudinais e transversais diferentes para os diversos modelos. Foram constatadas rupturas frágeis, em todos os pilares ensaiados, por meio de diagramas carga x deformação. E nos pilares de maior resistência pôde-se definir claramente a ocorrência de um regime elastofrágil, independentemente das taxas de armaduras. Com a ruptura do concreto os estribos se abriram e as armaduras longitudinais flambaram. Estes resultados mostraram que as taxas de armaduras longitudinais e transversais eram insuficientes. Isso mostrou a necessidade de rever as taxas mínimas de armaduras para os pilares de CAD.

Foi observado também um encurtamento no concreto em torno de 0,5% no instante da ruptura, o dobro dos 0,25% relativos aos corpos-de-prova cilíndricos de concreto simples. As armaduras definiram um núcleo de concreto que passava a ser a seção resistente. Esta foi a justificativa encontrada para que as deformações no pilar armado fossem maiores que as deformações no pilar sem armadura.

Na seqüência do trabalho foram executados pilares com dimensões de 80mm x 80mm x 480mm, apenas com armaduras longitudinais, com a finalidade de confirmar as configurações dos diagramas carga x deformação dos pilares de CAD com armaduras usuais. Outros pilares foram executados com taxas de armaduras usuais com concretos de baixa resistência variando-se as taxas de armaduras transversais. Verificou-se que para os pilares só com armadura longitudinal, a definição do núcleo resistente foi menor que a seção transversal e, como conseqüência, as deformações desses pilares foram maiores que as dos

pilares feitos com concreto simples, comentando-se que “independentemente das dimensões dos pilares, constatou-se que as armaduras definem um núcleo resistente de concreto e que o regime elastofrágil só poderia ser suavizado, ou evitado, com o uso de altas taxas de armaduras transversais, para confinar este núcleo resistente de concreto”.

Em decorrência dos valores e comportamento obtidos para os pilares com taxas de armaduras usuais, foram executados e analisados pilares de CAD com armaduras de confinamento. Para dimensões de 80mm x 80mm x 400mm, a armadura longitudinal correspondia à taxa de 4,44% em relação a seção transversal de concreto, as taxas das armaduras transversais variaram de 1,5% a 3%, volumétricas em relação a seção transversal. Tais armaduras se mostraram eficientes no confinamento do núcleo, evitando ruptura frágil.

Ocorreu regime elastofrágil com ruptura sem aviso para o ensaio de pilar com taxa de armadura transversal de 1,5%. Nos outros pilares ocorreram fissuras visíveis e, em seguida, ruptura do cobrimento. Nos diagramas carga x deformação de pilares armados transversalmente com estribos duplos, observou-se que, apesar da taxa de armadura transversal ter sido maior que 2,25%, o confinamento do núcleo foi insuficiente, ainda que não ocorresse ruptura frágil.

Para verificar a importância do espaçamento dos estribos na eficiência do confinamento, foram ensaiados pilares com mesma taxa de armadura transversal, onde a diferença estava apenas no espaçamento dos estribos. Como resultado, pôde-se observar que os pilares com menores espaçamentos obtiveram melhor confinamento. Os estribos devem ser individuais e estar bem assentes nas barras longitudinais.

Foram realizados também ensaios em pilares de CAD com dimensões 120mm x 120mm x 720mm, com características semelhantes às dos pilares anteriormente analisados; estes possuíam 4 ou 6 barras de 12,5mm como armadura longitudinal, que correspondiam às taxas de 3,53% e 5,29%, respectivamente. As taxas transversais volumétricas foram de 2,25% e 3%.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

- O diagrama de força x deformação do concreto apresentou um trecho curvo para as forças próximas da ruptura, mostrando que a armadura de confinamento foi suficiente para garantir uma ruptura com aviso.

- As deformações no concreto foram superiores aos valores obtidos nos ensaios de pilares sem armaduras, pois a seção resistente de concreto correspondeu ao núcleo de concreto confinado pelas armaduras. A deformação no instante da ruptura foi em torno de 0,35% sendo de 0,23% para pilares não-armados.

- A relação entre a seção de concreto do núcleo e a seção transversal do pilar cresceu, para os pilares com dimensões maiores, ao mesmo tempo que aumentou a eficiência das armaduras de confinamento. As forças de ruptura foram até 20% maiores que aquelas previstas. Este fato comprova a ocorrência de cintamento do núcleo de concreto pelas armaduras transversais.

- Os pilares com dimensões maiores possibilitaram um melhor assentamento dos estribos e assim ocorreram pequenas diferenças nos diagramas de carga x deformação dos estribos instrumentados.

- A existência de uma excentricidade acidental, decorrente da heterogeneidade inevitável do concreto, causou flexão oblíqua em alguns pilares e flexão normal em outros. Em pilares com 6 barras longitudinais, quase não existiu o efeito das excentricidades acidentais, que foi compensado pela homogeneidade da distribuição das armaduras.

- A definição da força de ruptura dependeu do núcleo do pilar. Inicialmente, as fissuras nas superfícies dos pilares eram visíveis, até que ocorriam as rupturas dos cobrimentos com o acréscimo de força de até 20%.

Com o objetivo de obter as primeiras informações sobre o comportamento da armadura de confinamento em pilares solicitados à flexo-compressão AGOSTINI(1992) ensaiou 2 pilares com seção transversal quadrada de 120cm x 120cm e altura 720cm, com taxas de armadura longitudinal de 5,29% e transversal de 1,5%; o detalhamento e esquema estático dos ensaios podem ser observados na figura 3.9.

Da análise dos resultados foram feitas as seguintes observações:

- A taxa de armadura de confinamento igual a 1,5% foi suficiente para garantir uma ruptura dúctil. Portanto, para pilares solicitados à flexo-compressão deveriam ser estudados novos critérios para definição da armadura de confinamento.

- O encurtamento do concreto na face comprimida foi em torno de 0,35% no instante da ruptura. Com esta deformação ocorreu esmagamento do concreto

na face comprimida e simultaneamente ocorreram fissuras de flexão na face tracionada.

Segundo AGOSTINI(1992), o trabalho de pesquisa experimental sobre pilares de CAR, solicitados à compressão simples, foi uma das etapas de um programa de investigações, ao mesmo tempo indica como próxima etapa o estudo de pilares de CAR solicitados à flexo-compressão, apresentando um estudo inicial com ensaios de dois pilares com carregamento excêntrico.

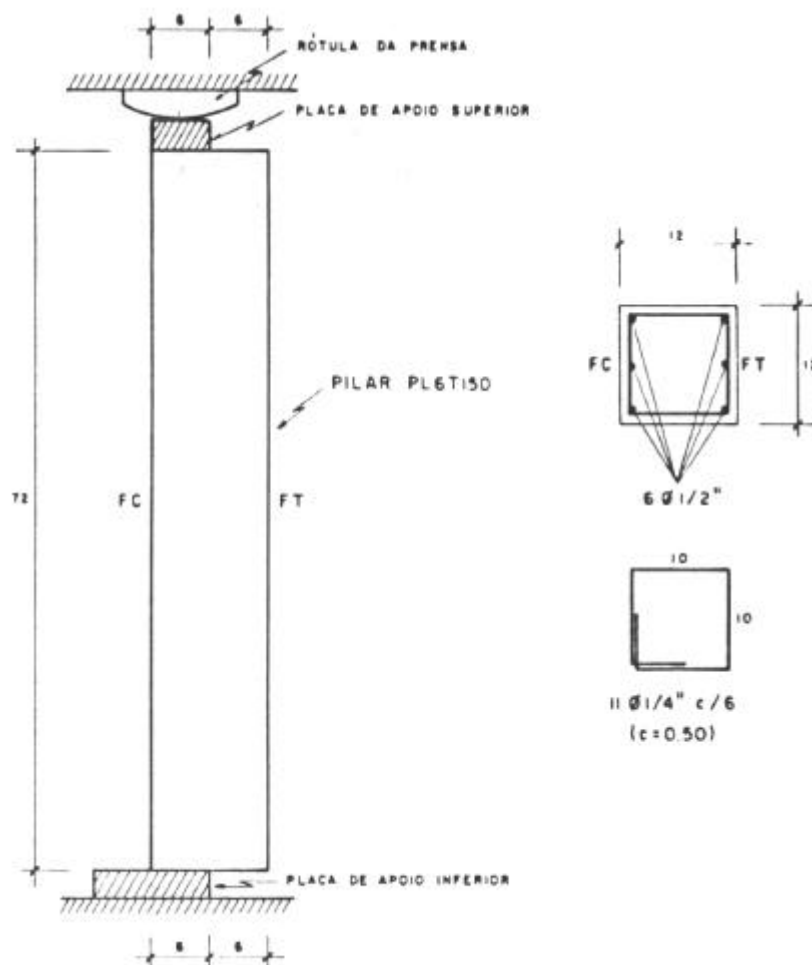


Figura 3.9 - Pilares ensaiados a flexo-compressão [AGOSTINI(1992)]

Como conclusão de AGOSTINI(1992), os ensaios indicaram que, em termos de armadura mínima para pilares solicitados a compressão simples seriam necessárias taxas de armadura longitudinal em torno de 3,2% e transversal 2,2%. Deve ser ressaltado também que o “emprego de pilares de CAD deve enfrentar as dificuldades da necessidade do conhecimento efetivo dos materiais a serem

usados, de grande consumo de armaduras com a finalidade única de ductilização do material e da perda de seção resistente pelo fato de se poder contar apenas com o núcleo definido pelas armaduras longitudinais e transversais”.

AL-HUSSAINI et al.(1993) estudaram 8 pilares de CAR, solicitados axialmente, de seções transversais quadradas com 25cm de lado e altura de 2m. Foi utilizado cobrimento de 2cm. A armadura transversal era na forma de estribos comuns, com taxa volumétrica (em relação ao núcleo definido pelos estribos) variável entre 0,26% e 1,84%, e longitudinal de 0,72% a 6,26%. Na figura 3.10 e tabela 3.1 são apresentadas as características dos pilares, as resistências à compressão do concreto variaram de 110,9MPa a 143,7MPa.

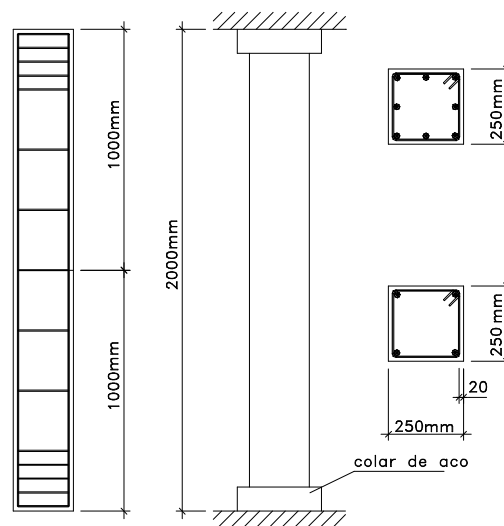


Figura 3.10- Modelos ensaiados por [AL-HUSSAINI et al.(1993)]

Foi observado através de diagramas carga x deformação obtidos nos ensaios, que apenas os pilares C23 e C24, com maiores taxas de armaduras longitudinais e transversais, apresentaram certa ductilidade, sendo que nenhum dos outros pilares apresentou boa ductilidade. Todas as ruínas ocorreram a partir das extremidades e de maneira frágil. O pilar C23, embora possuísse mesma taxa volumétrica de armadura transversal e menor taxa de armadura longitudinal, apresentou comportamento mais dúctil que o C24. Uma explicação para tal pode ser o fato de que o pilar C23 possuía 8 barras longitudinais enquanto o C24 apenas 4, ou seja, armadura longitudinal mais distribuída confina melhor o núcleo, o que também foi observado por CUSSON & PAULTRE(1994).

Tabela 3.1 - Algumas características dos pilares ensaiados por AL-HUSSAINI et al.(1993)

Pilar	f_c MPa	Número de barras longitud.	Taxa de arm. longitud. %	Espaçamento arm. Transv. mm	Taxa volumétrica de estribos - %
C11	143,7	4	0,72	140	0,37
C12	126,2	4	2,02	200	0,26
C13	125,3	4	3,14	250	0,37
C14	132,8	8	6,29	50	0,37
C21	110,9	4	0,72	70	0,75
C22	122,0	4	2,02	50	1,84
C23	130,0	8	2,58	50	1,84
C24	111,6	4	3,14	50	1,84

Os valores experimentais da força última foram comparados com valores teóricos calculados com base no modelo adotado pela norma britânica BS 8110/85 tendo sido observado, segundo AL-HUSSAINI et al.(1993), correlação satisfatória, havendo deficiência no tocante às prescrições para ductilidade adequada.

LAURENT(1989) estudou a fragilidade de elementos comprimidos de CAD com porcentagens mínimas de armaduras. Foram ensaiados 10 pilares solicitados por compressão com pequena excentricidade e as seções transversais foram retangulares de medidas 180mm x 225mm, 140mm x 175mm e 120mm x 140mm, com alturas de 940mm, 820mm e 760mm, respectivamente. A figura 3.11 apresenta esquema dos pilares ensaiados por LAURENT(1989).

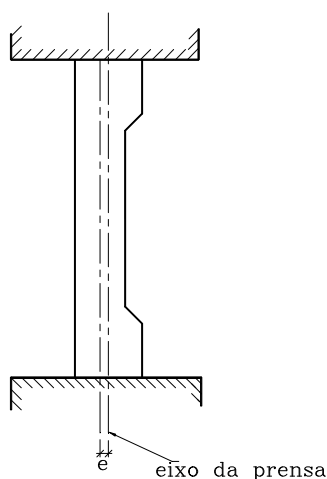


Figura 3.11 - Esquema dos ensaios de [LAURENT (1989)]

Foram variadas as resistências à compressão do concreto, de 41MPa a 95MPa. As taxas de armadura longitudinal foram de 0,2% e 2%, e a taxa

geométrica de armadura transversal de 0,06% e 0,31%. Concluiu que, analogamente ao que acontece em pilares com carregamento centrado, a ductilidade diminuiu com o aumento da resistência do concreto e aumenta com o aumento da taxa de armadura transversal. Nota-se neste trabalho um caráter exploratório sobre a ductilidade deixando expectativa de outros trabalhos nesta linha, que não foram publicados.

Como já mencionado, PAIVA(1994), dando continuidade às pesquisas desenvolvidas por Agostini, estudou experimentalmente pilares de seção transversal retangular, buscando definir taxas mínimas de armaduras, para pilares de CAD, que garantissem segurança contra ruptura. A figura 3.12 apresenta as seções transversais estudadas e o esquema estático de carregamento dos ensaios executados por PAIVA(1994).

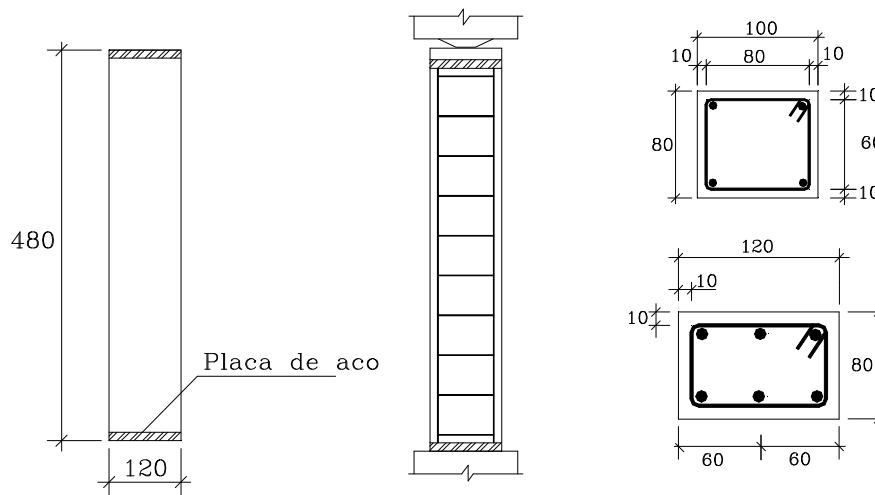


Figura 3.12 - Características dos ensaios de [PAIVA(1994)]

De início foi efetuado um estudo comparativo entre pilares retangulares de CBR e de CAR. Foram ensaiados 8 pilares com 80mm x 100mm x 480mm, sendo 4 para cada tipo de concreto onde, para cada série 2 eram sem armaduras e 2 armados com quatro barras longitudinais de diâmetro 6,3mm e estribos de 5mm de diâmetro, de aço CA 60. Deste estudo comparativo concluiu-se que independentemente da forma da seção transversal do pilar, quadrada ou retangular, as armaduras definem um núcleo resistente de concreto, e que para evitar a ruptura brusca também seria necessária armadura transversal de confinamento.

Visando a definição de uma taxa de armadura de confinamento, foram ensaiados e analisados inicialmente pilares cuja relação entre os lados da seção transversal era de 1:1,25, num total de 12 pilares nas dimensões 80mm x 100mm x 480mm, armados longitudinalmente com 4 barras de diâmetro 10mm, correspondente à taxa de 3,92% e transversalmente com estribos de diâmetro 5mm, dispostos de maneira que apresentassem taxas de 1,5%, 1,75%, 2%, 2,5% e 2,75%. Foi observado melhor comportamento em termos de confinamento para as maiores taxas volumétricas de armadura transversal. Estas taxas eram calculadas em relação ao volume total do pilar.

Também foram realizados ensaios com pilares cuja relação entre lados da seção transversal era de 1:1,5. Os modelos, num total de 6, apresentavam como dimensões 80mm x 120mm x 480mm e taxas volumétricas de armadura transversal de 2%, 2,25% e 2,5% e taxa de armadura longitudinal de 4,44%, tendo-se as mesmas conclusões anteriores.

KÖNIG & SIMSCH (1996) apresentam um modelo teórico para o mecanismo de ruptura, capacidade de carga e comportamento força x deformação de pilares de CAR confinados, com ação centrada e excêntrica.

Os resultados dos ensaios de pilares indicaram que para taxa de armadura transversal volumétrica de até 2%, sob ação centrada não se observou ductilidade. Fica bem definida uma superfície de ruptura pelo destacamento do concreto do cobrimento e excelentes condições de ductilidade foram observadas para pilares formados por tubos de aço preenchidos com CAR.

Os ensaios foram divididos em três partes com resistências de 96,1MPa; 111,4MPa e 124,4MPa medidas aos 28 dias de idade em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro por 20cm de altura. Foram ensaiados pilares com ação centrada e excêntrica confinados por armadura, com e sem cobrimento, além dos pilares confinados por tubos de aço.

Os parâmetros investigados foram o comportamento do núcleo confinado com ou sem cobrimento de concreto, a influência da aderência, do volume e da configuração dos estribos além dos pilares confinados por tubos de aço. A tensão de escoamento do aço dos tubos foi de 300MPa e 315MPa e das barras de 470MPa e 630MPa. Todos os ensaios foram realizados em uma máquina servo-controlada, onde o controle da força aplicada se dava a partir do deslocamento entre os pratos da prensa.

Os resultados dos ensaios no caso dos pilares sem armadura mostraram que com o aumento da excentricidade o modo de ruptura é mais dúctil, como pode ser observado na figura 3.13, sendo notada distribuição uniforme de fissuras no lado da aplicação da força nos ensaios com grandes excentricidades. Apenas os pilares com relação entre a excentricidade e a altura útil $e/d = 0$ e $1/10$ romperam explosivamente.

KÖNIG & SIMSCH (1996) verificaram também que a ductilidade é aumentada com o aumento da armadura lateral e que uma clara superfície de ruptura se forma com o destacamento do cobrimento. Numa comparação entre o arranjo circular e quadrado da armadura lateral observou-se, que para a mesma taxa volumétrica, o arranjo quadrado apresentou uma menor força última nos pilares, entretanto, têm um comportamento mais dúctil, devido a uma menor eficiência no confinamento.

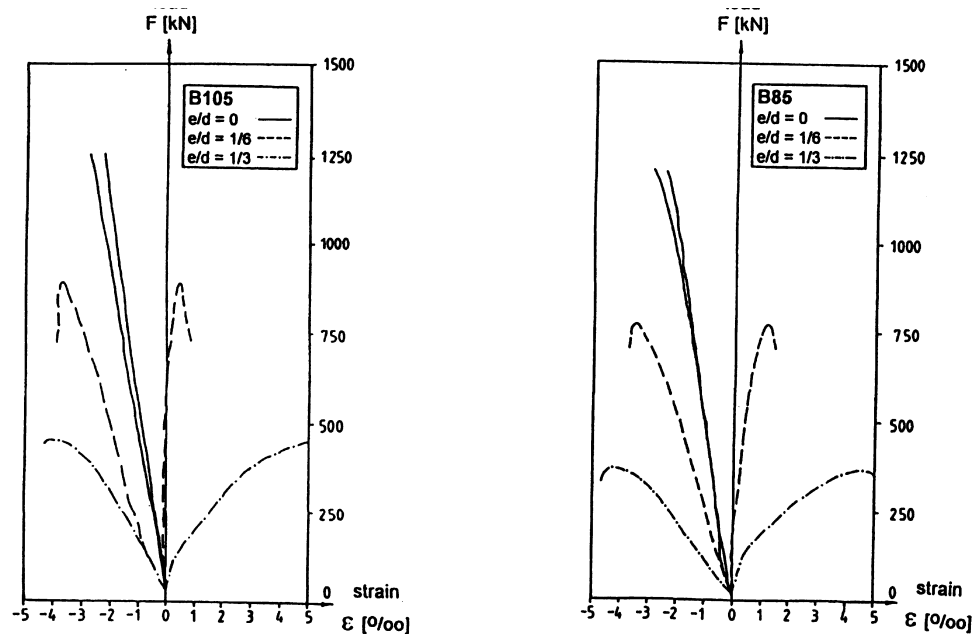


Figura 3.13 - Curvas força x deformação para pilares carregados excentricamente [KÖNIG & SIMSCH (1996)]

A influência do confinamento é observada principalmente na parte descendente do diagrama tensão x deformação, caracterizando a influência do confinamento na ductilidade, sendo mais acentuada nos pilares com tubos de aço.

O modelo teórico apresentado está baseado no conceito de concreto solicitado triaxialmente quando confinado, admitindo-se um fator de redução k_c ,

que indica o concreto realmente confinado. A partir daí calcula-se o aumento na resistência do pilar devido ao confinamento.

Segundo KÖNIG & SIMSCH (1996) os resultados analíticos indicaram uma boa aproximação quando comparados com os experimentais. Como proposta para a norma alemã indicam que para evitar o destacamento do cobrimento, a força de projeto deve ser menor que a capacidade última dos pilares dividida por um fator de segurança de 1,25.

$$F = (f_{ck} \cdot A_c + f_{yk} \cdot A_s) / 1,25 \quad (3.1)$$

Sendo f_{ck} o valor da resistência característica do concreto; A_c a área da seção transversal do pilar; f_{yk} a resistência característica de escoamento do aço e A_s a área da armadura longitudinal

Indicam ainda que a taxa de armadura longitudinal mínima deve ser 1% e máxima de 6%. A taxa volumétrica de armadura transversal deve ser no mínimo 1% para pilares com ação centrada. Para ações excêntricas quando $e/d > 1/6$ este valor pode ser reduzido para 0,5% e recomendam, também, uma distribuição homogênea de armadura longitudinal.

CLAESON et al. (1996) apresentam um estudo experimental do comportamento de pilares e resultados de uma análise numérica não-linear por elementos finitos, desenvolvido na Suécia, onde foram ensaiados 38 pilares sob força centrada e excêntrica, com resistências do concreto de 50MPa a 120MPa medidas em ensaios de corpos-de-prova cúbicos de 150mm de aresta.

Segundo os autores o comportamento de pilares de CAR ainda não foi completamente entendido e freqüentemente as conseqüências de estudos resultam em recomendações empíricas baseadas no desempenho individual de séries ensaiadas. No trabalho foram investigados os efeitos da resistência do concreto, qualidade e quantidade da armadura longitudinal, espaçamento entre estribos, esbeltez e excentricidade, sendo que os ensaios foram realizados em uma máquina com capacidade de 10000kN e para garantir a ruptura na região instrumentada, as extremidades foram confinadas por estribos espaçados de 50mm ou menos, ou com tubos de aço soldados.

Foi observado em uma primeira série de 22 pilares curtos, ruptura brusca do tipo explosiva onde, os estribos que estavam entre o cobrimento e o núcleo

definiam um plano natural de separação. Os modelos romperam imediatamente após a força máxima ser alcançada, indicando que os estribos usados não foram suficientes para prover o confinamento lateral. Na segunda série com 4 pilares e menor espaçamento entre estribos, resultou comportamento menos frágil. A figura 3.14 apresenta uma comparação entre resultados obtidos para pilares de características idênticas, apenas com resistências dos concretos diferentes.

CLAESON et al. (1996) apresentam análise numérica onde, um programa computacional foi desenvolvido para calcular curvas de interação momento x força normal em uma dada seção. Na figura 3.15 observam-se os dois diagramas tensão x deformação no concreto que foram usados, uma de acordo com o EUROCODE 2 e outra pela norma Sueca BBK 94 ambas para resistência do concreto relativas as da Classe I.

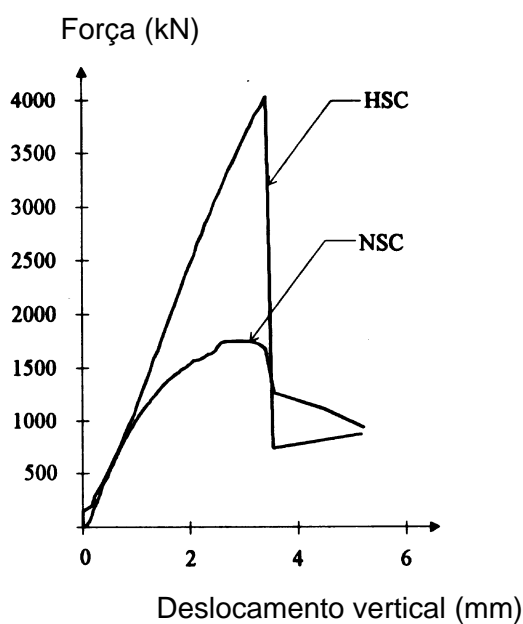


Figura 3.14 - Diagramas força x deslocamento vertical para um mesmo pilar curto com CAR e concreto de resistência usual. [CLAESON et al (1996)]

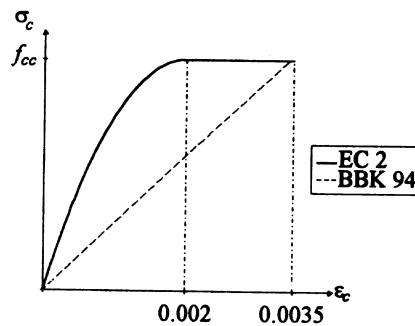


Figura 3.15 - Diagramas tensão x deformação conforme o EUROCODE 2 e BBK 94. [CLAESON et al. (1996)]

Observa-se, na figura 3.16, que para pilar com concreto de resistência 110MPa, o resultado obtido pela norma sueca se adequa melhor com os dados experimentais pois, o valor experimental está mais próximo da curva teórica.

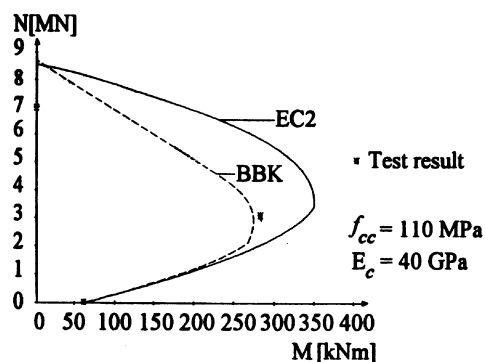


Figura 3.16 - Curvas momento x força axial. [CLAESON et al. (1996)]

Na análise numérica usando o Método dos Elementos Finitos, CLAESON et al. (1996) observaram que os resultados se correlacionam bem com os dos ensaios. O aumento na resistência do núcleo de concreto, devido ao confinamento de estribos, foi detectado nessa análise em ambos os casos de resistência equivalente a Classe I e de alta resistência, sendo o efeito do confinamento menor para maiores resistências do concreto.

A análise pelo Método dos Elementos Finitos identificou também que o efeito do confinamento foi maior na região ao redor do estribo e menor entre dois estribos adjacentes. Foi identificado numericamente que para se obter o mesmo efeito, um número maior de estribos é necessário para os pilares com concreto de alta resistência, o que está de acordo com resultados experimentais obtidos por outros autores.

Segundo ATTARD & FOSTER(1996), a ductilidade de um pilar é caracterizada pelas relações momento x curvatura e força axial x deformação média. Uma medida da ductilidade é obtida usando uma maneira parecida com a adotada para determinar a tenacidade na flexão pelo ASTM C1010-92.

A ductilidade é calculada a partir da área sob a curva força x deformação, com índices de ductilidade denotados por I_5 e I_{10} . Na figura 3.17, I_5 é a área OCD dividida pela área OAB, B corresponde ao ponto ε_y e D ao ponto $3\varepsilon_y$, I_{10} é a área OEF dividida pela área OAB onde F corresponde ao ponto $5,5\varepsilon_y$. Por estas definições um material perfeitamente elasto-plástico tem $I_5 = 5$ e $I_{10} = 10$ e um outro perfeitamente elasto-frágil tem $I_5 = I_{10} = 1$.

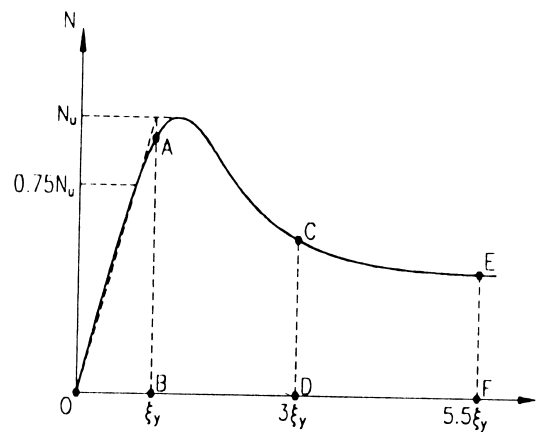


Figura 3.17 - Definição de ductilidade em um pilar carregado excêntricamente [ATTARD & FOSTER (1996)]

ATTARD & FOSTER (1996) informam ainda que alguns autores têm indicado que a medida da ductilidade para força centrada é função do parâmetro de confinamento $\rho_s f_{yt}/f'_c$ onde ρ_s é a taxa volumétrica de armadura transversal, f_{yt} é a resistência de escoamento da armadura transversal e f'_c é a resistência do concreto.

Nos pilares solicitados por ações centradas com seção transversal quadrada o confinamento do núcleo caracteriza-se por ser um estado triaxial, com pressões de confinamento iguais em diferentes direções. Parâmetros típicos de confinamento para o concreto de resistência usual de acordo com o ACI 318-89 ou a norma Australiana AS3600-88, com $f'_c = 25\text{MPa}$ são 3% a 6%, enquanto para pilares com $f'_c = 100\text{MPa}$ usando o mesmo arranjo de estribos tal parâmetro variou de 0,75% e 1,5%.

Conforme ATTARD & FOSTER (1996) para pilares carregados excentricamente o núcleo seria submetido a diferentes pressões de confinamento sobre dois eixos perpendiculares e, dependendo da excentricidade, apenas uma parcela da seção transversal estaria submetida a tensões¹ de compressão. A ductilidade de seções sob ações excêntricas não seria relacionada a um parâmetro de confinamento apenas.

Nos resultados obtidos nos ensaios de ATTARD & FOSTER (1996), analisando as relações de ductilidade combinada D_c e do índice de ductilidade I_{10} contra o parâmetro volumétrico do aço da armadura transversal, observa-se dispersão significativa e que aumento na ductilidade ocorre com aumento no parâmetro de confinamento. A partir destes ensaios o índice de confinamento é:

$$I_{10} = 0,087\rho_s f_{yt} / f'_c + 5,25 ; \text{ para } \rho_s f_{yt} / f'_c \geq 3 \quad (3.2)$$

onde:

ρ_s = taxa volumétrica de armadura transversal;

f_{yt} = resistência de escoamento da armadura transversal;

f'_c = resistência à compressão do concreto.

No entanto, segundo ATTARD & FOSTER (1996), os resultados experimentais obtidos não são conclusivos para baixos níveis de confinamento e outras pesquisas são necessárias.

Para manter o mesmo nível de ductilidade nos pilares de concreto de alta resistência que aqueles existentes nos pilares com concreto de resistência usual e, conseqüentemente, manter os níveis de segurança, o valor do índice I_{10} seria mantido, o que poderia ser realizado pela redução no espaçamento entre estribos e/ou aumento na resistência de escoamento dos estribos para um parâmetro de confinamento necessário. Ainda, observaram que para encontrar um I_{10} de valor 9, para concretos com resistências de 40MPa a 56MPa, uma percentagem de confinamento maior do que 25% seria necessário. Uma vez que não é prático adotar esse nível de armadura de confinamento, uma alternativa é reduzir a força última que a seção transversal é capaz de absorver, tal que o índice de ductilidade efetivo \bar{I}_{10} forneça a ductilidade necessária.

Na figura 3.18 os índices de ductilidade são dados por:

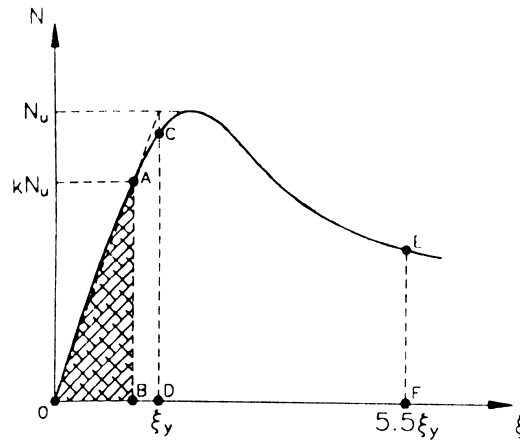


Figura 3.18 - Resistência última reduzida para manter o índice de ductilidade I_{10} . [ATTARD & FOSTER (1996)]

$$I_{10} = \frac{\text{AreaOEF}}{\text{AreaOCD}} \quad (3.3)$$

$$\bar{I}_{10} = \frac{\text{AreaOEF}}{\text{AreaOAB}} \quad (3.4)$$

Efetuada uma aproximação linear, os valores das áreas definidas no diagrama resultam:

$$\text{AreaOCD} = \frac{N_u \varepsilon_y}{2} \quad (3.5)$$

$$\text{AreaOAB} = \frac{k^2 N_u \varepsilon_y}{2} = k^2 \text{AreaOCD} \quad (3.6)$$

onde, k é um fator redutor da resistência última da seção e N_u a força última. Substituindo-se as equações 3.5 e 3.6 nas 3.3 e 3.4, obtém-se:

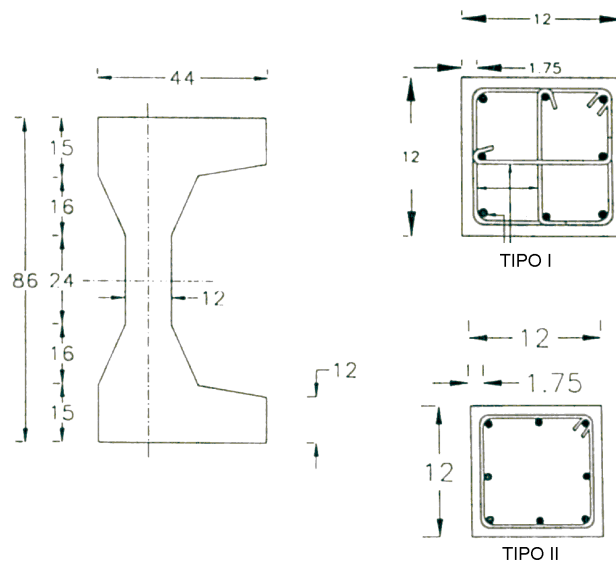
$$k = \sqrt{I_{10} / \bar{I}_{10}} \quad (3.7)$$

Por exemplo, para um índice efetivo $\bar{I}_{10} = 9$ admitido como um mínimo de ductilidade desejada e para a seção transversal do pilar sob uma consideração de $I_{10} = 5$, então o procedimento de projeto proposto por ATTARD & FOSTER (1996) é multiplicar a resistência última de projeto do pilar por $k = \sqrt{5/9} = 0,745$ ou seja reduzi-la em 25,5%.

A dificuldade identificada neste procedimento está na identificação do índice de ductilidade I_{10} da seção transversal considerada. A equação 3.2 fornece uma indicação para os resultados de I_{10} os quais poderiam ser usados mas deve ser inadequado para percentagens de confinamento abaixo de 3%. Extrapolando para valores baixos a equação 3.2 indica que um pilar com confinamento não efetivo tem um índice de ductilidade de 5,25. Uma simples relação linear, como indicada na equação 3.2 não é apropriada. Dados experimentais e/ou analíticos são necessários para modelos com taxa de confinamento nos limites de 0,5% a 4% para determinar índices de ductilidade para baixos níveis de confinamento.

AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996) dizem que evidências experimentais indicam que a capacidade da seção transversal de pilares de concreto de alta resistência submetidos à ação de força axial e momento fletor é superestimada quando as recomendações do ACI 318-89 são utilizadas. Os autores apresentam os resultados de ensaios realizados para avaliar modificações propostas para determinação da capacidade de pilares de concreto de alta resistência.

Foram ensaiados 6 pilares sob combinação de carga axial e momento fletor. Os trechos além da região central de ensaio foram fortemente reforçados para prevenir ruptura nessas regiões. A armadura longitudinal de cada modelo consistiu de 8 barras de 16mm de diâmetro e resistência de escoamento de 476,5 MPa. Dois arranjos de armaduras transversais foram usados, com barras de diâmetro igual a 9,5mm e resistência de escoamento de 503,3MPa. Na figura 3.19 podem ser observadas as dimensões dos modelos ensaiados e configuração de armaduras utilizadas.



Obs.: dimensões em polegadas

Figuras 3.19 - Dimensões e tipos de configuração de estribos usado por [AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)]

Os espaçamentos das armaduras transversais foram de 38mm para um modelo e 305mm para os demais, as resistências à compressão do concreto no dia do ensaio foram de 30,3MPa, 89,3MPa e 93,1 MPa. A idades dos modelos no dia do ensaio variou de 323 a 586 dias após a moldagem. O ensaio consistia na aplicação de uma força centrada variável de $0,19P_o$ a $0,40P_o$ e outra com excentricidade de 406mm. AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996), calcularam as capacidades dos pilares solicitados por ação centrada com base na equação 3.8.

$$P_o = 0,85f'_c (A_g - A_{St}) + A_{St} f_y \quad (3.8)$$

onde:

P_o = Força última no pilar com compressão centrada segundo o ACI 318-89;

f'_c = Resistência à compressão do concreto;

A_g = Área da seção transversal total do pilar;

A_{St} = Área de aço da armadura longitudinal;

f_y = Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal.

O esquema de ensaio permitia rotação de cada ponto de aplicação das ações e os modelos foram instrumentados para se obter a deformação resultante na armadura longitudinal e transversal. Extensômetros foram também colocados na superfície da região de observação dos modelos para medirem as máximas deformações de compressão antes dos destacamentos dos cobrimentos de concreto.

Geralmente, modelos com armadura transversal do tipo II (figura 3.19) romperam logo depois do destacamento do cobrimento, sem exibir qualquer nível significativo de ductilidade. Nesses modelos, as forças que provocaram os destacamentos dos cobrimentos ficaram muito próximas das forças que provocaram flambagem das armaduras longitudinais e ruína. Um dos modelos que se utilizou armadura transversal tipo I, apresentou um maior nível de ductilidade antes da ruptura.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996) as seguintes conclusões foram observadas com relação à capacidade de flexão de pilares de concreto de alta resistência.

- a) A relação M_{exp}/M_{ACI} momento fletor experimental e teórico previsto com as indicações do ACI 318/89 é menor do que 1, em geral, para os pilares de concreto de alta resistência. Para os pilares de concreto de resistência usual, essa relação é maior do que 1.
- b) Resultados, com relação a momentos fletores, previstos com as hipóteses do ACI 318/89 superestimam a capacidade dos pilares de CAR com pequena quantidade de armadura transversal. Isto está baseado na comparação do comportamento dos pilares ensaiados com outros do mesmo autor.

Segundo AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996) a razão para superestimar a capacidade à flexão pelo ACI 318/89 está no fato de que a relação tensão x deformação para concreto de alta resistência na compressão é caracterizada por uma parte ascendente que é inicialmente linear, com resistência máxima alcançada para um valor de deformação variando aproximadamente entre 0,0024 e 0,003. Considerando isto, deve ser mais apropriado usar um diagrama triangular de tensões nos pilares, quando os concretos tiverem resistências superiores a 70MPa. A Figura 3.20 ilustra tal diagrama triangular de tensões. A tensão de pico é

assumida igual a $0,85f'_c$ para deformação na fibra mais comprimida de $0,003$. Pode ser visto que um bloco retangular de tensões correspondendo a esse bloco triangular teria uma intensidade de tensão de $0,63f'_c$ e uma profundidade de $0,67c$.

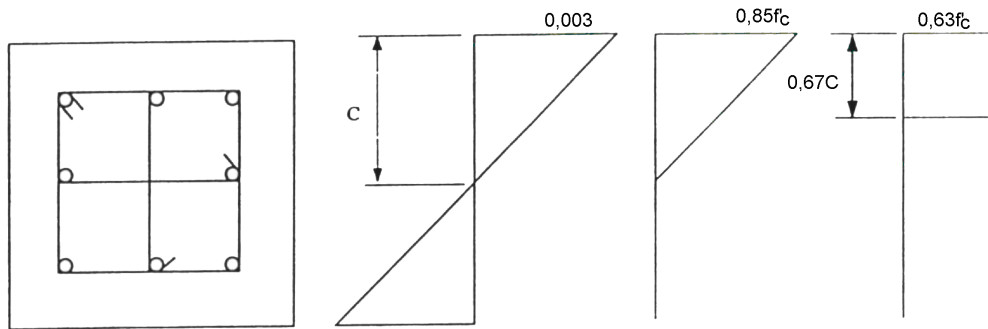


Figura 3.20 - Distribuição de deformação e de tensão para o CAR segundo [AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)]

Baseado nestas observações, AZIZINAMINI et al.(1994) apud AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996) recomendam o uso do coeficiente de intensidade de tensões α_1 para concreto com resistência superior a 70MPa, sendo:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,007(f'_c - 70) \geq 0,6 \quad (3.9)$$

onde f'_c é expresso em MPa.

Em relação ao momento último experimental, AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996) indicam que aqueles previstos usando as novas recomendações das Normas Canadense e da Nova Zelândia ainda resultam em valores superestimados para a capacidade à flexão dos pilares ensaiados. Por outro lado, previsões feitas usando a equação 3.9 geralmente resultam em valores conservativos para a capacidade à flexão de pilares de CAR submetidos a combinações de forças axiais com momentos fletores. Modificações propostas por AZIZINAMINI et al.(1994) apud AZIZINAMINI & KEBRAEI(1996), resultam aproximadamente nos mesmos níveis de segurança para pilares de CAR como ocorre com o ACI 318/89 para pilar de concreto com resistências equivalentes a Classe I.

Segundo IBRAHIM & MAC GREGOR (1996), embora o uso do concreto de alta resistência seja mais comum para pilares, a maioria das normas de projeto estrutural utiliza equações com constantes empíricas baseadas em ensaios para concreto com resistência usual. Nos últimos anos extensos trabalhos experimentais e analíticos têm possibilitado um melhor entendimento do comportamento do concreto de alta resistência. São apresentados os resultados de 20 ensaios de pilares, com resistências de 60MPa a 130MPa, solicitados por forças com pequenas excentricidades. Os ensaios foram semelhantes aos de AZIZINAMINI et al. (1996). Os pilares foram ensaiados sob ação de duas forças aplicadas de tal forma que, em uma das faces a deformação seja nula numa determinada seção transversal durante cada ensaio. O estudo desenvolvido foi para pilares de concreto simples e com pequenas taxas de armadura longitudinal e de confinamento, visando contribuir para um melhor entendimento do comportamento à flexão de seções de concreto de alta resistência sem confinamento ou com menos confinamento que os necessários para ações sísmicas.

O programa experimental desenvolvido incluiu uma primeira fase com 14 modelos de seções transversais retangulares nas regiões de observação dos pilares. Três desses não tinham armadura e 11 eram armados horizontalmente e verticalmente e todos os modelos tinham seção transversal de 200mm x 300mm. Na segunda fase foram ensaiados 6 modelos com seção transversal triangular sendo 2 sem armadura e 4 armados; na figura 3.21 podem ser vistos detalhes dos modelos ensaiados nas duas fases.

Os resultados dos ensaios indicaram que a ruptura das seções de concreto simples e pouco armadas são muito frágeis. Pilares com espaçamentos de estribos igual à menor dimensão do pilar romperam subitamente quando houve o destacamento do cobrimento de concreto. Uma seção bem confinada pode apresentar um comportamento dúctil, mantendo a força aplicada para grandes deformações. A forma da zona comprimida é um importante parâmetro na determinação da ductilidade da seção, e as seções com zona de compressão triangulares exibiram um comportamento mais dúctil em relação às retangulares.

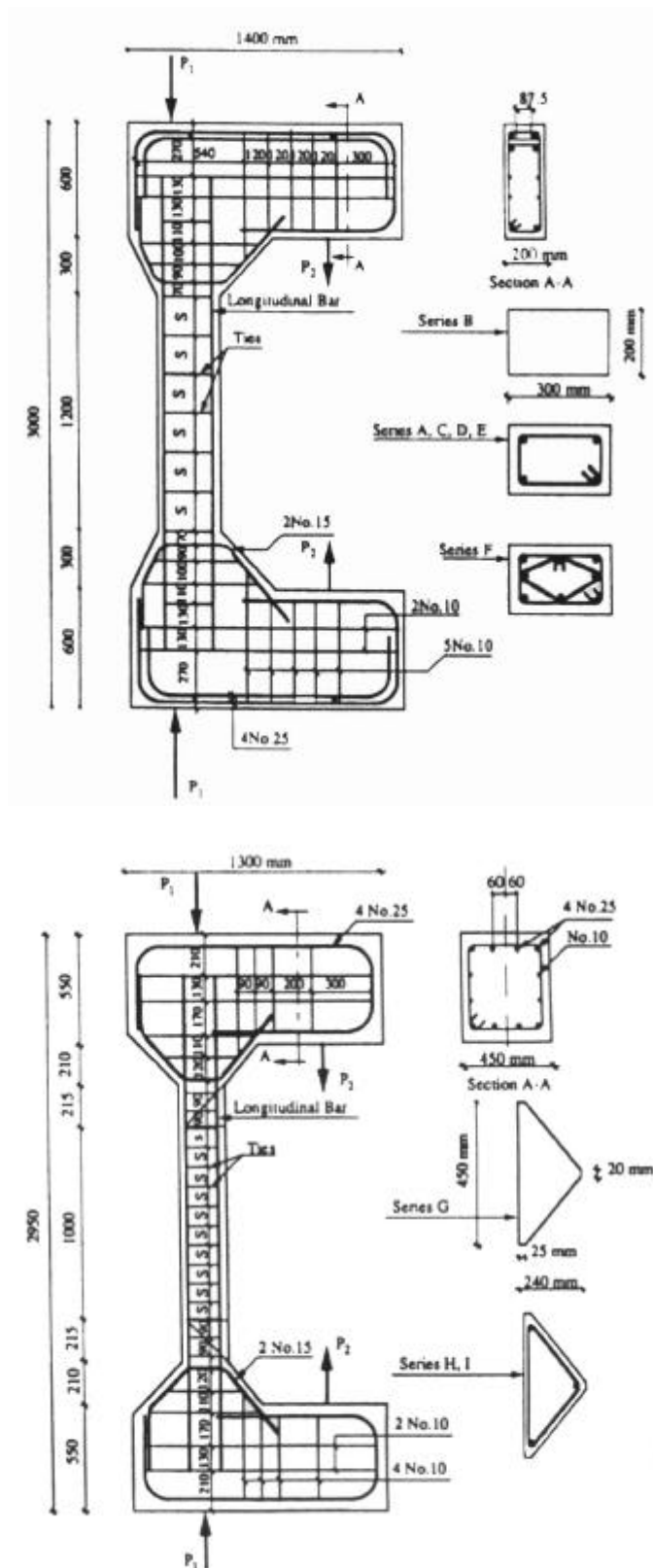


Figura 3.21 Modelos ensaiados por [IBRAHIM & MAC GREGOR (1996)]

3.3 OUTRAS CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO

Segundo COLLINS et al. (1993), em 1934 Richart e Brown determinaram que a capacidade de carga axial pura de pilares com estribos ou com espirais e com cobrimento, pode ser expressa por:

$$F = C f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3.10)$$

onde:

A_g = área da seção transversal do pilar;

f_y = resistência de escoamento das barras da armadura longitudinal;

A_{st} = área da seção transversal das barras da armadura longitudinal.

f'_c = resistência à compressão do concreto

O fator $C = 0,85$ tem sido atribuído para as diferenças no tamanho e forma entre o pilar de concreto e o corpo-de-prova de concreto, para considerar diferenças na moldagem do concreto, vibração e cura e para diferenças na velocidade de carregamento. Lembra-se que os pilares são carregados de modo mais lento do que os corpos-de-prova durante os ensaios.

Uma série de ensaios foram conduzidos por HOGNESTED, HANSON & McHENRY, apud COLLINS et al. (1993). Esses autores usaram o símbolo k_3 ao invés de C para a relação da máxima tensão obtida nos pilares de concreto e a resistência no cilindro f'_c . A partir desses ensaios o fator k_3 foi encontrado próximo de 1 (variando de 0,96 para 1,12) preferivelmente ao 0,85.

Ainda, segundo COLLINS et al. (1993), os valores de k_3 resultante dos ensaios de Sherbrooke por CUSSON & PAULTRE, em Alberta por IBRAHIM & MAc GREGOR, em Toronto por SUNDARARAJ & SHEIKH, POLAT & UZUMERI, OZDEN & UZUMERI e SHEIKH & UZUMERI podem ser expressos pela equação 3.11 que aproxima a tendência dos resultados experimentais.

$$k_3 = 0,6 + \frac{10}{f'_c} \text{ para MPa} \quad (3.11)$$

e $k_3 \leq 0,85$.

Para o dimensionamento de elementos estruturais submetidos a flexão simples e flexo-compressão, pode-se redefinir o diagrama de domínios de deformações apresentado na NBR 6118/78, o que pode ser visto na figura 3.22.

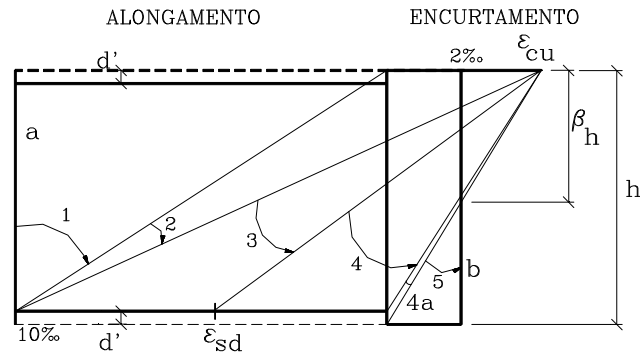


Figura 3.22 - Redefinição do diagrama de domínios de deformações

As modificações são: a deformação última do concreto comprimido que era de 0,0035 passa a ser variável de acordo com o valor da resistência à compressão; o ponto de interseção entre a reta b e a reta que define o domínio 5, que era $3h/7$ também passa a ser variável pois depende do valor da deformação última do concreto, sendo indicado na figura 3.20 por β_h , calculado pela expressão 3.21.

$$\beta_h = \left(1 - \frac{0,002}{\epsilon_{cu}}\right)h$$

(3.21)

Recomenda-se que o valor de ϵ_{cu} seja obtido experimentalmente, na falta de dados experimentais pode-se utilizar a indicação do Código Modelo - MC90 CEB(1991) da expressão 2.12 ou os valores da tabela 2.3 elaborada por DINIZ¹.

¹ DINIZ, José Zamarion F. (1997) /**Comunicação Pessoal**/, São Paulo, abr.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Deve ser observado que somente com a realização de um trabalho experimental, como este que se propõe com pilares de dimensões que reflitam as usuais, no caso 20cm x 20cm e com armaduras usualmente empregadas no Brasil, com resistência de escoamento nominal de 500MPa é que se pode verificar se a configuração de estribos A da figura 3.5 é viável ou não. Deve-se considerar também que os níveis de ductilidade necessários em regiões menos sujeitas às ações oriundas de abalos sísmicos é menor, ou seja, pode ser que se consiga bons níveis de deformação axial antes da ruptura, com a proposta de taxas de armaduras longitudinal de 3% e taxa volumétrica de armadura transversal de 1,5% (estribos de diâmetro 6,3mm a cada 10cm).

A partir do capítulo 4 desenvolve-se uma experimentação de pilares de concreto de alto desempenho.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta a metodologia que foi utilizada no desenvolvimento experimental da pesquisa que compreendeu: uma etapa inicial para obtenção do concreto de alto desempenho e uma outra dos ensaios dos pilares. Neste capítulo serão apresentados todos os procedimentos envolvidos na experimentação que pode ser resumida como segue.

a) Obtenção de um concreto de alta resistência:

- Escolha e caracterização dos agregados, miúdo e graúdo, disponíveis na região de São Carlos-SP, com ensaios de granulometria, massa específica real e aparente.
- Estabelecimento de traço inicial, com base em método de dosagem usado para concreto classe I, segundo a NBR 8953/92.
- Execução de diversos traços auxiliares para aprimoramento do traço inicial, sendo estudado:
 - Perda de abatimento ao longo do tempo avaliado através de ensaio com cone de Abrams, para garantir concreto com condições de lançamento nas fôrmas;
 - Ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm e de 10cm x 20cm, em idades de 7, 15, 28 e em algumas séries 63 dias, possibilitando assim a escolha do traço que foi usado.
- Execução de ensaios de tração nas amostras das barras de aço que foram usadas como armaduras longitudinal e transversal.

b) Experimentação em pilares

- Projeto, execução e montagem da estrutura de reação.
- Projeto e execução das fôrmas de madeira.
- Montagem da armadura, instrumentação de barras e posicionamento na fôrma.
- Moldagem, envolvendo o lançamento, adensamento e cura.
- Desmoldagem dos pilares e posicionamento no pórtico de ensaio.
- Instrumentação
- Execução dos ensaios.
- Ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, para controle da resistência do concreto e módulo de elasticidade do concreto, no dia do ensaio.
- Ensaios de compressão com deformação controlada para obter o comportamento pós pico do concreto, no dia do ensaio, usando, também, corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm.
- Ensaios em pilares solicitados a compressão simples, sendo 4 séries com 3 modelos cada, além de 3 modelos pilotos para ajustes no pórtico de reação e repetição da primeira série de ensaios, perfazendo um total de 18 ensaios.
- Ensaios de pilares solicitados a flexão normal composta, sendo 5 séries de 2 modelos cada, num total de 10 ensaios.

A partir dos dados obtidos durante os ensaios pelo sistema de aquisição, foram elaboradas planilhas e em seguida diagramas força x deformação e força x deslocamento, que serão apresentados no capítulo 5 que trata dos resultados obtidos.

No desenvolvimento do programa experimental, diversos setores da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo estiveram envolvidos.

Na Oficina de Marcenaria foram executadas todas as fôrmas de madeira utilizadas.

No Laboratório de Construção Civil do Departamento de Arquitetura e Urbanismo foi executado peneiramento e composições granulométricas da areia e pedra britada.

No Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas foram ensaiadas as amostras das barras de aço usadas nos modelos, obtendo-se as resistências de escoamento e última, bem como o diagrama tensão x deformação, em função do equipamento disponível.

No Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotécnia, foram executados os ensaios de compressão axial com deformação controlada, como também ensaios onde o controle foi a velocidade de carregamento, obtendo-se a resistência última dos corpos-de-prova e módulo de elasticidade. Neste caso, o equipamento foi usado pela sua capacidade de carga de 3000kN e em face de defeito apresentado na máquina de ensaio do Laboratório de Estruturas.

Os demais ensaios, foram executados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP.

Foi escolhida a idade de 15dias para a execução dos ensaios, sendo que o concreto, na data do ensaio, deveria apresentar resistência média à compressão em torno de 80MPa.

4.2 MATERIAIS UTILIZADOS

4.2.1 Cimento

Optou-se pela utilização do cimento Portland de alta resistência inicial CP V ARI, por ser um cimento sem adições, pela possibilidade de realização de ensaios com menores idades, acelerando dessa forma a obtenção dos resultados e por ser prática nos trabalhos experimentais realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP.

Os cimentos empregados foram recebidos como doação, num convênio estabelecido com a Camargo Corrêa Industrial S. A. - Cimento Eldorado, tendo sido caracterizada pelo fabricante a massa específica real, segundo a NBR-6474/84, de $3,12\text{kg/dm}^3$

No laboratório, após o recebimento os sacos eram acondicionados em embalagens plásticas e armazenados em pilhas de no máximo 10 sacos, afastados do piso e parede, evitando dessa forma danos provocados pela umidade.

4.2.2 Sílica ativa

Foi utilizada sílica ativa não densificada, SILMIX ND, fornecida por doação em convênio com a empresa Camargo Corrêa Industrial S. A. Para fins de dosagem, seguindo indicação do fabricante, utilizou-se massa específica de 2222kg/m^3 . Na fotografia da figura 4.1 observa-se o armazenamento efetuado para os lotes de cimento e sílica ativa.



Figura 4.1 - Fotografia do armazenamento do cimento e sílica ativa

4.2.3 Aditivo Superplastificante

Foi utilizado o aditivo superplastificante RX 1000A da REAX Indústria e Comércio Ltda., com densidade de $1,21\text{kg/dm}^3$, também recebido como doação à pesquisa.

4.2.4 Água

Para o amassamento dos concretos foi utilizada água proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de São Carlos.

4.2.5 Agregados

Após efetuada busca no mercado da construção civil de São Carlos, foi identificado e usado como agregado miúdo areia de origem quartzosa, proveniente

de rios da região, cuja análise granulométrica, realizada de acordo com a NBR 7217/87, pode ser vista na tabela 4.1. Em função do módulo de finura, a areia era classificada como grossa, portanto, adequada para concreto de alto desempenho. Os ensaios de caracterização efetuados foram tomados sempre como média de duas determinações. A massa específica real segundo a NBR 9776/87 foi de $2,67\text{kg}/\text{dm}^3$.

O agregado graúdo usado foi pedra britada de origem basáltica, comum na região de São Carlos. A massa específica real obtida foi de $2,89\text{kg}/\text{dm}^3$. Após análise granulométrica, identificou-se que o agregado graúdo apresentava-se de forma monogranular com cerca de 70% de material retido na peneira 12,5.

Foi efetuada então uma composição granulométrica, seguindo roteiro apresentado por HELENE & TERZIAN (1993), com outro agregado disponível na região, também de origem basáltica, chegando-se a uma proporção de 70% e 30% dos respectivos agregados. Na tabela 4.2 apresenta-se a análise granulométrica, pela NBR 7217/87, média de duas determinações da composição de agregados graúdos.

Em função da menor dimensão dos pilares da série 9, seção transversal de 12cm x 30cm, o agregado graúdo foi peneirado de modo a ficar com uma dimensão máxima característica de 12,5mm

Tabela 4.1 - Análise granulométrica do agregado miúdo

Análise Granulométrica do agregado miúdo (NBR 7217/87)			
Peneira mm	Material retido - g	% retida	% Retida acumulada
6,3	15	1,5	1,5
4,8	22,5	2,25	3,75
2,4	102,5	10,25	14
1,2	237,5	23,75	37,75
0,6	262,5	26,25	64
0,3	175	17,5	81,5
0,15	170	17	98,5
Fundo	15	1,5	100
Dimensão máxima característica			4,8mm
Módulo de Finura			2,99

Tabela 4.2 - Análise granulométrica do agregado graúdo

Análise Granulométrica do agregado graúdo (NBR 7217/87)			
Peneira mm	Material retido - g	% retida	% Retida acumulada
25	38	0,38	0,38
19	80	0,8	1,18
12,5	5600	56	57,18
9,5	1850	18,5	75,68
6,3	1980	19,8	95,48
0,15	400	4	99,48
Fundo	60	0,6	100,08
Dimensão máxima característica			19mm
Módulo de Finura			1,98

4.3 ESTUDO DE DOSAGEM

Para a determinação do traço empregado, tomou-se por base o método de dosagem apresentado por HELENE & TERZIAN(1993), introduzindo-se as características exigidas para obtenção de concreto de alta resistência à compressão, identificados na pesquisa bibliográfica, que são:

- baixa relação água/cimento, princípio básico obedecendo à lei de Abrams;
- uso de aditivo superplastificante, basicamente para dar trabalhabilidade ao concreto;
- uso de adição mineral, no caso sílica ativa;
- agregado miúdo grosso, uma vez que o concreto de alto desempenho já apresenta muitos finos;
- escolha de um agregado graúdo com boa resistência e adequada granulometria e formato cúbico.

A resistência média fixada para o concreto foi de 80MPa aos 15 dias, tempo escolhido para realização dos ensaios, imaginando-se que já estivesse desenvolvida, em sua maioria, a reação pozolânica da adição mineral e também por questões de programação dos ensaios no laboratório.

Outra idéia básica era a de se produzir um concreto com possibilidade de bombeamento, pensando, de certa forma, na sua aplicabilidade em de pilares de edifícios. A perda de slump deveria ser tal que, o concreto apresentasse um

abatimento, medido no tronco de cone, segundo a NBR 7223/82, de 10cm após 40 minutos da mistura.

Para escolha do teor de água efetuou-se um levantamento, com base na composição química do cimento, da demanda de água necessária para hidratação do cimento, chegando a um valor inicial de 0,30 para a relação água/cimento. Seguem os consumos de materiais resultantes dos ajustes efetuados principalmente na relação água/cimento e teor de superplastificante, valores em kg/m^3 .

Cimento CP V ARI	:	480,00
Sílica Ativa	:	48,00
Areia	:	577,92
Pedra britada	:	1198,09
Superplastificante	:	17,43
Água	:	160,60
Total	:	2482,04

Como pode ser observado o consumo de sílica ativa foi de 10%, valor recomendado por outros autores. A relação água/cimento resultante foi de 0,36. Deve ser observado também que o teor de superplastificante usado foi de 3% do consumo de cimento, que é um valor muito alto. Conhecida a densidade efetuou-se a devida correção para consumo em massa. No consumo da água está descontado o volume de água contido no aditivo, admitido ser de 70% da massa. Considerando-se uma relação água/material cimentante chega-se a 0,33.

Para este concreto resultou, aos 15 dias, resistência média à compressão de 80,5MPa medida através de ensaios de 12 corpos-de-prova de 10cm x 20cm. Foram efetuados alguns ensaios para correlação com corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, obtendo-se valores de 2,6% a 6% inferiores, o que confirma resultados de correlação apresentados por METHA & MONTEIRO(1994).

4.3.1 - Mistura, moldagem, adensamento e cura dos corpos-de-prova

Para o controle da resistência do concreto foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, por ser consenso no seu uso para o concreto de alta

resistência, por causa da menor força para execução do ensaio bem como, redução no volume de concreto.

As moldagens eram executadas em duas camadas, utilizando-se para adensamento um vibrador de agulha. Foi efetuado um cuidadoso acabamento após a moldagem, na extremidade superior, de maneira que as espessuras das camadas de enxofre, do capeamento, eram em torno de 2mm, valor que aparentemente não influenciava na resistência obtida.

A seqüência de mistura usada foi: pedra britada + 20% da água, cimento + 30% da água, sílica ativa, restante da água + aditivo, areia. O tempo total de mistura foi de 15 minutos, resultando um concreto com slump inicial acima de 250mm e 80mm após 30 minutos, tempo que era suficiente para a moldagem dos pilares e dos corpos-de-prova.

No tocante à utilização de betoneira basculante na produção do concreto salienta-se a opção por lançar a sílica ativa diretamente nesta, sem preparar uma calda, tendo-se tomado o cuidado de, logo após a colocação da sílica ativa, fechar com um plástico preso por uma borracha à boca da betoneira evitando, desta forma, a perda de material devido a sua finura. Observou-se, também, uma grande aderência nas paredes internas da betoneira, havendo necessidade de limpar com água sob pressão depois de concluída a mistura.

Na fotografia da figura 4.2, observa-se a operação de fechamento da betoneira com plástico, evitando-se dessa forma a perda da sílica ativa, em função de suas características. Na fotografia da figura 4.3 vê-se a operação de moldagem dos corpos-de-prova para controle da resistência à compressão do concreto.

O procedimento de cura foi manter os modelos úmidos, envolvidos em espuma de borracha, durante os sete primeiros dias.



Figura 4.2 - Fotografia da operação de fechamento da betoneira



Figura 4.3 - Fotografia da operação de moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm.

4.4 - CARACTERIZAÇÃO DAS ARMADURAS

Foram utilizadas como armadura longitudinal, barras de aço de diâmetros nominais de 10mm, 12,5mm e 16mm. Como armadura transversal as barras foram de 6,3mm de diâmetro. Nas figuras 4.4 e 4.5 observam-se diagramas tensão x deformação obtidos em ensaio de tração em amostras retiradas de algumas barras de aço utilizadas.

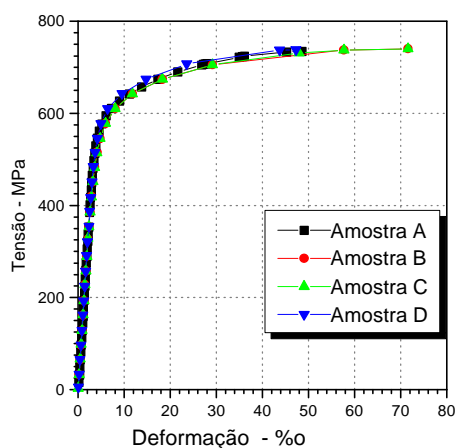


Figura 4.4 - Diagrama tensão x deformação das barras da armadura transversal

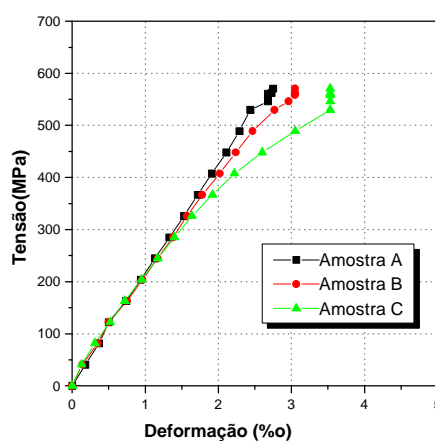


Figura 4.5 - Diagrama tensão x deformação de algumas barras da armadura longitudinal

A tabela 4.3 apresenta a caracterização das armaduras utilizadas, sendo a área efetiva e o diâmetro efetivo obtidos a partir da massa de um comprimento conhecido considerando a massa específica do aço de 7850kg/m^3 .

Tabela 4.3 - Resultados experimentais dos ensaios de tração nas barras de aço.

ϕ_{nominal} mm	ϕ_{efetivo} mm	$A_{s,\text{ef.}}$ cm^2	E_s MPa	f_y MPa	ϵ_y ‰	f_u MPa
6,3	5,98	0,28	157736	567,0	5,72	738,0
12,5	12,75	1,27	205028	543,3	2,65	740,2
10	9,52	0,712	200419	681,2	3,40	771,1
10	9,80	0,754	203141	676,4	3,33	786,5
16	15,54	1,89	201242	710,5	3,53	730,0

4.5 - EXPERIMENTAÇÃO

4.5.1 - Fôrmas

As fôrmas foram projetadas e em seguida executadas em madeira compensada plastificada de 12mm de espessura. Na figura 4.6, podem ser observados detalhes das fôrmas usadas para os confecção dos modelos das séries 1 e 2 (fôrma 1), e 3 e 4 (fôrma 2). Nas séries de 1 a 4, a fôrma foi projetada de tal modo a possibilitar a moldagem dos três modelos de cada série em uma só operação de concretagem.

Nos modelos ensaiados à compressão excêntrica optou-se, em função das maiores dimensões, por executar fôrmas individuais para cada modelo e diminuiram-se para 2 modelos por série como medida de economia e agilização na obtenção dos resultados. Por outro lado não foi observado dispersão nos resultados obtidos quando se adotaram três modelos, sendo assim achou-se conveniente reduzir para dois modelos por série.

Como a força seria aplicada fora do eixo do pilar, previram-se alargamentos das seções na direção da excentricidade. Tais fôrmas podem ser observadas nas figuras 4.7 a 4.9.

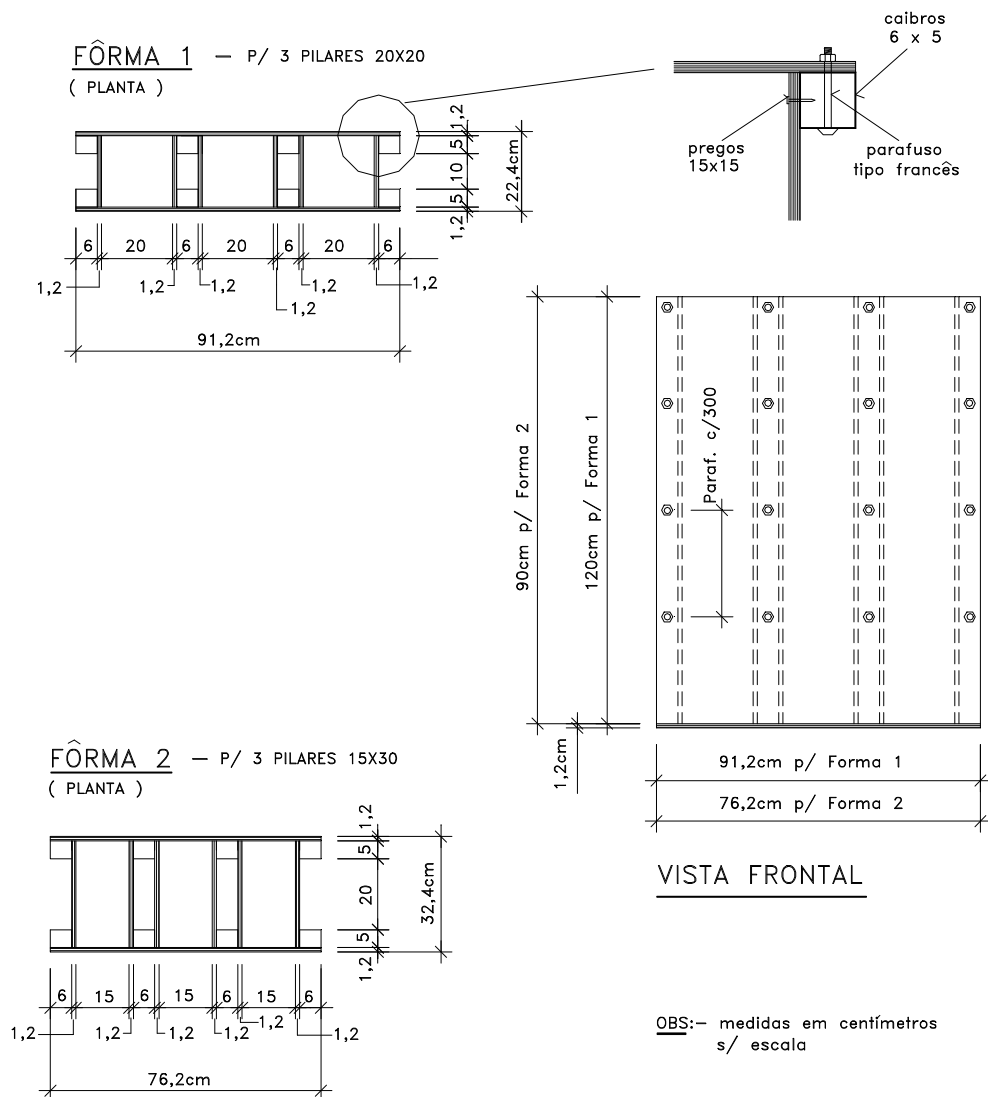
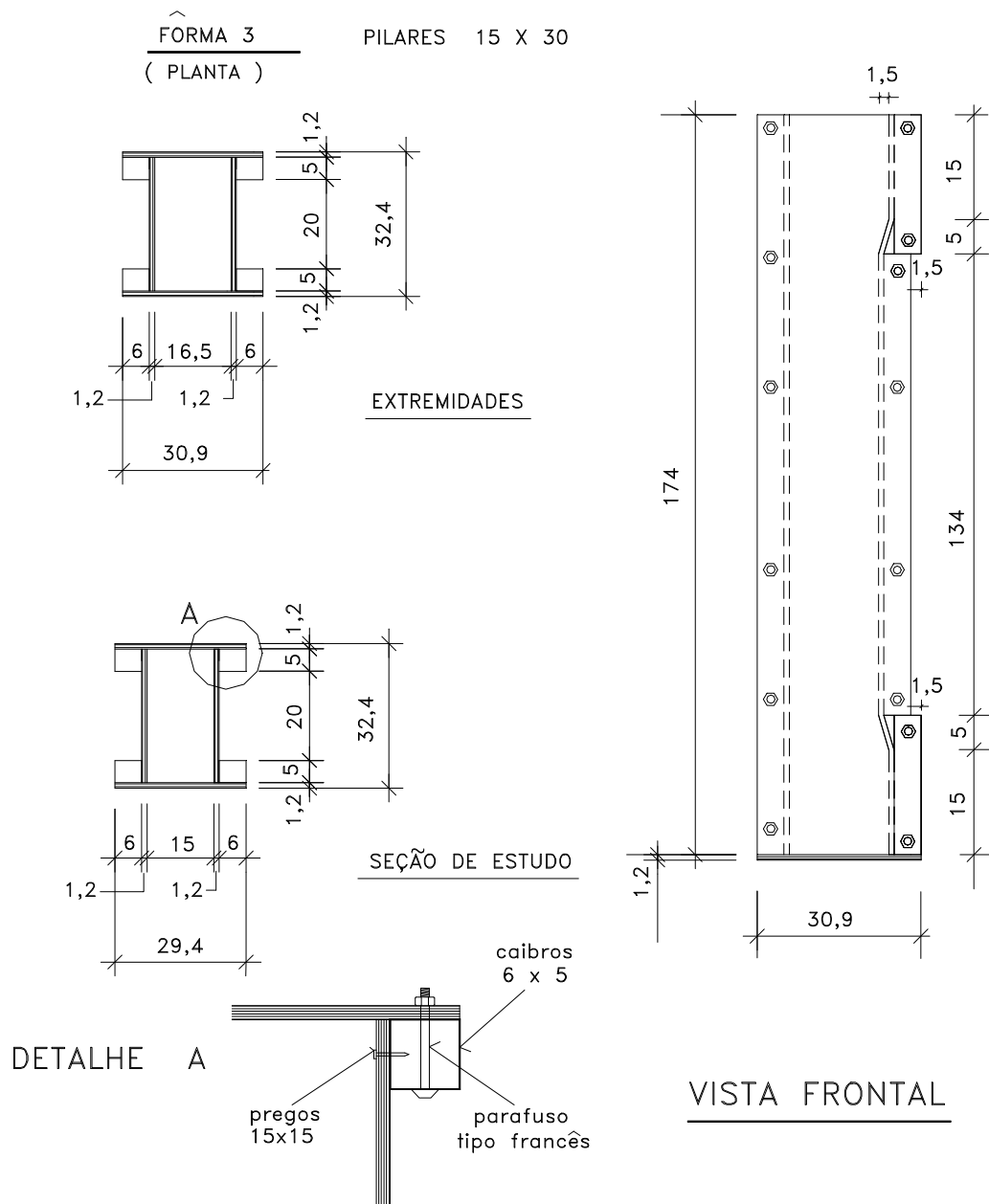


Figura 4.6 - Fôrmas usadas para moldagem dos pilares das séries 1 e 2 (fôrma 1), 3 e 4 (fôrma 2)



OBS:- medidas em centímetros
s/ escala

Figura 4.7 - Fôrma usada para moldagem das série 5 a 7, com ação excêntrica.

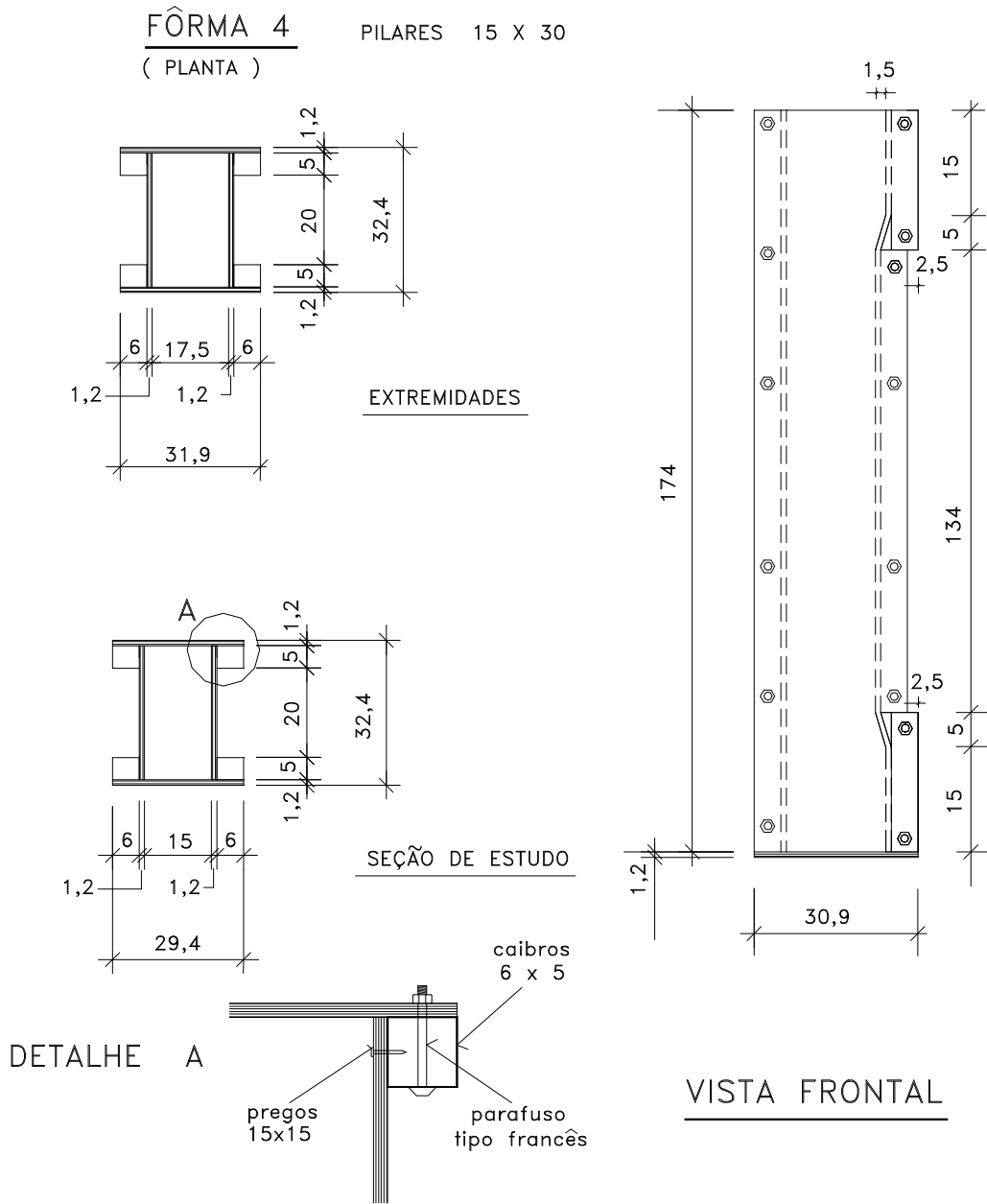


Figura 4.8 - Fôrma usada nos pilares da série 8 com ação excêntrica

4.5.2 - Moldagem, adensamento e cura

Os modelos ensaiados à compressão centrada, séries de 1 a 4, foram moldados verticalmente e o adensamento foi executado usando vibrador de agulha. As séries 1 e 2 necessitaram de duas operações de mistura do concreto devido a capacidade da betoneira, as demais apenas uma.

Nas fotografias das figuras 4.10 e 4.11 observam-se o lançamento, adensamento e acabamento das extremidades superiores dos pilares de uma das séries.



Figura 4.10 - lançamento e adensamento do concreto



Figura 4.11 - Operação de acabamento das extremidades

De cada moldagem foram executados 6 corpos-de-prova cilíndricos (10cm x 20cm), que eram ensaiados 2 com 7 dias, para se ter idéia do progresso da resistência, e os demais no dia do ensaio, sendo 2 com controle de força e 2 com controle de deformação radial.

Foram tomados todos os cuidados para se garantir o posicionamento das armaduras dentro das fôrmas, usando-se espaçadores de argamassa e também de nylon, comumente usados na execução de estruturas de concreto.

Após a moldagem os pilares permaneciam na fôrma, sendo curados com uso de manta de espuma de borracha molhada e cobertos com plástico, durante 7 dias. Em seguida eram desmoldados e colocados no ambiente do laboratório até a data do ensaio.

Nos modelos ensaiados à compressão excêntrica, séries de 5 a 9, a moldagem foi executada horizontalmente, devido ao alargamento das extremidades para possibilitar a excentricidade, mas também devido a armadura adicional colocada para garantir que a ruptura se daria na região de observação. O adensamento foi efetuado por meio de uma mesa vibratória. O segundo modelo da série era moldado dois dias após o primeiro, possibilitando sempre a execução dos ensaios da série em uma mesma semana.

4.5.3 - Estrutura de reação

A estrutura de reação era composta de um pórtico espacial metálico convenientemente ancorado, por meio de tirantes, em uma laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

O pórtico foi projetado por José Jairo de Sales, Professor Doutor da área de Estruturas Metálicas do Departamento, sendo composto de 4 colunas e uma grelha horizontal fixada por meio de parafusos. A capacidade nominal era de 5000kN. Nas figuras 4.12, 4.13 e 4.14 podem ser observados o esquema de montagem e os detalhamentos de vigas e colunas. Pode-se observar que o projeto permitia a movimentação da grelha ao longo da altura das colunas, possibilitando a variação da altura dos modelos estudados.

Devido a massa do macaco hidráulico, cerca de 700kg, optou-se por deixá-lo na parte inferior do modelo, sobre a laje de reação. A célula de carga por sua vez foi fixada nas vigas centrais da grelha, por meio de uma placa de aço parafusada nas mesmas.

Nas fotografias das figuras 4.15 a 4.18 observam-se a montagem do pórtico e detalhe da ancoragem na laje de reação.

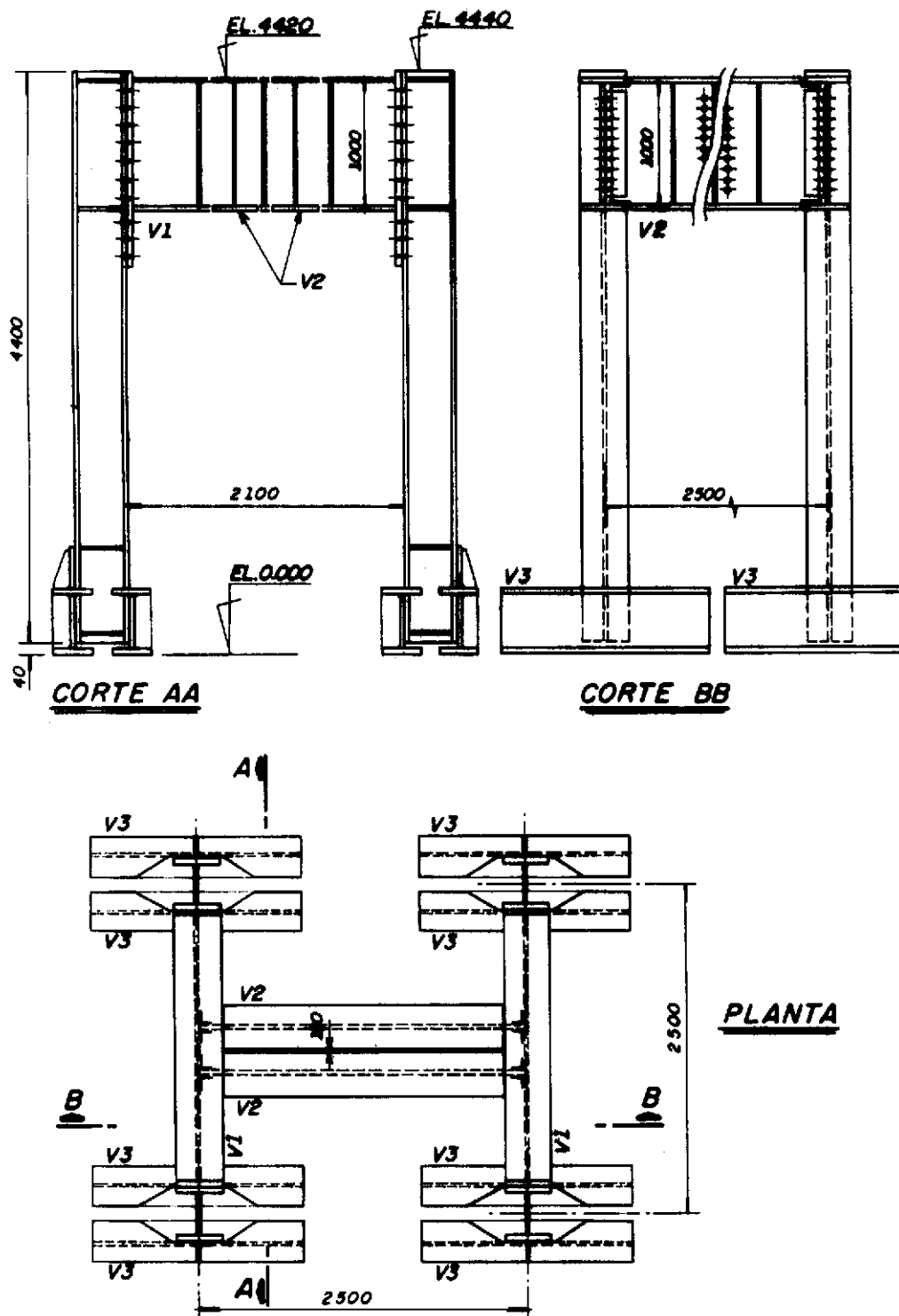


Figura 4.12 - Esquema de montagem do pórtico de reação

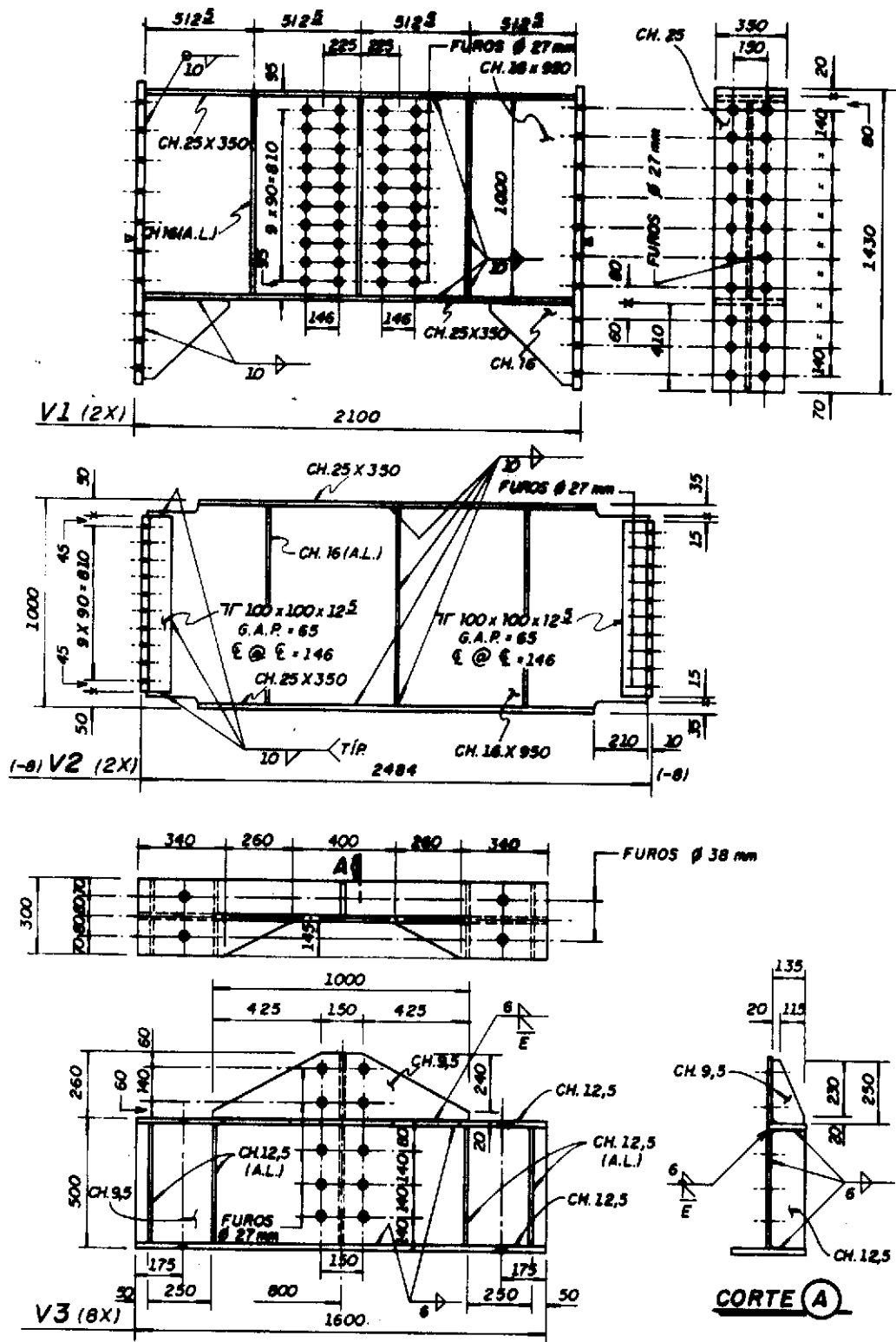


Figura 4.13 - Detalhamento das vigas

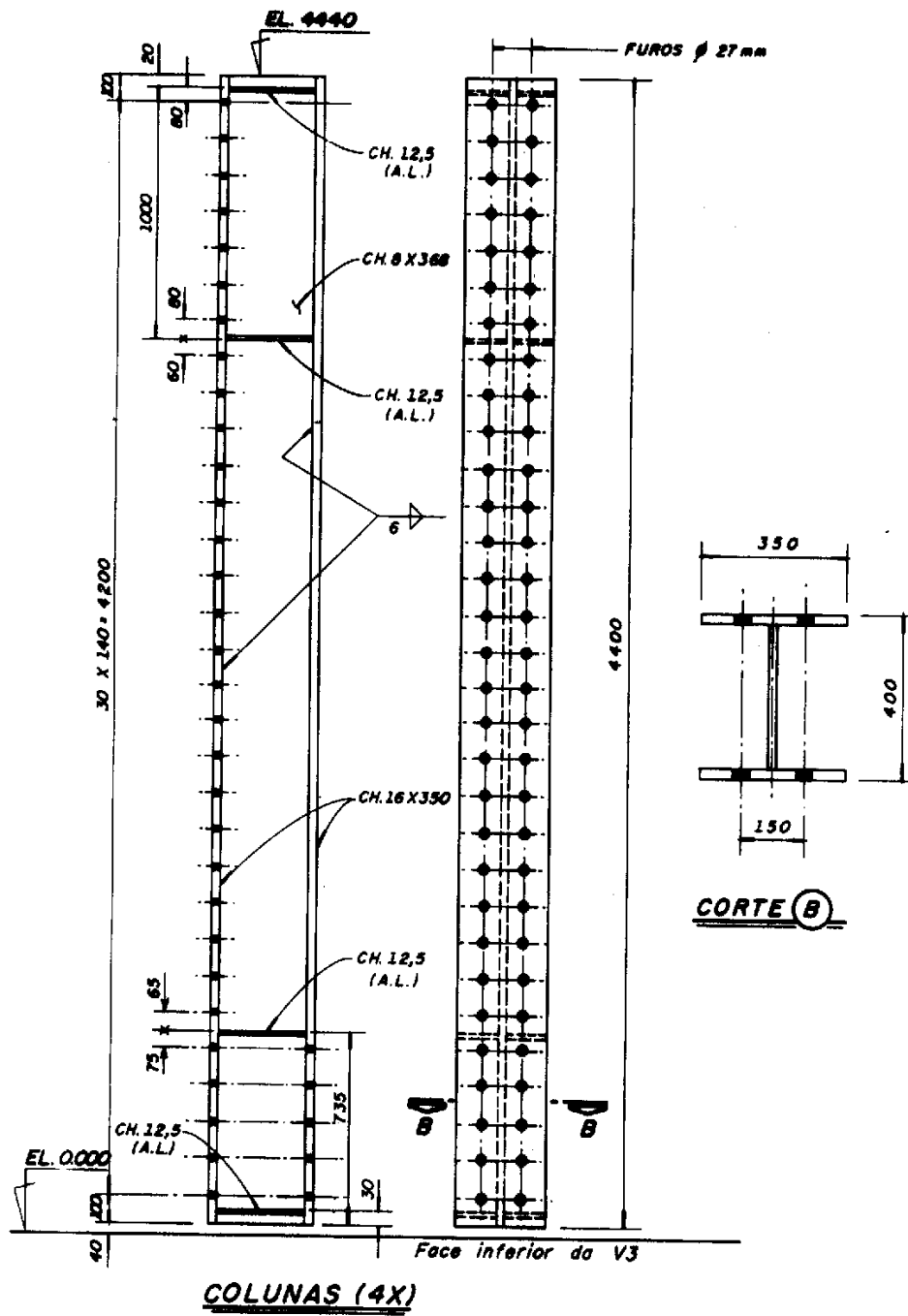


Figura 4.14 - Detalhamento das colunas



Figura 4.15 - Fotografia da montagem do pórtico de reação (colunas)



Figura 4.16 - Fotografia da montagem do pórtico de reação (grelha)



Figura 4.17 - Fixação da grelha nas colunas numa altura determinada para ensaios das séries 1 a 4



Figura 4.18 - Detalhe da fixação do pórtico na laje de reação

4.5.4 - Instrumentação e procedimentos de ensaio

A aplicação de forças foi efetuada por meio de um macaco hidráulico com capacidade nominal de 5000kN, acionado por bomba hidráulica de ação manual ou elétrica.

A partir de uma força última prevista, aplicaram-se incrementos de 10% dessa força, com um escorvamento efetuado na segunda etapa de carga.

Tentando evitar ao máximo o aparecimento de excentricidades durante os ensaios de compressão centrada, os modelos eram aprumados em cima do macaco e a extremidade superior devidamente nivelada, por uma chapa de aço colada com massa plástica. Mesmo com o ensaio cercado de cuidados na sua execução, pequenas excentricidades foram observadas em todos os ensaios, que foram desprezadas por ocasião da análise dos resultados.

O controle da força e, conseqüentemente, do momento inicial aplicado, nos casos de flexão normal composta, foi feito por célula de carga com capacidade nominal de 5000kN.

As medidas de deformações e deslocamentos foram feitos por extensômetros elétricos, tipo extensômetro elétrico de resistência, e transdutores de deslocamento à base de extensômetros elétricos de resistência.

As barras das armaduras longitudinal e transversal eram instrumentadas com extensômetro elétrico de resistência KFG 5, sendo que o estribo instrumentado ficava na metade da altura do pilar. Mediam-se as deformações no concreto com extensômetro elétrico de resistência do tipo KFG 10, posicionados na seção central do pilar, dois em cada face.

Nos pilares ensaiados os conjuntos para medida das deformações foram dispostos dois por face, no mesmo nível, permitindo observar se o pilar estava submetido à flexão normal composta, identificando-se a variação das deformações entre as faces opostas.

Os deslocamentos horizontais, nas regiões superior, inferior e no meio, foram medidos com transdutores a base de extensômetro elétrico de resistência. O deslocamento era transmitido aos transdutores por meio de uma linha amarrada em uma chapa colada no ponto desejado e tencionada pela mola do dispositivo de medição. Estes dispositivos tinham a finalidade de amenizar a influência da movimentação vertical do modelo e do pórtico durante o ensaio.

Todas as leituras, em cada incremento de carga, foram feitas automaticamente através de um sistema de aquisição de dados, que registrava, em disquete e por meio de impressora, os valores das ações, dos deslocamentos e das deformações.

O sistema era controlado por computador e após a execução dos ensaios os dados gerados eram convertidos em planilha que, posteriormente, era lida e manipulada pelo software Excel 5.0 da Microsoft, para geração de relatórios e diagramas.

Seguem as figuras 4.19 a 4.23, onde podem ser observados detalhes de armaduras, instrumentação e esquema estático de carregamento adotado nas séries ensaiadas a compressão centrada.

Na figura 4.24 observa-se o detalhamento da armadura e esquema estático de carregamento dos pilares das séries 5 e 6. Para os demais modelos o detalhamento da armadura sofreu alteração no diâmetro das barras longitudinais e nos espaçamentos entre estribos; a figura 4.25 detalha os pilares da série 7. Nos pilares da série 8 as armaduras são iguais aos da série 7, alterando-se a excentricidade para 25mm.

Os modelos da série 9, cujas seções transversais eram de 12cm x 30cm, a disposição de armaduras longitudinais foram as mesmas da série 7 e o espaçamento de estribo foi de 6cm no pilar P 9/1 e 12cm no pilar P 9/2. A excentricidade adotada nos pilares da série 9 foi de 30mm, mantendo a forma e a armadura adicional nas extremidades, que é observada na fotografia da figura 4.28.

Na figura 4.26 observa-se a instrumentação adotada no modelo 5/1. Nos demais foi instrumentado apenas a região central (seção B), nas faces opostas B e D, como também as barras longitudinais centrais, de 1 a 4 e estribos, sendo que para os pilares das séries 7, 8 e 9 o estribo interno não foi instrumentado. A figura 4.27 apresenta a identificação dos pontos instrumentados.

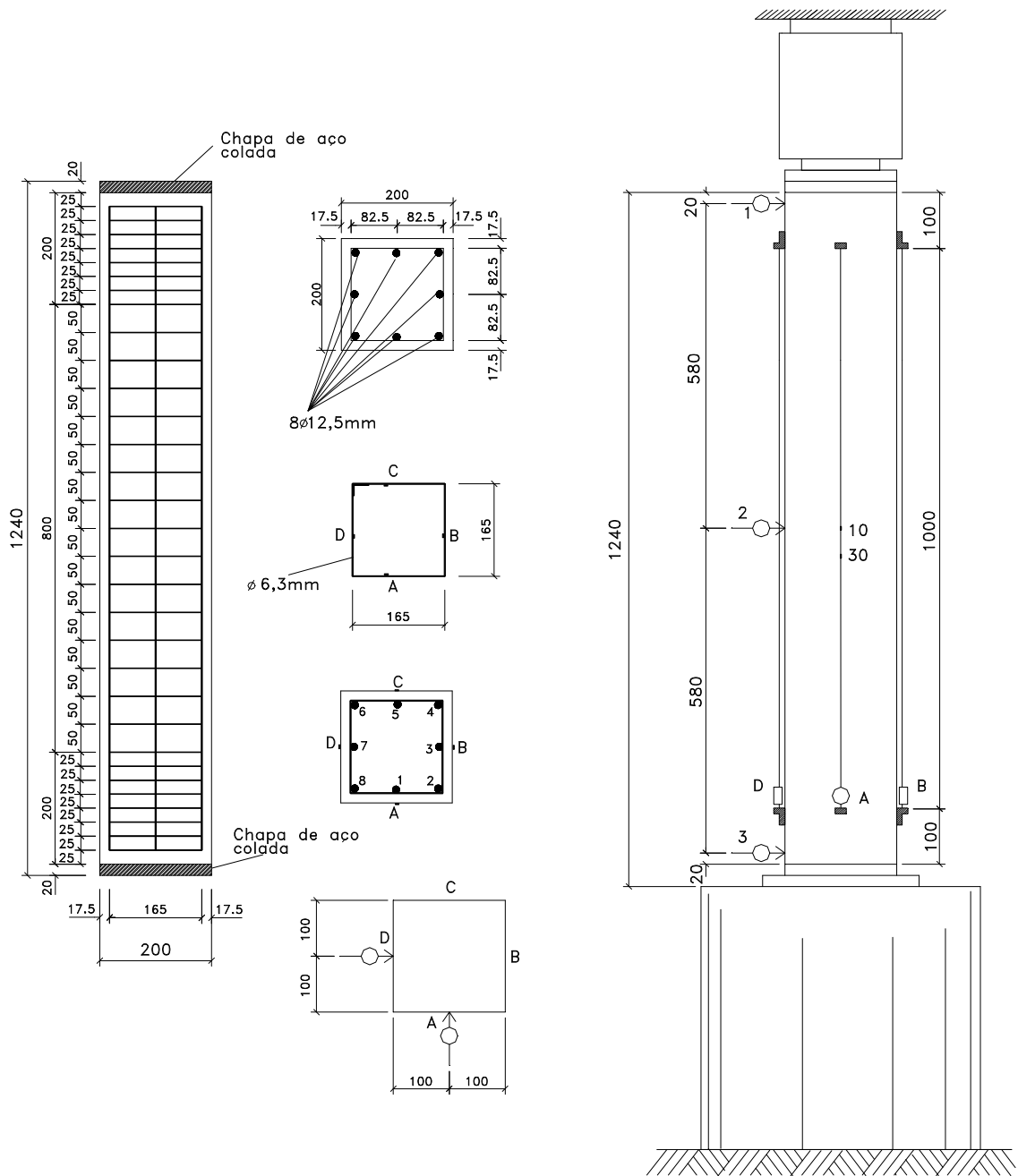


Figura 4.19 - Pilar piloto

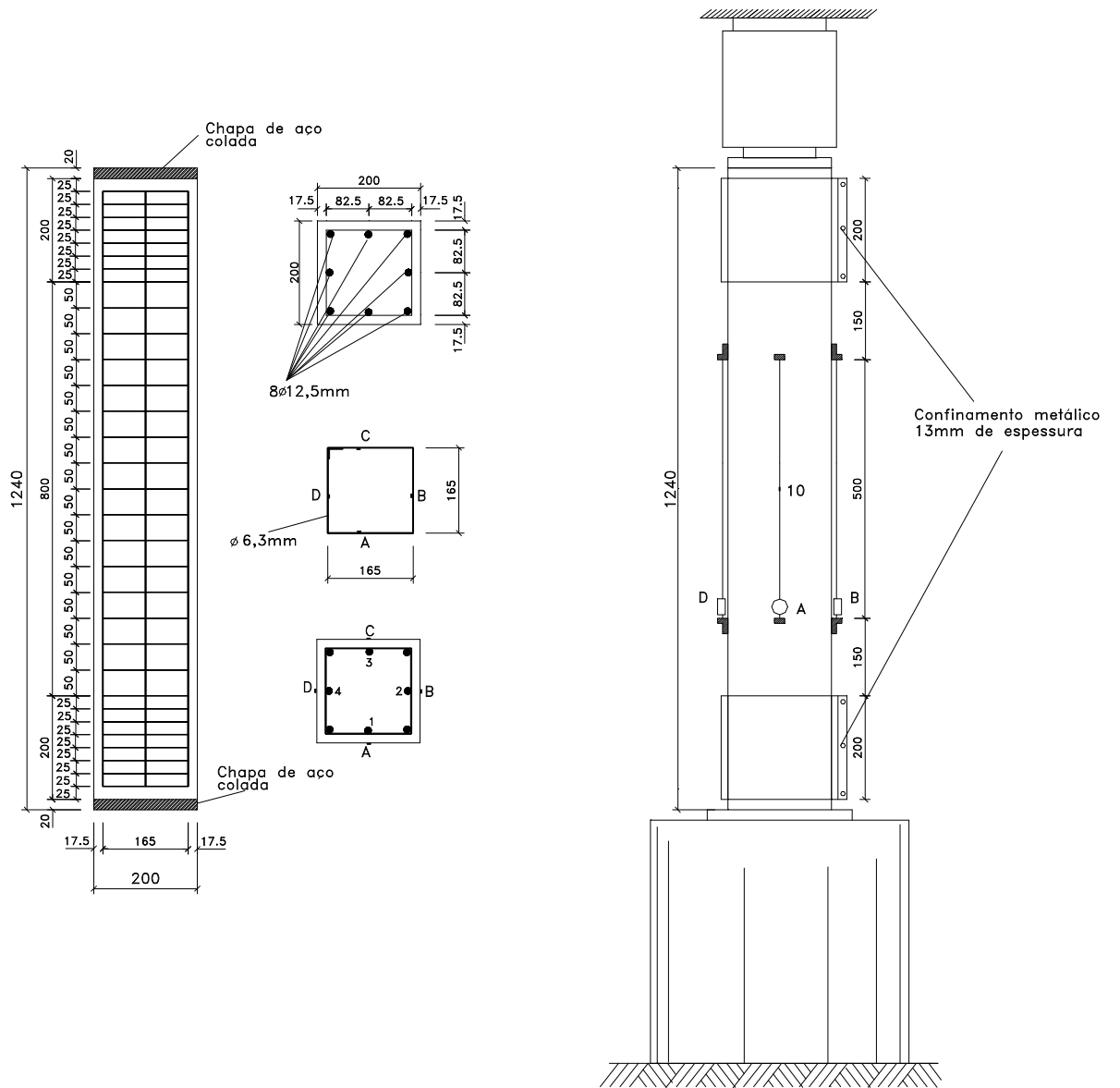


Figura 4.20 - Pilares da série 1

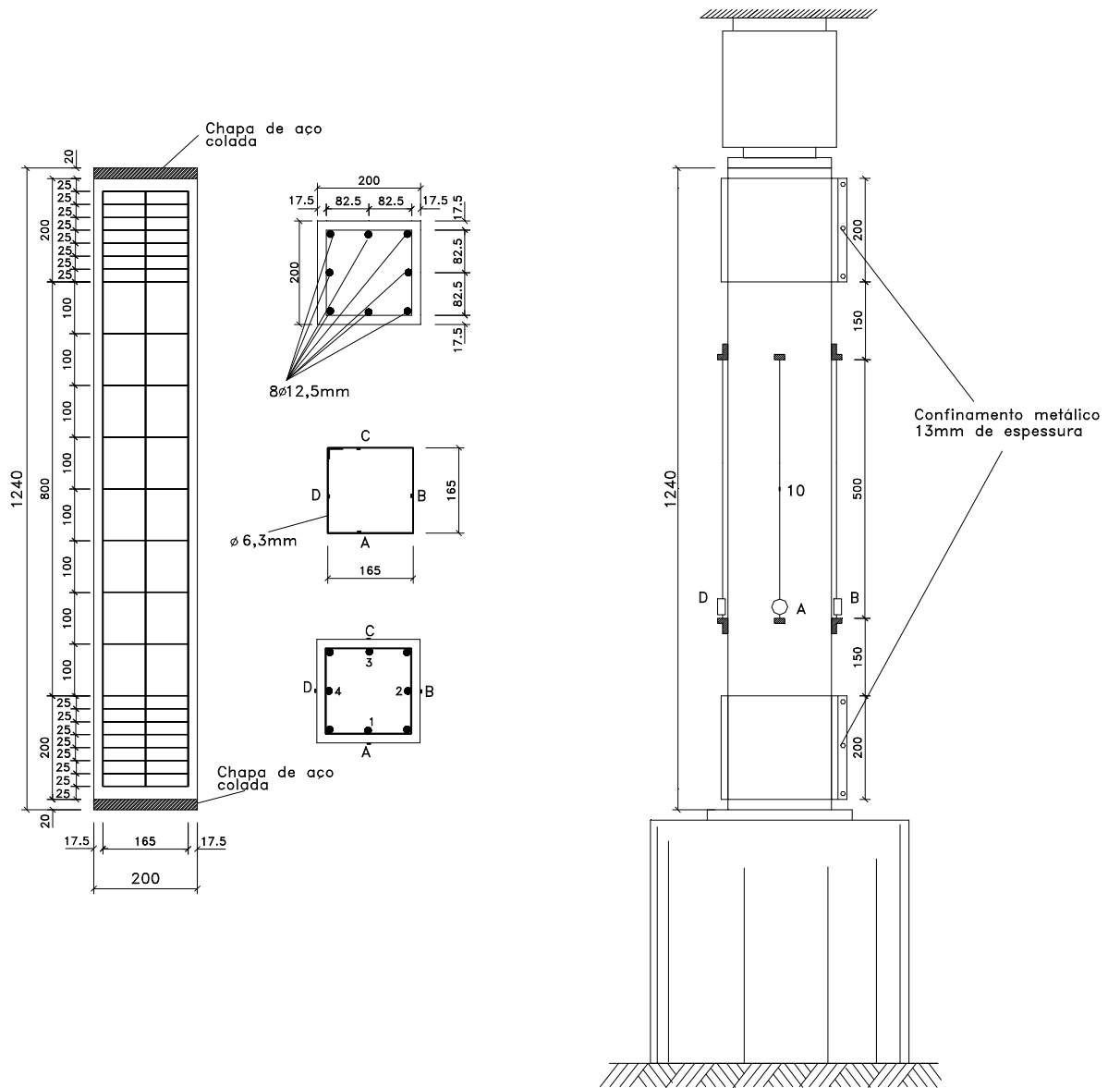


Figura 4.21 - Pilares da série 2

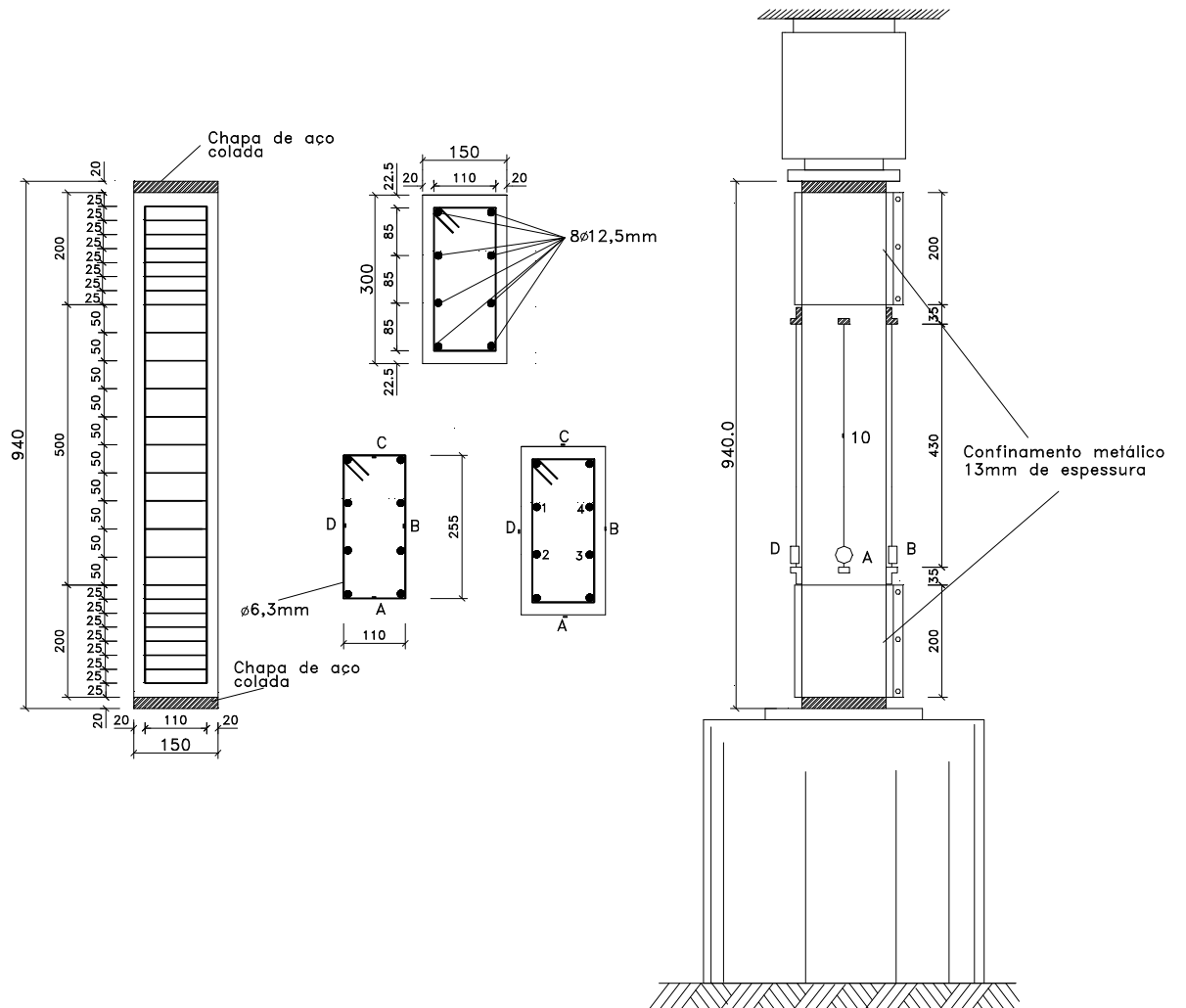


Figura 4.22 - Pilares da série 3

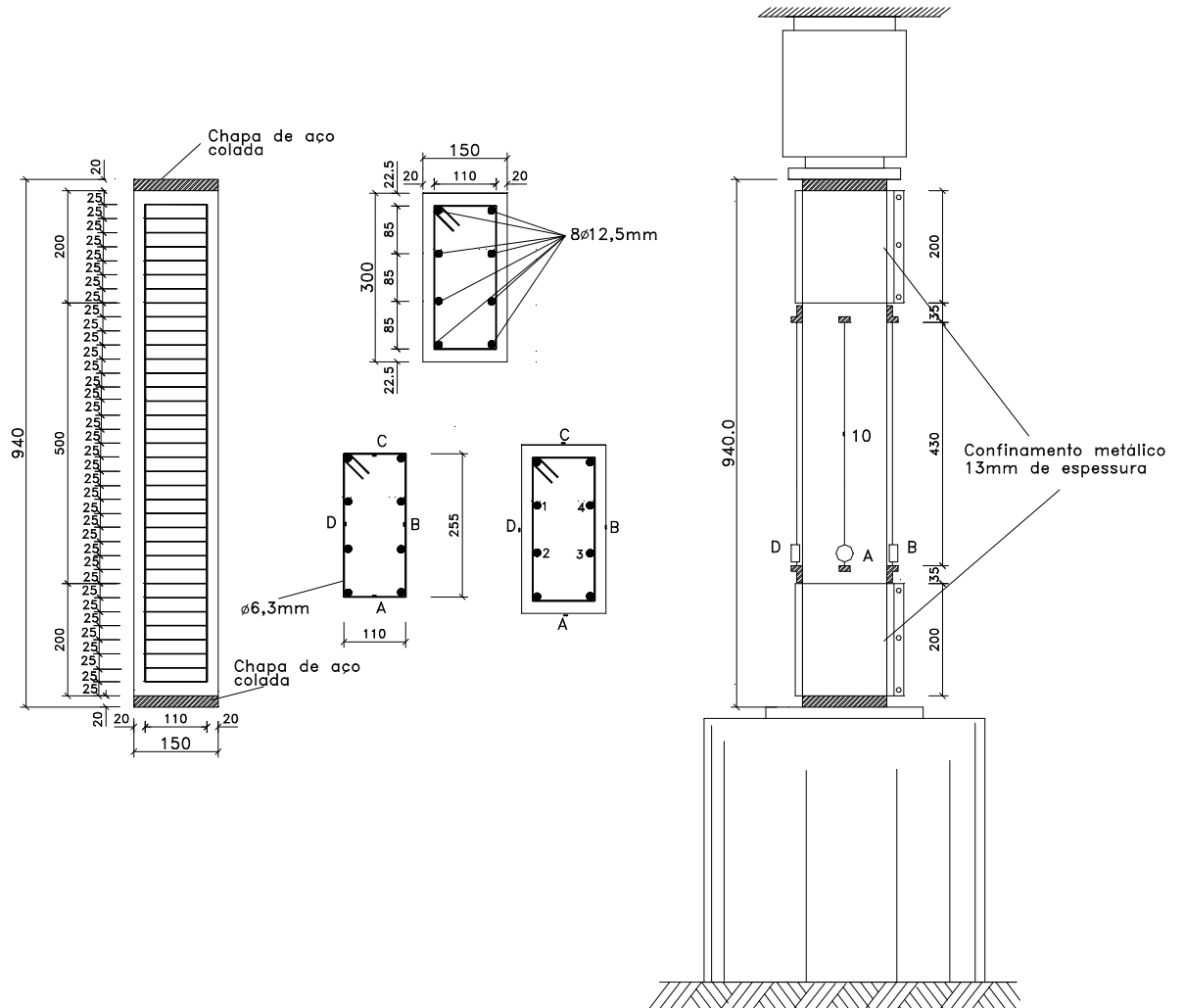


Figura 4.23 - Pilares da série 4

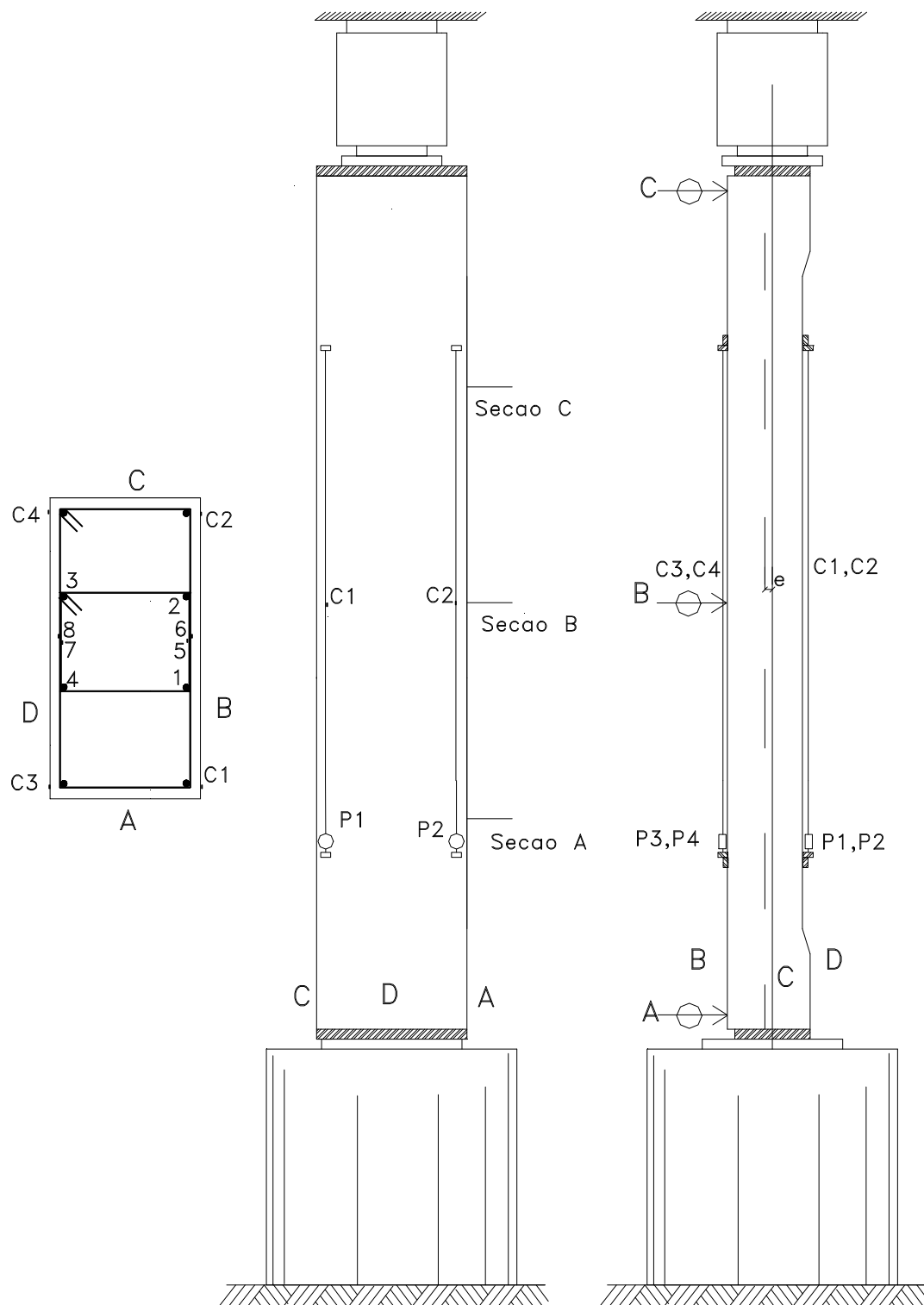


Figura 4.26 - Instrumentação do pilar 5/1 ensaiado a flexão normal composta.

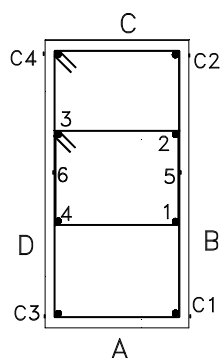


Figura 4.27 - Identificação das posições dos extensômetros elétricos de resistência na armadura longitudinal, estribo e concreto; nos pilares das séries 7, 8 e 9.



Figura 4.28 - Armadura adicional nas extremidades do modelo 5/2 ensaiado com ação excêntrica



Figura 4.29 - Visão geral de um dos ensaios

4.5.5 - Descrição dos ensaios executados

4.5.5.1 - Ensaio-piloto

Concluída a montagem da estrutura de reação foi moldado, em 13/março/96, um pilar piloto com o objetivo de avaliar o comportamento do pórtico, assim como ter uma primeira idéia do comportamento dos ensaios. Efetuou-se instrumentação no concreto com extensômetro elétrico de resistência tipo KFG 30 e KGF10, para se comparar os valores das deformações obtidas com extensômetro elétrico de resistências de diferentes tipos. Os resultados foram semelhantes, como pode ser visto no anexo A, sendo o KFG 10, de mais fácil instalação, adotado para todos os modelos.

Colocou-se instrumentação para verificação de possíveis deslocamentos transversais, em função de excentricidades provocadas pelo pórtico, não tendo sido observados, como previsto, em função do carregamento, deslocamentos transversais.

O ensaio foi realizado em 23/03/96 e foi observada a ruptura localizada, provocada por concentração de tensão na extremidade superior do pilar, com força de 1600kN, sendo que a prevista teoricamente era de 3800kN. Isto ocorreu devido à plastificação da chapa colocada entre a célula de carga e as vigas do pórtico, o que provocou inclusive plastificação em um dos enrijecedores das vigas do pórtico. Observou-se, também, aberturas de estribos posicionados na extremidade do pilar.

A bomba hidráulica de acionamento manual não funcionou a contento, sendo necessário fazer sua substituição por outra acionada por motor elétrico. Foi substituída uma chave no comando desta bomba para possibilitar uma melhor precisão na aplicação das etapas de força.

Foram tomadas medidas para sanar os problemas identificados, sendo providenciada a colocação de uma chapa maior, para melhor distribuição da força da célula de carga para as vigas.

Houve a necessidade de se alterar a posição da grelha horizontal devido à introdução de novas chapas entre a célula e as vigas do pórtico, também nas extremidades do pilar.

Foram, então, preparados mais dois pilares-piloto, identificados como **Ensaio piloto 2** e **Ensaio Piloto 3**, cuja diferença era o tipo de estribo usado, com gancho para o interior da seção no piloto 2 e sem gancho no piloto 3. Ambos foram moldados no dia 08/04/96 e ensaiados no dia 23/04/96. Objetivavam-se avaliar o comportamento da estrutura de reação após alterações, testar o uso da bomba elétrica, verificar qual o estribo se comportaria melhor.

Observou-se em ambos os ensaios o aparecimento de fissuras com carga de 2000kN, sendo que o modelo piloto 2 rompeu com carga de 2620kN, com flambagem da armadura longitudinal e sem abertura nos estribos. No modelo piloto 3, para uma carga inferior de 2350kN, ocorreu a ruptura simultaneamente com abertura de estribos. As duas rupturas ocorreram na extremidade superior do pilar, indicando a necessidade de um melhor confinamento nessa região, além de maior número de estribos.

A resistência média dos corpos-de-prova de concreto ensaiados no dia do ensaio do modelo foi de 78,9MPa. Nestes ensaios houve uma primeira indicação de que a seção resistente era a seção do núcleo de concreto.

Houve um comportamento satisfatório do pórtico de reação. No apêndice observam-se outros diagramas montados para estes ensaios.

Sanados os problemas partiu-se então para a execução das séries de ensaios previstos com pilares submetidos à compressão centrada, cada série era composta por três modelos, assim identificados Pilar x/y, onde x era o número da série e y o número do exemplar na série 1, 2 ou 3..

4.5.5.2 Série 1

Os pilares desta série foram denominados P1/1, P1/2 e P1/3. As moldagens foram feitas em 30/04/96 e os ensaios em 15 e 16/05, o detalhamento dos modelos está apresentado junto com a instrumentação na figura 21, a resistência média à compressão no dia do ensaio foi de 83,8MPa. Os modelos apresentavam ainda: cobertura de 1,75cm; núcleo ($b_n = 15,87\text{cm}$, $h_n = 15,87\text{cm} \Rightarrow A_{cn} = 251,86\text{cm}^2$); $\rho_\ell = 2,46\%$ e $\rho_w = 1,03\%$ em relação à seção total e 1,57% em relação ao volume do núcleo.

Analisada a forma de ruptura dos ensaios pilotos, e a metodologia de ensaio de CUSSON & PAULTRE(1994) e AL-HUSSAINI et al. (1993), optou-se por utilizar um confinamento nas extremidades feito com chapa de aço de 13mm de espessura e parafusadas entre si. Não se optou pelo alargamento destas extremidades porque as fôrmas que estavam prontas, necessitariam ser refeitas. A região entre as chapas e a face do pilar era preenchida por argamassa à base de epóxi, regularizando e colando as chapas no pilar. O objetivo deste dispositivo era evitar ruptura localizada nas extremidades. Segue descrição do comportamento de cada pilar ensaiado.

No pilar P1/1, como em todos os outros, as deformações observadas no monitor do sistema de aquisição de dados, indicavam sempre as presenças de pequenas excentricidades, o que já era esperado pois não é fácil se obter um carregamento perfeitamente centrado, como também existem excentricidades devidas ao posicionamento das armaduras no interior do pilar.

Com força de 2400kN observaram-se fissuras logo abaixo da chapa de confinamento, estendendo-se até 2600kN, que foi a maior carga registrada visualmente. Deste ponto em diante começou-se a observar o destacamento da camada de cobrimento, seguido de queda brusca da força, não sendo possível aplicar mais ação e com o modelo apresentando flambagem das barras da armadura logo abaixo das chapas de confinamento.

Comportamento semelhante foi observado nos modelo P1/2 e P1/3, sendo que o nível de fissuras e elementos do cobrimento que se destacaram foi menor no pilar 1/2 cuja ruptura foi com 2700kN.

O pilar 1/2 apresentou início de fissuração com 2200kN e começo do destacamento com 2854kN. A carga caiu rapidamente e ao aplicar-se mais carga houve apenas deformação sem acréscimo de carga. Um dos parafusos do sistema de confinamento executado rompeu por cisalhamento.

4.5.5.3 Série 2

Os pilares desta série são caracterizados pelo maior espaçamento entre estribos, como pode ser observado na figura 4.21, resultando taxa de armadura transversal ρ_w , em relação a seção total igual a 0,51% e em relação ao núcleo igual a = 0,82. O objetivo era verificar a influência da diminuição da taxa de

armadura transversal no comportamento do pilar. As demais características foram iguais aos modelos da série 1.

A série foi moldada em 08/05/96. Após a desmoldagem verificou-se a existência de um vazio no pilar proveniente de deficiência no adensamento do concreto, sendo efetuado, posteriormente, um reparo com argamassa.

Foi efetuado reforço nas soldagens das cantoneiras de aço, usadas para montagem dos conjuntos de confinamentos posicionados nas bases e topos dos pilares.

A resistência média do concreto aos 15 dias foi de 85,7MPa. Durante o ensaio, em 23/05, o modelo P2/1 apresentou ruptura na região do reparo com ação de 2000kN, muito abaixo da ação última prevista, sendo este ensaio descartado pois havia 3 modelos por série.

O modelo P2/2, ensaiado em 24/05, começou a apresentar fissuras com uma força de 2800kN, logo abaixo da região do confinamento superior. A carga máxima registrada foi de 2950kN, com destacamento da camada de cobrimento.

Observou-se mais uma vez deficiência no conjunto de confinamento, optando-se então por se fazer um novo sistema reforçado com nervuras e usando parafusos maiores, o que atrasou a execução do ensaio do modelo P2/3, que só foi ensaiado em 19/junho/96, sendo feita uma extrapolação no valor da resistência do concreto. Com base em ensaios anteriores estimou-se resistência no dia do ensaio de 92MPa.

No ensaio do modelo P2/3, observou-se bom comportamento do conjunto de confinamento chegando-se a ruptura da seção central do pilar, com flambagem de todas as barras da armadura longitudinal e também ruptura do estribo. A força última registrada foi de 3210kN.

4.5.5.4 Série 3

Os pilares desta série foram denominados P3/1, P3/2 e P3/3, as moldagens foram feitas em 13/05/96 e os ensaios em 01, 02 e 03/07. Ocorreu um grande atraso na realização dos ensaios em função da necessidade de serem feitos novos conjuntos para confinamento e também uma nova rótula para colocar na célula de carga. Como existiam corpos-de-prova guardados e com condições

para avaliar a resistência do concreto no dia do ensaio, optou-se por não descartar a série. Os modelos apresentavam as seguintes características:

seção transversal retangular: $b=15\text{cm}$, $h=30\text{cm}$;

cobrimento: $2,25\text{cm}$ em um lado e $2,00\text{cm}$ no outro;

Núcleo: $b_n = 10,37\text{cm}$, $h_n = 24,87\text{cm}$;

Armadura longitudinal: $8 \phi 12,5\text{mm} \Rightarrow \rho_\ell = 2,26\%$

Armadura transversal: $\phi 6,3 \text{ c}/5\text{cm} \Rightarrow \rho_w = 1,01\%$ em relação à seção total e $1,76\%$ em relação ao núcleo

No dia do ensaio a resistência média do concreto foi de $94,9\text{MPa}$; todos os pilares da série apresentaram ruptura na região entre os conjuntos de confinamentos. Observou-se nesta série a influência da maior resistência do concreto, que as fissuras só apareceram na iminência da ruptura. As forças últimas registradas foram 3415kN , 3750kN e 3230kN para os modelos P3/1, P3/2 e P3/3, respectivamente.

4.5.5.5 Série 4

Os pilares desta série foram moldados no dia 07/07 e ensaiados nos dias 24 e 25/07, com resistência média do concreto de $80,5\text{MPa}$.

Como pode ser observado na figura 4.23, o espaçamento entre os estribos foi reduzido para $2,5\text{cm}$, mantendo-se as demais características iguais as da série 3. A taxa de armadura transversal passou a ser de $2,02\%$ em relação à seção total e $3,52\%$, em relação ao núcleo de concreto confinado.

No ensaio do modelo 4/1 observou-se o aparecimento de fissuras, com força aplicada de 2700kN , logo abaixo da área confinada. Após chegar a 3000kN a carga caiu rapidamente e observou-se a ruptura de um parafuso do conjunto de confinamento.

O comportamento do modelo 4/2 foi semelhante, as fissuras apareceram para uma força de 2600kN , houve destacamento do concreto e após a ação de 2650kN , observou-se que o modelo não absorvia mais força; a região superior começa a se deformar bastante e resolveu-se parar o ensaio antes da possível ruptura dos parafusos.

Finalmente no modelo P4/3 observou-se ação máxima de 2610kN, após este valor, ao se tentar aplicar maior pressão no macaco não se observava aumento nas deformações na armadura e concreto. A ruptura se deu na parte superior do pilar, com o escoamento do aço e ruptura de dois parafusos no anel de confinamento.

Nos ensaios desta série ficou a impressão de que a maior taxa de armadura transversal realmente confina melhor e inclusive impede a flambagem das armaduras longitudinais que só ocorreriam com o escoamento dos estribos. Evidentemente não mais existia cobertura das armaduras pois já ocorrera destacamento do concreto, mesmo sem ocorrer a flambagem das armaduras longitudinais. O sistema de confinamento das extremidades não foi capaz de permitir as rupturas dos pilares nas seções intermediárias

4.5.5.6 - Repetição da série 1

Para se verificar o comportamento do novo conjunto de confinamento, usado no último pilar da série 2, P2/3, optou-se por repetir os ensaios da série 1.

A moldagem foi efetuada em 22/07/07 e ensaio nos dias 08 e 09/agosto com resistência média de 85,1MPa. Após a desmoldagem observaram-se defeitos no adensamento do concreto; efetuou-se reparo sendo, no entanto, descartado o pilar 1r/1.

O comportamento durante o ensaio foi semelhante ao observado para os outros pilares. Para força de 2800kN apareceu uma fissura e simultaneamente começou o destacamento do cobrimento. O pilar P1r/2 alcançou força de 3063kN, quando foi parado o ensaio pois começou a haver queda acentuada da força o que poderia levar à ruptura de algum parafuso nas chapas de confinamento.

No modelo P1r/3, após a carga de 2850kN começou a diminuir a força aplicada e ao tentar-se mantê-la ocorreu a ruptura de dois parafusos no conjunto de confinamento superior.

4.5.5.7 - Série 5

Com a série 5 começou a análise experimental de pilares solicitados à flexão normal composta. Devido ao acréscimo de dificuldades, principalmente na

execução do ensaio, optou-se por reduzir para dois o número de modelos por série, com a idéia de se repetir a série caso os resultados não fossem confiáveis.

Como pode ser observado na figura 4.24, os pilares da série 5 apresentavam as seguintes características:

seção transversal retangular: $b=15\text{cm}$, $h=30\text{cm}$;

altura: 1,74m, caracterizando índice de esbeltez igual a 40;

excentricidade: 1,5cm

cobrimento: 2,00cm;

Armadura longitudinal: $8 \phi 12,5\text{mm} \Rightarrow \rho_l = 2,26\%$

Armadura transversal: $\phi 6,3 \text{ c}/5\text{cm}$, com a configuração apresentada na figura 4.25 que resultou uma taxa ρ_w de 1,58% em relação à seção total

Como visto na figura 4.25 previu-se reforço nas extremidades com a disposição de armadura de fretagem tentando-se deste modo executar o ensaio sem a necessidade de colocação das chapas de confinamento.

Para avaliar o comportamento geral do ensaio de flexão normal composta, como concebido, optou-se por só moldar o segundo exemplar da série 5 dias após a execução do ensaio do primeiro, que funcionava como ensaio piloto.

O modelo 5/1 foi moldado no dia 14/08/96 e ensaiado no dia 23/08 com resistência média à compressão do concreto igual a 81.1MPa.

Na montagem do ensaio o eixo do modelo era deslocado do valor da excentricidade, com relação a linha que passava pelo eixo do macaco e da célula de carga, de modo que a resultante das forças aplicadas nas chapas atuava excentricamente nas duas extremidades do pilar. Optou-se por não utilizar cilindros nas extremidades para aplicação da ação por causa da dificuldade de posicionar o modelo e por medida de segurança.

Como pode ser observado na figura 4.26 foi instrumentada, para leitura de deformações, além da seção central (seção B), uma inferior (seção A) e outra superior (seção C) equidistantes da seção B, sendo este procedimento adotado apenas no pilar 5/1.

O ensaio se desenvolveu a contento, através do acompanhamento de deformações e de deslocamentos no monitor do sistema de aquisição de dados. Observou-se perfeita simetria em relação aos deslocamentos próximo as extremidades e no centro. Foi observada também coerência entre as deformações

e a posição da força aplicada que provocava compressão maior em um dos lados do pilar e menor no outro, característica da flexão normal composta com pequena excentricidade, como se pretendia estudar.

A ruptura se deu na seção central do pilar, observando-se destacamento da camada de cobrimento e flambagem das armaduras longitudinais.

A armadura de confinamento colocada nas extremidades surtiu efeito o que agiliza sem dúvida o ensaio pela dispensa de colocação das chapas metálicas utilizadas nas séries anteriores.

A partir das observações feitas após a execução do ensaio do pilar 5/1, identificando-se a situação de flexão normal composta como pretendido, executou-se a moldagem do segundo modelo desta série.

O modelo 5/2 foi moldado em 04/07 e ensaiado em 19/07, com uma resistência média à compressão de 79,5MPa, apresentando comportamento semelhante do modelo 5/1.

As forças últimas identificadas como aquelas correspondentes às últimas leituras de deformações, que permitiram análise posterior da força e momento resistente, foram de 2842kN e 2806kN para o pilar P 5/1 e P 5/2, respectivamente.

4.5.5.8 - Série 6

Nos modelos da série 6 a modificação introduzida foi apenas na armadura longitudinal, como pode ser visto na figura 4.24, passando para 8 ϕ 16mm. resultando taxa de armadura longitudinal ρ_ℓ igual a 3,45%.

O pilar P 6/1 foi moldado em 24/09 e ensaiado em 09/10 com resistência média do concreto igual a 85,7MPa.

O pilar P 6/2 foi moldado em 25/09 e ensaiado em 10/10 com resistência média do concreto igual a 83,7MPa.

Os extensômetros elétricos de resistência 1 e 4, posicionados nas barras da armadura longitudinal do pilar P 6/2, foram danificados sendo seus valores desprezados, o procedimento adotado para análise dos esforços resistentes foi estimar os valores a partir dos valores medidos pelos demais extensômetros elétricos de resistência posicionados no concreto.

A mudança na taxa de armadura longitudinal levou ambos modelos a um comportamento dúctil na ruptura, sendo observado destacamento da camada de cobrimento. As forças últimas experimentais foram iguais a 3227kN e 3218kN para os pilares P 6/1 e P 6/2, respectivamente.

4.5.5.9 - Série 7

As características e o detalhamento das armaduras dos pilares da série 7 estão apresentados na figura 4.25. A excentricidade foi mantida igual a 15mm e houve redução nas armaduras longitudinais para 8 ϕ 10mm e transversais com o espaçamento entre estribos passando para a metade da menor dimensão do pilar.

O pilar P 7/1 foi moldado em 01/10 e ensaiado em 17/10 com resistência média à compressão do concreto igual a 87,3MPa.

O pilar P 7/2 foi moldado em 01/10 e ensaiado em 18/10 com resistência média à compressão do concreto igual a 93,5MPa, o extensômetro elétrico de resistência C4 no concreto foi danificado, sendo os valores medidos desprezados.

As forças últimas experimentais observadas foram iguais a 3012kN para o pilar P 7/1 e 3118kN para o pilar P 7/2.

A partir desta série foi feita redução na quantidade de estribos instrumentados, passando a se colocar extensômetro elétrico de resistência apenas no estribo maior da seção central.

Em ambos os modelos a ruptura ocorreu na região de observação e foi brusca, do tipo explosiva, devida às menores taxas de armadura adotadas.

4.5.5.10 - Série 8

Os pilares da série 8 apresentavam o mesmo detalhamento de armaduras dos pilares da série 7, sendo aumentada a excentricidade para 25mm, buscando-se estudar a influência da variação da excentricidade no comportamento dos pilares.

O pilar P 8/1 foi moldado em 15/10 e ensaiado em 30/10 com resistência média à compressão do concreto igual a 87,1MPa.

O pilar P 8/2 foi moldado em 16/10 e ensaiado em 31/10 com resistência média à compressão do concreto igual a 92,8MPa.

As forças últimas experimentais foram de 3252kN e 3250kN nos pilares P 8/1 e P 8/2, respectivamente.

Da mesma forma que nos pilares da série 7, ambos pilares romperam bruscamente na região de observação; a mudança na excentricidade não levou ao aparecimento, por exemplo, de tração em uma das faces.

4.5.5.11 - Série 9

Na série 9 a altura dos modelos foi de 247cm, limite máximo do pórtico de reação, e a seção transversal foi reduzida para 12cm x 30cm, resultando índice de esbeltez igual a 71. O objetivo era identificar algum efeito de segunda ordem. Também a excentricidade passou para 3cm e a taxa de armadura longitudinal ficou igual a 1,67%.

Por causa da redução na menor dimensão da seção transversal de 15cm para 12cm, o agregado graúdo foi peneirado de modo a apresentar dimensão máxima característica igual a 12,5mm.

No pilar P 9/1, moldado em 28/10 e ensaiado em 12/11, a resistência média à compressão do concreto igual a 101,3MPa, o espaçamento entre os estribos foi de 6cm e a força última experimental igual a 2388kN. Os extensômetros elétricos de resistência 1 e 2, posicionados na armadura longitudinal, foram danificados

O pilar P 9/2 tinha estribos espaçados de 12cm e foi moldado no dia 30/10 e ensaiado no dia 14/11, a resistência média à compressão do concreto no dia do ensaio foi igual a 83,3MPa e a força última experimental foi igual a 2143kN.

Os efeitos de segunda ordem não provocaram tração em uma das faces, a ruptura foi explosiva em ambos modelos, a diferença na taxa de armadura transversal parece ter compensado a maior resistência do concreto do pilar P 9/1 levando ambos os modelos a apresentarem o mesmo comportamento na ruptura.

O capítulo 5 resume os resultados obtidos e apresenta diagramas elaborados.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

São apresentadas neste capítulo as características geométricas e mecânicas de todos os modelos ensaiados, e em seguida os valores observados para a força última experimental e os diagramas elaborados a partir dos dados coletados através do sistema de aquisição de dados a serem analisados no capítulo 6, primeiro para os pilares submetidos a compressão centrada e depois para os sob compressão excêntrica. Os ensaios se estenderam até novembro de 1996.

Para melhor entendimento do comportamento de cada ensaio de pilar submetido à compressão centrada, estão apresentados no apêndice todos os diagramas do tipo força x deformação elaborados para cada ensaio.

5.2 PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO CENTRADA

Na tabela 5.1 podem ser observadas as características dos modelos ensaiados à compressão centrada bem como o valor da força última registrada visualmente no monitor de controle do sistema de aquisição de dados. Após cada etapa de aplicação de força havia, além da gravação em disquete, a impressão dos dados lidos.

A fotografia da figura 5.1 apresenta todos os modelos ensaiados à compressão centrada.

Estão apresentados, nas figuras de 5.2 a 5.5, os diagramas obtidos a partir da média das deformações medidas, nos modelos de cada série, dos ensaios de compressão centrada. São apresentados os diagramas força x deformação do pilar, força x deformação medida apenas no concreto e força x deformação na armadura longitudinal.

Os demais diagramas também do tipo força x deformação, para cada modelo ensaiado, estão apresentados no apêndice.



Figura 5.1 - Modelos ensaiados à compressão centrada

Tabela 5.1 - Características dos modelos ensaiados à compressão centrada e força última experimental

Pilar	f_c MPa	b cm	h cm	ℓ cm	f_y MPa	Arm. long.	A_s cm ²	ρ_l %	Arm. trans.	c mm	ρ_w %	F_{exp} kN
P1/1	83,8	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/5	17,5	1,03	2630
P1/2	83,8	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/5	17,5	1,03	2701
P1/3	83,8	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/5	17,5	1,03	2834
P1r/2	85,1	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/5	17,5	1,03	3063
P1r/3	85,1	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/5	17,5	1,03	2820
P2/2	87,4	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/10	17,5	0,51	2950
P2/3	92,0	20	20	120	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,54	6,3c/10	17,5	0,51	3210
P3/1	94,9	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/5	20 / 22,5	1,01	3415
P3/2	94,9	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/5	20 / 22,5	1,01	3750
P3/3	94,9	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/5	20 / 22,5	1,01	3230
P4/1	80,5	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/2,5	20 / 22,5	2,02	3000
P4/2	80,5	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/2,5	20 / 22,5	2,02	2650
P4/3	80,5	30	15	90	543,3	8 ϕ 12,5	10,16	2,26	6,3c/2,5	20 / 22,5	2,02	2610

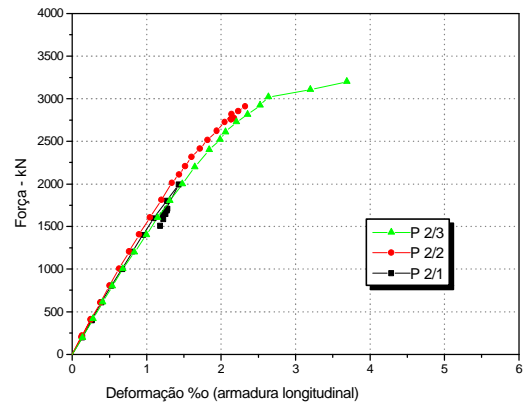
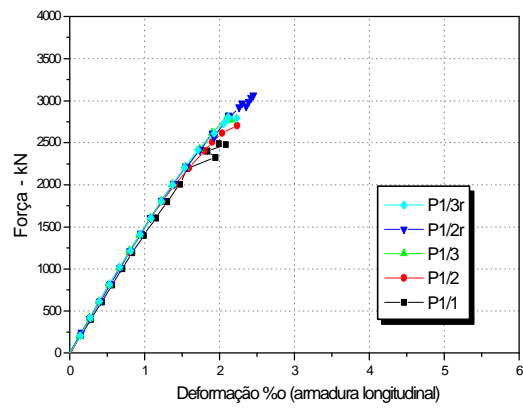
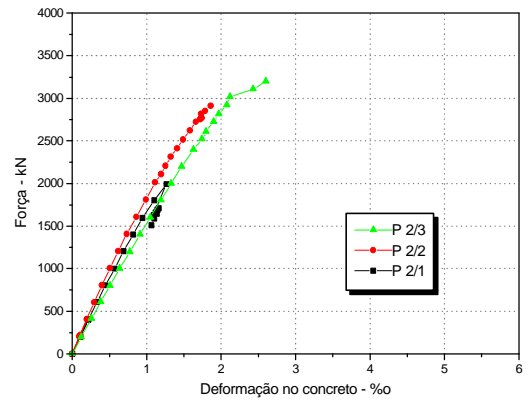
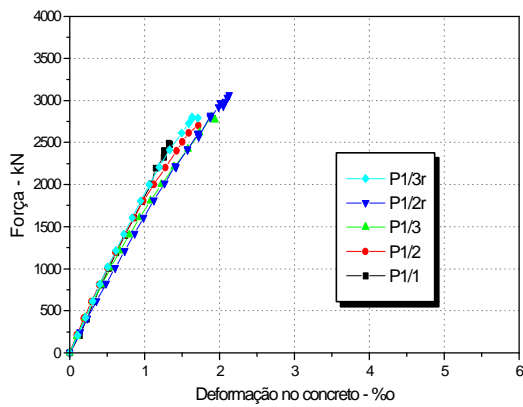
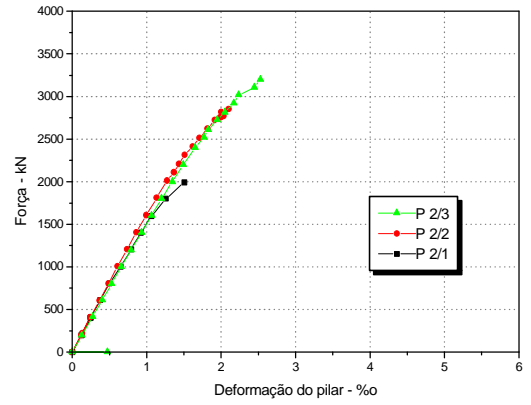
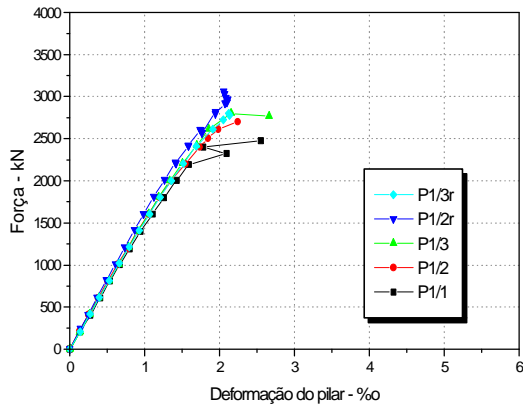


Figura 5.2 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 1

Figura 5.3 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 2

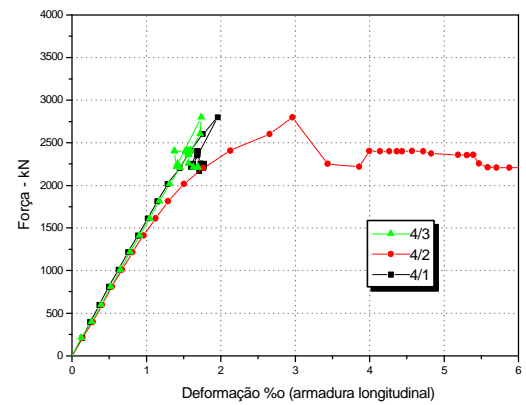
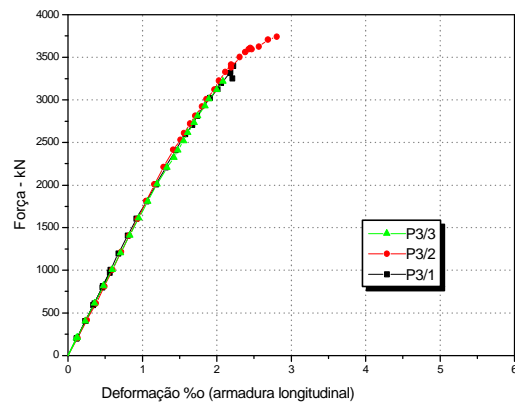
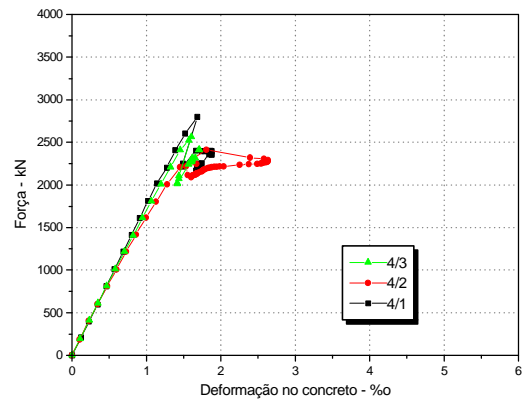
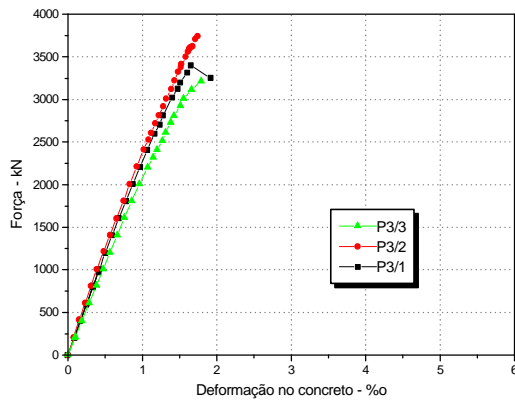
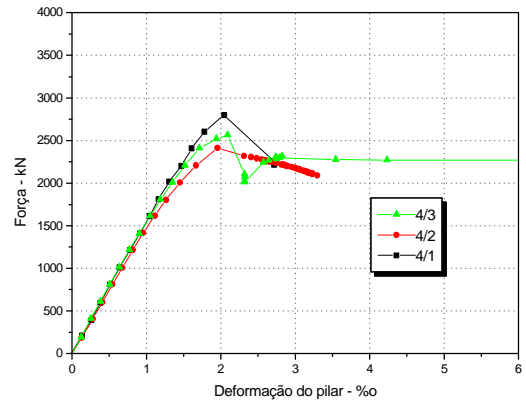
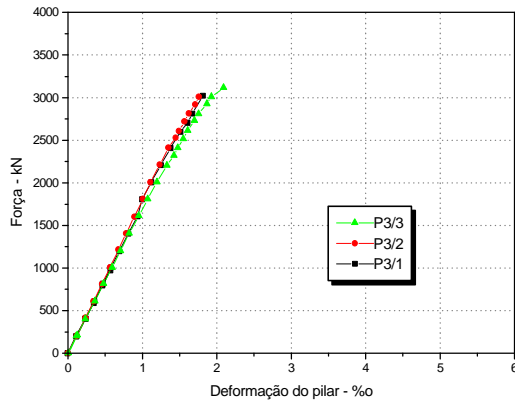


Figura 5.4 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 3

Figura 5.5 - Diagramas força x deformações médias dos pilares da série 4

5.3 PILARES SOLICITADOS À FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

As forças últimas registradas nos modelos ensaiados com ação excêntrica, porém, contidas nos eixos paralelos aos de menores lados, bem como resumo das suas características estão apresentadas na tabela 5.2; o momento último experimental foi tomado igual a força última multiplicada pela excentricidade nominal.

A fotografia da figura 5.6 apresenta os modelos ensaiados a flexão normal composta vendo-se, da esquerda para a direita, P 5/1, P 6/1, P 8/1, P 7/2, P 5/2, P 6/2, P 7/1, P 8/2, P 9/1 e P 9/2.

Tabela 5.2 - Características dos modelos ensaiados a compressão excêntrica e forças e momentos últimos experimentais

Pilar	b cm	h cm	ℓ cm	f_c MPa	A_c cm ²	Arm. longit.	A_s cm ²
P5/1	30	15	174	81,1	450	8 ϕ 12,5	10,16
P5/2	30	15	174	79,5	450	8 ϕ 12,5	10,16
P6/1	30	15	174	85,7	450	8 ϕ 16	15,54
P6/2	30	15	174	83,7	450	8 ϕ 16	15,54
P7/1	30	15	174	87,3	450	8 ϕ 9,5	5,69
P7/2	30	15	174	93,5	450	8 ϕ 9,5	5,69
P8/1	30	15	174	87,1	450	8 ϕ 9,5	5,69
P8/2	30	15	174	92,8	450	8 ϕ 9,5	5,69
P9/1	30	12	247	101,3	360	8 ϕ 10	6,03
P9/2	30	12	247	83,3	360	8 ϕ 10	6,03

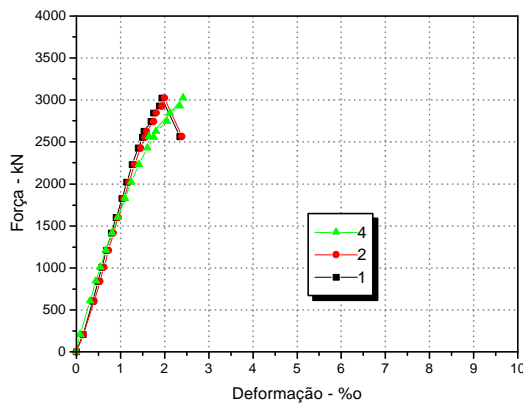
Tabela 5.2 - continuação

Pilar	ρ_l %	f_y MPa	ρ_w %	estribo	e_{exp} mm	F_{exp} kN	M_{exp} kNcm
P5/1	2,26	543,3	1,56	6,3c/5	15	2842	4263
P5/2	2,26	543,3	1,56	6,3c/5	15	2806	4209
P6/1	3,45	710,5	1,56	6,3c/5	15	3227	4840
P6/2	3,45	710,5	1,56	6,3c/5	15	3218	4827
P7/1	1,26	681,2	1,04	6,3c/7,5	15	3012	4518
P7/2	1,26	681,2	1,04	6,3c/7,5	15	3118	4677
P8/1	1,26	681,7	1,04	6,3c/7,5	25	3252	8130
P8/2	1,26	681,2	1,04	6,3c/7,5	25	3250	8125
P9/1	1,67	676,4	1,63	6,3c/6	30	2388	7164
P9/2	1,67	676,4	0,82	6,3c/12	30	2143	6429

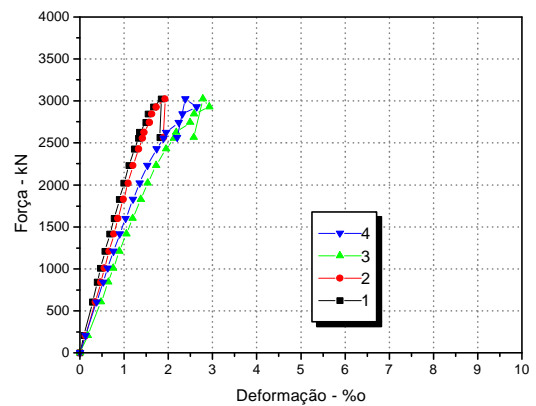
Nas figuras de 5.7 a 5.17 são apresentados todos os diagramas montados a partir dos resultados obtidos nos ensaios de pilares submetidos à flexão normal composta.



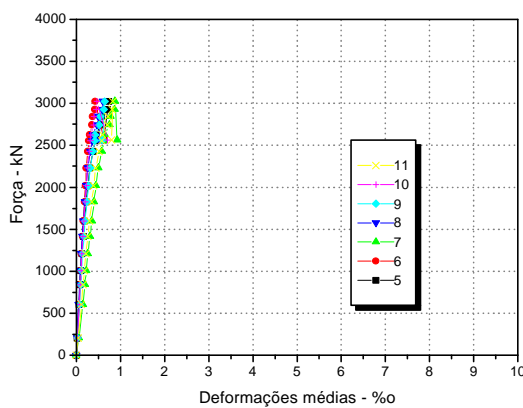
Figura 5.6 - Modelos ensaiados à flexão normal composta



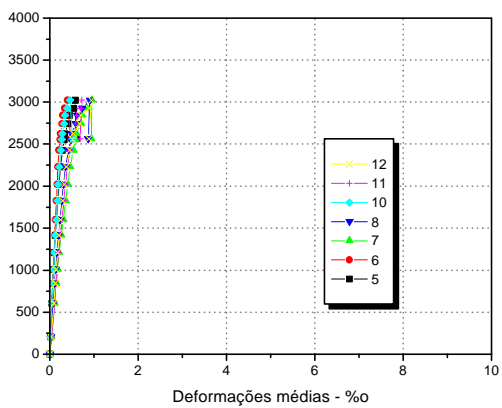
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal - seção A



c) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal - seção C

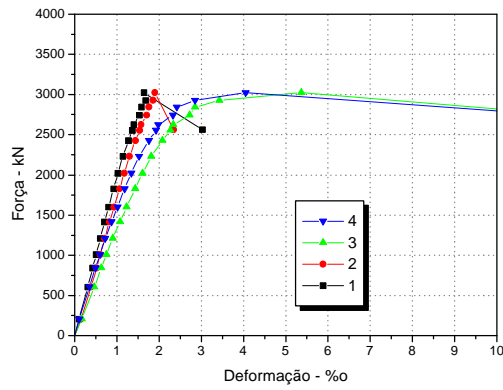


b) Diagramas força x deformação nos estribos - seção A

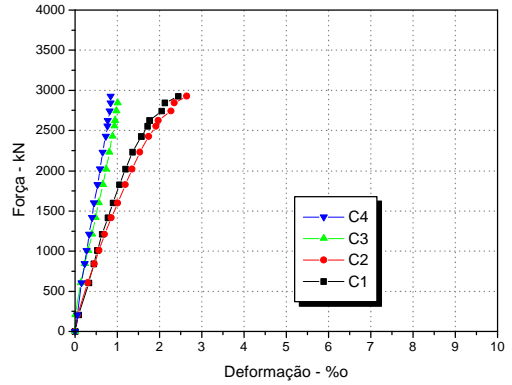


d) Diagramas força x deformação nos estribos - seção C

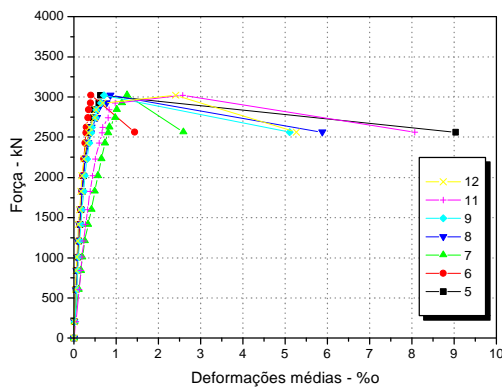
Figura 5.7 - Diagramas força x deformação nas armaduras, seções A e C do pilar 5/1



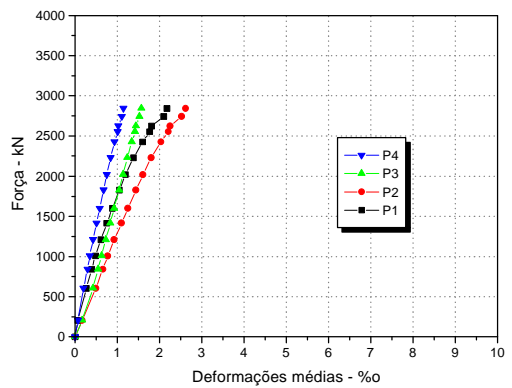
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



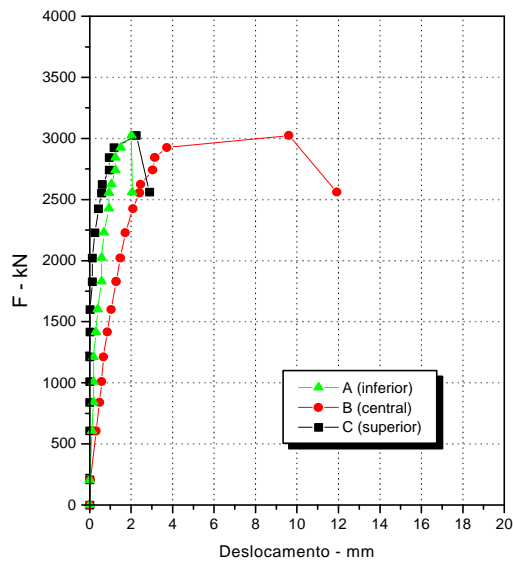
c) Diagramas força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos.

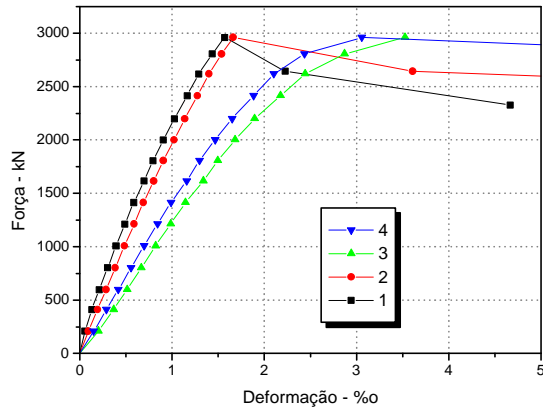


d) Diagrama força x deformação no pilar.

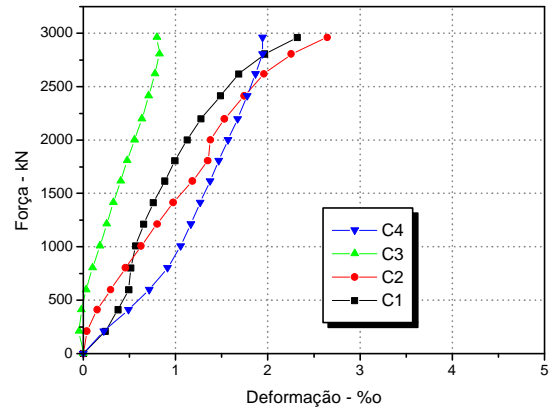


e) Diagramas força x deslocamento

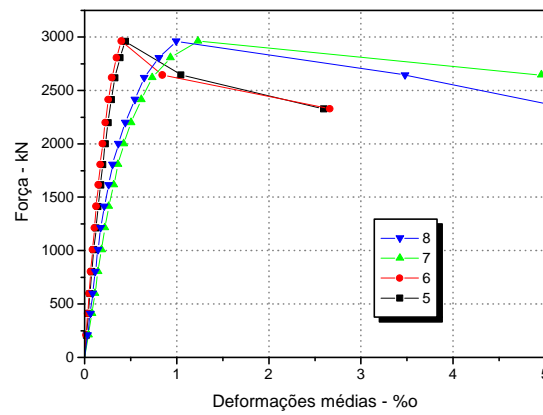
Figura 5.8 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 5/1.



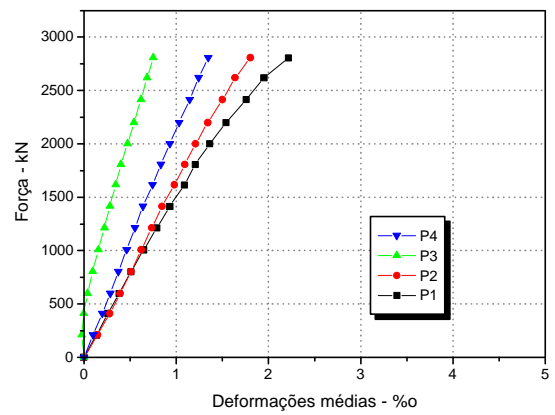
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



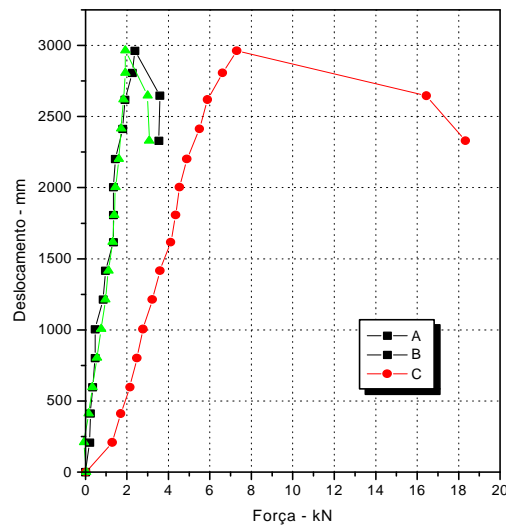
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

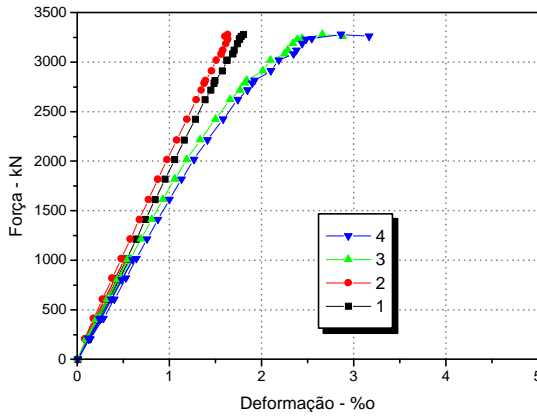


d) Diagrama força x deformação no pilar

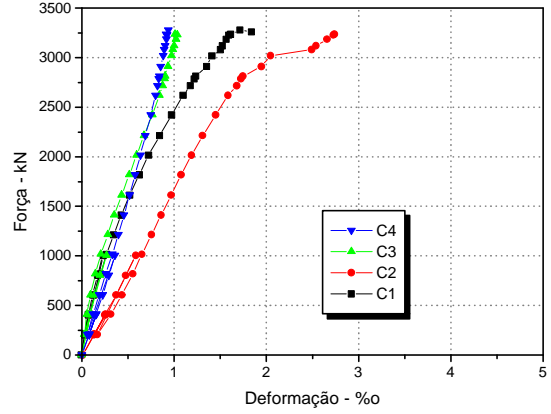


e) Diagramas força x deslocamento

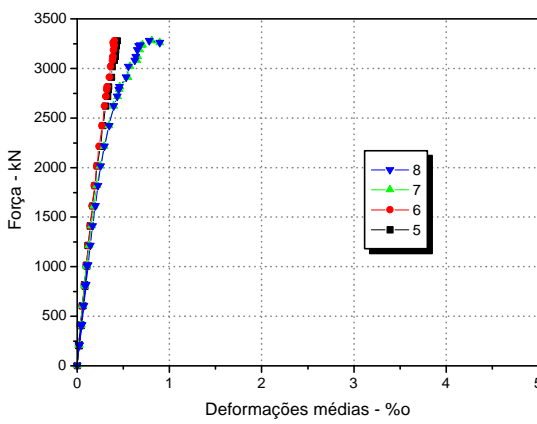
Figura 5.9 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 5/2



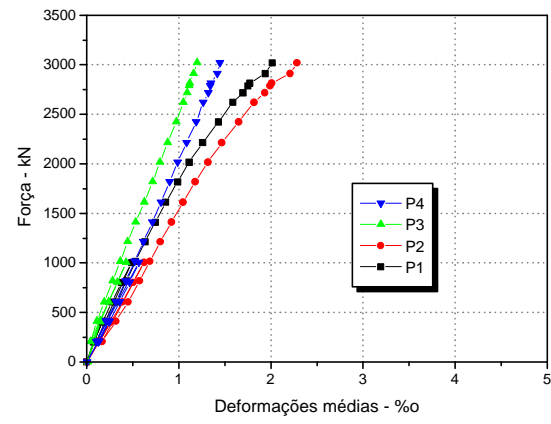
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



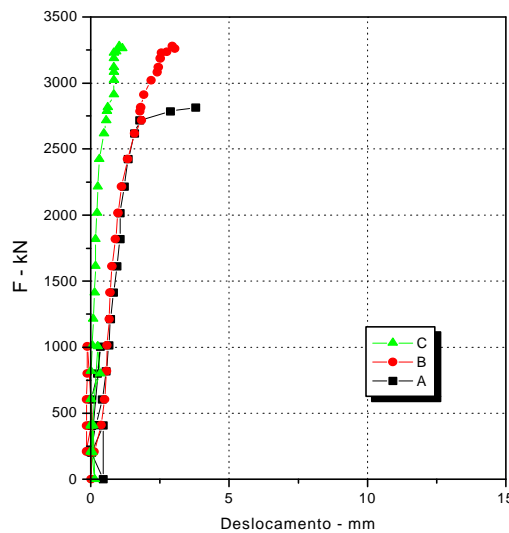
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

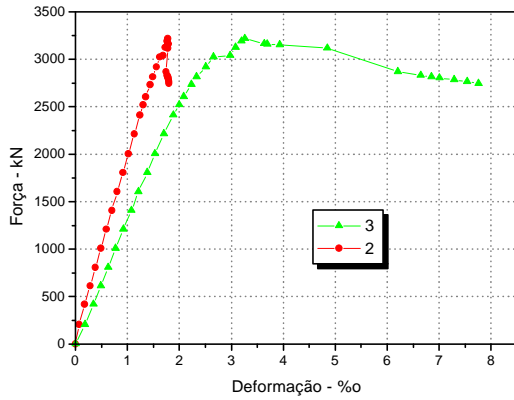


d) Diagrama força x deformação no pilar

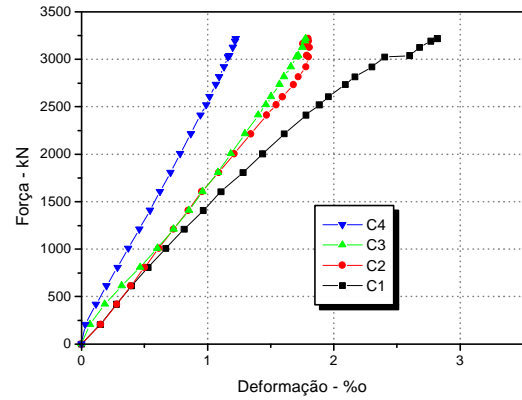


e) Diagramas força x deslocamento

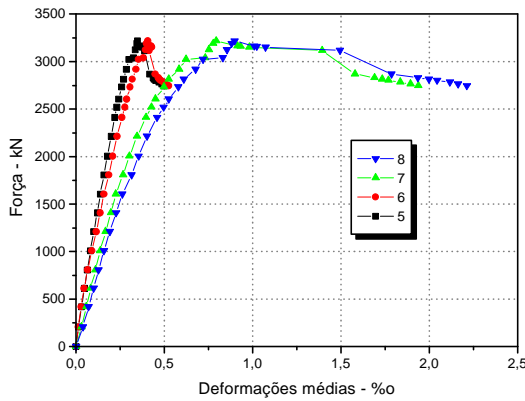
Figura 5.10 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 6/1



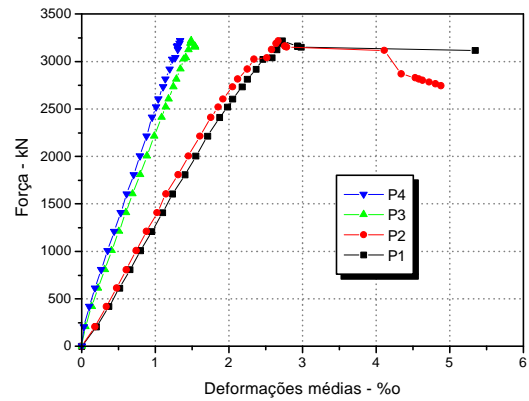
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



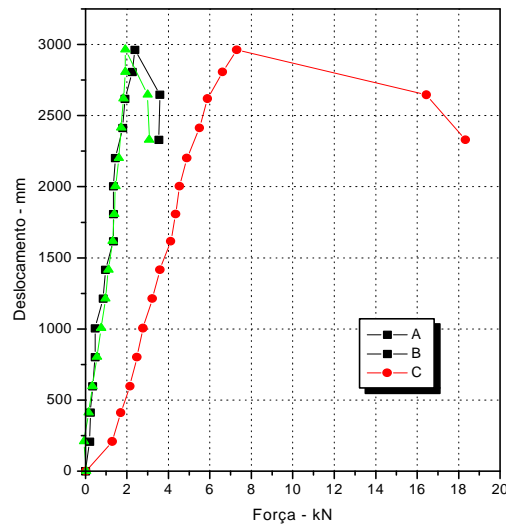
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

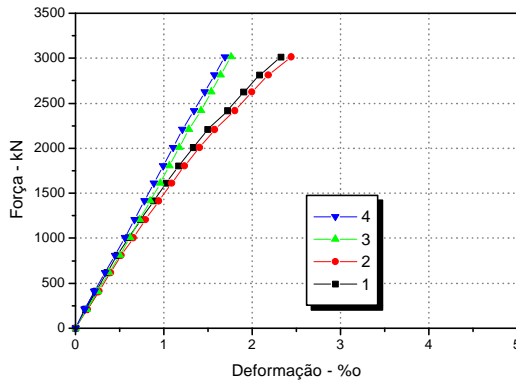


d) Diagrama força x deformação no pilar

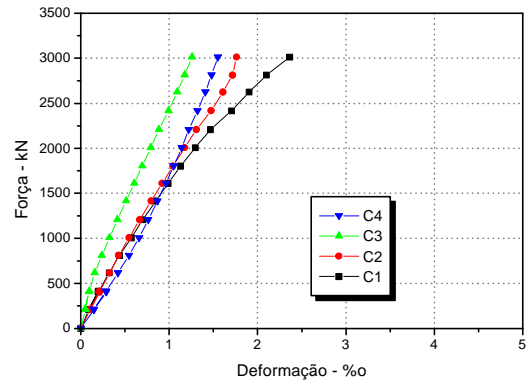


e) Diagramas força x deslocamento

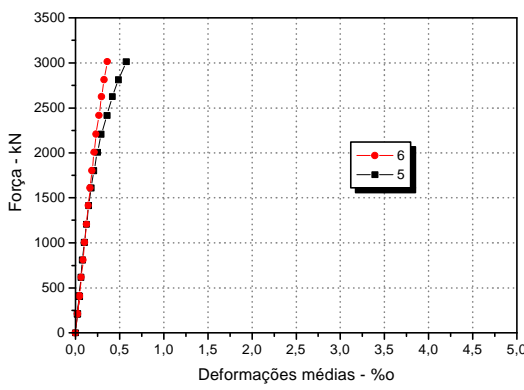
Figura 5.11 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 6/2



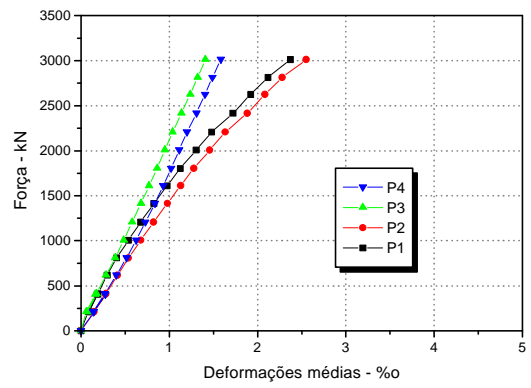
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



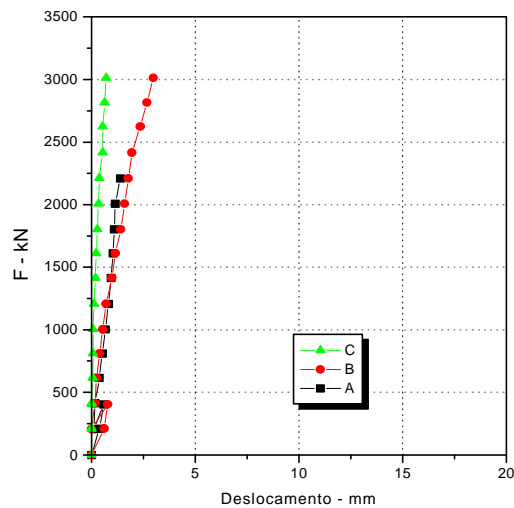
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

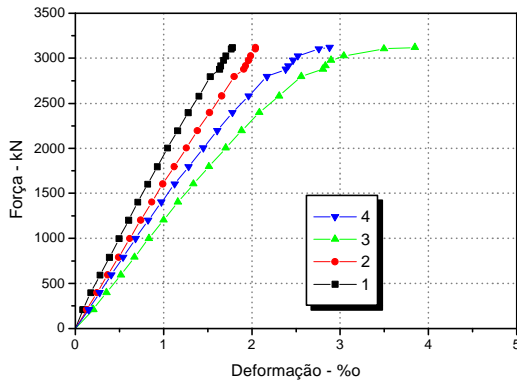


d) Diagrama força x deformação no pilar

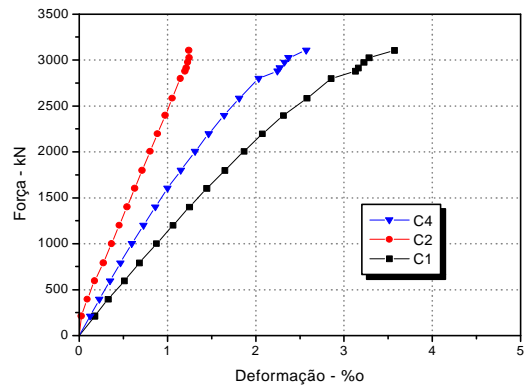


e) Diagramas força x deslocamento

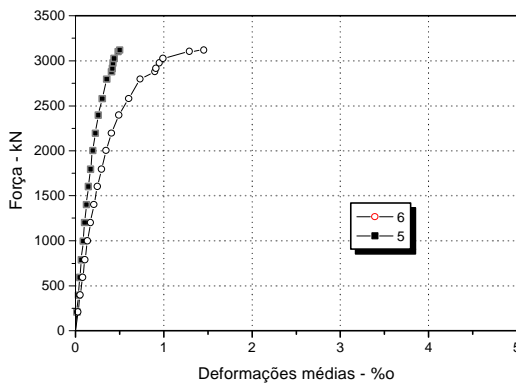
Figura 5.12 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 7/1



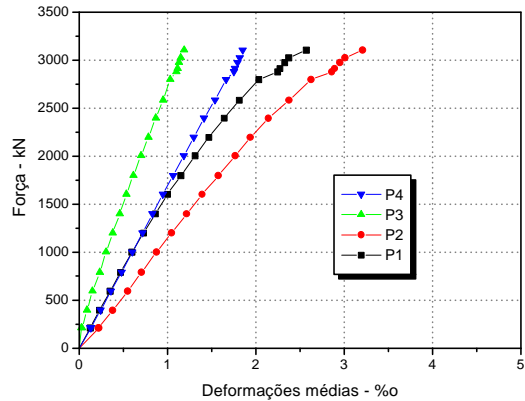
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



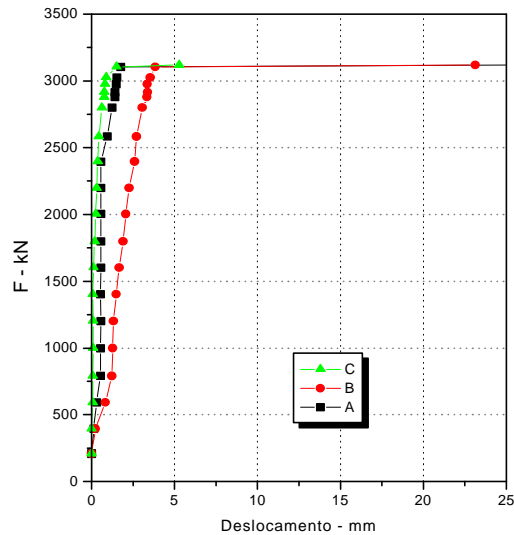
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

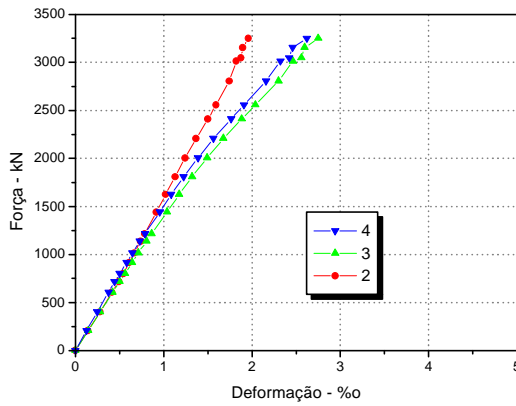


d) Diagrama força x deformação no pilar

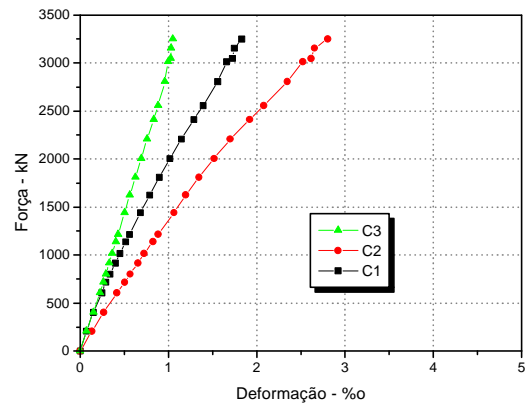


e) Diagramas força x deslocamento

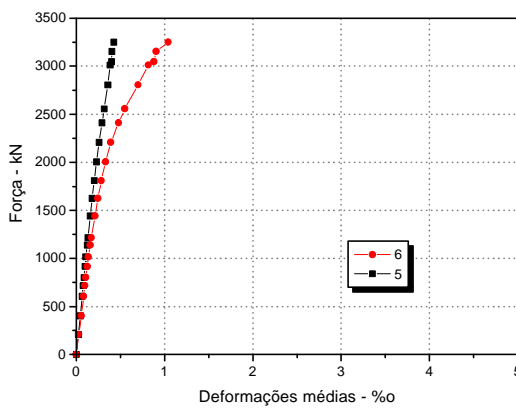
Figura 5.13 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 7/2



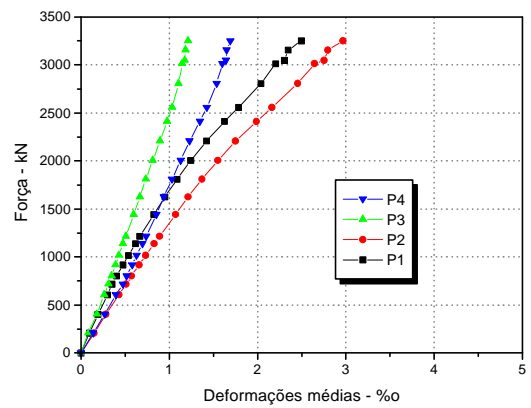
Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



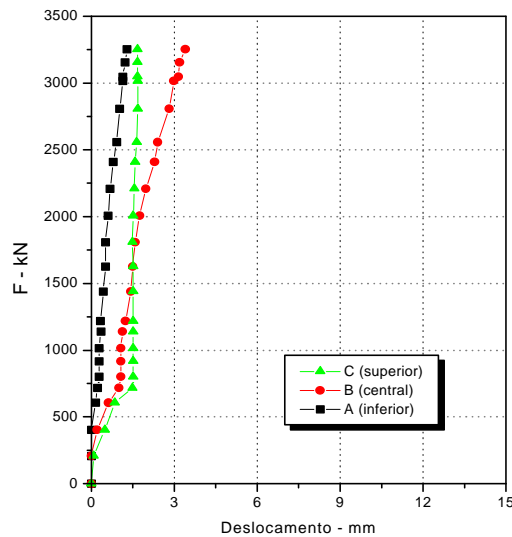
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

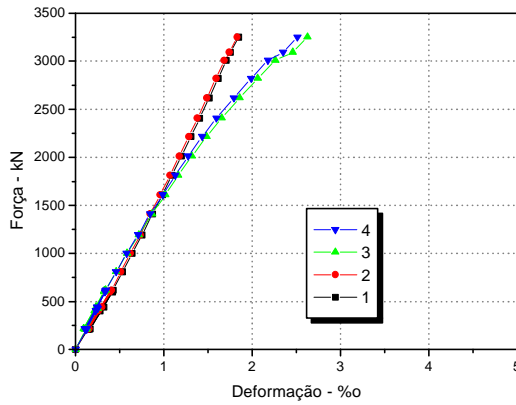


d) Diagrama força x deformação no pilar

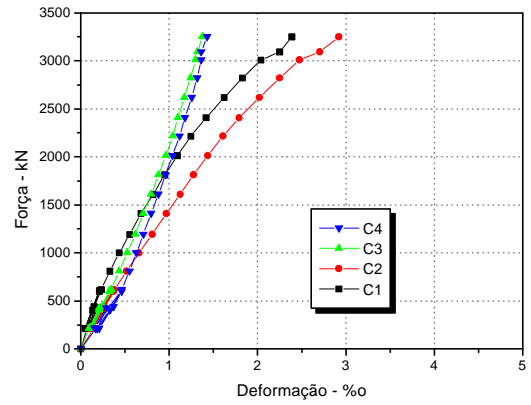


e) Diagramas força x deslocamento

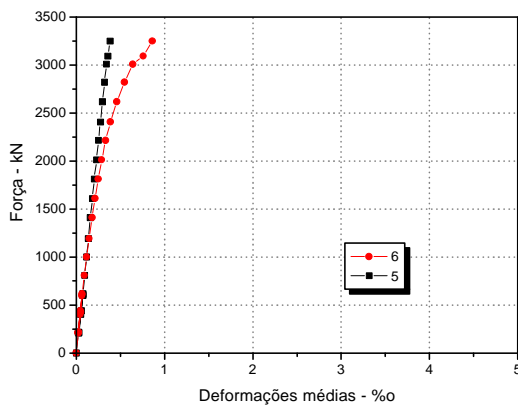
Figura 5.14 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 8/1



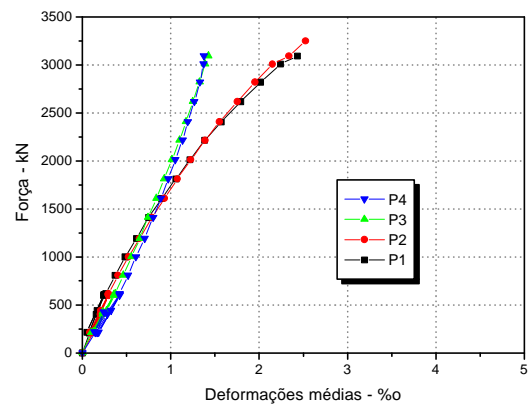
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



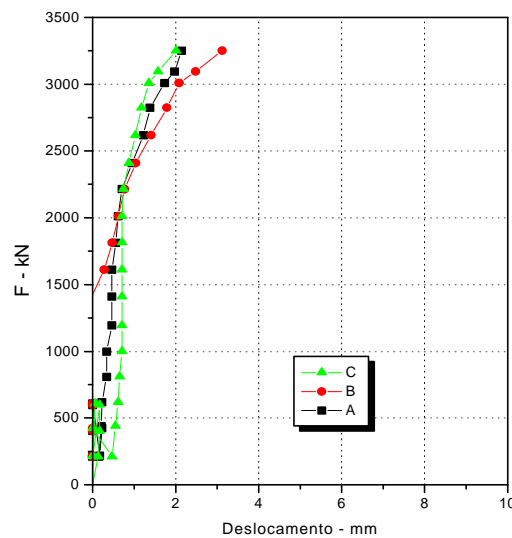
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

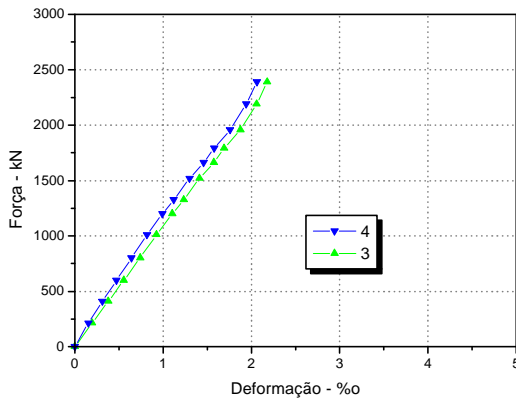


d) Diagrama força x deformação no pilar

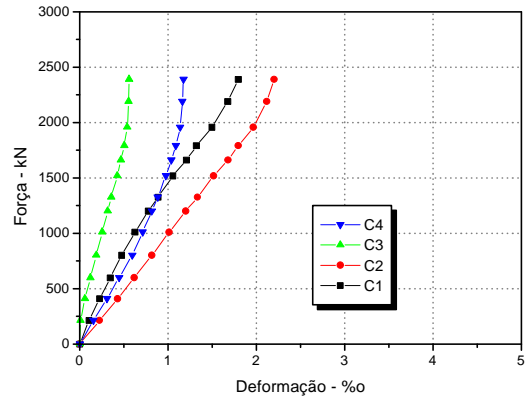


e) Diagramas força x deslocamento

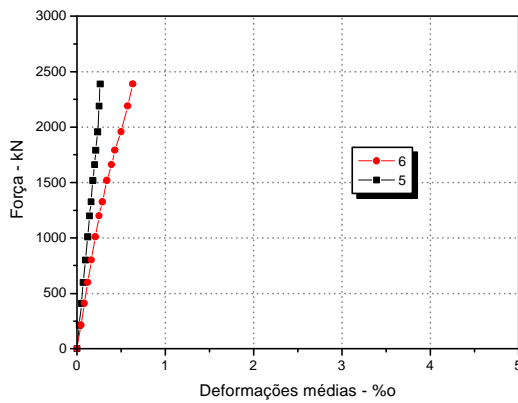
Figura 5.15 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 8/2



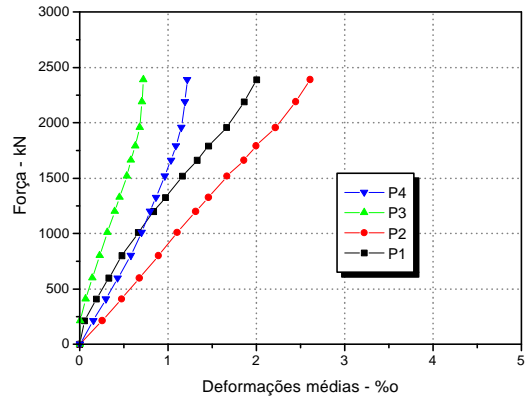
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



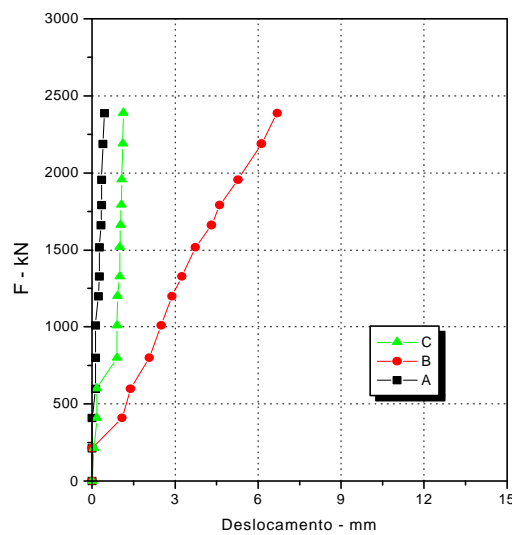
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos

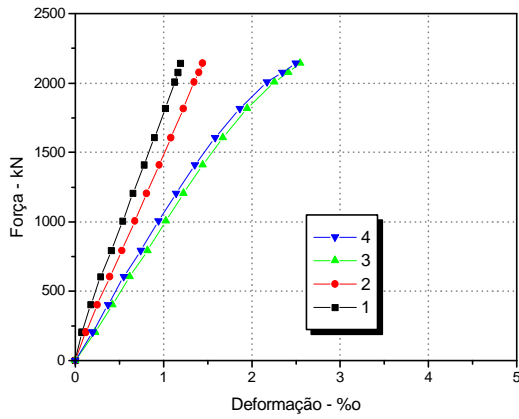


d) Diagrama força x deformação no pilar

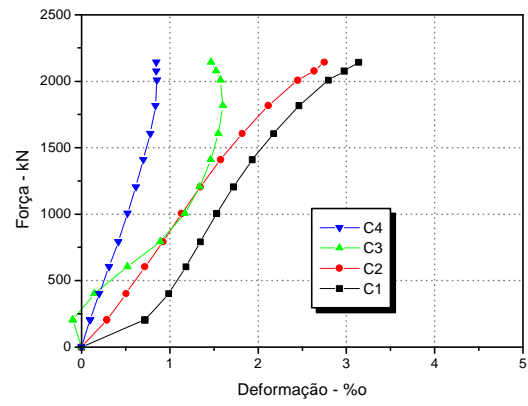


e) Diagramas força x deslocamento

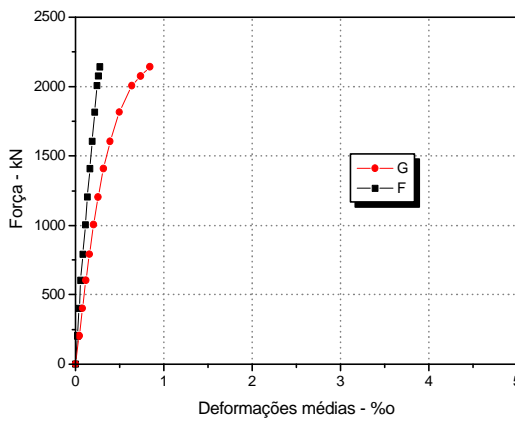
Figura 5.16 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 9/1



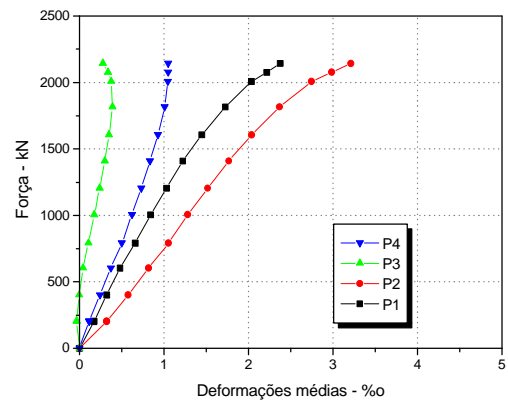
a) Diagramas força x deformação na armadura longitudinal



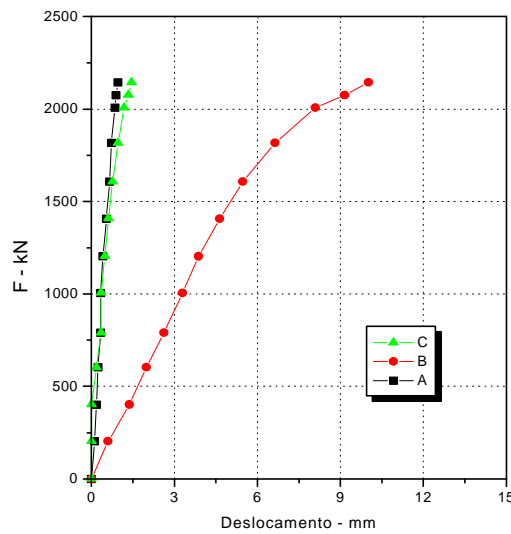
c) Diagrama força x deformação no concreto



b) Diagramas força x deformação nos estribos



d) Diagrama força x deformação no pilar



e) Diagramas força x deslocamento

Figura 5.17 - Diagramas força x deslocamento e força x deformações no pilar 9/2

6.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Inicialmente foi efetuada a análise da capacidade resistente dos modelos solicitados à compressão centrada.

Para análise dos resultados obtidos através dos ensaios de pilares submetidos à flexão normal composta, optou-se por observar o comportamento dos modelos em duas etapas de ensaios: na última etapa quando foram considerados os colapsos e para uma ação relativa a 80% da ação de colapso.

As análises foram feitas considerando as variações de tensões no concreto nas seções transversais dos pilares com as equações propostas pelo Autor e por COLLINS et al. (1993).

Na verificação da segurança dos pilares adota-se, na consideração do estado limite último de ruptura do concreto comprimido, tensão de compressão igual a $0,85f_{cd}$. Como explicado por FUSCO (1995), o coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,85$, é resultante do produto de três outros e reduz o valor da resistência de cálculo do concreto. O coeficiente de modificação pode ser escrito por:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (6.1)$$
$$k_{mod} = 1,2 \times 0,95 \times 0,75 = 0,85$$

O coeficiente $k_{mod,1} = 1,2$ leva em conta o acréscimo de resistência do concreto após os 28 dias de idade, o coeficiente $k_{mod,2} = 0,95$ considera que a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm é superestimada, pois se sabe que a resistência medida em corpos-de-prova de tamanho maior seria menor, por haver menor influência do atrito do corpo-de-prova com os pratos da prensa de ensaio e, finalmente, o coeficiente $k_{mod,3} = 0,75$ leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração.

Em se tratando de concreto de alta resistência, a evolução da resistência a partir da idade de 28 dias, conforme observado na bibliografia, apresenta efeito menor provavelmente pela menor quantidade de água livre que permita o prosseguimento da hidratação. PINTO JUNIOR (1992) apresenta um diagrama para a evolução da resistência com a idade, para concretos com resistência

variando de 40MPa a 80MPa, medida em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm por 20cm, onde se observa que esta evolução após os 28 dias é insignificante. No estudo de dosagem desenvolvido nesta pesquisa experimental, para escolha do traço a ser usado na confecção dos pilares, observou-se relação de 1,04 para a idade de 63 dias e de 1,07 para 92 dias, tomando por referência os 28 dias. Portanto, o coeficiente $k_{mod,1}$ pode ser reduzido para 1,1 ou, até mesmo, 1,0.

A resistência à compressão medida em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm por 20cm, que se apresenta como alternativa para controle da resistência em função da capacidade dos equipamentos disponíveis, superestima o valor em relação aos cilindros padronizados (15cm x 30cm). CARRASQUILLO et al. (1981), dentre outros, estudou este efeito e encontrou coeficiente próximo a 0,90 para a conversão independente da resistência que variou de 20MPa a 80MPa e da idade. METHA & MONTEIRO (1994), apresentam um gráfico do qual se determina relação de 0,95 para a conversão. No estudo de dosagem desenvolvido observou-se uma correlação de 0,96 entre resistências medidas em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm e 10cm x 20cm, desta forma, pode-se admitir uma redução de 5% no coeficiente $k_{mod,2}$ passando a ser de 0,90.

Segundo PINTO JUNIOR (1992), nos concretos de alta resistência submetidos a ações de longa duração, a redução da resistência é da ordem de 15% a 20%; se for assumida redução de 20% o coeficiente $k_{mod,3}$ passa a ser 0,80.

Desta forma, para concreto de alta resistência, o coeficiente de modificação pode ser alterado para:

$$k_{mod} = 1,0 \times 0,90 \times 0,80 = 0,72$$

Para este trabalho experimental, observa-se que a maioria dos ensaios foram feitos para idades inferiores a 28 dias e com ação de curta duração, sendo, portanto, desprezados os coeficientes $k_{mod,1}$ e $k_{mod,3}$, existindo apenas a relação entre a resistência do concreto medida nos corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm e do concreto dos pilares expressa pelo coeficiente $k_{mod,2} = 0,90$.

Para análise dos valores últimos experimentais a resistência à compressão do concreto foi assumida como $0,90f_c$, sendo f_c a resistência média do concreto medida no dia do ensaio através de ensaios à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura.

6.2 PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO CENTRADA

Foram efetuadas duas análises: uma para determinar experimentalmente qual era a seção resistente dos pilares de concreto de alto desempenho solicitados à compressão centrada, podendo-se comparar com os valores obtidos por AGOSTINI (1992) e PAIVA (1994) onde foram ensaiados pilares com seção transversal menor; e, a segunda análise visava averiguar a expressão apresentada em COLLINS et al. (1993) para a determinação da capacidade resistente de pilares de concreto de alto desempenho.

6.2.1- Análise da seção resistente

O cálculo da força última em pilares solicitados por compressão simples pode ser feito pela expressão (6.2) quando se considera a seção transversal integral:

$$F_u = (A_c - A_s) \cdot f_c + A_s \cdot f_y \quad (6.2)$$

Considerando-se apenas a área da seção transversal do núcleo tem-se:

$$F_{un} = (A_{cn} - A_s) \cdot f_c + A_s \cdot f_y \quad (6.3)$$

onde:

f_c = resistência média do concreto no dia do ensaio;

f_y = resistência média de escoamento da armadura longitudinal;

A_s = soma das áreas das barras da armadura longitudinal;

A_c = área total da seção transversal do pilar.

A_{cn} = área total da seção transversal do núcleo do pilar, região limitada pelo eixo da armadura transversal mais externa;

A análise dos resultados dos pilares ensaiados à compressão simples é feita observando-se a tabela 6.1 que apresenta todos os dados para a determinação da força última com as equações (6.2) e (6.3). Conforme apresentado nas considerações iniciais deste capítulo a resistência à compressão do concreto foi assumida como $0,90f_c$.

Tabela 6.1 - Análise teórica dos modelos ensaiados a compressão centrada

Modelo	A_c cm ²	A_{cn} cm ²	f_c MPa	$0,90f_c$ MPa	A_s cm ²	f_y MPa
P1/1	400	251,9	83,8	75,4	10,16	543,3
P1/2	400	251,9	83,8	75,4	10,16	543,3
P1/3	400	251,9	83,8	75,4	10,16	543,3
P1r/2	400	251,9	85,1	76,6	10,16	543,3
P1r/3	400	251,9	85,1	76,6	10,16	543,3
P2/2	400	251,9	87,4	78,7	10,16	543,3
P2/3	400	251,9	92,0	82,8	10,16	543,3
P3/1	450	257,9	94,9	85,4	10,16	543,3
P3/2	450	257,9	94,9	85,4	10,16	543,3
P3/3	450	257,9	94,9	85,4	10,16	543,3
P4/1	450	257,9	80,5	72,5	10,16	543,3
P4/2	450	257,9	80,5	72,5	10,16	543,3
P4/3	450	257,9	80,5	72,5	10,16	543,3

Tabela 6.1 - continuação

Modelo	F_{exp} kN	F_{teo} kN	$F_{teo,n}$ kN	F_{exp} / F_{teo}	$F_{exp} / F_{teo,n}$
P1/1	2630	3492	2375	0,75	1,11
P1/2	2701	3492	2375	0,77	1,14
P1/3	2834	3492	2375	0,81	1,19
P1r/2	3063	3538	2403	0,87	1,27
P1r/3	2820	3538	2403	0,80	1,17
P2/2	2950	3618	2454	0,82	1,20
P2/3	3210	3780	2554	0,85	1,26
P3/1	3415	4309	2668	0,79	1,28
P3/2	3750	4309	2668	0,87	1,41
P3/3	3230	4309	2668	0,75	1,21
P4/1	3000	3739	2347	0,80	1,28
P4/2	2650	3739	2347	0,71	1,13
P4/3	2610	3739	2347	0,70	1,11

A relação entre a força última experimental e a teórica, calculada considerando-se a área total, foi sempre menor que 1, independentemente do tipo de seção ou taxa de armadura. Quando se compara com valores obtidos considerando apenas a área do núcleo confinado, definido aqui como a área delimitada pelo eixo do estribo mais externo, encontram-se valores maiores ou iguais à unidade, ou seja, presume-se que nos pilares de concreto de alta resistência, no caso em torno de 80MPa, a seção resistente é a seção transversal do núcleo de concreto.

Confirmam-se, desta forma, conclusões de AGOSTINI(1992) e PAIVA(1994), lembrando-se que neste trabalho os pilares tinham dimensões que retratam pilares usuais. Esta conclusão também foi encontrada por CUSSON e PAULTRE (1993).

6.2.2 Capacidade resistente segundo COLLINS et al. (1993)

Os modelos ensaiados à compressão centrada também foram analisados utilizando a equação (3.10) apresentada por COLLINS et al. (1993), que indica a expressão (3.11) para determinar o parâmetro k_3 , variável com a resistência do concreto, que representa a diferença entre a resistência do concreto medida em corpos-de-prova e o da estrutura. Observa-se que a expressão (3.10) permite a consideração da seção integral do pilar.

Como nos ensaios as resistências dos concretos foram determinadas a partir de ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro da base por 20cm de altura, foi adotada uma redução de $0,95f_c$ como correlação para corpos-de-prova de 15cm x 30cm.

A tabela 6.2 apresenta a análise efetuada para cada pilar ensaiado, como também os valores de k_3 calculados com a equação (3.11) usando o valor da resistência reduzida. Os demais valores necessários para a utilização da equação (3.10) são obtidos na tabela 6.1.

Tabela 6.2 - Análise dos modelos ensaiados segundo COLLINS et. al. (1993)

Modelo	F_{exp} kN	$0,95f_c$ MPa	k_3	F_{teo} kN	F_{exp}/F_{teo}
P1/1	2630	78,9	0,727	2788	0,94
P1/2	2701	78,9	0,727	2788	0,97
P1/3	2834	78,9	0,727	2788	1,02
P1r/2	3063	80,8	0,724	2832	1,08
P1r/3	2820	80,8	0,724	2832	1,00
P2/2	2950	83,0	0,72	2882	1,02
P2/3	3210	87,4	0,714	2985	1,08
P3/1	3415	90,1	0,711	3370	1,01
P3/2	3750	90,1	0,711	3370	1,11
P3/3	3230	90,1	0,711	3370	0,96
P4/1	3000	76,5	0,731	3012	1,00
P4/2	2650	76,5	0,731	3012	0,88
P4/3	2610	76,5	0,731	3012	0,87

A média das relações entre os valores experimentais divididos pelos teóricos, calculados a partir das expressões apresentadas por COLLINS et al. (1993), resultou igual a 1.

A expressão (3.10) apresenta um coeficiente C que permite analisar a resistência do pilar considerando a área integral da seção transversal. Para análise dos resultados não se considerou o efeito da deformação lenta por serem os ensaios com ação de curta duração.

Deste modo os resultados obtidos pelo Autor, considerando apenas os núcleos confinados dos pilares, e por COLLINS et al. (1993) são iguais, confirmando o modelo adotado.

6.3 PILARES SOLICITADOS À FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

A análise dos modelos submetidos a esforços oriundos da compressão excêntrica consistiu na determinação da força e momento fletor resistentes, a partir dos valores das deformações medidas em uma determinada seção e das características mecânicas do aço da armadura e do concreto também determinados experimentalmente. Os valores dos esforços resistentes foram então comparados com os respectivos valores experimentais.

Para se verificar a consistência dos valores obtidos experimentalmente a análise foi feita para uma etapa do ensaio onde atuava uma força, tomada como sendo a última ação onde foi possível se medir as deformações, e para uma etapa onde atuava cerca de 80% da força última.

Por hipótese, admitiu-se que as seções planas permanecessem planas depois de deformadas, assim conhecido o valor das deformações nas faces 1 (face menos comprimida) e 2 (face mais comprimida), pode-se determinar a variação ao longo da altura h da seção transversal do pilar. A maneira de determinar os valores das deformações também define duas outras situações que foram analisadas.

Em uma, a partir dos valores médios das deformações medidas nas faces dos pilares, permitindo-se determinar a variação das deformações pela expressão 6.4 .

$$\varepsilon(x) = \left(\frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{h} \right) x + \varepsilon_{c2} \quad (6.4)$$

onde:

ε_{c2} = deformação média medida na face mais comprimida, em valor absoluto;

ε_{c1} = deformação média medida na face menos comprimida, em valor absoluto;

h = altura da seção transversal do pilar do pilar, em m.

Nas tabelas 6.3 e 6.4, apresentam-se os valores das deformações médias obtidas em cada ensaio e sua respectiva variação a partir da equação 6.4, além dos valores das deformações médias medidas nas armaduras, para a etapa onde atuava a força última e para 80% desta, respectivamente.

Tabela 6.3 - Variações das deformações para as ações últimas

Pilar	ε_{s1}	ε_{s2}	ε_{c1}	ε_{c2}	$\varepsilon(x)$
P5/1	0,001670	0,0026300	0,001139	0,00232	-0,00787x+0,00232
P5/2	0,001481	0,0026530	0,001220	0,00230	-0,00720x+0,00230
P6/1	0,001695	0,0024365	0,000979	0,00216	-0,00787x+0,00216
P6/2	0,001780	0,003260	0,001450	0,00250	-0,00700x+0,00250
P7/1	0,001730	0,002380	0,001388	0,00220	-0,00541x+0,00220
P7/2	0,001910	0,003360	0,001915	0,00292	-0,00673x+0,00292
P8/1	0,001700	0,002940	0,001419	0,00269	-0,00847x+0,00269
P8/2	0,001830	0,002570	0,001310	0,00272	-0,00940x+0,00272
P9/1	0,001260	0,002524	0,000864	0,00230	-0,01196x+0,00230
P9/2	0,001317	0,002522	0,000910	0,00287	-0,01633x+0,00287

Tabela 6.4 - Variações das deformações para 80% das ações últimas

Pilar	ε_{s1}	ε_{s2}	ε_{c1}	ε_{c2}	$\varepsilon(x)$
P5/1	0,001223	0,001670	0,0006345	0,00152	-0,004230x+0,001520
P5/2	0,001081	0,001772	0,0009695	0,00158	-0,004070x+0,001580
P6/1	0,001340	0,001700	0,0009875	0,00152	-0,003550x+0,001520
P6/2	0,001360	0,002080	0,0011840	0,00188	-0,004640x+0,001880
P7/1	0,001381	0,001762	0,0014520	0,00202	-0,003820x+0,002025
P7/2	0,001140	0,001930	0,0011395	0,00190	-0,005070x+0,001900
P8/1	0,001436	0,001832	0,0011790	0,00191	-0,004880x+0,001911
P8/2	0,001510	0,001840	0,0012400	0,00182	-0,003870x+0,001820
P9/1	0,001100	0,001773	0,0008604	0,00180	-0,007830x+0,001800
P9/2	0,001075	0,001835	0,0009379	0,00205	-0,009292x+0,002053

A outra situação de consideração das deformações consistiu em considerar apenas as medições feitas nas armaduras, admitindo-se que estas são mais confiáveis que as medições no concreto; com as deformações médias das armaduras determina-se a variação da deformação ao longo da seção pela equação 6.5.

$$\varepsilon (x) = \left(\frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s2}}{d - d'} \right) x + \frac{\varepsilon_{s2} \cdot d - \varepsilon_{s1} \cdot d'}{d - d'} \quad (6.5)$$

onde:

ε_{s2} = deformação média medida na armadura mais comprimida, em valor absoluto;

ε_{s1} = deformação média medida na armadura menos comprimida, em valor absoluto;

d = altura útil do pilar em m;

d' = altura da seção transversal menos a altura útil, em m.

Nas tabelas 6.5 e 6.6, apresentam-se os valores das deformações médias obtidas em cada ensaio e sua respectiva variação a partir da equação 6.5, além dos valores das deformações médias medidas nas armaduras, para a etapa onde atuava a força última e para 80% desta, respectivamente.

Tabela 6.5 - Variação das deformações para as ações últimas

Pilar	ε_{s1}	ε_{s2}	ε_{c1}	ε_{c2}	$\varepsilon_s (x)$ para ε_c
P5/1	0,001670	0,0026300	0,001305	0,003000	-0,01130x+0,003000
P5/2	0,001481	0,0026530	0,001030	0,003100	-0,01380x+0,003100
P6/1	0,001695	0,0024365	0,001383	0,002750	-0,00911x+0,002750
P6/2	0,001780	0,0032600	0,001150	0,003880	-0,01820x+0,003880
P7/1	0,001730	0,0023800	0,001500	0,002610	-0,00740x+0,002610
P7/2	0,001910	0,0033600	0,001399	0,003870	-0,01650x+0,003874
P8/1	0,001700	0,0029400	0,001261	0,003379	-0,01412x+0,003379
P8/2	0,001830	0,0025700	0,001665	0,002930	-0,00843x+0,002930
P9/1	0,001260	0,0025240	0,000577	0,003210	-0,02194x+0,003210
P9/2	0,001317	0,0025220	0,000665	0,003175	-0,02092x+0,003175

Tabela 6.6 - Variações das deformações para 80% das ações últimas

Pilar	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}	ϵ_{c1}	ϵ_{c2}	$\epsilon_s(x)$ para ϵ_c
P5/1	0,001223	0,001670	0,0010510	0,001840	-0,005260x+0,001840
P5/2	0,001081	0,001772	0,0008205	0,002040	-0,008130x+0,002040
P6/1	0,001340	0,001700	0,0011870	0,001850	-0,004420x+0,001850
P6/2	0,001360	0,002080	0,0010530	0,002380	-0,008845x+0,002380
P7/1	0,001381	0,001762	0,0012460	0,001898	-0,004345x+0,001898
P7/2	0,001140	0,001930	0,0012140	0,002120	-0,006040x+0,002120
P8/1	0,001436	0,001832	0,0012950	0,001972	-0,004510x+0,001972
P8/2	0,001510	0,001840	0,0013960	0,001960	-0,003760x+0,001960
P9/1	0,001100	0,001773	0,0007380	0,002140	-0,011680x+0,002140
P9/2	0,001075	0,001835	0,0006640	0,002247	-0,013194x+0,002247

6.3.1 Esforços resistentes

Conhecendo-se a variação das deformações ao longo da altura da seção transversal do pilar, mostrada nas tabelas 6.3 a 6.6, e admitindo-se uma relação tensão x deformação para o concreto, foi estabelecida a variação da tensão normal ao longo da altura da seção em estudo do pilar, podendo-se, por integração, obter-se o esforço normal resistente teórico e o respectivo momento fletor, usando as equações de equilíbrio 6.6 e 6.7.

$$N_{\text{teo}} = \int_A \sigma_c dA + \sum_i A_{si} \sigma_{si} \quad (6.6)$$

$$M_{\text{teo}} = \int_A \sigma_c x dA + \sum_i A_{si} \sigma_{si} X_i \quad (6.7)$$

A figura 6.1 apresenta as hipóteses admitidas para a distribuição das deformações e das tensões nos pilares ensaiados e submetidos à compressão excêntrica com a força aplicada ao longo do eixo paralelo à menor dimensão.

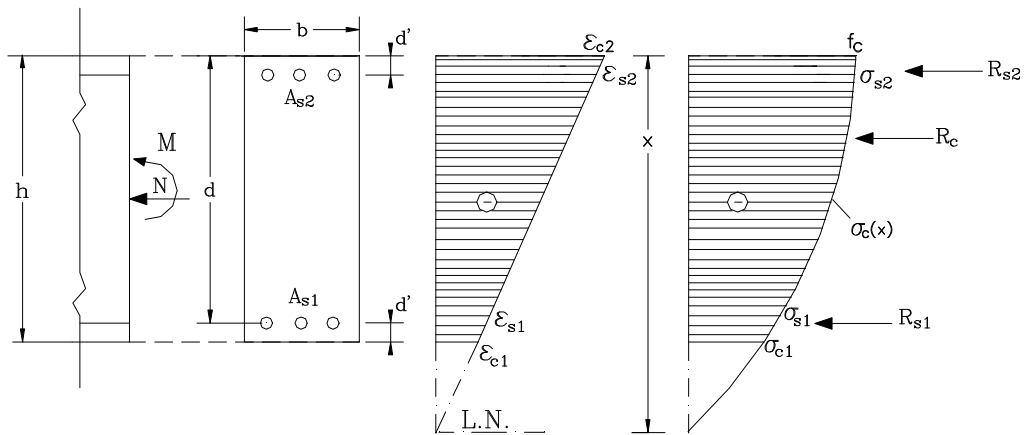


Figura 6.1 - Hipótese de distribuição de deformações e de tensões nos pilares ensaiados à flexão normal composta

Aplicando-se as equações de equilíbrio 6.6 e 6.7 têm-se:

$$N_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_c(x) dx + A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} \quad (6.8)$$

$$M_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_c(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) dx + (A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} \sigma_{s1}) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad (6.9)$$

Considerando as quatro situações estabelecidas, em função da etapa de carga e da distribuição de deformações admitida ao longo da seção, foram, então, determinados a força normal e momento fletor resistentes, para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e outra apresentada por COLLINS et al. (1993)

6.3.1.1 - Proposta de relação tensão x deformação do concreto

Para cada modelo foram executados ensaios em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, para determinação da resistência à compressão, e correspondente deformação e o módulo de elasticidade. Os ensaios dos corpos-de-prova de concreto foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotécnia. Eram ensaiados 2 corpos-de-prova com controle de força axial obtendo-se os parâmetros já citados e mais 2 com controle de

deformação radial. Observou-se grande dispersão nos resultados dos ensaios com controle de deformação, sendo que os valores da tensão máxima eram sempre menores. A máquina de ensaio permitia o traçado de diagrama tensão x deformação, como pode ser visto, como exemplo, na figura 6.2.

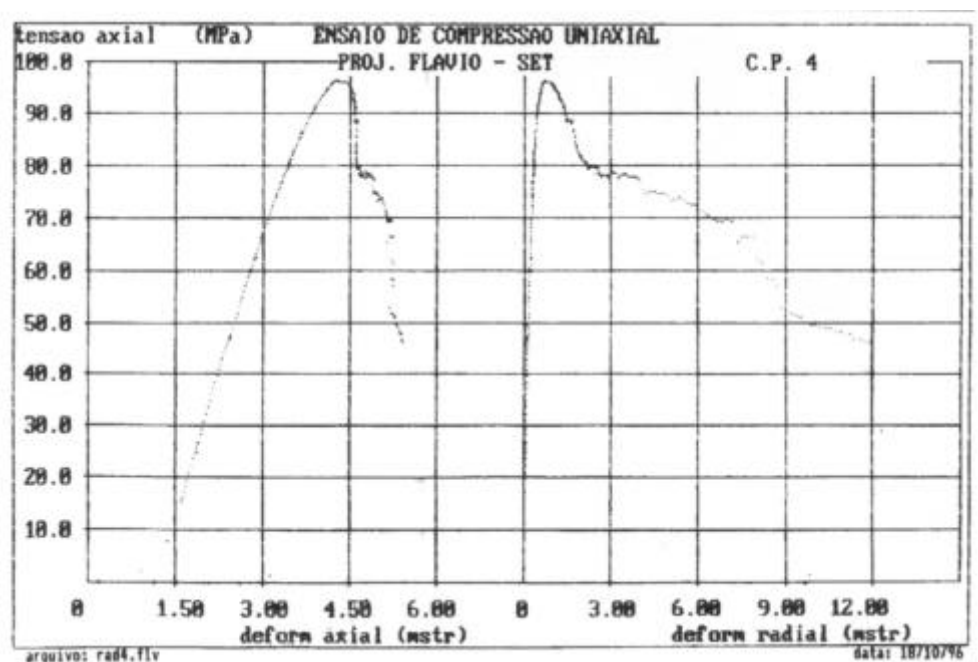


Figura 6.2 - Exemplo da saída gráfica de um ensaio com controle de deformação.

A proposta de relação tensão x deformação, consiste em uma aproximação da relação tensão x deformação obtida no ensaio (figura 6.2) por uma função polinomial de 3.º grau apresentada na figura 6.3.

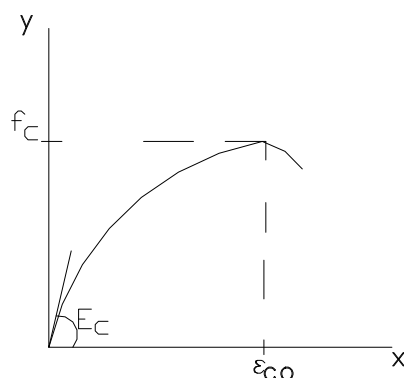


Figura 6.3 - Aproximação para o diagrama tensão x deformação experimental

A equação que representa a curva da figura 6.3 tem a seguinte forma:

$$y = k_1x^3 + k_2x^2 + k_3x \quad (6.10)$$

Aplicando-se as condições de contorno, determinam-se os valores das constantes k_1 , k_2 e k_3 , encontrando-se:

$$\text{para } x = \varepsilon_{c0} \Rightarrow y = f_c \Leftrightarrow k_1\varepsilon_{c0}^3 + k_2\varepsilon_{c0}^2 + k_3\varepsilon_{c0} = f_c$$

$$\text{para } x = \varepsilon_{c0} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 0 \Leftrightarrow 3k_1\varepsilon_{c0}^2 + 2k_2\varepsilon_{c0} + k_3 = 0$$

$$\text{para } x = 0 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = E_c \Leftrightarrow k_3 = E_c$$

Resolvendo o sistema de equações têm-se:

$$k_1 = \frac{(-2f_c + E_c\varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^3} \quad \text{e} \quad k_2 = \frac{(3f_c - 2E_c\varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^2}$$

Substituindo y por σ_c e x por ε_c na equação 6.10 tem-se como relação tensão x deformação do concreto proposta:

$$\sigma_c = \frac{(-2f_c + E_c\varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^3} \varepsilon_c^3 + \frac{(3f_c - 2E_c\varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^2} \varepsilon_c^2 + E_c\varepsilon_c \quad (6.11)$$

Para a comparação, apresentada na figura 6.4, utilizou-se o resultado experimental de um dos corpos-de-prova moldados para o pilar 5/1. Na figura 6.4 observa-se que a função polinomial de 3.º grau aproxima bem a curva tensão x deformação do concreto de alta resistência até o ponto de máxima tensão, definido pelo par f_c, ε_{c0} .

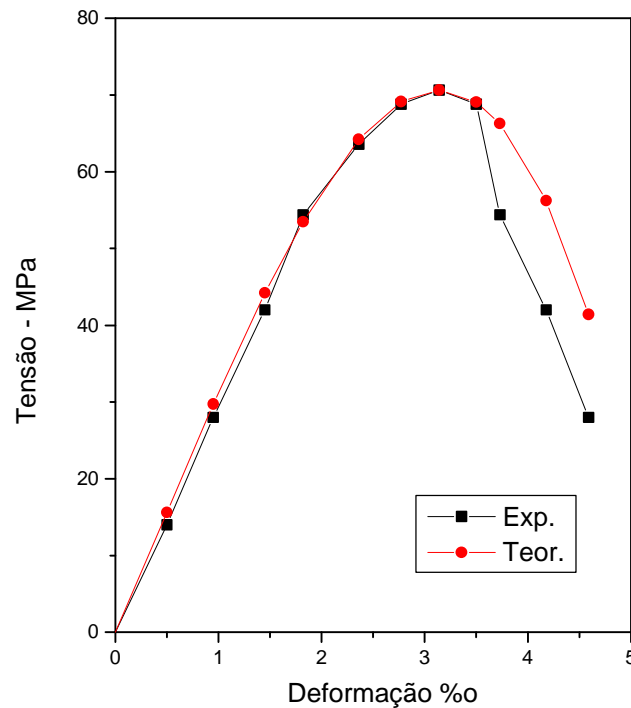


Figura 6.4 - Diagramas tensão x deformação - experimental e teórico

A Tabela 6.7 apresenta as características mecânicas do concreto e do aço utilizados nos ensaios de compressão excêntrica; também foi reduzida a resistência do concreto como explicado no item 6.1. O módulo de deformação longitudinal do concreto foi obtido em ensaios à compressão de corpos-de-prova, sendo considerado o valor na origem determinado para 50% da resistência máxima. Estes elementos são necessários para a análise dos resultados experimentais obtidos para a força última, considerando-se a proposta de relação tensão x deformação da expressão 6.11. Substituindo-se ϵ_c pela correspondente variação da deformação apresentada nas tabelas 6.3 a 6.6 e aplicando-se as equações 6.8 e 6.9, calcularam-se os valores de F_{teo} e M_{teo} cujos resultados são apresentados nas tabelas 6.8 e 6.9.

Na tabela 6.8, as análises apresentadas são para as etapas dos ensaios em que ocorreram as ruínas dos pilares (ação última). A situação identificada pela letra **a** nos índices, representa a análise considerando as deformações médias no concreto e armadura, e utiliza as equações da tabela 6.3. As identificadas pela letra **b** nos índices, consideram apenas as deformações médias obtidas nas barras da armadura, nesta situação utilizam-se as equações da tabela 6.5. Apresentam-

se também comparações entre valores experimentais e teóricos nas diversas situações.

Tabela 6.7 - Características mecânicas do concreto e do aço utilizados nos ensaios de compressão excêntrica

Pilar	f_c MPa	$0,90f_c$ MPa	E_c MPa	ϵ_{co} ‰	f_y MPa	E_s MPa
P5/1	81,1	73,0	30836	3,09	543,3	205028
P5/2	79,5	71,5	30874	3,11	543,3	205028
P6/1	85,7	77,1	31876	3,32	710,5	201242
P6/2	83,7	75,3	31689	3,20	710,5	201242
P7/1	87,3	78,6	32615	3,16	681,2	200419
P7/2	93,5	84,1	34961	3,07	681,2	200419
P8/1	87,1	78,4	30263	3,15	681,2	200419
P8/2	92,8	83,5	35984	3,01	681,1	200419
P9/1	101,3	91,2	34195	3,32	676,4	203141
P9/2	83,3	75,0	27312	3,38	676,4	203141

Tabela 6.8 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e ação última

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,a}$	$M_{exp} / M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,b}$	$M_{exp} / M_{teo,b}$
P5/1	2842	4263	2818	2106	1,01	2,02	3197	2239	0,89	1,90
P5/2	2806	4209	2790	1993	1,01	2,11	3008	2787	0,93	1,51
P6/1	3227	4840	2842	2293	1,13	2,11	3383	2158	0,95	2,24
P6/2	3218	4827	3452	2287	0,93	2,11	3688	2917	0,87	1,65
P7/1	3012	4518	2837	1374	1,06	3,28	3110	1585	0,97	2,85
P7/2	3118	4677	3772	1335	0,84	3,12	3672	1785	0,85	2,62
P8/1	3252	8130	3127	1896	1,04	4,29	3251	2456	1,00	3,31
P8/2	3250	8125	3414	1856	0,95	4,37	3619	1506	0,90	5,39
P9/1	2388	7164	2263	1920	1,05	3,73	2513	2875	0,95	2,49
P9/2	2143	6438	2428	1891	1,01	3,40	2115	2287	1,01	2,81

Na tabela 6.9 as análises apresentadas foram feitas para ações iguais a 80% das ações últimas. As situações identificadas pela letra **a** nos índices, representam análise considerando deformações médias no concreto e armadura, e utilizam as equações da tabela 6.4, e aquelas identificadas pela letra **b** no índice, considera apenas as deformações médias obtidas nas barras da armadura, nesta situação utilizam-se as equações da tabela 6.6. Apresentam-se também comparações entre valores experimentais e teóricos nas diversas situações.

Tabela 6.9 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e 80% da ação última

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,a}$	$M_{exp} / M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,b}$	$M_{exp} / M_{teo,b}$
P5/1	2229	3343	2025	1284	1,10	2,60	2343	1463	0,95	2,29
P5/2	2200	3300	2087	1305	1,05	2,53	2268	2198	0,97	1,50
P6/1	2619	3928	2279	1129	1,15	3,48	2623	1275	0,99	3,08
P6/2	2606	3909	2709	1551	0,96	2,52	2907	2381	0,90	1,64
P7/1	2415	3622	2722	976	0,89	3,70	2509	1163	0,96	3,11
P7/2	2396	3594	2637	1581	0,91	2,27	2853	1686	0,84	2,13
P8/1	2632	6580	2437	1331	1,08	4,94	2556	1204	1,03	5,46
P8/2	2639	6597	2707	1134	0,97	5,81	2916	1042	0,90	6,33
P9/1	1918	5754	1914	1309	1,00	4,39	2038	1839	0,94	3,12
P9/2	1730	5190	1741	1241	0,99	4,18	1690	1704	1,02	3,04

Analisando as tabelas 6.8 e 6.9, modelo proposto pelo Autor, pode-se perceber que ambas as relações entre os valores das forças experimentais e teóricas resultaram praticamente idênticos, tanto para o caso das deformações medidas durante os ensaios **situação a**, quanto para a **situação b**, onde as deformações no concreto foram calculadas a partir das deformações medidas nas barras de aço.

Os valores das relações F_{exp} / F_{teo} , para as duas situações de etapas de aplicação de forças e para as duas situações de deformações, foram tais que, para as hipótese b de consideração de deformações, os valores resultaram menores que quando se consideraram as hipóteses a. Isto mostra que houve consistência na determinação experimental das deformações nas barras da armadura e no concreto nas faces externas dos pilares.

As relações entre os momentos fletores experimentais e teóricos, em qualquer situação, ficaram muito acima da unidade. Evidencia-se assim que as excentricidades geométricas, medidas antes dos inícios dos ensaios, que caracterizavam os momentos fletores experimentais atuantes nas seções transversais de meias alturas dos pilares não ocorreram na sua integridade.

A situação de apoio fixo na extremidade inferior considerada nos modelos teóricos não aconteceu durante os ensaios realizados. Isto se deu pelo fato de ter ocorrido engastes parciais dos pilares, nas faces inferiores junto ao macaco hidráulico. Nas faces superiores dos pilares, junto a célula de carga, por deficiência na rótula, deve ter sido introduzida ação horizontal.

Para as várias situações analisadas nas tabelas 6.8 e 6.9, embora os resultados não estejam de acordo com o esperado, pode-se perceber que as relações médias ficaram das mesmas ordens de grandezas indicando consistência nos resultados.

Cumpram ressaltar que os modelos da série 8, como pode ser visto nas tabelas 6.8 e 6.9, não apresentaram momentos fletores teóricos compatíveis com os resultados dos demais modelos. Isto alterou de modo significativo a relação M_{exp} / M_{teo} , modificando para mais os valores médios. Quando não se considerou os resultados dos modelos da série 8 os valores médios foram sempre menores, em ambos modelos da série 8 observou-se descolamento de extensômetro, sendo que no modelo 8/1 os dois extensômetros colados nas barras da armadura menos comprimida foram perdidos. O critério adotado de estimar o valor da deformação a partir da deformação na outra face não surtiu o efeito desejado, coincidentemente estes modelos apresentavam excentricidades maiores que os anteriores.

Porém, é preciso notar que há consistência nos resultados apresentados pelas tabelas 6.8 e 6.9 pois, com considerações de deformações diferentes - casos a e b, e na etapa em que ocorreu o colapso e para uma ação igual a 80% da ação última, as relações entre M_{exp} / M_{teo} foram praticamente idênticas.

6.3.1.2 - Análise considerando relação tensão x deformação para o concreto indicada por COLLINS et al. (1993)

A mesma análise para os esforços resistentes relativos às quatro situações estabelecidas de esforços e deformações foi desenvolvida para se averiguar os resultados obtidos com a relação constitutiva indicada por COLLINS et al. (1993), apresentada no capítulo 2, que pode ser escrita pela expressão 6.12.

$$\sigma_c = \frac{nf_c}{\varepsilon_{co}(n-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{co})^{nk})} \varepsilon_c \quad (6.12)$$

Na tabela 6.7 podem ser obtidos os valores de f_c que foram substituídos por $0,90f_c$ e de ε_{co} . Para o cálculo de n , foi usado a equação (2.10). Os valores de k que foram calculados pela equação (2.9), resultaram todos iguais a 1, pois

observou-se que $\varepsilon_c < \varepsilon_{co}$, exceto nas etapas de ações últimas dos pilares P6/2, P7/2 e P8/1 para os quais foram feitas aproximações no valor de k .

Nas tabelas 6.10 e 6.11, seguindo mesma sequência utilizada nas análises dos pilares considerando a relação tensão x deformação proposta pelo Autor (tabelas 6.8 e 6.9), estão apresentadas as análises efetuadas com os modelos de COLLINS et al. (1993).

Tabela 6.10 - Análise dos resultados obtidos para a força última, considerando o modelo apresentado por Collins et al. (1993)

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,a}$	$M_{exp} / M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,b}$	$M_{exp} / M_{teo,b}$
P5/1	2842	4263	2690	2194	1,06	1,94	3110	2465	0,91	1,73
P5/2	2806	4209	2658	2089	1,06	2,01	2022	2808	1,39	1,50
P6/1	3227	4840	2649	2305	1,22	2,10	3226	2368	1,00	2,04
P6/2	3218	4827	3308	2442	0,97	1,98	3603	3210	0,89	1,50
P7/1	3012	4518	2663	1452	1,13	3,11	2969	1771	1,01	2,55
P7/2	3118	4677	3679	1584	0,85	2,95	3577	2074	0,87	2,26
P8/1	3252	8130	3018	2052	1,08	3,96	3156	2745	1,03	2,96
P8/2	3250	8125	3271	2134	0,99	3,80	3511	1809	0,93	4,49
P9/1	2388	7164	2089	4662	1,14	1,54	2385	6205	1,00	1,15
P9/2	2143	6438	2048	4659	1,05	1,38	2047	5061	1,05	1,27

Tabela 6.11 - Análise dos resultados obtidos para 80% da força última, considerando o modelo apresentado por Collins et al. (1993)

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,a}$	$M_{exp} / M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,b}$	$M_{exp} / M_{teo,b}$
P5/1	2229	3343	1888	1231	1,19	2,72	2200	1455	1,01	2,30
P5/2	2200	3300	1939	1272	1,13	2,59	2127	2193	1,03	1,50
P6/1	2619	3928	2085	1079	1,26	3,64	2419	1270	1,08	3,09
P6/2	2606	3909	2531	1560	1,03	2,51	2748	2472	0,95	1,58
P7/1	2415	3622	2541	1020	0,99	3,55	2323	1173	1,08	3,09
P7/2	2396	3594	2431	1575	0,99	2,28	2654	1738	0,90	2,07
P8/1	2632	6580	2295	1313	1,15	5,01	2413	1208	1,09	5,45
P8/2	2639	6597	2707	1134	0,97	5,81	2708	1092	0,97	6,04
P9/1	1918	5754	1744	3572	1,10	1,61	1869	4288	1,03	1,34
P9/2	1730	5190	1647	3410	1,05	1,69	1605	3791	1,08	1,52

Para as forças normais as relações entre F_{exp} / F_{teo} são praticamente iguais a unidade (variando entre 1,01 e 1,09), quando se considera o modelo de distribuição de tensões na seção transversal indicado por COLLINS et al. (1993).

Quando comparados com os valores médios, obtidos pelo modelo adotado pelo Autor, tabelas 6.8 e 6.9, os de COLLINS ficaram muito pouco acima; média de 1,05 com as expressões de COLLINS e 0,97 com as expressões do Autor.

Para as análises das relações entre os valores dos momentos fletores experimentais e teóricos, pode-se perceber que os resultados obtidos com o modelo de COLLINS são melhores que os apresentados pelo Autor. As médias entre todos os valores de M_{exp} / M_{teo} resultaram iguais a 3,06 (Autor) e 2,64 (COLLINS).

Os valores anotados nas tabelas 6.10 e 6.11 indicam que, para qualquer análise realizada para a ação de colapso ou 80% do valor deste, com considerações diferenciadas das deformações - **casos a e b**, há consistência nos resultados. Pode-se observar as mesmas tendências quando se usaram as indicações do Autor e as de COLLINS et al. (1993).

As relações entre os momentos fletores experimentais e teóricos, da mesma forma que na análise anterior, ficaram muito acima da unidade e valem as mesmas considerações.

6.4 DUCTILIDADE

Em termos de ductilidade o comportamento do pilar é muito influenciado pelo tipo de concreto e seu diagrama tensão x deformação, uma vez que é um elemento onde predominam esforços de compressão, não sendo possível evitar a ruptura por esmagamento do concreto.

O confinamento lateral é a forma de se ductilizar os elementos comprimidos; muitos estudos sobre ductilidade de pilares são apresentados por MENDES(1993) que relaciona os seguintes fatores que influenciam na ductilidade de um pilar:

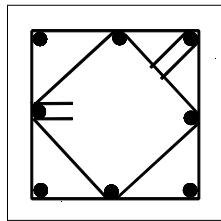
- resistência à compressão do concreto utilizado e a forma de seu diagrama tensão x deformação;
- taxa de armadura transversal;
- tipo de armadura de confinamento (estribo ou espiral contínua);
- tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento;
- espaçamento da armadura de confinamento;
- forma da seção transversal;

- disposição das armaduras longitudinais e transversais;
- taxa de armadura longitudinal;
- tipo de agregado;
- cobrimento da armadura.

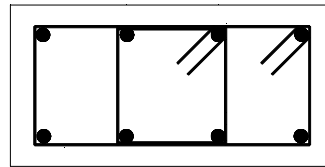
No tocante a ductilidade observou-se que para uma taxa de armadura longitudinal de 2,54% e transversal de 1,03%, os pilares alcançaram deformações últimas da ordem de 2,3‰, semelhantes às observadas por AGOSTINI (1992).

A variação no espaçamento de estribo de 10cm para 5cm, não provocou grandes acréscimos de deformações longitudinais nos casos dos pilares quadrados, como também nos casos de seção transversal retangular, onde a variação foi de 5cm para 2,5cm.

Os ensaios demonstraram que a seção resistente é a do núcleo, deixando claro que mudança na taxa de armadura, principalmente transversal, conduziria a deformações últimas maiores, porém com um acréscimo na força axial. É mais adequado trabalhar com a configuração da armadura transversal de modo a se obter melhor proteção contra flambagem da armadura longitudinal, recomendando-se, por exemplo, as configurações de estribos apresentadas na figura 6.5, com diâmetro e espaçamento tal que, a taxa de armadura transversal volumétrica fique em torno de 1,6%. Os pilares da série 5, onde se usaram a configuração da figura 6.5b, apresentaram maiores níveis de deformações longitudinais, se bem que estes estavam solicitados à compressão excêntrica e não centrada como os demais; esta configuração de estribos foi adotada em todos os ensaios de compressão excêntrica.



a) Configuração para seção quadrada



b) Configuração para seção retangular

Figura 6.5 - Proposta de arranjo de armaduras para pilares de CAD

A taxa de armadura longitudinal deve ser mantida próxima ao limite superior, que é de 3% nas regiões de emendas por traspasse segundo a NBR 6118/78 e de 4% segundo o CEB e EUROCODE, optando-se por um maior número de barras ao invés de se aumentar o diâmetro.

Na figura 6.6 observa-se a influência da taxa de armadura longitudinal e transversal nos pilares P 7/2, P 5/2 e P 6/2, da esquerda para a direita, ensaiados à compressão excêntrica, sendo que as taxas de armaduras estão apresentadas na tabela 5.2. Observa-se que as regiões de rupturas, onde ocorreram os destacamentos do concreto de cobertura, é maior no pilar P 7/2 que possuía menores taxas de armadura.

Na tabela 6.3 observa-se que o valor médio da deformação última no concreto mais comprimido, para os pilares ensaiados à compressão excêntrica, resultou 2,5‰ para uma resistência à compressão média de 87,5MPa. O nível de deformação última do concreto comprimido resultou maior que o valor de 2,4‰, indicado na tabela 2.3 (prática recomendada do IBRACON) e 2,18‰ que foi obtido pela equação 2.12 do Código Modelo - MC90 CEB(1991), que é mais conservativo.

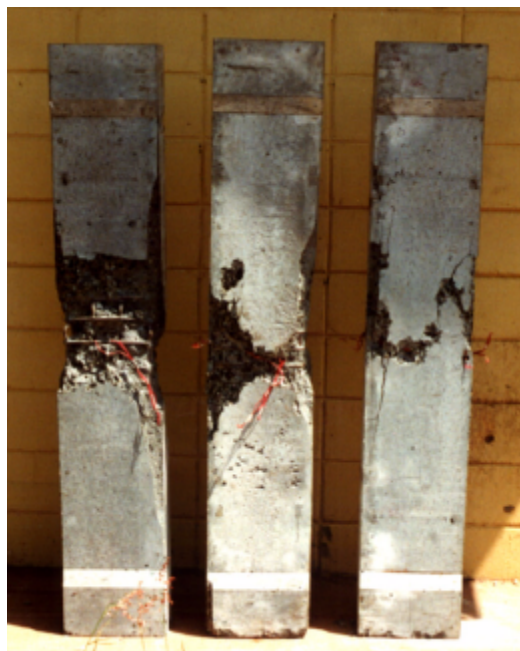


Figura 6.6 - Visão da região de ruptura dos pilares P 7/2, P 5/2 e P 6/2.

Os estudos sobre ductilidade são encontrados na literatura internacional voltados para os casos de ações sísmicas, onde existe maior necessidade de redistribuição de esforços por parte dos elementos estruturais.

Os níveis de deformações últimas alcançados, nos pilares ensaiados, confirmam a ductilização dos pilares através de detalhamento adequado das armaduras. Ressalte-se que o risco de ações sísmicas no Brasil é bastante reduzido.

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Visando estabelecer justificativas para os resultados obtidos para os momentos teóricos, foram analisadas duas hipóteses de vinculação. A primeira considerou um pilar articulado em ambas as extremidades que era a situação experimental desejada, e a segunda considerou um apoio no topo e um engastamento na base, provocado pela chapa de aço colocada entre o pilar e o cilindro do macaco hidráulico. Observa-se que a situação real no ensaio estaria entre uma situação e outra.

Foi tomado, como exemplo para a análise teórica, um pilar com mesma altura e largura dos modelos. Como simplificação a espessura foi unitária e o pilar considerado formado por um único material com módulo de elasticidade igual a 30GPa. Foi aplicada força distribuída de 200kN/cm deslocada no topo de modo que a resultante estivesse com excentricidade de 2,5cm em relação ao eixo, como feito nos ensaios.

Os resultados obtidos estão apresentados nas figuras 6.7, 6.8 e 6.9. As distribuições de tensões normais ao longo do pilar para as hipóteses 1 e 2, são observadas nas figuras 6.7 e 6.8, respectivamente. Na figura 6.9 observa-se a mudança na distribuição de tensão ao longo da largura do pilar para as duas hipóteses.

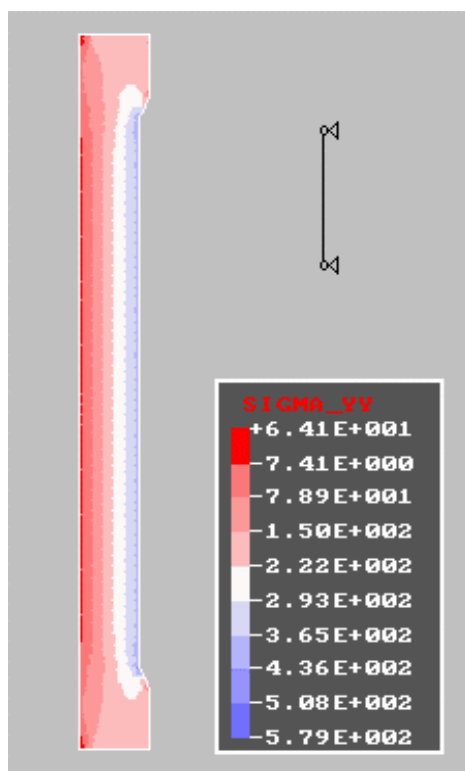


Figura 6.7 - Distribuição de tensões para a hipótese 1

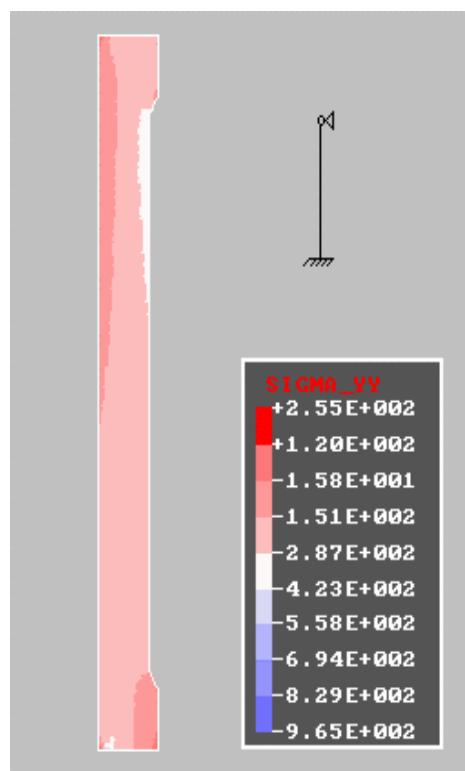


Figura 6.8 - Distribuição de tensões para a hipótese 2

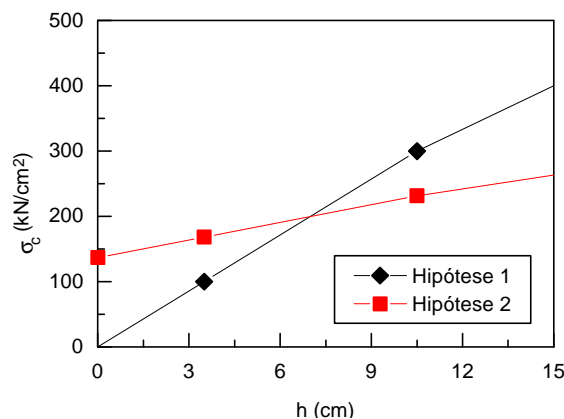


Figura 6.9 - Distribuição de tensão ao longo da seção instrumentada

As análises numéricas foram feitas com as colaborações dos Professores Adeildo Soares Ramos Junior e Eduardo Nobre Lages, do Departamento de Engenharia Estrutural da Universidade Federal de Alagoas. Para o processamento

foi utilizado o programa Femoop¹ que utiliza o método dos elementos finitos, como pré-processador o programa Mtool(1992) e como pós-processador o programa Mview(1993).

Para a seção na metade da altura do pilar observa-se na figura 6.7 que o valor da tensão na face mais comprimida é quase o dobro do correspondente na hipótese 2 apresentada na figura 6.8.

A figura 6.9 que apresenta a distribuição de tensões ao longo da seção situada na metade da altura, que foi a seção considerada nas análises, confirma o fato de que mudanças nas vinculações provocadas nos modelos, pelas condições de ensaios, alteram as distribuições de tensões e, conseqüentemente, o valor do momento experimental atuante.

Considerando a hipótese 2 onde os pilares submetidos a flexão normal composta, durante os ensaios, tiveram a rotação impedida na base junto ao macaco hidráulico, e articulados no topo, junto a célula de carga, os momentos fletores atuantes nas seções transversais de meia altura são da ordem de 50% dos momentos iniciais indicados nas tabelas 6.8 e 6.10 para a ação última.

Assim as análises foram refeitas apresentando-se as tabelas 6.12 e 6.13, para o modelo proposto pelo Autor e por COLLINS et al.(1993).

Tabela 6.12 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta pelo Autor e ação última, admitindo o M_{exp} da hipótese 2

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,a}$	$M_{exp} / M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} / F_{teo,b}$	$M_{exp} / M_{teo,b}$
P5/1	2842	2131,5	2817	2109	1,01	1,01	3195	2242	0,89	0,95
P5/2	2806	2104,5	2790	1993	1,01	1,06	3010	2782	0,93	0,76
P6/1	3227	2420	2842	2294	1,14	1,05	3382	2159	0,95	1,12
P6/2	3218	2413,5	3452	2287	0,93	1,06	3691	2902	0,87	0,83
P7/1	3012	2259	2836	1375	1,06	1,64	3110	1585	0,97	1,43
P7/2	3118	2338,5	3774	1328	0,83	1,76	3671	1791	0,85	1,31
P8/1	3252	4065	3101	1978	1,05	2,06	3251	2457	1,00	1,65
P8/2	3250	4062,5	3639	2414	0,89	1,68	3869	1903	0,84	2,13
P9/1	2388	3582	2262	1921	1,06	1,86	2512	2878	0,95	1,24
P9/2	2143	3219	2128	1892	1,13	1,70	2115	2287	1,01	1,41

¹ Sistema desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da PUC-RIO

Tabela 6.13 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação apresentada por Collins et al. (1993) e ação última, admitindo o M_{exp} da hipótese 2

Pilar	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	$F_{teo,a}$ kN	$M_{teo,a}$ kN.cm	$F_{exp} /$ $F_{teo,a}$	$M_{exp} /$ $M_{teo,a}$	$F_{teo,b}$ kN	$M_{teo,b}$ kN.cm	$F_{exp} /$ $F_{teo,b}$	$M_{exp} /$ $M_{teo,b}$
P5/1	2842	2131,5	2689	2197	1,06	0,97	3108	2467	0,91	0,86
P5/2	2806	2104,5	2658	2091	1,06	1,01	2918	3017	0,96	0,70
P6/1	3227	2420	2649	2303	1,22	1,05	3225	2366	1,00	1,02
P6/2	3218	2413,5	3208	2437	1,00	0,99	3478	2378	0,93	1,01
P7/1	3012	2259	2663	1453	1,13	1,55	2969	1771	1,01	1,28
P7/2	3118	2338,5	3681	1576	0,85	1,48	3289	344,6	0,95	1,48
P8/1	3252	4065	2992	2133	1,09	1,91	3156	2582	1,03	1,57
P8/2	3250	4062,5	3478	2662	0,93	1,53	3731	2204	0,87	1,84
P9/1	2388	3582	2089	1877	1,14	1,91	2384	2977	1,00	1,20
P9/2	2143	3219	2048	1940	1,05	1,66	2047	2343	1,05	1,37

Os resultados indicados mostram melhor aproximação entre os momentos fletores teóricos e experimentais, justificando, deste modo, que os modelos teóricos analisados (Autor e COLLINS et al.(1993)) fornecem resultados satisfatórios.

Ao término, julga-se ter conseguido atingir os objetivos inicialmente propostos.

O estudo de dosagem desenvolvido, com escolha cuidadosa dos materiais componentes, levou à obtenção do concreto com alta resistência desejado, ou seja, resistência média à compressão de 80MPa aos 15dias. Para isto, o consumo de cimento foi de 480kg/m³ e o de sílica ativa igual a 10% deste. Estes valores são inferiores aos adotados por outros pesquisadores para resistências equivalentes.

Para os modelos ensaiados à compressão centrada, as relações entre a força última experimental e a força última teórica, considerando a seção do núcleo, resultou em média 1,12; variando entre 1,02 e 1,29. Com isto pode-se afirmar que a seção resistente é formada pelo núcleo, ou seja, a região limitada pelo eixo da armadura transversal mais externa.

Um dos objetivos deste trabalho era analisar o efeito do aumento da seção transversal e o confinamento do núcleo. Cabe ressaltar que as taxas de armaduras longitudinais e transversais adotadas neste trabalho são menores do que as indicadas nas conclusões de outros pesquisadores. Quanto à preocupação que se tinha de que ao mudar a seção transversal de quadrada para retangular haveria alteração no comportamento do núcleo, não foram identificadas grandes alterações no comportamento dos pilares.

A simples diminuição do espaçamento entre estribos, mantendo-se o seu diâmetro, não interferiu de maneira significativa na relação $F_{u,exp} / F_{un}$, indicando que é melhor arranjar os estribos de modo a evitar a flambagem das barras longitudinais.

O valor médio das relações entre as forças últimas experimentais e as forças últimas teóricas, sem considerar as áreas dos núcleos resultaram igual a 0,72, com variação entre 0,64 e 0,79, indicando que a seção resistente não é a seção total.

A média das relações entre os valores experimentais divididos pelos teóricos, calculados a partir das expressões apresentadas por COLLINS et al. (1993), resultou igual a 1, o que averigua a eficiência do uso do coeficiente k , que permite analisar a resistência do pilar considerando a área integral da seção transversal para concretos de alta resistência.

Deve ser ressaltado que para análise dos resultados não se considerou o efeito da deformação lenta por terem os ensaios sido feitos com ações de curta duração.

Os resultados obtidos pelo Autor, considerando apenas os núcleos confinados dos pilares, e por COLLINS et al. (1993) são iguais, confirmando o modelo adotado.

Para análise dos resultados obtidos através dos ensaios de pilares submetidos à flexão normal composta optou-se por observar o comportamento dos modelos em duas etapas de ensaios: na etapa última quando foram considerados os colapsos e para uma ação relativa a 80% da ação de colapso.

As análises foram feitas considerando as variações das tensões no concreto nas seções transversais dos pilares com as equações propostas pelo Autor e por COLLINS et al. (1993), para justificar a consistência dos resultados experimentais obtidos.

Analisando o modelo proposto, pode-se perceber que as relações entre os valores das forças experimentais e teóricas resultaram praticamente idênticas, tanto para o caso das deformações medidas durante os ensaios (situação a), quanto para a situação b, onde as deformações no concreto foram calculadas a partir das deformações medidas nas barras de aço.

Para as forças normais, as relações entre F_{exp} / F_{teo} são praticamente iguais a unidade, com média igual a 1,05 (variando entre 1,01 e 1,09), quando se considera o modelo de distribuição de tensões na seção transversal indicado por COLLINS et al. (1993). Aplicando-se o modelo de distribuição de tensões proposto, a referida média resultou 0,97.

Para as análises das relações entre os valores dos momentos fletores experimentais e teóricos, pode-se perceber que os resultados obtidos com o modelo de COLLINS são melhores que os apresentados pelo Autor. As médias

entre todos os valores de M_{exp} / M_{teo} resultaram iguais a 2,64 e 3,06, respectivamente.

Os valores obtidos para os momentos indicam que, para qualquer análise realizada de ação de colapso ou 80% do valor desta, considerações diferenciadas das deformações - casos a e b, há consistência nos resultados. Podem ser observadas as mesmas tendências quando se usaram as duas indicações.

Para análise dos resultados dos ensaios de flexão normal composta, por hipótese, admitiu-se que o esquema estático de carregamento resultaria em momento fletor constante ao longo da altura do pilar onde o momento experimental era calculado por $M_{exp} = F_{exp} \cdot e_{inicial}$.

No entanto, em função de características dos ensaios tais como:

- aplicação da força excêntrica de modo uniformemente distribuída em uma placa, com resultante excêntrica em relação ao eixo do pilar, ao invés de uma ação concentrada;
- variação da geometria do pilar próximo das extremidades;
- consideração de articulação na base plana do pilar, o que não ocorreu totalmente, pois a dimensão do pilar na direção do momento restringia esta rotação;
- o atrito das chapas comprimidas para aplicação das ações excêntricas, introduziam esforços horizontais, que movimentavam também o pórtico durante os ensaios;

pode-se concluir que, o momento experimental, tal como admitido, não correspondia ao que atuava na seção a meia altura do pilar, que era instrumentada, o que dificultou a análise comparativa.

Por exemplo, se o pilar estivesse engastado na base e articulado no topo o valor do momento fletor na seção instrumentada seria igual a metade do valor do momento aplicado.

A situação real de vinculação dos pilares estaria em uma posição intermediária, dentre as analisadas, pois os modelos não estavam totalmente engastado na base e nem com a translação horizontal totalmente livre no topo.

Analisando os valores das deformações nas barras das armaduras longitudinais, para uma mesma ação aplicada, nos casos dos modelos das séries

1 e 2, observou-se que permaneceram praticamente iguais enquanto as taxas de armadura transversal dobraram. Este fato deve-se aos baixos valores da taxa de armadura transversal adotados; fica claro que para aumentar a ductilidade deve-se aumentar tanto a taxa de armadura transversal quanto a longitudinal.

Comparando as deformações últimas dos modelos ensaiados, sob ação centrada, onde as taxas de armaduras longitudinais (2,18% e 2,46%) e transversais (0,51%, 1,01%, 1,03% e 2,02%), com os resultados de AGOSTINI(1992) e PAIVA(1994), observam-se que os valores são semelhantes, lembrando-se que as taxas de armaduras adotadas por estes pesquisadores eram de 3,55% e 4,44% - longitudinal e 1,5% a 3,5% - transversal. Aqueles Autores afirmam que deve ser adotada uma taxa de 2,2% de armadura transversal e 3,5% longitudinal para garantir ductilidade.

Os resultados dos ensaios feitos nesta pesquisa mostraram que a ductilidade foi alcançada com menores taxas de armaduras, como pode ser confirmado nos ensaios dos modelos das séries 4 e 5.

A deformação última no concreto na face mais comprimida resultou um valor médio de 2,5‰ confirmando a alteração proposta para o diagrama de domínios de deformação, quando se tratar de concreto de alto desempenho.

Para os níveis de resistência à compressão (em média 87,5MPa) utilizados nos modelos ensaiados à flexão normal composta observou-se que as hipóteses de distribuição de tensões, indicadas na NBR 6118(1978), para verificação teórica das seções transversais de pilares não são satisfatórias.

Como continuidade desta pesquisa, visando corrigir o problema identificado na execução dos ensaios de flexão normal composta, pode-se optar por outro esquema estático, por exemplo, duas forças aplicadas nos terços ao longo da altura do pilar que, também deve ser solicitado por ação centrada. Desta forma pode-se controlar, de modo mais eficiente, o momento experimental aplicado.

Pode-se também realizar ensaios de pilares com valores menores de resistência do concreto, por exemplo 60MPa, avaliando o comportamento.

Para fins de ductilização dos pilares na ruptura, pode-se estudar o efeito de diversos tipos de fibras, mantendo-se uma taxa de armadura transversal, formada por estribos, igual aos níveis recomendados para os pilares de concreto Classe I.

Com relação às condições de moldagem, o uso de aditivos superplastificantes com maior tempo de atuação é o que se espera para se ter condições de bombeamento mais adequadas.

Finalizando, espera-se que este trabalho possa contribuir para o avanço das aplicações de concreto de alto desempenho nas estruturas de edifícios no Brasil, além de fornecer subsídios para normalização e novas pesquisas.

8.1 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGOSTINI, L. R. S. (1992). *Pilares de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- AGUADO, A ; GETTU, R.; OLIVEIRA, M. O. F. (1994) Caracterización mecánica de un hormigón de alta resistencia. Madrid. *Hormigón y acero*. n. 191, p.137-148,
- AL-HUSSAINI, A.; REGAN, P. E.; XUE H-Y.; RANDAME, K-E. (1993). The behavior of HSC columns under axial load. In: INT. SYMP. ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE, 3., Lillehamer, Norway. *Proceedings*.
- ALMEIDA, Ivan Ramalho de (1990), *Betões de alta resistência e durabilidade: composição e características*. Lisboa 740p. Tese (doutorado) Universidade Técnica de Lisboa.
- ALMEIDA, Ivan Ramalho de (1995) *Concreto de alto desempenho*./Ciclo de palestras ministradas no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP/ São Carlos. 08-12. maio.
- ALMEIDA, I. R.; GONÇALVES, J. R. A.; SHEHATA, L. C. D. (1995). Exemplos de obra em concreto de alta resistência realizados no Brasil. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 37, Goiânia. 03-07 jul. 1995, *Anais*, v. II, p. 435-450.
- AMARAL, C. K. (1988). Microsílica em concretos e argamassas de alta resistência. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30., Rio de Janeiro, 1988, *Anais*. v. 1, p. 67-80.
- AMARAL FILHO, E. M. (1993a). *Concreto de alta resistência*. São Paulo. Associação Brasileira de Cimento Portland. 75p.
- AMARAL FILHO, E. M. (1993b). *Recuperações e aplicações em estruturas de concreto de alto desempenho*. São Paulo. Associação Brasileira de Cimento Portland. 73p.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 363R (1992), *State-of-the-art report on high strength concrete* . Detroit, 55p.
- _____. Committee 318R (1994). *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993) *Standard Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar*. ASTM C 1240-93, Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). *NBR 7217 - Agregado: determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.
- _____. (1987). *NBR 9776 - Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984). *NBR 6474 - Cimento portland e outros materiais em pó - determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- _____. (1982). *NBR 7222 - Argamassas e concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1983). *NBR 7211 - Agregados para concreto*. Rio de Janeiro
- _____. (1986). *NBR 5736 - Cimento Portland Pozolânico*. Rio de Janeiro.
- _____. (1982). *NBR 7223 - Concreto: determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992) *NBR 8953 - Concreto para fins estruturais: classificação por grupos de resistência*. Rio de Janeiro.
- _____. (1980). *NBR 5739 - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro.
- _____. (1994). *NBR 12142 - Concreto - determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos*. Rio de Janeiro.
- ATTARD, M. M.; FOSTER, S. J. (1996) Static ductility of high strength concrete columns under eccentric loading. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 4. Paris, may, p.863-871, *Proceedings*.
- AZIZINAMINI, A. .; KEBRAEI, M. (1996) Flexural capacity of high strength concrete columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 4. Paris, may, p.873-881, *Proceedings*.

- BJERKELI, L.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J. J. (1990). Deformation properties and ductility of high-strength concrete. In: HESTER, W. T., ed. Detroit, ACI. p.215-238 (SP-121)
- BUCHAS, J.; BUCHAS, F. (1993) Uso y perspectivas de los hap (hormigones de alta performance) en estructuras en nuestra region. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26., Montevideo, Uruguay, 15-19 nov. 1993. *Memorias* v.4, p. 149-162
- CARRASQUILLO, P. M.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. (1981) Properties of high strength concrete subject to short-term loads. *ACI Materials journal*, p.171-181, May-June.
- CEB (1991). CEB-FIP model code 1990. *Bulletin d'Information*, n.203-205, July
- CEB (1990) Working Group on High-strength Concrete (1990), High strength concrete - state of the art report. *CEB Bulletin d'Information*, n. 197, ago.
- CEB (1993) Advanced studies on structural concrete. *Bulletin d'Information*, n. 221, p.108-124. mar.
- CLAESON, C.; GYLLTOFT, K.; GRAUERS, M. (1996). Experiments and numerical analyses of reinforced high strength concrete columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 4. Paris, may, p.797-806, *Proceedings*.
- CIVIL ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION.(1993).*High-performance construction materials and systems: an essential program for America and its infrastructure*. Washington, CERF/ASCE. Technical Report 93-5011
- COLACO, J. P. (1985). 75-Story Texas commerce plaza, Houston - the use of high-strength concrete. In: RUSSEL, H. G., ed. Detroit, ACI. p.1-8 (SP-87)
- COLLINS, M. P.; MITCHEL, D.; MAC GREGOR, J. G. (1993) Structural design considerations for high-strength concrete. *Concrete international*, ACI, p. 27-34. May.
- CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1994). High-strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.120 n.3, p.783-804, Mar.
- DAL MOLIN, D. C.; WOLF, J. (1991). Viabilidade técnico-econômica da utilização de concretos de alta resistência em edifícios altos. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE NOVAS TENDÊNCIAS DE AUMENTO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO, CB-18, ABNT, Porto Alegre, abr.

- DAL MOLIN, D. C. (1995a) *Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de sílica ativa*. São Paulo. 286P. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- DAL MOLIN, D. C. (1995b). *Potencialidades do uso de sílica fume em concretos de alto desempenho* /Apresentação técnico-comercial na reunião anual do IBRACON, 37/ Goiânia, jul.
- DUCATTI, V. A. (1993) *Concreto de elevado desempenho-estudo da aderência com a armadura*. São Paulo. 374P. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FAFITIS, A.; SHAH, S. P. (1985) Lateral reinforcement for high-strength concrete columns. In: RUSSEL, H. G., ed. Detriot, ACI. p.213-232 (SP-87)
- FUSCO, P. B. (1995) *Técnicas de armar as estruturas de concreto*, São Paulo, Pini.
- GOMES, P. C. C. (1995) *Estudo de parâmetros que influenciam a produção e as propriedades dos concretos de alta resistência*. Rio de Janeiro, 181p. Tese de mestrado, COPPE-UFRJ.
- GONZÁLEZ-ISABEL, G. et alii (1994) Un estudio de la resistencia a compresión de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigón de alta resistencia. *Hormigon y acero*. Madrid, n.190, p.23-36
- GONZÁLEZ-ISABEL, G. (1993) *Hormigon de alta resistencia*, Madrid, INTEMAC
- HELENE, Paulo R. L.; TERZIAN, Paulo (1993).*Manual de dosagem e controle do concreto* São Paulo, Pini, 349p.
- HERRMANN, E.; CAMERATO, C. R. (1988). Estudo e aplicação de concreto de alta resistência com microsílica no Brasil. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30., Rio de Janeiro, 1988. *Anais*. v. 1, p. 81-93
- IBRAHIM, H. H. H.; MAC GREGOR, J. G. (1996) Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns. *ACI Structural journal*. v. 93, n. 5, Sep.-Oct.,
- LAURENT, N. (1989) *Fragilité des éléments comprimés en béton à hautes et très hautes performances et pourcentages minimaux d'armatures*. Clermont-Fd, Université Blaise Pascal. 72p.
- LEITE, M. F. (1994) The Suarez Trade Building in Salvador, Brazil In: OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES, 19. Singapore, 24-26, aug. *Anais*.
- LEITE, M. F.; MIRANDA, M. (1997) Estruturas Criativas, *Newsletter da Leite e Miranda Engenheiros Associados, Ltda.*, Salvador-BA. v.2.1, mar.

- KÖNIG, K.; SIMSCH, G. (1996). Failure mechanism and load-deformation behaviour of high-strength concrete columns with confining reinforcement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 4. Paris, may, p.777-786, *Proceedings*.
- MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, P. J. M. (1994) *Concreto: estrutura, propriedade e materiais*. São Paulo, Pini, 573p.
- MENDES, H. O. (1993) *Ductilidade de elementos de concreto de alta resistência* Rio de Janeiro, 148p. Tese de mestrado, COPPE-UFRJ.
- MORAES, M. F. (1990). *Algumas propriedades mecânicas do concreto com microsilica*. São Paulo. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- MUGURUMA, H.; WATANABE, F. (1990) Ductility improvement of high-strength concrete columns with lateral confinement. In: HESTER, Weston T. *High-strength concrete*. Detroit. (SP-121).
- Mtool (1992) - *Bidimensional Mesh Tool*, Manual do Usuário, Versão 1.0, TeCGraf - Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica-PUC/Rio, Convênio CENPES-PETROBRAS-PUC/Rio.
- Mview (1993) - *Bidimensional Mesh View*, Manual do Usuário, Versão 1.1, TecGraf - Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica-PUC/Rio, Convênio CENPES-PETROBRAS-PUC/Rio.
- NEVILLE, A. M. (1982) *Propriedades do concreto*. São Paulo, Pini, 738p.
- NS 3473 E (1992) Concrete structures: design rules. 4 ed. Oslo, Norway, nov. (English version)
- PACIOS, A.; GETTU, R.; SHAH, S. P. (1992), Utilización del hormigón de alta resistencia en EE. UU. *Cemento-hormigón*, Barcelona, n.709, p.1118-1135, ago.
- PAIVA, Nadjara M. B. (1994) *Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples* Campinas. Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas
- PERDÃO Jr, P.; AGOSTINI, L. R. S. (1996) 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. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-

- PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Florianópolis, 05-07, jun.1996. *Anais*, p. 306-317.
- PEREIRA NETO, P. M. (1994). *O efeito do agregado graúdo em algumas propriedades do concreto de alta resistência com microssílica*. São Paulo. 173p. Dissertação (mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- PEREIRA NETO, P. M.; DJANIKIAN, J. G. (1995). *Algumas características do concreto de alta resistência com microssílica*. São Paulo, EPUSP. 19p. (BT/PCC/143).
- PINTO JUNIOR., N. O. (1992). *Flexão de vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- REGAN et alii (1993) The behavior of HSC columns under axial load. In. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE, 3., Lillehammer, Norway, June. *Proceedings*
- ROCHA, Silvério (1997) Desempenho medido na prática. *Revista de tecnologia da construção - Técnica*. São Paulo, n.29, p.14-22, jul-ago.
- SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. (1994) *High performance concretes and applications*. London, Edward Arnold, 402 p.
- SHEIKH, S. A.; SHAH, D. V.; KHOURY, S. S. (1994) Confinement of high-strength concrete columns. *ACI Structural journal*, Detroit, v.91, n.1, p.100-111, jan-fev.
- SILVA FILHO, A. F. (1996) Emprego de concreto de alto desempenho na Bahia um relato histórico: início-estágio atual-perspectivas In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Florianópolis, 05-07, jun.1996. *Anais*, p. 118-125
- SOBRAL, S. H. (1984) *Propriedades do concreto endurecido*. São Paulo, 46p. abr. (ABCP ET-61)
- THORENFELDT, E.; TOMASZEWICZ, A.; JENSES, J. J. (1987). Mechanical properties of high strength concrete and application. In. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE Stavanger, Norway, June, p.149-159
- VASCONCELOS, A. C. (1994). O papa do concreto. *Revista Construção*, Ed. Pini, n. 2402, fev.

8.2 - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- ABDEL-FATTAH, H.; AHMAD, S. H. (1989) Behavior of hoop-confined high-strength concrete under axial and shear loads. *ACI Structural journal*, Detroit, v.86, n.6, p.652-659, set-out.
- AHMAD, S. H. (1992) Notas de aula do curso de concreto de alta resistência e durabilidade. COPPE-UFRJ.
- AITCIN, P. C.; LAPLANTE, P.; BEDARD, C. (1985) Development and experimental use of a 90 MPa (13,000psi) field concrete. In: RUSSEL, H. G., ed. Detroit, ACI. p.51-70 (SP-87)
- AITCIN, P. C.; NEVILLE, A (1993) High-performance concrete demystified. *Concrete international*. v.15, n.1, p.21-26, Jan.
- ALLEN, A. H. (1995) *Reinforced concrete design to BS 8110 simply explained*, London, E & FN SPON, 239p.
- ALVES, R. A. R.; HELENE, P. (1994) *Contribuição ao estudo dos aditivos superplastificantes utilizados em concreto fluído* São Paulo, EPUSP. 27p. (BT/PCC/135).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR 7251 - Agregado em estado solto:- determinação da massa unitária*. Rio de Janeiro.
- _____. (1991). *NBR 5733 - Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro.
- _____. (1983). *NBR 8522 - Concreto: determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984). *NBR 5738 - Confecção e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndricos ou prismáticos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1985). *NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro.
- BACRAJI, Edgar (1993) *Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares*. São Carlos, Dissertação (Mestrado) - EESC/USP.
- BASTOS, Paulo S. S.; AGNELLI, N. (1994) *Concreto de alta resistência*. São Carlos. 25p. (seminário apresentado à disciplina "SAP-817 Patologia das construções 1").
- BRAGA, W. A. (1986) *Aparelhos de apoio das estruturas*, São Paulo, Edgard Blücher.

- BUCHAS, F.; BUCHAS, J. (1995). Consideraciones sobre el uso de superfluidificantes en HAP (Hormigones de Alta Performance) para la Industria del Hormigón Elaborado. *Cemento Hormigon*, n. 749, p. 1131-1142, sep.
- CEB (1991). CEB-FIP model code 1990. *Bulletin d'Information*, n.213, July
- CEB (1995). CEB-FIP High performance concrete: Recommended Extensions to the Model Code 90 Research Needs model code 90. *Bulletin d'Information*, n.228, July
- DALLY, J. W.; RILEY, W. F. (1987) *Experimental stress analysis*. London, McGraw-hill 2ed.
- DINIZ, J. Z. F. (1995). Aspectos estruturais e econômicos do concreto. In: WORKSHOP A ESTRUTURA DE CONCRETO DO FUTURO. São Paulo. Ago. 1995 p. 36-54.
- DRAKE, K. D. (1985). High-strength concrete in Seattle. In: RUSSEL, H. G., ed. Detroit, ACI. p.21-34 (SP-87)
- DRY, C. (1993) High performance concretes for tall buildings In: INTERNATIONAL CONFERENCE RIO DE JANEIRO COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT, Rio de Janeiro, May 17-19, *Proceedings*
- EL-DASH, K. M.; AHMAD, S. H.(1994) A model for the stress-strain relationship of rectangular confined normal and high strength concrete columns. *Materials and structures*, n.27, p.572-579
- EUROCODE 2. (1992) Design of concrete structures - part 1: general rules and rules for buildings. Brussels, CEN.
- EVANGELISTA, A. C. J.; SHEHATA, L. C. D.; ALMEIDA, I. R. (1995) Attempts to elevate the strength of lightweight concrete in Brazil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON STRUCTURAL LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE, Sandefjord (Norway), 20-27 Jun. 12p. *Anais*
- FERNANDEZ CANOVAS, M.; GUTIERREZ, P. A.(1992) Composición y dosificación de los hormigones de alta resistencia. *Cemento-hormigón* Barcelona, n. 709, p. 971-990, ago.
- FOURÉ, B. (1995) *O concreto dos anos 2000*, São Paulo, out.
- FUSCO, P. B. (1981) *Estruturas de concreto: solicitações normais*, Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois
- FUSCO, P. B. (1997). *A investigação experimental de estruturas*. São Paulo, EPUSP. 10p. (BT/PEF/9616).

- GAIOFATTO, R. L.; RESENDE, P. C. M. (1993) O comportamento reológico dos concretos de microssílica In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26., Montevideo, Uruguay, 15-19 nov. 1993. *Memorias* v.3, p. 197-208
- KARABINIS, A. I.; KIOUSIS, P. D. (1994) Effects of confinement on crocrete columns: plasticity approach. *Journal of structural engineering*, New York, v.120, n.9, p.2747-2767, set.
- LACROIX, R.; JAUGEY, P. (1985) High-strength concrete: how to use it every day. In: RUSSEL, H. G., ed. Detriot, ACI. p.35-50 (SP-87)
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977) *Construções de concreto: princípios básicos de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência, 6 v.
- LLoyd, N. A ; RANGAN, B. V. (1996) Studies on High-strength concrete columns under eccentric compression. *ACI Structural Journal*, v. 93, n. 6, Nov.-Dec.
- MAC GREGOR, J. G. (1988) *Reinforced concrete: mechanics and design*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 799p.
- MALIER, Y., ed. (1994) *High performance concrete: from material to structure*. London, E & FN Spon.
- MORROW, R.; TRZCINSKI; T.; HANAI, J. B. (1993) *Design of a high-strength concrete mixture*. Berkeley. 19p. (trabalho desenvolvido para a disciplina CE 240 Advanced civil engineering materials)
- MENDES, Henrique Oliveira (1993) *Ductilidade de elementos de concreto de alta resistência*. Rio de Janeiro, Dissertação (mestrado), .UFRJ-COPPE
- NILSON, A. H. (1985). Design implications of current research on high-strength concrete. In: RUSSEL, H. G., ed. Detriot, ACI. p.85-118 (SP-87)
- NIELSEN, K. H. (1987). Ductility of section design in high strength concrete. In. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGHT CONCRETE Stavanger, Norway, June, p.535-546
- OLIVEIRA, Flávia R. M. (1993) Comportamento estrutural de colunas utilizando concreto armado de alto desempenho In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26., Montevideo, Uruguay, 15-19 nov. 1993. *Memorias* v.3, p. 489-500
- SANTOS, L. M. (1983) *Cálculo de concreto armado segundo a nova NB-1 e o CEB*. 2 ed. São Paulo, Ed. LMS, v.1
- SANTOS, L. M. (1994) *Sub-rotinas básicas do dimensionamento de concreto armado*, São Paulo, Thot, v. 1 (inclui programa CONDE-1 e guia de usuário).

- SILVA, I. S. (1995) *Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento*. São Carlos, Dissertação (mestrado), EESC-USP, 128p.
- TACHIBANA, D.; KUMAGAI, H.; YAMAZAKI, N.; SUZUKI, T.(1994) High-strength concrete($f'_c = 600 \text{ kgf/cm}^2$) for building construction - Selected translation from Japan Concrete Institute. *ACI Materials Journal*. V.91, n.4, p.390-400, Jul.-Aug.
- TARTUCE, Ronaldo; GIOVANNETTI, Edio (1990) *Princípios básicos sobre concreto de cimento portland*. São Paulo, Ibracon/pini. 107p.
- TARTUCE, Ronaldo (1989) *Dosagem experimental do concreto*. São Paulo. /pini. 115p.
- WEBB, John (1993) High-strength concrete:economics, design and ductility. *Concrete international*, v.15, n.1, p.27-32, Jan.

Apresentação

Estão apresentados todos os gráficos montados a partir dos resultados obtidos nos ensaios de compressão centrada realizados. Cada item contém os diagramas de uma determinada série, onde cada série era composta de 3 pilares iguais. Dentro da série os gráficos estão organizados na seqüência de ensaio. De cada pilar ensaiado tem-se uma primeira folha com dois diagramas, um força em função das deformações no estribo instrumentado e outro força em função dos valores médios das deformações no pilar, concreto e na armadura longitudinal. Na identificação as letras A, B, C e D representam os lados do pilar, padronizados para todos os ensaios. Em uma segunda folha observam-se os diagramas força em função da deformação em cada strain gage, para o concreto e armadura longitudinal, e calculada a partir dos encurtamentos medidos pelos transdutores instalados em cada lado dos pilares.

2. Diagramas força em função da deformação obtidos a partir do ensaio piloto

Ensaio Piloto

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

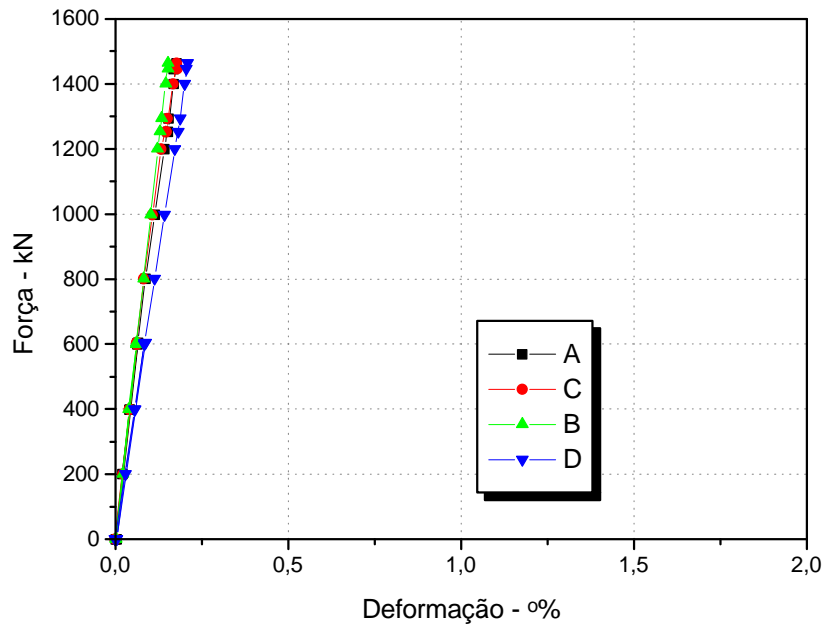
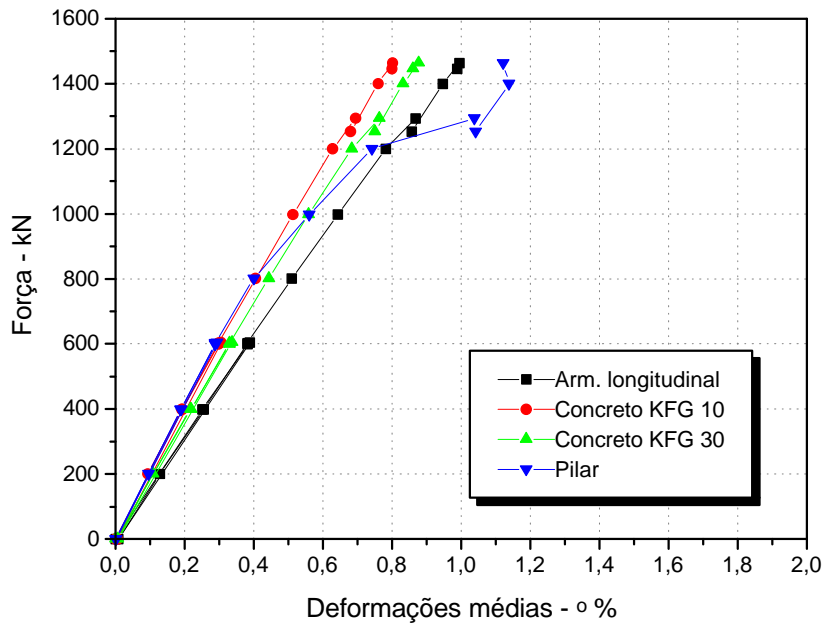


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



3. Diagramas força em função da deformação dos pilares da série 1

Pilar 1/1

Diagrama Força x Deformação no estribo

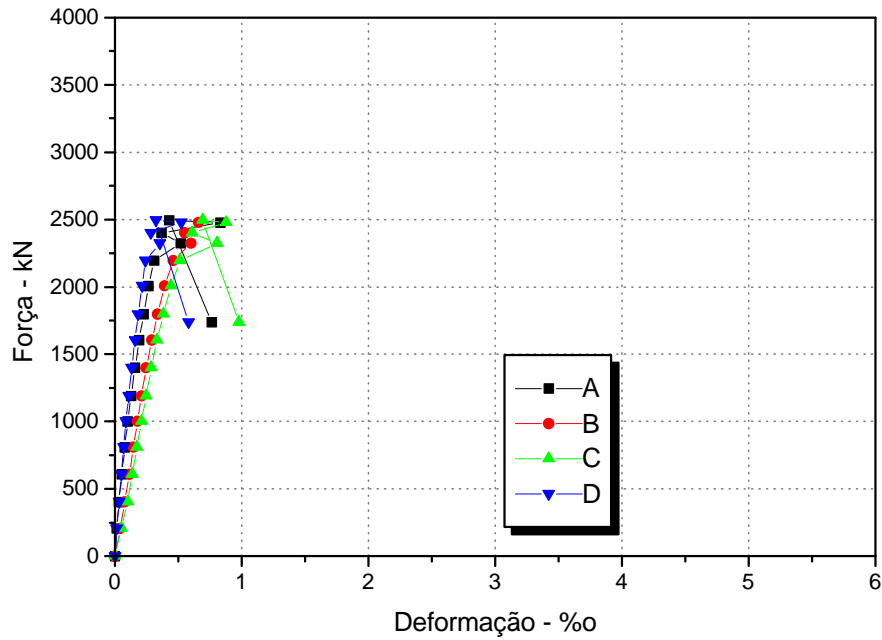
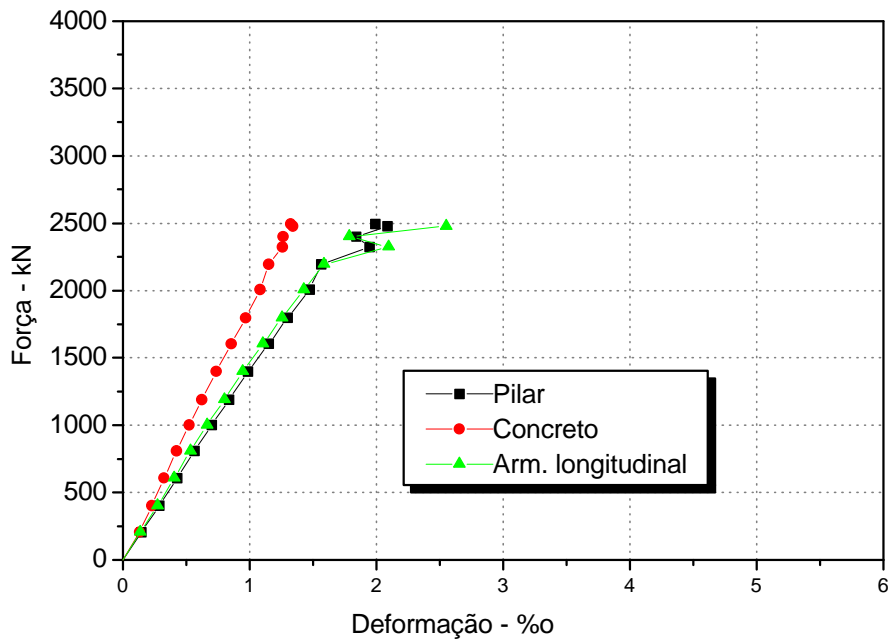
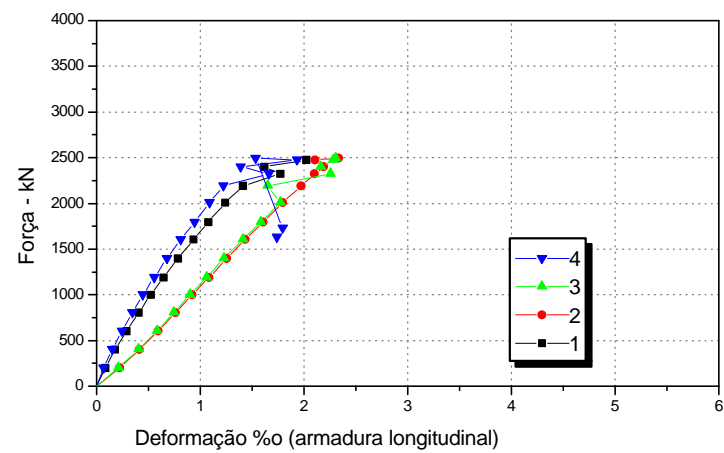
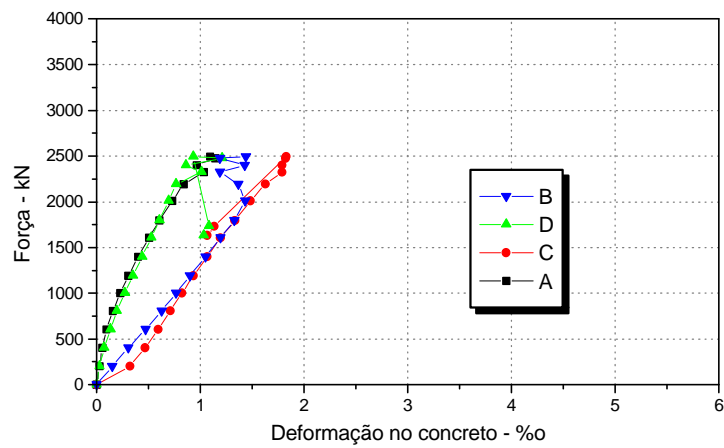
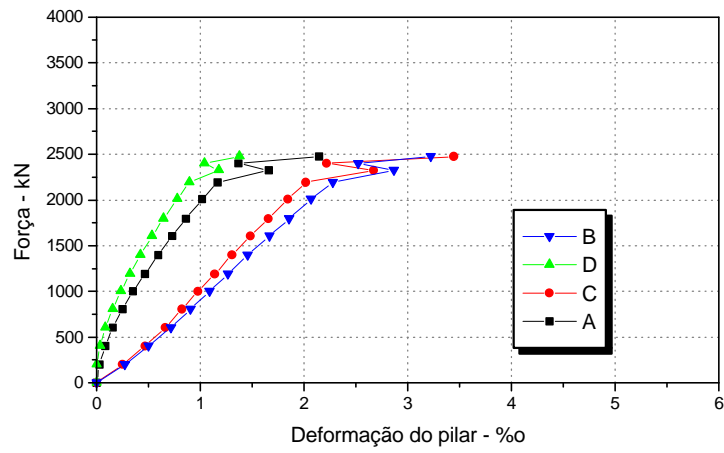


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 1/1



Pilar 1/2

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

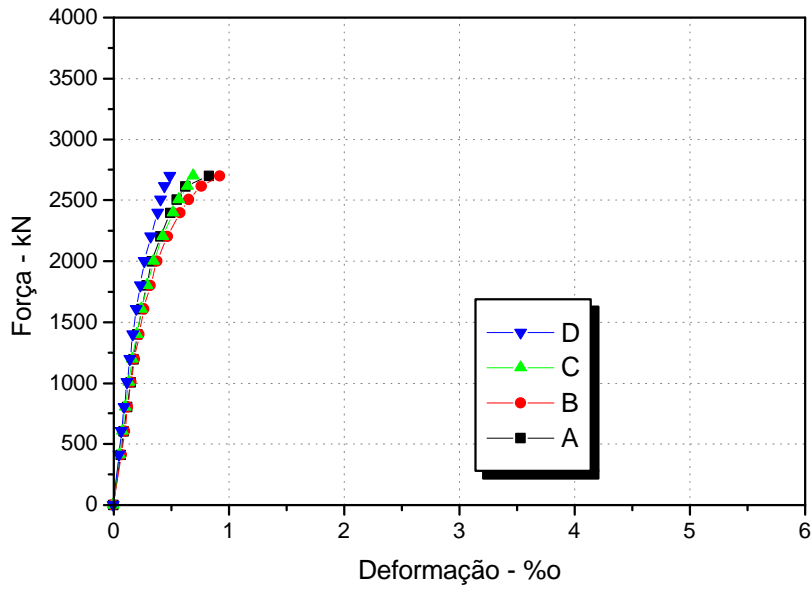
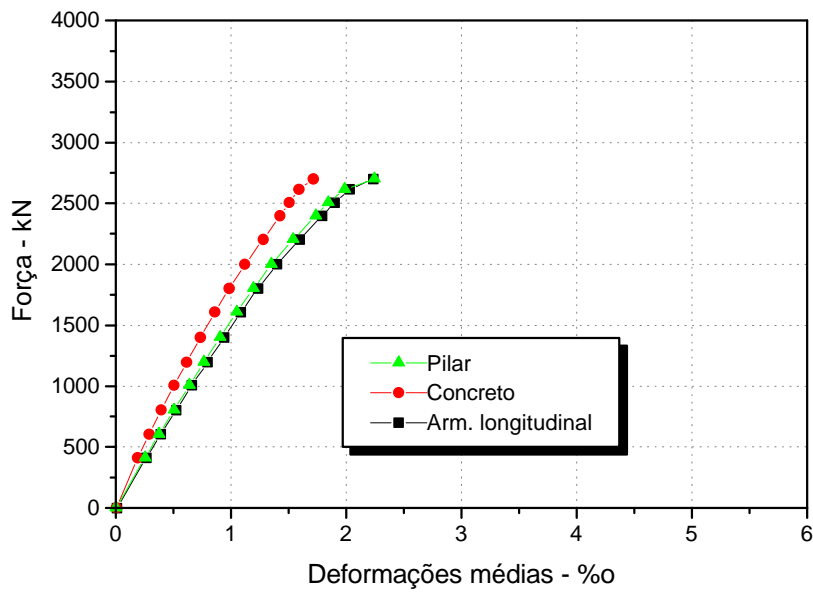
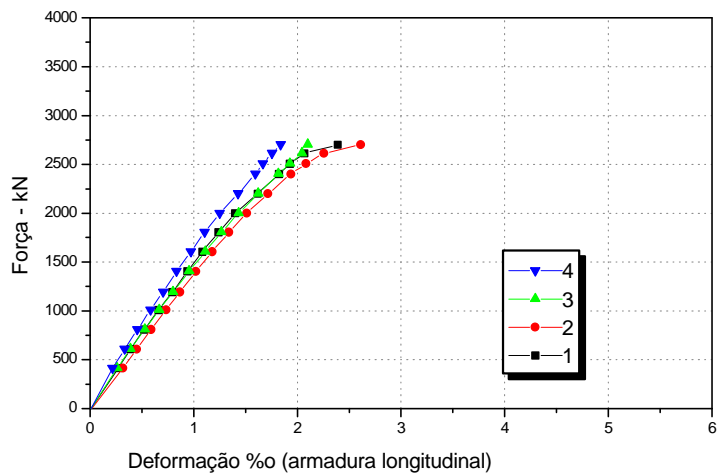
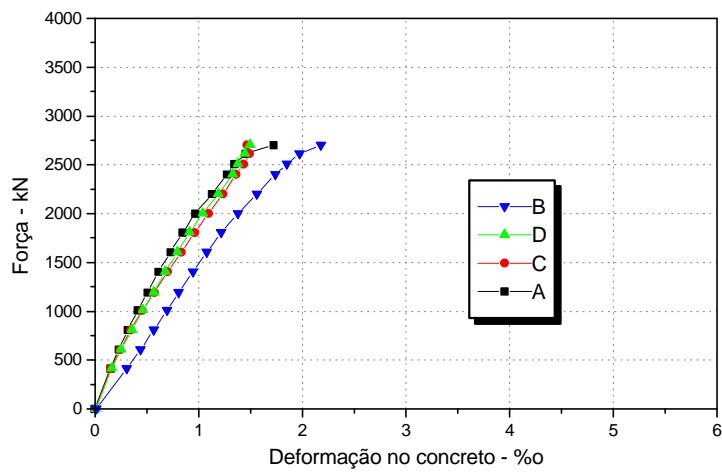
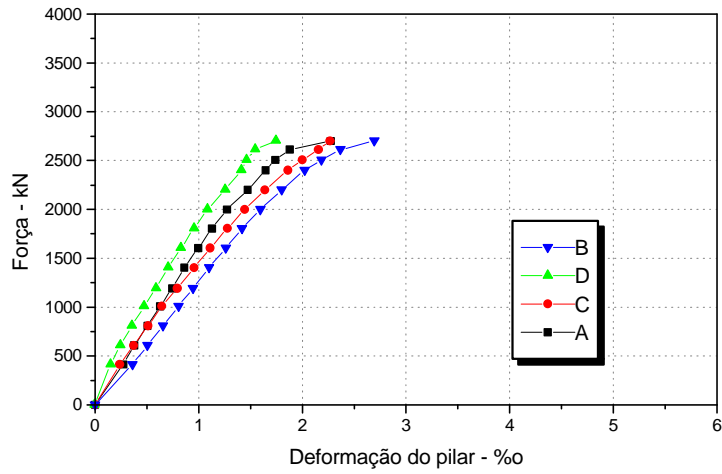


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 1/2



Pilar 1/3

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

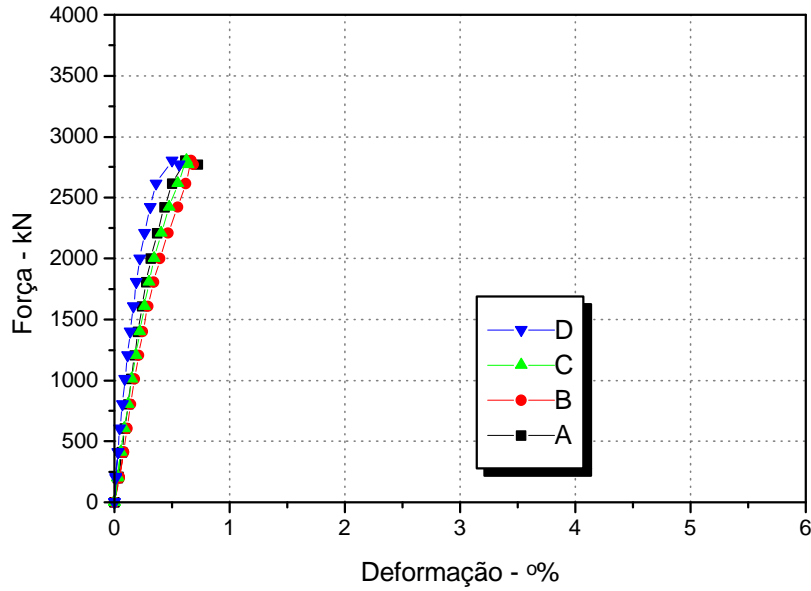
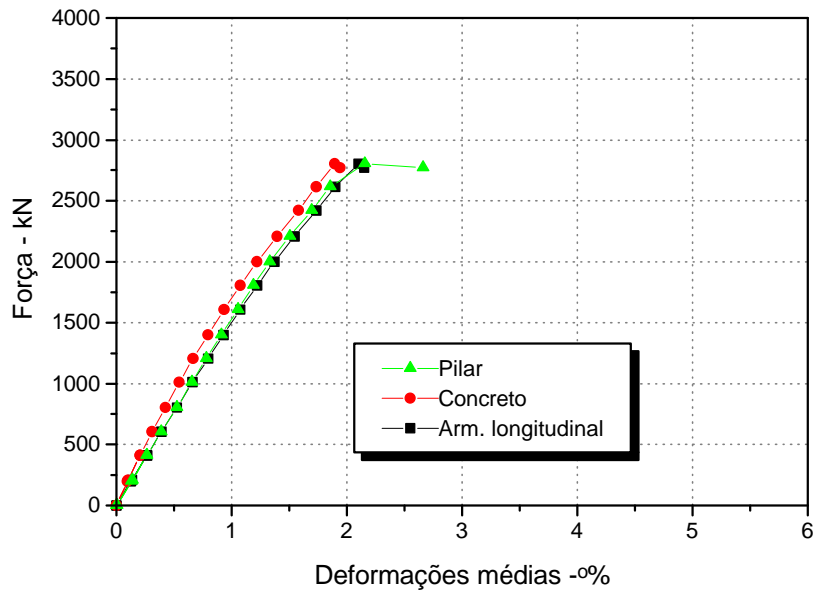
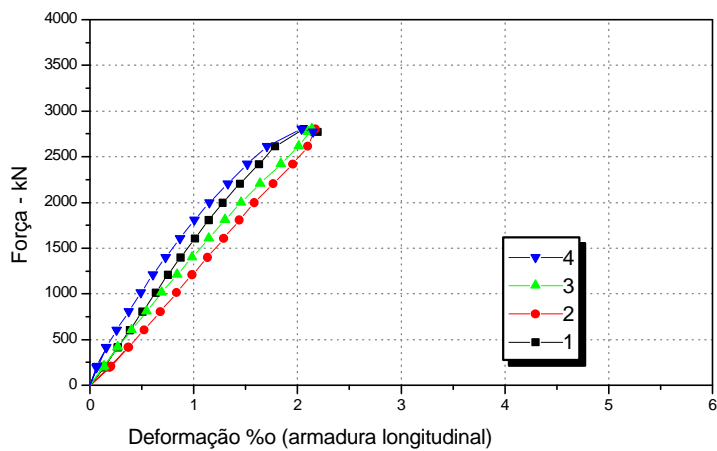
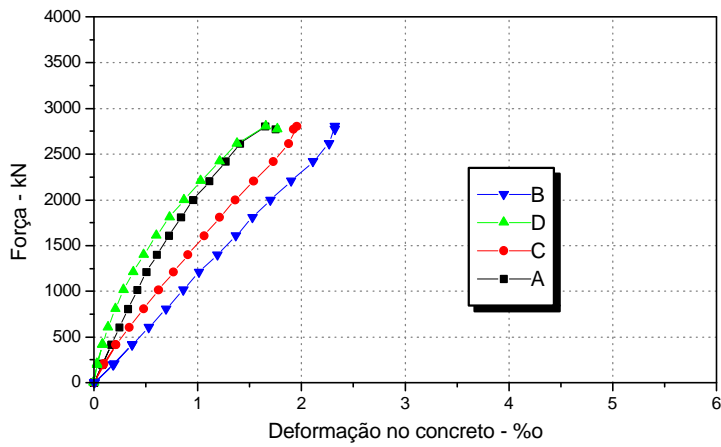
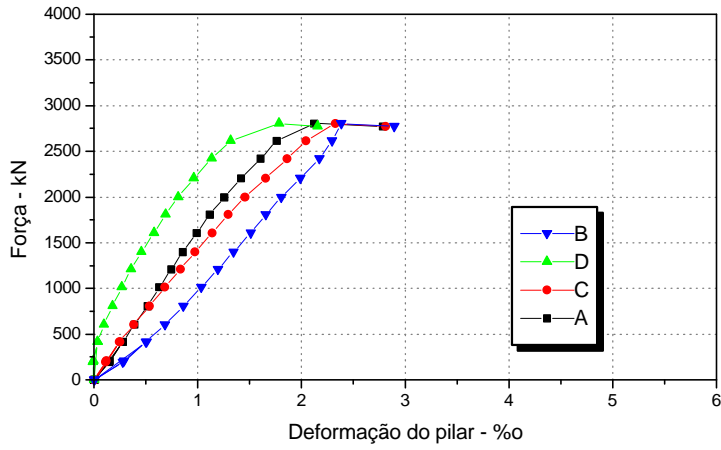


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 1/3



Pilar 1r/2

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

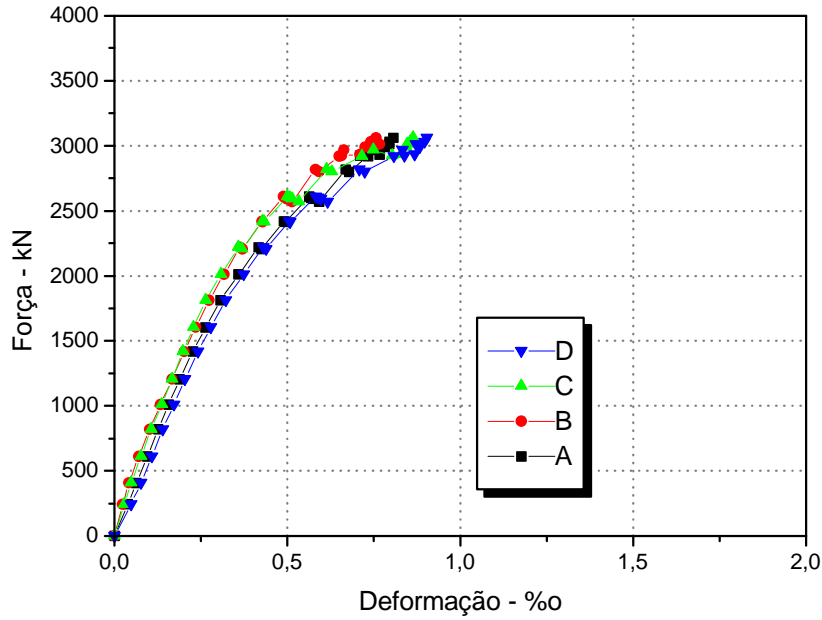
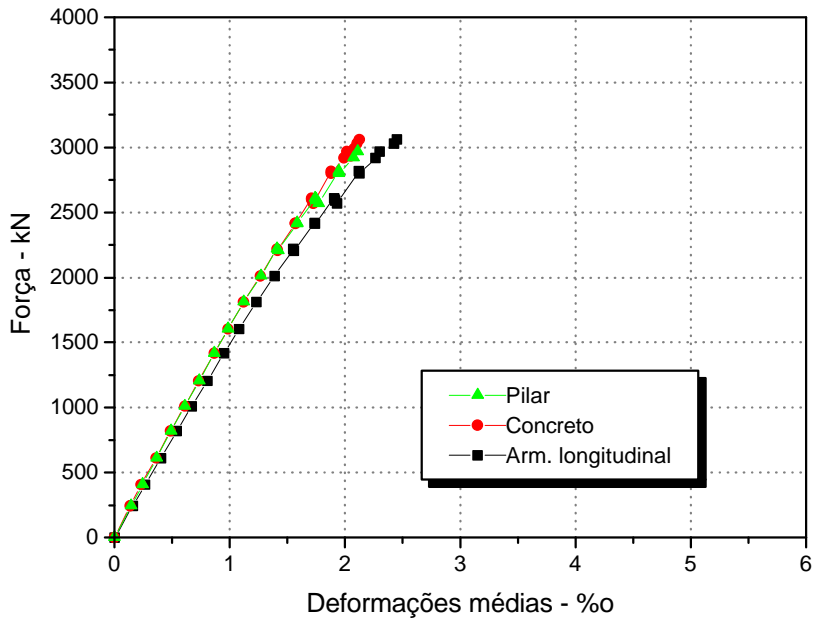
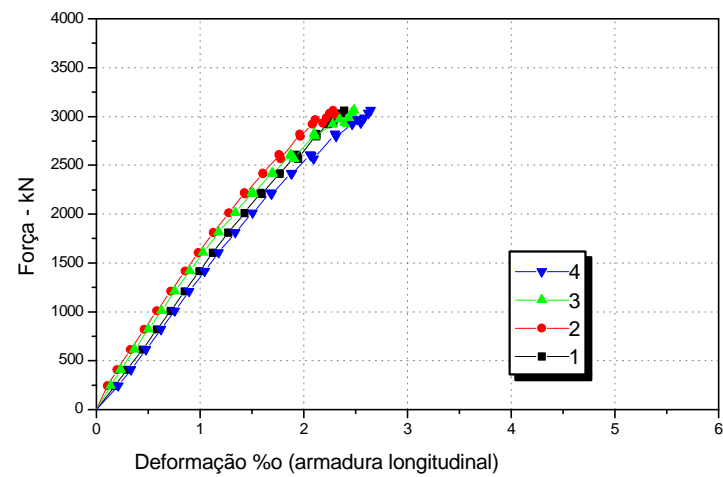
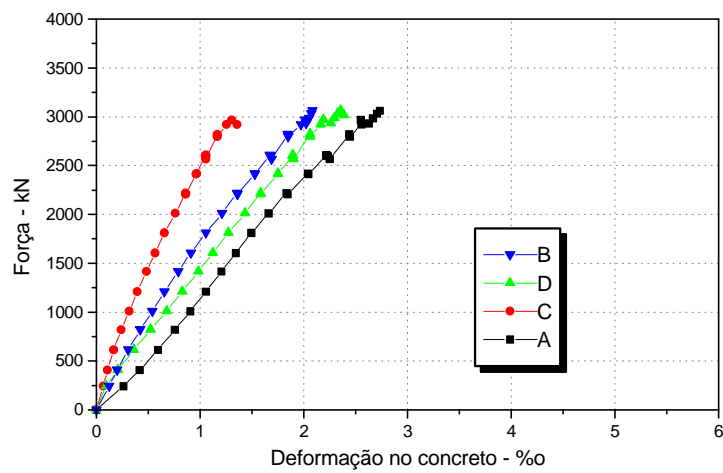
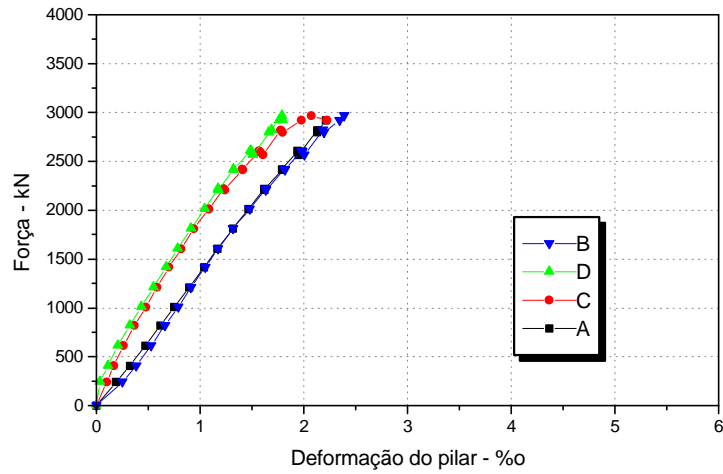


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 1r/2



Pilar 1r/3

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

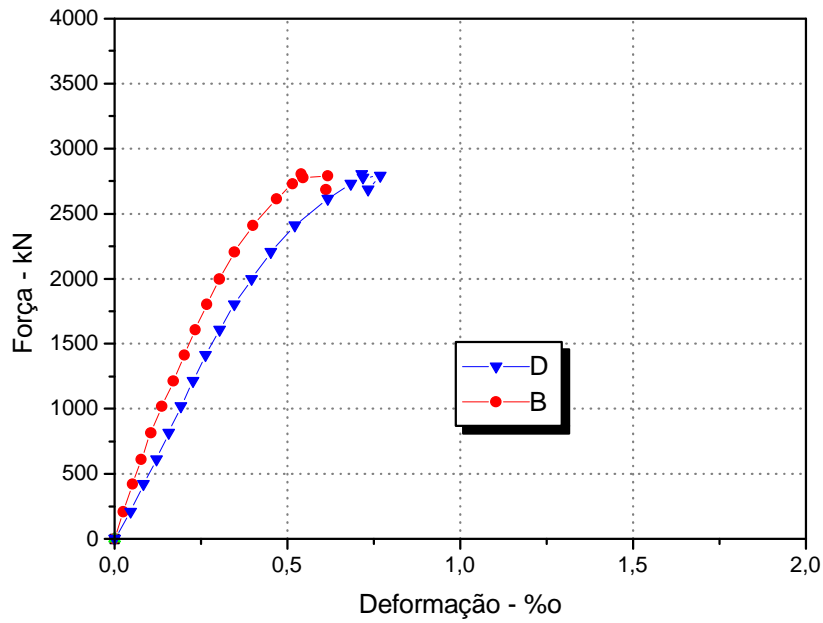
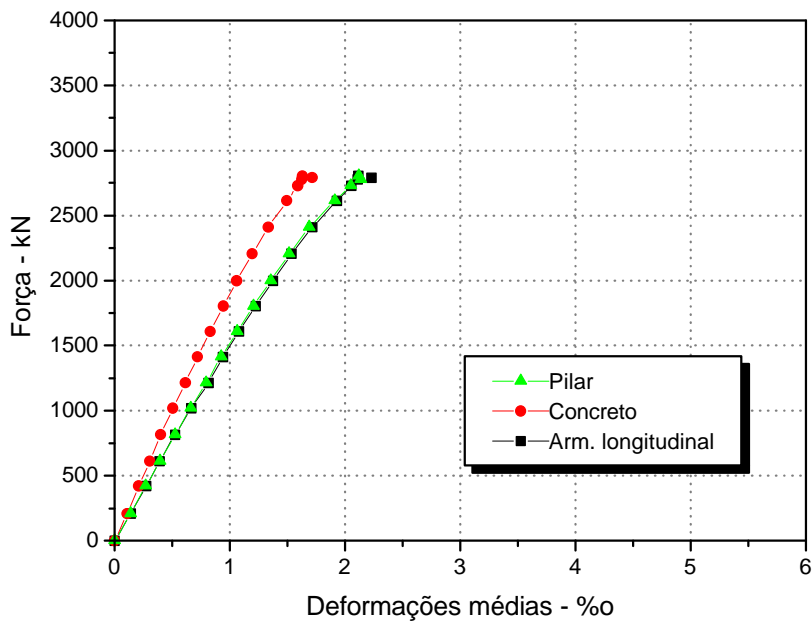
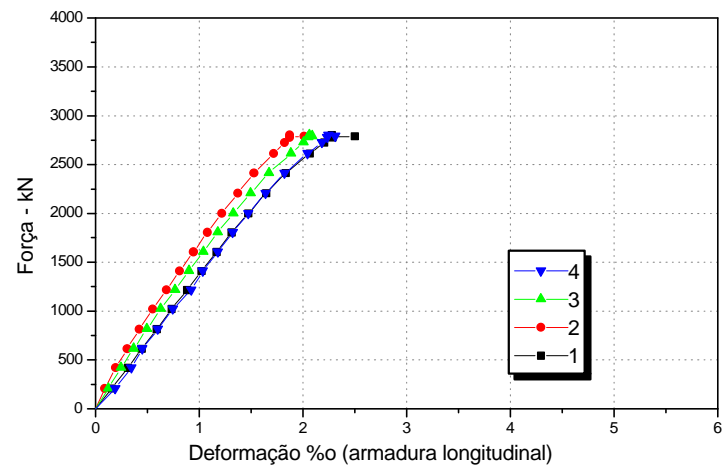
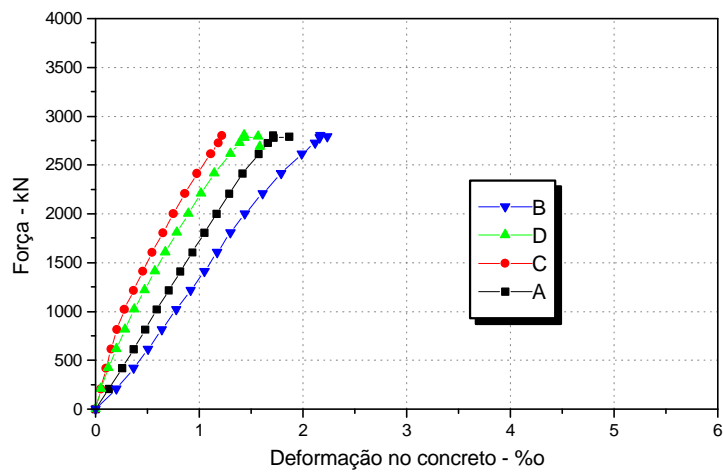
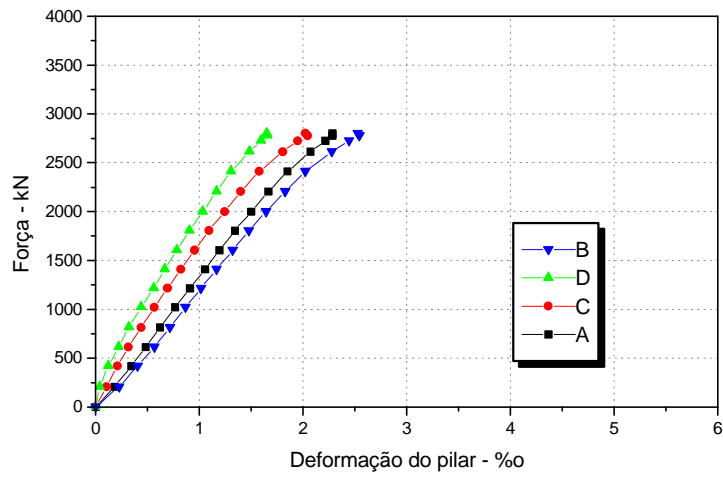


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 1r/3



4. Diagramas força em função da deformação dos pilares da série 2

Pilar 2/1

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

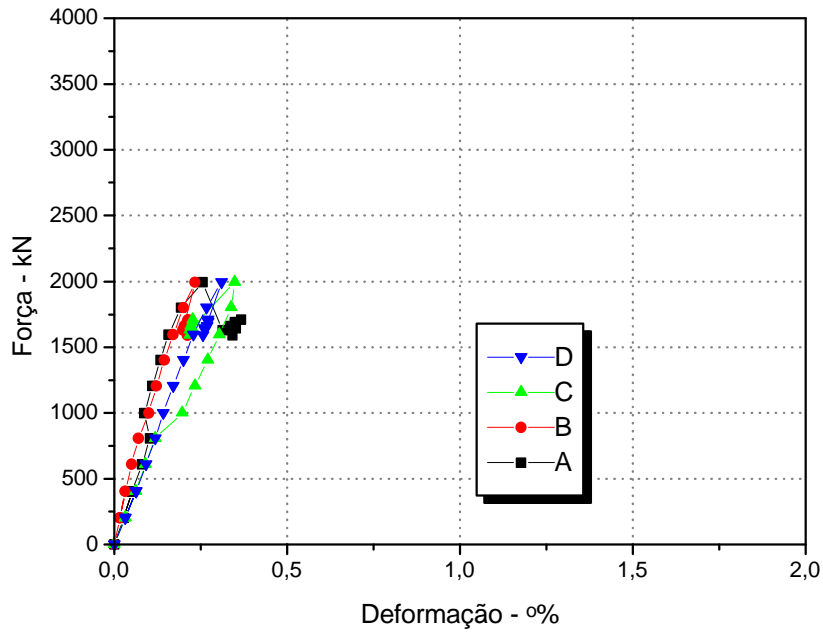
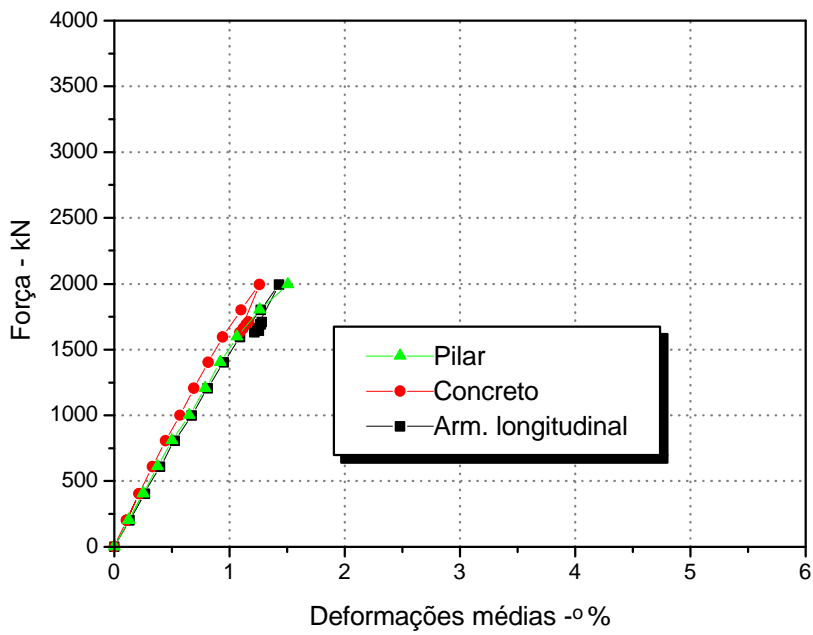
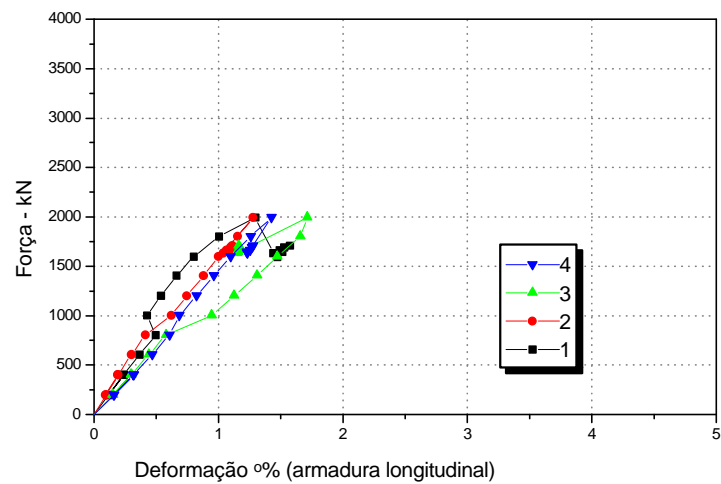
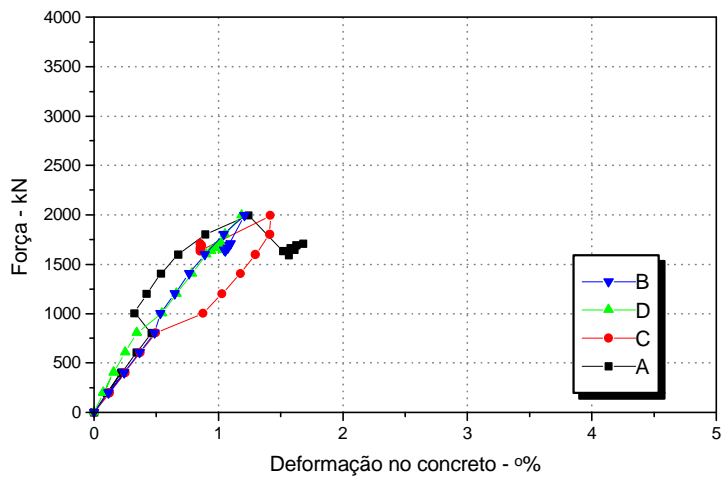
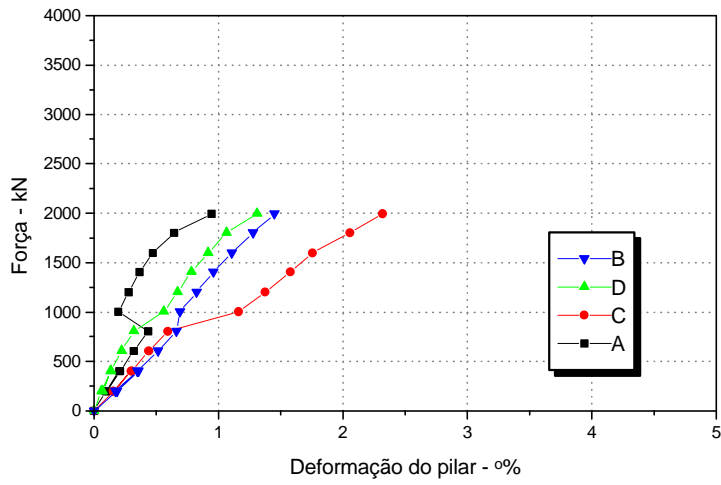


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 2/1



Pilar 2/2

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

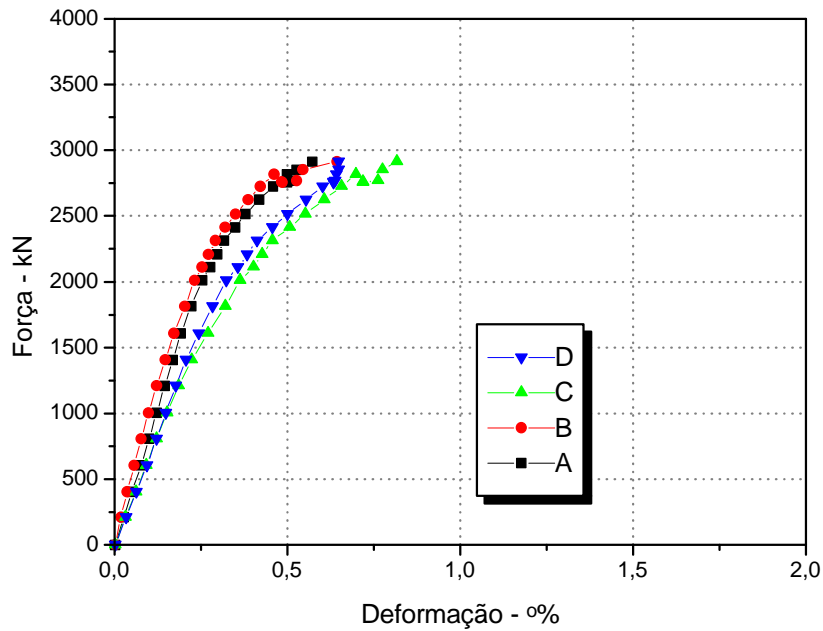
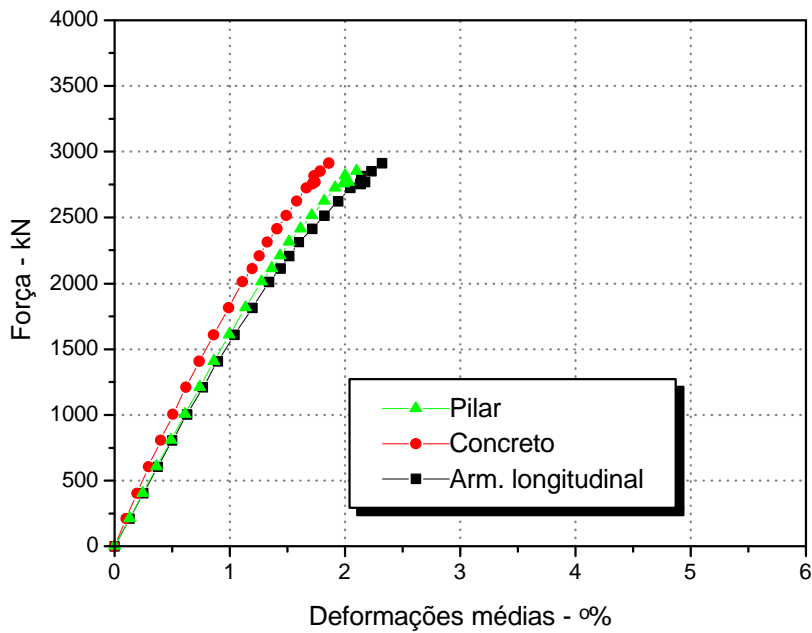
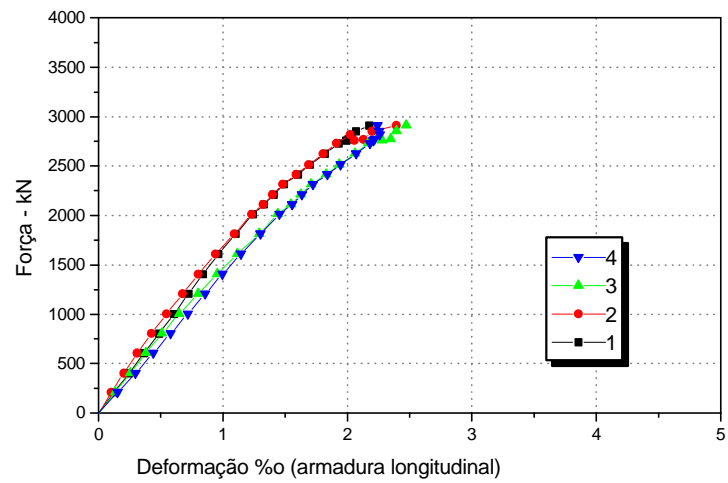
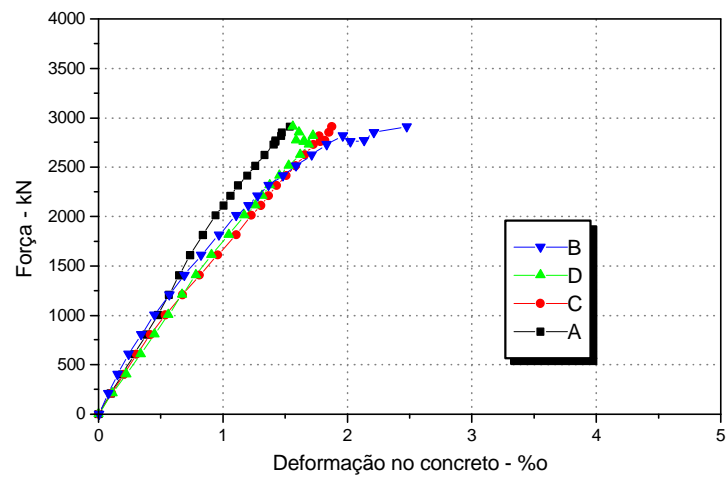
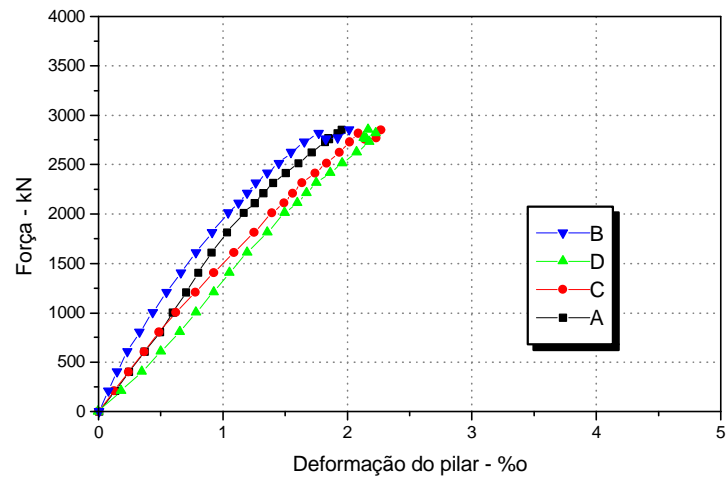


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar P2/2



Pilar 2/3

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

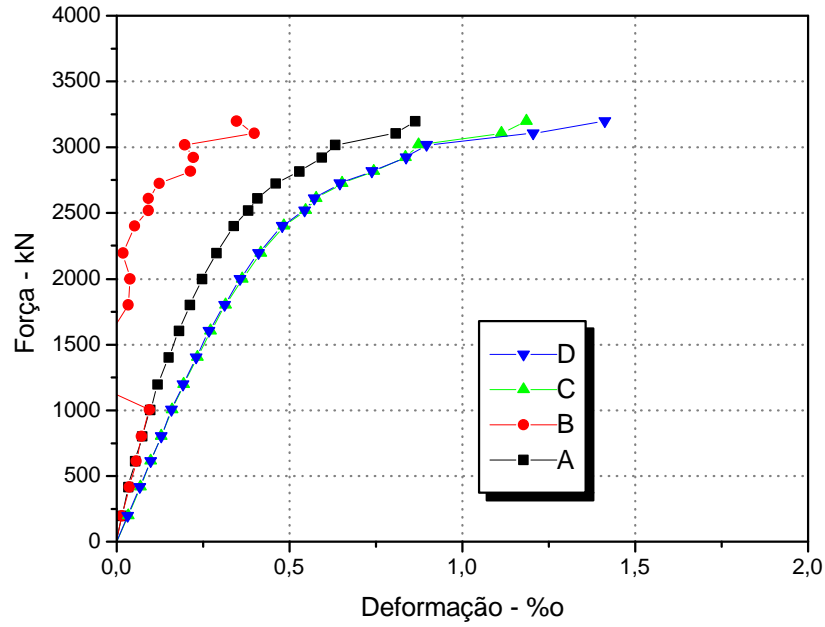
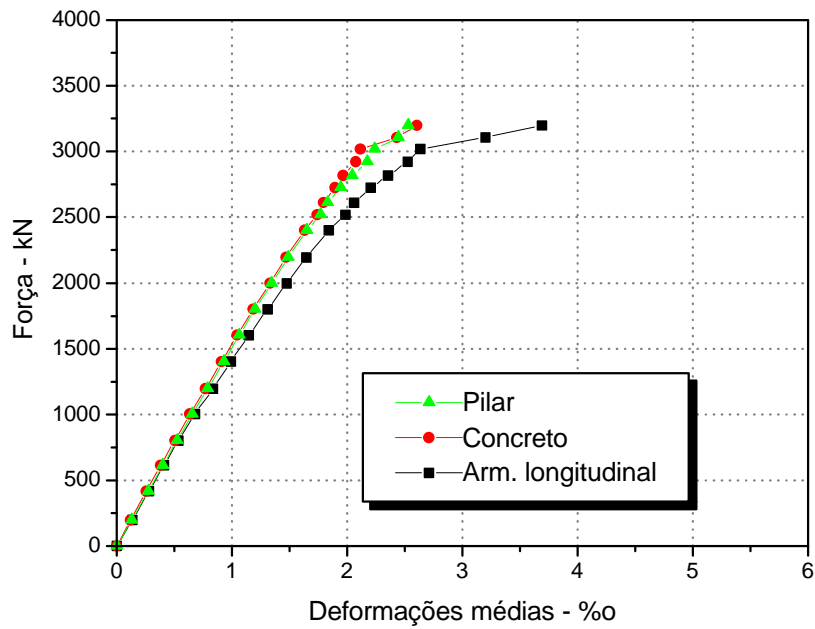
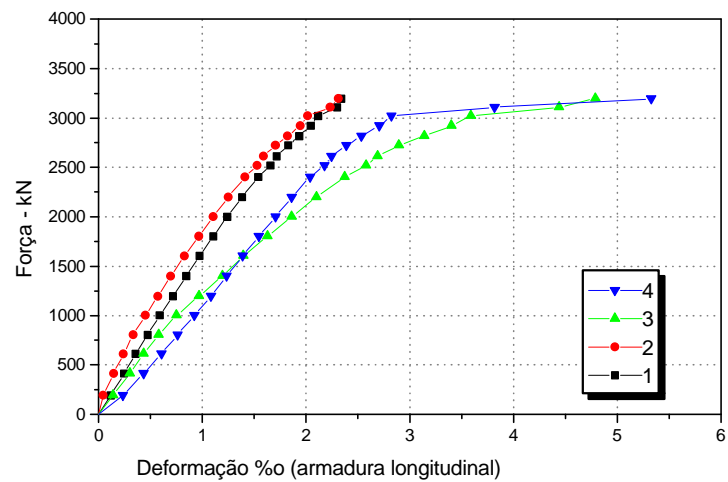
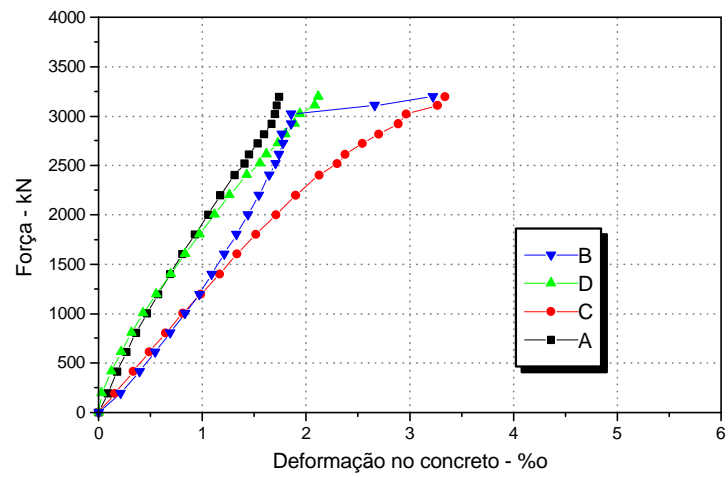
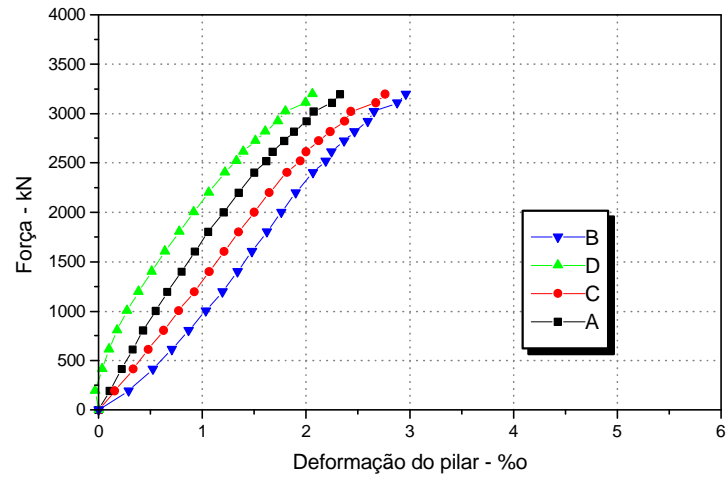


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 2/3



5. Diagramas força em função da deformação dos pilares da série 3

Pilar 3/1

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

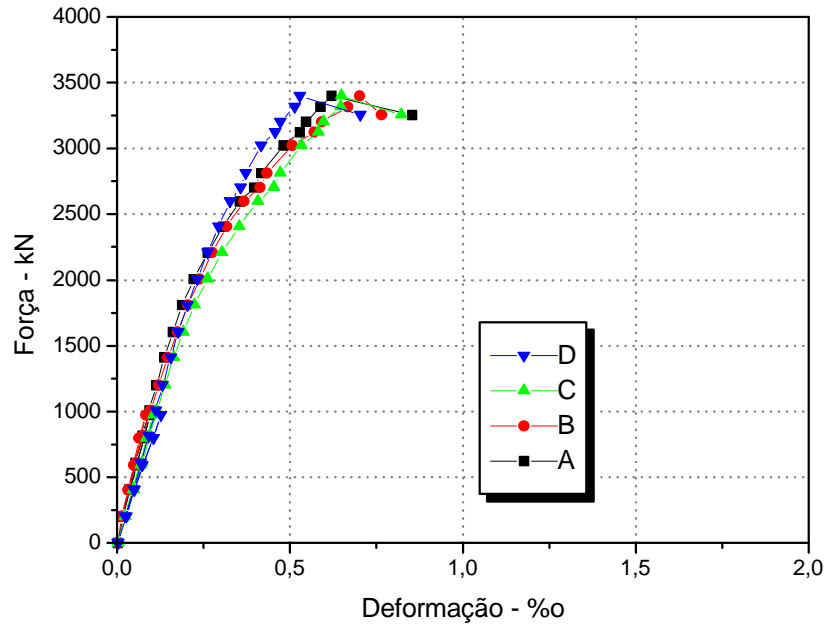
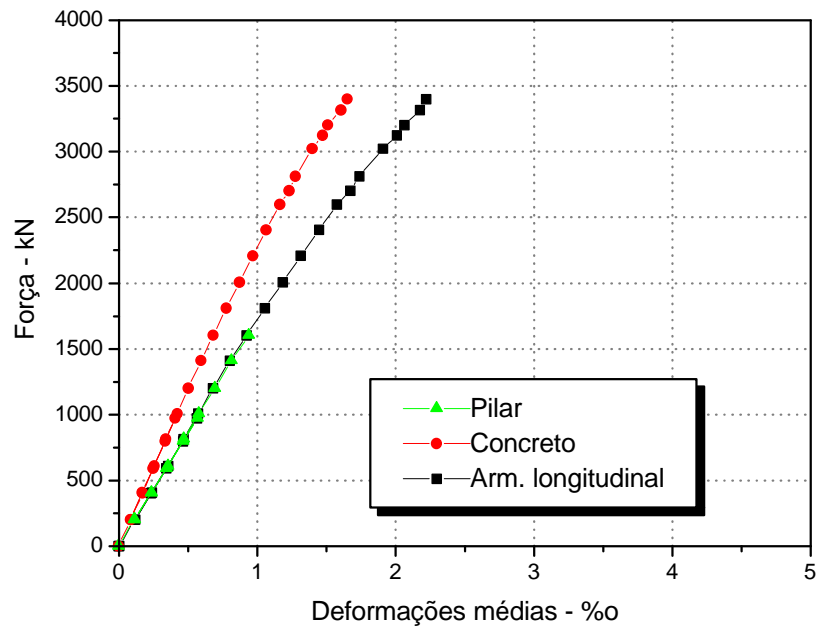
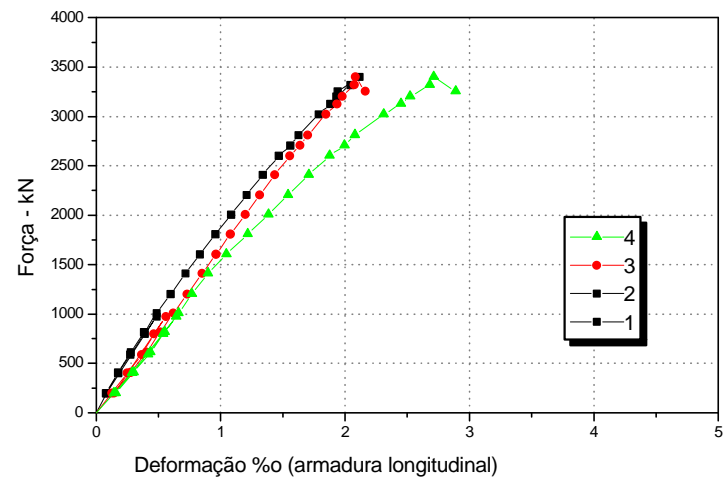
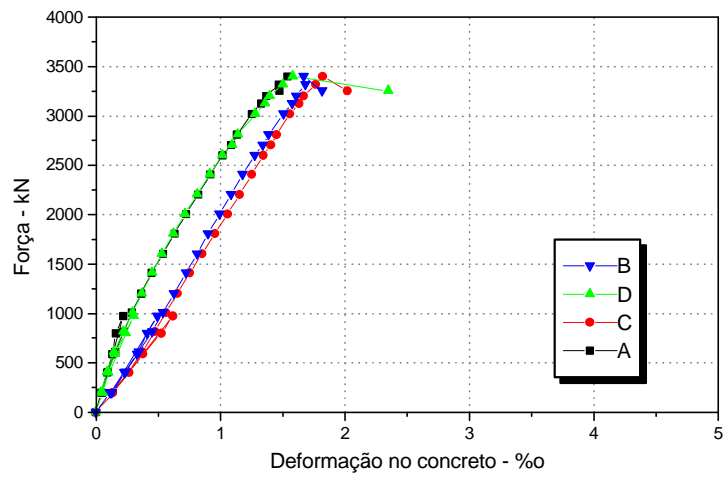
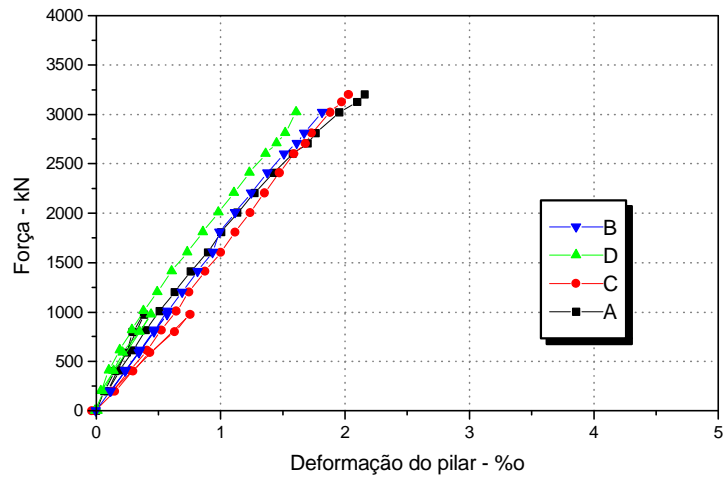


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 3/1



Pilar 3/2

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

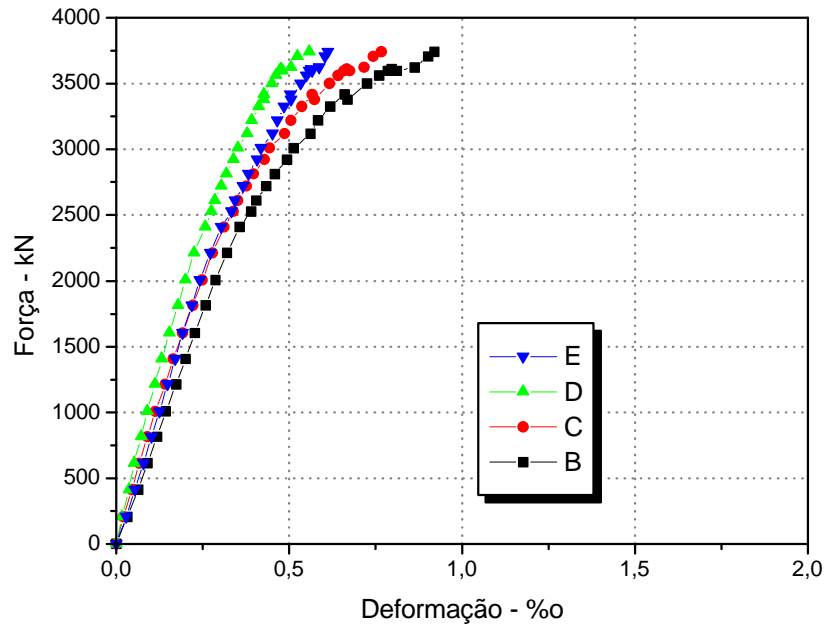
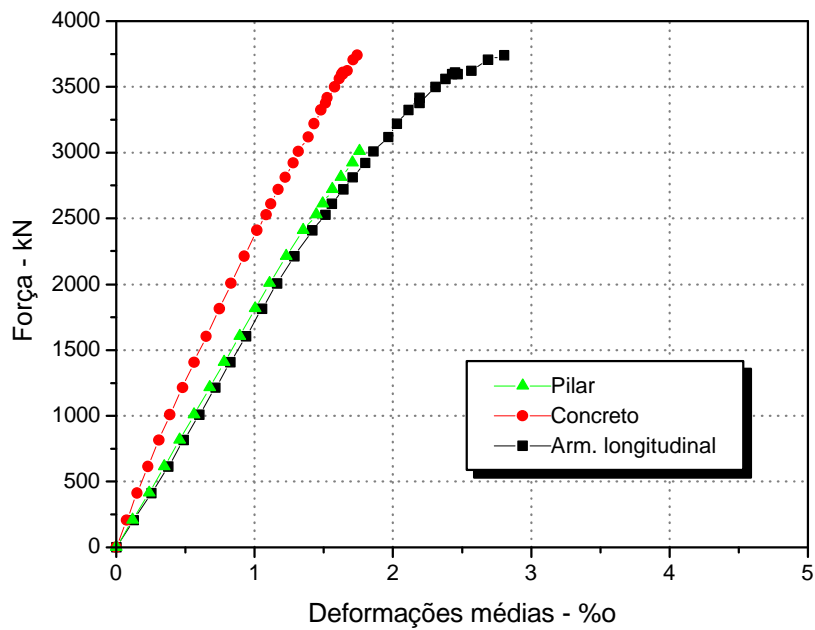
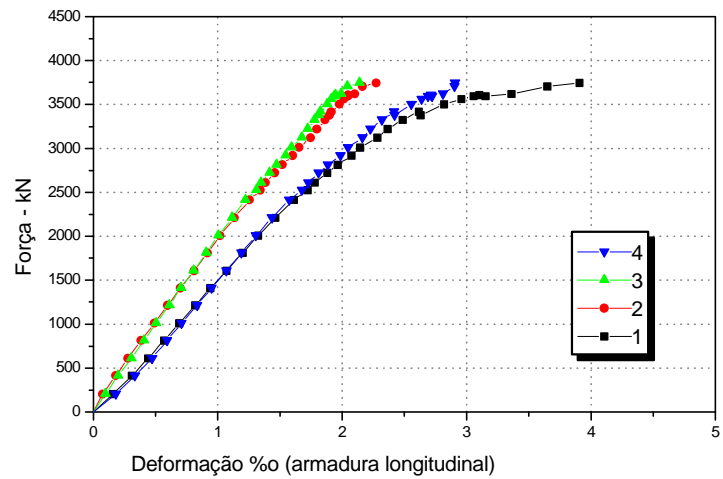
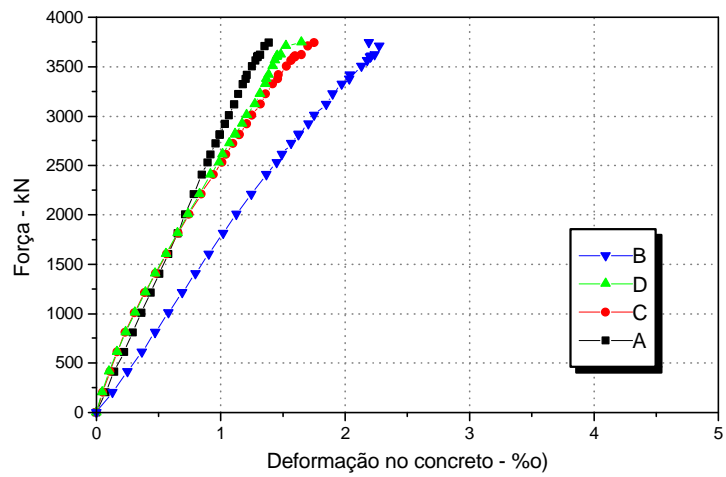
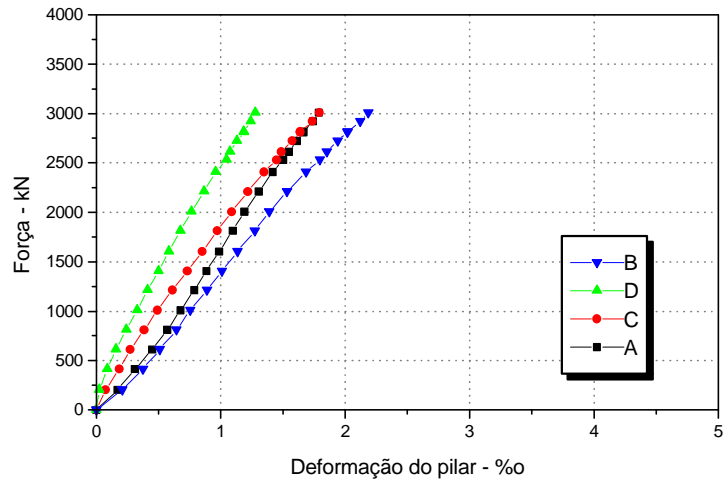


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 3/2



Pilar 3/3

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

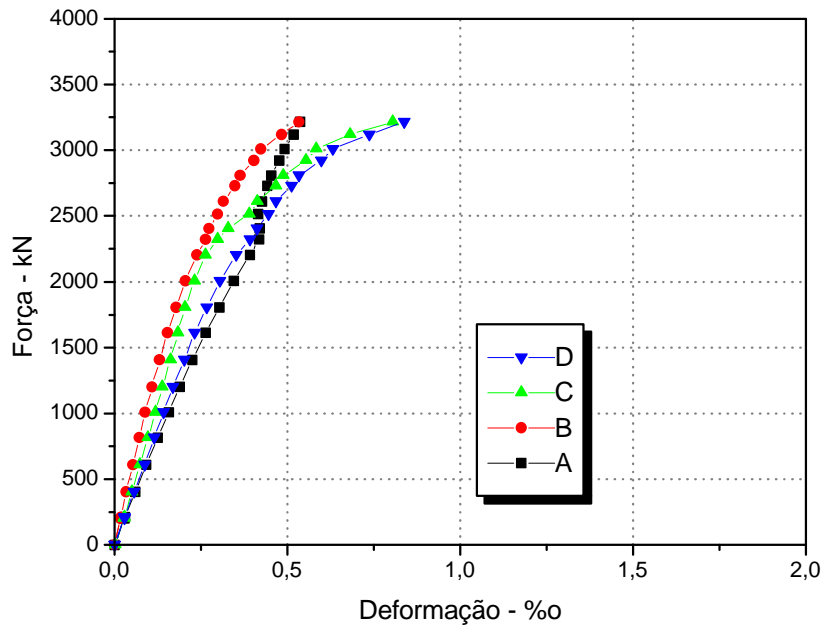
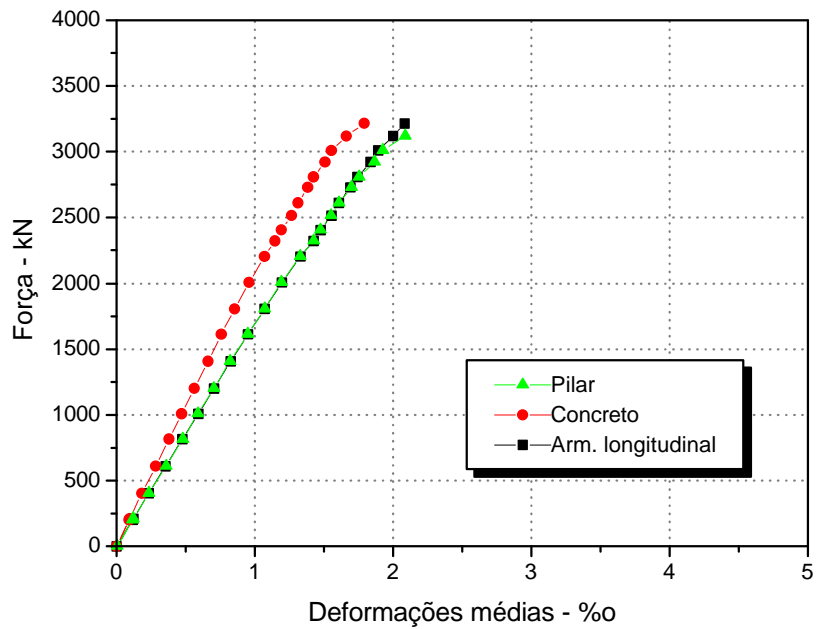
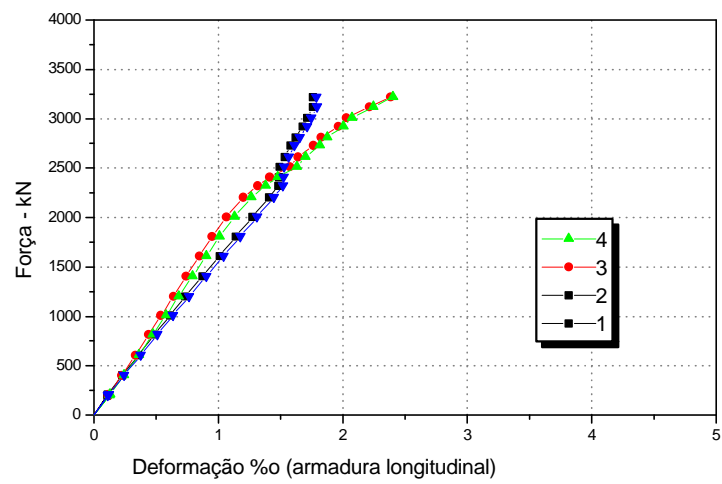
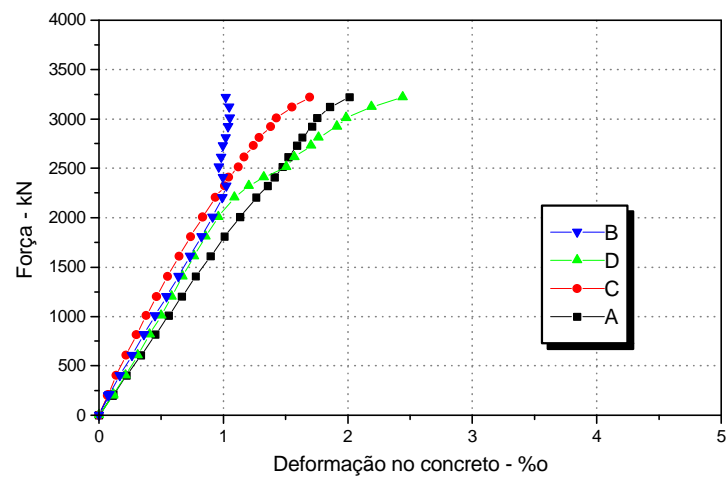
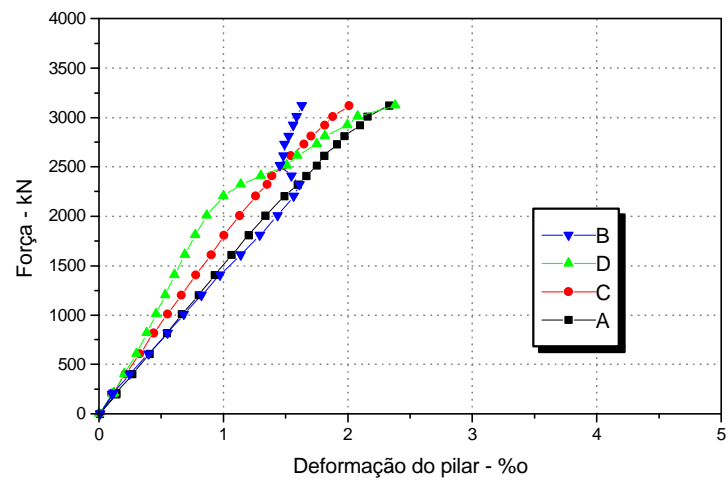


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 3/3



6. Diagramas força em função da deformação dos pilares da série 4

Pilar 4/1

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

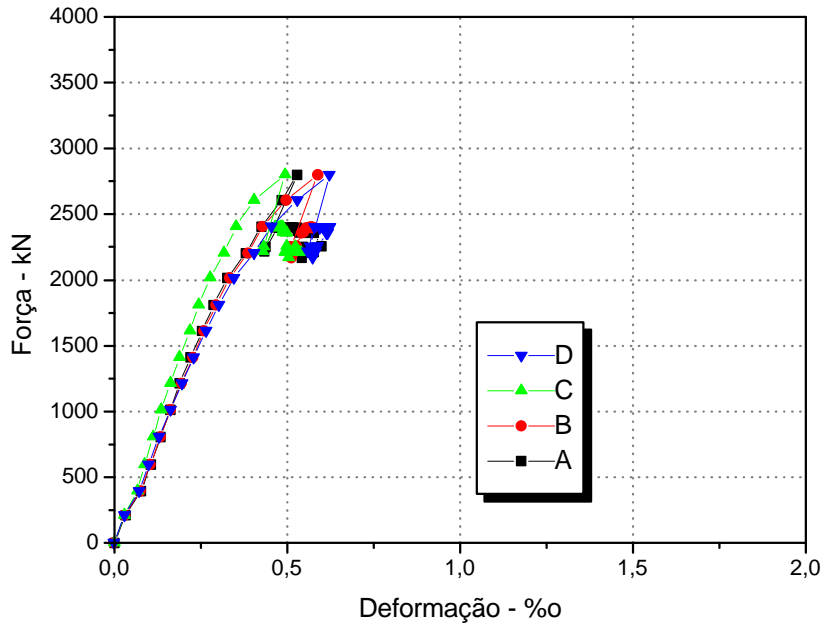
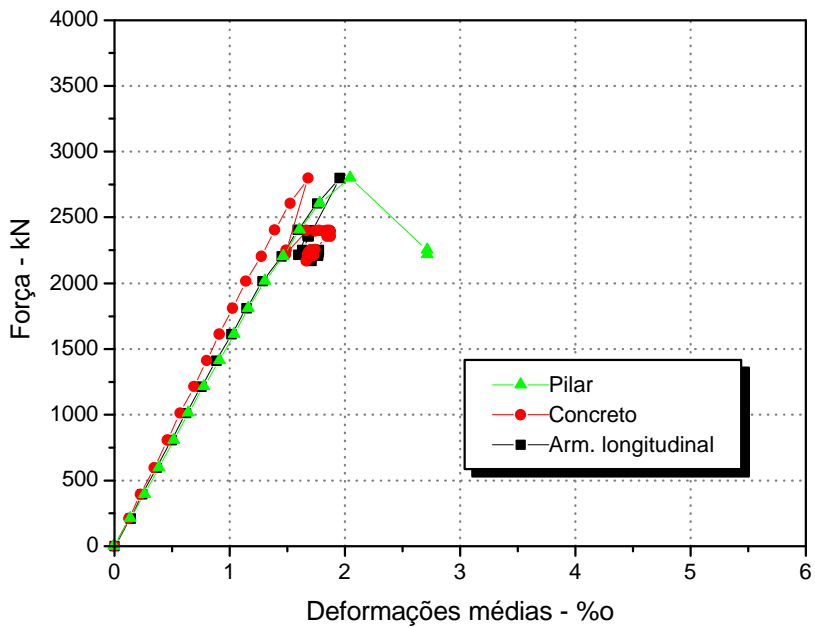
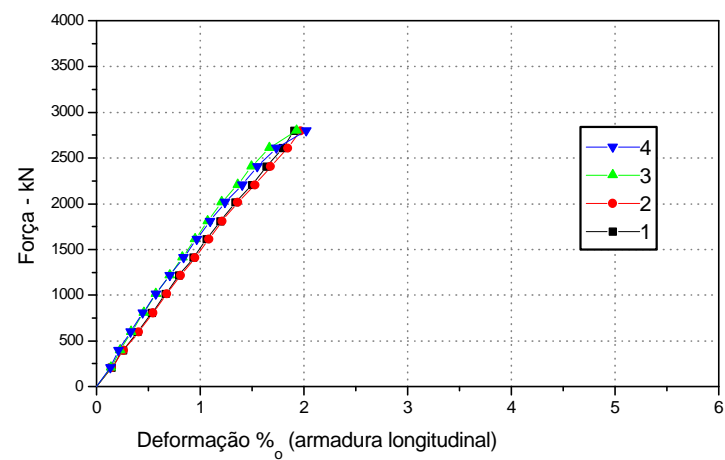
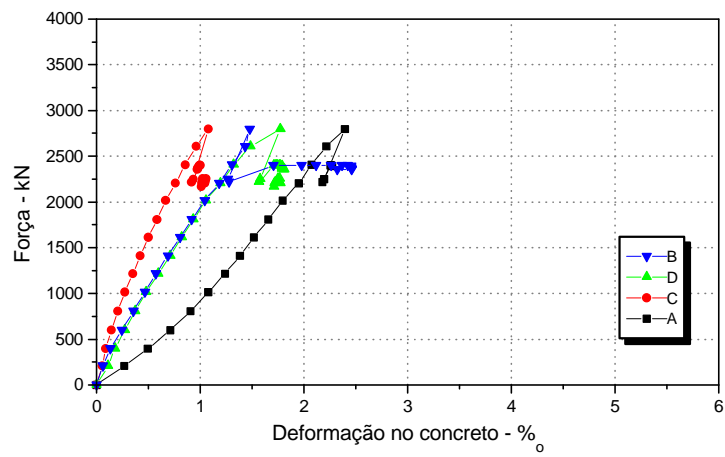
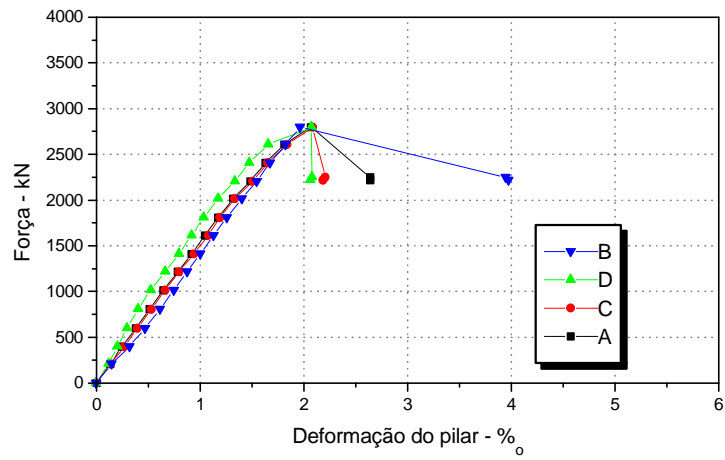


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 4/1



Pilar 4/2

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

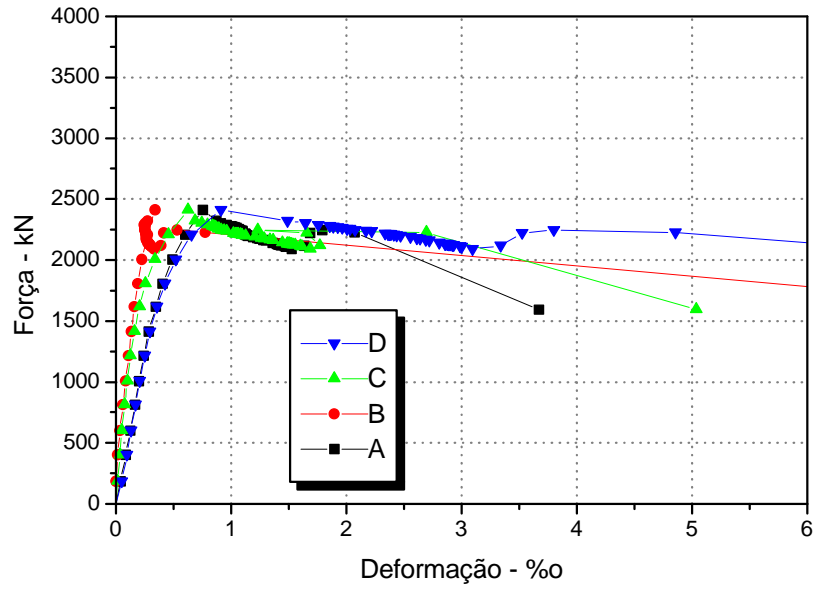
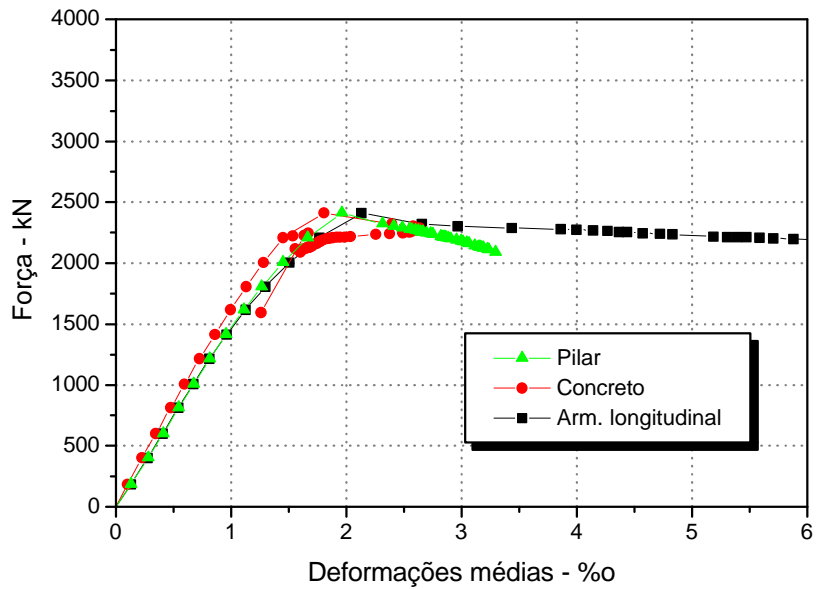
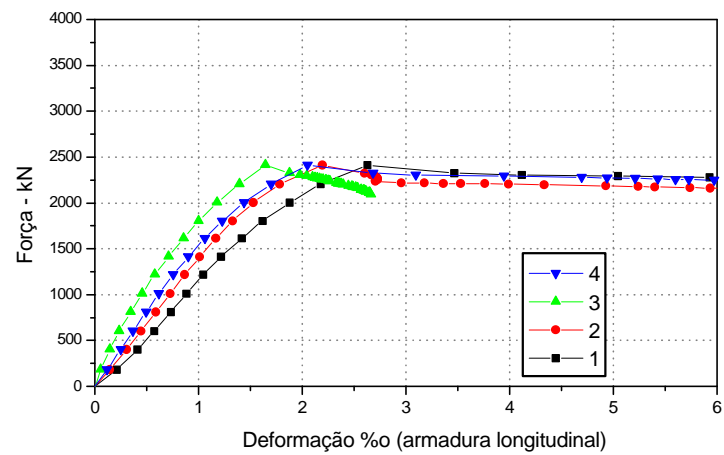
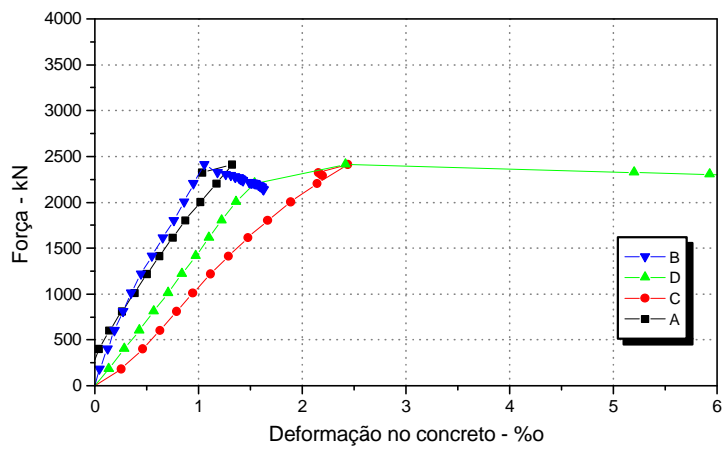
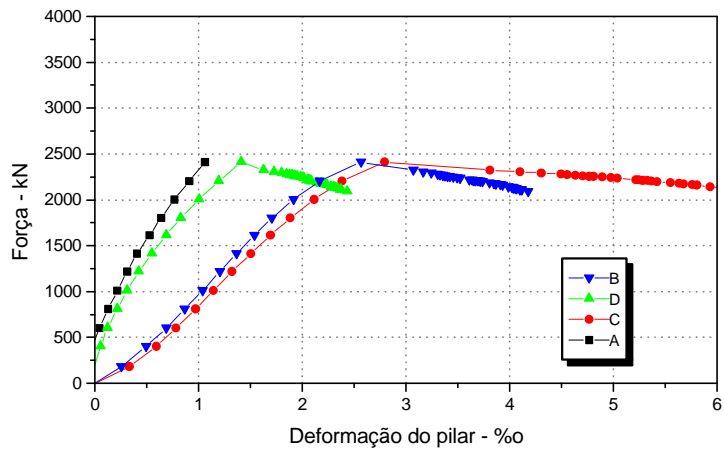


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 4/2



Pilar 4/3

Diagrama Força x Deformação nas faces do estribo

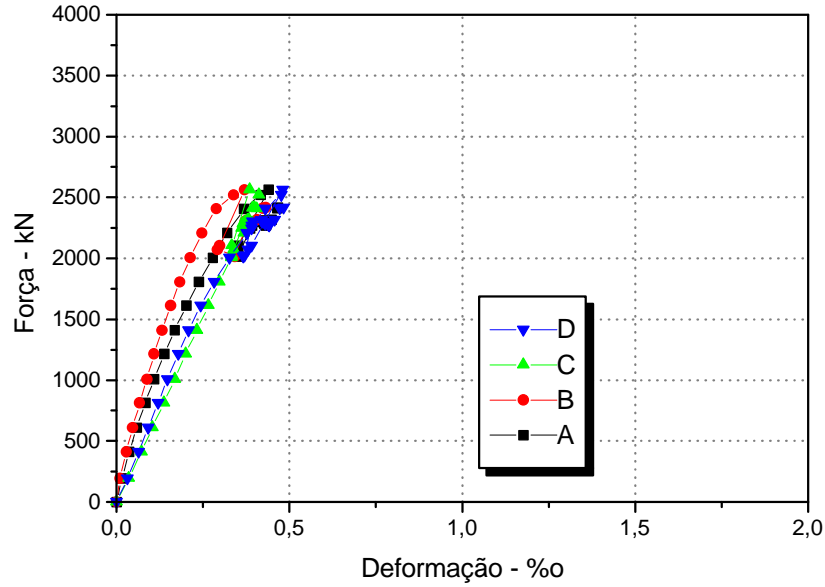
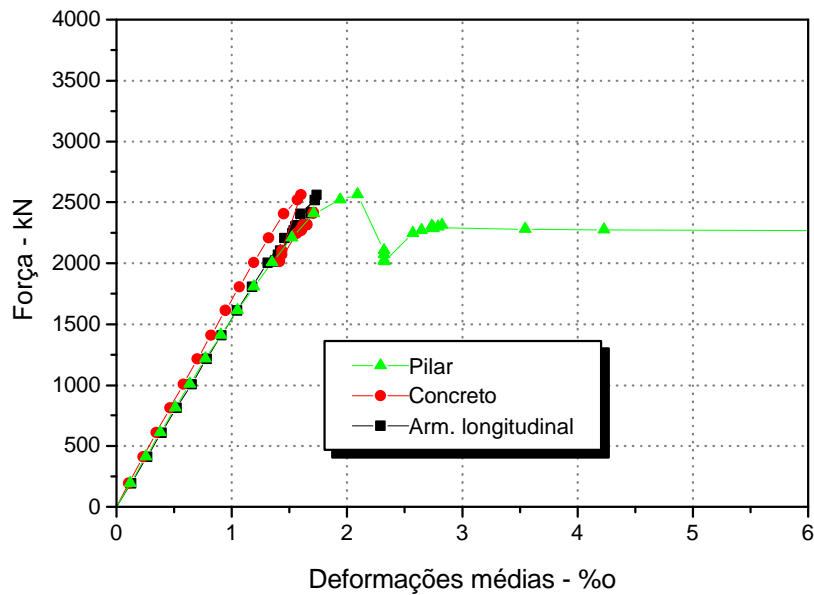


Diagrama Força x Deformações médias obtidas



Diagramas Força x deformações no pilar 4/3

