

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DE ALTA RESISTÊNCIA SOB FLEXO COMPRESSÃO RETA

Romel Dias Vanderlei

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas

José Samuel Giongo
Orientador

São Carlos
1999

é com prazer que dedico este trabalho a meus pais, por acreditar no meu sucesso e pela confiança em meus atos.

AGRADECIMENTOS

Ao vencer mais uma etapa da minha vida, agradeço primeiramente a Deus, por ter me concedido sabedoria, tranqüilidade, força de vontade e oportunidade de realizar este trabalho.

Aos meus pais Pedro e Lourdes, a quem dedico este trabalho.

Ao meu orientador José Samuel Giongo, pelo apoio, dedicação e compreensão indispensável para conclusão deste trabalho.

Ao professor Toshiaki Takeya, pela colaboração na execução deste trabalho.

Aos professores João Bento de Hanai e Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela participação na banca de defesa.

A minha namorada Paula Sardeiro, pelo amor, amizade, cumplicidade, carinho e ajuda durante a conclusão deste trabalho. Se tornou a minha grande conquista durante o mestrado.

A minhas irmãs Karine, Mirna e Aleska pelo carinho e confiança.

Ao meu grande amigo Alexandre (Topó), pela amizade convívio, cumplicidade, farras e dificuldades que passamos juntos durante todo o mestrado, tornando este período mais agradável.

Aos amigos David, Júlio, Patrick, Renata e todos os colegas da Pós-Graduação, pela amizade e convívio.

À família Sardeiro, em especial Paulo, Márcia e Camilla, pelo apoio, carinho e tranqüilidade que me deram, tornando a minha passagem pelo mestrado mais agradável.

Agradecimentos especiais aos técnicos Amauri, Jorge, Mário, Mauri, Valdir e ao engenheiro Luiz, funcionários do Laboratório de Estruturas indispensáveis na realização da experimentação.

À Bibliotecária Maria Nadir e à secretária da Pós-graduação Rosi, pela ajuda e amizade.

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

CRÉDITOS

A realização deste trabalho foi possível devido ao apoio de instituições e empresas, ao qual são dignos de créditos:

Universidade Federal de Alagoas - UFAL,

através dos professores do curso de Engenharia Civil, principalmente o professor Severino Pereira Cavalcanti Marques, que me forneceram conhecimentos e apoio para iniciar o mestrado.

Universidade de São Paulo

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

Programa Especial de Treinamento - PET, Curso de Engenharia Civil da UFAL,

através dos amigos e professores colaboradores, principalmente o professor tutor Roberaldo Carvalho de Sousa.

CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão de bolsa de estudo durante a graduação e no primeiro ano do mestrado.

FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pela concessão de bolsa de mestrado durante o segundo ano, processo 97/12850-4.

CAMARGO CORRÊA INDUSTRIAL S. A.,

através dos engenheiros Christovam S. C. e João Paulo, pela doação de cimento.

REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA,

através do Engenheiro Mauro M. Movikawa, pela doação de aditivo superplastificante.

PROFIP LTDA,

pela doação de aparelho de apoio, fundamental para desenvolvimento desse trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	v
LISTA DE SÍMBOLOS	vi
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO	1
1.1- Considerações Iniciais	1
1.2- Concretos de Alto Desempenho	8
1.3- Justificativa da Pesquisa	11
1.4- Objetivos da Pesquisa	14
1.5- Metodologia da Pesquisa	14
CAPÍTULO 2- FUNDAMENTOS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	16
2.1- Considerações Iniciais	16
2.2- Materiais Componentes do Concreto	16
2.2.1- Cimento	17
2.2.2- Sílica ativa	18
2.2.3- Agregados	20
2.2.4- Água	22
2.2.5- Aditivo superplastificante	23
2.3- Procedimentos de Dosagem e Mistura	24
2.4- Propriedades Mecânicas do Concreto no Estado Endurecido	25
2.4.1- Resistência à compressão	25
2.4.2- Resistência à tração	27
2.4.3- Módulo de deformação longitudinal	29
2.4.4- Coeficiente de Poisson	31
2.5- Considerações Finais	32
CAPÍTULO 3- CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS PARA ANÁLISE DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	33
3.1- Considerações Iniciais	33
3.2- Coeficiente de Ajuste da Resistência à Compressão do Concreto	34
3.3- Análise das Deformações	35
3.4- Relação Tensão x Deformação	37
3.5- Esforços Resistentes	45
3.6- Estudos de Casos de Pilares de CAD sob Compressão Excêntrica	45
3.7- Considerações Finais	58

CAPÍTULO 4- ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	59
4.1- Considerações Iniciais	59
4.2- Sistema de Aplicação de Força e de Vinculação	60
4.3- Materiais Utilizados	62
4.3.1- Cimento	63
4.3.2- Sílica ativa	63
4.3.3- Aditivo superplastificante	63
4.3.4- Água	63
4.3.5- Agregados	64
4.3.5.1- Agregados miúdo	64
4.3.5.2- Agregados graúdo	65
4.4- Estudo de Dosagem	65
4.4.1- Ensaio de dosagem para determinação do traço	66
4.5- Caracterização das Armaduras	68
4.6- Experimentação em Pilares	70
4.6.1- Programa experimental	71
4.6.2- Arranjos das armaduras dos modelos	72
4.6.3- Detalhes do Consolo	73
4.6.4- Aparelho de Apoio	74
4.6.5- Fôrmas	75
4.6.6- Estrutura de reação	76
4.6.7- Moldagem, adensamento e cura	76
4.6.8- Instrumentação e procedimentos de ensaio	79
4.7- Descrição dos Ensaio Realizados	81
4.7.1- Ensaio piloto	81
4.7.2- Ensaio da série 1	84
4.7.2.1- Ensaio do pilar P1/1	85
4.7.2.2- Ensaio do pilar P1/1R	86
4.7.2.3- Ensaio do pilar P1/2	87
4.7.2.4- Ensaio do pilar P1/3	88
4.7.3- Ensaio da série 2	89
4.7.3.1- Ensaio do pilar P2/1	90
4.7.3.2- Ensaio do pilar P2/2	90
4.7.4- Ensaio da série 3	91
4.7.4.1- Ensaio do pilar P3/1	92
4.8- Considerações Finais	93
CAPÍTULO 5- RESULTADOS OBTIDOS	94
5.1- Considerações Iniciais	94
5.2- Determinação das Características Mecânicas do Concreto	94
5.2.1- Resistência à compressão	94
5.2.2- Resistência à tração	95
5.2.3- Módulo de deformação longitudinal	96
5.3- Resultados dos Ensaio dos Pilares	97
5.3.1- Ensaio da série 1	99
5.3.1.1- Ensaio do pilar P1/1R	99
5.3.1.2- Ensaio do pilar P1/2	102
5.3.1.3- Ensaio do pilar P1/3	102
5.3.2- Ensaio da série 2	105
5.3.2.1- Ensaio do pilar P2/1	105
5.3.2.2- Ensaio do pilar P2/2	105
5.3.3- Ensaio da série 3	109
5.3.3.1- Ensaio do pilar P3/1	109
5.4- Considerações Finais	109

CAPÍTULO 6- ANÁLISE DOS RESULTADOS	110
6.1- Considerações Iniciais	110
6.2- Análise das Características Mecânicas do Concreto	110
6.2.1- Resistência à tração	111
6.2.2- Módulo de deformação longitudinal	113
6.3- Avaliação das Relações Tensão x Deformação Propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1993).	115
6.4- Análise dos Resultados dos Modelos	117
6.4.1- Análise das deformações	118
6.4.2- Esforços resistentes	119
6.4.2.1- Relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997)	120
6.4.2.2- Relação tensão x deformação proposta por COLLINS et al. (1993)	121
6.4.2.3- Relação tensão x deformação proposta pelo Código Modelo – MC90 CEB-FIP (1991)	124
6.4.2.4 Relação tensão x deformação proposta pelo ACI 318 – M89	125
6.4.2.5- Relação tensão x deformação proposta por DINIZ (1997)	126
6.5- Ductilidade	126
6.6- Considerações Finais	127
CAPÍTULO 7- CONCLUSÃO	129
Sugestões para Continuidade da Pesquisa	131
CAPÍTULO 8- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	132
8.1- Referências Bibliográficas	132
8.2- Bibliografia Complementar	137
APÊNDICE	1
Gráficos do Pilar P1/1R	2
Gráficos do Pilar P1/2	6
Gráficos do Pilar P1/3	10
Gráficos do Pilar P2/1	14
Gráficos do Pilar P2/2	18
Gráficos do Pilar P3/1	22

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - Petronas Towers, Kuala Lumpur - Malásia [SOUSA (1997)]	4
FIGURA 1.2 - Edifício do MASP, São Paulo - SP [ROCHA (1997)]	5
FIGURA 1.3 - Centro Empresarial Nações Unidas, São Paulo – SP [ROCHA (1997)]	5
FIGURA 1.4 - Centro Empresarial PREVINOR, Salvador – BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]	6
FIGURA 1.5 - Estrutura do Edifício Suarez Trade Center, Salvador – BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]	6
FIGURA 1.6 - Edifício Banco de Tokyo, Salvador – BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]	7
FIGURA 1.7 - Edifício Arthur Moreira Lima, Salvador - BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]	7
FIGURA 1.8 - Estádio do Pacaembú, São Paulo - SP. [CORBIOLI (1997)]	7
FIGURA 1.9 - Ponte sobre o rio Maranhão, Goiás. [ROCHA (1997)]	8
FIGURA 1.10 - Sistema de aplicação de forças utilizado por LIMA (1997)	13
FIGURA 2.1 - Produção de sílica ativa [ROCHA (1997)]	18
FIGURA 3.1 - Hipótese de distribuição de deformações e de tensões na seção de concreto submetidas a flexão.	36
FIGURA 3.2 - Influência da resistência do concreto na relação tensão x deformação	39
FIGURA 3.3 - Aproximação para o diagrama tensão x deformação experimental	40
FIGURA 3.4 - Diagrama tensão x deformação simplificada segundo MC90 CEB(1991)	41
FIGURA 3.5 - Diagrama tensão x deformação segundo a NS3473E(1992)	42
FIGURA 3.6 - Bloco retangular de tensão segundo o ACI318 - M89	43
FIGURA 3.7 - Diagrama retangular de tensões proposto por DINIZ	44
FIGURA 3.8 - Sistema de aplicação de forcas utilizado por LIMA (1997)	47
FIGURA 3.9 - Pilares ensaiados por CUSSON & PAULTRE (1994)	49
FIGURA 3.10 - Efeito das armaduras no confinamento [CUSSON & PAULTRE (1994)]	50
FIGURA 3.11 - Dimensões e tipos de configurações de estribos usados por AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)	54
FIGURA 3.12 - Modelos ensaiados por IBRAHIM & MAC GREGOR (1996)	57
FIGURA 4.1 - Modelo teórico de aplicação de força excêntrica em pilares	60
FIGURA 4.2 - Sistema de ensaio utilizado	61
FIGURA 4.3 - Mecanismo de ensaio adotado	62
FIGURA 4.4 - Moldagem dos corpos-de-prova	67
FIGURA 4.5 - Crescimento da resistência com o tempo	68
FIGURA 4.6 - Diagramas tensão x deformação das barras da armadura	69
FIGURA 4.7 - Detalhes do modelo P1/1	72
FIGURA 4.8 - Detalhes da armadura do pilar P1/1	72
FIGURA 4.9 - Armadura do pilar P1/2	73

FIGURA 4.10 - Detalhes da armadura de fretagem _____	73
FIGURA 4.11 - Detalhamento do consolo _____	74
FIGURA 4.12 - Aparelho de apoio utilizado para liberar as rotações na base e topo do pilar _____	75
FIGURA 4.13 - Fôrma usada para concretagem dos pilares _____	75
FIGURA 4.14 - Pórtico de reação _____	76
FIGURA 4.15 - Misturador de capacidade de 240 l _____	77
FIGURA 4.16 - Concretagem do pilar e adensamento em mesa vibratória _____	77
FIGURA 4.17 - Disposição da armadura na fôrma _____	77
FIGURA 4.18 - Pilar após a concretagem _____	78
FIGURA 4.19 - Detalhamento da instrumentação do pilar _____	80
FIGURA 4.20 - Instrumentação do pilar _____	80
FIGURA 4.21 - Perfil metálico interposto entre a rótula e a célula de carga _____	85
FIGURA 4.22 - Transporte do pilar até o pórtico de reação _____	87
FIGURA 4.23 - Forma de ruptura do pilar P1/1R _____	87
FIGURA 4.24 - Forma de ruptura do pilar P1/2 _____	88
FIGURA 4.25 - Forma de ruptura do pilar P1/3 _____	89
FIGURA 4.26 - Forma de ruptura do pilar P2/1 _____	90
FIGURA 4.27 - Forma de ruptura do pilar P2/2 _____	91
FIGURA 4.28 - Forma de ruptura do pilar P3/1 _____	92
FIGURA 5.1 - Crescimento da resistência à compressão _____	95
FIGURA 5.2 - Ensaio de compressão axial com deformação controlada _____	96
FIGURA 5.3 - Posições dos pontos instrumentados _____	99
FIGURA 5.4 - Diagramas experimentais do pilar P1/1R _____	101
FIGURA 5.5 - Diagramas experimentais do pilar P1/2 _____	103
FIGURA 5.6 - Diagramas experimentais do pilar P1/3 _____	104
FIGURA 5.7 - Diagramas experimentais do pilar P2/1 _____	106
FIGURA 5.8 - Diagramas experimentais do pilar P2/2 _____	107
FIGURA 5.9 - Diagramas experimentais do pilar P3/1 _____	108
FIGURA 6.1 - Valores teóricos e experimentais da resistência à tração do concreto _____	112
FIGURA 6.2 - Valores teóricos e experimentais do módulo de deformação longitudinal _____	114
FIGURA 6.3 - Exemplo da saída gráfica do ensaio com deformação controlada _____	116
FIGURA 6.4 - Relações tensão x deformação propostas por LIMA (1996) e COLLINS et al.(1993) _____	116

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 - Classificação do concreto quanto à resistência, AMARAL FILHO(1993)	10
TABELA 1.2 - Pilares sob compressão excêntrica ensaiados por LIMA (1997)	12
TABELA 1.3 - Análise dos resultados de LIMA (1997) considerando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)	13
TABELA 2.1 - Efeito do tipo de agregado no módulo de deformação longitudinal segundo o Código Modelo - MC90 CEB-FIP (1991)	30
TABELA 3.1 - Coeficiente de modificação utilizado para o CRU e CAR	35
TABELA 3.2 - Valores para ϵ_{cu} e para os parâmetros α e β sugeridos por DINIZ (1997)	44
TABELA 3.3 - Pilares sob compressão centrada ensaiados por LIMA (1997)	46
TABELA 3.4 - Pilares sob flexão normal composta ensaiados por LIMA (1997)	46
TABELA 3.5 - Análise dos resultados de LIMA (1997) considerando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)	48
TABELA 4.1 - Análise Granulométrica do Agregado Miúdo	64
TABELA 4.2 - Análise Granulométrica do Agregado Graúdo	65
TABELA 4.3 - Estudo de dosagem	66
TABELA 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial	68
TABELA 4.5 - Caracterização das armaduras	69
TABELA 4.6 - Características do modelo piloto	71
TABELA 4.7 - Ensaio dos corpos-de-prova	78
TABELA 4.8 - Ensaio dos corpos-de-prova	82
TABELA 5.1 - Resistência à compressão do concreto	94
TABELA 5.2 - Resistência à compressão do concreto usado no reforço	95
TABELA 5.3 - Resistência à tração do concreto	95
TABELA 5.4 - Módulo de deformação longitudinal e deformação correspondente a tensão máxima do concreto	97
TABELA 5.5 - Características mecânicas do concreto	97
TABELA 5.6 - Deformações, força centrada e excêntrica de ruptura e momento experimental de ruptura	98
TABELA 6.1 - Valores da resistência à tração experimental e sugeridos pelas bibliografias.	111
TABELA 6.2 - Relação entre os valores experimentais e teóricos da resistência à tração do concreto.	112
TABELA 6.3 - Módulos de deformação longitudinal experimental e propostos por bibliografias	113
TABELA 6.4 - Relação entre os valores experimentais e teóricos do módulo de deformação longitudinal	114
TABELA 6.5 - Características dos modelos analisados	118
TABELA 6.6 - Variação das deformações	119
TABELA 6.7 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), para a ação última	120

TABELA 6.8 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), para 80% da ação última _____	121
TABELA 6.9 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins et al. (1993), para a ação última _____	122
TABELA 6.10 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins et al. (1993), para 80% da ação última _____	122
TABELA 6.11- Análise dos esforços resistentes para as relações tensão x deformação proposta LIMA (1997 e COLLINS et al. (1993) ____	123
TABELA 6.12 - Correção do momento fletor experimental, proveniente de excentricidade acidental, relação de Collins, para a ação última _	123
TABELA 6.13 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação sugerida pelo MC90 CEB-FIP (1991), para a ação última _____	124
TABELA 6.14- Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação sugerida pelo ACI 318 - M89, para a ação última ____	125
TABELA 6.15- Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por DINIZ (1997), para a ação última _____	126

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	- Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	- American Concrete Institute
ARI	- Alta Resistência Inicial
ASCE	- American Society of Civil Engineering
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CAD	- Concreto de Alto Desempenho
CAR	- Concreto de Alta Resistência
CARs	- Concretos de Alta Resistência
CEB	- Comitê Euro-Internacional do Betão
CERF	- Civil Engineering Research Foundation
CUR	- Concreto de Resistência Usual
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
IBRACON	- Instituto Brasileiro do Concreto
MC	- Model Code
MF	- Módulo de Finura
NBR	- Norma Brasileira Registrada
NS	- Norwegian Standard
USP	- Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	- Área de concreto da seção transversal do pilar
A_g	- Área da seção transversal total do pilar
A_{st}	- Área da seção transversal das barras da armadura longitudinal
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
b	- Largura da seção transversal do pilar
d	- Altura útil da seção transversal do pilar
d'	- Distância do eixo da armadura longitudinal à face do pilar
e_{acid}	- Excentricidade acidental
e_{geom}	- Excentricidade geométrica
E_c	- Modulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	- Modulo de deformação longitudinal do aço
F_{exp}	- Força experimental
$F_{exp, cent}$	- Força aplicada resultante da soma da força aplicada no eixo longitudinal do pilar e das forças aplicadas excentricamente
$F_{exp, exc}$	- Força excêntrica aplicada na extremidade do consolo do pilar
$F_{long, cent}$	- Força aplicada no eixo longitudinal do pilar
F_{teo}	- Esforço normal teórico
f_c	- Resistência à compressão do concreto
f'_c	- Tensão máxima de compressão do concreto
f_{cd}	- Valor de cálculo da resistência à tração do concreto
f_{ck}	- Resistência característica à compressão do concreto
f_{tk}	- Resistência característica à tração do concreto
f_{tD}	- Resistência à tração por compressão diametral

f_{ctk}	- Resistência característica cúbica à tração
h	- Altura da seção transversal do pilar
k	- Fator que considera o declínio da curva tensão x deformação no concreto, após o pico segundo COLLINS et al. (1993)
k_{mod}	- Coeficiente de modificação da resistência de cálculo do concreto
k_{mod1}	- Coeficiente que leva em conta o acréscimo da resistência após 28 dias de idade
k_{mod2}	- Coeficiente que considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm
k_{mod3}	- Coeficiente que leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração
M_{exp}	- Momento experimental
M_{teo}	- Momento teórico
$M_{u,teo}$	- Momento último teórico
n	- Fator de adequação da curva tensão x deformação segundo COLLINS et al. (1993)
N_u	- Força última
N_{teo}	- Esforço normal teórico
$N_{u,teo}$	- Esforço normal último teórico
P_o	- Força última no pilar com compressão centrada
α	- Coeficiente de intensidade de tensões para o concreto
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	- Coeficiente que define a profundidade do diagrama retangular de tensões assumido por DINIZ (1997)
β_1	- Coeficiente que define a profundidade do diagrama retangular de tensões assumido pelo ACI 318/89
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 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
$\phi_{m\acute{a}x}$	- Dimensão máxima característica do agregado graúdo
ϕ	- Diâmetro das barras de aço
$\phi_{nominal}$	- Diâmetro nominal
$\phi_{efetivo}$	- Diâmetro efetivo
ν	- Coeficiente de Poisson
ρ_l	- Taxa geométrica de armadura longitudinal
ρ_w	- Taxa volumétrica de armadura transversal
σ_c	- Tensão normal de compressão do concreto
σ_{cd}	- Valor de cálculo da tensão normal de compressão do concreto
σ_{s1}	- Tensão normal de compressão na armadura menos comprimida
σ_{s2}	- Tensão normal de compressão na armadura mais comprimida

RESUMO

VANDERLEI, R. D. (1999). *Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta*. São Carlos, 1999. 140p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Com este projeto obteve-se informações sobre o comportamento de pilares submetidos à compressão excêntrica, executados com concreto de alta resistência, com resistência média à compressão de 80MPa. Os pilares tinham seção transversal retangular de 15cm x 30cm, com altura livre de 174cm. A excentricidade da força foi de 38cm com plano de ação do momento paralelo ao menor lado. Foram ensaiados seis pilares, onde as variáveis foram as taxas de armaduras transversais e longitudinais. Os pilares foram ensaiados sob a ação de duas forças aplicadas de modos independentes, para maior precisão e controle do posicionamento da força excêntrica. Uma força era aplicada na direção do eixo longitudinal do pilar e outra, paralela a esse, com excentricidade definida. Foram montados dispositivos de vinculações e mecanismos de transferências de forças nos pilares, procurando aproximar as situações de ensaios às do modelo teórico pretendido. As rotações eram liberadas nas extremidades dos pilares, e a seção localizadas na meia altura comportava-se sob flexo compressão reta com pequena excentricidade. Os pilares com menor taxa de armadura transversal, tiveram ruptura frágil da seção transversal central com flambagem das barras das armaduras longitudinais. Os pilares com maior taxa de armadura transversal, apresentaram ruptura com boa ductilidade e esmagamento do concreto do lado mais comprimido. As deformações lidas nas barras das armaduras do lado mais comprimido, no instante da ruptura, ficaram entre 2,3‰ e 3‰. Utilizaram-se modelos teóricos propostos na literatura para obter os valores estimados das forças normais últimas e momentos fletores últimos, comparando-os com os encontrados experimentalmente.

Palavras-chaves: Concreto de alto desempenho; Pilares; Flexo compressão

ABSTRACT

VANDERLEI, R. D. (1999). *Experimental analysis of reinforced high strength concrete columns under eccentric compression*. São Carlos, 1999. 140p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents a study of the behavior of high strength columns under eccentric compression, with concrete cylinder compressive strength of around 80MPa. The columns studied had cross section area of 15cm x 30cm at the test region, and an effective length of 174cm. The eccentricity of the load was 380mm and the plan of action of the moment was parallel to the smallest side of the cross section. Six columns were tested. The main variables were the stirrup volumetric ratio and the longitudinal steel ratio. The columns were tested under the action of two independent loads, an axial load and an eccentric load, so that could be precise the positioning of the eccentric load and the control of this action. The axial load was applied on of the longitudinal axis of the columns and the eccentric load was applied with the defined eccentricity. Articulation devices and load application devices were mounted such as to approach the proposed theoretical model as much as possible. The rotations were liberated in the extremities of the columns, and the section behaved under eccentric compression. The columns with smaller stirrup volumetric ratio showed a brittle mode of failure occurring at the central cross section accompanied by the buckling of the longitudinal reinforcement. On the other hand, the columns with larger stirrup volumetric ratio presented ductile failure accompanied by crushing on the most compressed side of the column. The measured longitudinal reinforcement strain on the most compressed side of the columns at the instant of failure were between 2,3‰ and 3‰. Theoretical models proposed in literature were used to obtain values of the maximum axial load and ultimate flexural moment and the result compared with experimental results obtained in the tests.

Keywords: High performance concrete; Columns; Eccentric compression

INTRODUÇÃO

1.1- Considerações Iniciais

A maioria das atividades dentro da Construção Civil estão direta ou indiretamente relacionadas com obras de concreto armado. Na construção de edifícios, em obras hidráulicas e de saneamento, construção de estradas, obras industriais e outras com fins diversos, mesmo que a estrutura não seja de concreto armado, alguns elementos o serão. Logo, fica evidente, portanto, a necessidade do engenheiro possuir conhecimentos básicos relativos a concreto armado.

O dinamismo da tecnologia face à evolução do conhecimento, tem imposto ao concreto um desempenho estrutural cada vez maior. Os notáveis progressos das técnicas de projeto estrutural, aliados ao maior conhecimento dos comportamentos mecânicos do concreto e do aço, têm feito surgir estruturas cada vez mais arrojadas em concreto armado e protendido. Nestas estruturas o concreto tem sido submetido a tensões mais elevadas, criando a necessidade do desenvolvimento de técnicas e estudos mais apurados e científicos que lhe permitia atender a estas solicitações.

As estruturas de concreto armado no Brasil são bastantes difundidas e fazem parte do padrão da construção brasileira. Logo, o estudo de novas técnicas e métodos de análises desse tipo de material, se torna de grande relevância para inovações relacionadas à sua eficiência. O Brasil não possui experiência suficiente com Concreto de Alto Desempenho - CAD, pois somente há poucos anos é que se iniciou a divulgação de algumas experiências, não havendo um número de pesquisas publicadas que propici-

em bases teóricas seguras para produção e emprego deste material em obras. A verificação da aplicação das teorias dos concretos de resistências convencionais e o prosseguimento dos programas de pesquisa tornam-se indispensáveis para o conhecimento dos CAD.

Com isso surge o interesse do estudo do concreto de alto desempenho, que atualmente aparece como a recente novidade da construção civil, possibilitando a obtenção de um material onde todos os componentes são utilizados da melhor maneira, gerando assim o desenvolvimento de estruturas com maior durabilidade e alta resistência inicial, além do que, torna a edificação com elementos estruturais de menores dimensões e maior vida útil, sendo assim, mais econômica que a feita com concreto de resistência usual.

Os pilares se destacam nesse tipo de estudo, pois são elementos estruturais utilizados para transpor as ações dos pavimentos das estruturas para as fundações, solicitadas basicamente a tensões normais de compressão, sob ação de força centrada ou excêntrica. São de extrema importância na construção de edifícios, pois todas as ações nas lajes e vigas são sustentadas pelos pilares, tornando-se, quando muito solicitado, de grandes dimensões. O uso de Concreto de Alta Resistência - CAR - nesses elementos vieram solucionar essa questão, podendo-se construir elementos submetidos à compressão com pequenas dimensões otimizando o espaço arquitetônico.

Para vigas e lajes, a utilização do concreto de alto desempenho é vantajoso quanto à questão da durabilidade da estrutura, pois são elementos estruturais submetidos a flexão.

O uso do concreto armado de alto desempenho em substituição às estruturas metálicas na construção de edifícios altos, se dá devido à maior rigidez que o CAD confere à estrutura, melhor comportamento frente à ação do vento, e também, em função do seu melhor comportamento em relação ao fogo, segundo GONZALEZ-ISABEL (1993). Nas estruturas das plataformas offshore, o uso do CAD é justificado pela capacidade de suportar à ação contínua dos agentes agressivos, pelas condições de moldagem,

reduzindo o custo de manutenção, melhor resistência à ações contínuas das águas geladas, choques e abrasão. 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.

As crescentes aplicações destes concretos, conduzem à necessidade de revisões nos parâmetros para implementação dos modelos de cálculo, e recomendações construtivas indicadas nas normas atuais ou, até mesmo, elaboração de novas normas que reflitam melhor o comportamento destes materiais. Segundo boletim 197 CEB(1990), 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 e, mais recentemente, nos pré-moldados além de pisos industriais e recuperação em obras de concreto.

As primeiras pesquisas sobre o 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 variam de 45MPa a 115MPa, esta última usada no Two Union Square em Seattle com 58 andares.

Iniciadas em 1993 e concluídas em março de 1996, as *Petronas Towers*, mostradas na figura 1.1, em Kuala Lumpur, capital da Malásia, com 452m de altura, são as maiores torres do mundo e estão entre as maiores obras de Engenharia do planeta, conforme SOUSA (1997). Foram erguidas em estrutura mista, que combina concreto e aço, tomando partido das melhores características dos materiais. As torres são interligadas por uma ponte metálica nos 41.º e 42.º andares. Optou-se por uma estrutura em

concreto de alto desempenho com f_{ck} de 80MPa até o 60.º andar, ponto de transição para uma estrutura em aço-carbono. Os pilares de concreto são dispostos em círculo e interligados por vigas de aço, sobre as quais repousam lajes de concreto moldadas em fôrmas metálicas incorporadas à estrutura. Essa mesma solução foi aplicada até o 88.º pavimento. Nas fundações, foram usadas estacas-barrete sobre as quais se apoiaram blocos de concreto com f_{ck} de 60MPa.

Na aplicação do CAD no Brasil, pode-se citar exemplos como o do edifício Santo Amaro, e do edifício do CNEC, onde os pilares foram executados com resistência característica à compressão igual a 60 MPa.



FIGURA 1.1 - Petronas Towers, Kuala Lumpur - Malásia. [SOUSA (1997)]

Segundo ROCHA (1997), o edifício do MASP, em São Paulo, figura 1.2, pode ser considerado o pioneiro em concreto de alta resistência, sem utilização de aditivos, sílica ativa ou superplastificantes. Com resistência média em torno de 45MPa, exigiu um grande trabalho no estudo da dosagem e execução especial com relação à vibração e cura, com diversos operários vibrando o concreto ao mesmo tempo. A baixa relação água/cimento, em torno de 0,32, ajudou a obter essa resistência; a obra teve consumo de cimento de 565kg/m³.



FIGURA 1.2 - Edifício do MASP, São Paulo [ROCHA (1997)]



FIGURA 1.3 - Centro Empresarial Nações Unidas, São Paulo. [CD-ROM (1997)¹]

O Centro Empresarial Nações Unidas (Cenu), na cidade de São Paulo, mostrado na figura 1.3, com 41 andares é formado por três torres, denominadas torres Oeste, Leste e Norte, e formam o maior edifício do país. A torre Norte, atualmente em construção, é a maior das torres; tem 84 mil m² de área construída e 158m de altura distribuídos em 36 pavimentos. De acordo com o responsável pelo projeto estrutural da obra, engenheiro Mário Franco, através do informativo Cimento Hoje abcp (1998), foi utilizado CAD nos pilares com f_{ck} igual a 60MPa e nas lajes de 35MPa possibilitando importantes ganhos no projeto. A torre Oeste já está pronta, mas, como sua construção foi a primeira a ser iniciada, ela não foi executada com CAD, pois essa tecnologia era pouco disseminada na época do projeto. Já a torre Leste, ainda em fase de fundação, vai usufruir da mesma tecnologia empregada na torre Norte, e como ela é gêmea no formato da torre Oeste, espera-se economizar muito no consumo de armadura, segundo Mário Franco.

O CAD teve, no Brasil, maior aplicação em Salvador - BA a partir de 1992. A primeira obra foi o Centro Empresarial PREVINOR, que pode ser visto na figura 1.4, 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.

¹ Concreto de Alto Desempenho - CD-ROM versão 1.0 (1997) - Associação Brasileira de Cimento Portland.



FIGURA 1.4 - Centro Empresarial PREVINOR, Salvador/BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]

No edifício Suarez Trade Center, construído de 1992 a 1994 em Salvador, com 30 andares, utilizou-se CAD com resistência característica à compressão de 60 MPa nos pilares centrais ao longo de 11 andares, enquanto que no resto da estrutura foi utilizado concreto com f_{ck} igual a 30 MPa, o esquema da estrutura é apresentado na figura 1.5. Os pilares com f_{ck} de 60MPa tiveram 2 seções transversais; (120cm x 120cm e 60cm x 60 cm). Os principais pilares centrais suportam uma ação acima de 50000kN, com dimensões da seção transversal de 120cm x 120cm. Caso fosse construído com concreto de f_{ck} igual a 20MPa, a seção transversal teria cerca de 200cm x 200cm. O número de pilares e suas posições nos andares proporcionou aumento substancial no número de vagas para veículos.

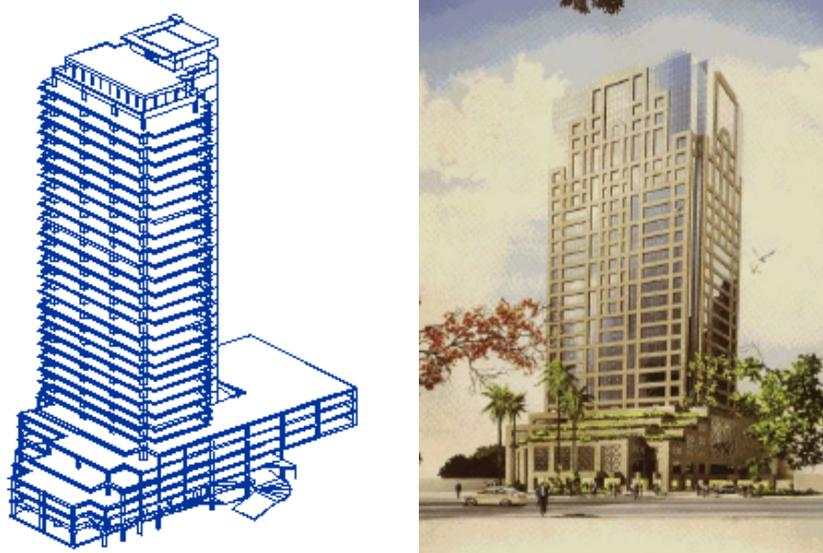


FIGURA 1.5 - Estrutura do Edifício Suarez Trade Center, Salvador - BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]

Outro edifício foi o Banco de Tokyo com 16 andares, mostrado na figura 1.6, onde os pilares centrais, até o 5.º andar, foram projetados com resistência característica à compressão igual a 30MPa. Este procedimento permitiu dobrar o número de vagas nas garagens do prédio em relação ao projeto que previa resistência usual para o concreto.

Segundo LEITE & MIRANDA (1997), o edifício residencial mais alto na cidade de Salvador é o Arthur Moreira Lima (figura 1.7). O prédio tem 33 andares e foi utilizado 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.



FIGURA 1.6 - Edifício Banco de Tokyo, Salvador - BA [LEITE & MIRANDA (1997)]



FIGURA 1.7 - Edifício Arthur Moreira Lima, Salvador - BA. [LEITE & MIRANDA (1997)]

O CAD vem se destacando muito em serviços de restauração de edificações. Devido à sua maior capacidade de aderência e impermeabilidade, ele foi recentemente adotado na recuperação estrutural do setor conhecido como "Tobogã", no estádio do Pacaembú, em São Paulo (figura 1.8). Foi adotado, também recentemente, na recuperação da Ponte dos Remédios, nas Marginais Tietê, São Paulo, onde era preciso atender às especificações de alta resistência nas primeiras horas, com f_{ck} igual a 18MPa em 24 horas.



FIGURA 1.8 - Estádio do Pacaembú, São Paulo - SP. [ROCHA (1997)]

Outra grande aplicação do CAD no Brasil, foi na ponte do rio Maranhão, no Estado de Goiás, mostrado na figura 1.9. Com 585m de extensão, a ponte tem 10,40m de largura e duas faixas de tráfego com pavimento rígido em concreto com resistência à compressão de 30MPa. Ela é a primeira do País em que se empregou concreto de f_{ck} superior a 50MPa, conforme afirma José Zamarion Ferreira Diniz em CORBIOLI (1997). A princípio era proposto o uso de concreto convencional, no entanto, no decorrer das obras de fundação, foram feitos alguns estudos comparativos de custos, e os resultados demonstraram que o concreto de alto desempenho no trecho em balanço significava uma boa economia: 2,4% em fôrmas, 2,3% em concreto, 21,3% em armadura passiva e 14,2% na protensão. Essa economia equivalia a 10% do total da obra. Há também, segundo ROCHA (1997), estudos para aplicação do CAD na recuperação do pavimento da ponte Rio-Niterói - RJ, com 12% de sílica ativa, resistência de 92MPa aos 28 dias e deformação na ruptura em torno de 0,1‰.



FIGURA 1.9 - Ponte sobre o rio Maranhão, Goiás. [CORBIOLI (1997)]

1.2- Concretos de Alto Desempenho

A designação “Concreto de Alto Desempenho - CAD” é atribuída ao concreto que reúna características especiais de desempenho, conforme CERF/ASCE(1993), as quais não poderiam ser obtidas comumente, usando apenas materiais convencionais, com procedimentos de misturas usuais. Estas características podem envolver por exemplo, as seguintes melhorias: facilidade de lançamento e adensamento sem segregação; resistências elevadas às pequenas idades; tenacidade; estabilidade de volume; durabilidade, alta densidade, baixa permeabilidade e resistência a agentes agressivos.

O termo "Concreto de Alta Resistência - CAR", é correntemente utilizado por diversos autores, já que a resistência à compressão é utilizada como parâmetro de comparação entre o concreto usual e o de alto desempenho, porém, fica subtendido que além da alta resistência mecânica este possui outras qualidades, como citado anteriormente.

Nesta pesquisa, o atributo principal é a alta resistência à compressão, que pode ser obtida com uso de cimento Portland comum, porém tomadas medidas adequadas no controle de qualidade, nas baixas relações água/cimento, além do emprego de aditivos como: escória de alto forno, cinzas volante ou sílica ativa. Em função das baixas relações água/cimento, faz-se necessário o emprego de aditivos superplastificantes para fornecer trabalhabilidade ao concreto

Dentre as adições disponíveis, optou-se, nesta pesquisa, pelo uso da sílica ativa, em função de suas características e pelo potencial de produção no Brasil.

Isto posto, o concreto recebe também, entre outras, as denominações de concreto de alto desempenho mecânico, concreto com sílica ativa ou simplesmente concreto com alta resistência.

Pode-se dizer que a adição da sílica ativa, em percentuais que variam de 4% a 15% da massa de cimento, em combinação com aditivos químicos do tipo superplastificante, viabiliza a produção de concreto com alto desempenho que apresente características de: alta resistência mecânica, menor exudação e segregação, maior durabilidade, maior trabalhabilidade, alta coesão, alta impermeabilidade e alta resistência aos meios agressivos.

Os concretos de alta resistência também podem ser produzidos sem sílica ativa, porém, esta apresenta vantagens com relação a outras adições, principalmente pela maior reatividade em função da superfície específica e do alto teor de sílica amorfa. Um fato que merece destaque é que, o CAR com sílica ativa reúne características que aumentam a durabilidade das estruturas. VASCONCELOS (1994), considera que o CAR 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.

O conceito de concreto de alta resistência tem variado ao longo dos anos, o que pode ser confirmado no boletim 197 CEB-FIP(1990), no qual consta uma evolução na máxima resistência de projeto, sendo recomendado como limite superior de resistência característica um concreto com f_{ck} igual a 80MPa, se bem que, os modelos de verificação da segurança apresentados são válidos para resistência de até 50MPa. Após o advento da sílica ativa, o cimento deixou de ser o fator limitante para a obtenção de maiores resistências, que passam a depender mais diretamente das propriedades dos agregados, que variam de região para região, em função da grande variabilidade das rochas existentes. Segundo AMARAL FILHO (1994) existe idéia de caracterizar as propriedades mecânicas dos agregados, disponíveis nas principais cidades do Brasil, auxiliando desta forma os tecnologistas, em cada região, com relação aos níveis de resistência possíveis de serem alcançados.

Nos Estados Unidos e países da Europa, considera-se um concreto como de alta resistência se apresentar uma resistência característica à compressão entre 40MPa e 85MPa. No Brasil, conforme a NBR 8953/92, seriam os concretos C40 e C50 de Classe I, e Classe II (C55 - C80). Segundo AMARAL FILHO (1993), parece ser razoável adotar-se a classificação apresentada na tabela 1.1.

TABELA 1.1 - Classificação do concreto quanto à resistência, AMARAL FILHO(1993)

Classificação	Nível de resistência
Baixa resistência	$f_{ck} < 25\text{MPa}$
Média resistência	$25\text{MPa} \leq f_{ck} < 50\text{MPa}$
Alta resistência	$50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$
Ultra alta resistência	$90\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 400\text{MPa}$

A obtenção do CAD com tais níveis de resistência requer um programa rígido de qualidade que inclui a seleção prévia dos materiais, execução adequada e perfeito controle.

A crescente aplicação destes concretos conduz à necessidade de revisões nos modelos de cálculo, bem como recomendações construtivas das normas atuais ou, até mesmo, elaboração de novas normas que reflitam

melhor o comportamento deste material, que, como pode ser visto no Boletim 197 do CEB-FIP(1990), apresenta uma evolução muito rápida na sua utilização.

Muitos são os benefícios decorrentes da utilização do CAD, hoje aplicado em edifícios altos, pontes e estruturas submetidas a condições de agressividades e ataques severos. Há ainda várias outras aplicações potenciais para o CAD, mas é indubitável que o uso não é feito por desconhecimento do meio técnico.

Importância deve ser dada ao fato de que parâmetros para a verificação da segurança não devem ser extrapolados para concretos destas resistências, principalmente por causa da redução da ductilidade do CAD.

1.3- Justificativas da Pesquisa

O Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, vem desenvolvendo trabalhos em pilares com CAR sob compressão excêntrica e centrada com e sem adição de fibras; pilares mistos preenchidos com CAR; recuperação de pilares com utilização de CAD, tela soldada e fibras metálicas; lajes cogumelos utilizando o CAD com e sem adição de fibras; consolos para estruturas pré-moldadas, etc.. Com este trabalho, pretende-se dar continuidade à investigação do comportamento deste material nos pilares, para que se possa futuramente, chegar a conclusões que podem ser utilizadas na rotina de projetos estruturais que garantam confiabilidade e segurança às estruturas feitas com CAD.

Em trabalho desenvolvido neste Departamento, LIMA (1997) ensaiou alguns pilares sob compressão excêntrica, procurando dar continuidade, no Brasil, ao trabalho iniciado na EPUSP e UNICAMP por AGOSTINI (1992), no intuito de conhecer melhor o comportamento de pilares com CAD sob esforços oriundos da flexo compressão reta. Foi dado início à pesquisa, pois observou-se, 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.

LIMA (1997) estudou o comportamento de pilares de concreto de alto desempenho solicitados à compressão centrada e excêntrica. Foram analisados pilares de seções transversais quadradas de 20cm x 20cm e retangulares de 15cm x 30cm e 12cm x 30cm, com concreto de resistência à compressão em torno de 80MPa.

Para os modelos solicitados à compressão excêntrica, foram estudados 10 pilares, sendo 5 séries com 2 modelos cada com as características mostradas na tabela 1.2.

TABELA 1.2 - Pilares sob compressão excêntrica ensaiados por LIMA (1997)

Série	Seção cm	Altura Cm	Arm. Long.	Arm. trans.	Excent. cm
5	30 x 15	174	2,26% (8 ϕ 12,5)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
6	30 x 15	174	3,45% (8 ϕ 16)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
7	30 x 15	174	1,26% (8 ϕ 10)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
8	30 x 15	174	1,26% (8 ϕ 10)	1,04% (ϕ 6,3 c/7,5)	2,5
9	30 x 12	247	1,67% (8 ϕ 10)	0,82% (ϕ 6,3 c/12)	3

O modelo de pilar utilizado por LIMA (1997), apresentava alargamento das seções do topo e da base na direção da excentricidade que se pretendia obter, fazendo com que a resultante da força aplicada nessas áreas, tivesse um deslocamento em relação ao eixo longitudinal do pilar, como mostra a figura 1.10.

Para analisar os resultados de LIMA (1997), utilizou-se a relação tensão x deformação desenvolvida pelo mesmo, e outra proposta por COLLINS et al.(1993).

As relações entre a força experimental e a teórica obtida através dos modelos teóricos foram praticamente iguais a 1. Analisando as relações entre os momentos fletores, viu-se que a relação proposta por COLLINS et al.(1993) apresentou melhores resultados que os de LIMA (1997), no entanto, ambas relações foram muito acima da unidade. As médias entre

todos os valores de M_{exp}/M_{teo} resultaram iguais a 3,06 (LIMA) e 2,64 (COLLINS et al.).

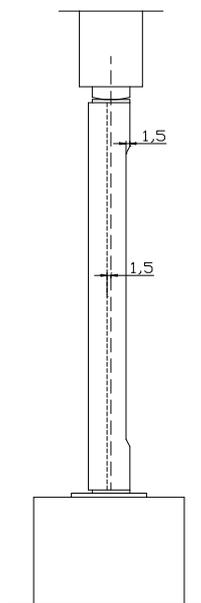


FIGURA 1.10 - Sistema de aplicação de forças utilizado por LIMA (1997)

Na análise dos pilares admitiu-se que o momento experimental era calculado por $M_{exp} = F_{exp} \cdot e_{inicial}$. Pode-se concluir que o momento experimental, tal como admitido, não correspondia ao que atuava na seção a meia altura do pilar, o que dificultou a análise comparativa, cujo valores estão expressos na tabela 1.3. A principal causa da imprecisão do ensaio foi a vinculação na base e no topo do pilar, pois o modelo físico teórico considerava os dois pontos articulados, enquanto que o ensaio reproduziu uma situação de semi - engastamento tanto na base quanto no topo do pilar.

TABELA 1.3 - Análise dos resultados de LIMA (1997) considerando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)

Pilar	f_c MPa	E_c MPa	f_v MPa	E_s MPa	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp}/F_{teo}	M_{exp}/M_{teo}
P5/1	81,1	30836	543,3	205028	2842	4263	3110	2465	0,91	1,73
P5/2	79,5	30874	543,3	205028	2806	4209	2022	2808	1,39	1,50
P6/1	85,7	31876	710,5	201242	3227	4840	3226	2368	1,00	2,04
P6/2	83,7	31689	710,5	201242	3218	4827	3603	3210	0,89	1,50
P7/1	87,3	32615	681,2	200419	3012	4518	2969	1771	1,01	2,55
P7/2	93,5	34961	681,2	200419	3118	4677	3577	2074	0,87	2,26
P8/1	87,1	30263	681,2	200419	3252	8130	3156	2745	1,03	2,96
P8/2	92,8	35984	681,2	200419	3250	8125	3511	1809	0,93	4,49
P9/1	101,3	34195	676,4	203141	2388	7164	2385	6205	1,00	1,15
P9/2	83,3	27312	676,4	203141	2143	6438	2047	5061	1,05	1,27

1.4 - Objetivos da Pesquisa

Este trabalho faz parte de um plano mais abrangente coordenado pelo orientador, e tem como objetivo analisar o comportamento de pilares construídos com concreto de alta resistência sujeitos à flexo compressão reta. Para isto, desenvolveu-se metodologia de ensaio adequada, no sentido de representar e controlar melhor as solicitações, para aferir modelo de cálculo teórico. Procurou-se também, estabelecer condições necessárias, como taxas de armaduras longitudinais e transversais, para obtenção de pilares que apresentassem comportamento suficientemente resistente e dúctil.

1.5 - Metodologia da Pesquisa

Tomaram-se por base os ensaios realizados por LIMA (1997) em pilares sob compressão excêntrica, projetando-se outras condições de vinculação e configuração geométrica, mantendo-se a mesma seção transversal, resistência característica à compressão do concreto e as taxas de armaduras transversais e longitudinais utilizadas.

Inicialmente, foi aperfeiçoado o método de ensaio utilizado por LIMA (1997), montando, para isso, dispositivo de ensaios de pilares que levassem a resultados experimentais que se aproximem mais dos obtidos com a idealização teórica. Procurou-se criar condições de vinculação dos modelos de pilares que se assemelhassem ao modelo teórico, tendo-se que mudar a configuração geométrica do pilar e o sistema de aplicação de força para melhor se adequar a situação de flexo compressão reta.

Pensou-se, para tanto, em prover os modelos com consolos no topo e base para facilitar a aplicação de força excêntrica e, ainda, escolher aparelhos de apoio que pudessem fornecer ao modelo, as condições de vinculação que se pretendia adotar no modelo teórico.

Com relação à análise teórica, o modelo de verificação de equilíbrio da seção transversal para pilares de CAR, é o mesmo adotado para concreto de resistência usual - CRU. A forma do diagrama tensão x

deformação para o CAR difere do CRU então, pretendia-se verificar a segurança da seção transversal, adotando os diagramas de tensões obtidos em ensaios de corpos-de-prova com o mesmo material dos modelos.

Foram analisados os comportamentos dos pilares durante os ensaios por meio de medidas de deformações e deslocamentos provenientes das aplicações das forças, centrada e excêntrica. Logo, adotando modelo que descreve a relação tensão x deformação indicada por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1992), chegam-se a resultados teóricos para forças últimas e momentos fletores últimos dos pilares e comparam-se com os valores experimentalmente.

Sabe-se que os pilares em CAR podem, apresentar colapso frágil. Sendo conveniente que a ruína apresente características dúcteis, é necessário que se verifique os valores das taxas de armaduras longitudinais e transversais.

Foram também analisados os comportamentos dos pilares durante os ensaios através de gráficos que relacionam força aplicada com as deformações lidas nas armaduras e no concreto, e com os deslocamentos. Pretendeu-se também, relacionar as deformações últimas de ruptura do concreto e a forma de ruptura, com as taxas de armaduras transversais e longitudinais utilizadas.

FUNDAMENTOS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

2.1- Considerações Iniciais

Este capítulo procura dar melhor entendimento sobre a obtenção e as propriedades do concreto de alta resistência, onde 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 CAR.

São abordados as várias características dos agregados, aglomerantes, água, aditivo superplastificante e sílica ativa, relacionando como cada característica influencia na obtenção do CAR e como otimizar a produção desse concreto partindo da análise dessas características.

É feita uma análise do processo de produção do CAR, comentando e descrevendo os procedimentos de mistura; lançamento; adensamento e cura. Também são abordadas algumas propriedades mecânicas: resistência à compressão e à tração, módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson.

2.2- Materiais Componentes do Concreto

Devido às grandes variações nas composições e propriedades dos cimentos e agregados, a seleção de materiais para produção de concreto de alta resistência - CAR - não é simples. A utilização simultânea de vários aditivos químicos e adições minerais dificulta ainda mais a escolha de materiais pela falta de correlações simples que facilitem a escolha dos materiais mais adequados.

No entanto, é possível otimizar as propriedades mecânicas do concreto endurecido, fazendo escolhas de materiais pelas suas características e propriedades, melhorando assim o comportamento da mistura.

2.2.1- Cimento

O cimento mais adequado para a produção de CAR é, de acordo com ACI 363R (1992), aquele que apresenta menor variabilidade em termos de resistência à compressão, não existindo critérios específicos para tal.

A escolha do tipo de cimento, segundo PINTO JUNIOR (1992), para produção dos concretos de alta resistência depende de critérios reológicos e critérios de resistência mecânica. METHA e AITCIN (1990), comentam que "... com qualquer tipo de cimento é possível produzir concretos de alta resistência, sendo preferível, no entanto, o cimento Portland comum e aqueles com elevados teores de C_3S e C_2S ."

O cimento ARI requer mais água em comparação, por exemplo, com um cimento composto com cinza volante e para um mesmo abatimento.

O consumo, usualmente empregado na obtenção do CAR, varia de 400 kg/m^3 a 600 kg/m^3 , conforme ACI 363R (1992), ALMEIDA(1990) e SHAH & AHMAD (1994). O limite superior é estabelecido em função do aumento da quantidade de água que, para consumo acima de 550 kg/m^3 é da ordem de 10 litros para cada acréscimo de 30kg de cimento, mantida fixa a trabalhabilidade do concreto. Esta preocupação esta diretamente relacionada com o objetivo de redução das deformações a longo prazo, provocadas por retração e fluência.

AGOSTINI (1992) ressalta que o aumento do consumo de cimento, desde que mantida as demais relações de materiais, proporciona aumentos sensíveis na resistência à compressão do concreto.

2.2.2- Sílica ativa

Os concretos de alta resistência podem ser obtidos com as adições pozolânicas normalmente utilizadas, como cinza volante ou escória de alto forno. Entretanto, adições pozolânicas ultra-finas, como a sílica ativa e a cinza de casca de arroz, têm-se mostrado mais efetivas no aumento da resistência, pois, além do efeito químico, atuam fisicamente densificando a matriz e a zona de transição. A sílica ativa é conhecida no meio técnico como sílica, sílica volatizada, fumo de sílica condensada ou sílica fume, microssílica, entre outros.

Segundo a ASTM C1240/93, sílica ativa é 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 sílico ou silício metálico, que contem em sua composição química um percentual mínimo de 85% de dióxido de silício (SiO_2). A redução de quartzo a silício em temperaturas de até 2000°C produz vapor de SiO , que oxida e condensa, em zonas de baixa temperatura, a partículas esféricas minúsculas consistindo de sílica não cristalina.

A figura 2.1 mostra como é realizada a produção da sílica ativa. Os gases de combustão passam por filtros onde a sílica ativa bruta é coletada. Logo após ela sofre tratamentos de aglomeração para evitar problemas no transporte e manuseio ocasionados por sua demasiada finura.

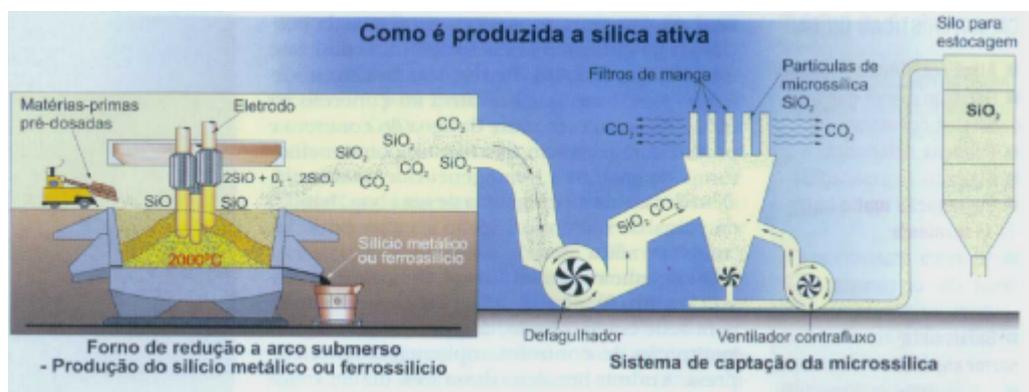


FIGURA 2.1 – Produ. de sílica ativa. [ROCHA.(1997)]

A zona de transição do concreto, que é a região entre os agregados graúdos e a pasta de cimento hidratada, apresenta uma espessura média entre 10 μ m a 50 μ m, rica em hidróxido de cálcio CH e com maior concentração de poros. Esta zona é tida como a região mais fraca do concreto. A sílica ativa atua basicamente na zona de transição do concreto, apresentando dois efeitos: o efeito micro-filler e o efeito pozolânico.

Como as partículas de sílica ativa são extremamente pequenas e de forma esférica, sua superfície específica é muito grande, 20m²/g, isto faz com que haja uma rápida reação com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂), produzindo um gel resistente de cálcio hidratado semelhante ao formado na hidratação do cimento.

Além do efeito pozolânico, há formação de produtos de hidratação secundários em volta das partículas de sílica ativa ocorrendo o preenchimento dos grandes vazios capilares com um material microporoso e portanto de baixa densidade, ocasionando um refinamento no tamanho dos poros. Existe também, um refinamento no tamanho dos grãos, causado pela nucleação do hidróxido de cálcio em volta das pequenas e bem distribuídas partículas de sílica ativa, que terá o efeito de substituir os grandes cristais orientados de hidróxido de cálcio por numerosos, pequenos e menos orientados produtos da reação mais pobremente cristalino.

Em resumo, pode-se dizer que a adição de sílica ativa em percentuais que variam de 4% a 15% da massa de 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 exudação e segregação, maior durabilidade, maior trabalhabilidade, alta coesão, alta impermeabilidade e alta resistência aos meios agressivos.

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

determinado experimentalmente de acordo com o projeto e a resistência do concreto.

2.2.3- Agregados

Os agregados usados em concretos de alta resistência podem ser materiais naturais (areia, pedregulho e pedra britada) ou artificiais (argila expandida).

Os agregados dividem-se em graúdo e miúdo, em função da dimensão máxima característica dos grãos, e ocupam 60% a 80% do volume de concreto. As características que mais influenciam na resistência à compressão dos concretos são: a resistência à compressão do agregado, módulo de deformação longitudinal da rocha mãe, granulometria, diâmetro máximo característico, módulo de finura, forma, textura superficial, natureza mineralógica e absorção.

Os agregados graúdos apresentam uma maior influência na resistência dos concretos de alta resistência, pois devido ao fortalecimento da zona de transição para resistências acima de 50MPa, a ruptura do concreto se dá pela ruptura do agregado graúdo, havendo assim uma relação entre a resistência da rocha mãe do agregado e a resistência do concreto.

Os melhores resultados obtidos para a resistência à compressão ocorrem quando se usam agregados graúdos de tamanho máximo entre 10mm a 20mm, recomendado 12,5mm, areia com módulo de finura próximo de 3, e com uma relação agregado graúdo / agregado miúdo em torno de 1,5.

Existem várias razões pelas quais um agregado de menor dimensão máxima é capaz de produzir um concreto mais resistente. Como o agregado é britado, durante o processo de britagem podem ocorrer danos à microestrutura dos agregados, sendo, probabilisticamente, mais provável de remanescerem falhas e fissuras em agregados de maior dimensão, segundo

JENNINGS¹ apud DAL MOLIN (1995). Quanto menor o agregado, maior a superfície específica, ocasionando uma maior área de contato entre as partículas de agregado graúdo e a pasta, aumentando assim a homogeneidade da mistura, melhor transferência de ação entre pasta e agregado e redução do volume da pasta e do espaçamento entre os agregados.

Por outro lado, quanto maior é o agregado, maior é a espessura da zona de transição entre ele e a pasta, diminuindo a resistência do concreto pela criação de maior microfissuração e porosidade na zona de transição.

A natureza mineralógica dos agregados é fundamental para a resistência e elasticidade dos CARs. Neste tipo de concreto, os agregados graúdos participam efetivamente do processo de ruptura, visto que na maior parte dos ensaios a superfície de ruptura passa pelos grãos de agregados e alterações encontradas na estrutura e na composição mineralógica do agregado refletem na resistência do concreto.

MEHTA e AITCIN (1990), estudaram o efeito das características mineralógicas do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do CAR, utilizando quatro tipos de agregados diferentes: diabásio britado, calcário britado, seixo rolado e granito britado. Observaram-se diferenças significativas no módulo de deformação e nas curvas de histeresse, comprovando a importância das características mineralógicas do agregado.

Em estudo feito por PEREIRA NETO (1994) sobre o efeito do agregado graúdo em algumas propriedades de CARs com adição de sílica ativa, observou-se 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 CARs ser expressa somente em termos da Lei de Abrams.

O módulo de deformação longitudinal dos concretos é influenciado pelas propriedades elásticas dos agregados graúdos, havendo uma relação entre as deformações plásticas dos agregados e os módulos de deformação

¹ JENNINGS, H. M. (1988) Design of high strength cement based materials: Part 2-microstructure. Materials Science and Technology. v.4, n.4, p.285-290, April.

longitudinal dos concretos. Os concretos que apresentam maiores módulos de deformação longitudinal não apresentam as maiores resistências.

Em relação à forma e textura superficial, é sabido que a forma angular e a superfície áspera, como a maioria das pedras britadas, geralmente resultam 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.

Logo para obtenção de CARs 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 concentração de tensões, forma cúbica, textura superficial áspera e ausência de pó, que favoreçam a aderência com a pasta.

Quanto ao agregado miúdo, tanto as areias naturais quanto as artificiais podem ser utilizadas para obtenção de concreto de alta resistência. No entanto é preferível que se use uma granulometria descontínua, apresentando preferivelmente um módulo de finura entre 2,7 e 3,2, ou seja, classificado como grosso. Segundo ALMEIDA (1990), isto é para que haja menor demanda de água de amassamento, e pelo fato deste tipo de concreto já apresentar grande quantidade de finos devido ao maior consumo de cimento e uso de sílica ativa.

Agregados miúdos com partículas arredondadas e lisas necessitam menos água de mistura e, por este motivo, são preferíveis para produção de concreto de alta resistência.

2.2.4- Água

A qualidade da água utilizada na produção de concreto de alto desempenho deve obedecer às mesmas especificações usadas nos concretos usuais, deve apresentar satisfatória isenção de matérias orgânicas e de substâncias estranhas e nocivas que possam provocar a deterioração do mesmo.

2.2.5- Aditivo superplastificante

Aditivos são substâncias que modificam as propriedades do concreto quando incorporados a ele. No caso de CARs os aditivos fundamentais são os superplastificantes que são capazes de propiciar a obtenção conjunta de trabalhabilidade adequada com baixas relações água/cimento.

A maioria dos aditivos superplastificantes são obtidos através da polimerização por condensação do formaldeído com o naftaleno sulfonado ou com a melanina sulfonada, podendo ainda existir os formados por lignosulfonados modificados.

Os superplastificantes formados por melanina sulfonada ou naftaleno sulfonado são os mais utilizados, segundo BUCKER² (1988), por possuírem grande eficiência como redutor de água de amassamento, ações secundárias mínimas e efeitos colaterais indesejáveis praticamente desprezíveis. Isto se dá, pois estes superplastificantes não existem em subprodutos industriais e nem no estado natural, precisando ser sintetizados em laboratório por processos complexos. Como o produto é fabricado especialmente para ser empregado como redutor de água, o comprimento da cadeia polimérica é dimensionado de modo a envolver os grãos de cimento o mais perfeitamente possível, e obtendo-se assim a máxima performance do produto, COLLEPARDI et al.³ apud DUCATTI (1993).

A ação dos superplastificantes é fundamentalmente de dispersão das partículas de cimento, as cadeias moleculares de alto massa se adsorvem às paredes dos grãos de cimento neutralizando suas cargas elétricas na periferia, causando a repulsão eletrostática entre os mesmos, e, atraindo ao mesmo tempo, através de suas ramificações aniônicas, moléculas de água que envolvem em todo o contorno o grão de cimento, DUCATTI (1993).

A grande quantidade de superplastificante e a baixa relação água/cimento no concreto de alta resistência são responsáveis pelo

² BUCKER, H. R. E. (1988) Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas, argamassas ou concretos. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30. Rio de Janeiro. v.2, p.609-625.

³ COLLEPARDI, M.; CORRADI, M.; VALENTI, M. (1983) Influência dos aditivos superplastificantes nas propriedades das argamassas e concretos. In: TECNOLOGIA DE ADITIVOS. 2v. Instituto de Pesquisas Tecnológicas IPT, São Paulo.

retardamento de pega, retração plástica, incorporação de ar e perda da consistência inicial com o tempo.

A consistência obtida pelo superplastificante, dependendo das condições, se mantém apenas por um período de 30 a 60 minutos. A máxima trabalhabilidade alcançada normalmente permanece por 10 a 15 minutos. Os fatores que afetam a consistência inicial do concreto com superplastificantes, segundo DAL MOLIN (1995), são: tipo de aditivo, dosagem e momento de colocação na mistura, temperatura, umidade e tipo de cimento.

A quantidade de superplastificante é função da trabalhabilidade requerida, devendo-se optar por um consumo mínimo pensando na redução do custo do concreto. Os fornecedores indicam 3% do consumo de cimento como máximo de quantidade de superplastificante. Recomenda-se, também, que a parcela de água contida no superplastificante seja abatida da água utilizada, onde a quantidade de material sólido é em torno de 25% a 30%.

2.3- Procedimentos de Dosagem e Mistura

Entre os vários métodos de dosagem do concreto, os fatores comuns entre eles são: resistência desejada, idade do ensaio, tipo de aplicação, durabilidade prevista, aspectos econômicos, ambiente, etc.. Para obter máxima resistência à compressão do concreto, deve-se otimizar o desempenho de cada um dos componentes, considerando-se os fatores de influência.

Para dosagem de um concreto, deve-se conhecer um método de dosagem e observar: menor relação água/cimento; características de finura do agregado miúdo; escolha do agregado graúdo que é função da sua mineralogia, resistência à compressão e módulo de deformação longitudinal; consumo de sílica ativa e aditivos. Em seguida, a partir de um primeiro ensaio feito para uma dosagem, fazem ajustes do fator água/cimento, agregados, e outros, até obter-se a resistência e a trabalhabilidade necessária e com menor consumo de cimento.

Os mesmos equipamentos de mistura usados na produção dos concretos de resistências usuais podem ser adotados na obtenção dos CARs, observando-se que a eficiência da mistura é melhor quanto maior for o desempenho do equipamento utilizado.

Com relação a sequência de colocação dos materiais, LIMA (1997) usou a seguinte ordem: 1- pedra britada + 20% da água; 2- cimento + 30% da água; 3- sílica ativa; 4- restante da água + aditivo; 5- areia. O tempo total foi de 15 minutos. DUCATTI (1993), utilizando equipamento de pouca eficiência para a mistura dos materiais, seguiu a seguinte ordem de colocação dos materiais: 1- mistura de todo o agregado graúdo com o cimento, a sílica ativa, toda a água e um terço da solução do superplastificante durante mais ou menos 10 minutos; 2- colocação de toda a areia e os dois terços restante do aditivo, misturando por mais 5 minutos.

O tempo de mistura deve ser um pouco maior que o adotado para concreto de resistência usual, para se atingir a dispersão apropriada, principalmente dos materiais finos e a incorporação dos aditivos a mistura.

2.4- Propriedades Mecânicas do Concreto no Estado Endurecido

2.4.1- Resistência à compressão

A resistência à compressão é considerada geralmente a propriedade mais importante do concreto, pois fornece uma estimativa do desempenho do concreto no que diz respeito a resistência mecânica e indiretamente a sua durabilidade.

Essa resistência é obtida através da aplicação de forças em corpos-de-prova cilíndricos ou cúbicos de diferentes tamanhos, dependendo da normalização de cada país. No Brasil, a resistência à compressão do concreto é obtida através do ensaio padronizado pela NBR 5739/80, a partir de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm. Quando se trata de altas resistências, o uso destes geram dificuldades pela necessidade de grande capacidade da máquina de ensaio. A solução utilizada é a redução das

dimensões dos corpos-de-prova, adotando-se 10cm x 20cm, mantendo-se a relação de duas vezes entre a altura e o diâmetro da base, e respeitando ainda a exigência do diâmetro do corpo-de-prova ser maior que quatro vezes o diâmetro máximo do agregado.

Os corpos-de-prova cilíndricos menores apresentam maior resistência se comparados com os maiores. METHA & MONTEIRO (1994) e SHAH & AHMAD (1994) indicam que essa correlação é em torno de 5%. CARRASQUILLO et al. (1981), em estudo feito sobre esse efeito, indica correlação de 10%.

Nos Estados Unidos e na França, adotam-se o cilindro com dimensões de 15cm x 30cm e 16cm x 32cm, respectivamente. Na Alemanha e na Noruega são utilizados corpos-de-prova cúbicos com dimensões de 14cm e 10cm de aresta, respectivamente.

Um aspecto importante é a evolução da resistência com a idade. Para os CARs, as propriedades mecânicas se desenvolvem muito mais rapidamente do que os concretos de resistências usuais. Segundo DE LARRARD & MALIER (1989), este rápido crescimento das resistências é provocado pela proximidade inicial dos grãos de cimento na mistura fresca, bem como pelo papel acelerador da sílica ativa. O Comitê 363 do ACI (1991) justifica tal comportamento em razão do calor de hidratação gerado em decorrência dos altos consumos de cimento dos CAR.

O efeito das condições de cura leva a variações na resistência à compressão. NEVILLE & BROOKS (1987) relata que a cura inadequada em CAR provoca efeitos negativos mais pronunciados do que em concretos de resistência usual. CARRASQUILLO & PETERMAN (1986) chamam a atenção para a importância da cura nas primeiras idades em CAR.

A curva tensão x deformação, na compressão, tem uma forma dependente da resistência. Observam-se nas curvas que há encurtamentos diferentes para as tensões máximas, sendo que para os CAR estes alongamentos são da ordem de 2‰ e para os concretos de resistências usuais são de 3‰. O encurtamento de ruptura dos CARs fica em torno de 3,5‰, e dos concretos usuais varia entre 5‰ e 6‰.

Outra diferença observada está no intervalo de resposta elástica linear, que nos concretos usuais é em torno de 50% da tensão máxima e nos concretos de alta resistência em torno de 80% da tensão máxima. Essa maior elasticidade deve ser atribuída ao CAR porque, diferentemente do concreto de resistência usual, ele se comporta como um verdadeiro material composto, com transferência efetiva de tensão entre a matriz de argamassa e o agregado graúdo, DUCATTI (1993).

O acabamento dado no topo do corpo-de-prova é de grande importância para os resultados esperados nos ensaios. A capacidade resistente do material utilizado para o capeamento dos corpos-de-prova de CAR pode afetar os resultados obtidos no ensaio. Se a resistência à compressão ou módulo de deformação do material de capeamento for menor que o do corpo-de-prova de concreto, as ações aplicadas através do capeamento não serão transmitidas uniformemente, resultando em uma grande variabilidade nos resultados.

Segundo ALMEIDA (1990), o emprego do capeamento, com argamassa de enxofre favorece a dispersão dos resultados obtidos em concretos com resistência superior a 55MPa. Mas, tomando-se cuidado no acabamento quando da moldagem do corpo-de-prova, pode-se obter capeamento de enxofre com 2mm de espessura o que não provoca diferença no valor da resistência em concreto com resistência à compressão até 80MPa.

Várias soluções alternativas têm sido apresentadas como viáveis: anel metálico preenchido com um disco de poliuretano ou neoprene, planificação dos topos com serra, e outras.

2.4.2- Resistência à tração

A resistência à tração do concreto pode ser obtida por três maneiras:

- resistência à tração por compressão diametral do corpo-de-prova cilíndrico de concreto;
- resistência à tração na flexão, onde aplica-se uma ação concentrada em uma viga padronizada de concreto, a ação pode

ser aplicada no centro do vão ou com duas forças aplicadas nas seções transversais nos terços;

➤ resistência à tração direta.

Segundo DE LARRARD & MALIER (1992), o concreto atinge o valor máximo da resistência à tração por volta dos 14 dias de idade, ao contrário do valor da resistência à compressão, que pode crescer ainda 10% a 20% do seu valor aos 14 dias.

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, mas a relação para CARs não é a mesma que para os concretos usuais.

A resistência à tração em corpos-de-prova cilíndricos por compressão diametral é calculada segundo a NBR 7222/1982 da seguinte forma:

$$f_{t,D} = \frac{2 \cdot F}{p \cdot d \cdot L} \quad (2.1)$$

onde: $f_{t,D}$ = resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F = força máxima obtida no ensaio, em kN;

d = diâmetro do corpo-de-prova, em mm;

L = altura do corpo-de-prova, em mm.

Na ausência de resultados experimentais a NBR 6118 (1978), que ainda não foi ajustada para incorporar concretos de alta resistência, sugere que a resistência característica à tração seja calculada por:

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad \text{para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad (2.2)$$

$$f_{tk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \text{ MPa} \quad \text{para } f_{ck} > 18 \text{ MPa}$$

- O Código Modelo - MC90 CEB-FIP (1991), para concreto com resistência à compressão entre 12MPa e 80MPa, em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm, indica a expressão 2.3 para determinar a resistência característica à tração.

$$f_{ctk} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

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

- A norma norueguesa NS 3473E (1992), que é válida para concreto com resistência à compressão entre 20MPa e 94MPa, determinadas para corpos-de-prova cilíndrico de 15cm x 30cm, indica a expressão 2.4 para cálculo da resistência à tração característica limitando um valor nominal máximo de 4MPa.

$$f_{tk} = 0,30f_{ck}^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad (2.4)$$

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

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

- CARRASQUILLO et al. (1981), baseando-se em resultados de ensaios à flexão em corpos-de-prova prismático, e com resultados de ensaios à compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, propõe para a resistência à tração no concreto, para $21 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 83 \text{ MPa}$:

$$\begin{aligned} f_{tk} &= 0,94\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}), \quad \text{na flexão;} \\ f_{tk} &= 0,54\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}), \quad \text{na compressão diametral.} \end{aligned} \quad (2.5)$$

f_{ck} = resistência à compressão medida em corpos de prova cilíndricos de 10cm x 20cm.

2.4.3- Módulo de deformação longitudinal

O aumento do módulo de deformação do CAR em relação ao concreto convencional, é, segundo DE LARRARD & MALIER (1989), consequência da maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta - agregado. Entretanto, o aumento do módulo de deformação não se dá com a mesma intensidade do aumento da resistência à compressão.

O módulo de elasticidade do CAR é fortemente afetado pelas propriedades elásticas do agregado graúdo. A boa aderência na interface

entre o agregado graúdo e a argamassa resulta em um material composto, cujos componentes são a pasta de cimento e o agregado graúdo, DUCATTI (1993).

O pesquisador indica que, as fórmulas das normas atuais relacionando E_c com f_{ck} não são válidas para os CAR. Logo, outras expressões relacionando E_c e f_{ck} serão necessárias para levar em conta o módulo de elasticidade da rocha-mãe da qual o agregado graúdo se originou.

Na falta de determinação experimental, a previsão do módulo de deformação pode ser feita segundo as seguintes normas técnicas:

a) A norma brasileira NBR 6118 (1978), que ainda não foi ajustada para incorporar concretos de alta resistência, sugere:

$$E_c = 6600\sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.6)$$

b) O ACI 318 (1994), propõe:

$$E_c = 4730\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.7)$$

c) O Código Modelo do CEB-FIP (1991), indica:

$$E_c = 10^4 \alpha_e (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.8)$$

onde: f_{ck} = resistência característica à compressão obtida em 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 2.1.

TABELA 2.1. - Efeito do tipo de agregado no módulo de deformação longitudinal segundo o Código Modelo - MC 90 CEB-FIP (1991)

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

d) A norma norueguesa NS 3473 (1992), para concretos com resistências características à compressão 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:

$$E_c = 9500 f_{ck}^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.9)$$

onde: f_{ck} = resistência característica à compressão obtido em corpo-de-prova cilíndrico de 15cm x 30cm.

CARRASQUILLO et al. (1981) apresenta como adequada para os concretos com $21 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 83 \text{ MPa}$ a equação:

$$E_c = 3320 \sqrt{f_{ck}} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad (2.10)$$

2.4.4- Coeficiente de Poisson

A relação entre a deformação transversal e longitudinal ainda não está bem definida para concretos de resistência à compressão superior a 50MPa.

De acordo com NEVILLE (1997), não está bem estabelecido de que maneira a idade, resistência ou outras propriedades do concreto afetam o coeficiente de Poisson (ν).

Para os concretos de resistência usual, NEVILLE (1997) indica que o coeficiente de Poisson situa-se na faixa de 0,15 e 0,20. Os concretos de alta resistência apresentam valores, para os coeficientes de Poisson, menores que os adotados para os concretos de resistências usuais.

Segundo DUCATTI (1993), em se tratando de CARs, há queda no coeficiente de Poisson de 0,23 para 0,20. Provavelmente isto é consequência da densificação do material, à medida que ele se aproxima de um sólido sem vazios.

ALMEIDA (1990), indica que, embora com grande dispersão de resultados, o coeficiente de Poisson apresentou variação inversamente proporcional à da resistência à compressão.

2.5- Considerações Finais

O concreto de alta resistência envolve vários aspectos técnicos que não foram abordados nesse capítulo pois não dizem respeito a esta pesquisa, como por exemplo, mudanças com relação às propriedades reológicas, com comportamento diferente em relação à retração, fluência e deformação lenta, melhor comportamento em relação à aderência com a armadura, melhor comportamento ao ataque químico, reações expansivas com sulfatos e as reações álcali-agregados.

Observa-se que, em relação às propriedades mecânicas do CAR, necessita-se de mais pesquisas para a obtenção de equações que expressem valores mais confiáveis no tocante a resistência à compressão e à tração, módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson.

Outro parâmetro importantíssimo para o CAR é a relação tensão x deformação que este concreto apresenta, pois esta relação se diferencia dos concreto de resistências usuais, e é essencial o seu conhecimento, pois tal relação é de grande importância na aplicação em projetos estruturais em concreto armado. Esta relação está ainda em estudo pelo meio técnico, e é o que vamos comentar no próximo capítulo.

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS PARA ANÁLISE DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

3.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo são abordados alguns conceitos com relação a ajustes na tensão de compressão do concreto e distribuição das deformações ao longo da altura da seção transversal, a partir de dados experimentais. São feitos comentários também sobre a relação tensão x deformação para CAD, proposta por alguns pesquisadores e sugeridas por algumas normas internacionais, bem como, simplificações para projetos dessa relação em diagramas de tensão de compressão equivalentes, parametrizados por alguns coeficientes. Os esforços resistentes teóricos foram determinados pelas equações de equilíbrio das forças resultantes no concreto e barras da armadura, tanto para esforço normal quanto para momento fletor.

Foi realizado levantamento bibliográfico, onde se preocupou em identificar trabalhos semelhantes a este, ou seja, sobre pilares usuais de edifícios solicitados por compressão excêntrica. Apresentam-se os trabalhos identificados como de maior relevância em relação ao tema desta pesquisa, ou seja, de trabalhos experimentais de pilares carregados excêntrica.

3.2- Coeficiente de Ajuste da Resistência à Compressão do Concreto

Considerando o estado limite último de ruptura do concreto comprimido, à tensão de compressão adotada na verificação da segurança dos pilares é $0,85f_{cd}$. O coeficiente 0,85 é explicado, segundo, FUSCO (1995), como coeficiente de modificação resultante do produto de três outros que reduz o valor da resistência de cálculo do concreto. O coeficiente de modificação pode ser escrito por:

$$k_{mod} = k_{mod.1} \cdot k_{mod.2} \cdot k_{mod.3} \quad (3.1)$$

O coeficiente $k_{mod.1}$ leva em conta o acréscimo de resistência do concreto após os 28 dias, o coeficiente $k_{mod.2}$ considera que a resistência medida em corpos-de-prova cilíndrico de 15cm x 30cm é superestimada, pois se sabe que a resistência medida em corpos-de-prova de maior tamanho seria menor, por haver menor influência do atrito do corpo-de-prova com os pratos da prensa de ensaio e, o coeficiente $k_{mod.3}$ leva em conta o efeito da ação de longa duração. Logo, para o concreto de resistência usual - CRU, esses coeficientes assumem os seguintes valores: $k_{mod.1} = 1,2$, $k_{mod.2} = 0,95$ e $k_{mod.3} = 0,75$, cujo produto resulta no conhecido 0,85, como mostrado na tabela 3.1.

O concreto de alta resistência apresenta um pequeno crescimento da resistência à compressão após os 28 dias, provavelmente devido à menor quantidade de água livre que permite o prosseguimento da hidratação. Nos estudos feitos por LIMA (1997), para as idades de 63 e 92 dias houve pequeno crescimento cujas relações foram de 1,04 e 1,07, respectivamente, tomando por referência os 28 dias. Com isso o coeficiente $k_{mod.1}$ pode ser considerado igual a 1,0 para concretos de alta resistência. Análises feitas por PINTO JUNIOR (1992) confirmam essa teoria.

Os corpos-de-prova cilíndricos 10cm x 20cm superestimam o valor da resistência à compressão do concreto, em relação aos cilindros padronizados 15cm x 30cm. Para as dosagem desenvolvida por LIMA (1997), observou-se uma relação de 0,96 entre resistências médias em

corpos-de-prova cilíndricos 15cm x 30cm e 10cm x 20cm. CARRASQUILIO et al. (1981), encontrou coeficiente próximo de 0,90 para resistências variando entre 20MPa e 80MPa. METHA & MONTEIRO (1994) apresentaram uma relação de 0,95. Desta forma, pode-se admitir uma redução de 5% no coeficiente $k_{mod.2}$, passando a ser de 0,90.

Segundo PINTO JUNIOR (1992), a ação de longa duração em concretos de alta resistência reduz sua resistência na ordem de 15% a 20%, assumindo o valor de 20% como feito em LIMA (1997), o coeficiente $k_{mod.3}$ passa a ser 0,80.

Portanto, o coeficiente de modificação para concreto de alta resistência passa a ser 0,72 como se mostra na tabela 3.1.

TABELA 3.1 - Coeficiente de modificação utilizado para o CRU e CAR

Coef.	Representa	CRU	CAR
$k_{mod.1}$	Crescimento da resistência após 28 dias	1,20	1,00
$k_{mod.2}$	a resistência dos cp's é superestimada	0,95	0,90
$k_{mod.3}$	efeito da ação de longa duração	0,75	0,80
$k_{mod.}$	$k_{mod.1} \times k_{mod.2} \times k_{mod.3}$	0,85	0,72

3.3- Análise das Deformações

Admitindo-se a hipótese que as seções planas permanecem planas depois de deformadas, e sabendo-se o valor das deformações nas faces mais e menos comprimidas, pode-se calcular a deformação em qualquer ponto ao longo da altura da seção transversal do pilar.

Tomando-se como origem a face mais comprimida da seção, como mostra a figura 3.1, pode-se, através de relações geométricas, determinar a equação das deformações naquela seção, que genericamente pode ser dada pela expressão 3.2.

$$e(x) = \left(\frac{e_{c1} - e_{c2}}{h} \right) x + e_{c2} \quad (3.2)$$

onde: ϵ_{c1} = deformação média medida na face menos comprimida, em valor absoluto;
 ϵ_{c2} = deformação média medida na face mais comprimida, em valor absoluto;
 h = altura da seção transversal do pilar.

Ajustando a expressão 3.2 para considerar a medida das deformações médias tomada nas armaduras, que distam d' das faces mais e menos comprimidas, chega-se à expressão 3.3. Esta pode ser considerada mais precisa devido à maior confiança nas leituras feitas nas armaduras, pois o concreto apresenta microfissuras, que podem interferir na precisão dos resultados.

$$e(x) = \left(\frac{e_{s1} - e_{s2}}{d - d'} \right) x + \frac{e_{s2} \cdot d - e_{s1} \cdot d'}{d - d'} \quad (3.3)$$

onde: ϵ_{s1} = deformação média medida na armadura menos comprimida, em valor absoluto;
 ϵ_{s2} = deformação média medida na armadura mais comprimida, em valor absoluto;
 d = altura útil do pilar;
 d' = altura da seção transversal menos a altura útil.

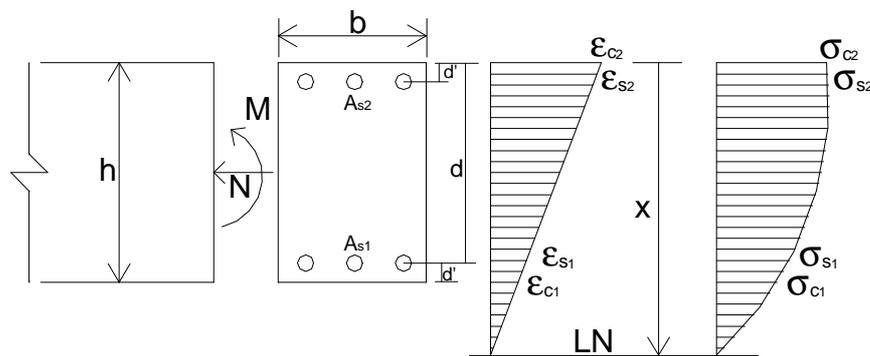


FIGURA 3.1 - Hipótese de distribuição de deformações e de tensões na seção de concreto submetidas a flexo compressão.

3.4- Relação Tensão x Deformação

A relação tensão x deformação no concreto, é obtida a partir de compressão axial em corpos-de-prova com o controle do nível de deformação. Esta relação se diferencia dos concreto usuais e é essencial o seu profundo conhecimento, pois tal relação é de grande importância na aplicação em projetos estruturais em concreto armado.

Aqui, mostra-se algumas relações mais elaboradas propostas por COLLINS et al. (1993) e LIMA (1997), e outras simplificações dessas relações que são indicadas por algumas normas internacionais e outros pesquisadores.

a) Relação tensão x deformação proposta por COLLINS et al. (1993)

Uma conveniente expressão que descreve a forma do ramo ascendente da curva tensão x deformação medida em cilindros de concreto, foi proposta por Popovics¹ apud COLLINS et al. (1993), e é descrita pela equação 3.4.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^n} \quad (3.4)$$

onde: f_c = tensão de compressão;

f'_c = tensão de compressão máxima em corpos de prova cilíndricos;

ϵ_c = deformação de compressão;

ϵ'_c = deformação onde f_c atinge f'_c ;

n = fator de ajuste da curva.

¹ POPOVICS, S. (1973) A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete. Cement and Concrete Research, v.3, N.º 5, May, pp. 583-599.

Em 1987 Thorenfeldt, Tomaszewicz & Jensen² apud COLLINS (1993), publicaram que enquanto a expressão de Popovics descreve bem que o ramo ascendente da curva tensão x deformação, o ramo descendente não cai rápido o suficiente após o pico para concretos de alta resistência. Para aumentar o declínio pós-pico eles sugerem a adição do fator k , logo a equação 3.4 torna-se:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (3.5)$$

onde k é igual a 1 quando $\varepsilon_c/\varepsilon'_c$ é menor que 1, e k é um número maior que 1 quando $\varepsilon_c/\varepsilon'_c$ excede 1. Collins e Parasz sugerem que para $\varepsilon_c/\varepsilon'_c > 1$

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (\text{MPa}) \quad (3.6)$$

e

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} \quad (\text{MPa}) \quad (3.7)$$

A equação 3.5 faz a relação entre f_c e ε_c uma função de quatro constantes: f'_c , ε'_c , n e k . Essas quatro constantes podem ser determinadas a partir da curva tensão x deformação de cilindros. Entretanto, em muitas situações de projeto apenas a resistência à compressão máxima do cilindro f'_c é conhecida e é necessário estimar os outros três parâmetros.

Para concreto de densidade normal, n pode ser avaliado pela equação 3.6 e k pode ser obtida da equação 3.7. Se a inclinação inicial E_c da curva tensão x deformação é conhecida ou pode ser estimada, a deformação para a tensão de pico ε'_c pode ser encontrada a partir da equação 3.8.

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{n-1} \quad (3.8)$$

² THORENFELDT, E.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J. J. (1987) Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design, Proceedings of the Symposium Utilization of High Strength Concrete, Tapir, Trondheim, pp. 149-159.

Enquanto E_c depende fortemente da rigidez dos agregados usados, uma sugestão para E_c é:

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \quad \text{MPa} \quad (3.9)$$

As curvas tensão x deformação que resultam das equações acima para uma certa resistência do concreto, são mostradas na figura 3.2.

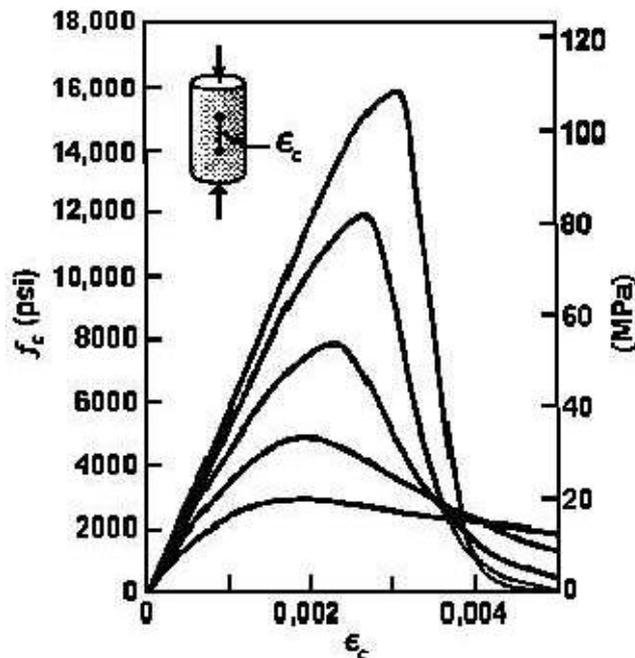


FIGURA 3.2 - Influência da resistência do concreto na relação tensão x deformação

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.

Assim, COLLINS et al. (1993) propõem duas análises para o comportamento da curva tensão x deformação, uma para quando se tem dados experimentais da tensão máxima e sua deformação correspondente, e outra para quando se sabe apenas a tensão máxima.

b) Relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997)

Em ensaios realizados com corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm de concreto com resistência à compressão entre 70MPa e 80 MPa, tendo deformação axial controlada, LIMA (1997) observou grande dispersão nos resultados dos ensaios, onde os valores de tensão máxima eram sempre menores. A máquina de ensaio permitia o traçado de diagrama tensão x deformação.

A proposta de relação tensão x deformação, consistia em uma aproximação para a relação tensão x deformação obtida no ensaio por uma função polinomial do 3.º grau apresentada na figura 3.3.

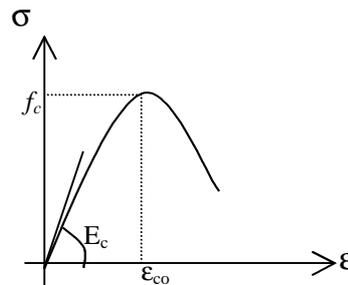


FIGURA 3.3 - Aproximação para o diagrama tensão x deformação experimental

A equação polinomial de 3.º grau, tem a seguinte forma:

$$y = k_1 x^3 + k_2 x^2 + k_3 x \quad (3.10)$$

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

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

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

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

Resolvendo o sistema de equações têm-se:

$$k_1 = \frac{(-2f_c + E_c e_{co})}{e_{co}^3} \quad \text{e} \quad k_2 = \frac{(3f_c - 2E_c e_{co})}{e_{co}^2} \quad (3.11)$$

Substituindo y por σ_c e x por ε_c na equação 3.10, tem-se como relação tensão x deformação do concreto:

$$s_c = \frac{(-2f_c + E_c e_{co})}{e_{co}^3} e_c^3 + \frac{(3f_c - 2E_c e_{co})}{e_{co}^2} e_c^2 + E_c e_c \quad (3.12)$$

Assim, a função depende de três constantes: f_c , ε_{co} e E_c , que são determinadas através das curvas tensão x deformação de ensaios de resistência à compressão em corpos-de-prova cilíndricos com deformação axial controlada.

c) Relação tensão x deformação indicada no Código Modelo - MC90 CEB (1991)

Em projetos estruturais, é mais conveniente utilizar relações constitutivas do concreto mais simplificadas. O Código Modelo - MC90 CEB (1991) apresenta a relação tensão x deformação da figura 3.4, para o concreto comprimido, onde o coeficiente 0,85 é indicado para considerar os efeitos de longa duração.

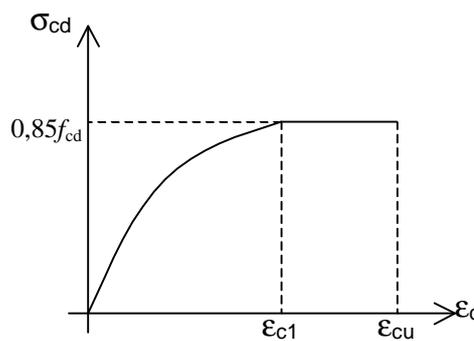


FIGURA 3.4- Diagrama tensão x deformação simplificado segundo MC90 CEB(1991)

No trecho onde $\varepsilon_c < \varepsilon_{c1}$ tem-se:

$$s_{cd} = 0,85 f_{cd} \left[2 \cdot \left(\frac{e_c}{e_{c1}} \right) - \left(\frac{e_c}{e_{c1}} \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

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

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

$$e_{cu} = 0,0035 \cdot \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (3.14)$$

d) Relação tensão x deformação indicada pela norma norueguesa NS 3473E(1992)

A norma norueguesa indica uma versão simplificada da relação tensão x deformação do concreto. Recomenda-se o diagrama parábola-retângulo da figura 3.5, para concretos com $55\text{MPa} < f_{ck} \leq 85\text{MPa}$ onde:

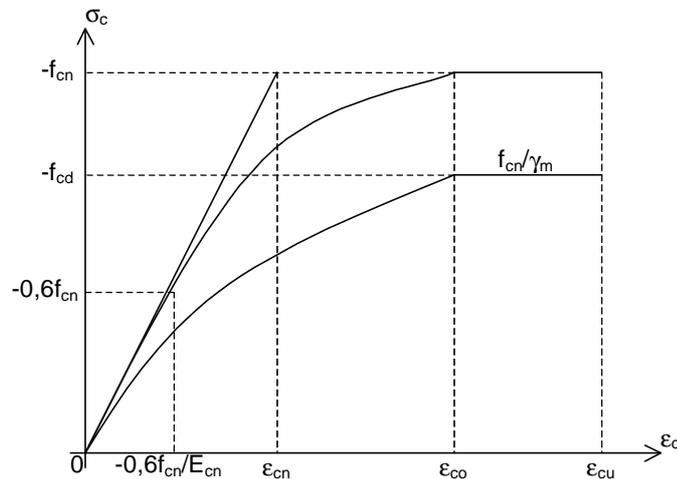


FIGURA 3.5- Diagrama tensão x deformação segundo a NS3473E(1992)

$$\sigma_{cn} = -f_{cn} , \text{ para } \epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (3.15)$$

$$s_{cn} = E_{cn} + (m-1) \cdot f_{cn} \cdot \left[\frac{E_{cn} \cdot e + 0,6 f_{cn}}{(0,6-m)f_{cn}} \right]^{m-0,6} \quad (3.16)$$

para $-0,6 \frac{f_{cn}}{E_{cn}} < \epsilon_c \leq \epsilon_{co}$

$$\sigma_{cn} = E_{cn} \cdot \epsilon_c , \text{ para } 0 \leq \epsilon_c < -0,6 \frac{f_{cn}}{E_{cn}} \quad (3.17)$$

sendo:

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

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

e) Relação tensão x deformação indicada pela norma americana ACI 318 - M89

O ACI 318 - M89 especifica a resistência à compressão no concreto usando corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15cm x 30cm para representar o diagrama tensão. De acordo com os dados do ensaio, pode-se assumir diagramas retangular, trapezoidal, parabólico e outros que dão a distribuição da tensão de compressão em função da deformação do concreto.

O diagrama retangular de tensões assumido pelo ACI, é definido por dois parâmetros α_1 e β_1 , como mostra a figura 3.6. O parâmetro α_1 é assumido ter valor constante de 0,85. O parâmetro β_1 é igual a 0,85 para resistência do concreto até 30MPa, e é reduzido continuamente a uma taxa de 0,08, para cada 10MPa que excede 30MPa. O parâmetro β_1 não pode ser menor que 0,65. A deformação de compressão máxima tem um valor constante de 0,003.

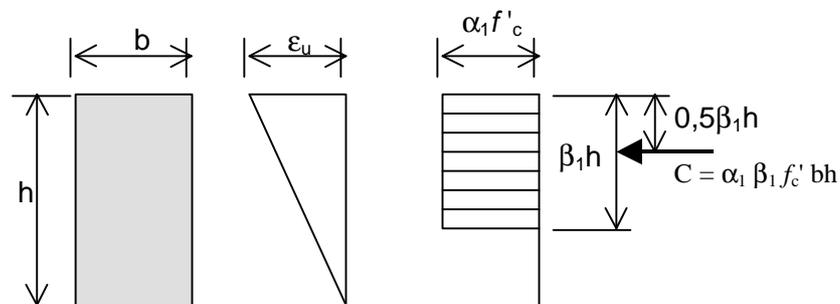


FIGURA 3.6- Bloco retangular de tensão segundo o ACI318 - M89

f) Relação tensão x deformação proposta por DINIZ apud VASCONCELOS (1998)

DINIZ³ apud LIMA (1997), comenta que o diagrama tensão x deformação deve estar de acordo com os dados experimentais, na falta de dados experimentais, a prática recomendada para cálculo e execução de CAD do IBRACON, indica um diagrama parábola - retângulo análogo ao apresentado na figura 3.4 do Código Modelo - MC90 CEB (1991), sendo que

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

os valores da deformação última do concreto estão apresentados na tabela 3.2.

Pode-se utilizar o diagrama da figura 3.7, preparado por DINIZ apud VASCONCELOS (1998), nos quais foi fixado para todas as classes em 0,2% o valor da deformação correspondente à máxima tensão de cálculo do concreto ($0,85f_{cd}$).

Para efeito de cálculo, o diagrama parábola-retângulo pode ser transformado em retângulo equivalente onde a tensão máxima varia de $0,85f_{cd}$ até $0,76f_{cd}$, o primeiro valor aplicando-se até C50 sem variação. O valor f_{cd} aqui indicado vale $f_{ck} / 1,4$.

A altura do retângulo equivalente é adotada como fração β da profundidade “x” da LN, que varia de acordo com a classe do concreto como mostra a tabela 3.2.

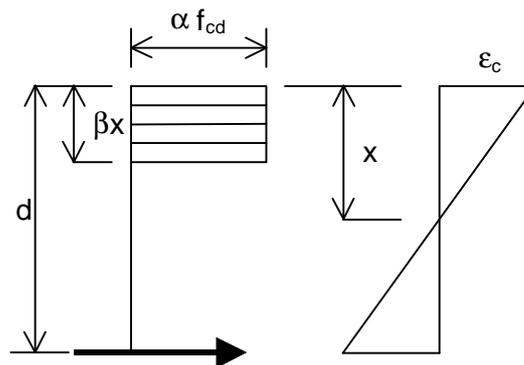


FIGURA 3.7- Diagrama retangular de tensões proposto por DINIZ apud VASCONCELOS (1998)

A tensão máxima de cálculo é considerada como fração α da resistência f_{cd} . Para concretos das classes até C50, este valor continua igual a 0,85. À medida que a resistência aumenta, o valor de α diminui de acordo com a tabela 3.2.

TABELA 3.2- Valores para ϵ_{cu} e para os parâmetros α e β sugeridos por DINIZ apud VASCONCELOS (1998)

Coef.	C20 a 50	C55	C60	C70	C80
ϵ_{cu} (‰)	3,5	2,9	2,8	2,6	2,4
α	0,850	0,835	0,820	0,790	0,76
β	0,800	0,793	0,787	0,773	0,760

3.5- Esforços Resistentes

Conhecendo-se a variação das deformações ao longo da altura da seção transversal de uma barra, e admitindo-se uma relação tensão x deformação para o concreto, é estabelecida a variação da tensão normal ao longo da altura da seção, podendo-se, por integração, obter o esforço normal teórico e o respectivo momento fletor, usando as equações de equilíbrio 3.18 e 3.19, sendo a origem da variável x , a fibra mais comprimida da seção, como mostra a figura 3.1. Na equação 3.19, o momento fletor é calculado em relação ao eixo da seção.

$$N_{teo} = \int_A \mathbf{s}_c dA + \sum_i A_{si} \mathbf{s}_{si} \quad (3.18)$$

$$M_{teo} = \int_A \mathbf{s}_c x dA + \sum_i A_{si} \mathbf{s}_{si} x_i \quad (3.19)$$

A figura 3.1 apresenta as hipóteses admitidas para a distribuição das deformações e das tensões na seção de concreto.

Sendo assim, para o estado limite último de ruptura, os esforços resistentes são expressos por:

$$N_{u,teo} = b \int_0^h \mathbf{s}_x(x) dx + A_{s1} \mathbf{s}_{s1} + A_{s2} \mathbf{s}_{s2} \quad (3.20)$$

$$M_{u,teo} = b \int_0^h \mathbf{s}_x(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - x \right) dx + (A_{s2} \mathbf{s}_{s2} - A_{s1} \mathbf{s}_{s1}) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (3.21)$$

3.6- Estudos de Casos de Pilares de CAD sob Compressão Excêntrica

O Boletim 197 CEB-FIP(1990) e o Estado-da-Arte do ACI 363R(1992), indicam que pesquisas têm sido desenvolvidas sobre o comportamento dos 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 usual, 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.

LIMA (1997) fez estudo em tese de doutorado sobre o comportamento de pilares de concreto de alto desempenho 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, com concreto de resistências à compressão em torno de 80MPa.

Para os modelos solicitados à compressão simples, foram estudados 18 pilares, 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. As séries foram planejadas como mostra a tabela 3.3.

TABELA 3.3- Pilares sob compressão centrada ensaiados por LIMA (1997)

Série	Seção cm	Altura cm	Arm. long.	Arm. Trans.
1	20 x 20	120	2,54% (8 ϕ 12,5)	1,03% (ϕ 6,3 c/5)
2	20 x 20	120	2,54% (8 ϕ 12,5)	0,51% (ϕ 6,3 c/010)
3	30 x 15	90	2,26% (8 ϕ 12,5)	1,01% (ϕ 6,3 c/5)
4	30 x 15	90	2,26% (8 ϕ 12,5)	2,02% (ϕ 6,3 c/10)

Foram estudados 10 modelos solicitados a flexão normal composta, sendo 5 séries de 2 modelos cada, com as características mostrada na tabela 3.4.

TABELA 3.4- Pilares sob flexão normal composta ensaiados por LIMA (1997)

Série	Seção cm	Altura cm	Arm. Long.	Arm. Trans.	Excent. cm
5	30 x 15	174	2,26% (8 ϕ 12,5)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
6	30 x 15	174	3,45% (8 ϕ 16)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
7	30 x 15	174	1,26% (8 ϕ 10)	1,56% (ϕ 6,3 c/5)	1,5
8	30 x 15	174	1,26% (8 ϕ 10)	1,04% (ϕ 6,3 c/7,5)	2,5
9	30 x 12	247	1,67% (8 ϕ 10)	0,82% (ϕ 6,3 c/12)	3

Os modelos de pilares ensaiados por LIMA (1997), tinham os topos e as bases alongados na distância da excentricidade que se pretendia, fazendo com que a resultante das forças aplicadas nessas áreas, tivessem um deslocamento em relação ao eixo longitudinal do pilar, como mostra a figura 3.8.

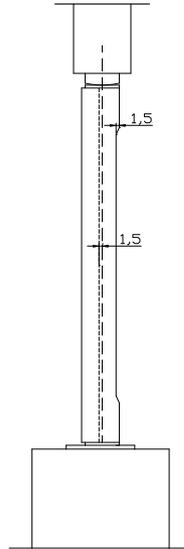


FIGURA 3.8 - Sistema de aplicação de forças utilizado por LIMA (1997)

Para analisar os resultados, foi utilizada relação tensão x deformação desenvolvida para tese, e outra proposta por COLLINS et al.(1993).

Para os modelos ensaiados à compressão centrada, LIMA (1997) obteve relações média entre a força última experimental e a força última teórica de 1,12, considerando a seção do núcleo. 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. E, quando se mudou a seção transversal de quadrada para retangular, não foram observadas grandes modificações nos comportamentos dos pilares.

Para os modelos submetidos a flexão normal composta, a relação entre a força experimental e a teórica, obtida através dos modelos teóricos, foram praticamente iguais a 1. Analisando as relações entre os momentos fletores, viu-se que a relação proposta por COLLINS et al.(1993) apresentou melhores resultados que as de LIMA (1997), no entanto, os resultados experimentais e teóricos não apresentaram boa relação. As medidas entre

todos os valores de M_{exp}/M_{teo} resultaram iguais a 3,06 (LIMA) e 2,64 (COLLINS et al.).

Na análise dos pilares ensaiados sob flexão normal composta admitiu-se que o momento experimental era calculado por $M_{exp} = F_{exp} \cdot e_{inicial}$. Pode-se concluir que o momento experimental, tal como admitido, não correspondia ao que atuava na seção à meia altura do pilar, o que dificultou a análise comparativa, conforme os dados mostrados na tabela 3.5. A principal causa da imprecisão do ensaio foi a vinculação na base e no topo do pilar, pois o modelo físico teórico considerava os dois pontos articulados, enquanto que o ensaio reproduziu uma situação de semi - engastamento tanto na base quanto no topo do pilar.

TABELA 3.5- Análise dos resultados de LIMA (1997) considerando o modelo apresentado por COLLINS et al. (1993)

Pilar	f_c MPa	E_c MPa	f_y MPa	E_s MPa	F_{exp} kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp}/F_{teo}	M_{exp}/M_{teo}
P5/1	81,1	30836	543,3	205028	2842	4263	3110	2465	0,91	1,73
P5/2	79,5	30874	543,3	205028	2806	4209	2022	2808	1,39	1,50
P6/1	85,7	31876	710,5	201242	3227	4840	3226	2368	1,00	2,04
P6/2	83,7	31689	710,5	201242	3218	4827	3603	3210	0,89	1,50
P7/1	87,3	32615	681,2	200419	3012	4518	2969	1771	1,01	2,55
P7/2	93,5	34961	681,2	200419	3118	4677	3577	2074	0,87	2,26
P8/1	87,1	30263	681,2	200419	3252	8130	3156	2745	1,03	2,96
P8/2	92,8	35984	681,2	200419	3250	8125	3511	1809	0,93	4,49
P9/1	101,3	34195	676,4	203141	2388	7164	2385	6205	1,00	1,15
P9/2	83,3	27312	676,4	203141	2143	6438	2047	5061	1,05	1,27

Segundo LIMA (1997), para aumentar a ductilidade deve-se aumentar tanto a taxa de armadura transversal quanto a longitudinal, como foi constatado nos ensaios dos modelos das série 1 e 2, onde as deformações nas barras das armaduras longitudinais não variaram quando se dobrou a taxa de armadura transversal. Sugere-se também, que as hipóteses de distribuição de tensões indicada pela NBR 6118 (1978), para verificação teórica das seções transversais de pilares não são satisfatórias para os pilares em CAR.

CUSSON & PAULTRE (1994), apresentaram estudo experimental sobre pilares executados com CAD, confinados por estribos retangulares. Foram ensaiados 27 pilares cujas dimensões podem ser vistas na figura 3.9. 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, 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.

Neste trabalho, 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 utilizados foi de 10cm que, segundo CUSSON & PAULTRE (1994), é adequado quando no projeto não se prevê ações sísmicas atuantes na estruturas.

Apesar da maior 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 3.10 mostra o efeito benéfico das armaduras longitudinais e transversais no confinamento do núcleo.

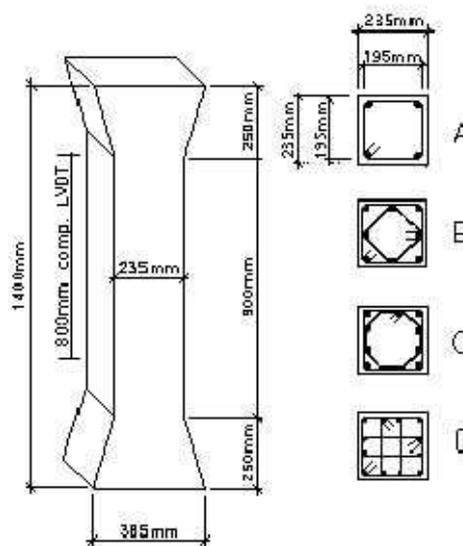


FIGURA 3.9 - Pilares ensaiados por CUSSON & PAULTRE (1994)

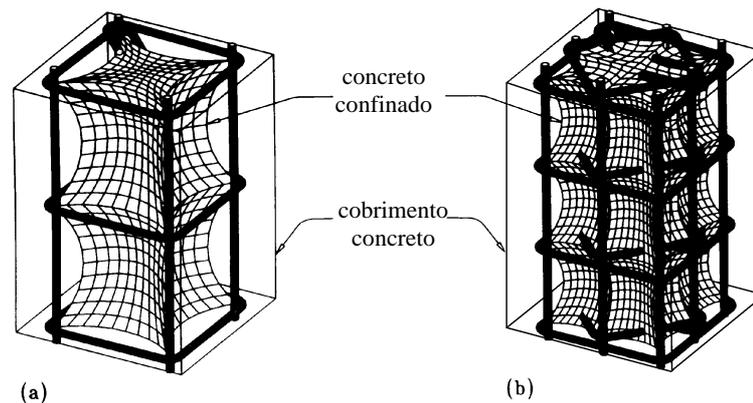


FIGURA 3.10 - Efeito das armaduras no confinamento [CUSSON & PAULTRE (1994)]

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 rigidez, apenas para amostras bem confinadas com taxas elevadas de armadura lateral.

Para os níveis de resistência do concreto e da armadura utilizada, os resultados indicam que a configuração A, mostrada na figura 3.9, 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 sobre pilares de concreto de alta resistência de seção transversal quadrada, com o objetivo de estudar a ductilização com o emprego de armadura helicoidal transversalmente na seção.

Foram feitos vários ensaios com pilares com variação da área da seção transversal, altura do pilar, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura longitudinal e transversal. Tais modelos foram ensaiados submetidos à compressão axial e comparados com ensaios feitos com

corpos-de-prova de 10cm x 20cm, também com armaduras longitudinais e transversais. Os resultados são 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 dúctil;
- 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 de 20% maiores que aquelas previstas. Este fato comprova a ocorrência de cintamento do núcleo de concreto pelas armaduras transversais;
- Em alguns pilares ocorreu flexão oblíqua e flexão normal em outros devido a existência de uma excentricidade accidental, decorrente da heterogeneidade inevitável do concreto. Em pilares com 6 barras longitudinais, quase não existiu o efeito das excentricidades accidentais, que foi compensado pela homogeneidade da distribuição das armaduras.

Foram também realizados ensaios de 2 pilares submetidos a flexão normal composta para analisar a armadura de confinamento. Os resultados são os seguintes:

- Para garantir a ruptura dúctil, verificou-se que a taxa de armadura de confinamento de 1,5% foi suficiente. Todavia, observam-se também a necessidade de novos estudos para definição da armadura de confinamento.

- A deformação máxima do concreto foi em torno de 0,35% no instante da ruptura, ocorrendo esmagamento do concreto.

Tais ensaios desenvolvidos por AGOSTINI (1992), indicaram que em termos de armadura mínima para pilares solicitados à compressão simples, seriam necessárias taxas de armadura longitudinal em torno de 3,2% e transversal de 2,2%.

LLOYD & RAGAN (1996) desenvolveram pesquisas sobre o desempenho e resistência de pilares de concreto de alta resistência sob compressão excêntrica. Foram realizados 36 ensaios onde as variáveis foram a seção transversal dos pilares, excentricidade da ação, taxa de armadura longitudinal e resistência à compressão do concreto. A resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos no dia do ensaio variou entre 58MPa, 92MPa e 97MPa. Os pilares tinham seção transversal de 30cm x 10cm e 17,5cm x 17,5cm com um comprimento teórico de 168cm. O índice de esbeltez foi 32 para pilares quadrados e 56 para os pilares retangulares. A excentricidade da força foi de 1,5cm, 5,0cm e 6,5cm para pilares quadrados e 1,0cm, 3,0cm e 4,0cm para pilares retangulares. Nos pilares retangulares, o plano de ação do momento ficou paralelo ao menor lado.

Foi desenvolvida também teoria para prever o comportamento força x deformação e o carregamento de ruptura dos pilares de concreto de alta resistência sob compressão excêntrica. A teoria era baseada na análise simplificada de estabilidade e a relação tensão x deformação de concreto de alto desempenho comprimido.

Como esperado, o aumento da resistência à compressão do concreto aumentou a força de ruptura do pilar. A força de ruptura foi também dependente da excentricidade da força e da taxa de armadura longitudinal. Um aumento na excentricidade resultou uma diminuição da força de ruptura e um aumento na deflexão de ruptura no meio do vão. Aumento de 50% na taxa de armadura longitudinal produziu aumento de 20% na força última.

Com os ensaios foram observados que: os pilares com pequena excentricidade na força exibiu pequena ou nenhuma deformação além da

força de pico, o destacamento do cobrimento da armadura foi explosivo para vários pilares, o modo de ruptura não era significativamente diferente para quaisquer das dosagens de concreto; os pilares com grande excentricidade apresentaram maior deflexão na força de ruptura, foram observadas fissuras e deformações significativas antes da ruptura, depois da força de pico eles continuaram a se deformar indicando comportamento dúctil.

A teoria baseada em uma análise de estabilidade simplificada e uma relação tensão x deformação para concreto de alta resistência previu bem a resistência dos pilares ensaiados. A relação média da resistência experimental e teórica era de 1,13, com coeficiente de variação de 10%. A parte ascendente das curvas força x deflexão teórica concordaram muito bem com as curvas experimentais. A teoria era de certo grau muito aproximada para prever a parte descendente da curva força x deflexão.

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 força 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 com resistência de escoamento de 476,5MPa cada. Dois arranjos de armaduras transversais foram usados, com barras de diâmetro iguais a 9,5mm e resistência de escoamento de 503,3MPa. Na figura 3.11 podem ser observadas as dimensões dos modelos ensaiados e configuração de armaduras utilizadas.

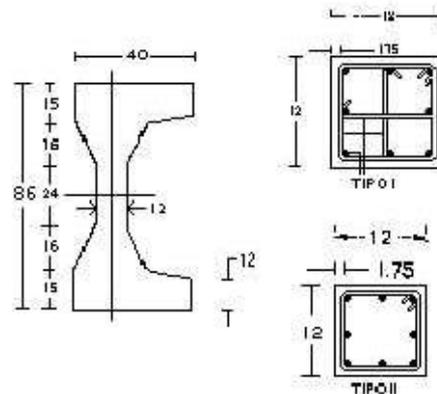


FIGURA 3.11 - Dimensões e tipos de configurações de estribos usados por AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996)

Os espaçamentos das armaduras transversais foram de 3,8cm para um modelo e 30,5cm para os demais, as resistências à compressão do concreto no dia do ensaio foram de 30,3MPa, 89,3MPa e 93,1MPa. As 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 $0,19P_0$ a $0,40P_0$ e outra com excentricidade de 40,6cm. AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996), calcularam as capacidades dos pilares solicitados por ação centrada com base na equação:

$$P_0 = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (3.22)$$

onde:

P_0 = força última no pilar com compressão centrada;

f'_c = resistência a 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 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 em 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 relação M_{exp}/M_{ACI} momento fletor experimental e teórico previstos com as indicações do ACI 318/89 é menor que 1, em geral, para os pilares de concreto de alta resistência. Para pilares de concreto de resistência usual, essa relação é maior do que 1;
- 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 realizados em outra pesquisa 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 resistência superior a 70MPa. No digrama triangular a tensão de pico é assumida igual a $0,85f'_c$ para deformação na fibra mais comprimida de 0,003. Um bloco retangular de tensões correspondendo a esse bloco triangular teria uma intensidade de tensão de $0,63f'_c$ e uma profundidade de $0,67c$.

Baseado nestas observações, AZIZINAMINI et al.⁴ apud AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996), recomendam o uso do coeficiente de intensidade de tensões α_1 para concreto com resistência superior a 70 MPa, sendo:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,007(f'_c - 70) \geq 0,6 \quad (3.23)$$

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 3.23 geralmente resultam em valores conservativos para a capacidade à flexão de pilares de CAR submetidos a combinação de forças axiais com momentos fletores. Modificações propostas por AZIZINAMINI et al.⁶ apud AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996), resultam aproximadamente nos mesmos níveis de segurança para pilares de CAR como ocorre com o ACI 318/89 para pilares de concreto com resistência equivalentes a Classe I.

IBRAHIM & MAC GREGOR (1996), dizem que 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 resistência 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 a 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

⁴ AZIZINAMINI, A.; KUSKA, S.; BRUNGARDT, P.; HATFIELD, E. (1994). Seismic behavior of square high-strength concrete columns. ACI Structural Journal, p. 336-345.

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, 11 eram armados longitudinalmente e transversalmente e todos os modelos tinham seção transversal de 20,0cm x 30,0cm. Na segunda fase foram ensaiados 6 modelos com seção transversal triangular sendo 2 sem armaduras e 4 armados; na figura 3.12 podem ser vistos detalhes dos modelos ensaiados nas duas fases.

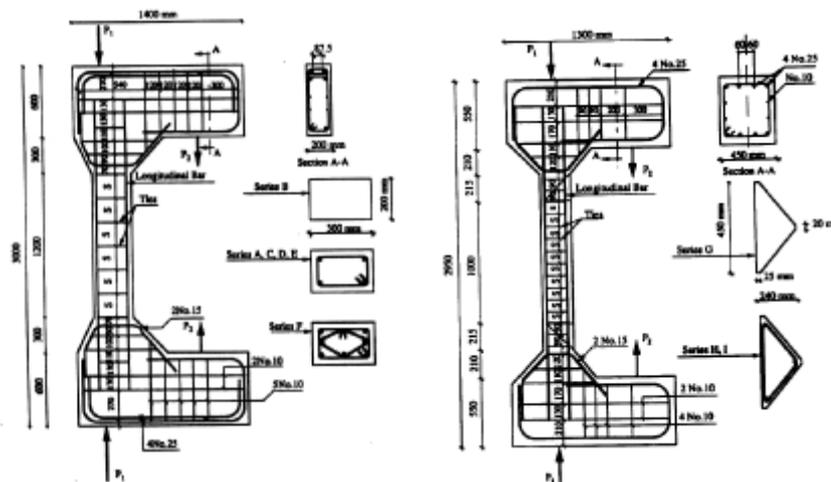


FIGURA 3.12 - Modelos ensaiados por IBRAHIM & MAC GREGOR (1996)

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 zonas de compressão triangulares exibiram um comportamento mais dúctil em relação às retangulares.

3.7-Considerações Finais

Observou-se neste capítulo, as várias propostas para a relação tensão x deformação do CAD. Como as relações indicadas foram baseadas em dados experimentais, notou-se a divergência de resultados que se justifica pela grande quantidade de parâmetros que envolvem esta relação, principalmente no que se refere as propriedades dos agregados graúdos, que, em se tratando de CAD, influenciam bastante nesta relação.

Assim, o diagrama tensão x deformação mais calibrado, é aquele desenvolvido em pesquisas locais, baseados em dados experimentais com materiais da região. Por isso, há necessidade de pesquisas sobre esta relação, para se ter maior segurança sobre o comportamento desse material.

A intensa pesquisa bibliográfica revelou a escassez de trabalhos em pilares submetidos à compressão excêntrica, isto se dá principalmente no Brasil. No entanto, verificou-se que nos últimos anos houve maior quantidade de publicações internacionais sobre este assunto, confirmando-se assim a recente preocupação e interesse pelos pesquisadores neste tema.

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

4.1- Considerações Iniciais

Este capítulo apresenta a metodologia adotada no desenvolvimento experimental da pesquisa. São abordados todos os procedimentos envolvidos na experimentação que pode ser resumida da seguinte maneira:

- Sistema de aplicação de força e de vinculação:
Elaboração do sistema de ensaio que apresente comportamento próximo dos modelos teóricos.
- Obtenção de um concreto de alta resistência:
Escolha e caracterização dos agregados e materiais utilizados; estudo de dosagem.
- Caracterização das barras de aço que foram utilizadas nas armaduras dos pilares.
- Ensaio dos pilares:
Projeto e execução das fôrmas de madeira; projeto do consolo que foi adaptado nas extremidades do pilar; montagem das armaduras, instrumentação e posicionamento na fôrma; moldagem do pilar e desforma; execução dos ensaios; ensaios dos corpos-de-prova de compressão axial, diametral e deformação controlada.

4.2- Sistema de Aplicação de Força e de Vinculação

Este trabalho visa apresentar um sistema de ensaio viável para as condições do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos EESC - USP, em que eram aplicados, em uma seção de pilar, esforços de compressão e flexão, de forma que se caracterizasse na seção estudada, situação de flexo compressão reta.

O modelo físico teórico que se pretendeu atingir, era o de um pilar com força excêntrica aplicada na direção do seu eixo longitudinal, provocando, na região central, situação de flexo compressão reta, como mostra a figura 4.1.

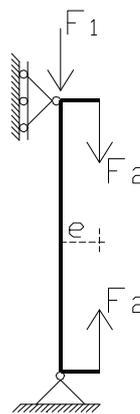


FIGURA 4.1 - Modelo teórico de aplicação de força excêntrica em pilares

Baseados nos ensaios realizados por IBRAHIM & MAC GREGOR (1996) e AZIZINAMINI & KEBRAEI (1996), adaptaram-se os modelos de pilares ensaiados por LIMA (1997) para projeto geométrico apresentado por aqueles Autores, conforme indicado na figura 4.2. Tal configuração possibilitou a aplicação de duas forças independentes com excentricidade bem definida em relação ao eixo longitudinal do pilar, facilitando assim a aplicação e o controle das forças para que a distribuição de tensões fosse de acordo com o esperado no modelo teórico adotado.

capacidade de 4000kN, posicionados na base e no topo do pilar, como mostrado na figura 4.2.

As aplicações das forças foram feitas por duas bombas, uma para o atuador hidráulico de 5000kN e a outra para os outros dois atuadores de 300kN. As forças foram aplicadas em etapas onde a força excêntrica era 5% da força centrada. O pilar recebia ações conjuntas de modo que os esforços de flexão atuavam desde o início do ensaio procurando-se, assim, reproduzir situação real de edifícios onde os esforços normais e os momentos fletores atuavam simultaneamente e de forma gradual.

Com isso chegou-se ao sistema de ensaio mostrado na figura 4.3.



FIGURA 4.3 - Mecanismo de ensaio adotado

4.3- Materiais Utilizados

Os materiais utilizados nos pilares foram caracterizados segundo as normas da ABNT. Para isso, utilizaram-se recursos do Laboratório de Construção Civil e do Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira - EESC-USP. Para alguns materiais foram seguidas as especificações dos fabricantes.

4.3.1- Cimento

Foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial CP V ARI, por ser um material cimentício sem adições, e pela possibilidade de realização de ensaios dos elementos com idades menores.

O cimento empregado nos ensaios foi recebido como doação, em convênio estabelecido com a Camargo Corrêa Industrial S.A. - Cimento Eldorado, tendo sido caracterizado pelo fabricante, segundo a NBR-6474/84, com uma massa específica de 3120 kg/m^3 .

Após o recebimento, os sacos eram envolvidos em embalagens plásticas e armazenados em pilhas sobre lastro de madeira, afastados do piso e da parede, evitando dessa forma interferência da umidade nas propriedades do concreto.

4.3.2- Sílica ativa

A sílica ativa utilizada foi a 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, a massa específica é de 2222 kg/m^3 .

4.3.3- Aditivo superplastificante

O aditivo superplastificante usado foi o RX 3000, da REAX Indústria e Comércio Ltda., com densidade de $1,160 \text{ g/cm}^3$, obedecendo, segundo a empresa, as normas ASTM C 494 e NBR11768/92. Este material fez parte de doação feita ao Laboratório de Estruturas - EESC - USP.

4.3.4- Água

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

4.3.5- Agregados

Foi feita a escolha dos agregados, miúdo e graúdo, disponíveis na região de São Carlos, através de ensaios de granulometria, massa específica e massa unitária.

4.3.5.1- Agregado miúdo

Na dosagem do concreto foi utilizado como agregado miúdo, areia do tipo quartozita proveniente do rio Mogi-Guaçu - Município de São Carlos – SP. A análise granulométrica, foi feita segundo a NBR 7217/87, no Laboratório de Construção Civil - EESC - USP, com os resultados mostrados na tabela 4.1. Segundo a NBR 7211/83, a areia pôde ser classificada como média.

Para ensaios de caracterização efetuados, foram tomados sempre como média de duas determinações: a massa específica, segundo a NBR 9776/87 foi de 2,682 kg/dm³ e a massa unitária, segundo a NBR 7251/82 foi de 1,435 kg/dm³.

TABELA 4.1 - Análise Granulométrica do Agregado Miúdo

Peneira	Massa (g)	% Retida	% Acumulada
6,3	0	0	0
4,8	0,5	0,1	0,1
2,4	7,0	1,4	1,5
1,2	51,5	10,3	11,8
0,6	165,0	33,0	44,8
0,3	199,0	39,8	84,6
0,15	65,5	13,1	97,7
Resíduo	2,5	0,5	98,2
Dimensão máxima característica: $\phi_{m\acute{a}x} = 2,4\text{mm}$ Módulo de finura: MF = 2,405 Classificação : areia média			

4.3.5.2- Agregado graúdo

O agregado graúdo usado foi pedra britada de origem basáltica, da região de Araraquara-SP. A massa específica obtida foi de 2,864 kg/dm³, utilizando-se a NBR 9776/87, e a massa unitária foi de 1,485 kg/dm³, conforme a NBR 7251/82. A análise granulométrica, cujos resultados apresentam-se na tabela 4.2, foi feita conforme a NBR 7217/87.

TABELA 4.2 - Análise Granulométrica do Agregado Graúdo

Peneira	Massa (g)	% Retida	% Acumulada
25	0	0	0
19	26,5	0,53	0,53
*12,5	1750	35	35,53
9,5	2250	45	80,53
*6,3	920	18,4	98,93
4,8	87,5	1,75	100,68
015	19	0,38	101,06
Dimensão máxima característica: $\phi_{\text{máx}} = 19\text{mm}$ Módulo de finura: MF = 1,82			

4.4- Estudo de Dosagem

Inicialmente adotou-se o traço utilizado por LIMA (1997), que consistia em dosagem para concreto de alta resistência com a resistência média à compressão de 80MPa. Na tabela 4.3 podem ser vistas as quantidades de materiais usados na mistura.

Como o concreto apresentou características diferentes dos de LIMA (1997), não foi possível chegar aos 80MPa de resistência média à compressão, então, procurou-se ajustá-lo, mas obtiveram-se grandes variações de trabalhabilidade e resistência.

Tomou-se então como segunda referência, o traço utilizado na pesquisa desenvolvida por GIONGO et al. (1998), onde se obteve concreto com resistência média à compressão de 80MPa, aos 15 dias, com adição de fibras metálicas. O ponto comum foi a utilização de material com as mesmas características que o utilizado nesta pesquisa. Na tabela 4.3 podem ser

vistas as quantidades de materiais usados na mistura, tendo como diferença fator água/cimento que era de 0,37 e foi adotado 0,35.

TABELA 4.3 - Estudo de dosagem

Material	Consumo (kg/m ³)		
	Dosagem inicial	Segunda dosagem	Dosagem adotada
Cimento	480,000	492,500	495,000
Sílica ativa (10%)	48,000	49,250	49,500
Areia	577,920	715,000	715,000
Pedra britada	1198,090	1.025,000	1.025,000
Superplastificante (3%)	17,430	17,140	17,226
Água	(0,36) 160,600	(0,35) 160,380	(0,32) 146,342
Massa Total	2.560,540	2.459,270	2.448,068

Comparou-se então a dosagem inicial com a segunda, aumentou-se um pouco o consumo de cimento para 495,0 kg/m³ e foi reduzido o fator água/cimento para 0,32, chegando-se à dosagem que forneceu um resultado bem próximo de 80MPa, como era o procurado, tabela 4.4.

Na tabela 4.3, encontram-se as quantidades de materiais usados na dosagem modificada.

O consumo de sílica ativa foi de 10%, valor recomendado por outros autores. O teor de superplastificante usado foi de 3% do consumo de cimento, e é considerado um valor muito alto, o dobro do recomendado. Com a densidade do superplastificante, fornecida pelo fabricante, determinou-se o consumo do aditivo em massa. Do consumo de água, está descontado o volume de água contido no aditivo, admitido ser de 70% da massa. A relação água / cimento foi de 0,32, e considerando-se a relação água / material cimentante, tem-se 0,29.

4.4.1- Ensaios de Dosagem para Determinação do Traço

Para moldagem dos corpos-de-prova, foram utilizadas fôrmas metálica cilíndricas de 10cm x 20cm. Este tamanho de corpo-de-prova foi adotado devido a menor força para execução do ensaio, já que é um concreto de alta resistência, e também devido ao menor volume de concreto.

O adensamento dos corpos-de-prova foi realizado utilizando mesa vibratória, como pode ser visto na figura 4.4. Foi utilizado mesa vibratória, pois o vibrador de agulha orienta a posição dos agregados graúdos, podendo descaracterizar o material.

Para mistura do material, seguiu-se a indicada por DAL MOLIN (1995). Para que, pelo menos uma parcela do pó de pedra fosse retirada, deixou-se a betoneira girando com o agregado graúdo a seco por 3 minutos, em seguida adicionou-se 20% da água, deixando a betoneira virar por 2 minutos. Depois foram acrescentados o cimento, a sílica ativa e 50% da água, fechando a boca da betoneira com saco plástico para que a sílica ativa não saísse, e deixou-se a máquina rodar por 2 minutos. Por último, foram acrescentados a areia e o superplastificante com o restante da água (30%), deixando a massa bater por mais 3 minutos. O tempo de mistura foi de mais de 10 minutos.



FIGURA 4.4 - Moldagem dos corpos-de-prova

Para realizar os ensaios, foram moldados 9 corpos-de-prova para cada tentativa, com o objetivo de determinar a resistência à compressão aos 3, 7 e 15 dias de idade. O 15.º dia foi escolhido apenas pela conveniência do cronograma de ensaios acontecerem de 15 em 15 dias. Dos 9 corpos-de-prova, eram ensaiados 3 a cada data, onde se obtinha a média dos resultados.

Os resultados das resistências médias à compressão estão na tabela 4.4.

TABELA 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial

Idade (dias)	Tensão de Ruptura (MPa)		
	Dosagem inicial	Segunda dosagem	Dosagem adotada
3	51,18	59,63	67,81
7	59,62	66,36	67,89
15	69,84	65,92	79,09

O crescimento da resistência com o tempo, foi acompanhado como mostra a figura 4.5.

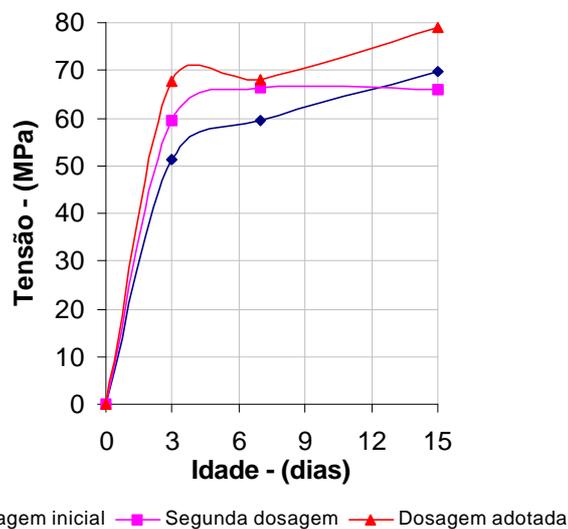


FIGURA 4.5 - Crescimento da resistência com o tempo

4.5- Caracterização das Armaduras

Utilizou-se como armadura longitudinal, barras de aço de diâmetro nominal de 10mm, 12,5mm e 16mm. Como armadura transversal, foi usada barras de 6,3mm de diâmetro. Na figura 4.6, observam-se os diagramas tensão x deformação, obtidos em ensaios de tração em amostras retiradas das barras de aço utilizadas.

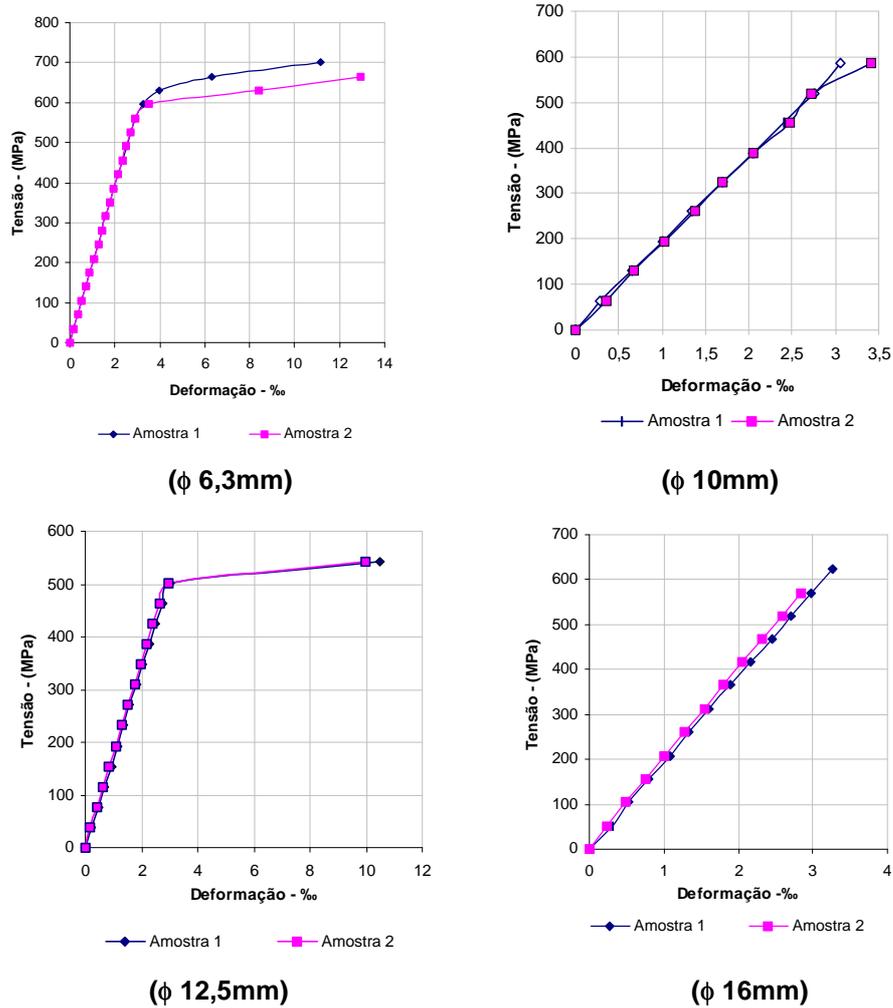


FIGURA 4.6 - Diagramas tensão x deformação das barras da armadura

A tabela 4.5 apresenta a caracterização das barras das armaduras utilizadas nos pilares.

TABELA 4.5 - Caracterização das armaduras

ϕ_{nominal} mm	A_s cm ²	E_s MPa	f_y MPa	ϵ_y ‰	f_u MPa
6,3	0,31	194.674	595,61	3,37	877,68
10	0,785	194.060	623,00	3,47	725,74
12,5	1,23	168.841	502,13	2,99	826,54
16	2,01	194.388	622,85	3,26	851,22

4.6- Experimentação em Pilares

A metodologia para o desenvolvimento experimental do trabalho compreende a dosagem para obtenção de concreto com resistência média à compressão de 80MPa aos 15 dias, como mencionado no item anterior, e ensaios de pilares para obtenção dos resultados experimentais sobre o comportamento à flexo compressão reta.

Para elaboração e execução do programa experimental seguiram-se as seguintes etapas:

- a-** Construção de fôrmas de madeira;
- b-** Montagem da armadura, instrumentação de barras e posicionamento na fôrma;
- c-** Moldagem, envolvendo o lançamento, adensamento, cura;
- d-** Desmoldagem dos pilares e posicionamento no pórtico de ensaio.;
- e-** Instrumentação e execução dos ensaios;
- f -** Ensaios dos pilares até se caracterizar a ruína;
- g-** Ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm, para controle da resistência do concreto no dia do ensaio, obtendo-se também o módulo de elasticidade;
- h-** 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;
- i-** A partir dos dados obtidos pelo sistema de aquisição, elaboração de planilhas e, em seguida, de diagramas força x deformação e força x deslocamento.

Baseados nos ensaios realizados por LIMA (1997), definiram-se as características dos modelos, onde todos os pilares tinham dimensões da seção transversal fixa de 15cm x 30cm, altura livre igual a 174cm, resistência à compressão do concreto de 80MPa, excentricidade constante de 38cm; e foram variadas as taxas de armaduras transversais e longitudinais.

4.6.1 - Programa experimental

A tabela 4.6 traz as características dos modelos de pilares que se executou nesse trabalho, com as respectivas resistência à compressão média do concreto, taxas de armadura longitudinais e transversais, quantidade e diâmetro das barras das armaduras longitudinais e o diâmetro e espaçamento dos estribos. Os modelos são identificados pela sigla Pi/j , onde i = número da série, e j = número do pilar na série.

TABELA 4.6 - Características dos modelos

Pilar	b cm	h cm	L cm	f_c (nominal) MPa	ρ_L %	Arm. longit.	ρ_t %	Estribo
Piloto	30	15	174	80	2,26	8 ϕ 12,5	1,58	ϕ 6,3c/5
P1/1	30	15	174	80	2,26	8 ϕ 12,5	1,58	ϕ 6,3c/5
P1/2	30	15	174	80	2,26	8 ϕ 12,5	0,79	ϕ 6,3c/10
P1/3	30	15	174	80	2,26	8 ϕ 12,5	0,53	ϕ 6,3c/15
P2/1	30	15	174	80	1,26	8 ϕ 10	0,79	ϕ 6,3c/10
P2/2	30	15	174	80	1,26	8 ϕ 10	1,58	ϕ 6,3c/5
P3/1	30	15	174	80	3,45	8 ϕ 16	0,79	ϕ 6,3c/10

Inicialmente foi feito um modelo piloto para se ter idéia de como seria seu comportamento com relação às deformações das barras de aço, do concreto e os deslocamentos, além de se verificar as dificuldades que se teria na construção, moldagem, montagem no pórtico de reação e instrumentação do modelo.

Com a série 1 teve-se o objetivo de definir taxa de armadura transversal que promovia confinamento do núcleo; com isso pretendia-se realizar três modelos com três níveis de taxa de confinamento.

Na série 2, utilizou-se a taxa de confinamento encontrada na série 1 e verificou-se a sua eficiência com a diminuição da taxa de armadura longitudinal, sendo, para isto, ensaiados dois modelos com taxas de armaduras transversais diferentes.

Na série 3 aumentou-se a taxa de armadura longitudinal, e usou-se a melhor taxa de armadura transversal encontrada para as séries 1 e 2.

4.6.2 – Arranjos das armaduras do modelo

Como exemplo, o detalhamento da armadura e do pilar P1/1 é mostrado na figura 4.7.

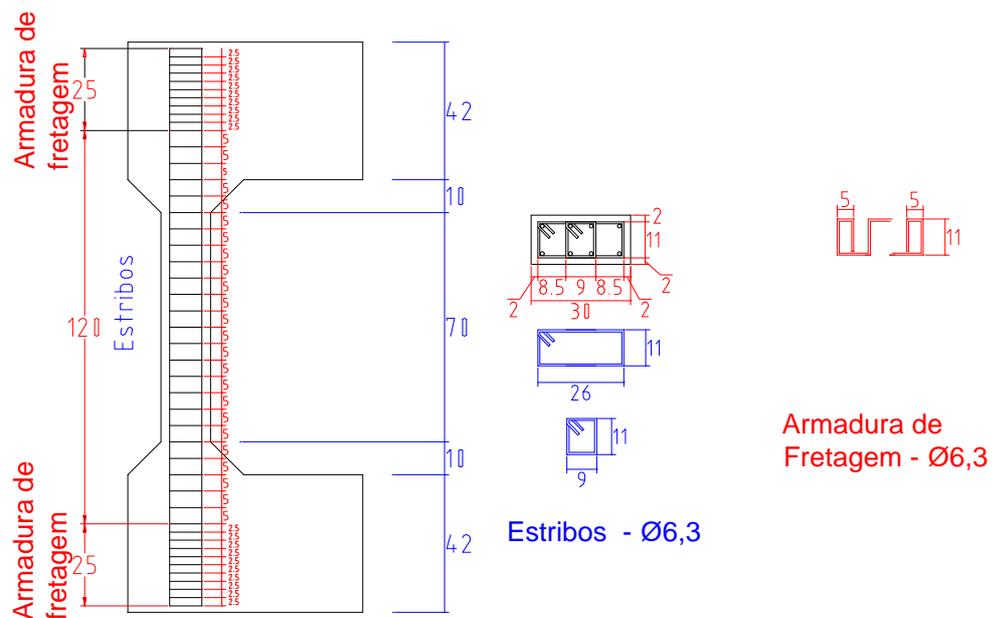


FIGURA 4.7 - Detalhes do modelo P1/1

Como armadura transversal, foi feita a superposição de dois estribos para melhorar o confinamento do núcleo dos pilares, como mostra a figura 4.7 e 4.8.

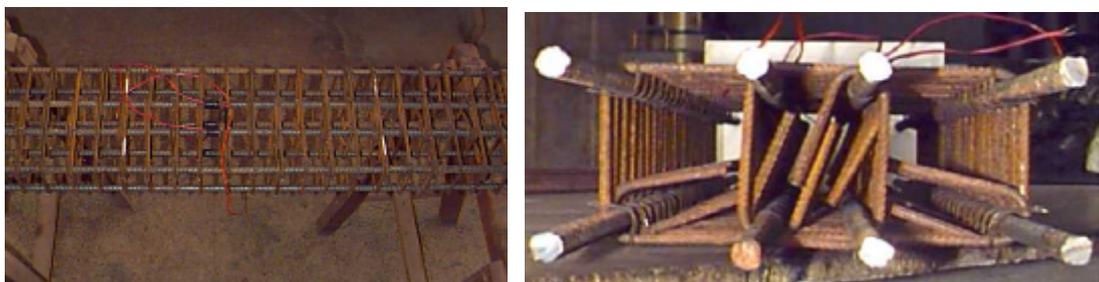


FIGURA 4.8 - Detalhes da armadura do pilar P1/1

A armadura de fretagem foi usada nas extremidades dos pilares, devido à grande concentração de tensões nessas regiões. Foi adotado arranjo de armadura proposto por LIMA (1997), figura 4.7 e 4.10, que

mostrou grande eficiência, ou seja, não houve ruptura ou fissuração excessiva nas extremidades dos modelos.

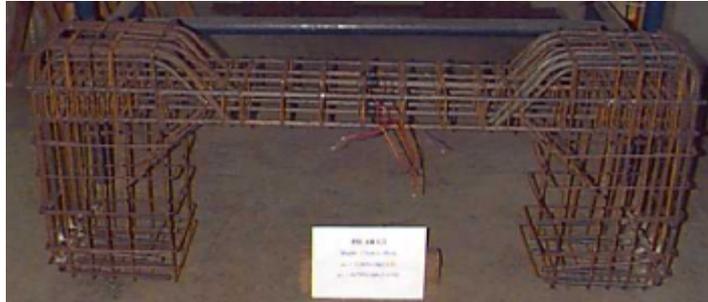


FIGURA 4.9 - Armadura do pilar P1/2

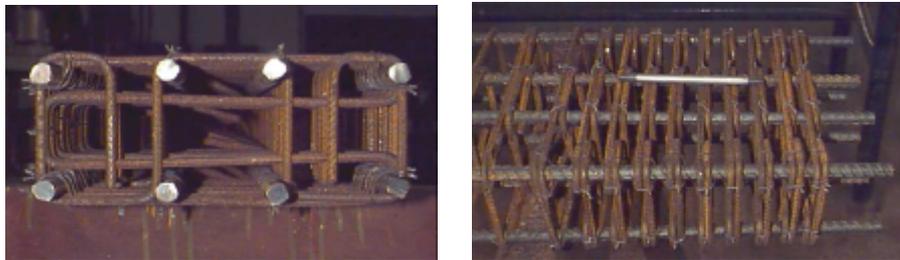


FIGURA 4.10 - Detalhes da armadura de fretagem

4.6.3 - Detalhes do consolo

Como foi dito, o modelo era composto por dois consolos, um na base e outro no topo. As funções desses consolos eram transmitir as forças excêntricas para o pilar e provocar, com isto, momento fletor na região central. Para isso, o consolo teve que ser projetado de modo que não ocorresse ruptura em hipótese alguma, pois o elemento que seria ensaiado era o pilar e não o consolo. Logo, seguiram-se as recomendações da NBR 9062 (1985) e de LEONHARDT & MONNIG (1978) como critérios de dimensionamento, tendo maiores cuidados nos coeficientes de segurança para garantir o correto dimensionamento do consolo.

O detalhamento é mostrado nas figuras 4.9 e 4.11.

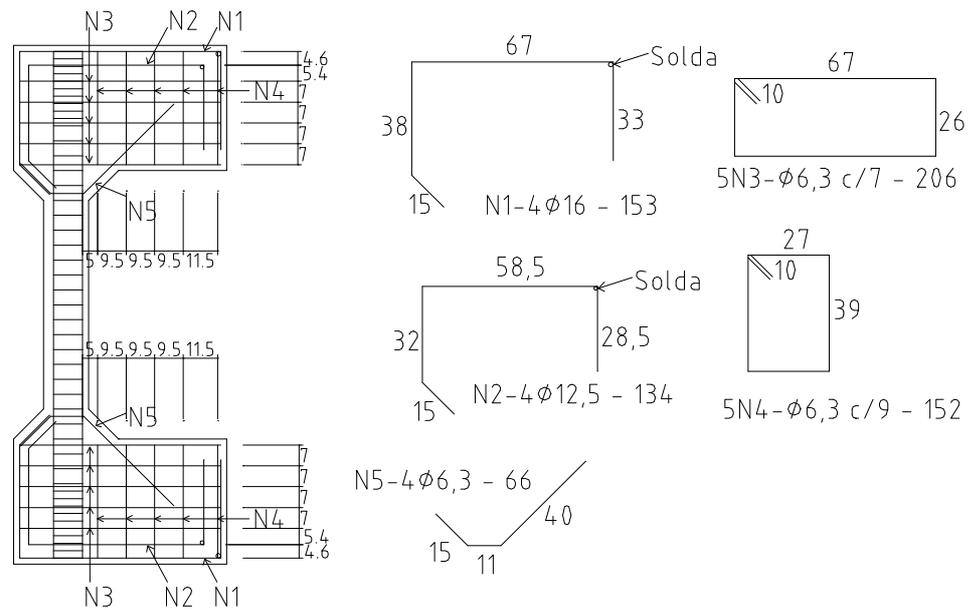


FIGURA 4.11 - Detalhamento do consolo

4.6.4 - Aparelho de apoio

O aparelho de apoio usado para liberar a rotação no topo e na base do pilar, foi o modelo VASOFLON fixo com capacidade para 4000kN, da empresa PROFIP, figura 4.12.

Esse aparelho, segundo catálogo entregue pelo fornecedor, era do tipo “pot bearing”, nos quais as rotações ocorriam através da deformação de um disco de neoprene contido em um prato de aço, no qual a parte superior atuava como um êmbolo. Com isso o neoprene se mantinha como um fluido viscoso, ou seja, ele não alterava o volume e oferecia baixa resistência à deformação, desta forma, pode ser obtida perfeita articulação para rotações de $\pm 1\%$, com alta rigidez vertical.

A escolha por esse tipo de aparelho de apoio ocorreu pela dificuldade que se teria de construir eficazes aparelhos de apoios em aço para as ações previstas. Então, para agilizar a pesquisa procurou-se em catálogos de fabricantes, onde foi levado em consideração as dimensões, o material utilizado na confecção e o custo do aparelho, chegando-se assim ao VASOFLON fixo 400.

A empresa PROFIP colaborou com a pesquisa, fazendo a doação de um aparelho de apoio VASOFLON fixo 400, dos dois que seriam necessários. A compra pôde ser realizada com os recursos de Reserva Técnica fornecida pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP.



FIGURA 4.12 - Aparelho de apoio utilizado para liberar as rotações na base e topo do pilar

4.6.5- Fôrmas

As fôrmas foram projetadas e em seguida executadas em madeira compensada plastificada de 14mm, de acordo com a forma do pilar. Nas figuras 4.13, podem ser observados detalhes da fôrma.

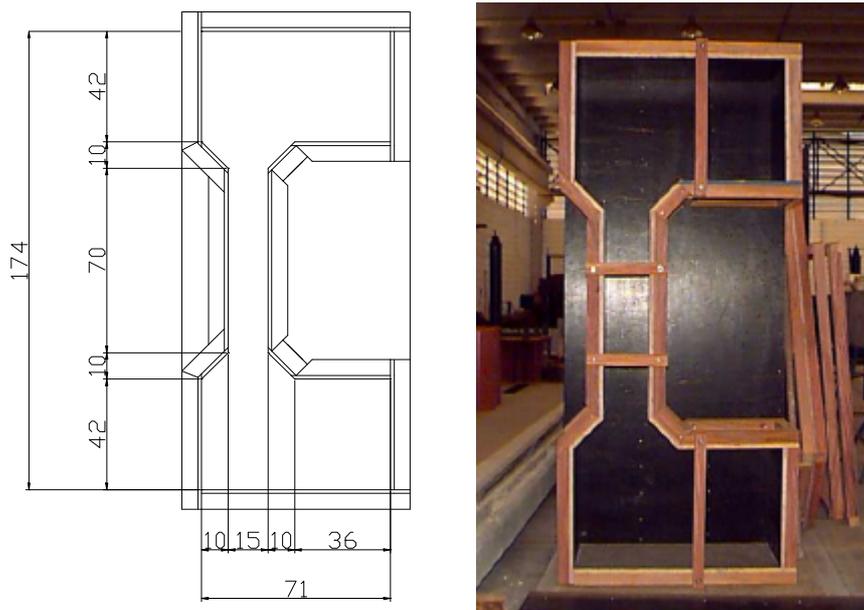


FIGURA 4.13 - Fôrma usada para concretagem dos pilares

4.6.6 - Estrutura de reação

Para aplicação das forças previstas, foi utilizado o pórtico espacial e laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

O pórtico é composto por 4 colunas e uma grelha horizontal fixada por meio de parafusos, e convenientemente ancorado por meio de tirantes na laje de reação do Laboratório de Estruturas da EESC-USP. A capacidade nominal é de 5000kN. O projeto permite a movimentação da grelha ao longo da altura das colunas, possibilitando a variação da altura dos modelos estudados.



FIGURA 4.14 - Pórtico de reação

4.6.7 - Moldagem, adensamento e cura

O modelo piloto foi concretado horizontalmente para maior facilidade de moldagem, devido à grande concentração de armadura de fretagem nas extremidades. A mistura do material foi feita no misturador planetário do Laboratório de Estruturas - EESC, figura 4.15, e foram necessárias duas operações de mistura devido ao volume de concreto. O adensamento foi feito usando vibrador de imersão para o modelo piloto, e mesa vibratória para os demais modelos, figura 4.16.



FIGURA 4.15 - Misturador de capacidade de 240 l



FIGURA 4.16 - Concretagem do pilar e adensamento em mesa vibratória

Para o posicionamento da armadura na fôrma, foram utilizados espaçadores plásticos comumente encontrados no mercado da construção civil.

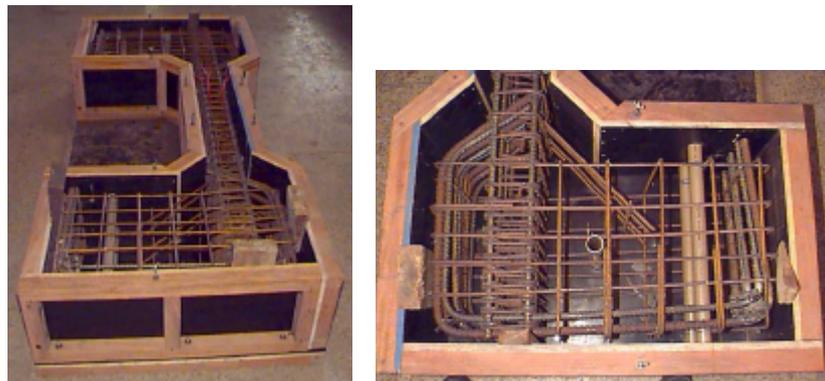


FIGURA 4.17 - Disposição da armadura na fôrma

De cada mistura foram moldados 11 corpos-de-prova cilíndricos (10cm x 20cm), adensados na mesa vibratória, para serem ensaiados como mostra a tabela 4.7.

TABELA 4.7 - Ensaio dos corpos-de-prova

Nº CP	Nº CP	Idade (dias)	Tipo de Ensaio
1	12	7	Compressão
2	13	7	Compressão
3	14	7	Compressão
4	15	15	Compressão
5	16	15	Compressão
6	17	15	Compressão
7	18	15	Tração
8	19	15	Tração
9	20	15	Tração
10	21	15	deformação controlada
11	22	15	deformação controlada

Após a moldagem, o pilar permaneceu na fôrma durante 7 dias e a cura se deu com uso de manta de espuma embebida em água colocada sobre o pilar. Em seguida era desmoldado e colocado no ambiente do Laboratório até a data do ensaio. A figura 4.18 mostra o pilar após a moldagem.

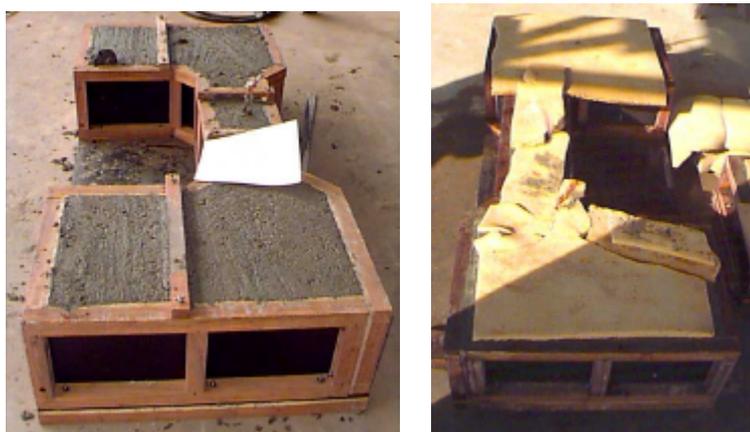


FIGURA 4.18 - Pilar após a concretagem

4.6.8 - Instrumentação e procedimentos de ensaio

A aplicação das forças foi feita por meio de três atuadores hidráulicos, um com capacidade nominal de 5000kN acionado por bomba elétrica, e os outros dois com capacidade nominal de 300kN acionados por bomba manual.

As forças foram controladas por células de carga, uma com capacidade de 5000kN e outras duas com capacidade de 300kN para medirem as forças aplicadas pelos atuadores de mesma capacidade.

As medidas das deformações e deslocamentos foram feitas por extensômetros elétricos de resistência, e transdutores de deslocamentos à base de extensômetros elétricos de resistência.

As barras das armaduras longitudinal e transversal foram instrumentadas com extensômetro elétrico de resistência KFG 5, onde as barras longitudinais escolhidas foram as quatro centrais e os estribos eram os dois que ficavam na metade da altura do pilar. Inicialmente foram instrumentados os dois estribos na metade da altura do pilar, para se saber o comportamento de um com relação ao outro. Após o ensaio piloto, passou-se a instrumentar apenas um estribo, pois percebeu-se que o comportamento dos dois eram bem semelhantes, figura 4.19. As quatro barras longitudinais foram escolhidas na região central da seção transversal, pois esperava-se melhor distribuição das tensões nessa região, não se preocupando com eventuais excentricidades que causariam flexão oblíqua.

As deformações no concreto foram medidas com extensômetros elétricos de resistência do tipo KFG 10, posicionados na seção central do pilar, nas faces mais e menos comprimidas. Em cada face foram colocados dois extensômetros no sentido longitudinal do pilar, na mesma posição dos colados nas barras longitudinais, para que se pudessem comparar os resultados. Foram colocados também extensômetros no sentido transversal, para o modelo piloto utilizaram-se dois na face menos comprimida e um na face mais comprimida, nas mesmas posições dos instalados nos estribos. O motivo de colocar-se dois extensômetros de um lado e um do outro, foi

comparar os resultados de ambos e definir se seria usado um ou dois extensômetros no sentido transversal do pilar em cada face instrumentada. Após o ensaio do modelo piloto, adotou-se apenas um extensômetro no sentido transversal de cada lado do pilar, como mostra a figura 4.19.

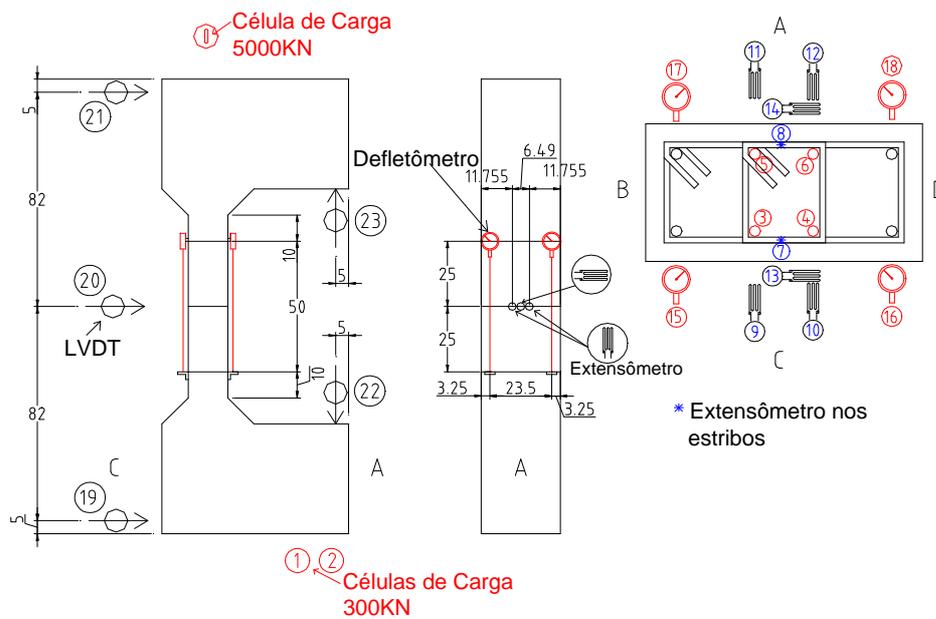


FIGURA 4.19 - Detalhamento da instrumentação do pilar

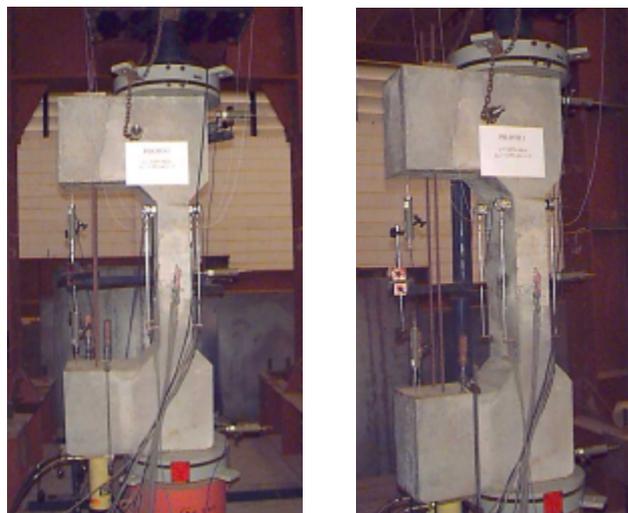


FIGURA 4.20 - Instrumentação do pilar

O deformação do pilar foi medida através de defletômetros com curso de 10mm, onde a região de estudo foi de 57cm no meio do pilar, como mostram as figuras 4.19 e 4.20.

Os deslocamentos horizontais na região superior, inferior e no meio do pilar; e os verticais nas extremidades dos consolos foram medidos com transdutores de deslocamentos à base de extensômetros elétricos de resistência, como mostram as figuras 4.19 e 4.20.

Todas as leituras, em cada etapa do ensaio, 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 da Microsoft*” versão 97, para geração de relatórios e diagramas.

4.7 - Descrição dos Ensaios Realizados

Todos os modelos foram submetidos à flexo compressão reta, com dimensões da seção transversal de 15cm x 30cm e altura igual a 174cm, caracterizando índice de esbeltez igual a 40, excentricidade geométrica constante de 38cm, resistência à compressão do concreto em torno de 80MPa, e variando as taxas de armaduras longitudinais e transversais.

4.7.1 - Ensaio piloto

Após definição da concepção do ensaio, geometria do pilar, armadura do pilar e consolos, equipamentos de vinculação, equipamentos de aplicação de ações e de leitura de dados, moldou-se um modelo piloto para averiguar o seu comportamento e dos equipamentos utilizados.

Para o modelo piloto, escolheu-se o pilar P1/1, que foi moldado no dia 17/06/1998 com previsão de ensaio 15 dias mais tarde. No entanto, houve atraso na programação do Laboratório e o ensaio do modelo foi feito no dia 14/07/1998, com 27 dias de moldagem.

Devido ao atraso houve mudança na programação dos ensaios dos corpos-de-prova, ficando da seguinte maneira: de cada mistura na betoneira ensaiaram 11 corpos-de-prova de acordo como a tabela 4.8.

TABELA 4.8 - Ensaio dos corpos-de-prova

Nº CP	Nº CP	Idade (dias)	Tipo de Ensaio
1	12	7	Compressão
2	13	7	Compressão
3	14	7	Compressão
4	15	15	Compressão
5	16	15	Compressão
6	17	15	Compressão
7	18	15	Tração
8	19	15	Tração
9	20	27	Compressão
10	21	27	Compressão
11	22	27	compressão (instrumentado)

Assim, foram ensaiados apenas 2 corpos-de-prova à compressão diametral, o terceiro foi transferido para ser ensaiado à compressão no dia do ensaio do pilar; os ensaios com deformação controlada foram suspensos e tais corpos-de-prova foram rompidos no dia do ensaio do pilar, totalizando 3 corpos-de-prova por mistura de concreto, onde um de cada mistura foi instrumentado.

Os corpos-de-prova número 11 e 22 (um de cada mistura na betoneira), foram instrumentados com dois extensômetros colocados diametralmente opostos, para se medir as deformações dos corpos-de-prova, e assim, calcular o módulo de elasticidade.

A trabalhabilidade da primeira mistura foi boa, resultando abatimento médio do tronco de cone de 13,2cm. Para a segunda mistura, o abatimento médio do tronco de cone foi de 18,7cm, sendo o concreto considerado com boa trabalhabilidade. No entanto, devido à alta quantidade de superplastificante houve uma rápida perda de trabalhabilidade.

Aos 7 dias foi feito a desforma do modelo, onde detectou-se vazios em dois pontos do pilar. O maior problema estava em um vazio de grande

volume localizado na região central do pilar, pois era a região de observação e onde estavam localizados os extensômetros. Então optou-se por aproveitar o modelo fazendo um enchimento nas regiões de falha com concreto composto por pedrisco, com resistência semelhante à do concreto do pilar. Para isso utilizou-se para dosagem do concreto da restauração, o mesmo estudado na pesquisa que estava em andamento do Departamento de Engenharia de Estruturas, intitulada “Encamisamento com Concreto de Alta Resistência”, realizada pelo Eng. Adilson Roberto Takeuti, orientado pelo Professor Titular João Bento de Hanai. O concreto era com pedrisco e previsto para obter resistência de 60MPa aos 7 dias. Para aumentar a resistência obtida com essa dosagem, modificou-se o fator água/cimento de 0,42 para 0,38.

O enchimento dos vazios foi feito no mesmo dia da desforma, e foram moldados 6 corpos-de-prova para serem ensaiados à compressão aos 3 e 7 dias e no dia do ensaio, para se ter idéia da resistência do concreto de recuperação. A cura da restauração foi feita com espuma umedecida com água até os 3 dias; depois retirou-se a espuma para instrumentar o pilar.

O pilar piloto foi ensaiado com 27 dias de idade, com resistência média à compressão do concreto de 89,61MPa, sendo que, a resistência média do concreto com pedrisco usado no reforço foi 72,08MPa.

O ensaio foi planejado para aplicação das forças em etapas de 50kN, para a força centrada e 5kN para a força excêntrica (equivalente a 10% da força centrada) de forma simultânea, fazendo-se a leitura dos dados a cada etapa, assim que os valores das deformações se apresentassem estáveis. A aplicação simultânea das forças tinham o objetivo de fazer com que o pilar recebesse forças conjuntas e o momento fletor atuasse desde o início do ensaio, procurando-se, assim, reproduzir situação onde as ações atuam simultaneamente e de forma gradual.

Antes do início do ensaio, levou-se a força centrada a 300kN e a força excêntrica a 30kN (15kN em cada atuador hidráulico), descarregando os atuadores em seguida para que pudesse ser feito o “escorvamento” do pilar. Nesta etapa, observou-se o comportamento inicial do pilar através das

leituras dos aparelhos de medição, e constatou-se inicialmente o comportamento esperado, ou seja, uma face mais comprimida que a outra e similar ordem de grandeza das deformações.

Durante a aplicação das forças, observou-se que quando a força centrada alcançou 1450kN as leituras demoravam a se estabilizarem, e a força centrada sofria um grande decréscimo. Isso pode ser caracterizado como início da ruptura da seção, no entanto, como se trata de uma região recuperada com preenchimento do vazio que existia, não se pode ter a certeza desse comportamento, pois pode ter ocorrido mal adensamento desse preenchimento e isso pode ter provocado perda de aderência da armadura com o concreto.

A ruptura se deu na seção central do pilar, e a força última foi identificada como a soma da força centrada e das forças excêntricas, correspondente às últimas leituras de deformações, resultando 1620kN, 1520kN da força centrada e 78,3kN e 75,4kN para cada força excêntrica.

As armaduras de confinamento colocadas nas extremidades do pilar, bem como os consolos funcionaram perfeitamente, pois não ocorreu ruptura nessas regiões, apenas fissuração do concreto na região de contato da base do pilar.

4.7.2 - Ensaio da série 1

Esta série era composta por três pilares e foram denominados P1/1, P1/2 e P1/3. Estes pilares tinham taxa de armadura longitudinal constante de 2,26% ($8\phi 12,5\text{mm}$), e o objetivo era definir uma taxa de armadura transversal que promoveria confinamento do núcleo para a taxa de armadura longitudinal adotada. Com isso pretendia-se realizar três modelos com três níveis de taxa de confinamento.

4.7.2.1 - Ensaio do pilar P1/1

No pilar P1/1, adotou-se taxa de armadura longitudinal de 2,26% ($8\phi 12,5\text{mm}$), e transversal de 1,58% ($\phi 6,3$ cada 5cm). A concretagem foi feita em 29/07/1998, a temperatura ambiente estava em 26°C e a umidade em 35%. Devido à baixa umidade, o concreto apresentou grande dificuldade no adensamento do modelo e dos corpos-de-prova.

Aos 7 dias, o pilar foi desformado e transportado para o pórtico, onde foram colados os extensômetros no concreto e feita toda a instrumentação prevista.

O ensaio foi feito em 13/08/1998. Durante a aplicação das forças, observou-se que após ultrapassar 1600kN, a rótula superior começou a se deformar e o ensaio foi cancelado. Concluiu-se que estava acontecendo uma grande concentração de tensões no centro da rótula, pois a célula de carga tinha um diâmetro de 20cm e o diâmetro da rótula era de 57cm. De imediato, colocou-se uma placa de 5cm de espessura entre a rótula e a célula de carga, procurando-se assim distribuir a tensão por espraiamento, mas a espessura da placa era muito pequena e não suportou, deformando-se junto com a rótula.

Assim, o ensaio foi cancelado e optou-se por fabricar uma peça com perfis metálicos em forma de cruz e interpô-la entre a rótula e a célula de carga, como mostra a figura 4.21.

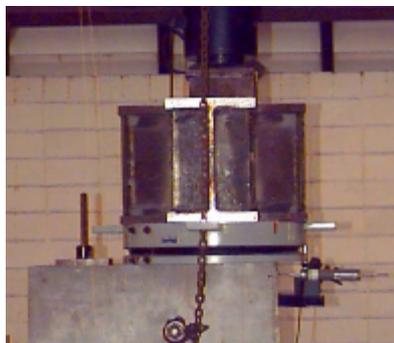


FIGURA 4.21 - Perfil metálico interposto entre a rótula e a célula de carga

Em 10/09/1998, foi refeito o ensaio, mas quando a força centrada estava em torno de 1800kN, ocorreu vazamento de óleo na mangueira da bomba elétrica, ocasionando perda de pressão e conseqüentemente de força. Descarregou-se, mais uma vez, o modelo e efetuou-se a troca da mangueira e iniciou-se o ensaio novamente.

Por decorrência da aplicação de forças com grandes intensidade no modelo, ocorreram perdas de alguns extensômetros localizados nas barras das armaduras longitudinais e no concreto, tornando o ensaio do modelo P1/1 prejudicado e descartado da análise efetuada neste trabalho.

Mas, mesmo assim, levou-se o modelo à ruína, que aconteceu a uma força resultante de 3020kN. O concreto no dia do ensaio teve resistência média à compressão de 81MPa. O modelo teve ruptura pouco dúctil com esmagamento do concreto do lado mais comprimido.

O modelo P1/1 foi refeito com as mesmas características, e denominado P1/1R. Como os outros modelos estavam sendo preparados de acordo com o cronograma experimental, deixou-se esta repetição para o fim dos ensaios.

4.7.2.2 - Ensaio do pilar P1/1R

O pilar P1/1R, é a repetição do pilar P1/1. Foi o último a ser ensaiado, a concretagem foi em 01/12/1998, quando a temperatura estava em 23°C e a umidade do ar estava em 68%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 9,5cm para a primeira mistura, e 10,5cm para a segunda.

Aos 7 dias, o pilar foi desformado e transportado para o pórtico de reação, onde foram colados os extensômetros no concreto e feita toda a instrumentação prevista. O transporte dos pilares foi feito por meio de uma barra metálica, encaixada no furo previamente deixado na parte superior do pilar, e transportado pela ponte rolante do Laboratório, como mostra a figura 4.22.



FIGURA 4.22 - Transporte do pilar até o pórtico de reação

O ensaio foi feito em 16/12/1998. Depois de feito o “escorvamento”, iniciou-se a aplicação das forças em etapas como descritos para o pilar piloto.

No dia do ensaio, o concreto apresentou resistência característica à compressão de 88,89MPa. A ruptura se deu na seção central do pilar com destacamento do cobrimento de concreto do lado mais comprimido, como mostra a figura 4.23. A ação resultante foi de 3.157kN, onde 156kN eram provenientes das forças excêntricas.

As armaduras de confinamento colocadas nas extremidades do pilar, mostraram novamente perfeita eficiência.



FIGURA 4.23 - Forma de ruptura do pilar P1/1R

4.7.2.3 - Ensaio do pilar P1/2

No pilar P1/2, diminuiu-se a taxa da armadura transversal em relação ao P1/1, adotaram-se as seguintes características: taxa de armadura

longitudinal de 2,26% ($8\phi 12,5\text{mm}$), e transversal de 0,79% ($\phi 6,3$ cada 10cm).

A concretagem foi feita em 09/09/1998, com temperatura ambiente de 18°C e umidade do ar de 83%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 14,5cm para a primeira mistura, e de 14,3cm para a segunda.

O pilar foi desformado aos 7 dias e posicionado no pórtico de reação para instrumentação.

O ensaio foi feito em 24/09/1998, quando o concreto tinha resistência média à compressão de 85,68MPa.

As forças conjuntas foram aplicadas simultaneamente até a ruptura, que se deu na seção central do pilar, com destacamento do cobrimento de concreto na face mais comprimida, como mostra a figura 4.24. A ruptura aconteceu com ação resultante de 2.825,8kN, onde 125,8kN são provenientes das forças excêntricas.

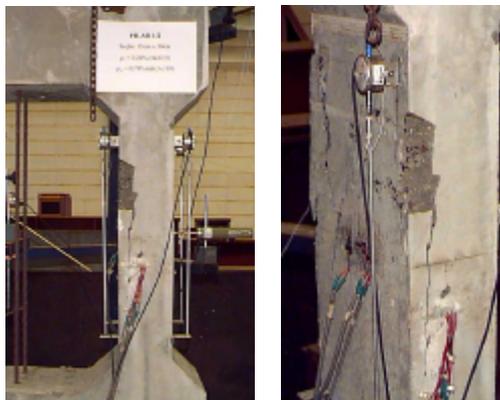


FIGURA 4.24 - Forma de ruptura do pilar P1/2

4.7.2.4 - Ensaio do pilar P1/3

O pilar P1/3, teve aumentado ainda mais o espaçamento dos estribos, diminuindo assim a taxa da armadura transversal em relação ao modelo P1/1, tendo as seguintes características: taxa de armadura longitudinal de 2,26% ($8\phi 12,5\text{mm}$), e transversal de 0,53% ($\phi 6,3$ cada 15cm).

A concretagem foi feita em 17/09/1998, com temperatura ambiente de 25°C e umidade do ar de 74%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 12cm para a primeira mistura, e de 10cm para a segunda.

O ensaio foi feito em 02/10/1998, quando o concreto tinha resistência média à compressão de 82,61MPa.

As forças foram aplicadas até a ruptura, que se deu na seção central do pilar. Com esta taxa de armadura transversal, teve-se ruptura frágil da seção transversal e ruptura do estribo central maior, não sendo suficiente para provocar o confinamento do núcleo do pilar figura 4.25. A ruptura aconteceu com ação resultante de 2.967,8kN, das quais 117,8kN provém das forças excêntricas.



FIGURA 4.25 - Forma de ruptura do pilar P1/3

4.7.3 - Ensaio da série 2

A série 2 era composta por dois pilares e foram denominados P2/1 e P2/2. Estes pilares apresentavam taxa de armadura longitudinal constante de 1,26% ($8\phi 10\text{mm}$). Esta série tinha o objetivo de diminuir a taxa de armadura longitudinal utilizada na série 1, e testar as taxas de armaduras transversais que apresentaram melhor desempenho, no que se refere ao confinamento do núcleo, obtidas nos ensaios da série 1. Com isso pretendia-se realizar dois modelos com duas taxas de confinamento.

4.7.3.1 - Ensaio do pilar P2/1

No pilar P2/1, adotaram-se as seguintes características: taxa de armadura longitudinal de 1,26% ($8\phi 10\text{mm}$), e transversal de 0,79% ($\phi 6,3$ cada 10cm).

A concretagem foi feita em 15/10/1998, com temperatura ambiente de 21°C e umidade do ar de 77%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 12cm para a primeira mistura, e de 14,5cm para a segunda.

O ensaio foi feito em 30/10/1998, onde o concreto teve resistência média à compressão de 90,07MPa.

As forças foram aplicadas até a ruptura, que se deu na seção central do pilar. Com esta taxa de armadura transversal não se teve confinamento suficiente do núcleo do pilar, ocasionando ruptura frágil com destruição da seção transversal, como mostra a figura 4.26. Logo, comparando-se com o pilar P1/2, para uma taxa de armadura longitudinal menor, era necessário uma maior taxa de confinamento. A ruptura aconteceu com ação resultante de 2.788,9kN, das quais 189,9kN provém das forças excêntricas.



FIGURA 4.26 - Forma de ruptura do pilar P2/1

4.7.3.2 - Ensaio do pilar P2/2

Como o pilar P2/1 não apresentou bom confinamento do núcleo, adotou-se uma maior taxa de confinamento para o pilar P2/2, que tinham as

seguintes características: taxa de armadura longitudinal de 1,26% ($8\phi 10\text{mm}$), e transversal de 1,58% ($\phi 6,3$ cada 5cm).

A concretagem foi feita em 12/11/1998, com temperatura ambiente de 20°C e umidade do ar de 57%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 12cm para a primeira mistura, e de 17cm para a segunda.

O ensaio foi feito em 27/11/1998, quando o concreto tinha resistência média à compressão de 89,61MPa.

As forças foram aplicadas até a ruptura, que se deu na seção central do pilar com destacamento do cobrimento de concreto na face mais comprimida, figura 4.27. Logo, comparando-se com o pilar P2/2, a taxa de confinamento de 1,58% combinada com a taxa de armadura longitudinal de 1,26%, foi suficiente para oferecer um confinamento do núcleo do pilar. A ruptura aconteceu com ação resultante de 2.902,2kN, das quais 153,2kN provém das forças excêntricas.

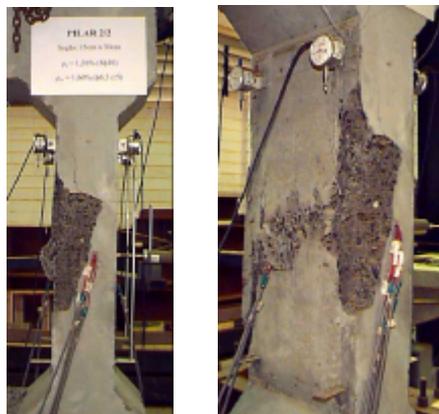


FIGURA 4.27 - Forma de ruptura do pilar P2/2

4.7.4 - Ensaio da série 3

A série 3 era composta por apenas um pilar e foi denominado P3/1. Este pilar apresentava taxa de armadura longitudinal de 3,45% ($8\phi 16\text{mm}$). Esta série teve o objetivo de aumentar a taxa de armadura longitudinal utilizada na série 1, e testar as taxas de confinamento que apresentaram melhor desempenho, obtidas nos ensaios das séries 1 e 2.

4.7.4.1 - Ensaio do pilar P3/1

No pilar P2/1, adotaram-se as seguintes características: taxa de armadura longitudinal de 3,45% ($8\phi 16\text{mm}$), e transversal de 0,79% ($\phi 6,3$ cada 10cm).

A concretagem foi feita em 22/10/1998, com temperatura ambiente de 22°C e umidade do ar de 60%. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone de 12,33cm para a primeira mistura, e de 14,5cm para a segunda.

O ensaio foi feito em 09/11/1998, onde o concreto teve resistência média à compressão de 87,41MPa.

As forças foram aplicadas até a ruptura, que se deu na seção central do pilar com destacamento do cobrimento de concreto na face mais comprimida, como mostra a figura 4.28. A ruptura aconteceu com ação resultante de 3.307,6kN, das quais 157,6kN advém das forças excêntricas.

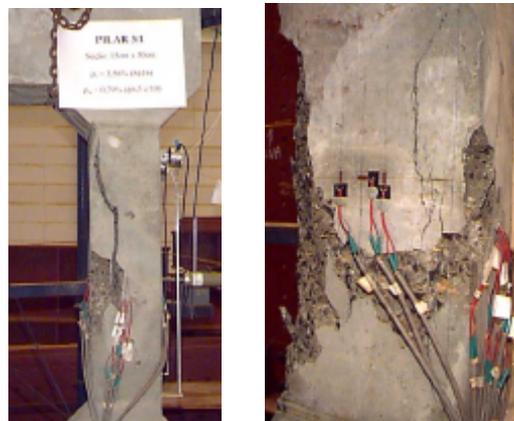


FIGURA 4.28 - Forma de ruptura do pilar P3/1

4.8 - Considerações Finais

Este capítulo mostrou todo o procedimento utilizado para realizar os ensaios dos modelos, como: a concepção do ensaio, materiais utilizados, instrumentação, detalhes de execução do ensaio, etc.

Foram encontradas varias dificuldades para realizar estes ensaios, como:

- Preparo da mistura de concreto, que além do grande volume, depois de pronta perdia com rapidez a trabalhabilidade, tendo que ter boa agilidade na concretagem para não perder o material. Tinha-se também variação da trabalhabilidade em função da temperatura e umidade relativa do ar;
- Preparo da armadura, que em principio era muito trabalhosa, levando-se próximo de uma semana para concluir um modelo. Com o tempo, teve-se mais facilidade para preparar a amadura, devido experiência adquirida com os primeiros modelos, levando-se três dias para conclusão desta etapa;
- Colocação do modelo na estrutura de reação, que necessitava grande mão-de-obra e cuidado;
- Ocorreram problemas com o modelo piloto com moldagem, aparecendo vazio na região de estudo do pilar;
- O aparelho de apoio apresentou grandes deformações quando a força foi aplicada diretamente sobre ele, sendo necessário a fabricação de uma peça metálica que servia para distribuir a força por toda a área do apoio, levando-se 20 dias para conclusão desta etapa.

RESULTADOS OBTIDOS

5.1- Considerações Iniciais

São apresentadas, neste capítulo, as características mecânicas de todos os pilares ensaiados. Em seguida, são relacionados para cada pilar, os valores das forças últimas experimentais, centradas e excêntricas, e as deformações correspondentes às forças últimas. Foram desenhadas, a partir dos dados obtidos através do sistema de aquisição de dados, diagramas que relacionam as forças aplicadas nos pilares com as deformações e os deslocamentos.

5.2- Determinação das Características Mecânicas do Concreto

5.2.1- Resistência à compressão

A resistência média à compressão dos corpos-de-prova de concreto correspondentes a todos os pilares ensaiados, são mostrados na tabela 5.1.

TABELA 5.1 - Resistência à compressão do concreto

Pilar	Idade (dias)	Tensão de Ruptura (MPa)
Piloto	7	71,03
	15	75,28
	27	89,61
P1/1	7	59,59
	15	81,00
P1/1R	7	75,86
	15	88,89
P1/2	7	77,71
	15	85,68

Pilar	Idade (dias)	Tensão de Ruptura (MPa)
P1/3	7	73,25
	15	82,61
P2/1	7	74,82
	15	90,07
P2/2	7	76,84
	15	89,61
P3/1	7	73,17
	15	87,41

O crescimento da resistência à compressão do concreto com o tempo, pode ser visto na figura 5.1.

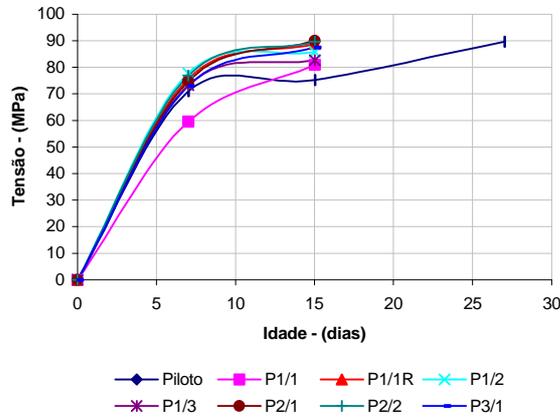


FIGURA 5.1 - Crescimento da resistência à compressão

Os resultados das resistências à compressão do concreto usado na recuperação feita no pilar piloto foi:

TABELA 5.2 - Resistência à compressão do concreto usado no reforço

Idade (dias)	Tensão de Ruptura (MPa)
3	56,67
7	67,17
15	72,09

5.2.2- Resistência à tração

A resistência à tração foi determinada pelo ensaio de compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos moldados durante a concretagem dos pilares.

O ensaio dos corpos-de-prova das duas misturas, foram feito com 15 dias de idade, onde a média dos resultados de cada pilar estão na tabela 5.3.

TABELA 5.3 - Resistência à tração do concreto

Pilar	Tensão de Ruptura (MPa)
Piloto	5,25
P1/1	5,17
P1/1R	4,52
P1/2	5,42
P1/3	4,75
P2/1	4,72
P2/2	5,20
P3/1	4,64

5.2.3- Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal, foi obtido a partir dos ensaios feitos em corpos-de-prova cilíndricos submetidos à compressão axial, com deformação controlada. Exceto para dois modelos, o piloto e o P1/1R, onde seus corpos-de-prova foram ensaiados na prensa com controle apenas da força. Estes foram instrumentados com dois extensômetros de resistência, diametralmente opostos no sentido longitudinal, e as deformações nos extensômetros foram lidas por meio de equipamento de aquisição de dados.

Os ensaios de compressão axial com deformação controlada foram feitos no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia, onde foram ensaiados os corpos-de-prova dos pilares P1/1, P1/2 e P1/3, e no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas, onde ensaiavam-se os dos pilares P2/1, P2/2 e P3/1.

Primeiramente dava-se preferência aos ensaios feitos no Laboratório de Mecânica das Rochas, pela precisão do equipamento. No caso de algum empecilho, optava-se pelo uso da máquina *INSTRON*, do Laboratório de Estruturas, que também apresentava boa precisão, figura 5.2. Caso as duas máquinas estivessem indisponíveis, fazia-se o ensaio apenas com controle da força, que foi o que aconteceu com os corpos-de-prova dos pilares Piloto e P1/1R.

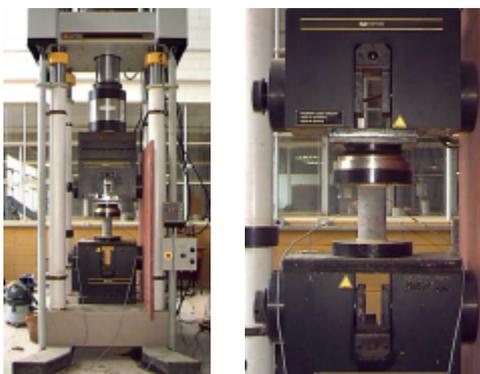


FIGURA 5.2 - Ensaio de compressão axial com deformação controlada

Com os ensaios de compressão axial dos corpos-de-prova com deformação controlada, foi possível definir também a deformação correspondente a tensão máxima alcançada.

Para traçar o gráfico tensão x deformação do concreto nas faces do pilar, tomou-se a média dos resultados obtidos com a leitura das deformações de dois corpos-de-prova ensaiados. O módulo de deformação longitudinal foi tomado pela inclinação da semi-reta que passava pela origem do gráfico e por um ponto do diagrama relativo a 40% da resistência última do corpo-de-prova. Os resultados são mostrados na tabela 5.4.

TABELA 5.4 - Módulo de deformação longitudinal e deformação correspondente a tensão máxima do concreto

Pilar	ε_c (‰)	E_c (MPa)
Piloto	2,73	43.017,0
P1/1	2,51	36.492,0
P1/1R	2,61	39.728,0
P1/2	2,32	41.915,0
P1/3	2,31	41.797,0
P2/1	2,35	41.931,0
P2/2	2,49	45.988,0
P3/1	2,39	41.645,0

Em resumo, as características mecânicas do concreto utilizados nos pilares ensaiados podem ser vistas na tabela 5.5.

TABELA 5.5 - Características mecânicas do concreto

Pilar	f_{c15} (MPa)	f_{t15} (MPa)	ε_c (‰)	E_c (MPa)
Piloto	89,61	5,25	2,73	43.017,0
P1/1	81,00	5,17	2,51	36.492,0
P1/1R	88,89	4,52	2,61	39.728,0
P1/2	85,68	5,42	2,32	41.915,0
P1/3	82,61	4,75	2,31	41.797,0
P2/1	90,07	4,72	2,35	41.931,0
P2/2	89,61	5,20	2,49	45.988,0
P3/1	87,41	4,64	2,39	41.645,0

5.3- Resultados dos Ensaios dos Pilares

A tabela 5.6 apresenta os valores das forças máximas centradas e excêntricas, bem como as deformações correspondentes a tais força, lidas nas armaduras longitudinais.

O momento experimental ($M_{exp.}$) foi tomado igual à força máxima excêntrica vezes a excentricidade geométrica de 38cm. A força máxima excêntrica ($F_{exc.}$), resulta da soma das duas forças aplicadas na extremidade do consolo no momento da ruptura.

A força máxima centrada ($F_{exp.}$), resulta da soma da força máxima excêntrica com a força máxima aplicada no eixo longitudinal do pilar. Considerou-se que a força aplicada excentricamente, encaminhou-se para o segmento de pilar de 70cm de altura, atuando de forma conjunta com a força aplicada no eixo longitudinal.

Os pilares Piloto e P1/1 foram excluídos da análise dos resultados em função da grande quantidade de problemas que aconteceram durante sua execução (comentado no capítulo 4), não sendo possível aquisição de dados confiáveis para este modelo.

TABELA 5.6 - Deformações, força centrada e excêntrica de ruptura e momento experimental de ruptura

Pilar	ϵ_{s1} (‰)	ϵ_{s2} (‰)	$F_{exp.}$ (MPa)	$F_{exc.}$ (MPa)	$M_{exp.}$ (MPa)
P1/1R	1,402	2,983	3.157,0	156,0	5.928,0
P1/2	1,374	2,354	2.825,8	125,8	4.780,4
P1/3	2,481	2,481	2.967,8	117,8	4.476,4
P2/1	1,2905	2,524	2.788,9	189,9	7.216,2
P2/2	1,407	2,292	2.902,2	153,2	5.821,6
P3/1	1,3705	2,922	3.307,6	157,6	5.988,8

A partir dos dados adquiridos através do sistema de aquisição de dados durante o ensaio do pilar, foram montados diagramas relacionando a força total aplicada, ou seja, a soma da força aplicada no eixo longitudinal e a força aplicada excentricamente, com as deformações lidas nas armaduras longitudinais e transversais, no concreto, e no pilar; também foi relacionada com os deslocamentos do pilar.

As posições dos pontos instrumentados dos pilares são mostrados na figura 5.3. Os diagramas dos gráficos são identificados nas respectivas legendas.

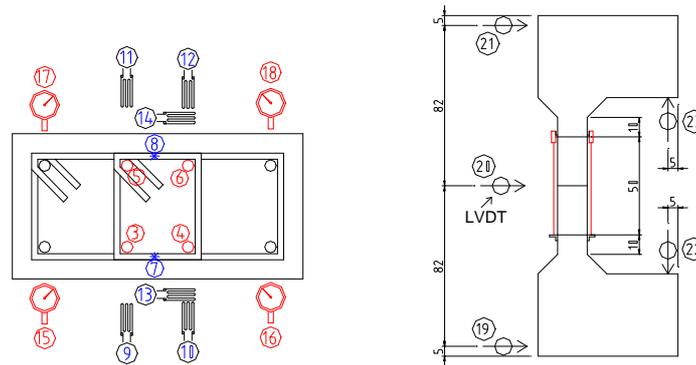


FIGURA 5.3 - Posições dos pontos instrumentados

Para facilitar, ressalta-se que para todos os gráficos que relacionam força x deformação, as cores lilás e azul escuro representam os pontos instrumentados do lado menos comprimido, enquanto que as cores vermelha e azul claro representam pontos instrumentados do lado mais comprimido.

Os gráficos expostos neste capítulo, foram apresentados de forma mais reduzida, para melhor organização e facilidade de leitura do texto. Na necessidade de melhor visualização dos gráficos, todos estão apresentados em maior escala no apêndice desta dissertação.

5.3.1- Ensaio da série 1

5.3.1.1- Ensaio do pilar P1/1R

Os comportamentos das barras das armaduras longitudinais podem ser vistos com o diagrama força x deformação apresentado na figura 5.4. Os canais 3 e 4 mediam as deformações nas armaduras do lado menos comprimido, enquanto que os canais 5 e 6 mediam as deformações nas armaduras do lado mais comprimido.

Observou-se que as deformações das armaduras foram de acordo com o esperado, onde as duas barras instrumentadas, do lado menos comprimido, apresentaram deformações bem próximas e de pequena intensidade, enquanto que as barras instrumentadas do lado mais comprimido, apresentaram deformações bem próximas mas com grande intensidade, caracterizando assim, caso de flexo compressão reta com

pequena excentricidade. Observou-se também que os canais 3 e 4 apresentaram leituras quase que idênticas, o mesmo aconteceu com os canais 5 e 6, notando-se assim um efeito muito pequeno, ou quase nulo, de flexão oblíqua.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P1/1R, correspondente a força última, foi 2,98‰.

O diagrama força x deformação medida nas faces do pilar, ou seja no concreto, estão coerentes pois os dois pontos instrumentados do lado menos comprimido apresentaram deformações quase idênticas e de pequena intensidade, enquanto que os dois pontos instrumentados do lado mais comprimido apresentaram deformações similares mas com grande intensidade, caracterizando assim caso de flexo compressão reta com pequena excentricidade, concordando com o que apresentou as armaduras longitudinais.

Foi instrumentado também o estribo maior localizado na metade da altura do pilar. Os resultados das deformações estão apresentados pelos diagramas força x deformação das armaduras transversais mostrados na figura 5.4.

As deformações do pilar foram medidas através de defletômetros para comprimentos de 57cm. Os resultados podem ser vistos no diagrama força x deformação do pilar, figura 5.4, onde pelo exposto, o canal 18 apresentou uma acomodação no início do ensaio, deslocando as deformações para esquerda, tornando o diagrama com falha em comparação com o canal 17.

Os deslocamentos horizontais da parte inferior, central e superior do pilar, foram lidas pelos canais 19, 20 e 21 respectivamente, de acordo com o esquema da figura 5.3. O diagrama força x deslocamentos é mostrado na figura 5.4.

Em todos os diagramas do pilar P1/1R, detectou-se uma mudança na inclinação da curva quando a força estava próxima de 1800kN, que correspondia a aproximadamente 57% da força máxima alcançada pelo pilar.

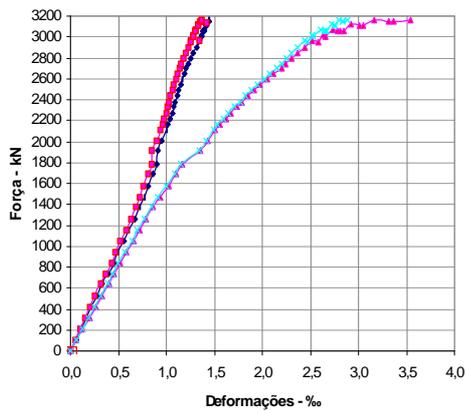


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

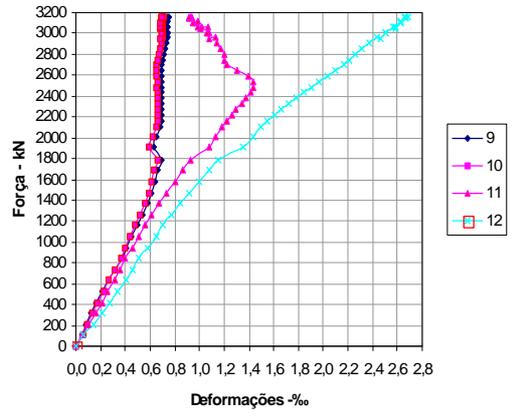


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

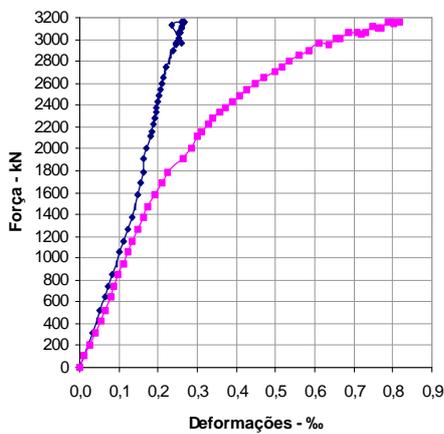


Diagrama força x deformação na armadura transversal

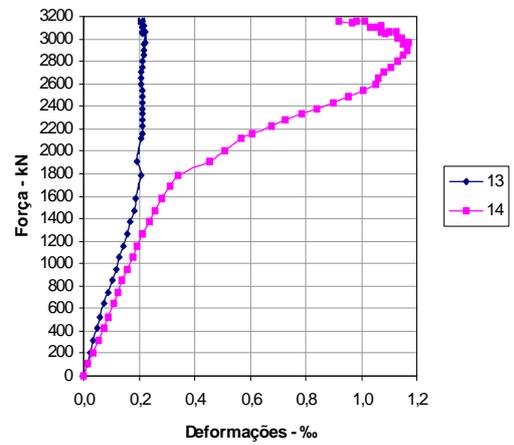


Diagrama força x deformação transversal no concreto

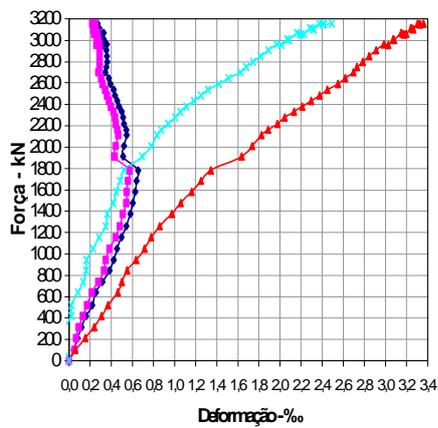


Diagrama força x deformação do pilar

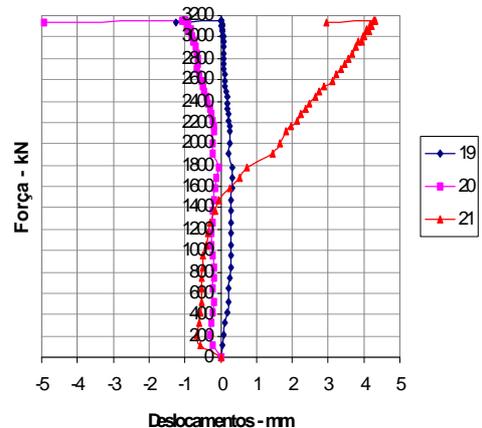


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.4 - Gráficos do pilar P1/1R

5.3.1.2- Ensaio do pilar P1/2

A figura 5.5 traz o diagrama força x deformação das barras da armadura longitudinal. Observou-se que o comportamento das barras da armadura foi semelhante ao diagrama do pilar P1/1R.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P1/2, correspondente a força última, foi 2,35‰.

O diagrama força x deformação medida no concreto das faces do pilar, apresentou deformações coerentes com as deformações das barras da armadura. Os dois extensômetros apresentaram deformações compatíveis até o fim do ensaio.

Os diagramas do pilar P1/2, também apresentaram uma pequena descontinuidade na curva quando a força estava próxima de 1400kN, que correspondia a aproximadamente 50% da força máxima alcançada pelo pilar.

5.3.1.3- Ensaio do pilar P1/3

A figura 5.6 apresenta o diagrama força x deformação das barras da armadura longitudinal. Observou-se que a flexão oblíqua, esperada neste tipo de ensaio, teve efeito mínimo, como aconteceu nos pilares anteriores.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P1/3, correspondente a força última, foi 2,48‰.

O diagrama força x deformação medida no concreto das faces do pilar, apresentou pequena excentricidade accidental, evidenciando pequenos efeitos da flexão oblíqua, o que não foi observado no diagrama das barras da armadura. Neste caso, foi preferível confiar nas leituras das deformações das barras, devido aos vários problemas aos quais os extensômetros colados nas faces do pilar estão propensos.

Os diagramas das deformações do lado mais comprimido, apresentaram um pequeno decréscimo na inclinação da curva quando a força estava próxima de 1600kN, que corresponde a aproximadamente 54% da força máxima alcançada pelo pilar.

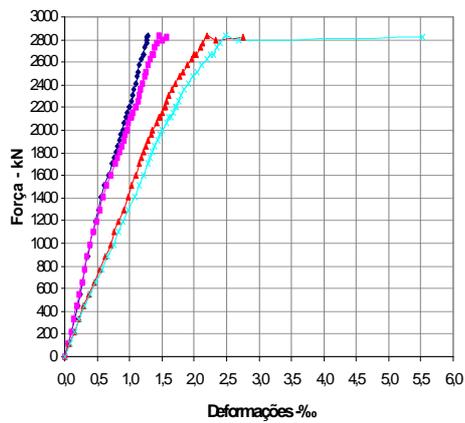


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

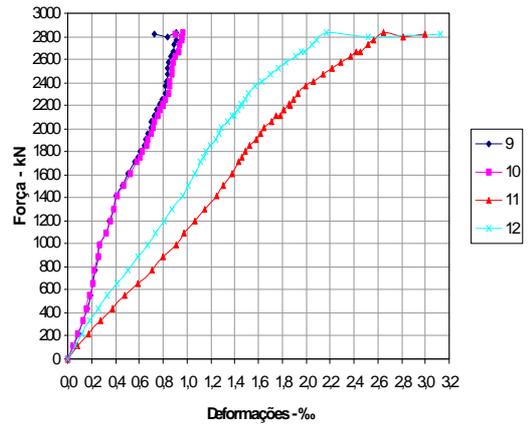


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

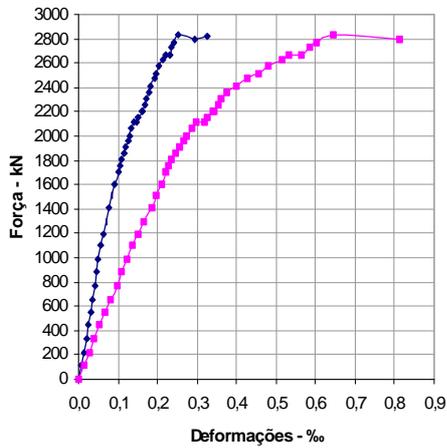


Diagrama força x deformação na armadura transversal

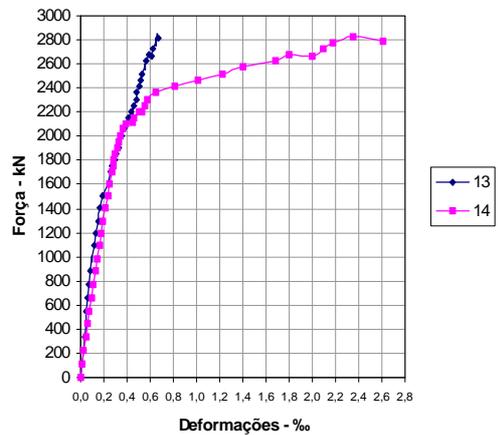


Diagrama força x deformação transversal no concreto

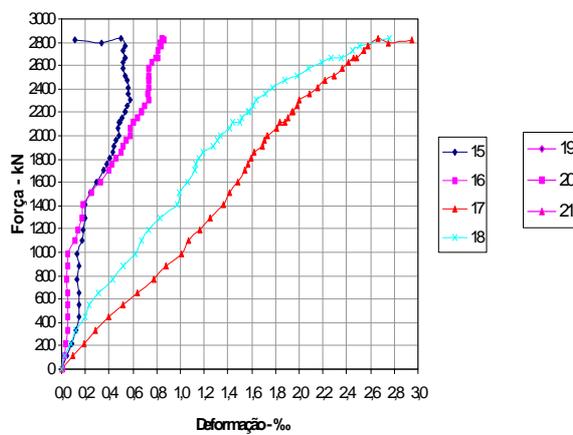


Diagrama força x deformação do pilar

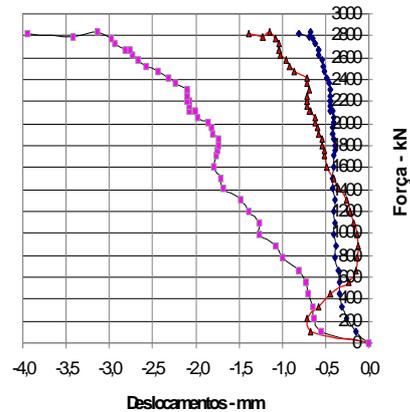


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.5 - Gráficos do pilar P1/2

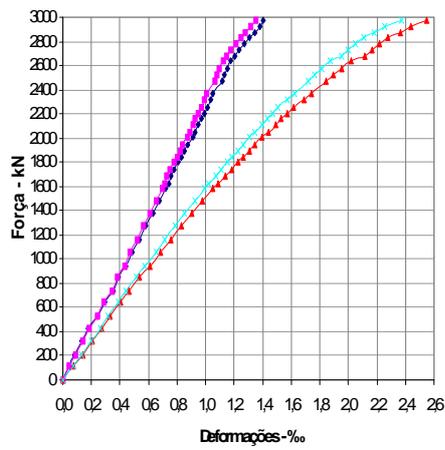


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

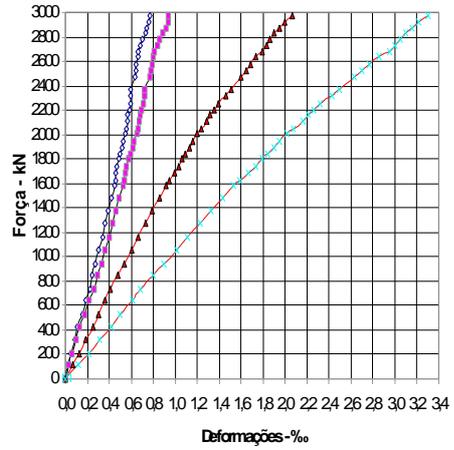


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

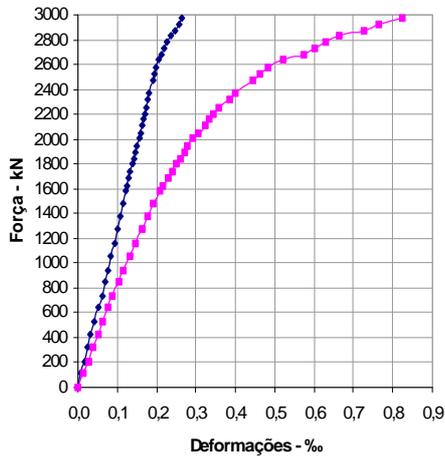


Diagrama força x deformação na armadura transversal

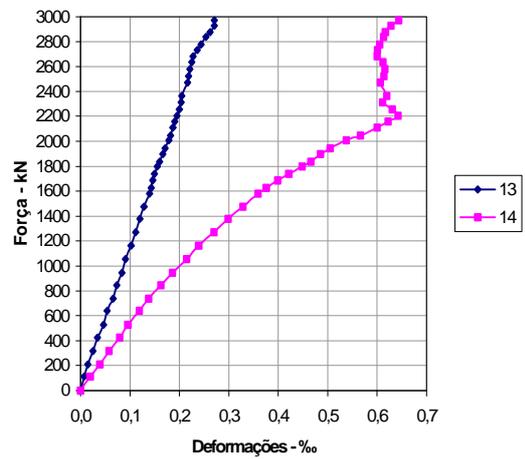


Diagrama força x deformação transversal no concreto

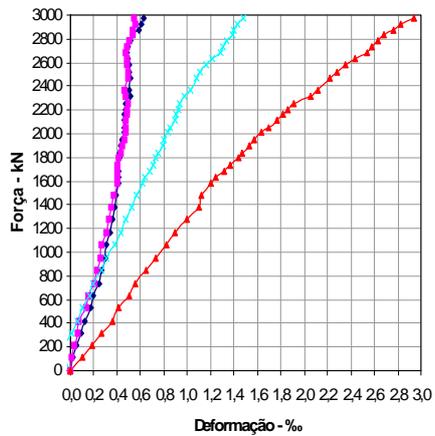


Diagrama força x deformação do pilar

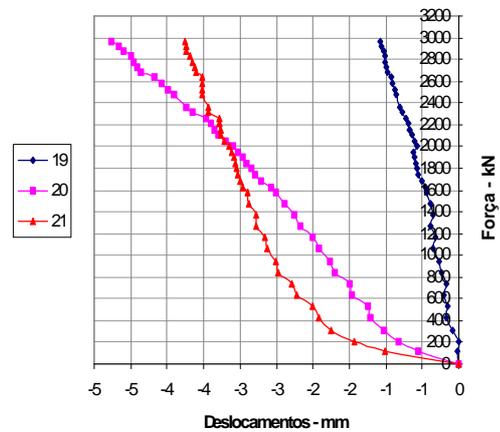


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.6 - Gráficos do pilar P1/3

5.3.2- Ensaio da série 2

5.3.2.1- Ensaio do pilar P2/1

Na figura 5.7, estão todos os diagramas que relacionam a força aplicada no pilar P2/1, com as deformações e deslocamentos lidos durante a aquisição de dados.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P2/1, correspondente a força última, foi 2,52‰.

Os diagramas das deformações do lado mais comprimido, apresentaram uma descontinuidade na curva quando a força estava próxima de 1800kN, que correspondia a aproximadamente 65% da força máxima alcançada pelo pilar.

5.3.2.2- Ensaio do pilar P2/2

Na figura 5.8, estão todos os diagramas que relacionam a força aplicada no pilar P2/2, com as deformações e deslocamentos lidos durante a aquisição de dados.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P2/2, correspondente a força última, foi 2,30‰.

Os diagramas das deformações do lado mais comprimido, apresentaram um pequeno decréscimo na inclinação da curva quando a força estava próxima de 1600kN, que correspondia a aproximadamente 55% da força máxima alcançada pelo pilar.

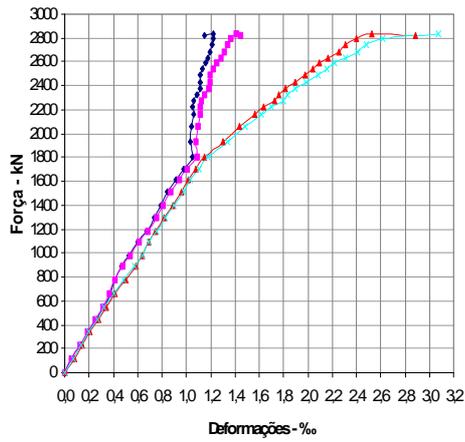


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

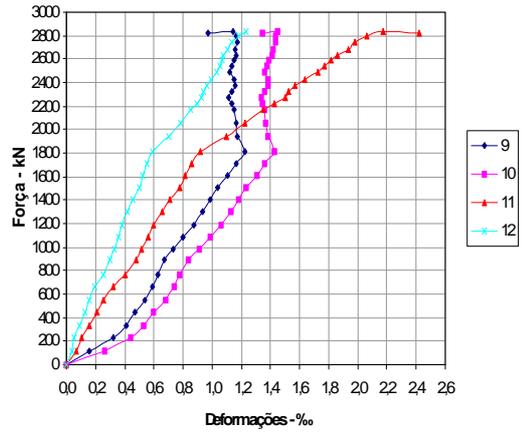


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

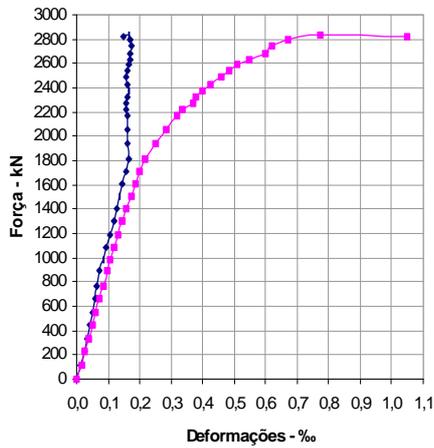


Diagrama força x deformação na armadura transversal

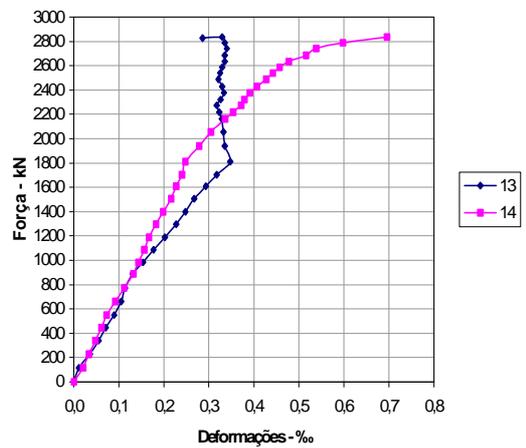


Diagrama força x deformação transversal no concreto

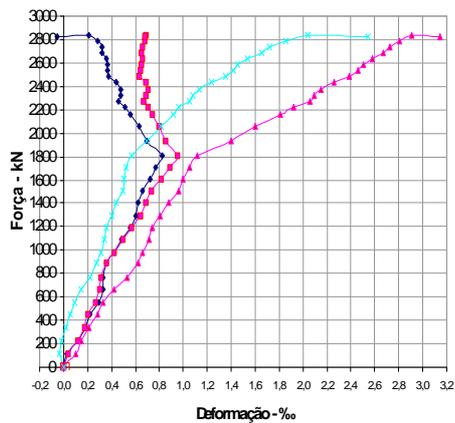


Diagrama força x deformação do pilar

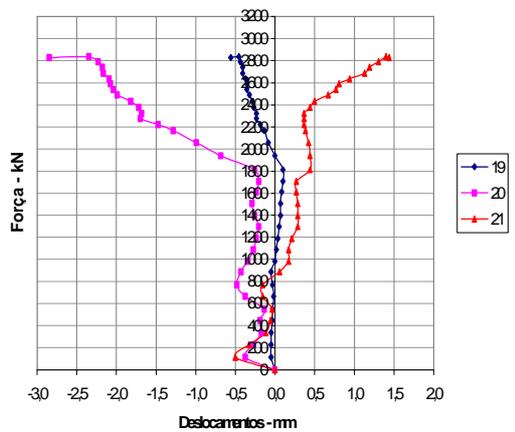


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.7 - Gráficos do pilar P2/1

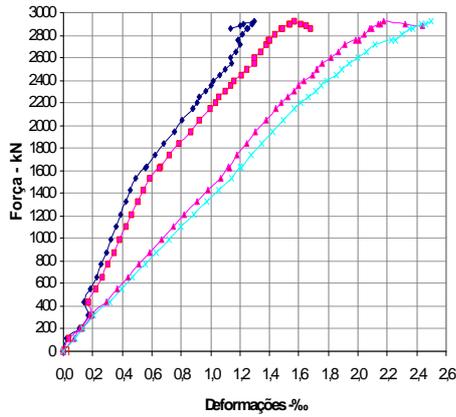


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

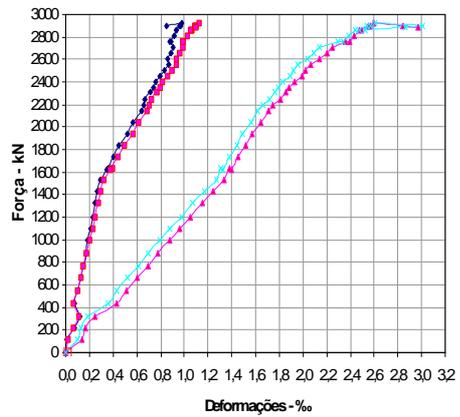


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

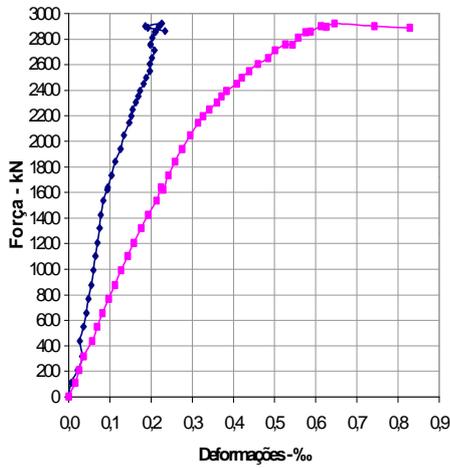


Diagrama força x deformação na armadura transversal

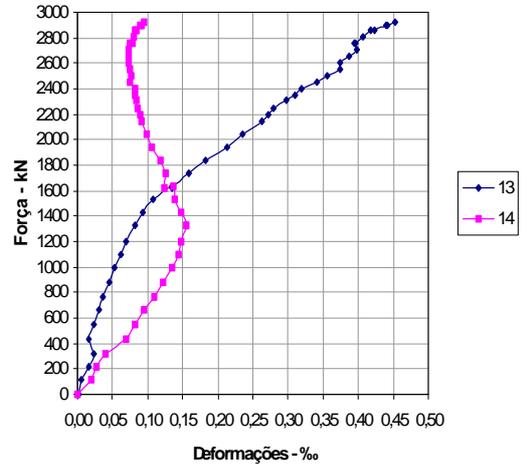


Diagrama força x deformação transversal no concreto

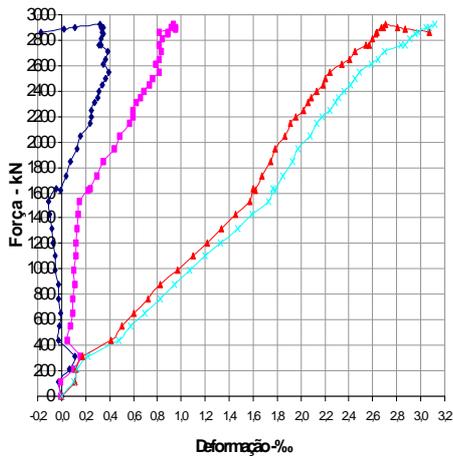


Diagrama força x deformação do pilar

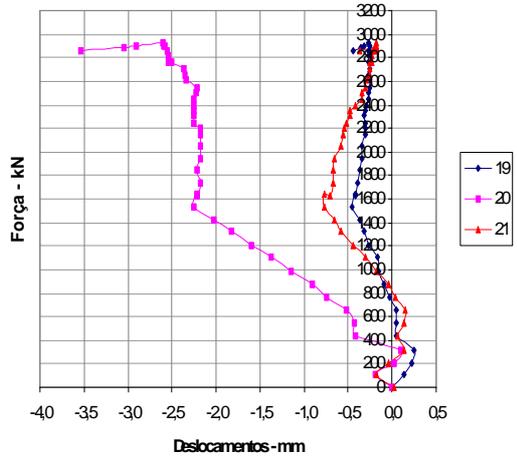


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.8 - Gráficos do pilar P2/2

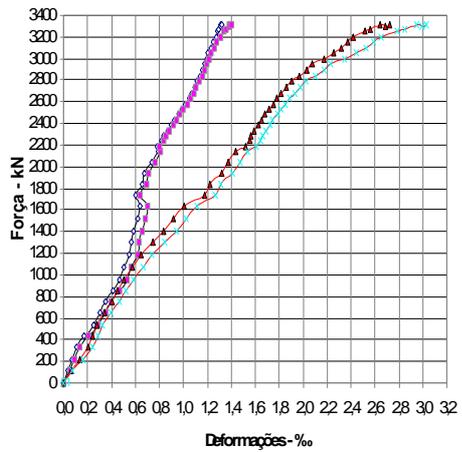


Diagrama força x deformação na armadura longitudinal

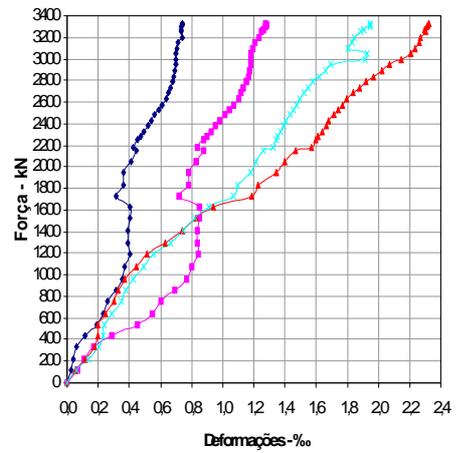


Diagrama força x deformação longitudinal no concreto

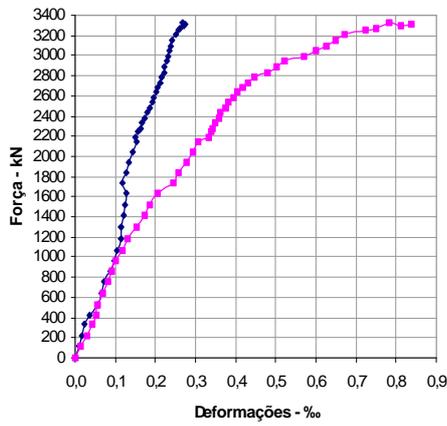


Diagrama força x deformação na armadura transversal

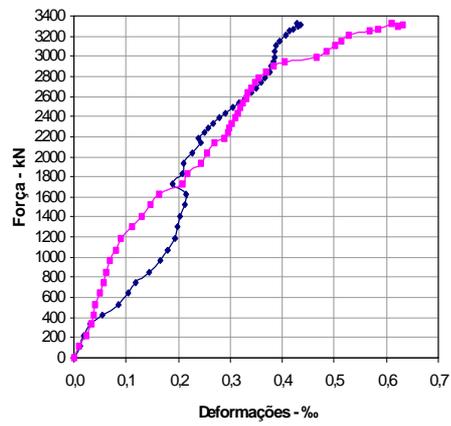


Diagrama força x deformação transversal no concreto

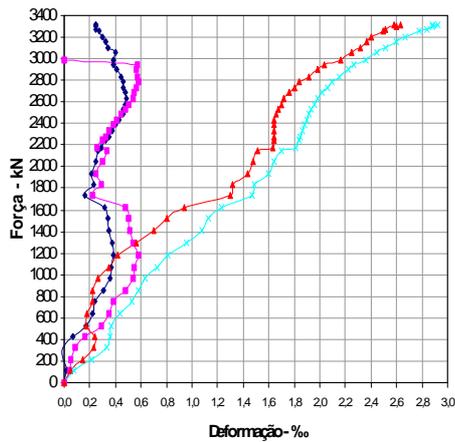


Diagrama força x deformação do pilar

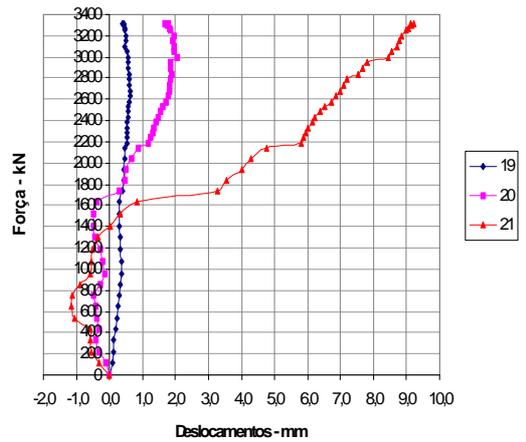


Diagrama força x deslocamento do pilar

FIGURA 5.9 - Gráficos do pilar P3/1

5.3.3- Ensaio da série 3

5.3.3.1- Ensaio do pilar P3/1

Todos os diagramas que relacionam a força aplicada no pilar P3/1, com as deformações e deslocamentos lidos durante o ensaio, estão na figura 5.9.

A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P3/1, correspondente a força última, foi 2,92‰.

Os diagramas das deformações do lado mais comprimido, apresentaram um pequeno decréscimo na inclinação da curva quando a força estava próxima de 1800kN, que corresponde a aproximadamente 55% da força máxima alcançada pelo pilar.

5.4- Considerações Finais

Neste capítulo, pode-se observar que as resistências à compressão dos concretos utilizados nos pilares, ficaram acima de 80MPa, que era o pretendido. Mas isso não compromete os objetivos da pesquisa, pois a diferença entre as características mecânicas do concretos de resistência entre 80MPa e 90MPa são mínimas.

Os diagramas que relacionaram as forças aplicadas com as deformações e deslocamentos do pilar, apresentaram, de maneira geral, resultados coerentes com os esperados em ensaios deste tipo.

Os efeitos da flexão oblíqua provavelmente não foram sentidos nos ensaios devido à proximidade dos pontos onde se fazia a leitura das deformações longitudinais. Para isso, seria necessário instrumentar as barras da armadura longitudinal dos cantos da seção do pilar, tendo assim, uma provável diferença de deformações e uma situação mais real do que estava acontecendo na seção.

As deformações últimas de compressão do concreto, na face mais comprimida do pilar, variaram entre 2,3‰ e 3‰.

O fato de haver uma variação da inclinação da curva quando se alcançou entre 50% e 60% da força última, é analisado no capítulo seguinte, bem como as relações entre o valores experimentais e teóricos.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo, são feitas as análises dos resultados experimentais obtidos na pesquisa e os previstos em expressões propostas na literatura técnica.

São comparados resultados referentes às características mecânicas do concreto, como a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Também são feitas análises dos valores dos esforços normais e momentos fletores obtidos com os ensaios dos modelos experimentais, e comparados com valores teóricos através de expressões de equilíbrio, utilizando relações tensão x deformação propostas por alguns pesquisadores e algumas normas internacionais.

São comparados dois diagramas de tensões simplificados, propostos no ACI 318 (1994) e por DINIZ, para avaliar a precisão desses diagramas, pois são de uso simples e de grande utilidades em projetos estruturais.

6.2- Análise das Características Mecânicas do Concreto

As características mecânicas do concreto utilizado nos modelos, foram analisadas para se ter um comparativo com os resultados obtidos com as expressões indicadas em artigos e normas técnicas internacionais, já descritas no capítulo 2.

A resistência média à compressão do concreto (f_c) dos modelos, foi tomada como média de 6 corpos-de-prova, três de cada mistura, para a idade de 15 dias, como descrito no capítulo 4.

6.2.1- Resistência à tração

A resistência à tração experimental (f_t), foi obtida com corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, ensaiados à compressão diametral como mostrado no capítulo 4.

As normas técnicas NBR 6118/78, MC90 CEB-FIP/91, NS 3473E/92 e o artigo publicado por CARRASQUILLO et al. (1981), trazem expressões que estimam a resistência à tração na falta de dados experimentais. As expressões foram expostas no capítulo 2 de acordo com os números 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5, respectivamente.

Apesar da resistência à tração não ter sido usado nesta pesquisa, procurou-se fazer uma análise entre os valores obtidos experimentalmente, e os encontrados nas expressões das referências citadas. Os resultados das resistências à tração estão expostos na tabela 6.1.

TABELA 6.1 - Valores da resistência à tração experimental e sugeridos pelas bibliografias.

Modelos	f_c (MPa)	f_t (MPa)	NBR (MPa)	CEB (MPa)	NS (MPa)	Carrasquillo (MPa)
Piloto	89,61	5,25	6,08	6,01	4,45	5,11
P1/1	81,00	5,17	5,56	5,62	4,19	4,86
P1/1R	88,89	4,52	6,03	5,98	4,43	5,09
P1/2	85,68	5,42	5,84	5,83	4,33	5,00
P1/3	82,61	4,75	5,66	5,69	4,24	4,91
P2/1	90,07	4,72	6,10	6,03	4,47	5,12
P2/2	89,61	5,2	6,08	6,01	4,45	5,11
P3/1	87,41	4,64	5,94	5,91	4,39	5,05

Para melhor avaliar a precisão dos valores teóricos fornecidos pelas expressões indicadas pelos vários Autores consultados, fez-se a relação entre o valor experimental e o teórico, onde está exposto na tabela 6.2.

TABELA 6.2 - Relação entre os valores experimentais e teóricos da resistência à tração do concreto.

Modelos	NBR	CEB	NS	Carrasquillo
Piloto	0,86	0,87	1,18	1,03
P1/1	0,93	0,92	1,23	1,06
P1/1R	0,75	0,76	1,02	0,89
P1/2	0,93	0,93	1,25	1,08
P1/3	0,84	0,83	1,12	0,97
P2/1	0,77	0,78	1,06	0,92
P2/2	0,86	0,87	1,17	1,02
P3/1	0,78	0,79	1,06	0,92

A comparação dos valores da resistência à tração, também podem ser feita pela figura 6.1.

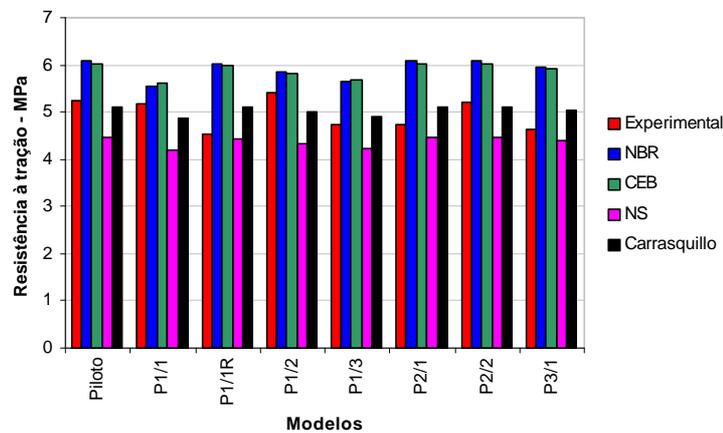


FIGURA 6.1 - Valores teóricos e experimentais da resistência à tração do concreto

De acordo com os valores da tabela 6.2 e a figura 6.1, pode-se avaliar a precisão das expressões propostas. Observa-se que as expressões da NBR 6118/78 e do MC90 CEB-FIP/91 apresentam a mesma precisão, com valores bem próximos um do outro, entretanto, um pouco acima dos valores obtidos experimentalmente. A NBR 6118/78 ainda não foi revisada, e sua expressão não foi elaborada para concretos de alta resistência, por isso, a diferença encontrada. No entanto, o CEB-FIP/91 está atualizado, e a expressão para a resistência à tração é válida para concretos de alta resistência até $f_c = 80\text{MPa}$, logo, sua expressão não apresentou, em nossa pesquisa, bons valores para a resistência à tração, sendo de baixa precisão.

Os valores da expressão proposta pela NS 3473E/92 foram, em sua maioria, menores que os valores encontrados experimentalmente. Esta

norma é bem atualizada e mostrou-se um pouco conservativas para os resultados encontrados nesta pesquisa.

A expressão proposta por CARRASQUILLO et al. (1981), apresentou boa precisão em relação aos valores experimentais. Pode ser indicada, como a melhor expressão para se prever valores da resistência à tração, quando utilizados os procedimentos de mistura e materiais com características semelhantes ao adotados nesta pesquisa. A expressão que prevê a resistência à tração do concreto proposto por CARRASQUILLO et al. (1981) é :

$$f_{tk} = 0,54\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.5)$$

6.2.2- Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal (E_c), foi obtido através dos ensaios de compressão axial, com deformação controlada, em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, como mostrado no capítulo 4.

As normas técnicas NBR 6118/78, ACI 318/94, MC90 CEB-FIP/91, NS 3473E/92 e o artigo publicado de CARRASQUILLO et al (1981), trazem expressões que estimam o módulo de deformação longitudinal, na falta de dados experimentais. As expressões foram expostas no capítulo 2 pelos números 2.6, 2.7, 2.8, 2.9 e 2.10, respectivamente.

Procurou-se analisar a eficiência das expressões das referências bibliográficas, comparando-se com os valores obtidos experimentalmente. Os resultados dos módulos de deformação longitudinal estão expostos na tabela 6.3.

TABELA 6.3 - Módulos de deformação longitudinal experimental e propostos nas bibliografias

Modelos	f_c (MPa)	E_c (MPa)	NBR (MPa)	ACI (MPa)	CEB (MPa)	NS (MPa)	Carrasquillo (MPa)
Piloto	89,61	43.017,00	63.685,73	44.775,39	55.251,75	36.595,74	38.327,97
P1/1	81,00	36.492,00	60.669,76	42.570,00	53.576,94	35.503,33	36.780,00
P1/1R	88,89	39.728,00	63.439,01	44.595,15	55.115,56	36.507,28	38.201,46
P1/2	85,68	41.915,00	62.327,21	43.782,53	54.500,05	36.106,67	37.631,08
P1/3	82,61	41.797,00	61.245,01	42.990,99	53.898,08	35.713,58	37.075,49
P2/1	90,07	41.931,00	63.842,85	44.890,17	55.338,41	36.652,00	38.408,53
P2/2	89,61	45.988,00	63.685,73	44.775,39	55.251,75	36.595,74	38.327,97
P3/1	87,41	41.645,00	62.928,85	44.222,34	54.833,49	36.323,86	37.939,78

Os resultados teóricos provenientes das expressões das referências citadas, foram avaliados através da relação entre o valor experimental e o teórico, tabela 6.4, como feito para as expressões da resistência à tração.

TABELA 6.4 - Relação entre os valores experimentais e teóricos do módulo de deformação longitudinal

Modelos	NBR	ACI	CEB	NS	Carrasquillo
Piloto	0,68	0,96	0,78	1,18	1,12
P1/1	0,60	0,86	0,68	1,03	0,99
P1/1R	0,63	0,89	0,72	1,09	1,04
P1/2	0,67	0,96	0,77	1,16	1,11
P1/3	0,68	0,97	0,78	1,17	1,13
P2/1	0,66	0,93	0,76	1,14	1,09
P2/2	0,72	1,03	0,83	1,26	1,20
P3/1	0,66	0,94	0,76	1,15	1,10

A comparação dos valores da resistência à tração, também podem ser feita pela figura 6.2.

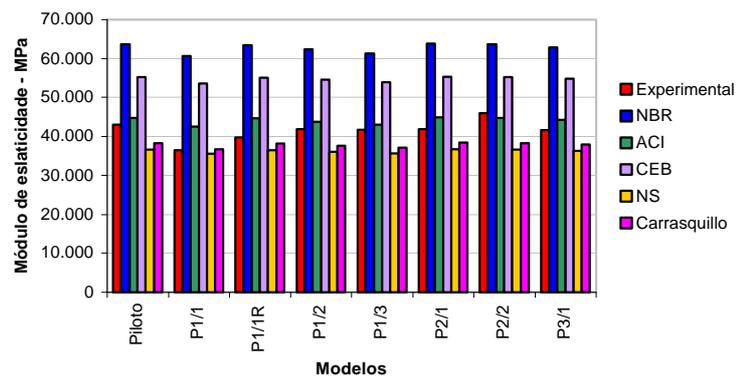


FIGURA 6.2 - Valores teóricos e experimentais do módulo de deformação longitudinal

De acordo com os valores da tabela 6.4 e da figura 6.2, pode-se avaliar a precisão das expressões propostas.

Constatou-se que a expressão da NBR 6118/78, apresentou valores bem acima dos obtidos experimentalmente, cerca de 30% a 40%. Isto se dá, pois esta norma ainda não foi revisada, e sua expressão não foi elaborada para concretos de alta resistência.

Os valores resultantes da expressão proposta pelo MC90 CEB-FIP/91, não apresentaram boa precisão, com valores superando o experimental em torno de 30%. Logo, sua expressão não apresentou, em nossa pesquisa, bons valores para o módulo de deformação longitudinal, sendo de baixa precisão.

Os valores das expressões propostas pela NS 3473E/92 e por CARRASQUILLO et al. (1981), tiveram boa precisão e apresentaram valores bem próximos entre si. Estas expressões apresentaram valores ligeiramente menores que os valores encontrados experimentalmente, sendo consideradas satisfatória, para pesquisas feitas com procedimentos de mistura e materiais com características semelhantes aos adotados nesta pesquisa.

A expressão proposta pelo ACI 318/94, apresentou boa precisão em relação aos valores experimentais. Esta pode ser indicada como a melhor expressão para se prever valores do módulo de deformação longitudinal, quando utilizados os procedimentos de mistura e materiais com características semelhantes aos adotados nesta pesquisa. A expressão prevê o módulo de deformação longitudinal do concreto proposto pelo ACI 318 é:

$$E_c = 4730\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.7)$$

6.3- Avaliação das Relações Tensão x Deformação Propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1993).

Para comparação das relações tensão x deformação propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al.(1993), descritas no capítulo 3, utilizaram-se resultados dos ensaios realizados por LIMA (1997) para determinação da resistência à compressão e sua correspondente deformação, e o módulo de elasticidade, em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm com deformação axial controlada com velocidade de 0,035mm/min. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia. A máquina de ensaio permitia o traçado de diagramas tensão x deformação, como pode ser visto na figura 6.3.

Os resultados teóricos e experimentais foram comparados através do comportamento das curvas de cada modelo. A comparação foi feita tomando como base a curva experimental.

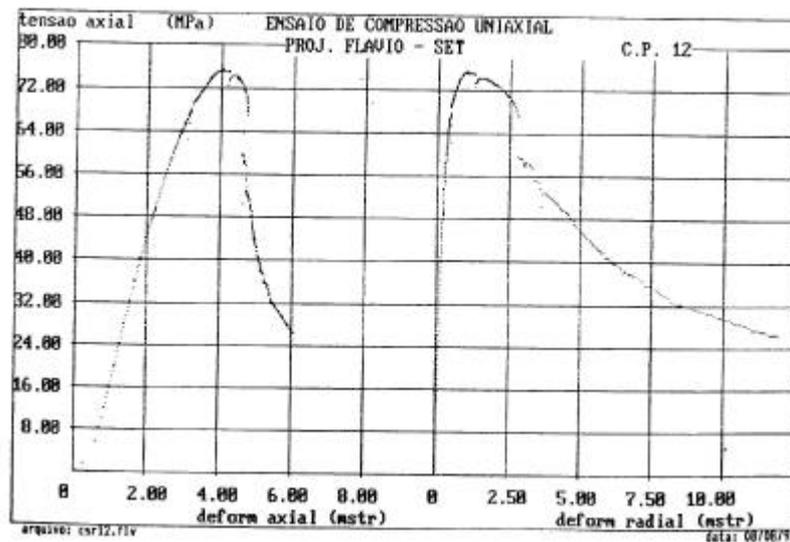


FIGURA 6.3 - Exemplo da saída gráfica do ensaio com deformação controlada

A curva que representa a relação teórica proposta por LIMA (1997), expressão 3.12, é denominada LIMA. As que representam as duas formas de análise das relações propostas por COLLINS et al. (1993), expressão 3.5, são denominados de COLLINS 1, quando se utiliza os dados experimentais para ϵ_c e E_c , e COLLINS 2 quando se utiliza para ϵ_c e E_c os valores provenientes das expressões 3.8 e 3.9.

Como exemplo tem-se o resultado mostrado pela figura 6.2.

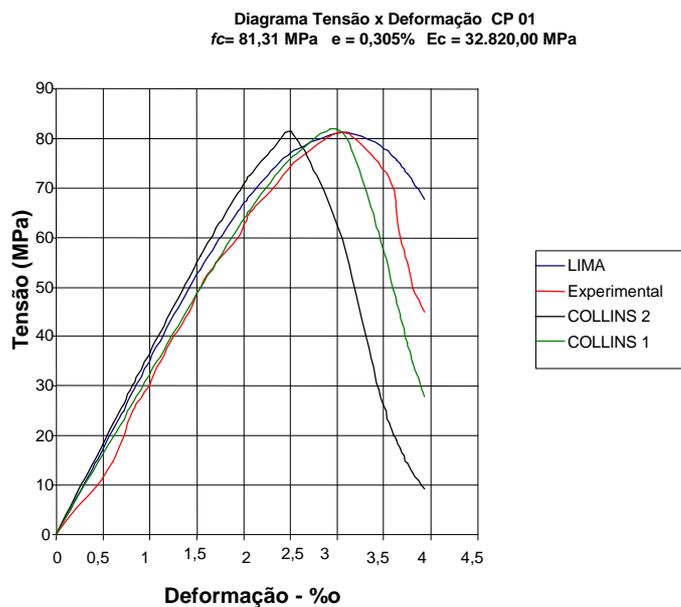


FIGURA 6.4 - Relações tensão x deformação propostas por LIMA (1996) e COLLINS et al.(1993)

Podem-se obter da análise do comportamento dos relações estudadas as seguintes conclusões:

- A proposta de LIMA (1997) se aproxima bem da curva experimental no ramo ascendente, mas se comporta de modo insatisfatório na parte descendente, fugindo um pouco da curva experimental.

- A primeira proposta de COLLINS et al. (1993), representada pela curva COLLINS 1, apresenta um ótimo comportamento na parte ascendente da curva, quanto a parte descendente, é a que se aproxima mais da curva experimental.

- O segundo modelo de COLLINS et al. (1993), mais simplificado e representado pela curva COLLINS 2, é o que menos se aproxima da curva experimental tanto no ramo ascendente quanto no descendente. Isto se deve à aproximação feita para o módulo de elasticidade e para a deformação correspondente à tensão máxima.

Com isso vê-se que o modelo proposto por COLLINS et al. (1993), considerando os dados experimentais de tensão máxima e sua deformação correspondente, é o modelo que se aproxima mais dos resultados experimentais. No entanto optou-se por fazer a análise dos modelo utilizando as relações propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1993) para se comparar as duas relações com relação aos esforços resistentes.

6.4- Análise dos Resultados dos Modelos

Inicialmente, foram adotados valores para os coeficientes de modificação da resistência do concreto. Como o ensaio foi realizado com 15 dias, e com ação de curta duração, consideraram-se os coeficientes $k_{\text{mod.1}}$ e $k_{\text{mod.3}}$ iguais a unidade, levando-se em conta apenas a relação entre a resistência do concreto, medida nos corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm, e do concreto dos pilares, dado pelo coeficiente $k_{\text{mod.2}} = 0,90$.

Então, para análise dos valores últimos experimentais, a resistência à compressão do concreto foi assumida como $0,90f_c$, sendo f_c a resistência

média à compressão do concreto medida no dia do ensaio através de corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura.

As características dos modelos ensaiados e analisados estão apresentadas na tabela 6.5.

TABELA 6.5 - Características dos modelos analisados

Pilar	b cm	h cm	A _c cm ²	f _c MPa	0,90f _c MPa	ε _c (‰)	E _c MPa	A _s cm ²	f _y MPa	E _s MPa	ρ _L %	ρ _t %
P1/1R	30	15	450	88,89	80,00	2,61	39.728,0	9,84	502,13	168.841	2,26	1,58
P1/2	30	15	450	85,68	77,11	2,32	41.915,0	9,84	502,13	168.841	2,26	0,79
P1/3	30	15	450	82,61	74,35	2,31	41.797,0	9,84	502,13	168.841	2,26	0,53
P2/1	30	15	450	90,07	81,06	2,35	41.931,0	6,28	623,00	194.060	1,26	0,79
P2/2	30	15	450	89,61	80,65	2,49	45.988,0	6,28	623,00	194.060	1,26	1,58
P3/1	30	15	450	87,41	78,67	2,39	41.645,0	16,08	622,85	194.388	3,45	0,79

Para análise dos resultados, foi determinada a 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.

A análise teórica do modelo foi feita em duas fases de carregamento, uma considerando a ação última, onde foi possível se medirem as deformações próximo ao colapso, e outra considerando cerca de 80% da força última, onde a estrutura encontrava-se em serviço.

6.4.1- Análise das deformações

Admitiu-se hipótese de que as seções planas permaneciam planas depois de deformadas, e seguindo-se raciocínio descrito no capítulo 3, item 3.3, pôde-se determinar a variação da deformação ao longo da altura h da seção transversal do pilar. Para isso, foi preciso saber o valor das deformações nas barras da armadura das faces 1 (face menos comprimida) e 2 (face mais comprimida) e utilizar a expressão 3.3 que é repetida abaixo:

$$e(x) = \left(\frac{e_{s1} - e_{s2}}{d - d'} \right) x + \frac{e_{s2} \cdot d - e_{s1} \cdot d'}{d - d'} \quad (3.3)$$

onde: ε_{s1} = deformação média medida na armadura menos comprimida, em valor absoluto;
 ε_{s2} = deformação média medida na armadura mais comprimida, em valor absoluto;
 d = altura útil do pilar;
 d' = altura da seção transversal menos a altura útil.

As deformações médias obtidas em cada ensaio, e sua respectiva variação a partir da equação 3.3, tanto para a força última quanto para 80% da força última, podem ser vistas nas tabelas 6.6.

Tabela 6.6 - Variação das deformações

Modelo	Força última			80% força última		
	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	$\varepsilon(x)$	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	$\varepsilon(x)$
P1/1R	1,402	2,983	-0,014373x + 0,003270	1,117	1,963	-0,007695x + 0,002117
P1/2	1,374	2,354	-0,008909x + 0,002532	1,075	1,665	-0,005364x + 0,001772
P1/3	2,481	2,968	-0,010036x + 0,002682	1,680	2,364	-0,005941x + 0,001799
P2/1	1,291	2,524	-0,011214x + 0,002748	1,084	1,595	-0,004641x + 0,001688
P2/2	1,407	2,292	-0,008050x + 0,002454	1,068	1,673	-0,005500x + 0,001783
P3/1	1,371	2,922	-0,014109x + 0,003205	1,077	1,878	-0,007277x + 0,002024

6.4.2- Esforços resistentes

Conhecendo-se as variações das deformações ao longo da altura da seção transversal do pilar, mostrada nas tabelas 6.6 e 6.7, as características da seção do pilar, do concreto e da armadura, mostradas na tabela 6.5, e admitindo-se uma relação tensão x deformação para o concreto, pode-se utilizar as expressões 3.20 e 3.21, comentadas no capítulo 3, para calcular os esforços normais resistentes teóricos e os respectivos momentos fletores, das seções dos modelos ensaiados.

As expressões 3.20 e 3.21 são mostradas abaixo:

$$N_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_x(x) dx + A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} \quad (3.20)$$

$$M_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_x(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - x \right) dx + (A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} \sigma_{s1}) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (3.21)$$

As análises foram feitas considerando-se as variações das tensões nas seções transversais dos pilares com as expressões propostas por LIMA (1997) e por COLLINS et al. (1993). Também, utilizavam-se os diagramas simplificados sugeridos pelo MC90 CEB-FIP (1991), pelo ACI 318 e por DINIZ (1997).

Para cálculo dos esforços resistentes teóricos, foi utilizado *software* “Mathcad Plus 6.0”.

6.4.2.1- Relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997)

Relação tensão x deformação:

$$s_c = \frac{(-2f_c + E_c e_{co})}{e_{co}^3} e_c^3 + \frac{(3f_c - 2E_c e_{co})}{e_{co}^2} e_c^2 + E_c e_c$$

Os esforços resistentes relativos à força última são mostrados na tabela 6.7.

TABELA 6.7 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), para a ação última

Modelo	F _{exp, cent} kN	F _{exp, exc} kN	M _{exp} kN.cm	F _{teo} kN	M _{teo} kN.cm	F _{exp} / F _{teo}	M _{exp} / M _{teo}
P1/1R	3.157,0	156,0	5.928,0	3.538,0	2.282,0	0,89	2,60
P1/2	2.825,8	125,8	4.780,4	2.821,0	1.850,0	1,00	2,58
P1/3	2.967,8	117,8	4.476,4	3.020,0	2.054,0	0,98	2,18
P2/1	2.788,9	189,9	7.216,2	2.994,0	2.140,0	0,93	3,35
P2/2	2.902,2	153,2	5.821,6	2.980,0	1.785,0	0,97	3,24
P3/1	3.307,6	157,6	5.988,8	3.801,0	2.289,0	0,87	2,62

Os esforços resistentes calculados para 80% da força última são mostrados na tabela 6.8.

TABELA 6.8 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), para 80% da ação última

Modelo	F _{exp, cent} kN	F _{exp, exc} kN	M _{exp} kN.cm	F _{teo} kN	M _{teo} kN.cm	F _{exp} / F _{teo}	M _{exp} / M _{teo}
P1/1R	2.539,0	138,0	5.244,0	2.438,0	2.420,0	1,04	2,17
P1/2	2.253,9	106,9	4.062,2	2.377,0	1.833,0	0,95	2,21
P1/3	2.364,1	116,1	4.411,8	2.751,0	1.764,0	0,86	2,50
P2/1	2.165,5	161,5	6.137,0	2.489,0	1.642,0	0,87	3,72
P2/2	2.350,3	146,3	5.559,4	2.468,0	1.795,0	0,95	3,08
P3/1	2.681,8	131,8	5.008,4	3.198,0	2.668,0	0,84	1,88

Analisando as tabelas 6.7 e 6.8, pode-se perceber que os valores das relações F_{exp} / F_{teo} , para as duas situações de etapas de aplicação de forças, ficaram próximo da unidade, indicando que os valores teóricos fornecidos pela equação de equilíbrio dos esforços normais resistentes, utilizando a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), representam, com boa precisão, os valores obtidos experimentalmente.

As relações M_{exp} / M_{teo} , ficaram acima da unidade. Com isto, pode-se concluir que a excentricidade responsável pelos momentos experimentais atuantes nas seções transversais de meia altura dos pilares, não ocorreram na sua integridade, podendo existir também excentricidades acidentais que geravam momentos fletores contrários aos aplicados pelas forças excêntricas.

6.4.2.2- Relação tensão x deformação proposta por COLLINS et al. (1993)

Relação tensão x deformação:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{nk}}$$

Para a relação proposta por COLLINS et al. (1993), a análise foi feita usando os valores experimentais do módulo de deformação longitudinal do concreto (E_c), e da deformação do concreto (ϵ_c) correspondente à força máxima nos corpos-de-prova, tabela 6.5.

Os valores dos esforços resistentes para a força última são mostrados na tabela 6.9.

TABELA 6.9 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins et al. (1993), para a ação última

Modelo	$F_{exp, cent}$ kN	$F_{exp, exc}$ kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}
P1/1R	3.157,0	156,0	5.928,0	3226,0	4625,0	0,98	1,28
P1/2	2.825,8	125,8	4.780,4	2725,0	1888,0	1,04	2,53
P1/3	2.967,8	117,8	4.476,4	2483,0	3749,0	1,19	1,19
P2/1	2.788,9	189,9	7.216,2	2806,0	1670,0	0,99	4,28
P2/2	2.902,2	153,2	5.821,6	2852,0	2158,0	1,02	2,70
P3/1	3.307,6	157,6	5.988,8	3370,0	2196,0	0,98	2,72

Para o caso de etapa de força relativa a 80% da força última os valores são mostrados na tabela 6.10.

TABELA 6.10 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins et al. (1993), para 80% da ação última

Modelo	$F_{exp, cent}$ kN	$F_{exp, exc}$ kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}
P1/1R	2.539,0	138,0	5.244,0	2793,0	2569,0	0,91	2,04
P1/2	2.253,9	106,9	4.062,2	2160,0	2111,0	1,04	1,92
P1/3	2.364,1	116,1	4.411,8	2726,0	1751,0	0,87	2,52
P2/1	2.165,5	161,5	6.137,0	2338,0	1699,0	0,93	3,60
P2/2	2.350,3	146,3	5.559,4	2240,0	1921,0	1,05	2,88
P3/1	2.681,8	131,8	5.008,4	3066,0	2833,0	0,87	1,77

Os valores das relações F_{exp} / F_{teo} , são praticamente iguais a unidade, tendo, a relação de COLLINS, uma excelente previsão para os valores experimentais.

As relações M_{exp} / M_{teo} , também ficaram acima da unidade, concordando com os valores obtidos utilizando a relação proposta por LIMA, sugerindo, assim, que algum problema poderia ter ocorrido com o sistema de ensaio.

Como resumo apresenta-se a tabela 6.11, onde são apresentadas as relações entre os valores teóricos e os experimentais, bem como os valores médios

TABELA 6.11- Análise dos esforços resistentes para as relações tensão x deformação proposta LIMA (1997 e COLLINS et al. (1993)

Modelo	LIMA (1997) Força última		LIMA (1997) 80% força última		COLLINS et al. (1993) força última		COLLINS et al. (1993) 80% força última	
	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}
P1/1R	0,89	2,60	1,04	2,17	0,98	1,28	0,91	2,04
P1/2	1,00	2,58	0,95	2,21	1,04	2,53	1,04	1,92
P1/3	0,98	2,18	0,86	2,50	1,19	1,19	0,87	2,52
P2/1	0,93	3,35	0,87	3,72	0,99	4,28	0,93	3,60
P2/2	0,97	3,24	0,95	3,08	1,02	2,70	1,05	2,88
P3/1	0,87	2,62	0,84	1,88	0,98	2,72	0,87	1,77
Média	0,94	2,76	0,92	2,59	1,03	2,45	0,95	2,45

Percebe-se na tabela 6.11, que os valores obtidos utilizando a relação tensão x deformação proposta por COLLINS, apresentou resultados mais próximos dos experimentais do que aqueles calculados com a relação proposta por LIMA, tanto para esforços normais quanto para momentos

fletores. No entanto, as duas propostas apresentam excelente precisão para as forças normais.

Com relação à diferença para os momentos fletores, pode-se tomar alguns aspectos sobre as excentricidades e o momento fletor efetivamente atuante:

- Devido a aplicação de duas forças independentes, pode estar ocorrendo a ação de um momento fletor contrário ao aplicado pelas forças excêntricas relativo ao aparecimento de excentricidades acidentais. Este momento fletor é resultante do produto da força aplicada no eixo longitudinal do modelo com uma provável excentricidade acidental que se dava do lado contrário ao da aplicação da força excêntrica. Como a força aplicada no eixo longitudinal era de grande intensidade, bastava uma pequena excentricidade acidental para gerar um momento fletor de intensidade considerável na seção central do modelo. A coerência dessas excentricidades acidentais é razoável de se admitir, pois pode ser proveniente do posicionamento das barras da armadura, posicionamento do modelo no pórtico de ensaio, colocação dos aparelhos de apoio, entre outros. Como exemplo pode-se tomar os modelos P1/2, P2/2 e P3/1, e adota-se valor para excentricidade acidental (e_{acid}) de 1,2cm, calculando-se os momentos fletores finais, obteve-se os valores indicados na tabela 6.12.

TABELA 6.12 - Correção do momento fletor experimental, proveniente de excentricidade acidental, relação de Collins, para a ação última

Modelo	$F_{long.cent}$ kN	$F_{exp, exc}$ kN	$F_{exp, cent}$ kN	$F_{long.cent} \times e_{acid}$	$F_{exp. exc.} \times e_{geom.}$	$M_{exp. resul.}$ kN.cm	M_{teo} kN.cm	M_{exp} / M_{teo}
P1/2	2.700,0	125,8	2.825,8	-3.240,0	4.780,4	1.540,4	1888,0	0,82
P2/2	2.749,0	153,2	2.902,2	-3.298,0	5.821,6	2.522,8	2158,0	1,17
P3/1	3.150,0	157,6	3.307,6	-3.780,0	5.988,8	2.208,8	2196,0	1,00
Média								0,99

- O aparelho de apoio, que funciona pelo princípio da deformabilidade do neoprene confinado, pode ter ocasionado uma rigidez ao aparelho de apoio podendo esta não ser desprezível. Com isto pode ter havido uma restrição suficiente-

mente grande para alterar o valor do momento supostamente aplicado. Além disso, talvez fosse preciso verificar se o centro de rotação não sai fora do centro geométrico do aparelho de apoio.

Isso mostra que os problemas do ensaio podem ter sido: colocação da força centrada no eixo longitudinal do modelo; saber qual o valor aproximado da excentricidade que a força longitudinal está submetida; ter maior conhecimento do funcionamento do aparelho de apoio utilizado.

6.4.2.3- Relação tensão x deformação proposta pelo Código Modelo - MC90 CEB-FIP (1991)

O CEB-FIB (1991) sugere para relação tensão x deformação de CAR um diagrama parábolo-retângulo, cujas expressões, vistas no capítulo 3, são:

$$s_{cd} = 0,85 f_{cd} \left[2 \cdot \left(\frac{e_c}{e_{c1}} \right) - \left(\frac{e_c}{e_{c1}} \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

$$e_{c1} = 0,002 \quad e \quad e_{cu} = 0,0035 \cdot \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (3.14)$$

As análises dos esforços resistentes para a força última são mostradas na tabela 6.13.

TABELA 6.13 - Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação sugerida pelo MC90 CEB-FIP (1991), para a ação última

Modelo	F _{exp, cent} kN	F _{exp, exc} kN	M _{exp} kN.cm	F _{teo} kN	M _{teo} kN.cm	F _{exp} / F _{teo}	M _{exp} / M _{teo}
P1/1R	3.157,0	156,0	5.928,0	1.543,0	4.314,0	2,05	1,37
P1/2	2.825,8	125,8	4.780,4	1.995,0	4.311,0	1,42	1,11
P1/3	2.967,8	117,8	4.476,4	1.795,0	4.252,0	1,65	1,05
P2/1	2.788,9	189,9	7.216,2	1.832,0	4.626,0	1,52	1,56
P2/2	2.902,2	153,2	5.821,6	2.063,0	4.635,0	1,41	1,26
P3/1	3.307,6	157,6	5.988,8	1.882,0	3.638,0	1,76	1,65

Analisando a tabela 6.13, pode-se perceber que os valores das relações F_{exp} / F_{teo} , estão abaixo dos valores experimentais encontrados. Como essa relação é adotada para cálculo, pode-se considerá-la a favor da segurança, mas com pouca precisão.

Com relação aos momentos fletores M_{exp} / M_{teo} , são também conservativas, ficando abaixo dos valores experimentais encontrados. No entanto, esta análise não leva em conta a excentricidade acidental detectada nos ensaios, podendo essas relações terem valores menores.

6.4.2.4 Relação tensão x deformação proposta pelo ACI 318 – M89

O diagrama retangular de tensões assumido pelo ACI, é definido por dois parâmetros α_1 e β_1 , como mostra a figura 3.6, no capítulo 3. O parâmetro α_1 é assumido para um valor constante de 0,85. O parâmetro β_1 é igual a 0,85 para resistência do concreto até 30MPa, e é reduzido continuamente a uma taxa de 0,08, para cada 10MPa que excede 30MPa. O parâmetro β_1 não pode ser menor que 0,65.

A análise dos esforços resistentes para a força última é mostrada na tabela 6.14.

O diagrama simplificado sugerido pelo ACI 318, apresenta valores para os esforços normais, abaixo dos encontrados experimentalmente, como também para os momentos fletores. Mas, devido à sua simplicidade, tais valores podem ser considerados muito bons para utilizar em escritórios de projetos estruturais. Ressalva deve ser feita com relação aos momentos fletores, que apresentam valores muito abaixo dos obtidos experimentalmente. No entanto, essa análise não levou em consideração a provável excentricidade acidental encontrada nos modelos, podendo-se assim tornar essas relações bem menores.

TABELA 6.14- Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação sugerida pelo ACI 318 - M89, para a ação última

Modelo	$F_{exp, cent}$ kN	$F_{exp, exc}$ kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}
P1/1R	3.157,0	156,0	5.928,0	1.989,0	969,6	1,59	6,11
P1/2	2.825,8	125,8	4.780,4	1.917,1	934,6	1,47	5,11
P1/3	2.967,8	117,8	4.476,4	1.848,5	901,2	1,61	4,97
P2/1	2.788,9	189,9	7.216,2	2.015,3	982,5	1,38	7,34
P2/2	2.902,2	153,2	5.821,6	2.005,1	977,5	1,45	5,96
P3/1	3.307,6	157,6	5.988,8	1.955,9	953,5	1,69	6,28

6.4.2.5- Relação tensão x deformação proposta por DINIZ

DINIZ apud VASCONCELOS (1998) propõe um diagrama retangular que foi descrito no capítulo 3 desta dissertação.

As análises dos esforços resistentes para as forças últimas são mostradas na tabela 6.15.

TABELA 6.15- Análise dos esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por DINIZ, para a ação última

Modelo	$F_{exp, cent}$ kN	$F_{exp, exc}$ kN	M_{exp} kN.cm	F_{teo} kN	M_{teo} kN.cm	F_{exp} / F_{teo}	M_{exp} / M_{teo}
P1/1R	3.157,0	156,0	5.928,0	2.079,4	1.185,2	1,22	4,42
P1/2	2.825,8	125,8	4.780,4	2.004,2	1.142,4	1,12	3,56
P1/3	2.967,8	117,8	4.476,4	1.932,5	1.101,5	1,22	4,01
P2/1	2.788,9	189,9	7.216,2	2.106,9	1.200,9	1,03	5,11
P2/2	2.902,2	153,2	5.821,6	2.096,2	1.194,9	1,12	4,65
P3/1	3.307,6	157,6	5.988,8	2.044,8	1.165,5	1,31	4,30

Analisando a tabela 6.15 pode-se perceber que os valores das relações F_{exp} / F_{teo} e M_{exp} / M_{teo} , apresentaram resultados muito bons, levando em conta a sua simplicidade. Tais valores se mostraram mais preciso que os apresentados pelo ACI, aparentando boa precisão para uso em projetos estruturais em CAR.

Com relação aos momentos fletores estarem bem abaixo dos experimentais, deve-se as mesmas explicações do item anterior.

6.5- Ductilidade

No tocante à ductilidade, observou-se que para a taxa de armadura longitudinal utilizada na série 1, 2,26% ($8\phi 12,5$), a variação da taxa de armadura transversal de 1,58%, 0,79% e 0,53%, não resultou em perda considerável da capacidade resistente da seção do pilar. Esta variação, através do aumento do espaçamento entre os estribos, causou diferentes forma de ruptura do modelo. Para as taxas de 1,58% e 0,79%, a ruptura foi não brusca, com destacamento do cobrimento de concreto, enquanto que, para a menor taxa, a ruptura foi muito frágil, com ruína por ruptura súbita do concreto da seção central do pilar.

Para a série 2, onde utilizou-se uma taxa de armadura longitudinal menor, 1,26% ($8\phi 12,5$), obteve-se para a taxa de armadura transversal de 0,79%, uma ruptura frágil com ruptura da seção central do pilar. Para a taxa de 1,58%, a ruptura foi pouco dúctil com destacamento do cobrimento de concreto.

Isso mostra que a ductilidade é função das taxas de armadura longitudinal e transversal, onde, para a taxa longitudinal de 2,26% , série 1, foi suficiente uma taxa transversal de 0,79%, e quando baixou-se a taxa longitudinal para 1,26%, série 2, esta taxa transversal não foi suficiente, sendo necessário uma maior de 1,58%.

6.6- Considerações Finais

Um ponto interessante na análise dos gráficos força x deformação, se deu com relação as mudança na inclinação da curva quando a força alcançava em torno de 55% da força de ruptura. Este fato pode ser proveniente do início do destacamento do cobrimento de concreto que envolvia a armadura, ocasionando uma acomodação da estrutura.

Este ponto pode também marcar a transição do regime elástico para o elastoplástico do concreto. Onde era caracterizado por fissuração do concreto e as hipóteses da elasticidade não eram mais válidas.

Em se tratando das relações tensão x deformação analisadas, as propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1993) descreveram precisamente o valores das tensões para CAR. Os diagrama de tensões propostos pelo ACI 318 e por DINIZ (1997), podem ser considerados convenientes, pela sua simplicidade e boa precisão dos valores, e é recomendado para cálculos práticos como em projetos estruturais em CAR.

As diferenças para o momento fletor experimental, se deram pois o sistema de ensaio adotado, não deve ter apresentado uma forma de centrar, com maior precisão, a força aplicada no eixo longitudinal dos modelos, ocasionando o aparecimento de excentricidade acidental não prevista.

A análise da variação das taxas de armadura, mostrou que a ductilidade da seção transversal é função das taxas de armadura transversal e longitudinal, mas é necessário maior número de ensaios para se chegar a conclusões mais precisas a respeito disto.

CONCLUSÃO

Este trabalho é continuidade de estudo experimental de pilares de CAD submetidos a compressão excêntrica, em desenvolvimento no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

As resistências à compressão dos concretos utilizados nos pilares, ficaram acima do pretendido, que era de 80MPa. Mas isso não comprometeu os objetivos da pesquisa, pois a diferença entre as características mecânicas dos concretos de resistências entre 80MPa e 90MPa são mínimas.

Na análise das características mecânicas do concreto, observou-se que as expressões propostas na literatura, prevêm satisfatoriamente os valores para a resistência à tração do concreto, e para o módulo de deformação longitudinal. Para a resistência à tração, a expressão proposta por CARRASQUILLO et al. (1981), apresentou melhor precisão em comparação com os valores experimentais obtidos. Em se tratando do módulo de deformação longitudinal, a expressão proposta pelo ACI 318 (1994), foi a que apresentou melhor proximidade com os valores experimentais.

A análise dos resultados obtidos nos ensaios dos modelos experimentais, submetidos à compressão excêntrica, foi feita em duas etapas do ensaio: na etapa onde ocorria a última força, quando foram considerados os colapsos, e para uma ação relativa a 80% da ação da força última, onde a estrutura estava em serviço.

Os diagramas que relacionaram as forças aplicadas com as deformações dos pilares, apresentaram, de maneira geral, resultados coerentes com os esperados em ensaios deste tipo.

Os efeitos da flexão oblíqua, provavelmente não foram sentidos nos ensaios, devido à proximidade dos pontos onde se fazia a leitura das deformações longitudinais. Para isso, seria necessário instrumentar as barras da armadura longitudinal localizadas nas extremidades da seção do pilar, tendo assim, as prováveis diferenças de deformações e uma situação mais real do que estava acontecendo na seção.

As deformações últimas de compressão do concreto, na face mais comprimida do pilar, variaram entre 2,3‰ e 3‰, tendo média de 2,59‰. Estes resultados confirmam a alteração proposta para o diagrama de domínios de deformação, quando se trata de concreto de alta resistência.

Um ponto interessante na análise dos gráficos força x deformação, foi com relação às mudanças na inclinação da curva, quando a força alcançava em torno de 55% da força de ruptura. Este fato pode ser proveniente do início do destacamento do cobrimento de concreto que envolveria a armadura, ocasionando uma acomodação da estrutura.

A análise da variação das taxas de armadura, mostrou que a ductilidade da seção transversal é função das taxas de armadura transversal e longitudinal, mas é necessário um maior número de ensaios para se chegar a conclusões mais precisas a respeito disto.

Na análise dos esforços resistentes, observou-se que as relações F_{exp} / F_{teo} são praticamente iguais à unidade, tanto para a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997), quanto para a proposta por COLLINS et al. (1993).

As relações M_{exp} / M_{teo} , ficaram acima da unidade. Devido a esse fato, pôde-se supor algumas justificativas:

- a excentricidade geométrica, que era responsável pelos momentos experimentais atuantes nas seções transversais de meia altura dos pilares, não ocorreram na sua integridade, podendo existir também excentricidades acidentais que geravam momentos contrários ao aplicado pelas forças excêntricas;
- aparelho de apoio, que funciona pelo princípio da deformabilidade do neoprene confinado, pode ter ocasionado uma rigidez não

desprezível. Com isto pode ter havido uma restrição suficientemente grande para alterar o valor do momento supostamente aplicado. Além disso, talvez fosse preciso verificar se o centro de rotação não sai fora do centro geométrico do aparelho de apoio.

Observou-se também que os valores obtidos utilizando a relação tensão x deformação proposta por COLLINS, apresentaram resultados mais próximos do experimental do que a relação proposta por LIMA, tanto para esforços normais quanto para momentos fletores. No entanto, as duas propostas apresentam excelente precisão para os esforços normais.

As grandes diferenças para o momento experimental, deram-se devido ao sistema de ensaio adotado, o qual não apresentou uma forma de centrar, com maior precisão, a força aplicada no eixo longitudinal dos modelos, ocasionando o aparecimento de excentricidade acidental desconhecida.

Para as relações tensão x deformação analisadas, as propostas por LIMA (1997) e COLLINS et al. (1993) descreveram precisamente os valores das tensões para CAR. Os diagramas de tensões propostos pelo ACI 318 (1994) e por DINIZ (1997), podem ser considerados convenientes, pela sua simplicidade e boa precisão dos valores, e são recomendados para cálculos práticos, como em projetos estruturais em CAR.

O trabalho proporcionou a todos os envolvidos maiores conhecimentos sobre o assunto, envolvendo o sistema de ensaio adotado, bem como o comportamento desse tipo de estrutura com relação às deformações e esforços resistentes.

Sugestões para Continuidade da Pesquisa

Como continuidade da pesquisa, pode-se sugerir melhorar o sistema de ensaio, ou a forma de se aplicar o momento experimental, pois esse objetivo não foi alcançado nesta pesquisa.

Podem-se realizar ensaios de pilares sob compressão excêntrica, com duas classes de resistências do concreto, uma de resistência usual e outra de alta resistência, para se poder comparar as diferenças entre os

resultados obtidos com as classes de concreto, partindo das mesmas condições de ensaio.

Para fins de ductilização dos pilares na ruptura, pode-se estudar o efeito da fibra adicionada ao concreto, mantendo-se a taxa de armadura transversal em níveis normalmente utilizados para concreto de resistência usual.

Pode-se também utilizar outras configurações de estribos, que possam ser utilizadas comumente na prática, e avaliar seu comportamento com relação à ductilização do pilar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

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.
- ALMEIDA, I. R. de (1990). *Betões de alta resistência e durabilidade: composição e características*. Lisboa 740p. Tese (doutorado) Universidade Técnica de Lisboa.
- AMARAL, C. K. (1988). *Microssílica em concretos e argamassas de alta resistência*. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30., Rio de Janeiro, 1988, *Anais*. v. 1, p. 67-80.
- 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 Specifications for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement and Mortar*. ASTM C 1240-93, Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). NBR 7217 - *Agregado: determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.
- _____. (1980) NBR 6118 – *Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- _____. (1980) NBR 5739 - *Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto*. 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 - *Argamassa e concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1994) NBR 12142 - *Concreto - determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos*. Rio de Janeiro.
- AZIZINAMINI, A.; KEBRAEI, M. (1996). *Flexural capacity of high strength concrete columns under eccentric loading*. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH/HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 4. Paris, may, p.863-871, Proceedings.
- CARINO, N.J.; CLIFTON, J.R. (1991). *High - performance concrete: research needs to enhance its use*. Concrete International, v.13, n.9, p.70-76.
- 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.
- Cimento Hoje abcp (1998). *Informativo da ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland*, Ano II Nº 19 Dezembro de 1998.
- 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

- COLLINS, P.M.; MITCHELL, D.; MACGREGOR, J. (1993). *Structural Design Consideration for High-Strength Concrete*. Concrete International, p. 27-34, May.
- CORBIOLI, N. (1997). *Desempenho medido na Prática*. Revista de tecnologia da construção - Técnica. São Paulo, n.29, p.24-29, jul-ago.
- 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. (1995). *Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adição de sílica ativa*. São Paulo. 286P. Tese (doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- DE LARRARD, F.; MALIER, Y. (1989). *Propriétés constructives des betons à très hautes performances: de la micro à la macrostructure*. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Série: Beton 268, n.479, p.77-109, dec.
- DUCATTI, V. A. (1993). *Concreto de elevado desempenho - estudo de aderência com a armadura*. São Paulo. 374P. Tese (doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FUSCO, P. B. (1995) *Técnicas de armar as estruturas de concreto*, São Paulo, Pini.
- GIONGO, J. S.; LIMA, F. B.; TAKEYA, T.(1996). *Análise experimental de pilares de concreto armado de alto desempenho solicitados a compressão simples e flexão normal composta*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - USP (Relatório de Auxílio à Pesquisa apresentado à FAPESP - Processo 95/2458-4).
- GIONGO, J. S.; GUIMARÃES, A. E. P.; TAKEYA, T.(1998). *Análise experimental de pilares de concreto armado de alto desempenho com adição de fibras*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - USP (Relatório de Auxílio à Pesquisa apresentado à FAPESP - Processo 97/00932-6).

- GONZALEZ-ISABEL (1993). *Hormigon de alta resistência*, Madrid, INTEMAC.
- HERRMANN, E.; CAMERATO, C. R. (1988). *Estudo e aplicação de concreto de alta resistência com microsilica 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.
- 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. v2.1, mar.
- LEONHARDT, F. & MONNING, E. (1978). *Construções de concreto*, v. 1. Rio de Janeiro. Interciência.
- LIMA, F.B. (1997). *Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - USP. (Tese de doutorado)
- LLOYD, N. A.; RAGAN, B. V. (1996). *Studies on high-strength concrete columns under eccentric compression*. ACI Structural journal. v. 93, n. 6, nov.-dec.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedade e materiais*. São Paulo, Pini, 573p.
- MEHTA, P. K.; AITCIN, P. C. (1990). *Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON APPLICATIONS OF HIGH STRENGTH CONCRETE, 2. Berkeley, p.265-286, Proceedings.
- MORAES, M. F. (1990). *Algumas propriedades mecânicas do concreto com microsilica*. São Paulo. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- NEVILLE, A. M. (1997). *Propriedades do concreto*. São Paulo, Pini.

- NEVILLE, A. M; BROOKS, J. J. (1987). *Concrete Technology*. England: Longman Scientific & Technical, 439p.
- NS 3473 E (1992). *Concrete structures: design rules*. 4 ed. Oslo, Norway, nov.
- PEREIRA NETO, P. M. (1994). *O efeito do agregado graúdo em algumas propriedades do concreto de alta resistência com microsilica*. São Paulo. 173p. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- PINTO JUNIOR, N. O. (1992). *Flexão de vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- ROCHA, S. (1997). *Desempenho medido na Prática*. Revista de tecnologia da construção - Téchné. São Paulo, n.29, p.14-22, jul-ago.
- SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. (1994). *High performance concrete and applications*. London, Edward Arnold, 402 p.
- SILVA FILHO, A. F. (1996). *Emprego de concreto de alto desempenho na Bahia um relatório histórico: início-estágio atual-perspectivas*. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Florianópolis, 05-07, jun. 1996.
- SOUSA, M. (1997). *As Torres Prateadas*. Revista de tecnologia da construção - Téchné. São Paulo, n.30, p.50-53, set-out.
- VASCONCELOS, A. C. (1994). *O papa do concreto*. Revista Construção, Ed. Pini, n. 2402, fev.
- VASCONCELOS, A. C. (1998). *Concreto de alto desempenho – CAD*. / Material divulgado na Palestra “A Prática de Projetos Estruturais Usando concreto de Alto Desempenho” e “Pontos Relevantes no Congresso da FIP/98 em Amsterdam - Holanda” ministrada no Departamento de Estruturas – EESC – USP, em 16/09/1998.
- WEBB, J. (1993). *High - strength concrete: economics, design and ductility*. Concrete International, v.15, n.1, p.27-32.

8.2- Bibliografia Complementar

- 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)
- AMARAL FILHO, E. M. (1993). *Concreto de alta resistência*. São Paulo. Associação Brasileira de Cimento Portland. 75p.
- AMARAL FILHO, E. M. (1993). *Recuperações e aplicações em estruturas de concreto de alto desempenho*. São Paulo. Associação Brasileira de Cimento Portland. 73p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1983) NBR 7211 - *Agregados para concreto*. Rio de Janeiro.
- _____. (1982) NBR 7223 - *Concreto determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone*. Rio de Janeiro.
- _____. (1983) NBR 7809 - *Agregado graúdo - determinação do índice de forma pelo método do paquímetro*. Rio de Janeiro.
- _____. (1986) NBR 5736 - *Cimento Portland Pozolânico*. Rio de Janeiro.
- _____. (1988) NBR 6153 - *Produtos metálicos - ensaio de dobramento semi-guiado*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992) NBR 6152 - *Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992) NBR 8953 - *Concreto para fins estruturais: classificação por grupos de resistências*. Rio de Janeiro.
- _____. (1994) NBR 5738 - *Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro.
- _____. (1996) NBR 7480 - *Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado*. 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.; KUSKA, S.; BRUNGARDT, P.; HATFIELD, E. (1994). *Seismic behavior of square high-strength concrete columns*. ACI Structural Journal, p. 336-345.
- 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
- 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.
- COLACO, J. P. (1985). *75-Story Texas commerce plaza, Houston - the use of high-strength concrete*. In: RUSSEL, H. G., ed. *Detriot*, ACI. p.1-8 (SP-87)
- 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.
- DINIZ, S. M. C.; FRANGOPOL, D. M. (1997). *Strength and ductility simulation of high-strength concrete columns*. *Journal of structural engineering*, ASCE, v.123, n.10, p.1365-1374, oct.
- 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)
- FERNANDES, G. B. (1992). *Cisalhamento de vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FUSCO, P. B. (1986). *Estruturas de Concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações*. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

- GOMES NETO, D. P. (1998). *Dosagem de microconcretos leves de alto desempenho para a produção de pré-fabricados de pequena espessura: estudo de caso*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - USP. (Dissertação de Mestrado)
- HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. (1992). *Manual de dosagem e controle do concreto*, São Paulo, Pini, 349p.
- IBRAHIM, H. H. H.; MAC GREGOR, J. G. (1996). *Flexural behavior of laterally reinforced high-strength concrete sections*. ACI Structural journal. v. 93, n. 6, nov.-dec.
- IBRAHIM, H. H. H.; MAC GREGOR, J. G. (1997). *Modification of the ACI rectangular stress block for high-strength concrete*. ACI Structural journal. v. 94, n. 1, jan.-feb.
- KÖNIG, K.; SIMSCH, G. (1996). *Failure mechanism and load-deformation behavior of high-strength concrete columns with confining reinforcement*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, 4. Paris, may, p.777-786, Proceedings.
- MODESTO DOS SANTOS, L. (1981). *Cálculo de concreto armado*. São Paulo.
- MODESTO DOS SANTOS, L. (1994). *Sub-rotinas básicas do dimensionamento de concreto de armado*. São Paulo.
- MORENO JUNIOR, A. L. (1996). *Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas à flexo-compressão*. São Paulo. Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- 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)
- NILSON, A. H. (1990). *Concreto de alta resistência - desempenho como material e comportamento estrutural*. 30° REIBRAC, Rio de Janeiro, Brasil.
- OLIVEIRA, F. 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

- 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, N. 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.
- PEREIRA NETO, P. M.; DJANIKIAN, J.G. (1995). *Algumas características do concreto de alta resistência com microssílica*. São Paulo, EPUSP, 13p. (BT/PCC/143).
- SHAH, S.P. (1996). *Special HPCs: fiber-reinforced HPC, ultra-high strength concrete*. In: Fourth International Symposium on the UTILIZATION OF HIGH STRENGTH/ HIGH PERFORMANCE CONCRETE. Paris, France, 29-31 May. Proceedings vol.1. p. 75-81.
- SHEIKH, S. A.; YEH, C. C. (1986). *Flexural behavior of confined concrete columns*. ACI Structural journal, Detroit, p.389-404, may-june.
- 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-feb.
- TARTUCE, R.; GIOVANNETTI, E. (1990). *Princípios básicos sobre concreto de cimento portland*. São Paulo, Ibracon/pini. 107p.
- TARTUCE, R. (1989). *Dosagem experimental do concreto*. São Paulo. Ibracon/pini. 115p.
- XIE, J.; ELWI, A. E.; MAC GREGOR, J. G. (1997). *Performance of high-strength concrete tied columns – a parametric study*. ACI Structural journal. v. 94, n. 2, mar.-apr.

APÊNDICE

Estão apresentados todos os gráficos montados a partir dos resultados obtidos nos ensaios realizados. De cada pilar ensaiado foram feitos os gráficos na seguinte ordem: força em função das deformações da armadura longitudinal; força em função das deformações longitudinais no concreto; força x deformação das armaduras transversais; força em função das deformações transversais no concreto; força x deformação do pilar; força x deslocamentos do pilar.

GRÁFICOS DO PILAR P1/1R

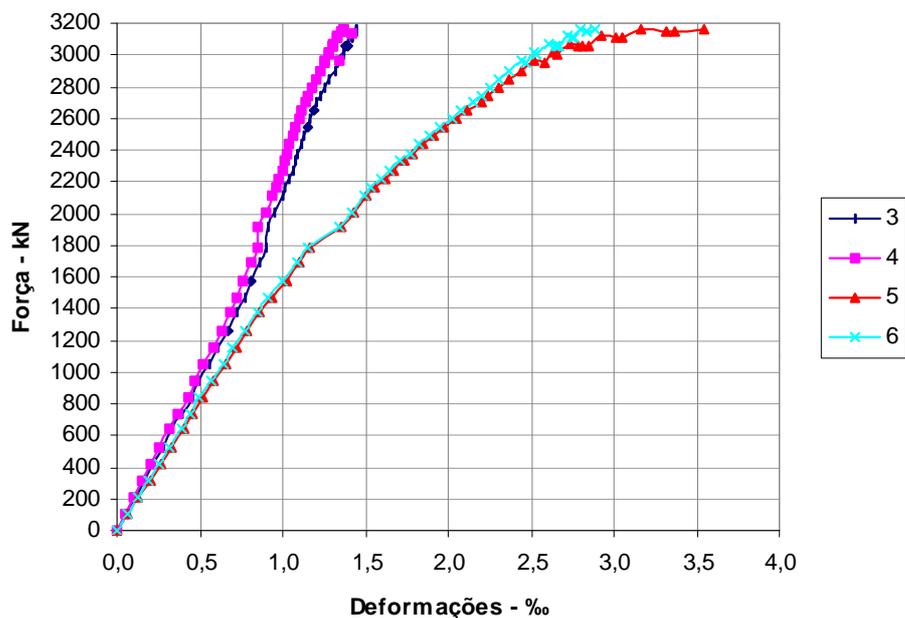


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

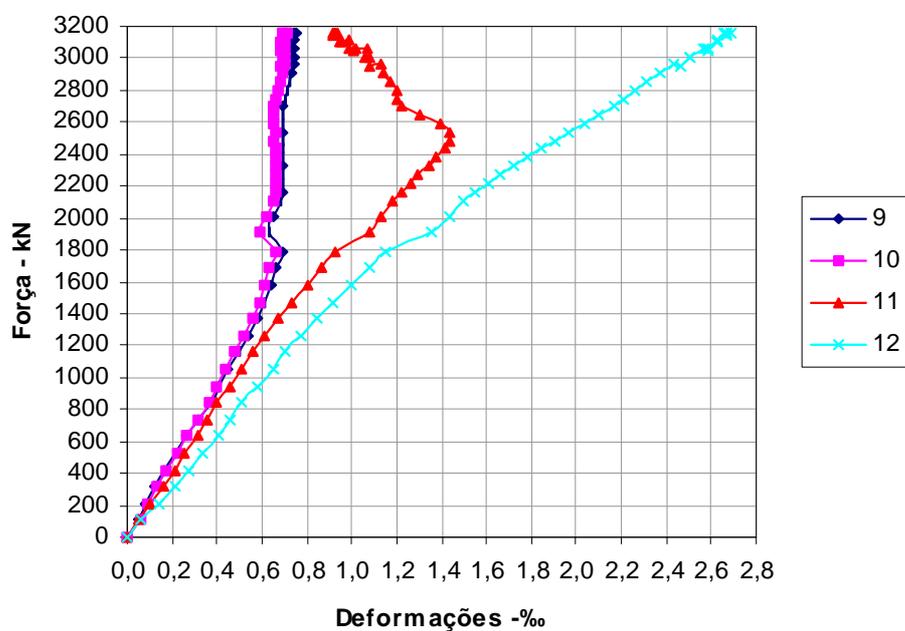


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

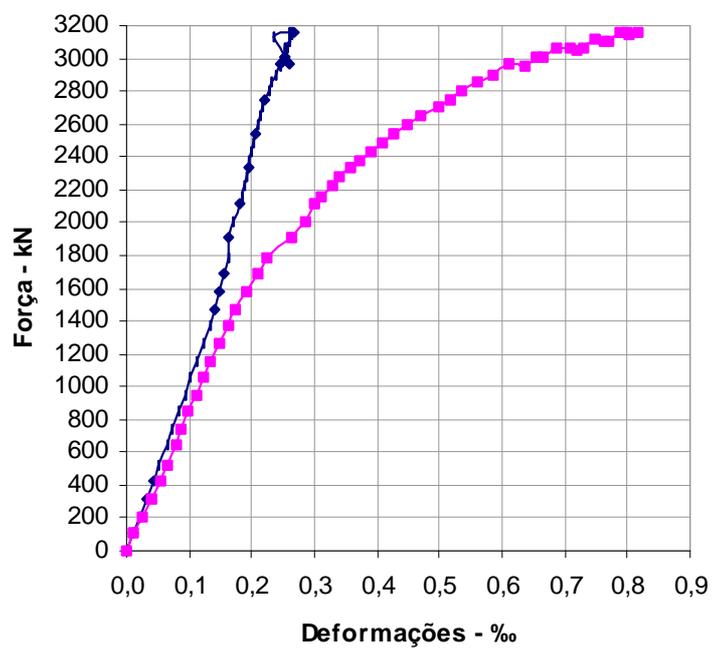


Diagrama força x deformação na armadura transversal

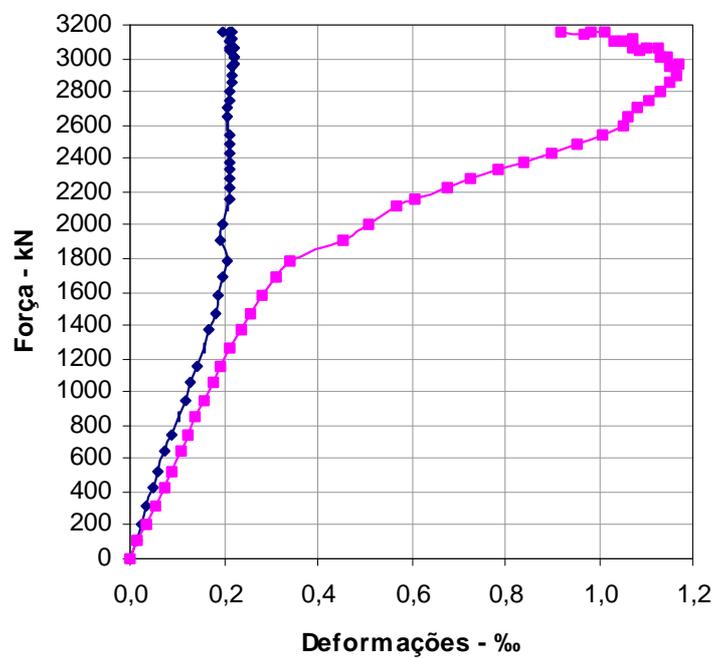


Diagrama força x deformação transversal do concreto

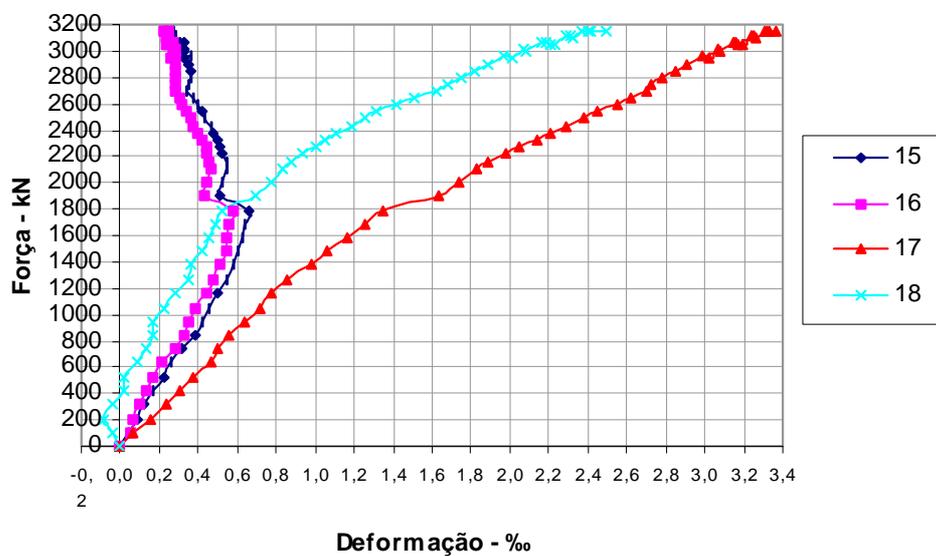


Diagrama força x deformação do pilar

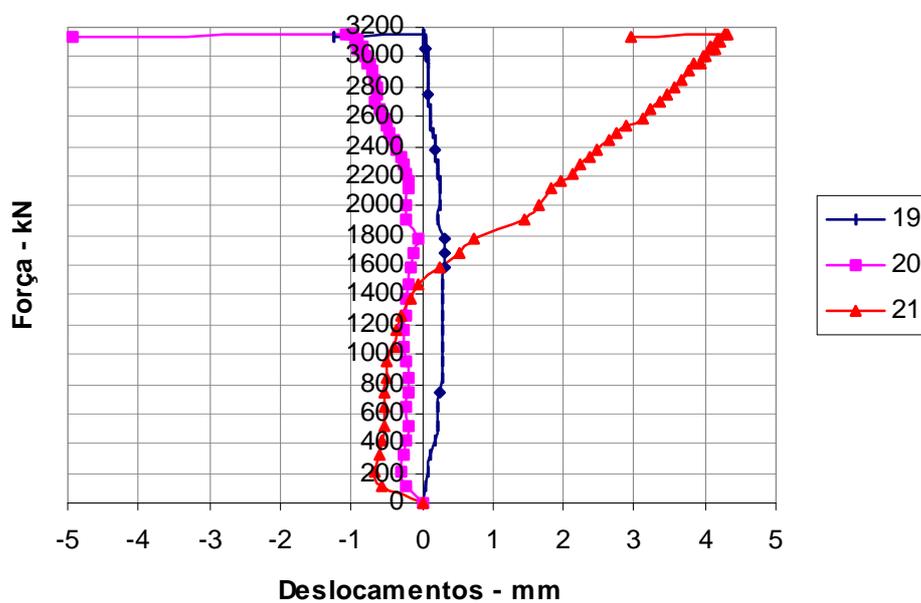


Diagrama força x deslocamentos do pilar

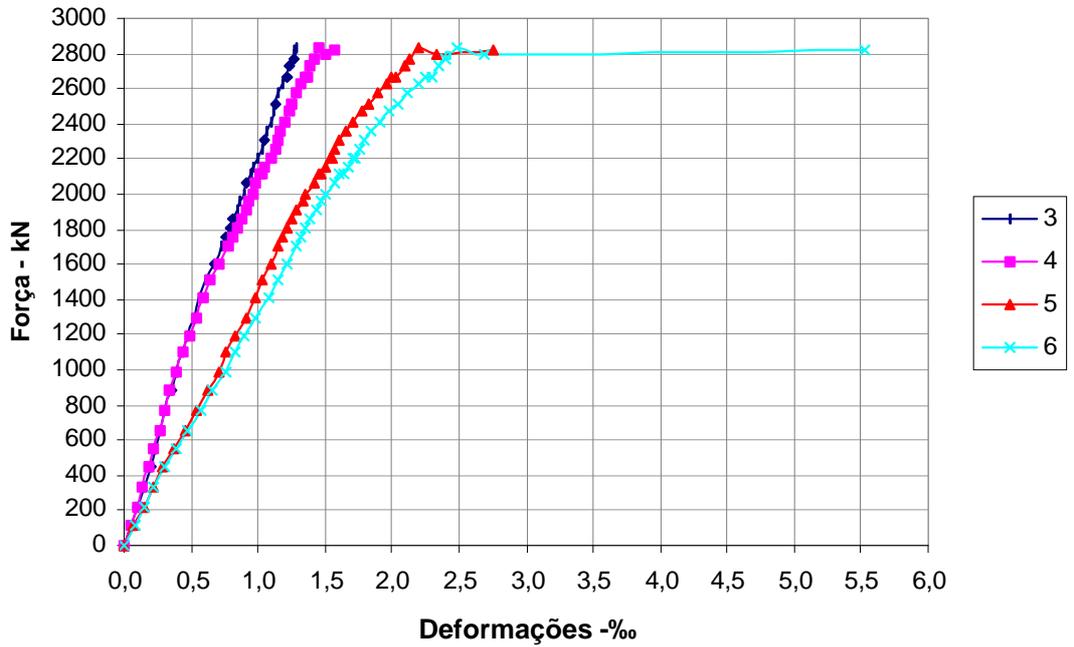


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

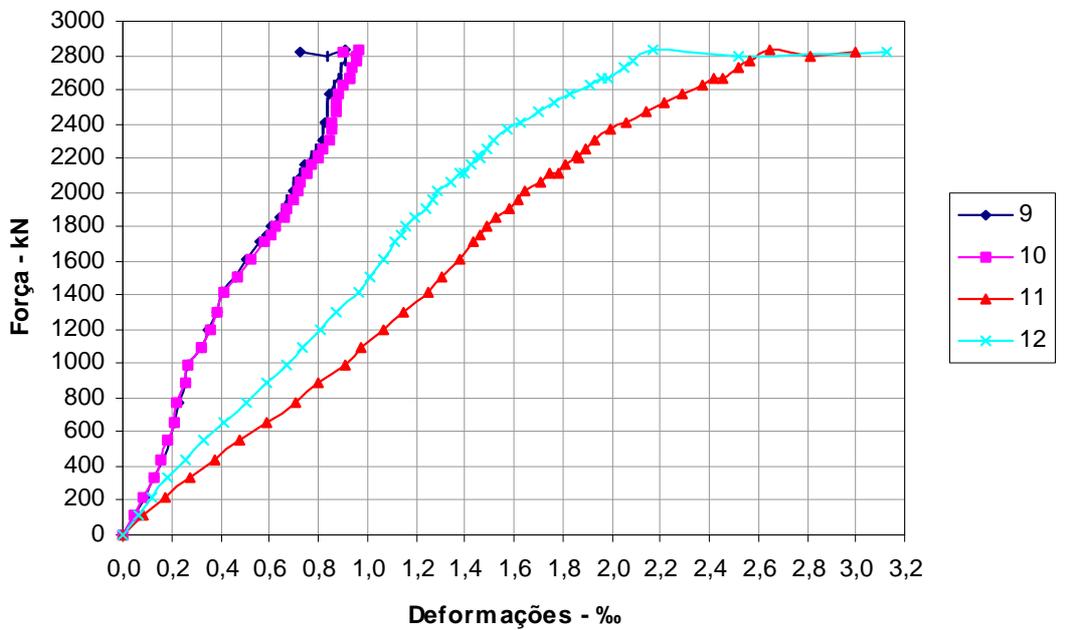


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

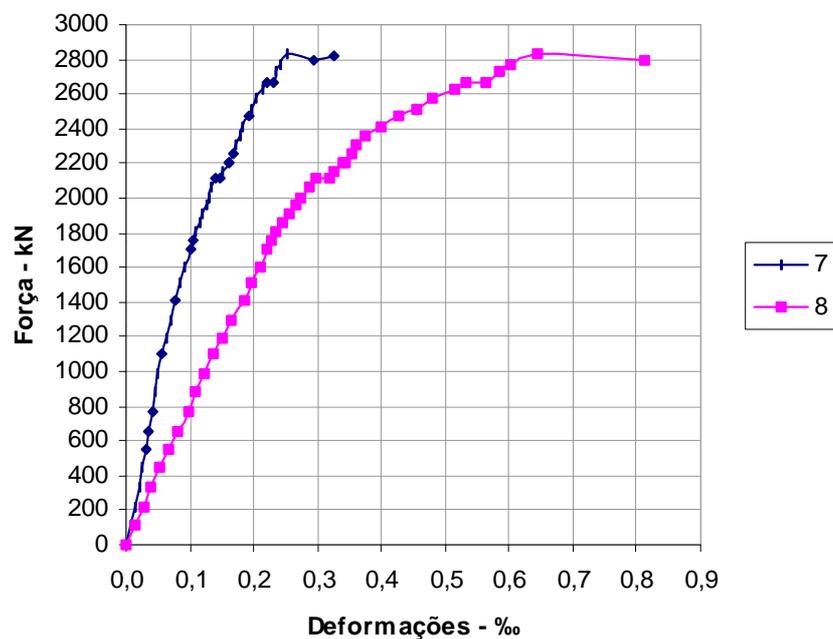


Diagrama força x deformação na armadura transversal

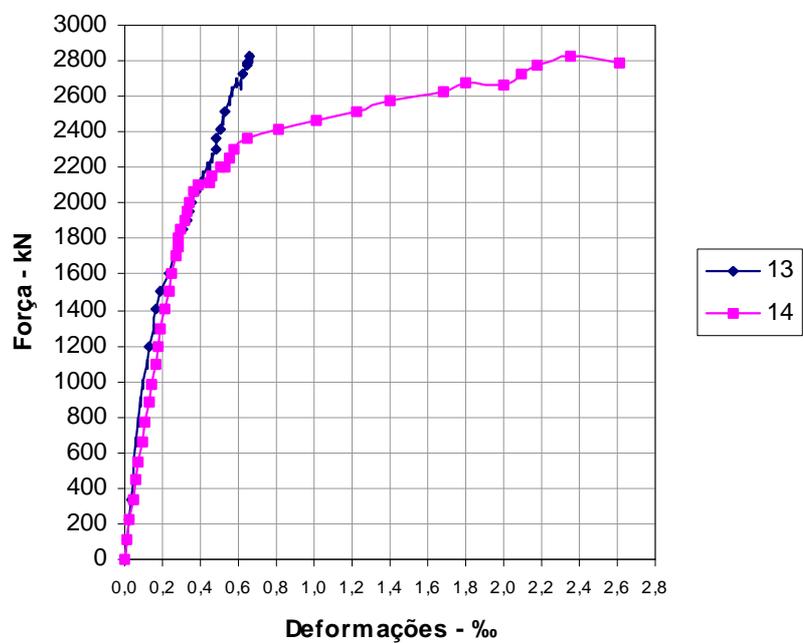


Diagrama força x deformação transversal do concreto

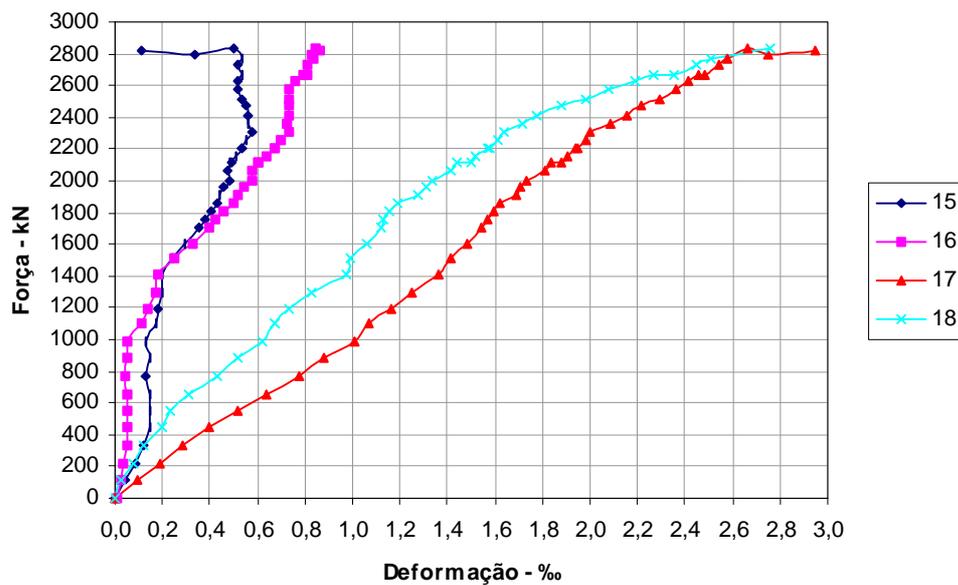


Diagrama força x deformação do pilar

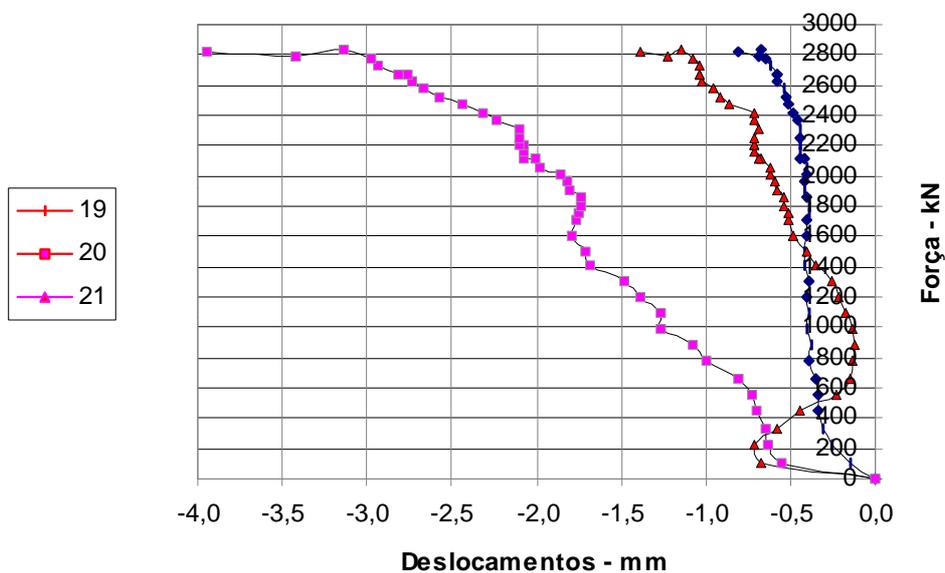


Diagrama força x deslocamentos do pilar

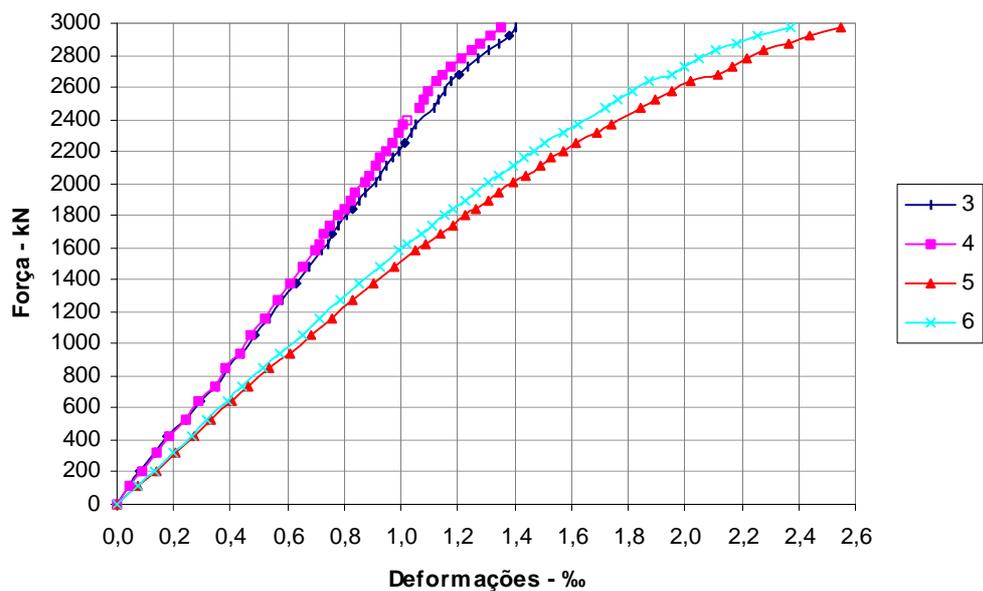


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

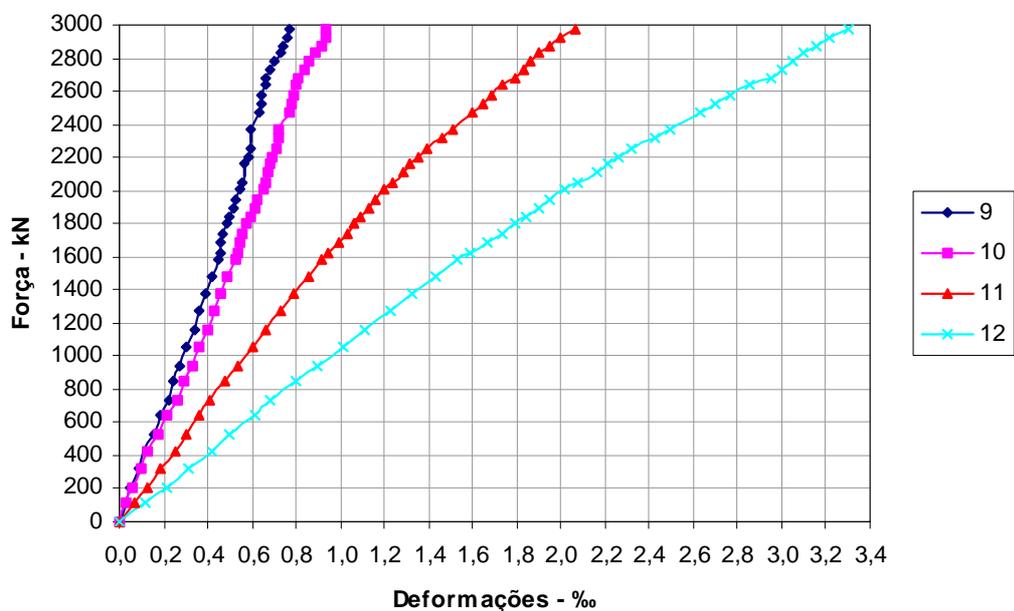


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

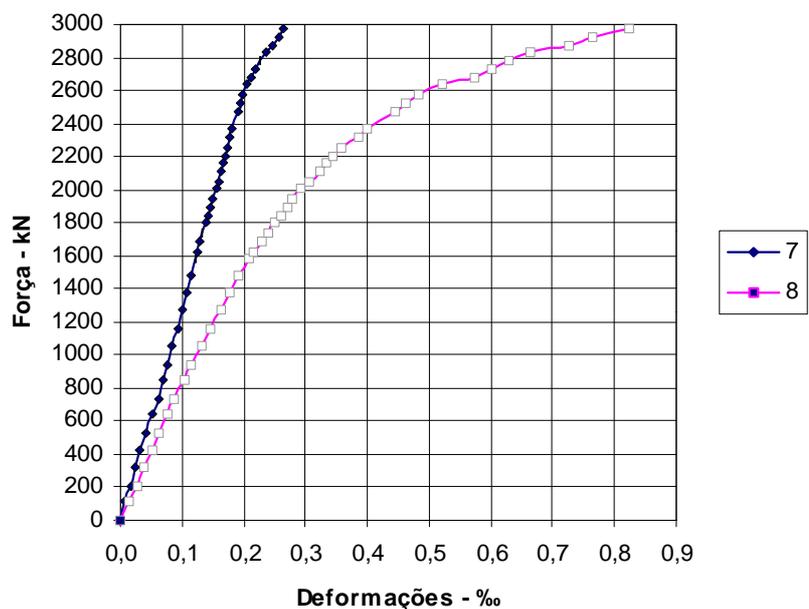


Diagrama força x deformação na armadura transversal

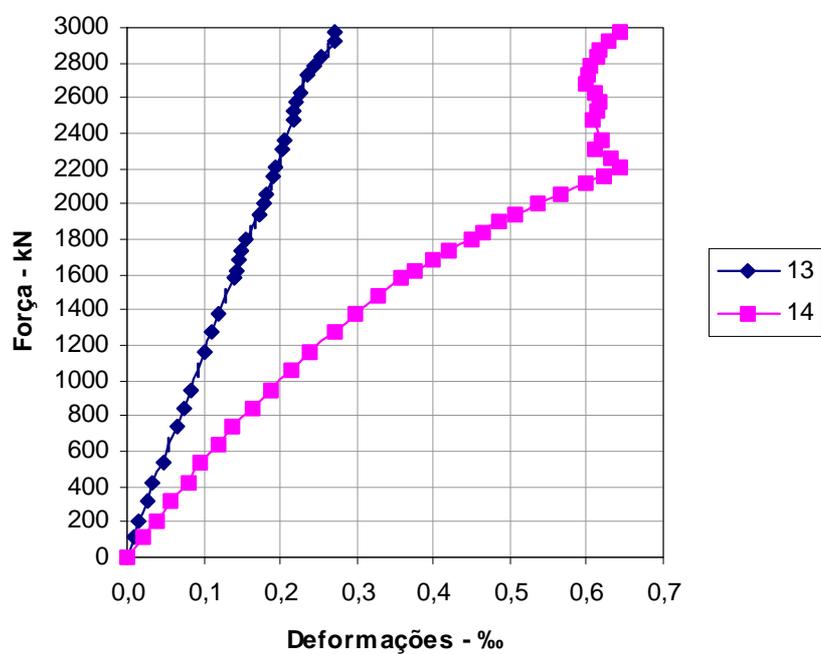


Diagrama força x deformação transversal do concreto

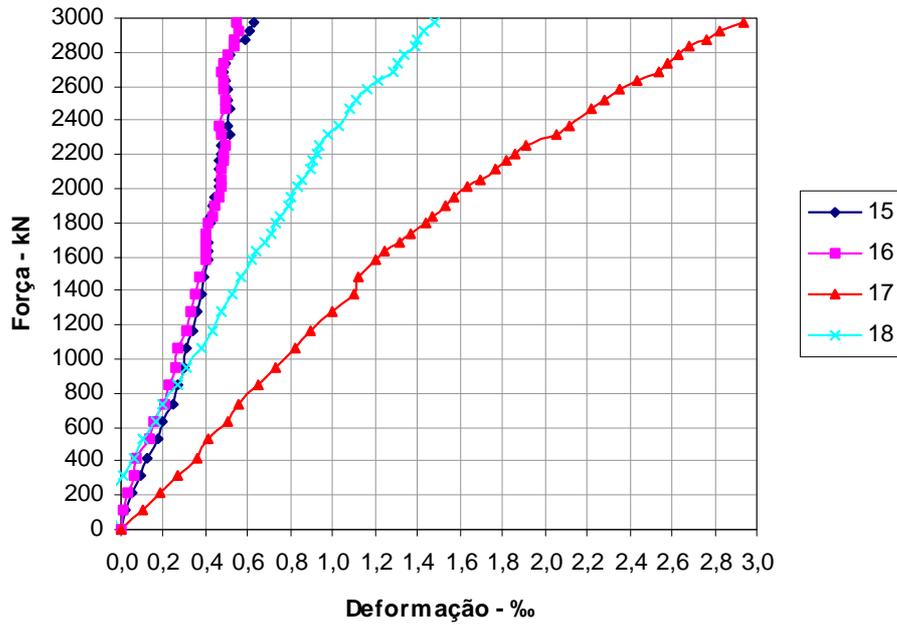


Diagrama força x deformação do pilar

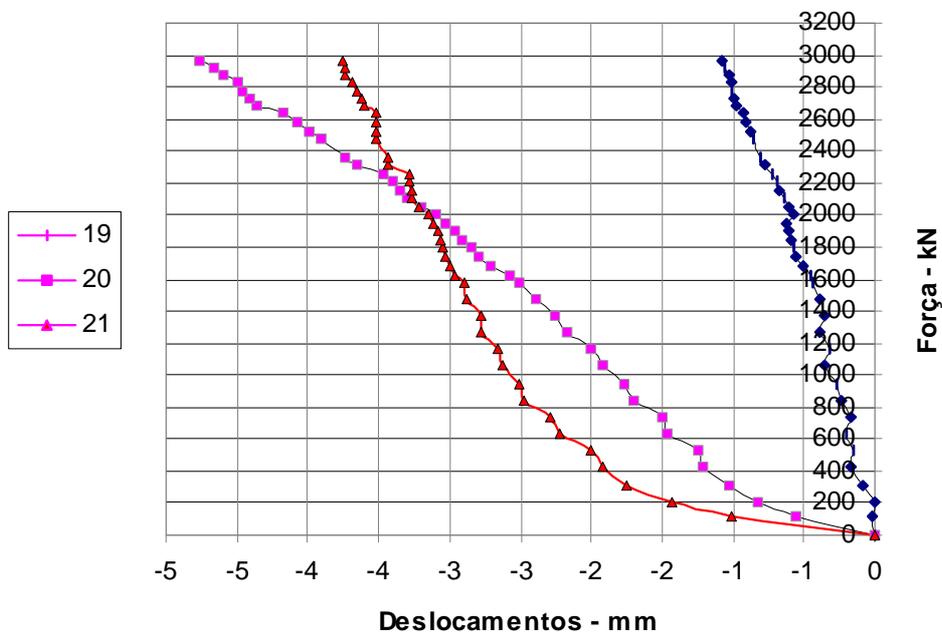


Diagrama força x deslocamentos do pilar

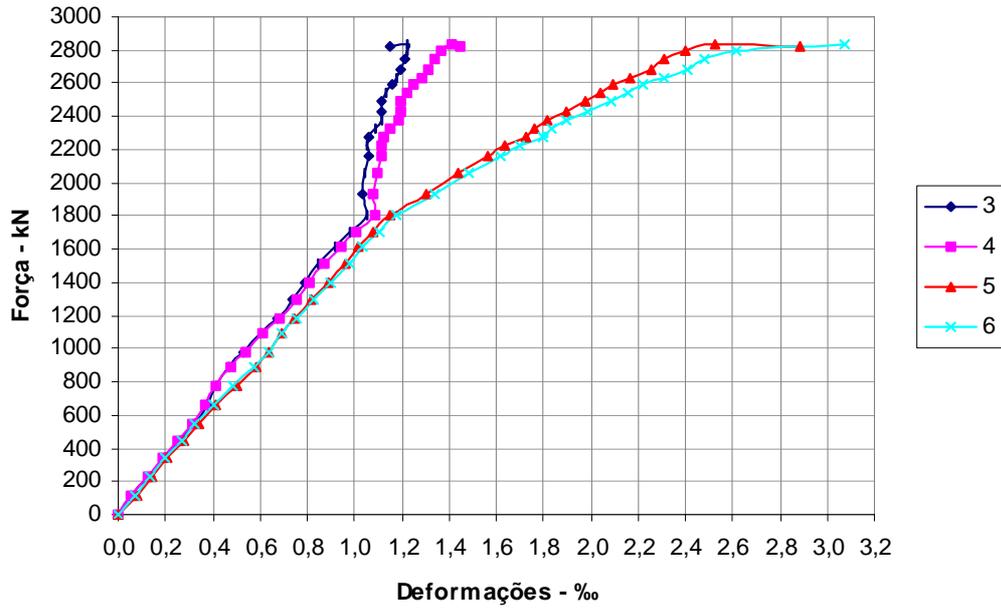


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

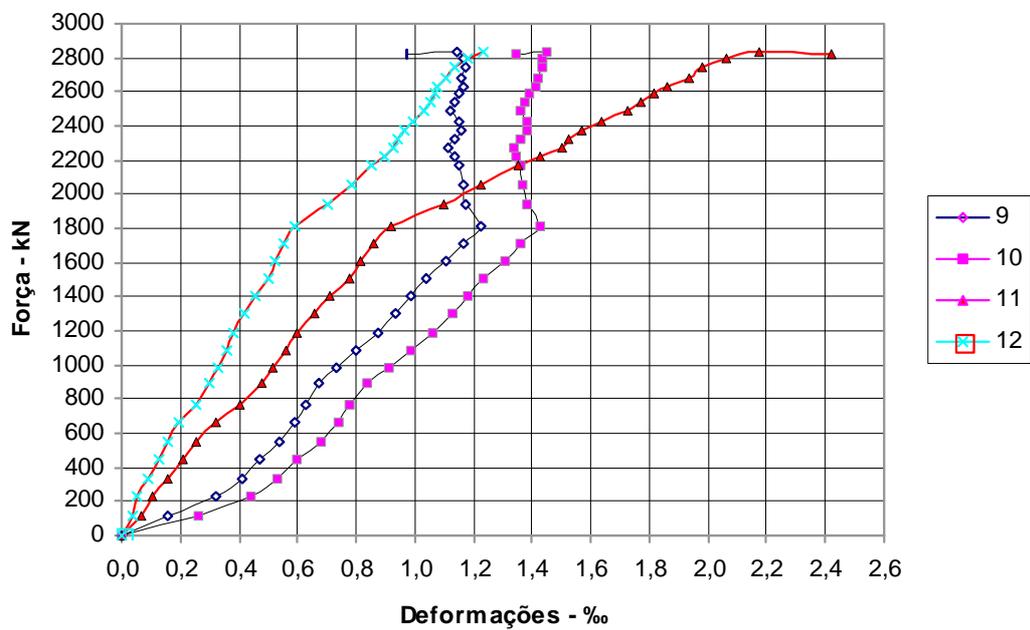


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

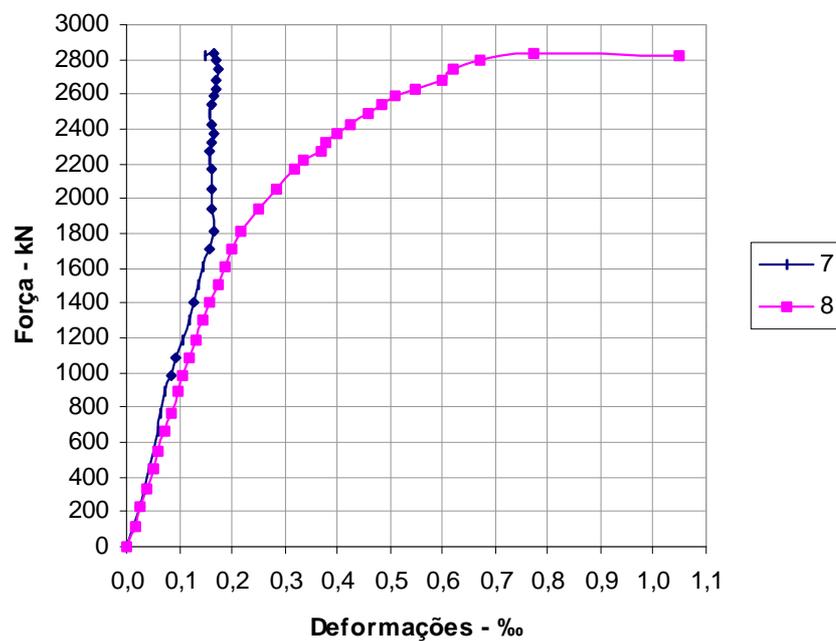


Diagrama força x deformação na armadura transversal

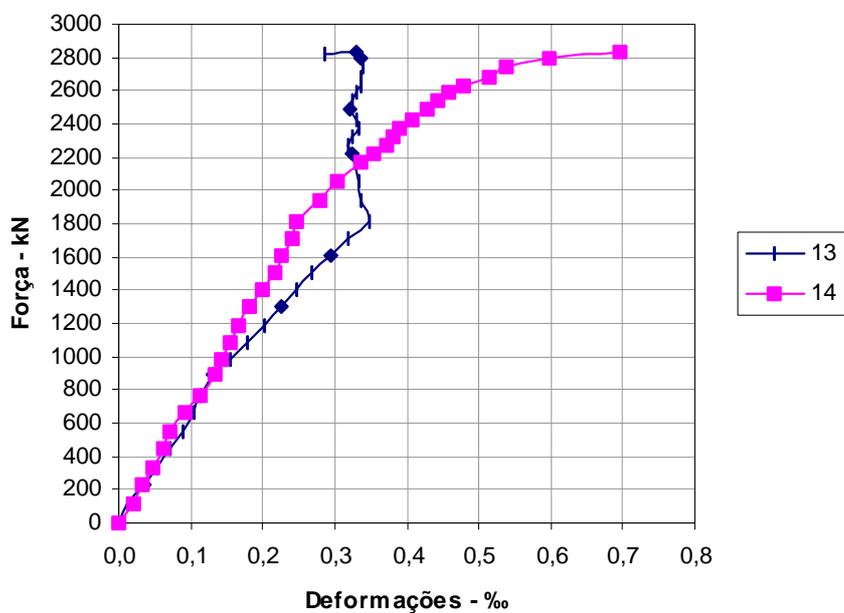


Diagrama força x deformação transversal do concreto

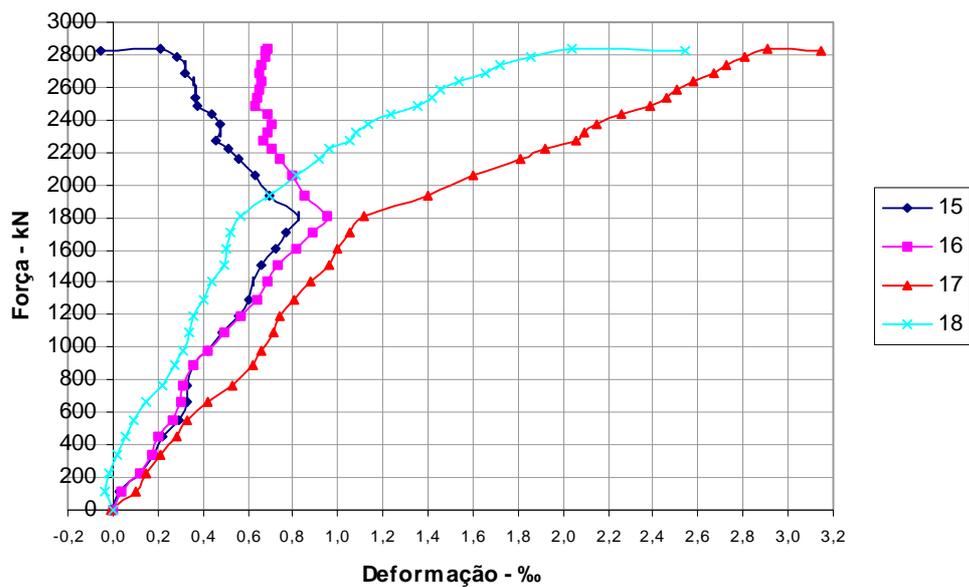


Diagrama força x deformação do pilar

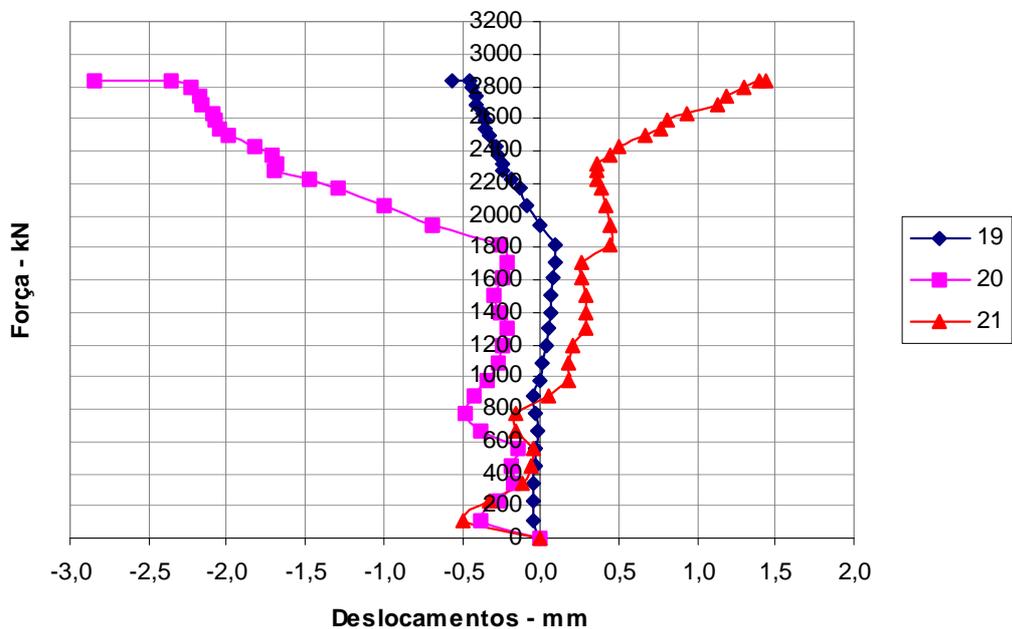


Diagrama força x deslocamentos do pilar

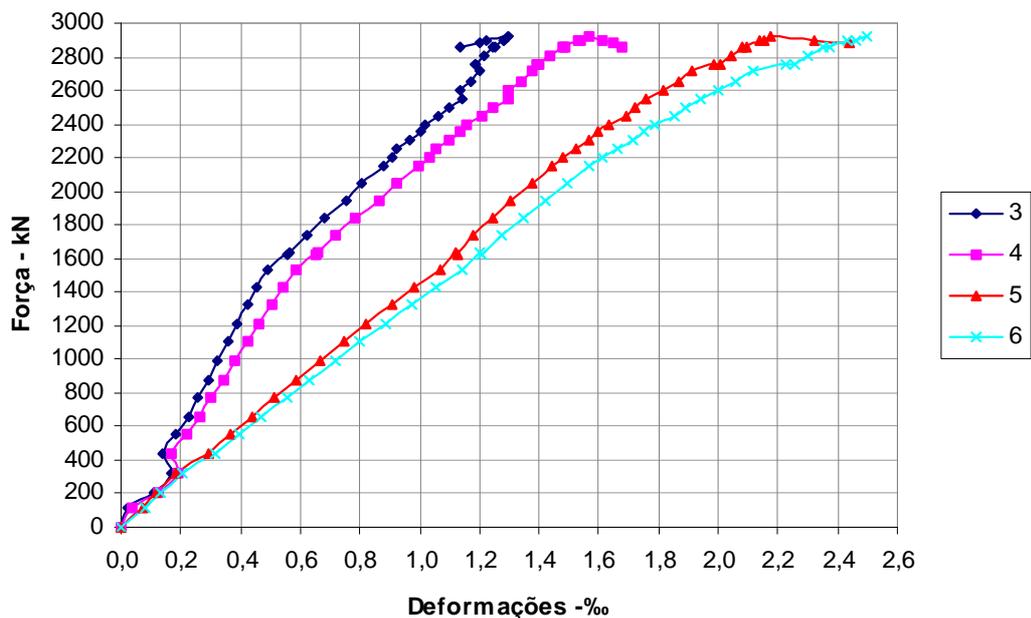


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

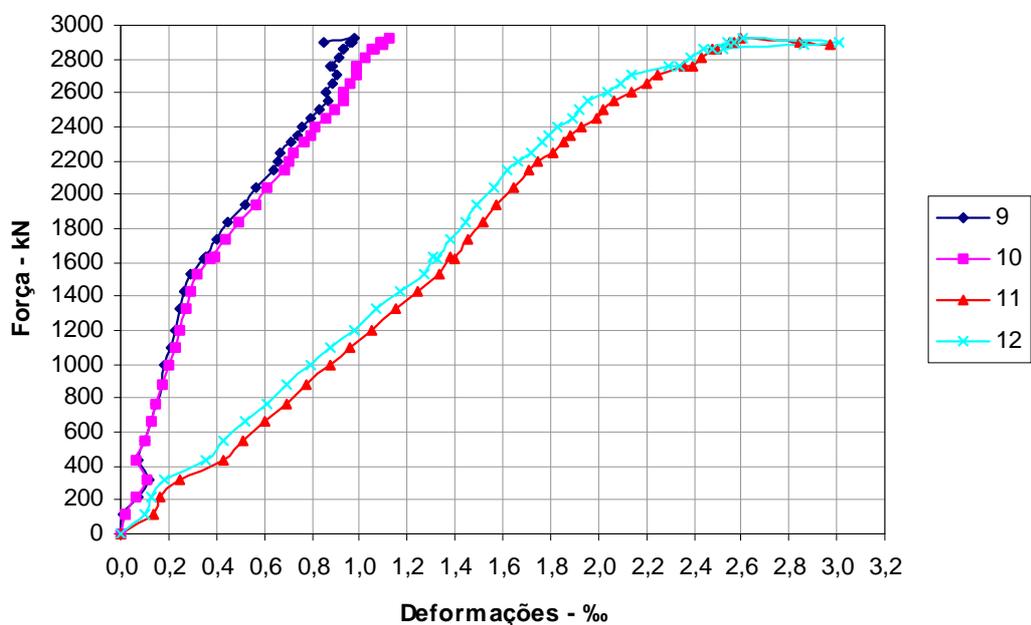


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

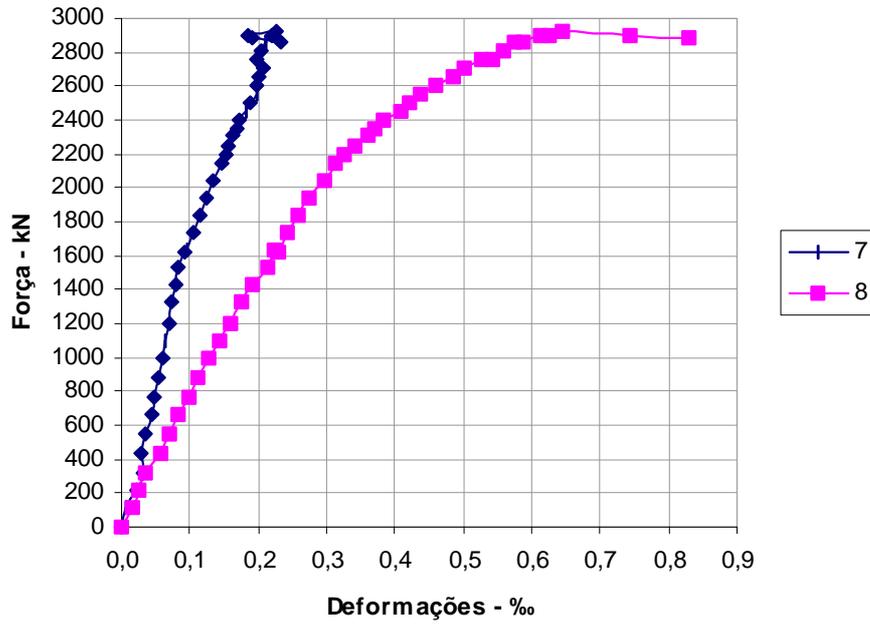


Diagrama força x deformação na armadura transversal

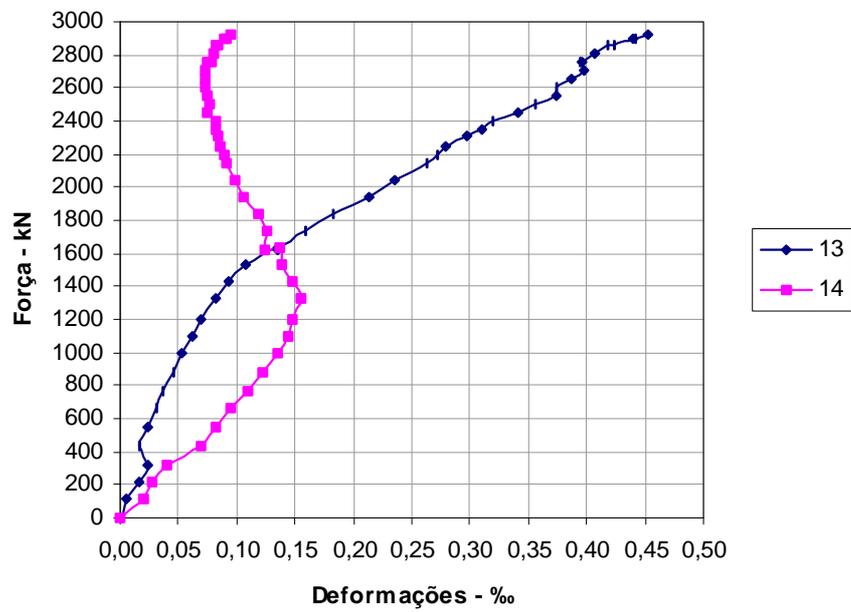


Diagrama força x deformação transversal do concreto

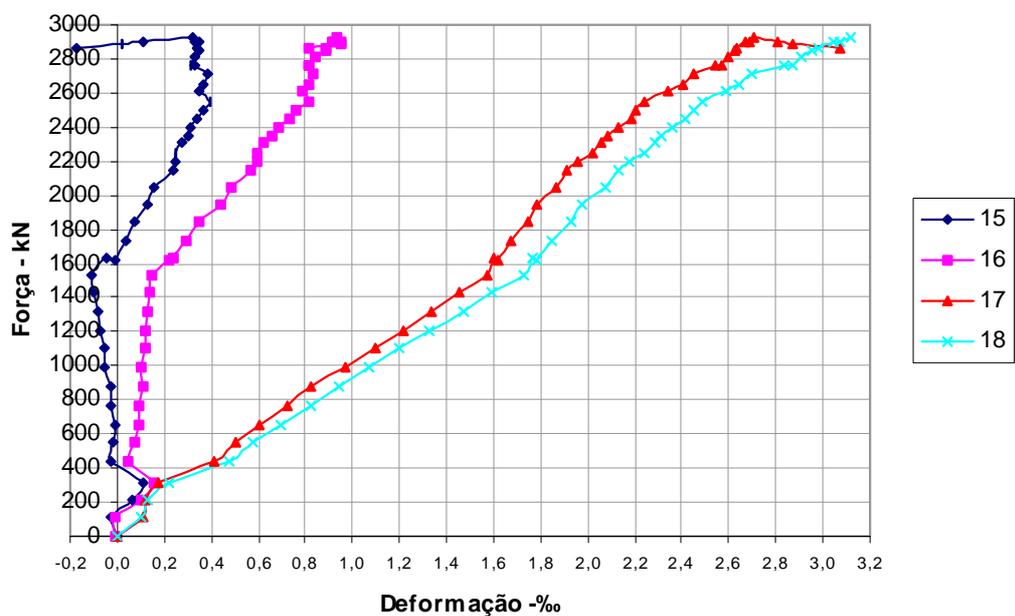


Diagrama força x deformação do pilar

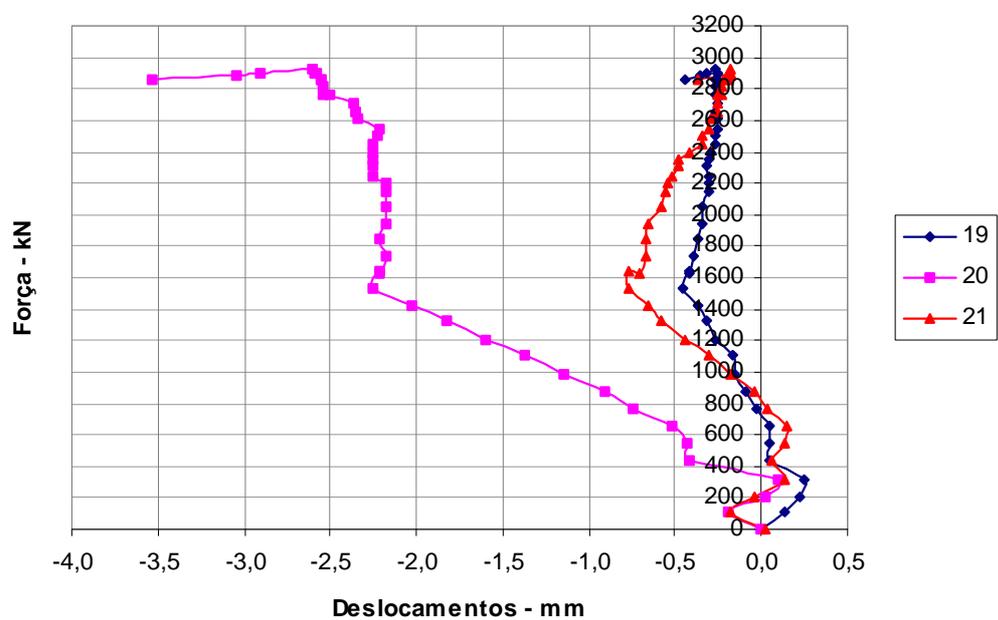


Diagrama força x deslocamentos do pilar

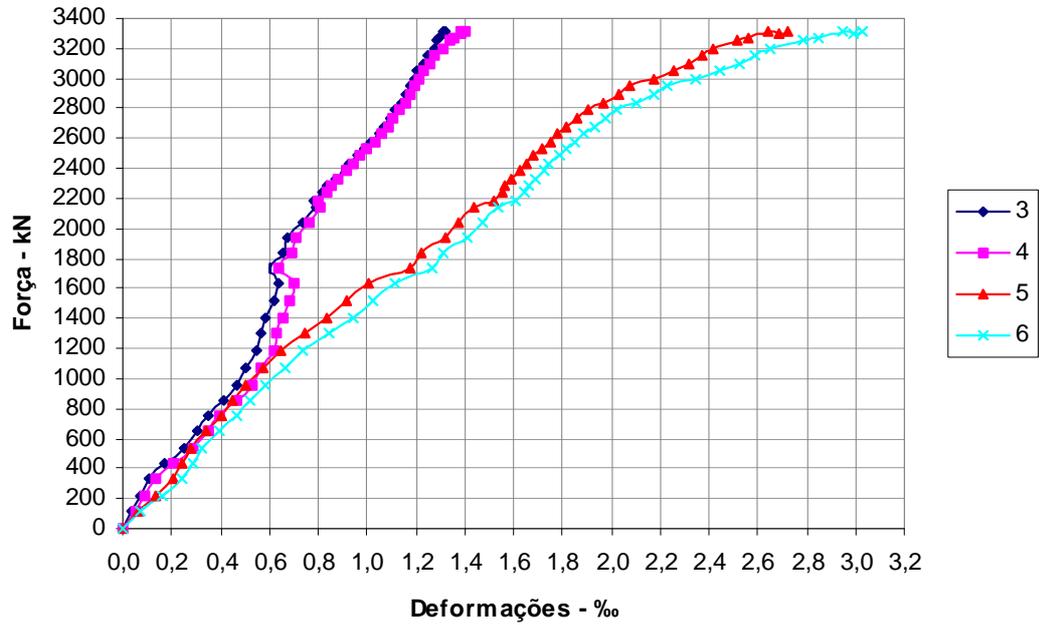


Diagrama força x deformação da armadura longitudinal

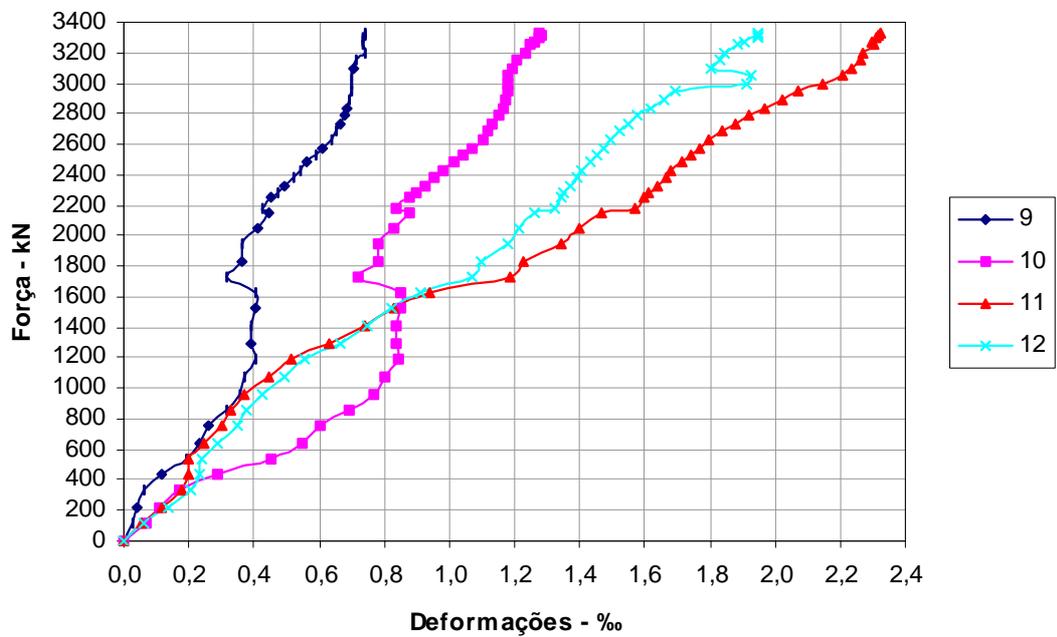


Diagrama força x deformação longitudinal do concreto

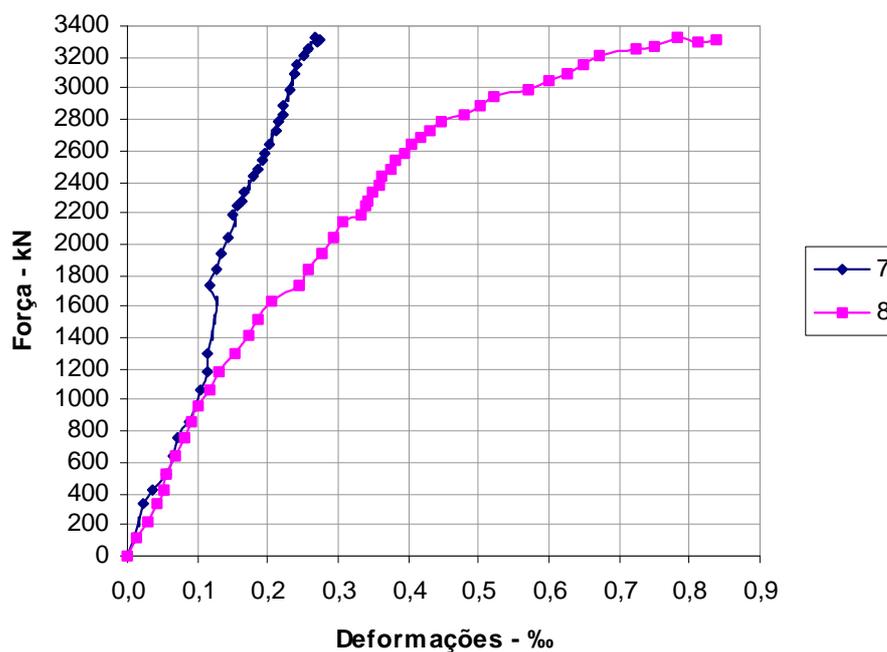


Diagrama força x deformação na armadura transversal

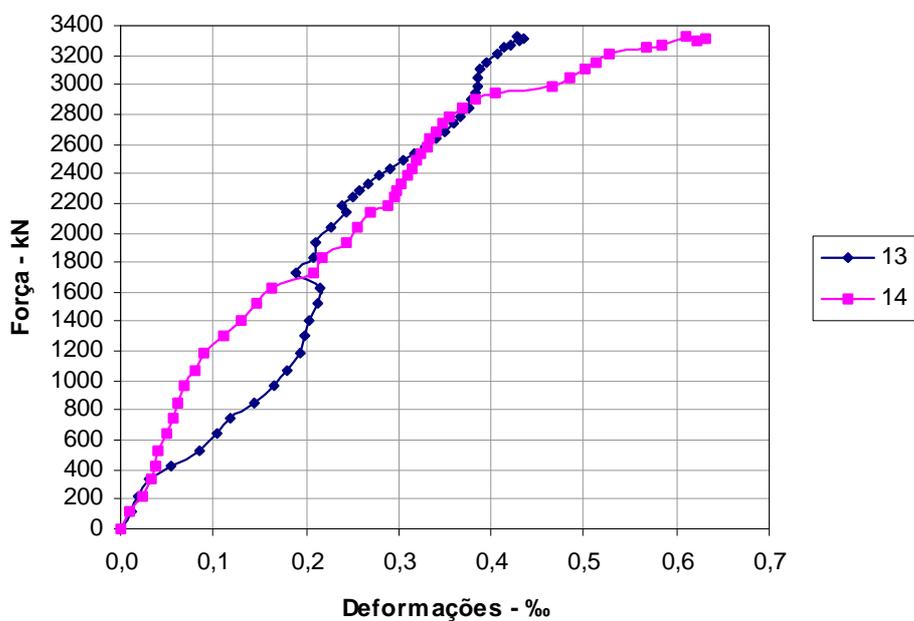


Diagrama força x deformação transversal do concreto

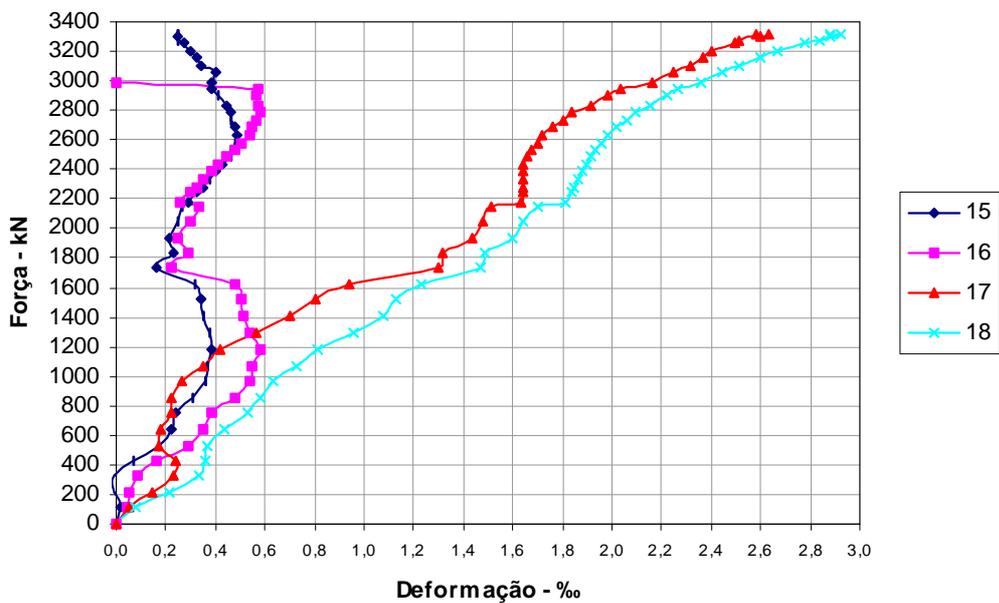


Diagrama força x deformação do pilar

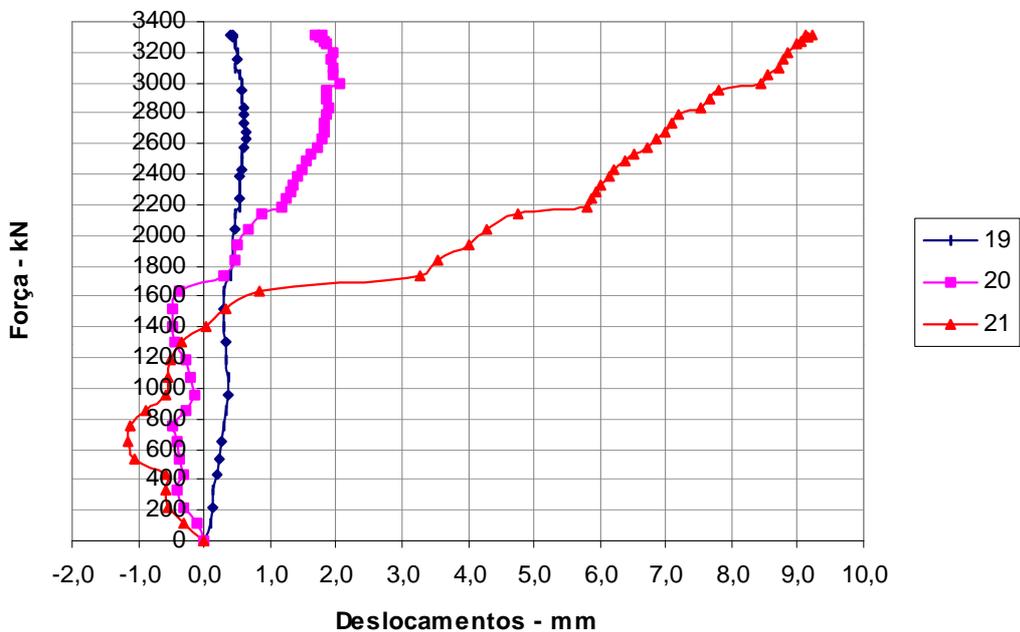


Diagrama força x deslocamentos do pilar