

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Evandro Araldi

**REFORÇO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO
DE CONCRETO ARMADO: EFICIÊNCIA DE MÉTODOS
DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE
COMPARATIVAMENTE A RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

Porto Alegre
dezembro 2013

EVANDRO ARALDI

**REFORÇO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO
DE CONCRETO ARMADO: EFICIÊNCIA DE MÉTODOS
DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE
COMPARATIVAMENTE A RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
dezembro 2013

EVANDRO ARALDI

**REFORÇO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO
DE CONCRETO ARMADO: EFICIÊNCIA DE MÉTODOS
DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE
COMPARATIVAMENTE A RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2013

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família por todo incentivo e apoio aos meus estudos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao orientador Prof. Roberto Rios pela atenção e por todo o auxílio e conhecimento transmitidos durante o andamento desse trabalho.

Agradeço à Profa. Carin pela paciência e dedicação em oferecer aos alunos os requisitos necessários para a correta elaboração do trabalho final e pela vasta disponibilidade no atendimento às consultas.

A todos os professores que tive a oportunidade de conhecer desde o início da minha fase acadêmica, agradeço por estarem sempre dispostos a repassar o seu conhecimento e estimular o aprendizado dos seus alunos.

Aos meus amigos e colegas de trabalho, agradeço pelo incentivo, ajuda e compreensão durante a etapa final do curso. Em especial, meus sinceros agradecimentos aos amigos da Engenharia Civil, da Matemática e do intercâmbio, pelo companheirismo e pela amizade.

Por fim, agradeço a todos que, direta ou indiretamente, colaboraram para a concretização desse trabalho.

Porém, qualquer um, independentemente das habilitações que tenha, ao menos uma vez na sua vida fez ou disse coisas muito acima da sua natureza e condição, e se a essas pessoas pudéssemos retirar do quotidiano pardo em que vão perdendo os contornos, ou elas a si próprias por violência se retirassem de malhas e prisões, quantas mais maravilhas seriam capazes de obrar, que pedaços de conhecimento profundo poderiam comunicar, porque cada um de nós sabe infinitamente mais do que julga e cada um dos outros infinitamente mais do que neles aceitamos reconhecer.

José Saramago

RESUMO

Este trabalho trata da eficiência de métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado, quando comparados a resultados experimentais disponíveis na literatura. Durante a revisão bibliográfica, verificou-se que diversos autores analisam o cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados utilizando hipóteses diversas, como a de que toda a seção do pilar (camisa de reforço e pilar original) contribui na resistência total ou de que somente uma parte da seção contribui. As diversas obras consultadas, que têm como tema a análise experimental ou teórica de técnicas de reforço em pilares, sugerem relativa importância ao estudo do confinamento. Em pilares reforçados com compósitos de carbono, por exemplo, o confinamento é o mecanismo responsável pelo aumento da resistência. Com o foco no reforço com concreto armado, foram sugeridos métodos de cálculo específicos para duas configurações de encamisamento: retangular/quadrado e por cintamento. Os métodos de cálculo de cada configuração são bem semelhantes, sendo que diferem apenas no modelo de confinamento adotado. Para cada tipo de encamisamento, foram consideradas seis fórmulas para o cálculo da capacidade resistente que, em linhas gerais, diferem apenas na questão da consideração ou não do cobrimento do reforço e da consideração ou não do fenômeno do confinamento do concreto, tanto pela armadura transversal do pilar original, quanto pela armadura transversal do concreto do reforço. Na análise dos resultados, mediu-se a eficiência de cada método através da diferença percentual da capacidade experimental com a teórica. Verificou-se que os três métodos de cálculo que utilizam a resistência do concreto do cobrimento são inseguros e pouco eficientes, pois superestimam a capacidade total. Os métodos que consideram o confinamento do concreto de reforço apresentaram resultados relativamente discrepantes dos experimentais, dependendo da configuração do modelo reforçado. Quanto àqueles que não consideram a área do cobrimento do concreto de reforço (os mais eficientes) não houve muita diferença entre a consideração ou não do confinamento do núcleo do pilar original. Tal observação foi evidenciada principalmente para os concretos de alta resistência, pois estes geram pressões de confinamento relativamente baixas. As capacidades teóricas foram obtidas com o auxílio de uma planilha eletrônica, que se encontra disponível para a realização de outros cálculos que possam vir a ser necessários futuramente.

Palavras-chave: Resistência de Pilares Reforçados. Encamisamento de Concreto Armado. Confinamento de Pilares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama do delineamento da pesquisa.....	23
Figura 2 – Evolução do desempenho das edificações	26
Figura 3 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório.....	27
Figura 4 – Pinos para aumento da aderência na ligação de concretos	33
Figura 5 – Reforço com concreto projetado a 45° com a superfície de base	35
Figura 6 – Reforço com concreto – concretagem pelo rasgo na laje	35
Figura 7 – Reforço com concreto – concretagem pelo topo do pilar	35
Figura 8 – Reforço por encamisamento retangular de concreto armado	36
Figura 9 – Reforço lateral de concreto armado	38
Figura 10 – Reforço por cintamento de concreto armado	39
Figura 11 – Pressão lateral em pilar de parede fina	47
Figura 12 – Comportamento do concreto confinado	50
Figura 13 – Redução na eficiência do confinamento do concreto por perda de estribo ...	50
Figura 14 – Seção crítica considerada no cálculo da área efetivamente confinada	53
Figura 15 – Variáveis geométricas para o modelo de confinamento sugerido.....	55
Figura 16 – Esquema para o cálculo da pressão lateral de confinamento.....	55
Figura 17 – Arqueamento longitudinal em pilares de estribos circulares	59
Figura 18 – Arqueamento longitudinal em pilares de estribos em espiral.....	60
Figura 19 – Áreas de confinamento para o pilar com encamisamento retangular	65
Figura 20 – Técnicas de encamisamento em concreto armado	66
Figura 21 – Identificação das áreas correspondentes ao encamisamento retangular	67
Figura 22 – Configurações dos experimentos de Ortiz e Diaz (1975)	76
Figura 23 – Configurações dos experimentos de Takeuti (1999)	80
Figura 24 – Configurações dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003).....	83
Figura 25 – Configurações dos pilares de seção circular de Takeuti (2003).....	87
Figura 26 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Ortiz e Diaz (1975)	90
Figura 27 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Ortiz e Diaz (1975)	90
Figura 28 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Takeuti (1999)	92
Figura 29 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Takeuti (1999)	92
Figura 30 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)	94
Figura 31 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Takeuti (2003)	94
Figura 32 – Capacidades dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)	96
Figura 33 – Eficiência dos métodos para os modelos circulares de Takeuti (2003)	96

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação segundo a eficiência do confinamento	61
Quadro 2 – Características consideradas em cada método de cálculo	67
Quadro 3 – Exemplo de nomenclatura dos experimentos avaliados	75
Quadro 4 – Dados geométricos dos pilares do trabalho de Ortiz e Diaz (1975)	75
Quadro 5 – Dados geométricos dos pilares do trabalho de Takeuti (1999)	79
Quadro 6 – Dados geométricos dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)	83
Quadro 7 – Dados geométricos dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)	86
Quadro 8 – Métodos mais eficientes para os modelos de Ortiz e Diaz (1975)	91
Quadro 9 – Métodos mais eficientes para os modelos de Takeuti (1999)	93
Quadro 10 – Métodos mais eficientes para os modelos quadrados de Takeuti (2003)	95
Quadro 11 – Métodos mais eficientes para os modelos circulares de Takeuti (2003)	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resistências dos materiais dos pilares do trabalho de Ortiz e Diaz (1975)	76
Tabela 2 – Resultados dos ensaios de Ortiz e Diaz (1975)	77
Tabela 3 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de Ortiz e Diaz (1975)	77
Tabela 4 – Resistências dos materiais dos pilares do trabalho de Takeuti (1999)	80
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de Takeuti (1999)	81
Tabela 6 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de Takeuti (1999)	82
Tabela 7 – Resistências dos materiais dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003).	84
Tabela 8 – Resultados experimentais dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)..	84
Tabela 9 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de seção quadrada de Takeuti (1999)	85
Tabela 10 – Comparação do efeito do pré-carregamento nos resultados experimentais dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)	86
Tabela 11 – Resistências dos materiais dos pilares de seção circular de Takeuti (2003).	87
Tabela 12 – Resultados experimentais dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)..	88
Tabela 13 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de seção circular de Takeuti (1999)	89

LISTA DE SIGLAS

CAR – Concreto de Alta Resistência

ELU – Estado Limite Último

GCE – Grau de Confinamento Efetivo

NBR – Norma Brasileira

PRF – Polímeros Reforçados com Fibras

PRFA – Polímeros Reforçados com Fibras de Aramida

PRFC – Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono

PRFV – Polímeros Reforçados com Fibras de Vidro

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

P_{ur} – capacidade última residual do pilar danificado (N)

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto (N/m²)

$A_{c\ total}$ – área total de concreto do pilar (m²)

f'_{s2d} – tensão de cálculo no aço para um encurtamento de 0,2% (N/m²)

$A'_{s\ total}$ – área total de aço (m²)

ν – coeficiente de Poisson (adimensional)

x – direção correspondente ao eixo horizontal no plano da seção do pilar;

y – direção correspondente ao eixo vertical no plano da seção do pilar;

f_l – pressão lateral nominal desenvolvida no interior do pilar devido à restrição à deformação lateral (N/m²)

α – ângulo central do pilar correspondente às parcelas infinitesimais da pressão lateral (rad)

F – resultante de tração no tubo por unidade de comprimento do pilar (N/m)

R – raio médio do tubo ou do pilar circular (m)

f_p – tensão atuante no tubo na direção circunferencial (direção da resultante F) (N/m²)

t – espessura da parede do tubo (m)

ρ_p – taxa volumétrica do material do tubo (adimensional)

A_p – área da seção transversal do tubo que envolve o pilar (m²)

A_c – área da seção transversal do pilar (m²)

f_{cc} – máxima tensão de resistência do concreto confinado (N/m²)

f_{co} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado (N/m²)

f_{hcc} – tensão na armadura transversal para máxima resistência do concreto confinado (N/m²)

s – espaçamento vertical medido de eixo a eixo entre dois estribos consecutivos (m)

A_{shx} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a x de um pilar retangular (m²)

A_{shy} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a y de um pilar retangular (m²)

c_x – dimensão da seção do núcleo de concreto paralela a x de um pilar retangular (m)

c_y – dimensão da seção do núcleo de concreto paralelo a y de um pilar retangular (m)

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional)

$\sum w_i^2$ – soma dos quadrados de todas as distâncias livres entre armaduras longitudinais adjacentes em uma seção retangular/quadrada (m²)

s' – espaçamento vertical livre entre dois estribos consecutivos (m)

ρ_{cc} – taxa de armadura longitudinal na seção do núcleo confinado (adimensional)

f_{le} – pressão de confinamento efetiva em pilares de seção retangular ou quadrada (N/m²)

f_y – tensão de escoamento da armadura transversal, limitado a 500 MPa (N/m²)

A_{sh} – área da seção transversal de uma barra de estribo circular ou helicoidal (m²)

f_{lev} – pressão de confinamento efetiva em pilares de seção circular (N/m²)

d_s – diâmetro do núcleo de concreto delimitado pelo eixo central da armadura transversal (m)

f_{cv} – máxima tensão de resistência do concreto confinado por cintamento (N/m²)

λ – índice de esbeltez (adimensional)

ℓ_e – comprimento equivalente do pilar (m)

i – raio de giração mínimo da seção transversal relativo aos eixos baricêntricos (m)

b_{min} – menor dimensão da seção transversal retangular original (m)

d – diâmetro da seção circular original (m)

λ_r – índice de esbeltez da seção retangular ou quadrada original (adimensional)

λ_c – índice de esbeltez da seção circular original (adimensional)

h – altura do modelo experimental considerado (m)

λ_1 – limite de esbeltez para dispensa de efeitos locais de 2ª ordem (adimensional)

e_1/h – excentricidade relativa de 1ª ordem (adimensional)

α_b – parâmetro de instabilidade que deve ter valor entre 0,4 e 1,0 (adimensional)

M_B/M_A – relação entre menor e maior momento de primeira ordem dos extremos do pilar, com sinal positivo se tracionam na mesma face e negativo caso contrário (N.m)

$F_{aço}$ – parcela da capacidade resistente do pilar reforçado correspondente à resistência das armaduras de reforço e do pilar original (N)

A_{sbor} – área total das seções transversais das armaduras longitudinais do pilar original (m²)

f_{ybor} – resistência do aço à tração das barras longitudinais do pilar original (N/m²)

$A_{sbréf}$ – área total das seções transversais das armaduras longitudinais de reforço (m²)

$f_{ybréf}$ – resistência do aço à tração das barras longitudinais de reforço (N/m²)

A_{stref} – área total das telas de reforço no sentido longitudinal (m²)

f_{ytref} – resistência das telas de aço à tração (N/m²)

F_{1R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 1R (N)

F_{2R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 2R (N)

F_{3R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 3R (N)

F_{4R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 4R (N)

F_{5R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 5R (N)

F_{6R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 6R (N)

$A_{ccob_{ref}}$ – área de concreto do cobrimento da camisa de reforço (m²)

$A_{núcref}$ – área de concreto do núcleo da camisa de reforço (m²)

$A_{ccob_{or}}$ – área de concreto do cobrimento do pilar original (m²)

$A_{núcor}$ – área de concreto do núcleo do pilar original (m²)

f_{coref} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado da camisa de reforço (N/m²)

f_{cor} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado do pilar original (N/m²)

f_{ccref} – máxima tensão de resistência do concreto de reforço confinado pela armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m²)

f_{ccor} – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela armadura do pilar original (N/m²)

$f_{ccor/ref}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m²)

$f_{le_{ref}}$ – pressão de confinamento efetiva produzida pela armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m²)

F_{1C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 1C (N);

F_{2C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 2C (N);

F_{3C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 3C (N);

F_{4C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 4C (N);

F_{5C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 5C (N);

F_{6C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 6C (N);

$f_{cv_{ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto de reforço confinado pela armadura de reforço no cintamento (N/m²);

$f_{cv_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela armadura do pilar original (N/m²);

$f_{cv_{or/ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no cintamento (N/m²);

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	21
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	21
2.2.1 Objetivo Principal	21
2.2.2 Objetivo Secundário	21
2.3 PRESSUPOSTO	21
2.4 PREMISA	22
2.5 DELIMITAÇÕES	22
2.6 LIMITAÇÕES	22
2.7 DELINEAMENTO	23
3 REFORÇO ESTRUTURAL: GENERALIDADES	25
4 REFORÇO DE PILARES: TÉCNICAS E MATERIAIS	31
4.1 REFORÇOS DE PILARES COM CONCRETO	33
4.1.1 Reforço por encamisamento retangular/quadrado de concreto armado	34
4.1.2 Reforço lateral de concreto armado	37
4.1.3 Reforço por cintamento de concreto armado	38
4.2 REFORÇOS DE PILARES COM CHAPAS DE AÇO	39
4.3 REFORÇOS DE PILARES COM PERFIS METÁLICOS	40
4.4 REFORÇOS DE PILARES COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS .	40
4.5 REFORÇOS DE PILARES COM ARGAMASSA COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA	41
5 REFORÇOS DE PILARES COM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE TEÓRICA, ASPECTOS DE PROJETO E MÉTODOS DE CÁLCULO	43
5.1 CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES REFORÇADOS	43
5.2 RESISTÊNCIA RESIDUAL DE PILARES DANIFICADOS	44
5.3 CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES	46
5.3.1 Modelo teórico de confinamento para pilar de seção retangular e quadrada .	52
5.3.2 Modelo teórico de confinamento para pilar de seção circular	57
5.3.2.1 Confinamento de pilares circulares com estribos de espaçamento constante	58
5.3.2.2 Confinamento de pilares circulares com armadura transversal em espiral	59
5.3.3 Grau de confinamento efetivo	60
5.4 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ DE UM PILAR	61

5.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE	64
5.5.1 Métodos de cálculo para pilares de seção retangular e quadrada	68
5.5.2 Métodos de cálculo para pilares de seção circular	71
6 REFORÇO DE PILARES COM CONCRETO ARMADO: CASOS ANALISADOS	74
6.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ORTIZ E DIAZ (1975) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA	75
6.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (1999) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA	77
6.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (2003) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA	81
6.4 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (2003) PARA PILARES DE SEÇÃO CIRCULAR	84
7 ANÁLISE DE RESULTADOS	89
7.1 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA O ENCAMISAMENTO QUADRADO	89
7.1.1 Análise de resultados dos pilares de seção quadrada de Ortiz e Diaz (1975) ..	89
7.1.2 Análise de resultados dos pilares de seção quadrada de Takeuti (1999)	91
7.1.3 Análise de resultados dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)	93
7.2 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA O ENCAMISAMENTO CIRCULAR	95
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	98
REFERÊNCIAS	100
APÊNDICE A	102
APÊNDICE B	105
APÊNDICE C	110
APÊNDICE D	115

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, a área da Engenharia Civil sempre esteve em constante evolução, seja através do desenvolvimento de novos materiais, da adoção de novas técnicas – ou melhoria das técnicas já existentes – ou, ainda, das novas soluções e adaptações de aspectos de projeto. Nakamura (2009, p. 50) afirma que houve, nos últimos anos, uma maior preocupação por parte dos profissionais da Engenharia Civil com a durabilidade dos elementos construtivos. Ao contrário do que já se imaginou um dia, o concreto, como qualquer outro material, também apresenta durabilidade limitada e diversas manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado puderam ser observadas ao longo do tempo. Conseqüentemente, passou a ser dado um maior enfoque à questão de desempenho e vida útil dos materiais e sistemas estruturais, muito relevantes para o estudo da recuperação e do reforço das estruturas.

Os conceitos de recuperação e reforço estão intimamente relacionados. Define-se recuperação como a restauração da capacidade portante (resistente) original de um componente estrutural e, reforço, como a amplificação desta capacidade. É escopo do presente trabalho, porém, abordar especialmente os materiais, as técnicas e os aspectos de projeto de métodos de reforço.

Tanto para a recuperação como para o reforço de uma estrutura, é importante que ainda na fase de projeto desses procedimentos sejam escolhidas a técnica e os materiais mais apropriados de forma a garantir a vida útil, o desempenho e a durabilidade requeridos. No entanto, esta escolha dependerá, também, dos motivos que implicaram na necessidade de se adotar um desses métodos. Para Souza e Ripper (1998, p. 142), os principais motivos variam – além do aumento ou regeneração da capacidade portante – desde correções de falhas durante as etapas de projeto da estrutura original ou de sua execução, até modificações da concepção estrutural por decisão arquitetônica ou de utilização.

Ressalta-se, também, a importância da elaboração do cálculo estrutural nos serviços de reforço, uma vez que somente a partir de um projeto bem especificado pode-se escolher as melhores técnicas de execução, visando o menor custo e a maior eficiência. Para organizar o estudo do detalhamento de projeto dos trabalhos de reforço de elementos estruturais, os procedimentos de cálculo são divididos em diferentes grupos de acordo com as suas principais

particularidades. Assim, Souza e Ripper (1998, p. 161-170) agrupam tais procedimentos em reforço de:

- a) lajes;
- b) vigas;
- c) pilares;
- d) consolos;
- e) fundações.

Os autores ainda citam reparos e reforços submersos como outra categoria.

Quando se trata de reforço de vigas e lajes, a literatura é bastante ampla e diversificada. No entanto, o mesmo não ocorre no estudo dos elementos comprimidos (pilares) e, por isso, faz-se necessária a reunião de dados bibliográficos de diferentes obras e a consequente sistematização das suas informações. Por isso, e para limitar o estudo, não são abordados nesse trabalho os serviços de reforço de lajes, vigas, consolos e fundações, bem como reparos e reforços submersos.

Os procedimentos de análise estrutural de reforço de pilares – por exemplo, do cálculo da capacidade resistente – referem-se, em sua grande maioria, a métodos empíricos. É objetivo desse trabalho, portanto, no campo do reforço de elementos comprimidos em concreto armado, a apresentação das principais técnicas adotadas e dos materiais utilizados, com a posterior definição dos aspectos de projeto para os trabalhos de reforço de pilares danificados, condicionados à técnica do encamisamento de concreto armado. A seguir, são apresentados alguns dos métodos de cálculo da capacidade resistente e estes são comparados aos resultados experimentais disponíveis na literatura, a fim de encontrar os métodos de projeto mais apropriados para duas configurações de reforço com concreto armado: o encamisamento retangular/quadrado e o cintamento. Por fim, a partir das memórias de cálculos elaboradas, são apresentadas rotinas em planilhas eletrônicas automáticas que permitem estimar para cada método a capacidade portante final do pilar reforçado.

Os capítulos a seguir apresentam as etapas que compõem o trabalho de diplomação. No capítulo 2, são apresentadas as diretrizes da pesquisa, contendo informações pertinentes a respeito da questão da pesquisa, objetivos, pressuposto, premissa, delimitações, limitações e delineamento.

O capítulo 3, fruto da revisão bibliográfica, apresenta algumas informações gerais necessárias para o entendimento a respeito dos métodos de reforço usualmente empregados nas estruturas de concreto armado. São destacados conceitos relevantes, causas frequentes responsáveis pela necessidade de intervenção nas estruturas e os passos iniciais a serem tomados quando se deseja executar uma técnica de reforço.

No capítulo 4, de caráter primordialmente descritivo, trata-se das técnicas e dos materiais comumente utilizados nos casos de reforço de pilares de concreto armado. São expostas as vantagens e desvantagens de cada método, bem como algumas de suas principais características, que são função dos materiais utilizados.

Em seguida, o capítulo 5 apresenta a análise teórica para o estudo dos métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados com concreto armado. Adicionalmente, apresentam-se alguns conceitos necessários para o entendimento do trabalho, como o fenômeno do aumento da resistência do concreto de pilares através do efeito do confinamento e o estudo acerca do cálculo do índice de esbeltez de pilares de concreto armado. Ao final do capítulo, são expostos os métodos de cálculo propriamente ditos, que foram divididos de acordo com a geometria da seção transversal final do pilar reforçado: retangular/quadrado (configuração do encamisamento retangular ou quadrado) e circular (configuração referente ao encamisamento por cintamento).

O capítulo 6 resume os diversos resultados experimentais da capacidade resistente encontrados na bibliografia. Para cada experimento, com as informações geométricas e de resistência dos materiais levantadas, foram calculadas as capacidades resistentes teóricas obtidas pelos métodos de cálculo descritos no capítulo 5. Os resultados foram organizados em séries representando conjuntos de ensaios experimentais de um mesmo autor.

O capítulo 7 trata da análise de resultados. Faz-se um comparativo da resistência teórica e experimental, indicando quais são os métodos mais eficientes – para cada seção estudada – da avaliação da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado. Por fim, no capítulo 8, são expostas as considerações finais do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais são os métodos de cálculo mais adequados para a verificação da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação dos métodos de cálculo mais adequados para a avaliação da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado, quando comparados aos resultados experimentais disponíveis.

2.2.2 Objetivo Secundário

O objetivo secundário do trabalho é a apresentação das rotinas de cálculo em planilhas eletrônicas para a técnica de reforço por encamisamento de concreto armado, a fim de possibilitar a verificação da capacidade resistente de pilares de concreto armado reforçados.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que os resultados experimentais encontrados na bibliografia são válidos e confiáveis. Além disso, pressupõe-se que a resistência total de um elemento

composto por mais de um material é, no mínimo, a soma das resistências individuais dos materiais que o constituem.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, apesar da necessidade de serviços de reforço em pilares com concreto armado ocorrerem com certa frequência, não existe muitos estudos sobre a eficiência dos métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo dos métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados com concreto armado.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

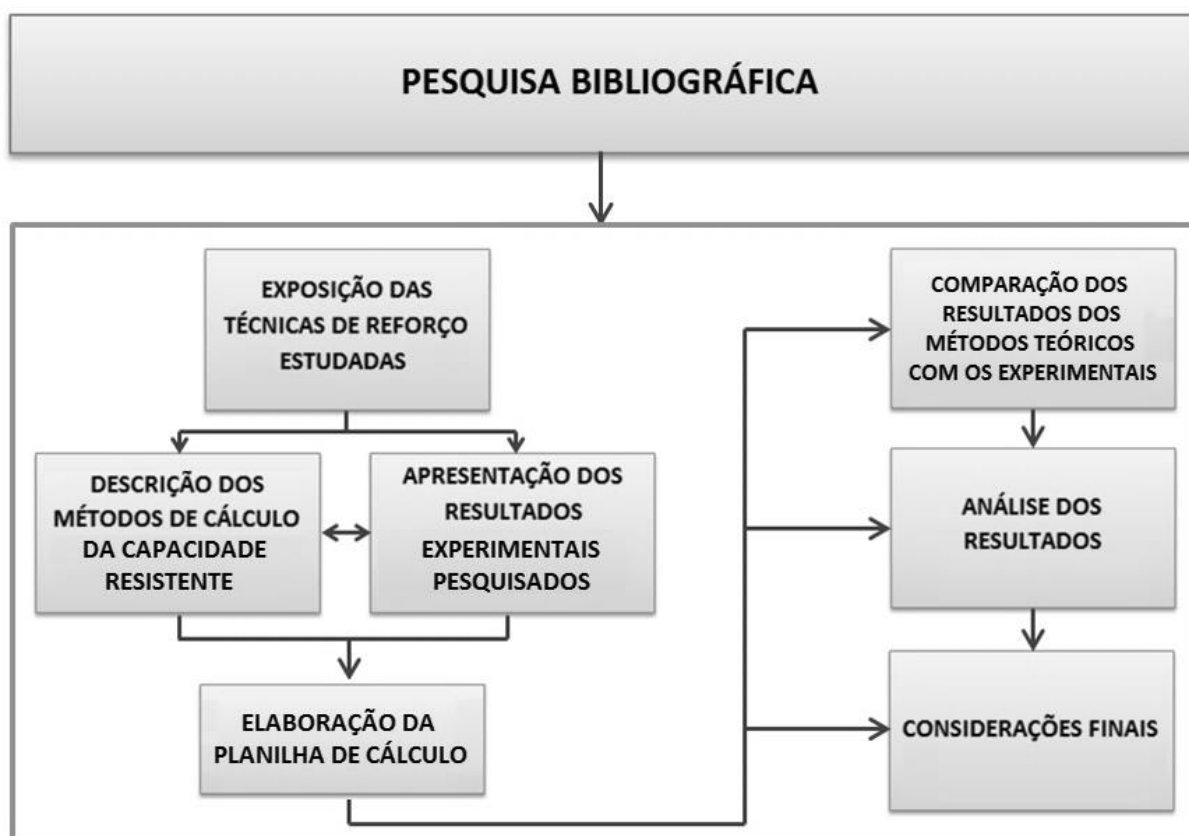
- a) o estudo dos métodos de cálculo das duas configurações de reforço por encamisamento em concreto armado disponíveis na bibliografia: encamisamento retangular/quadrado e por cintamento;
- b) os resultados experimentais são os encontrados na bibliografia pesquisada;
- c) a consideração de apenas compressão centrada nos pilares;
- d) a desconsideração da ação conjunta viga-laje-pilar nos métodos de cálculo de reforço;
- e) o elemento reforçado atua como uma peça monolítica, ou seja, problemas devido à má aderência entre os materiais são desconsiderados;
- f) os métodos de cálculo da capacidade resistente apresentados são válidos para pilares curtos;
- g) os métodos de cálculo consideram a resistência do pilar original e, portanto, este se encontra em condições próprias ou foi recuperado para receber o reforço;
- h) consideração do pilar totalmente descarregado antes da execução do reforço.

2.7 DELINEAMENTO

As etapas do delineamento do trabalho, que estão representadas na figura 1, são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) exposição das técnicas de reforço estudadas;
- c) descrição dos métodos de cálculo da capacidade resistente;
- d) apresentação dos resultados experimentais pesquisados;
- e) elaboração da planilha de cálculo;
- f) comparação dos resultados dos métodos teóricos com os experimentais;
- g) análise dos resultados;
- h) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama do delineamento da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica**, realizada em uma primeira etapa, foi importante por permitir a aquisição de maior conhecimento sobre os principais tópicos a respeito dos materiais, das

técnicas e dos aspectos de projeto de métodos de reforço em elementos estruturais de concreto armado, principalmente em pilares. No diagrama da figura 1 é possível visualizar que a pesquisa – desenvolvida a partir da consulta a livros, artigos de revistas e trabalhos acadêmicos – esteve presente ao longo de todo o trabalho. Em consequência, foi possível organizar a **exposição das técnicas de reforço a serem estudadas**, que permitiu a continuidade do trabalho no âmbito destas técnicas.

Após as etapas destacadas no parágrafo anterior, prosseguiu-se com a **descrição dos métodos de cálculo da capacidade resistente** para a técnica estudada. Esta etapa foi consequência direta da revisão bibliográfica e os seus respectivos itens foram selecionados de acordo com o grau de disponibilidade na literatura.

A **apresentação dos resultados experimentais pesquisados** e a **comparação dos resultados dos métodos teóricos com os experimentais** iniciaram a fase prática do trabalho, quando, em conjunto com a etapa da **elaboração da planilha de cálculo**, os métodos teóricos puderam ser confrontados e verificados com os resultados experimentais. Além disso, descrições gráficas foram elaboradas de forma a contribuir para a visualização de ordem comparativa.

Na etapa da **análise de resultados** foram descritos os métodos de cálculo mais eficientes em serviços de reforço de pilares para a técnica estudada. A eficiência foi mensurada de acordo com a variação da capacidade resistente teórica do elemento reforçado em relação àquela obtida de forma experimental. Por fim, foram desenvolvidas as **considerações finais** da pesquisa, a partir dos resultados inferidos.

3 REFORÇO ESTRUTURAL: GENERALIDADES

O crescente desenvolvimento da construção civil trouxe – além do avanço científico e tecnológico – uma maior preocupação por parte dos profissionais quanto à qualidade dos materiais e das estruturas. Conseqüentemente, questões como vida útil, durabilidade e desempenho, por apresentarem ligação direta com a qualidade dos sistemas estruturais, adquiriram maior importância, à medida que passaram a ser tema de diversos trabalhos acadêmicos. É justificável, portanto, a apresentação das definições e das diferenças entre essas três questões.

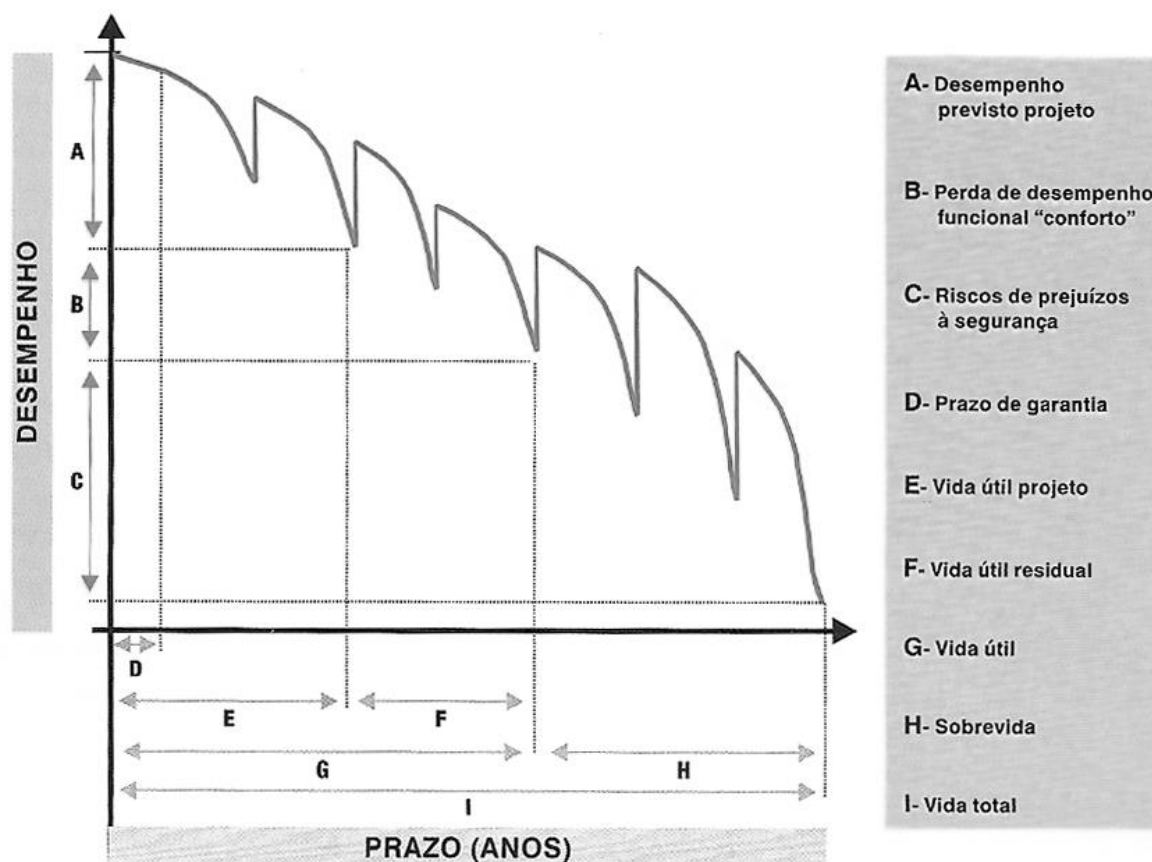
O período durante o qual as propriedades de um material permanecem acima dos limites mínimos de projeto é definido como vida útil. Desempenho de um material é caracterizado como o seu comportamento em serviço ao longo da vida útil (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 17). Por outro lado, durabilidade é o parâmetro que relaciona a aplicação, em uma determinada construção, das características de deterioração do concreto e dos sistemas estruturais, avaliando a resposta frente aos efeitos da agressividade ambiental, e definindo, assim, a vida útil (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 19).

O desempenho e a vida útil de uma edificação são questões que apresentam certa relação de dependência. A figura 2 ilustra esta afirmação, mostrando o retrocesso do desempenho de uma edificação ao longo da sua vida total. De acordo com a figura, a vida útil é dividida em duas etapas: a de projeto, na qual o desempenho se mantém acima do nível mínimo previsto no projeto, e a residual, para a qual o decréscimo do desempenho acarreta apenas no caráter funcional do conforto.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 13) classifica os requisitos de qualidade para os sistemas estruturais em três grupos:

- a) capacidade resistente: consiste na segurança à ruptura;
- b) desempenho em serviço: consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização, sem apresentar danos que comprometam o uso para o qual foi projetada;
- c) durabilidade: consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas nas etapas de elaboração do projeto.

Figura 2 – Evolução do desempenho das edificações



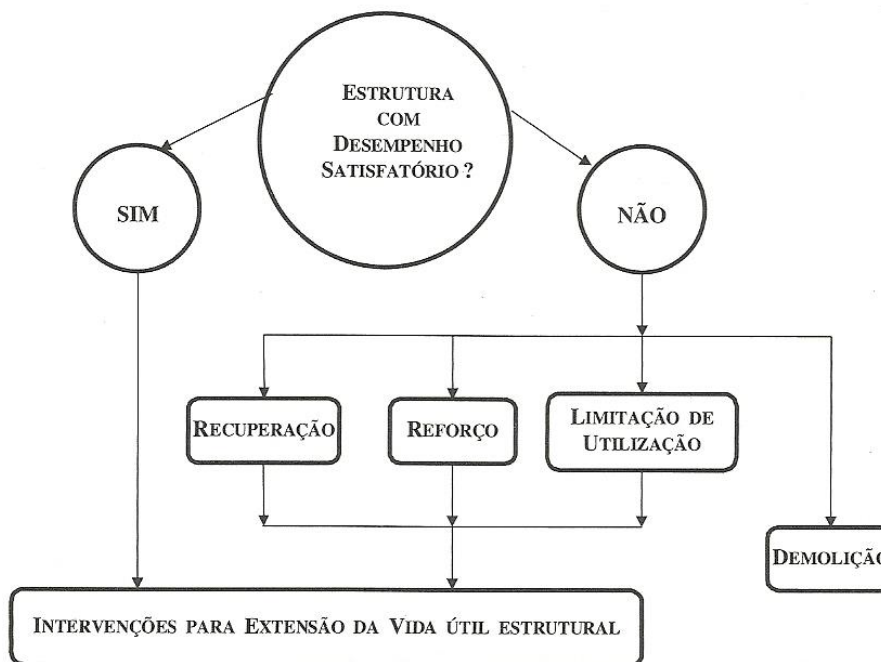
(fonte: OTTO BAUMGART INDÚSTRIA E COMÉRCIO S.A., [2013], p. 8)

Quando algum dos critérios de qualidade descritos anteriormente não é atendido por alguma eventualidade, torna-se necessária a intervenção na estrutura. Em se tratando do desempenho, Souza e Ripper (1998, p. 21) afirmam:

[...] na eventualidade de que algum infortúnio possa ter ocorrido, e de que o desempenho da estrutura venha a se tornar insatisfatório, os responsáveis deverão estar habilitados a tomar a melhor decisão sobre como então proceder, adotando a opção mais conveniente, que respeite pontos de vista técnicos, econômicos e socioambientais [...].

A figura 3 apresenta o fluxo para a tomada de decisão a respeito de estruturas com o desempenho comprometido. Dependendo da situação, pode ser proposto um serviço de recuperação e/ou de reforço, a limitação de utilização do elemento ou, quando necessário, a sua demolição.

Figura 3 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 21)

Na introdução do trabalho, encontrada no capítulo 1, já foi mencionado que a diferença entre recuperação e reforço é apenas conceitual. De acordo com Piancastelli ([2005], p. 2), a escolha de se recuperar ou reforçar um elemento vai depender dos objetivos de desempenho buscados pelos responsáveis do projeto e da execução dos serviços na estrutura. Assim, segundo o autor, conceitua-se recuperação o serviço que visa devolver o desempenho perdido e reforço aquele com a intenção de aumentá-lo.

Souza e Ripper (1998), seguindo a mesma linha, sugerem que a diferença entre recuperação e reforço é baseada na capacidade portante da estrutura requerida. Portanto, definem como recuperação o trabalho realizado com o objetivo de restaurar a capacidade portante original do elemento estrutural e como reforço aquele com a função de ampliar tal capacidade.

Independente da execução de serviços de recuperação ou reforço de estruturas de concreto, primeiramente, é preciso levantar as causas que tornaram necessários tais serviços, de forma a produzir um estudo detalhado dos efeitos produzidos. Posteriormente, pode-se escolher a técnica mais adequada, o que inclui selecionar os materiais e equipamentos compatíveis, bem como a mão de obra necessária para a execução dos trabalhos (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 105).

Além disso, para os serviços de recuperação e, principalmente, de reforço, é importante salientar que não existem instruções normativas específicas. Por isso, os projetos são normalmente desenvolvidos a partir da experiência pessoal do engenheiro responsável, que, ou os adapta às instruções presentes na NBR 6118/2007 e em outras normas brasileiras, ou se utiliza de critérios isolados de normas estrangeiras (PIANCASTELLI, [2005], p. 4).

Verifica-se, então, a importância do cálculo estrutural durante a fase de projeto dos elementos que necessitam de algum tipo de recuperação ou reforço. Souza e Ripper (1998, p. 105) afirmam que os trabalhos de cálculo estrutural são sempre necessários, independente se for por causa da alteração da funcionalidade da estrutura ou de alguma danificação sofrida – caso em que o reforço está inserido na recuperação. Ainda, os autores justificam que:

[...] só a partir do cálculo poderão ser estabelecidos elementos básicos para:

- a) definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se ao reforço – e a extensão desta intervenção – e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- b) determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou da peça estrutural [...] e, conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;
- c) indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;
- d) avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- e) escolha da técnica executiva a utilizar;
- f) determinação das tarefas necessárias e das quantidades reais de trabalho a realizar, isto é, definição do custo real da empreitada, em conjunto com os elementos da inspeção técnica realizada [...].

Como afirmado anteriormente, é importante levantar as causas que levaram à necessidade de se adotar uma técnica de reforço. De acordo com Nakamura¹ (2009, p. 52):

[Os] motivos que podem levar à necessidade de intervir em uma estrutura [são]:

- a) erro de projeto – manifestado por equívocos de concepção e de detalhamento;
- b) erros de execução – posicionamento indevido das armaduras, não conformidade da entrega do concreto, etc.;

¹ A autora indica que essas informações são do engenheiro Francisco Graziano.

- c) uso inadequado – superestimar a capacidade da estrutura ou alterar uso (exemplo: transformar edifício residencial em industrial);
- d) falta de manutenção;
- e) ação do tempo e do meio ambiente (exemplo: ação de agentes agressivos, como cloretos, gases, chuva ácida);
- f) reações endógenas do próprio concreto (exemplo: reação álcali-agregado);
- g) causas excepcionais que danificam a estrutura (exemplo: choques, acidentes, etc.).

Souza e Ripper (1998, p. 142) confirmam as informações acima:

Os motivos pelos quais são necessários trabalhos de reforço em uma estrutura de concreto ou em um ou mais de seus elementos estruturais são os seguintes:

- a) correção de falhas de projeto ou de execução;
- b) aumento da capacidade portante da estrutura, para permitir modificações em seu uso;
- c) regeneração da capacidade portante, diminuída em virtude de acidentes (choques, incêndios, etc.) ou de desgaste ou deterioração;
- d) modificação da concepção estrutural, como o corte de uma viga, por exemplo, por necessidade arquitetônica ou de utilização.

As causas destacadas acima são genéricas para qualquer componente estrutural danificado, como vigas, lajes, pilares e consolos. Independente do elemento em estudo, na etapa posterior ao levantamento das causas, é importante conhecer as propriedades de deformação dos materiais envolvidos e a deformabilidade do conjunto formado pelo elemento danificado e material de reforço. Nesse contexto, Sudano (2010, p. 2) cita que, para pilares, por exemplo, o conhecimento a respeito das propriedades dos materiais permite inferir sobre a sua forma de ruína, tomando as devidas providências para que se obtenha a ruína dúctil.

Definido o projeto dos serviços de recuperação ou reforço de elementos danificados, é importante que a superfície seja preparada para o recebimento dos trabalhos. Diversas são as intervenções que garantem o bom preparo inicial da superfície e Souza e Ripper (1998) as descrevem como:

- a) polimento: para superfícies muito ásperas, visa reconduzir o concreto à sua textura original;
- b) lavagens: podem ser,

- pela aplicação de soluções ácidas ou alcalinas: por exemplo, para remoção de tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos de cimento, etc.;
- com jatos de água: largamente utilizada como técnica de limpeza, pode ser aplicada simultaneamente aos jatos de areia com água fria ou quente;
- c) limpezas especiais: utilização de jatos de vapor, ar comprimido, areia ou limalha de aço. Em pequenas superfícies, pode-se ainda ser aplicada a escovação manual e o apicoamento;
- d) saturação: visa garantir melhor aderência da superfície com o concreto ou argamassa que é aplicado sobre ela;
- e) corte (remoção profunda de concreto degradado): procura remover todo e qualquer processo que seja nocivo à boa saúde das armaduras. Logo, justifica-se sua aplicação quando houver corrosão de armaduras.

Por ser o foco do trabalho, os capítulos a seguir tratam exclusivamente sobre o reforço de pilares de concreto armado. São apresentados os materiais e as técnicas mais utilizadas, bem como os aspectos de projeto comumente empregados para o cálculo de tais reforços.

4 REFORÇO DE PILARES: TÉCNICAS E MATERIAIS

O estudo das técnicas de reforço já consagradas e empregadas em elementos comprimidos de concreto armado é uma etapa importante, mas também é preciso conhecer os materiais que são utilizados. Com isso, o responsável pelos serviços terá capacidade para escolher o conjunto de técnica e materiais mais adequados a um determinado projeto.

A importância da escolha do material está intimamente ligada aos objetivos de desempenho e durabilidade a que se está buscando no elemento danificado. Além disso, para Souza e Ripper (1998, p. 17), cada material ou componente apresenta uma reação particular aos agentes de deterioração (sol, chuva, umidade, etc.), na qual o grau da deterioração vai depender da natureza do material e das condições de exposição a esses agentes.

Segundo Sudano (2010, p. 1), as técnicas de reforços em pilares podem ser agrupadas de acordo com os mecanismos resistentes a elas associados. Os três mecanismos sugeridos pelo autor são:

- a) **aumento da seção transversal:** acréscimo de materiais que proporcionam esforços resistentes na mesma direção do esforço solicitante principal, e que, portanto, incrementam diretamente a capacidade portante do pilar. Exemplos: perfis ou chapas de aço, camisa de concreto;
- b) **confinamento do concreto:** aumento da resistência do concreto pela introdução de pressões laterais de confinamento. Exemplo: encamisamento com compósito de fibra de carbono (PRFC [polímeros reforçados com fibras de carbono]);
- c) **interação de componentes:** atuação solidária entre substrato (pilar original) e reforço por meio de mecanismos adequados de transferência de esforços. Exemplo: no caso de encamisamento com concreto e armadura transversal adequada, há contribuição do material acrescentado, do pilar original (núcleo) e do efeito de confinamento.

Souza e Ripper (1998, p. 83) agrupam o estudo dos materiais de reforço em concretos e argamassas, polímeros (utilizados na ligação entre concretos de diferentes idades), materiais elaborados (fabricados *in loco*) e materiais pré-fabricados. De acordo com Zanato (1999, p. 8), destacam-se, no âmbito do reforço estrutural, as técnicas que empregam materiais como concreto convencional, argamassa com adição de sílica ativa e chapas de aço coladas com

resina epóxi. Seguindo nessa linha, Piancastelli ([2005, p. 2]) agrupa as principais técnicas em reforço com:

- a) concreto armado;
- b) perfis metálicos;
- c) chapas de aço coladas;
- d) lâminas ou folhas de carbono coladas.

Os reforços com concreto armado são os mais utilizados em pilares, tendo em vista que os procedimentos são bastante análogos àqueles empregados em novas construções. As intervenções são de fácil execução, desde que bem detalhadas e especificadas, reduzindo o nível de especialização da mão de obra (PIANCASTELLI, [2005], p. 3).

As técnicas com perfis metálicos ou com chapas de aço coladas também podem ser uma opção, ainda que não sejam tão utilizadas quanto os reforços com concreto armado. Como exemplo, pode-se citar o encamisamento metálico, que é uma possível solução em reforços de pilares de concreto armado; as principais técnicas de encamisamento são realizadas com concreto armado (descrito anteriormente), mas é possível que elas sejam realizadas também com polímeros reforçados com fibras (PRF) e com chapas de aço (SUDANO, 2010, p. 2). Souza e Ripper (1998, p. 208) afirmam que é possível adotar tanto as técnicas por encamisamento metálico sem a utilização de resinas – com a capacidade resistente transferida integralmente do concreto para o aço –, como também as situações híbridas, em que os perfis trabalham simultaneamente com o concreto por chumbamento e colagem à estrutura original.

O reforço com lâminas ou folhas de carbono coladas representam serviços de relativa facilidade de execução em pilares, dada a flexibilidade das mantas e tecidos de PRF. O aumento da capacidade resistente do pilar se dá através do envolvimento da seção pelas fibras (confinamento), resultando num aumento de resistência e de ductilidade do concreto (REIS, 2001, p. 98).

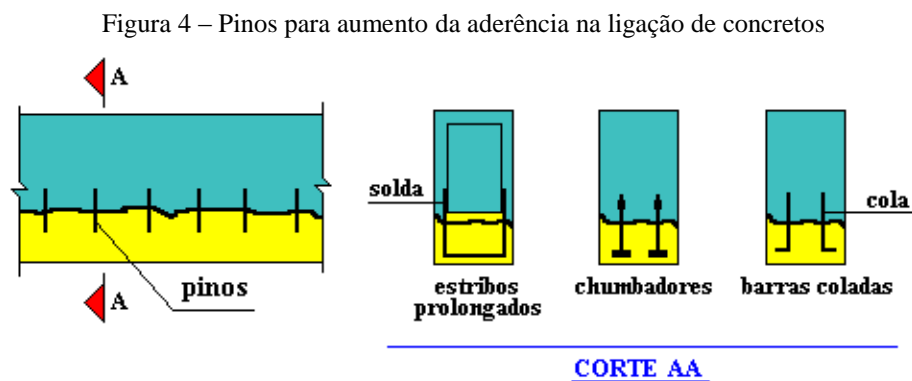
De maneira geral, a solução a ser escolhida para o reforço de pilares dependerá – além das causas que levaram à necessidade do reforço – da posição do pilar na edificação, de razões estéticas e, também, da disponibilidade dos materiais. Em alguns casos, é suficiente apenas aumentar a seção de armadura, e em outros pode ser também necessário aumentar a seção de concreto (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 165).

A seguir são exploradas algumas técnicas, bem como os materiais constituintes dos seus serviços. Ocasionalmente, são abordados alguns tópicos referentes aos serviços de recuperação, uma vez que, em alguns casos, ambas as atividades – recuperação e reforço – são executadas.

4.1 REFORÇOS DE PILARES COM CONCRETO

O concreto é o material mais utilizado para o reforço de estruturas, principalmente pela sua versatilidade e adaptação às mais variadas condições e situações de execução. No entanto, uma das grandes preocupações diz respeito à aderência entre o concreto de reforço (concreto novo) e o concreto da peça a ser reforçada (concreto velho). O comportamento monolítico da peça reforçada – desejável para a qualidade do serviço – depende da perfeita aderência entre os dois elementos (PIANCASTELLI, [2005], p. 3). Para Reis (2001, p. 80), reforços em concreto apresentam como desvantagem a interferência arquitetônica – por aumentarem a seção do pilar – e o tempo necessário para atingir a resistência requerida no elemento e, então, colocá-lo em serviço.

Segundo Piancastelli ([2005], p. 3), um recurso utilizado para melhorar a aderência entre o concreto original e o concreto de reforço são os adesivos epoxídicos. Outra solução empregada para manter o trabalho monolítico da estrutura é a adoção de pinos que atravessam a interface entre os dois concretos. Os pinos funcionam de forma a resistir os esforços cisalhantes atuantes nessa região. A figura 4 indica os diferentes tipos de pinos que podem ser aplicados para auxiliar no aumento da aderência: estribos prolongados, chumbadores ou barras coladas com resina. Observe que a parte em amarelo representa o concreto de reforço.



(fonte: PIANCASTELLI, [2005])

É importante ressaltar que reforços em concreto podem promover o aumento da rigidez do elemento reforçado. Nestes casos, é necessária a avaliação do comportamento global da estrutura, considerando a redistribuição de esforços (PIANCASTELLI, [2005], p. 8).

São descritas nos próximos itens algumas das técnicas disponíveis quando da adoção de reforços com concreto armado. O estudo pode ser dividido em reforço:

- a) por encamisamento retangular/quadrado de concreto armado: o pilar é totalmente envolvido pelo concreto armado, resultando em forma retangular ou quadrada;
- b) lateral: o acréscimo de concreto não é feito em todas as faces do pilar;
- c) por cintamento de concreto armado: forma de encamisamento com adoção de armadura transversal circular de cintamento e preenchimento de concreto.

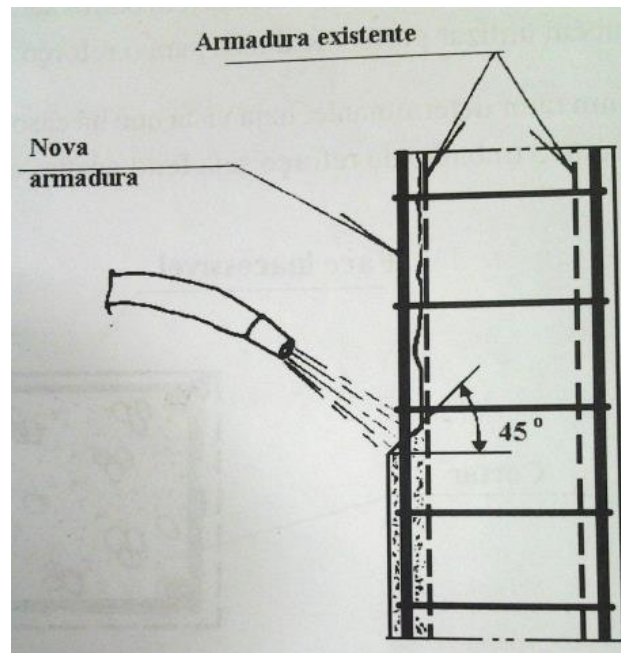
4.1.1 Reforço por encamisamento retangular/quadrado de concreto armado

A técnica de reforço por encamisamento de concreto armado é aquela na qual o pilar é totalmente envolvido pelo concreto. Alguns autores tratam a técnica como de aumento da seção transversal, devido a consequente ampliação da geometria do pilar. Segundo Piancastelli ([2005], p. 9), observa-se que nos reforços por encamisamento, a aderência entre os concretos novo e velho é favorecida pela própria compressão gerada devido à retração transversal do novo concreto de reforço, que causa uma pressão lateral no pilar original.

Para Souza e Ripper (1998, p. 166), o procedimento para o aumento de seção transversal retangular ou quadrada com concreto armado deve respeitar algumas regras. Caso for utilizado concreto projetado, colocam-se guias lateralmente para evitar a perda excessiva de concreto, conforme é ilustrado na figura 5.

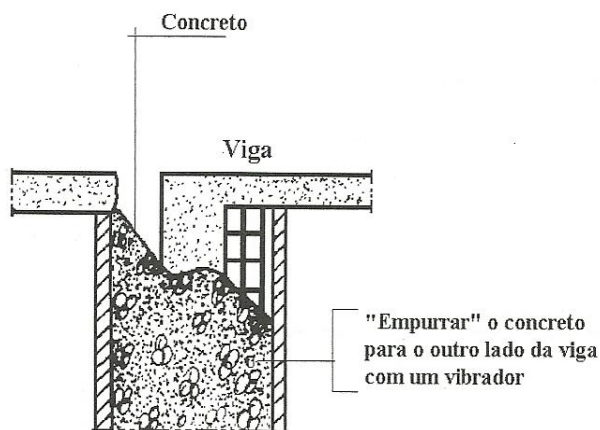
Se a opção for o concreto convencional – geralmente empregado com aditivos plastificante e expansor –, a concretagem deve ser feita em partes, a cada metro de altura, de baixo para cima. No último lance, podem ser feitas aberturas nas lajes do teto, conforme a figura 6, ou, se não for possível, utiliza-se a argamassa farofa, de acordo com a figura 7 (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 166).

Figura 5 – Reforço com concreto projetado a 45° com a superfície de base



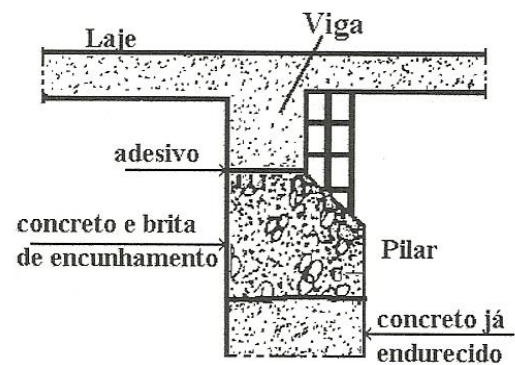
(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998)

Figura 6 – Reforço com concreto – concretagem pelo rasgo na laje



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998)

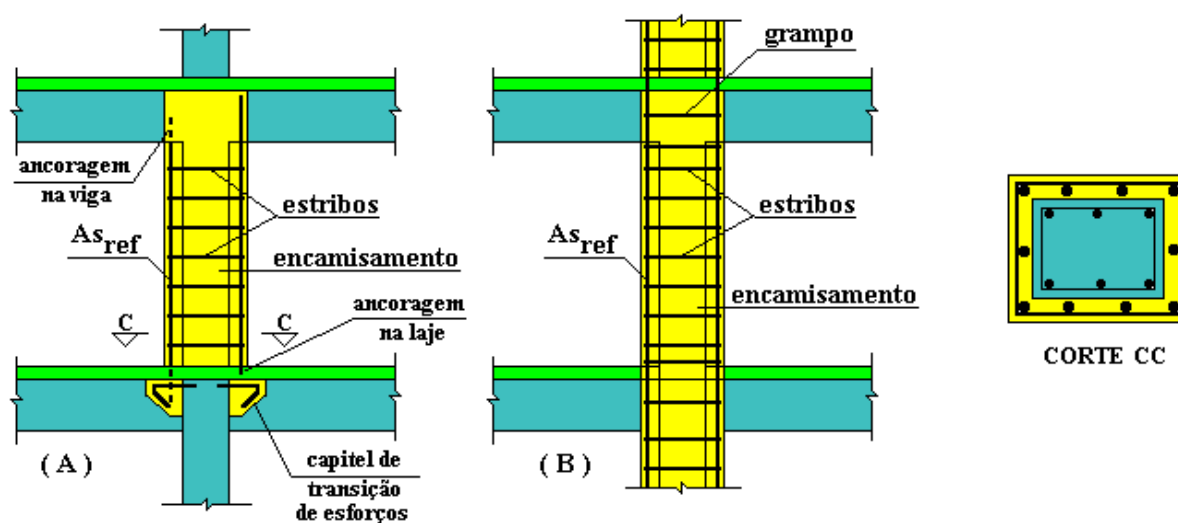
Figura 7 – Reforço com concreto – concretagem pelo topo do pilar



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998)

Seguindo o mesmo raciocínio, Piancastelli ([2005], p. 9) apresenta a figura 8, exemplificando a técnica de encamisamento retangular/quadrado com concreto.

Figura 8 – Reforço por encamisamento retangular de concreto armado



(fonte: PIANCASTELLI, [2005])

No caso (A) da figura 8, o reforço do pilar é feito em único pavimento, sendo que a transferência de esforços se dá através das vigas e da aderência entre o pilar original e o de reforço. A armadura longitudinal do reforço é ancorada superiormente na viga e inferiormente na laje, podendo ser executado capitel no pilar do pavimento subjacente abaixo para uma melhor transferência dos esforços. Superiormente, a armadura longitudinal deve ser estendida até a face inferior da laje do pavimento acima. Já no caso (B), o reforço é contínuo, atingindo mais de um pavimento de forma ininterrupta. Nessa solução, a armadura longitudinal precisa ser contínua, sendo o único impedimento atravessar o concreto das lajes (PIANCASTELLI, [2005]).

Quanto à prática de projeto, é comum, por questões de segurança, a desconsideração da contribuição do pilar existente (que funciona como um núcleo envolvido pela camisa de concreto). No entanto, essa decisão acarreta em um acréscimo de área ainda maior, o que reduz as possibilidades de aplicação da técnica de aumento de seção transversal (SUDANO, 2010, p. 2). Para Takeuti (2003), é possível considerar a capacidade resistente do núcleo confinado com segurança, desde que uma adequada armadura transversal seja disposta na camisa de reforço de forma a mobilizar as pressões laterais de confinamento.

Para contornar o problema do acréscimo da área de seção transversal, pode-se executar o reforço com concreto de alta resistência (CAR). Porém, de acordo com Sudano (2010, p. 2), por causa da menor tenacidade do CAR, é possível que ocorra algum problema de perda de

ductilidade do pilar reforçado. Sudano (2010, p. 67) cita que a utilização do CAR pode trazer alguns inconvenientes no futuro, como a ruína frágil do pilar reforçado:

Esta estratégia de reforço [aumento da seção transversal] apresenta como inconvenientes o próprio aumento da seção transversal do pilar, o que causa a perda de espaço útil em garagens de edifícios, por exemplo, e a baixa eficiência, se comparada com as outras estratégias [...]. Para minimizar estes inconvenientes pode-se lançar mão do uso de concretos de alta resistência, com isso, o aumento na seção transversal é menor e a eficiência do reforço aumenta. Porém, com o uso de uma camisa de concreto de alta resistência surge um novo inconveniente: a ruína frágil do pilar reforçado.

Takeuti (2003), no entanto, afirma que se pode atingir um nível satisfatório de ductilidade com a disposição de quantidade adequada de armadura transversal e longitudinal na camisa de reforço.

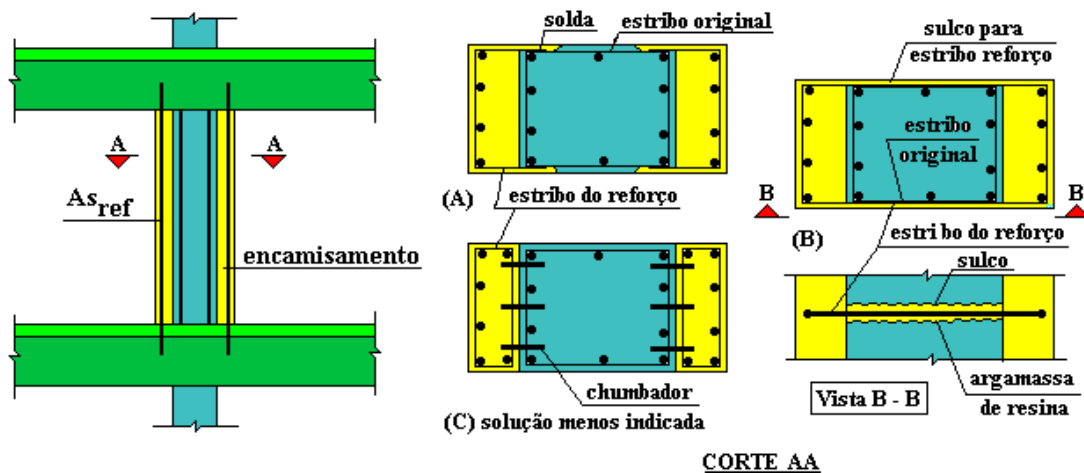
Por fim, mas não menos importante, vale lembrar que a qualidade do concreto de reforço final depende da escolha e utilização adequada dos seus constituintes – cimentos, agregados, água e aditivos. O cimento pode ser visto como o componente de maior importância para a manutenção da estabilidade das dimensões do concreto, ou seja, da mínima ocorrência dos fenômenos de expansão, retração e fissuração. Ele também é responsável pela resistência química do concreto, isto é, a sua capacidade de resistir aos efeitos dos agentes químicos que podem deteriorar a estrutura (água do mar, salinidade, poluição atmosférica, etc.). Por isso, as características físicas e químicas do cimento refletem diretamente na resistência mecânica do concreto (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 84).

4.1.2 Reforço lateral de concreto armado

Ainda que menos utilizada, pode-se executar a técnica de reforço lateral de concreto armado como alternativa. Mas, diferentemente do encamisamento, ela não confere um acréscimo de concreto em todas as faces do pilar original. Isso implica que não existe a opção de desconsiderar a parcela de resistência proveniente do pilar original, ou seja, a resistência do elemento reforçado se dá pelo trabalho conjunto do concreto antigo com o concreto do reforço. É essencial, portanto, a adoção de mecanismos para promover a melhor aderência entre os dois concretos, como os pinos de ligação já apresentados anteriormente na figura 4, ou a aplicação de adesivos estruturais (PIANCASTELLI, [2005], p. 9-10).

Conforme indicado por Piancastelli ([2005], p. 10), a figura 9 apresenta as soluções que podem ser adotadas para executar a técnica do reforço lateral para pilares de seção quadrada ou retangular. No caso (A), são utilizados os estribos soldados, mas estes só devem ser empregados com aços não encruados a frio. Em (B), a junção dos dois concretos é dada através de sulcos abertos no cobrimento de duas das quatro faces do pilar original. Por fim, ainda que menos indicada, a solução (C) ilustra a ligação através de chumbadores metálicos.

Figura 9 – Reforço lateral de concreto armado



(fonte: PIANCASTELLI, [2005])

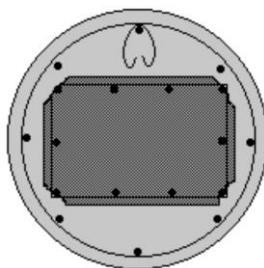
4.1.3 Reforço por cintamento de concreto armado

O cintamento em concreto armado, outra forma de encamisamento, é uma técnica que consiste em recobrir o pilar com fôrma cilíndrica, de maneira a conter as deformações transversais do concreto quando ele for submetido a um esforço de compressão centrada. A armadura transversal (estribos), responsável por conter as deformações transversais, pode ser de forma helicoidal contínua ou circular com espaçamento constante (TAKEUTI, 1999, p. 15). Dessa forma, o cintamento de concreto armado é uma técnica de encamisamento semelhante àquela apresentada no item 4.1.1, onde a diferença está na geometria final da seção transversal do pilar, que nesse caso será necessariamente circular.

A técnica é uma alternativa vantajosa, por propiciar um aumento na resistência à compressão, por fretagem, do concreto de reforço, bem como do pilar original. Observa-se que a ruptura à compressão do concreto de reforço ocorre por tração em plano perpendicular ao de compressão (PIANCASTELLI, [2005], p. 10-11).

Piancastelli ([2005], p. 11) afirma, ainda, que em pilares de seção retangular, como o mostrado na figura 10, para reduzir o diâmetro externo final do pilar, as quintas podem ser quebradas. Porém, é preciso atentar ao fato de que isso deve ser feito antes dos serviços de preparação do substrato que receberá o concreto de reforço, de forma a possibilitar a boa aderência nessa região.

Figura 10 – Reforço por cintamento de concreto armado



(fonte: PIANCASTELLI, [2005])

4.2 REFORÇOS DE PILARES COM CHAPAS DE AÇO

Este método baseia-se na colagem de chapa de espessura adequada através de adesivo e uso de parafuso auto-fixantes. Assim como ocorre nos reforços com concreto armado, a chapa de aço é responsável por promover o confinamento do pilar original, através da restrição da sua deformação lateral excessiva. Esta alternativa é válida por promover uma ruína dúctil do pilar encamisado, uma vez que o aço é um material dúctil (SUDANO, 2010, p. 3).

Segundo Reis (2001, p. 82), como vantagens, pode-se dizer que a técnica é uma solução de baixo custo, de pequena alteração na seção do elemento reforçado e, portanto, de pouca interferência arquitetônica. O interesse pela técnica surge quando a deficiência encontra-se nas armaduras existentes e não nas dimensões e qualidade do concreto. Campagnolo et al.² (1994 apud ZANATO, 1999, p. 10) citam como outra vantagem o fato do reforço não gerar a redistribuição de ações no restante da estrutura. Além disso, esse tipo de reforço proporciona uma resistência bastante elevada, visto que as características da resina epóxi apresentam propriedades mecânicas muito superiores às do concreto e inferiores às do aço.

² CAMPAGNOLO J. L. et al. **Reforço de lajes com chapas de aço coladas com resina epóxi**. Porto Alegre: Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1994. Relatório de pesquisa.

Quanto às desvantagens do uso da técnica, pode-se destacar o fato do ganho de resistência do pilar ser limitado à espessura e ao peso da chapa de aço (REIS, 2001; SUDANO, 2010). Segundo Shehata e Teixeira Júnior³ (1998 apud REIS, 2001, p. 87), uma restrição prática refere-se à durabilidade da aderência nas interfaces adesivo-concreto e adesivo-chapa, além da necessidade de consideração da proteção ao fogo.

4.3 REFORÇOS DE PILARES COM PERFIS METÁLICOS

O método do reforço com perfis metálicos é o mais comumente utilizado em situações de emergência. Os perfis são colocados mediante chumbamento com buchas expansivas e então feito o preenchimento com resinas por injeção. Sendo assim, é importante que a preparação do substrato seja feita com atenção, para que a aderência da chapa com o concreto do pilar original seja a melhor possível. A técnica tem como característica positiva não gerar grandes alterações da geometria da peça original (REIS, 2001, p. 81).

Reis (2001) enumera algumas precauções, uma vez que a técnica pode introduzir efeitos de segunda ordem danosos em outros pontos da estrutura. Para o caso de pilares, sugere-se que o reforço seja feito de forma contínua nos pavimentos adjacentes, evitando assim tensões de cisalhamento nas lajes.

Souza e Ripper (1998, p. 152) afirmam que, baseados em ensaios experimentais já realizados, os elementos reforçados com perfis metálicos se comportam, no ELU (estado limite último), como peças de concreto armado tradicionais, nas quais a armadura total é a soma de todas as armaduras que compõem a peça reforçada, tanto interna, quanto externa. Dessa constatação resulta o fato de que a estrutura com reforço exibe um comportamento em serviço melhor do que aquelas tradicionais.

4.4 REFORÇOS DE PILARES COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS

Este método de reforço baseia-se no aumento da resistência do substrato (pilar original) pelo efeito do confinamento, realizado com o PRF como material confinante, que apresenta boa

³ SHEHATA, I. A. E. M.; TEIXEIRA JÚNIOR, S. V. Reparo de consolos curtos danificados. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1998, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Universidade de São Paulo, 1997. v. 6, p. 2525-2531.

resistência à tração (SUDANO, 2010, p. 2). De acordo com Reis (2001), alguns materiais compósitos têm sido empregados em construções novas e reforços de estruturas, como aqueles feitos com fibras de carbono (PRFC), vidro (PRFV) ou aramida (PRFA). Eles são utilizados na forma de barras de armadura, cabos de protensão, lâminas, mantas ou folhas flexíveis.

Os materiais compósitos são aqueles formados pela composição de dois ou mais materiais, de forma que o conjunto apresente características mecânicas distintas daquelas dos componentes individuais. Assim, tem-se duas partes principais: as fibras e a matriz. As fibras têm a função de servir de reforço mecânico para a matriz que as envolve. No caso dos PRFC, a matriz é constituída por epóxi, que mantém a estabilidade das fibras tensionadas, protege contra a abrasão e ataques químicos (REIS, 2001, p. 87).

Sudano (2010, p. 3) afirma que uma das deficiências dos PRF é apresentar comportamento frágil na ruptura. A ruína é geralmente frágil, apesar de o comportamento ser tipicamente bilinear do diagrama de tensão-deformação de pilares reforçados submetidos à compressão axial. O autor cita, ainda, que a técnica é menos eficiente para pilares de seção retangular ou quadrada, devido a alta concentração de tensões nos cantos e da diminuição das pressões de confinamento nas faces planas. Sugere-se, por isso, a mudança da forma da seção para circular, a fim de potencializar o efeito do confinamento.

4.5 REFORÇOS DE PILARES COM ARGAMASSA COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA

Na década de 1950, começaram a ser desenvolvidos estudos sobre o comportamento de concretos com adição de sílica ativa. Desde então, a tecnologia passou a ser empregada na Europa, Estados Unidos e Japão (ZANATO, 1999, p. 11).

De acordo com Zanato (1999), a sílica ativa, quando adicionada ao cimento, apresenta a vantagem de atuar como um microfíler, por se apresentar na forma de pequenos grãos esféricos. Isso proporciona uma maior densificação e continuidade da pasta de cimento, influenciando nas diversas propriedades da argamassa final. No estado endurecido, o efeito mais pronunciado é o aumento da resistência do concreto e da argamassa, mas esse aumento depende da relação água/aglomerante adotada.

De acordo com Campagnolo et al.⁴ (1996 apud ZANATO, 1999, p. 13):

[...] a execução de reforços com argamassa com adição de sílica ativa é plenamente viável devido a sua facilidade de execução e aquisição do material. Os resultados obtidos demonstraram a perfeita aderência entre a argamassa e o concreto antigo, conferindo à peça reforçada caráter monolítico, sendo seu custo vantajoso comparado a outras técnicas.

No âmbito das técnicas em concreto armado anteriormente descritas, são desenvolvidos no próximo capítulo os métodos de cálculo encontrados na bibliografia para o reforço por encamisamento retangular/quadrado e por cintamento.

⁴ CAMPAGNOLO J. L. et al. **Reforço de vigas à flexão com argamassa aditivada**. Porto Alegre: Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1996. Relatório de pesquisa.

5 REFORÇOS DE PILARES COM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE TEÓRICA, ASPECTOS DE PROJETO E MÉTODOS DE CÁLCULO

Os métodos de cálculo para o projeto de elementos estruturais danificados, diferentemente daqueles desenvolvidos para novas estruturas em concreto armado ou protendido, não se encontram de maneira vasta na bibliografia sobre o assunto. Além disso, a inexistência de normas técnicas brasileiras específicas dificulta o entendimento de quais são os aspectos apropriados que devem ser considerados nos projetos de reforços.

Neste capítulo, é feito o embasamento teórico com o objetivo de promover o entendimento do comportamento estrutural de pilares reforçados com concreto armado. Para isso, são comentados os aspectos de projeto para a estimativa da capacidade resistente e da resistência residual de elementos comprimidos, além de abordar o fenômeno do confinamento do concreto. Por ser necessário para a posterior apreciação dos métodos de cálculo, é apresentado também o estudo da esbeltez de pilares de concreto armado, conforme sugestões da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007). Por fim, são apresentados os métodos de cálculo propriamente ditos, para posterior comparação da capacidade resistente teórica com os resultados experimentais.

5.1 CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES REFORÇADOS

A problemática da determinação da distribuição dos esforços é a grande questão nos projetos de cálculo de reforço em pilares. Os pilares são elementos estruturais que absorvem as ações de um ou mais pavimentos e, por isso, é difícil ou até mesmo impraticável promover o alívio de cargas do pilar (TAKEUTI, 1999, p. 51).

Souza e Ripper (1998, p. 217-218) fazem algumas considerações para reflexão a respeito do descarregamento de elementos comprimidos nas situações de reforço:

- a) no caso específico de pilares de pontes ou outras estruturas onde é possível interditar ao tráfego, configurando o descarregamento parcial, admite-se a contribuição do núcleo de concreto original à resistência global do pilar;

- b) em edifícios residenciais, comerciais e industriais, nos quais as cargas não permanentes (acidentais) normatizadas foram consideradas nas etapas de projeto, pode-se estimar a parcela de **sobra** de resistência do pilar e, assim, considerar uma carga reduzida;
- c) seja um pilar com a capacidade resistente perfeitamente ajustada à solicitação que lhe é imposta, reforçado por encamisamento e com perfeita aderência entre os concretos velho e novo. Decorrido algum tempo, tem-se uma seção praticamente homogênea. Na teoria, após a execução do reforço, supondo a mesma carga na estrutura, a seção complementar (reforço) não entraria em serviço.

Souza e Ripper (1998, p. 218) mencionam também que, para um pilar com determinada carga original e que possa ainda absorver mais carga, ao ser reforçado e, então, inserido o acréscimo de carga, parte desse aumento é sustentado pelo pilar original e a outra parte pelo reforço que o constitui. Se for retirada essa carga adicional, têm-se duas possíveis consequências:

- a) a seção do reforço fica novamente completamente descarregada, livre de tensões, sendo a carga primitiva totalmente resistida pelo pilar original;
- b) quando foi acrescido o diferencial de carga, houve um rearranjo interno de tensões na seção total, tal que, mesmo após a retirada da carga adicional, a seção de reforço continua contribuindo na resistência do pilar, uma vez que o pilar reforçado é uma peça homogênea.

Por esses motivos, o cálculo da capacidade resistente em pilares reforçados ainda possui algumas incertezas. Nos métodos de cálculo descritos no próximo capítulo, considera-se que o pilar está totalmente descarregado quando da introdução do reforço. A consideração é válida, pois o objetivo do trabalho é verificar a eficiência dos métodos de cálculo em comparação a resultados experimentais, que foram obtidos através de ensaios em elementos sem pré-carregamento.

5.2 RESISTÊNCIA RESIDUAL DE PILARES DANIFICADOS

De acordo com Souza e Ripper (1998, p. 178), os estudos experimentais da capacidade resistente residual de elementos comprimidos ainda estão em desenvolvimento e não atingiram o patamar dos já consolidados para as peças fletidas. No entanto, é possível estimar a capacidade última para atuação de esforços axiais através da fórmula 1:

$$P_{ur} = 0,85f_{cd} \times A_{c\ total} + f'_{s2d} \times A'_{s\ total} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

P_{ur} = capacidade última residual do pilar danificado (N);

0,85 = é um coeficiente que leva em conta o efeito Rüşh⁵;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto (N/m²);

$A_{c\ total}$ = área total de concreto do pilar (m²);

f'_{s2d} = tensão de cálculo no aço para um encurtamento de 0,2% (N/m²);

$A'_{s\ total}$ = área total de aço (m²).

Ainda, de acordo com Souza e Ripper (1998, p. 178), a fórmula 1 é obtida através de algumas hipóteses, das quais os autores destacam:

- a) a resistência total do pilar é igual à soma das resistências do concreto e do aço que o constituem;
- b) toda a seção de concreto contribui uniformemente para a formação da capacidade última da coluna [pilar];
- c) o cobrimento de concreto e os estribos são suficientes para evitar a flambagem das barras da armadura longitudinal;
- d) não há deformação lenta.

Nas situações de corrosão de armadura de um pilar, o conseqüente surgimento de trincas no concreto de cobrimento pode acarretar no deslocamento do concreto. Além disso, a corrosão das armaduras longitudinais reduz a capacidade de carga do pilar, por diminuir a área de seção transversal das armaduras. Quando a corrosão ocorre nos estribos, ela é mais severa, pois compromete o confinamento do concreto, deixando as barras longitudinais livres e mais vulneráveis a situações de flambagem elástica (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 179).

O confinamento do concreto, como já definido no capítulo 4, é um dos mecanismos resistentes associados às técnicas de reforço em pilares, onde o aumento da resistência se dá

⁵ O efeito Rüşh considera a redução da resistência à compressão do concreto de elementos submetidos a carregamentos de longa duração. De acordo com Leonhardt e Mönning (1977, p. 14-15), é previsto no dimensionamento uma redução de 15% no valor de cálculo da resistência, ou seja, adota-se um valor de 0,85 f_{cd} .

pela introdução de pressões laterais promovidas pela armadura dos estribos. A seguir, o tema é abordado com mais profundidade, de forma a possibilitar a melhor compreensão dos métodos de cálculo considerados no trabalho.

5.3 CONFINAMENTO DO CONCRETO EM PILARES

Os mecanismos de confinamento, por proporcionarem um aumento na resistência e ductilidade, têm sido bastante utilizados no reforço e na reabilitação de pilares de concreto. As estruturas confinadas ficam submetidas a estados triaxiais de tensões, com o comportamento determinado através da relação tensão-deformação do concreto (SEIXAS, 2003, p. 2-3).

O fenômeno do confinamento pode ocorrer com qualquer material que promova a pressão lateral no pilar suficiente para aumentar a resistência do concreto confinado. Como já citado anteriormente no capítulo 4, em reforços com a adoção de PRF o efeito do confinamento é o principal responsável pelo aumento da resistência do pilar reforçado. No caso do confinamento realizado por outros materiais, como o aço, Seixas (2003, p. 3) elucida que, apesar da maioria dos estudos experimentais e teóricos se concentrarem no confinamento devido a armaduras internas do concreto armado, a técnica de reforço com utilização de tubos de aço externos preenchidos com concreto ganhou relevante difusão, principalmente em regiões sísmicas.

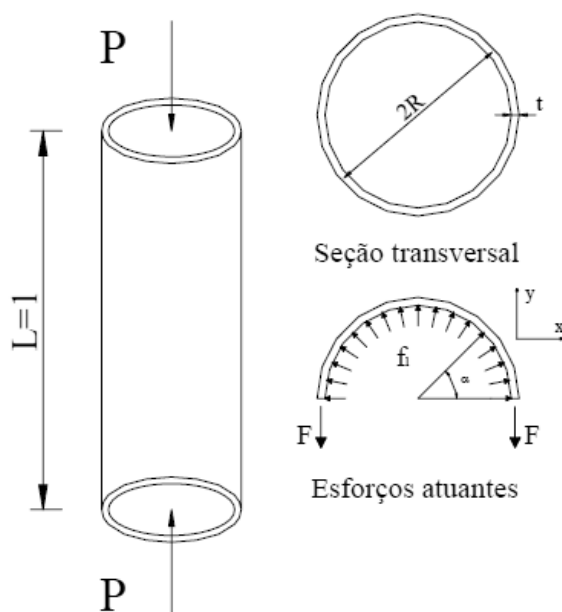
O efeito do confinamento de um elemento estrutural, como o pilar, depende principalmente da forma da sua seção transversal e do material utilizado na sua execução. Em geral, seções circulares apresentam confinamento mais eficiente, por causa da uniformidade das pressões laterais, enquanto que em seções prismáticas ocorre acúmulo de tensões nos vértices. Além disso, outro parâmetro que interfere no confinamento é a continuidade do material confinante – como o concreto, por exemplo – e de suas propriedades mecânicas (SEIXAS, 2003, p. 7).

No caso do fenômeno do confinamento realizado com concreto armado, diversos autores têm verificado, ao longo do tempo, que o aumento da taxa de armadura transversal nos pilares permite evidenciar o aumento da resistência provocado pelo confinamento. Quando submetido a esforços de compressão, o concreto sofre um encurtamento longitudinal e deforma lateralmente, o que é mensurado pelo coeficiente de Poisson (ν). No entanto, essa deformação é contida pela armadura transversal (estribos) e, por isso, gera tensões de tração

no aço. São essas tensões que, por fim, originam pressões laterais de confinamento no concreto, aumentando a sua resistência (TAKEUTI, 1999, p. 55).

Para compreender o fenômeno fisicamente, Carrazedo (2002, p. 31) exemplifica para um pilar de seção circular envolvido por um tubo de parede fina. Nessa situação, a relação entre a pressão interna – originada pela restrição do tubo à deformação lateral – e o esforço de tração na parede do tubo pode ser obtida pelo equilíbrio de esforços da seção transversal, visualizado através da figura 11 e das fórmulas 2 a 6.

Figura 11 – Pressão lateral em pilar de parede fina



(fonte: CARRAZEDO, 2002, p. 32)

Definidas as direções x e y correspondentes aos eixos no plano horizontal e vertical da seção do pilar, respectivamente, faz-se o equilíbrio de forças na direção y . Integrando as parcelas infinitesimais da pressão lateral nominal f_l em relação ao ângulo central α do pilar, tem-se a fórmula 2:

$$F = f_l \cdot R \quad (\text{fórmula 2})$$

De acordo com Carrazedo (2002, p. 32), como a parede do tubo é fina, pode-se admitir que a tensão é constante ao longo da sua espessura, resultando na fórmula 3:

$$f_p = \frac{F}{t} \quad (\text{fórmula 3})$$

Substituindo a fórmula 2 na fórmula 3 e reescrevendo-a em função de f_l , tem-se:

$$f_l = \frac{f_p \cdot t}{R} \quad (\text{fórmula 4})$$

Pode-se expressar a taxa volumétrica do material do tubo através da fórmula 5:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot t}{\pi \cdot R^2} = \frac{2 \cdot t}{R} \quad (\text{fórmula 5})$$

Com as fórmulas 4 e 5, pode-se, então, relacionar a pressão lateral nominal em função da tensão no tubo e da taxa volumétrica do material do tubo através da fórmula 6:

$$f_l = \frac{\rho_p}{2} \cdot f_p \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

F = resultante de tração no tubo por unidade de comprimento do pilar (N/m);

R = raio médio do tubo ou do pilar circular (m);

f_l = pressão desenvolvida no interior do pilar devido à restrição à deformação lateral (N/m²).

f_p = tensão atuante no tubo na direção circunferencial (direção da resultante F) (N/m²);

t = espessura da parede do tubo (m).

ρ_p = taxa volumétrica do material do tubo (adimensional);

A_p = área da seção transversal do tubo que envolve o pilar (m²);

A_c = área da seção transversal do pilar envolvido (m²).

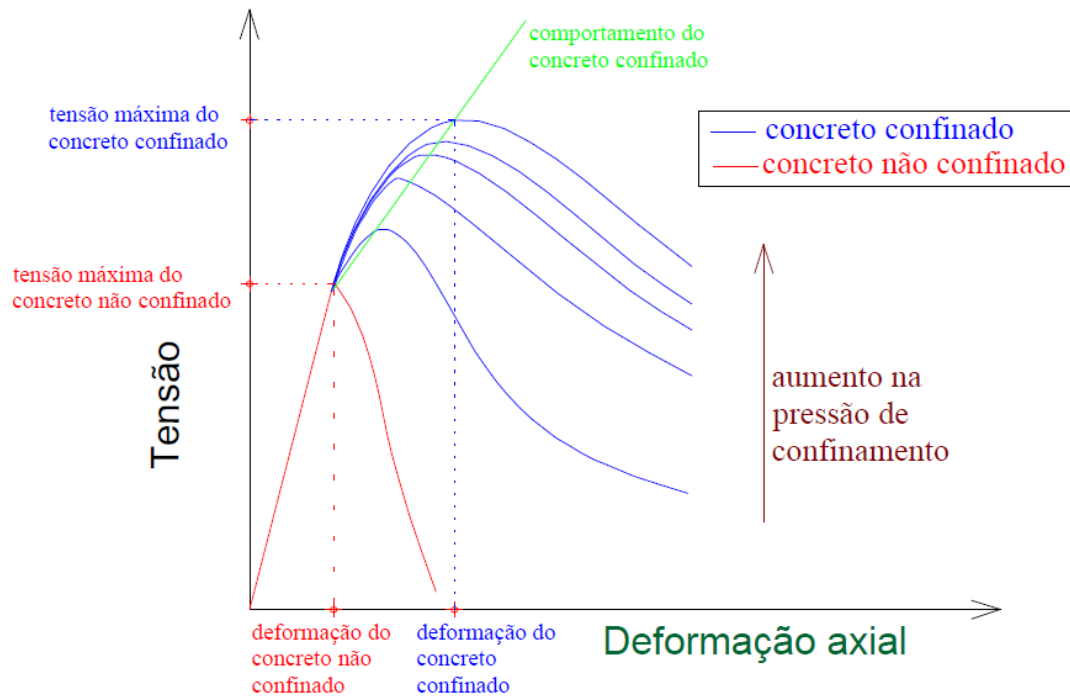
A relação expressa na fórmula 6 independe do material existente no interior do tubo, que pode ser um fluido, um material elástico ou o concreto. Quando o material é o concreto, a questão depende não só do módulo de elasticidade do material e do coeficiente de Poisson, mas também de outros fatores que influenciam a deformação lateral, como a microfissuração. As microfissuras que surgem entre os agregados e a pasta de cimento do concreto crescem com o aumento da carga. O confinamento aumenta a coesão, resultando no aumento da resistência ao impedir que as microfissuras cresçam a ponto de causar o rompimento do concreto por fissuração (CARRAZEDO, 2002, p. 33-34).

Demonstrado por Baccin (1998, p. 96-99), o comportamento do concreto confinado é influenciado, principalmente:

- a) pela taxa de armadura transversal: quanto maior a taxa volumétrica de armadura transversal, maior a pressão de confinamento e maior a resistência do concreto. O gráfico da tensão-deformação do concreto apresentado na figura 12 ilustra tal relação, evidenciando o comportamento do concreto confinado;
- b) pela resistência da armadura de confinamento: para pilares bem confinados, a resistência da armadura de confinamento proporciona uma melhora na resistência do concreto;
- c) pelo espaçamento da armadura de confinamento: o parâmetro afeta a distribuição de pressões laterais e a estabilidade da armadura original. Espaçamentos menores conferem maior uniformidade das pressões, promovendo um confinamento mais eficiente;
- d) pela geometria da seção: diversos trabalhos permitiram concluir que armadura em espiral é mais eficiente no confinamento do concreto do que os tradicionais estribos retangulares. Isso é explicado pela forma em espiral produzir pressões uniformes e contínuas ao redor do núcleo. Assim, pilares de seção circular apresentaram um confinamento mais eficiente do que pilares de seção retangular.

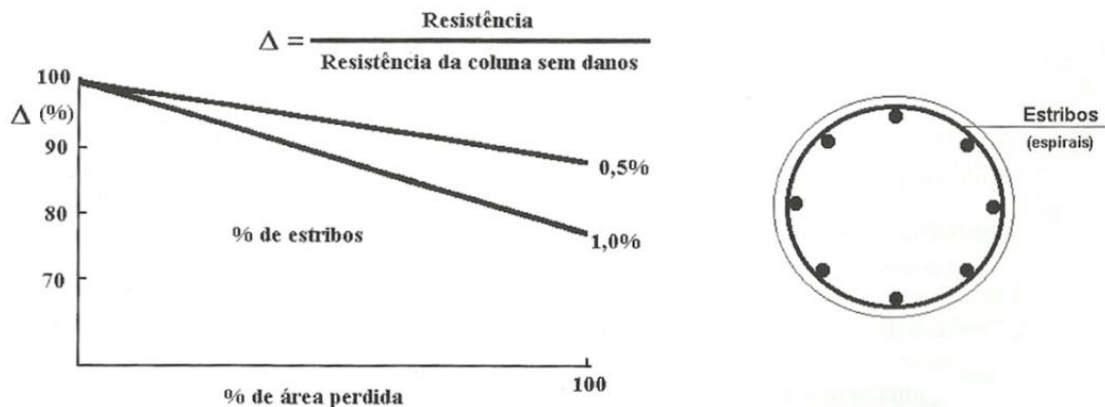
Para demonstrar a dependência da resistência de um pilar circular pela taxa volumétrica de estribos, Souza e Ripper (1998, p. 180) apresentam o gráfico da figura 13, que indica a influência da perda de seção transversal dos estribos na capacidade de carga total de um pilar de seção circular (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 180). A redução da capacidade pode ser explicada, nesse caso, pela perda de efeito do confinamento.

Figura 12 – Comportamento do concreto confinado



(fonte: TAKEUTI, 1999, p. 55)

Figura 13 – Redução na eficiência do confinamento do concreto por perda de estribo

(fonte: RICHART; BROWN⁶, 1934 apud SOUZA; RIPPER, 1998, p. 180)

De acordo com Takeuti (2003, p. 20-21), os vários autores que já dedicaram seus estudos ao confinamento do concreto observaram que tal fenômeno apresenta efeitos distintos para duas classes de concreto: os de resistência normal à compressão axial (20 a 50 MPa) e os de alta resistência à compressão axial (acima de 50MPa). Nesse contexto, encontram-se a seguir as principais conclusões indicadas no trabalho de Takeuti (2003).

⁶ RICHART, F. E.; BROW, R. L. **An investigation of reinforced concrete columns**. Illinois: University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1934. Bulletin n. 267.

Para concretos de resistência normal à compressão axial, Takeuti (2003) destaca:

- a) o pilar com confinamento lateral deve ser considerado como um elemento composto, constituído de um núcleo confinado e um cobrimento de concreto não confinado;
- b) a área da seção transversal efetivamente confinada é menor que àquela do núcleo de concreto delimitado pela armadura transversal;
- c) o confinamento é ineficaz quando o espaçamento entre estribos é maior do que a menor dimensão da seção transversal do pilar;
- d) a deformação lateral do concreto – após uma carga de compressão axial – que favorece o confinamento é, ao mesmo tempo, prejudicial ao concreto do cobrimento do pilar.

Já para concretos de alta resistência à compressão axial, Takeuti (2003) observa:

- a) o comportamento frágil, característico do concreto de alta resistência, pode ser transformado em um comportamento dúctil se for utilizada a quantidade adequada de armadura de confinamento com limite elástico elevado;
- b) alguns experimentos apresentaram resultados onde os estribos não atingiram o limite elástico como nos concretos de resistência normal. Foi sugerido, assim, restringir o valor do limite elástico da armadura transversal para 400MPa;
- c) a pressão lateral deve ser aumentada proporcionalmente à resistência à compressão do concreto. Sugere-se, por isso, a utilização de armadura de confinamento de aço de alta resistência para concretos de alta resistência;
- d) a eficiência do confinamento dos concretos de alta resistência é menor daqueles de resistência normal.

A evidência de que concretos de resistência normal apresentam maior confinamento do que concretos de alta resistência é explicada por Carrazedo (2002, p. 38), pois “Concretos de menor resistência apresentam uma maior microfissuração, resultando numa maior expansão [deformação] lateral. Desta maneira mobilizam mais facilmente a armadura transversal [...]”. De fato, essa maior mobilização da armadura transversal em concretos de resistência normal é a responsável pelo confinamento mais expressivo. Nesse sentido, é importante ressaltar que as observações quanto ao menor efeito do confinamento em concretos de alta resistência são levantadas nos modelos adotados nos cálculos.

A seguir, são apresentados os modelos de confinamento utilizados nesse trabalho, que foram agrupados de acordo com a geometria do pilar, pois a determinação das pressões laterais varia para cada caso. Para pilares de seção circular, por exemplo, o confinamento é bem mais

eficiente, por causa da uniformidade dessas pressões laterais ao longo do contorno da seção, como já indicado anteriormente.

5.3.1 Modelo teórico de confinamento para pilar de seção retangular e quadrada

O modelo de confinamento para seções retangulares adotado neste trabalho, proposto por Cusson e Paultre (1995) para concretos de alta resistência, é uma adaptação do modelo para concretos de resistência normal desenvolvido por Richart et al.⁷ (1928 apud CUSSON; PAULTRE, 1995), que propuseram a relação apresentada na fórmula 7 para a máxima resistência do concreto confinado. Vale destacar que as equações aqui descritas para seções retangulares valem também para seções quadradas:

$$f_{cc} = f_{co} + 4,1 \cdot f_l \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

f_{cc} – máxima tensão de resistência do concreto confinado (N/m²);

f_{co} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado (N/m²);

f_l – pressão lateral nominal (N/m²).

O coeficiente de valor 4,1 foi determinado experimentalmente pelos autores. No entanto, observou-se que tal coeficiente, na verdade, não é constante e varia com a pressão lateral nominal f_l (RICHART et al.⁸, 1929 apud CARRAZEDO, 2002, p. 48).

A pressão lateral nominal f_l exercida pela armadura transversal só pode ser totalmente considerada na região do núcleo de concreto efetivamente confinado por esta armadura. É assumido, portanto, que a área efetivamente confinada é aquela onde se evidencia o efeito acentuado do arqueamento das tensões, descrito na forma de curvas parabólicas com tangente

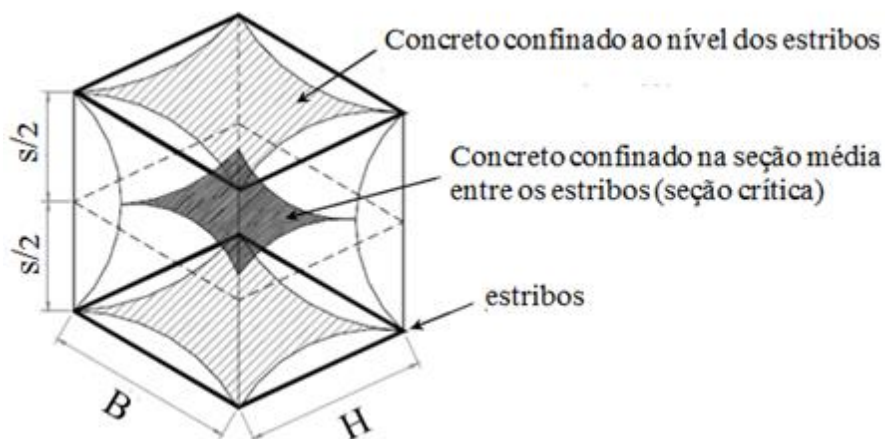
⁷ RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROW, R. L. **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses**. Illinois: University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1928. Bulletin n. 185.

⁸ RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROW, R. L. **The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression**. Illinois: University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1929. Bulletin n. 190.

inicial inclinada de 45° em relação à horizontal (SHEIK; UZUMERI⁹, 1982 apud CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 468-469). Para seções quadradas ou retangulares, o arqueamento ocorre no plano da seção e ao longo do comprimento do pilar de concreto armado, devido às armaduras transversais e longitudinais (CARRAZEDO, 2002, p. 49). Como é possível visualizar através da figura 14, a área efetivamente confinada no modelo de confinamento proposto deve ser aquela correspondente à seção crítica (seção média entre os estribos) (QUEIROGA; GIONGO, 2003).

O cálculo da pressão lateral nominal f_l pode ser feito através da fórmula 8. A relação é baseada no equilíbrio entre as tensões de tração geradas na armadura transversal e as pressões de confinamento nas direções x e y (CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 148).

Figura 14 – Seção crítica considerada no cálculo da área efetivamente confinada



(fonte: adaptado de SHEIK; UZUMERI¹⁰, 1982 apud QUEIROGA; GIONGO, 2003, p. 111)

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

f_l – pressão lateral nominal (N/m²);

f_{hcc} – tensão na armadura transversal para máxima resistência do concreto confinado (N/m²);

⁹ SHEIK, S. A.; UZUMERI, S. M. Analytical model for concrete confinement in tied columns. **Journal of Structural Engineering Division**, [Reston], v. 108, n. 12, p. 2703-2722, Dec. 1982.

¹⁰ op. cit.

s – espaçamento vertical medido de eixo a eixo entre estribos consecutivos (m);

A_{shx} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a x (m²);

A_{shy} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a y (m²);

c_x – dimensão do núcleo de concreto paralelo a x (m);

c_y – dimensão do núcleo de concreto paralelo a y (m).

O conceito da área efetivamente confinada, modificado por Mander et al.¹¹ (1988 apud CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 469), é usado para calcular o coeficiente de confinamento efetivo K_e (fórmula 9), que representa a área de concreto confinado na seção crítica (visto na figura 14) de um pilar retangular:

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_y}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional);

$\sum w_i^2$ – soma dos quadrados de todas as distâncias livres entre armaduras longitudinais adjacentes em uma seção retangular/quadrada (m²);

c_x – dimensão do núcleo de concreto paralelo a x (m);

c_y – dimensão do núcleo de concreto paralelo a y (m).

s' – espaçamento vertical livre entre estribos consecutivos (m);

ρ_{cc} – taxa de armadura longitudinal na seção do núcleo confinado (adimensional).

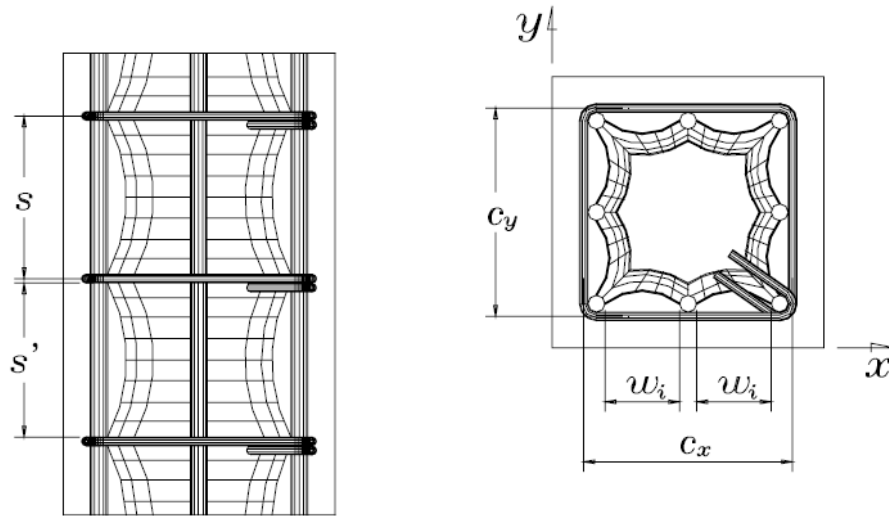
As figuras 15 e 16 ilustram as variáveis das fórmulas 8 e 9 para o cálculo da pressão lateral nominal f_l e do coeficiente de confinamento efetivo K_e , respectivamente.

Sobre o valor que deve ser adotado para a tensão f_{hcc} na armadura transversal, Carrazedo (2002, p. 57) afirma:

Em pilares de concreto de resistência normal com armaduras de resistência normal, a tensão de escoamento do aço tem sido utilizada frequentemente para o cálculo da pressão lateral. Para pilares de concreto de alta resistência com armaduras de alta resistência a tensão real na armadura transversal deve ser calculada.

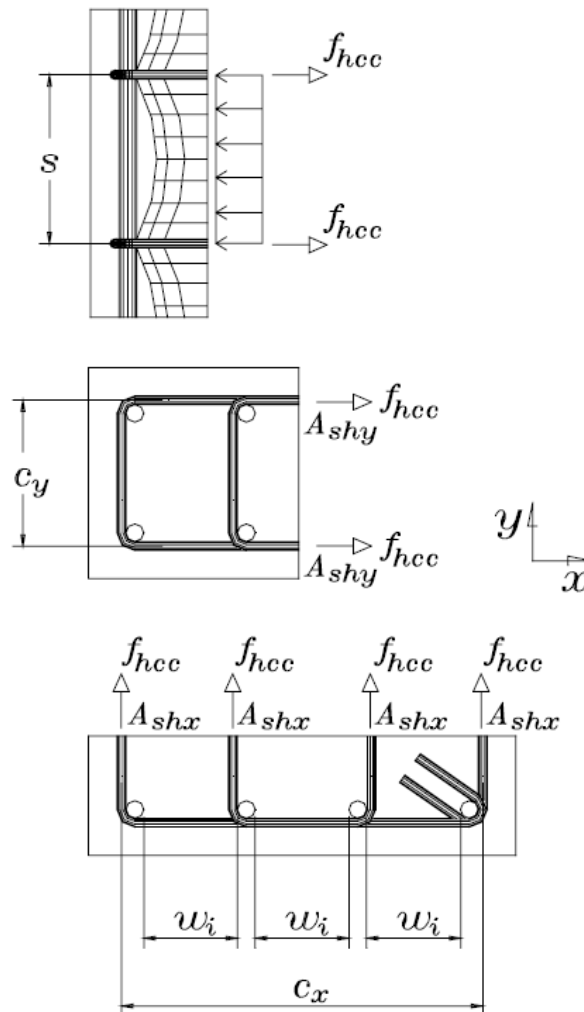
¹¹ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

Figura 15 – Variáveis geométricas para o modelo de confinamento sugerido



(fonte: QUEIROGA; GIONGO, 2003, p. 123)

Figura 16 – Esquema para o cálculo da pressão lateral de confinamento



(fonte: QUEIROGA; GIONGO, 2003, p. 124)

Por simplificação dos cálculos, a tensão f_{hcc} é considerada como a tensão de escoamento da armadura transversal utilizada. Para manter um padrão nos cálculos, limitou-se a tensão de escoamento no valor de 500 MPa.

De posse das fórmulas 8 e 9, é possível obter a pressão de confinamento efetiva f_{le} como indicado na fórmula 10 (CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 469):

$$f_{le} = K_e \cdot f_l = K_e \cdot \frac{f_y}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

f_{le} – pressão de confinamento efetiva (N/m²);

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional);

f_l – pressão lateral nominal (N/m²);

f_y – tensão de escoamento da armadura transversal, limitado a 500 MPa (N/m²);

s – espaçamento vertical medido de eixo a eixo entre dois estribos consecutivos (m);

A_{shx} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a x (m²);

A_{shy} – área total de aço da seção transversal dos estribos na direção perpendicular a y (m²);

c_x – dimensão do núcleo de concreto paralelo a x (m);

c_y – dimensão do núcleo de concreto paralelo a y (m).

Por fim, Cusson e Paultre (1995, p. 470) definiram, por métodos de análise de regressão, a relação expressa na fórmula 11, na qual a resistência do concreto confinado em um pilar devido à armadura transversal é:

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0,7} \right] \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

f_{cc} – máxima tensão de resistência do concreto confinado no encamisamento retangular (N/m²);

f_{co} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado (N/m²);

f_{le} – pressão de confinamento efetiva (N/m²).

5.3.2 Modelo teórico de confinamento para pilar de seção circular

No item anterior, foi indicado que, para seções quadradas ou retangulares, o arqueamento das tensões que caracteriza o confinamento ocorre no plano da seção e ao longo do comprimento do pilar. Porém, no caso de seções circulares, com armadura transversal em espirais ou estribos circulares igualmente espaçados, o arqueamento ocorre apenas no sentido longitudinal, na região entre barras transversais (CARRAZEDO, 2002, p. 49).

O modelo teórico de confinamento considerado nos cálculos da capacidade resistente de pilares reforçados por cintamento (seção circular) é aquele proposto por Mander et al.¹² (1988 apud CARRAZEDO, 2002). Como o modelo de Cusson e Paultre (1995) descrito no item anterior para pilares de seção retangular é uma adaptação do modelo aqui descrito, as fórmulas e variáveis são basicamente as mesmas, com algumas particularidades que dependem se a armadura transversal é em espiral ou de estribos circulares.

Para ambas as situações, a pressão de confinamento efetiva f_{lev} é obtida, de maneira geral, da mesma forma apresentada para a seção retangular. O que muda são as equações da pressão lateral nominal f_l e do coeficiente de confinamento efetivo K_e .

A fórmula 12 da pressão lateral nominal f_l vale para os dois casos de armadura transversal – circular e espiral (TAKEUTI, 2003):

$$f_l = \frac{f_y}{s} \cdot \left(\frac{2A_{sh}}{d_s} \right) \quad (\text{fórmula 12})$$

Assim, a pressão de confinamento efetiva f_{lev} para o cintamento de concreto armado é obtida com a fórmula 13:

$$f_{lev} = K_e \cdot \frac{f_y}{s} \cdot \left(\frac{2A_{sh}}{d_s} \right) \quad (\text{fórmula 13})$$

¹² MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

Onde:

f_l – pressão lateral nominal (N/m²);

f_y – tensão de escoamento do aço da armadura transversal, limitada a 500 MPa (N/m²);

s – espaçamento vertical medido de eixo a eixo entre dois estribos consecutivos (m);

A_{sh} – área da seção transversal de uma barra de estribo circular ou helicoidal (m²);

d_s – diâmetro do núcleo de concreto delimitado pelo eixo central da armadura transversal (m).

f_{lev} – pressão de confinamento efetiva em pilares de seção circular (N/m²);

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional);

Ao final, a tensão de resistência do concreto confinado em pilares circulares de armadura transversal circular ou helicoidal é obtida através da fórmula 14, como proposto por Mander et al.¹³ (1988 apud CARRAZEDO, 2002, p. 52):

$$f_{cv} = f_{co} \cdot \left[-1,254 + 2,254 \cdot \left(1 + \frac{7,94 \cdot f_{lev}}{f_{co}} \right)^{0,5} - 2 \cdot \left(\frac{f_{lev}}{f_{co}} \right) \right] \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

f_{cv} – máxima tensão de resistência do concreto confinado por cintamento (N/m²);

f_{co} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado (N/m²);

f_{lev} – pressão de confinamento efetiva em pilares de seção circular (N/m²).

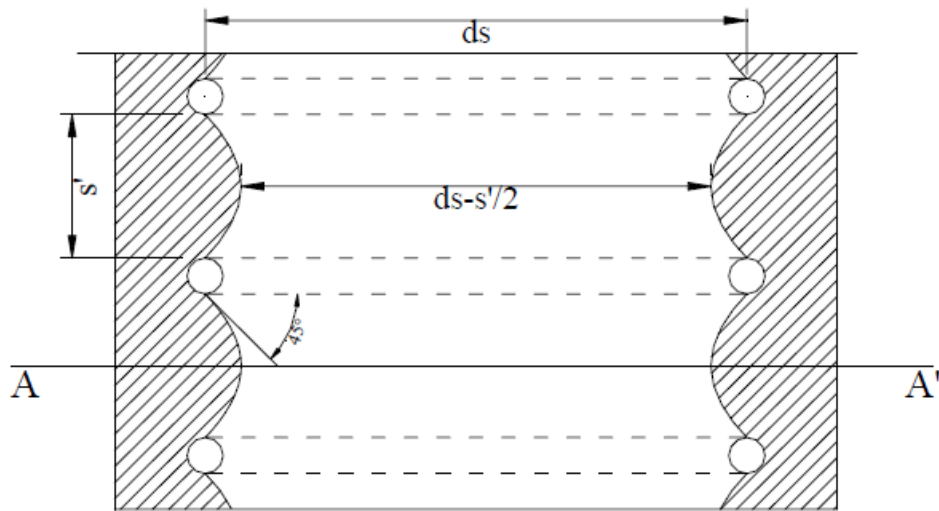
A seguir, são apresentadas as formulações específicas para o cálculo do coeficiente de confinamento efetivo para os casos de pilares de seção circular com estribos circulares de espaçamento constante e com armadura helicoidal.

5.3.2.1 Confinamento de pilares circulares com estribos de espaçamento constante

Em pilares de seção circular com armadura transversal composta por estribos circulares de espaçamento constante, a figura 17 elucida as variáveis para o cálculo do coeficiente de confinamento efetivo. Na figura, há a representação da ocorrência do arqueamento longitudinal para estribos circulares, vista através de um corte interno no plano vertical do pilar circular.

¹³ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

Figura 17 – Arqueamento longitudinal em pilares de estribos circulares



(fonte: CARRAZEDO, 2002, p. 49)

O confinamento efetivo K_e pode ser obtido de acordo com a fórmula 15 (MANDER et al.¹⁴, 1988 apud CARRAZEDO, 2002).

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2}{(1 - \rho_{cc})} \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional);

s' – espaçamento vertical livre entre estribos consecutivos (m);

ρ_{cc} – taxa de armadura longitudinal na seção do núcleo confinado (adimensional);

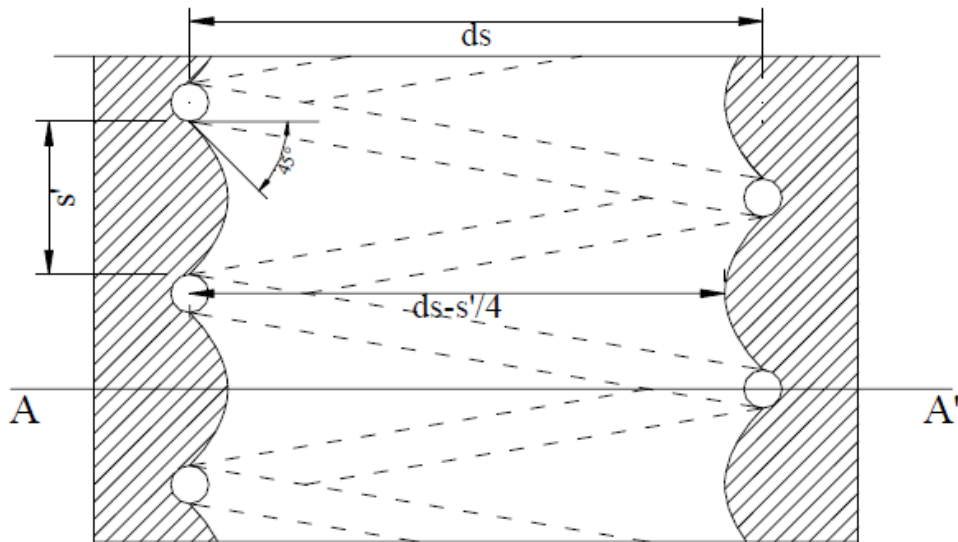
d_s – diâmetro do núcleo de concreto delimitado pelo eixo central da armadura transversal (m).

5.3.2.2 Confinamento de pilares circulares com armadura transversal em espiral

No caso de pilares de seção circular com armadura transversal composta por armadura transversal helicoidal, a figura 18 apresenta as variáveis para o cálculo do coeficiente de confinamento efetivo. A representação ilustra o fenômeno do arqueamento longitudinal para estribos em espiral, vista através de um corte interno no plano vertical do pilar circular.

¹⁴ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

Figura 18 – Arqueamento longitudinal em pilares de estribos em espiral



(fonte: CARRAZEDO, 2002, p. 50)

O confinamento efetivo K_e pode ser obtido de acordo com a fórmula 16 (MANDER et al.¹⁵, 1988 apud CARRAZEDO, 2002).

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (\text{f\u00f3rmula 16})$$

Onde:

K_e – coeficiente de confinamento efetivo (adimensional);

s' – espaçamento livre entre estribos consecutivos (m);

ρ_{cc} – taxa de armadura longitudinal na seção do núcleo confinado (adimensional);

d_s – diâmetro do núcleo de concreto delimitado pelo eixo central da armadura transversal (m).

5.3.3 Grau de confinamento efetivo

O confinamento do concreto pode ser medido através da utilização de um índice que relaciona a pressão de confinamento efetiva com a resistência do concreto não confinado. Este índice, aqui denominado de Grau de Confinamento Efetivo (GCE), é obtido com a fórmula 17 (CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 469):

¹⁵ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

$$GCE = \frac{f_{le}}{f_{co}} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

GCE – grau de confinamento efetivo (adimensional);

f_{le} – pressão de confinamento efetiva (N/m²);

f_{co} – máxima tensão de resistência do concreto não confinado (N/m²).

O quadro 1 apresenta a classificação do confinamento de acordo com a sua eficiência, proposta por Cusson e Paultre (1995, p. 469). Os autores propõem que elementos com GCE pertencente à classe 1 só devem ser aceitos em regiões onde abalos sísmicos não são preocupantes. Já aqueles pertencentes à classe 2, que conferem ganhos de resistência e ductilidade moderadas, e à classe 3, com ganhos mais significativos, são indicados em projetos de regiões sísmicas com moderada e alta probabilidade de ocorrência, respectivamente.

Quadro 1 – Classificação segundo a eficiência do confinamento

CLASSE	EFICIÊNCIA DO CONFINAMENTO	GCE (%)
1	baixo	0% < GCE < 5%
2	médio	5% < GCE < 20%
3	alto	GCE > 20%

(fonte: baseado de CUSSON; PAULTRE, 1995, p. 469)

5.4 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ DE UM PILAR

Para a continuidade da análise teórica, necessita-se verificar a adequação dos pilares experimentais utilizados quanto ao seu respectivo índice de esbeltez, uma vez que é limitação do trabalho o estudo de métodos de cálculo da capacidade resistente para pilares curtos. Define-se, aqui, pilares curtos como aqueles na qual é possível dispensar a análise dos efeitos locais de 2ª ordem em elementos isolados.

Adotando as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 95), a dispensa dos efeitos locais de 2ª ordem se dá quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , que é estabelecido a seguir. O índice de esbeltez λ é dado pela fórmula 18:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

λ – índice de esbeltez (adimensional);

ℓ_e – comprimento equivalente do pilar (m);

i – raio de giração mínimo da seção transversal relativo aos eixos baricêntricos (m).

O raio de giração é uma propriedade geométrica definida pela raiz quadrada da relação entre o momento de inércia e a área da seção transversal. O raio de giração mínimo deve ser o menor dos raios de giração calculados nos eixos x e y, para o caso da seção retangular. Para seção quadrada, o raio de giração é o mesmo nas duas direções. Para simplificar, as fórmulas 19 e 20 oferecem a possibilidade de calcular os raios de giração mínimos para as seções retangular (ou quadrada) e circular, respectivamente.

$$i = \frac{b_{min}}{3,47} \quad (\text{fórmula 19})$$

$$i = \frac{d}{4} \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

i – raio de giração mínimo da seção transversal relativo aos eixos baricêntricos (m).

b_{min} – menor dimensão da seção transversal retangular original (m);

d – diâmetro da seção circular do pilar original (m).

Uma vez que o cálculo do índice de esbeltez foi feito para pilares experimentais, considera-se o comprimento equivalente ℓ_e igual a altura do pilar ensaiado.

Assim, pode-se relacionar a fórmula 18 com o as fórmulas 19 e 20 e indicar o cálculo do índice de esbeltez dos modelos com as fórmulas 21 e 22:

$$\lambda_r = 3,47 \cdot \frac{h}{b_{min}} \quad (\text{fórmula 21})$$

$$\lambda_c = 4 \cdot \frac{h}{d} \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

λ_r – índice de esbeltez da seção retangular ou quadrada original (adimensional);

λ_c – índice de esbeltez da seção circular original (adimensional);

h – altura do modelo experimental considerado (m);

b_{min} – menor dimensão da seção transversal retangular do pilar original (m);

d – diâmetro da seção circular do pilar original (m).

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 95), o valor limite λ_1 é obtido com as fórmulas 23 e 24.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} \quad (\text{fórmula 23})$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

λ_1 – limite de esbeltez para dispensa de efeitos locais de 2ª ordem (adimensional);

e_1/h – excentricidade relativa de 1ª ordem (adimensional);

α_b – parâmetro de instabilidade que deve ter valor entre 0,4 e 1,0 (adimensional);

M_B/M_A – relação entre menor e maior momento de primeira ordem dos extremos do pilar, com sinal positivo se tracionam na mesma face e negativo caso contrário (N.m).

Adota-se, na pior das hipóteses, α_b igual a 1,0. Como os ensaios considerados nesse trabalho são de compressão centrada, não há excentricidade de 1ª ordem e, portanto, a relação (e_1/h) é nula. Assim, para os pilares avaliados, o valor limite λ_1 é obtido com a equação 1:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} = \frac{25}{1,0} = 25 < 35 \quad (\text{equação 1})$$

No entanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 95) afirma que o valor limite λ_1 deve ser maior ou igual a 35. Assim, os pilares calculados posteriormente devem apresentar índice de esbeltez menor do que 35 para que possam ser considerados curtos.

5.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE

Os métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado – descritos nesta seção – foram propostos levando-se em conta a parcela originada da resistência das armaduras longitudinais (do pilar original e do reforço) e a parcela proveniente da resistência à compressão do concreto (do pilar original e do reforço). Sobre a resistência do concreto, foram considerados três fatores:

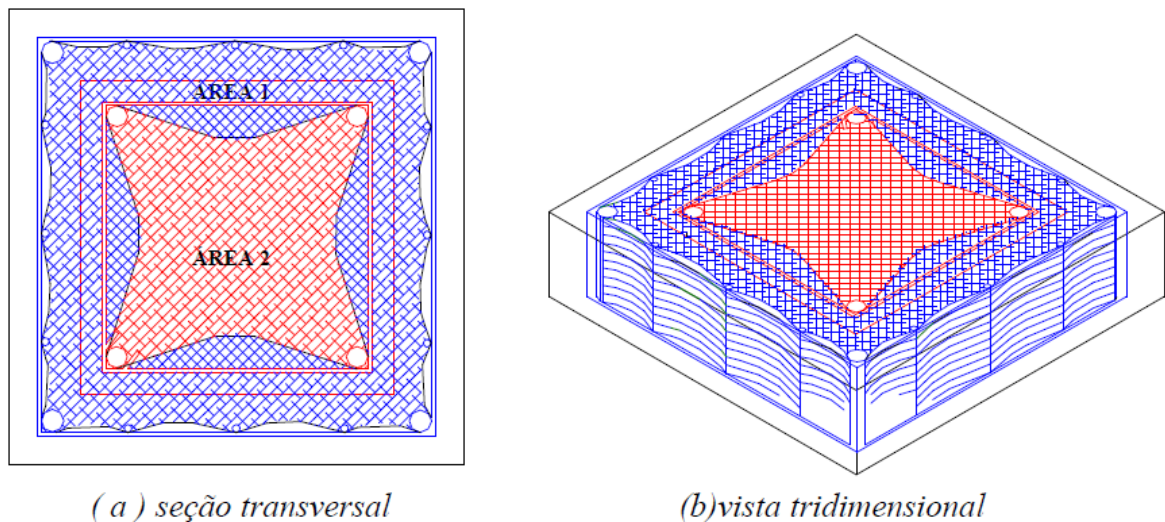
- a) a participação ou não do cobrimento do concreto de reforço na resistência total do pilar reforçado;
- b) a consideração ou não do efeito do confinamento no concreto do núcleo do pilar original devido à armadura transversal do pilar original;
- c) a consideração ou não do efeito do confinamento no concreto do núcleo da camisa de reforço devido à armadura transversal de reforço que o envolve.

Quanto à participação da resistência devido ao cobrimento do concreto de reforço, espera-se na análise de resultados que não se tenha boa assertividade, pois, como já abordado anteriormente, resultados experimentais têm indicado que, por não estar confinado, o concreto do cobrimento pode sofrer deformação lateral excessiva, deixando de oferecer efetivamente a resistência teórica calculada. Mesmo assim, os métodos de cálculo que consideram a resistência do cobrimento foram utilizados para fins de comparação com os outros métodos avaliados.

O efeito do confinamento devido à armadura transversal do concreto armado foi amplamente discutido no item 5.3. Sendo assim, os modelos de confinamento para as seções retangulares ou quadradas e circulares já estão bem definidos para a aplicação no pilar original. A questão nesse momento, portanto, resume-se no efeito do confinamento no concreto da camisa de reforço que envolve o pilar original, ainda não abordado nesse trabalho.

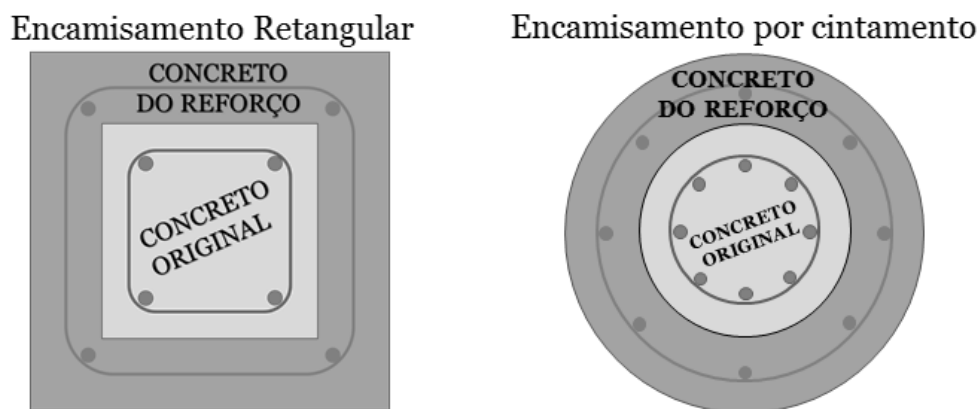
Takeuti (1999, p. 56-57) afirma ser possível aplicar aos pilares reforçados por encamisamento de concreto armado o mesmo raciocínio do confinamento expostos anteriormente. Para o caso dos pilares reforçados com encamisamento retangular, o autor sugere adotar duas pressões laterais atuantes em áreas distintas na seção do pilar, como mostra a figura 19. Uma das pressões, exercida na área 1 em azul, é tomada considerando-se o efeito da armadura do reforço (nesse caso uma tela de aço) e a outra, exercida na área 2 em vermelho, considera o confinamento da armadura do pilar original (no caso, estribo retangular). A mesma analogia pode ser feita aos pilares reforçados por cintamento de concreto armado, tendo em vista que a diferença se dá na uniformidade das pressões no sentido longitudinal devido aos estribos circulares ou à armadura transversal helicoidal. Veja a figura 20 para melhor identificação das duas técnicas em estudo.

Figura 19 – Áreas de confinamento para o pilar com encamisamento retangular



(fonte: TAKEUTI, 1999, p. 57)

Figura 20 – Técnicas de encamisamento em concreto armado



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos métodos de cálculo que consideram o confinamento do concreto de reforço pela armadura de reforço, são utilizadas as mesmas formulações expostas nas seções 5.3.1 e 5.3.2. Nesse caso, é admitida uma das hipóteses de cálculo da capacidade resistente avaliada por Takeuti (1999, p. 83): a possibilidade de toda a seção interna à armadura do reforço (seção do núcleo ampliada) colaborar no confinamento e, conseqüentemente, na resistência do pilar.

Enfim, para cada tipo de seção avaliada nesse trabalho (retangular/quadrada e circular), foram escolhidos seis métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento retangular/quadrado ou cintamento de concreto armado. Dois desses métodos, por não considerarem o efeito do confinamento, são comuns às duas técnicas. Os outros quatro métodos variam com a consideração ou não do cobrimento do reforço e do confinamento. Em linha gerais, o quadro 2 confronta as características particulares de cada método de cálculo. Para nível de identificação, os métodos foram numerados de 1R a 6R para o encamisamento retangular/quadrado (seções retangular e quadrada) e 1C a 6C para o cintamento (seção circular).

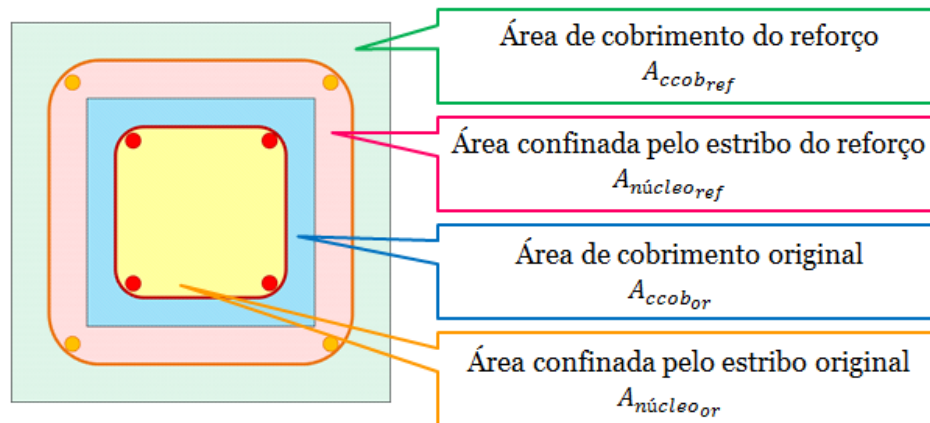
Para melhor entendimento dos métodos de cálculo propostos, é preciso visualizar as áreas parciais da seção transversal correspondentes a cada parcela de participação na resistência total do pilar. A figura 21, idealizada para uma seção retangular/quadrada, auxilia tal entendimento. Por analogia, é válida a mesma consideração das áreas para a seção circular.

Quadro 2 – Características consideradas em cada método de cálculo

Método de cálculo	Resistência do cobrimento do reforço	Consideração do efeito do confinamento no concreto do núcleo do pilar original	Consideração do efeito do confinamento no concreto do núcleo da camisa de reforço
1R ou 1C	X	-	-
2R ou 2C	-	-	-
3R ou 3C	X	X	-
4R ou 4C	-	X	-
5R ou 5C	X	X	X
6R ou 6C	-	X	X

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Identificação das áreas correspondentes ao encamisamento retangular



(fonte: elaborado pelo autor)

Como já salientado, a resistência do pilar reforçado com concreto armado tem uma participação dos concretos original e de reforço e outra participação das armaduras original e de reforço. Em todos os métodos de cálculo, as expressões variam apenas quanto às considerações das áreas e resistências de concreto. A parcela da capacidade resistente do pilar proveniente das armaduras é obtida da mesma forma, com a fórmula 25:

$$F_{aço} = A_{sb_{or}} \cdot f_{yb_{or}} + A_{sb_{ref}} \cdot f_{yb_{ref}} + A_{st_{ref}} \cdot f_{yt_{ref}} \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

$F_{aço}$ – parcela da capacidade resistente do pilar reforçado correspondente à resistência das armaduras de reforço e do pilar original (N);

A_{sbor} – área total das seções transversais das armaduras longitudinais do pilar original (m²);

f_{ybor} – resistência do aço à tração das barras longitudinais do pilar original (N/m²);

$A_{sbréf}$ – área total das seções transversais das armaduras longitudinais de reforço (m²);

$f_{ybréf}$ – resistência do aço à tração das barras longitudinais de reforço (N/m²);

A_{stref} – área total das telas de reforço no sentido longitudinal, se estas existirem (m²);

f_{ytref} – resistência das telas de aço à tração, se estas existirem (N/m²).

Note que a fórmula 25 considera no cálculo da capacidade resistente todas as armaduras utilizadas, tanto aquelas já existentes no pilar original, como as armaduras adicionais de reforço, que podem ser as armaduras longitudinais e, em alguns casos, telas de reforço. No capítulo 6, são apresentados os resultados experimentais utilizados para efeito da verificação da eficiência dos métodos de cálculo aqui propostos. Alguns destes resultados foram obtidos a partir de modelos utilizando telas de reforço, por isso a consideração de f_{ytref} na fórmula 25.

5.5.1 Métodos de cálculo para pilares de seção retangular e quadrada

As formulações dos métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado, sendo ele retangular ou quadrado, são descritas a seguir através das fórmulas 26 a 31.

$$F_{1R} = (A_{ccobref} + A_{núcref}) \cdot f_{coref} + (A_{ccobor} + A_{núcor}) \cdot f_{cor} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 26})$$

$$F_{2R} = A_{núcref} \cdot f_{coref} + (A_{ccobor} + A_{núcor}) \cdot f_{cor} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 27})$$

$$F_{3R} = (A_{ccob_{ref}} + A_{núcref}) \cdot f_{co_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{co_{or}} + A_{núcor} \cdot f_{cc_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 28})$$

$$F_{4R} = A_{núcref} \cdot f_{co_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{co_{or}} + A_{núcor} \cdot f_{cc_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 29})$$

$$F_{5R} = A_{ccob_{ref}} \cdot f_{co_{ref}} + A_{núcref} \cdot f_{cc_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{cc_{or/ref}} + A_{núcor} \cdot f_{cc_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$F_{6R} = (A_{ccob_{ref}} + A_{núcref}) \cdot f_{co_{ref}} + (A_{ccob_{or}} + A_{núcor}) \cdot f_{co_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde:

F_{1R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 1R (N);

F_{2R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 2R (N);

F_{3R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 3R (N);

F_{4R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 4R (N);

F_{5R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 5R (N);

F_{6R} – capacidade resistente do pilar reforçado por encamisamento retangular, obtida pelo método de cálculo 6R (N);

$A_{ccob_{ref}}$ – área de concreto do cobrimento da camisa de reforço (m²);

$A_{núcref}$ – área de concreto do núcleo da camisa de reforço (m²);

$A_{ccob_{or}}$ – área de concreto do cobrimento do pilar original (m²);

$A_{núcor}$ – área de concreto do núcleo do pilar original (m²);

$f_{co_{ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado da camisa de reforço (N/m²);

$f_{co_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado do pilar original (N/m²);

$f_{cc_{ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto de reforço confinado pela armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m^2);

$f_{cc_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela armadura do pilar original (N/m^2);

$f_{cc_{or/ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m^2);

$F_{aço}$ – parcela da capacidade resistente do pilar reforçado correspondente à resistência das armaduras de reforço e do pilar original (N).

Sobre as variáveis acima, é necessário destacar as seguintes observações:

- $f_{co_{ref}}$ e $f_{co_{or}}$ são dados obtidos nos trabalhos experimentais apresentados no capítulo 6, ou seja, as resistências do concreto de reforço e do pilar original sem a consideração do aumento da resistência devido ao confinamento;
- $f_{cc_{ref}}$ é calculado com a aplicação do modelo de confinamento para seções retangulares e quadradas proposto por Cusson e Paultre (1995), através da fórmula 11 apresentada na seção 5.3.1. Nesse caso, são utilizados os parâmetros do concreto e da armadura de reforço, que é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área considerada;
- $f_{cc_{or}}$ é calculado com a aplicação do modelo de confinamento para seções retangulares e quadradas proposto por Cusson e Paultre (1995), através da fórmula 11 apresentada na seção 5.3.1. Nesse caso, são utilizados os parâmetros do concreto e da armadura do pilar original, que é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área considerada;
- $f_{cc_{or/ref}}$ é calculado com a aplicação do modelo de confinamento para seções retangulares e quadradas proposto por Cusson e Paultre (1995). Nesse caso, o confinamento é gerado no concreto do cobrimento do pilar original, mas são utilizados os parâmetros da armadura do reforço, pois se considerou que esta é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área do cobrimento. A fórmula 32 indica como foi sugerido o cálculo de $f_{cc_{or/ref}}$.

$$f_{cc_{or/ref}} = f_{co_{or}} \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le_{ref}}}{f_{co_{or}}} \right)^{0,7} \right] \quad (\text{fórmula 32})$$

Onde:

$f_{cc_{or/ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no encamisamento retangular (N/m^2);

$f_{co_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado do pilar original (N/m^2);

$f_{le_{ref}}$ – pressão de confinamento efetiva produzida pela armadura de reforço no encamisamento retangular, calculada com a fórmula 10 (N/m^2).

5.5.2 Métodos de cálculo para pilares de seção circular

No caso dos métodos de cálculo para pilares de seção circular, é preciso adequar as formulações de acordo com a armadura transversal utilizada, que pode ser de estribos circulares de espaçamento constante ou armadura helicoidal.

Os métodos de cálculo da capacidade resistente para pilares reforçados de seção circular são os descritos através das fórmulas 33 a 38:

$$F_{1C} = (A_{ccob_{ref}} + A_{nú_{ref}}) \cdot f_{co_{ref}} + (A_{ccob_{or}} + A_{nú_{or}}) \cdot f_{co_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 33})$$

$$F_{2C} = A_{nú_{ref}} \cdot f_{co_{ref}} + (A_{ccob_{or}} + A_{nú_{or}}) \cdot f_{co_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 34})$$

$$F_{3C} = (A_{ccob_{ref}} + A_{nú_{ref}}) \cdot f_{co_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{co_{or}} + A_{nú_{or}} \cdot f_{cv_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 35})$$

$$F_{4C} = A_{nú_{ref}} \cdot f_{co_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{co_{or}} + A_{nú_{or}} \cdot f_{cv_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 36})$$

$$F_{5C} = A_{ccob_{ref}} \cdot f_{co_{ref}} + A_{nú_{ref}} \cdot f_{cv_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{cv_{or/ref}} + A_{nú_{or}} \cdot f_{cv_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 37})$$

$$F_{6C} = A_{nú_{ref}} \cdot f_{cv_{ref}} + A_{ccob_{or}} \cdot f_{cv_{or/ref}} + A_{nú_{or}} \cdot f_{cv_{or}} + F_{aço} \quad (\text{fórmula 38})$$

Onde:

F_{1C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 1C (N);

F_{2C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 2C (N);

F_{3C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 3C (N);

F_{4C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 4C (N);

F_{5C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 5C (N);

F_{6C} – capacidade resistente do pilar reforçado por cintamento, obtida pelo método de cálculo 6C (N);

$A_{ccob_{ref}}$ – área de concreto do cobrimento da camisa de reforço (m²);

$A_{núcref}$ – área de concreto do núcleo da camisa de reforço (m²);

$A_{ccob_{or}}$ – área de concreto do cobrimento do pilar original (m²);

$A_{núcor}$ – área de concreto do núcleo do pilar original (m²);

$f_{c_{oref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado da camisa de reforço (N/m²);

$f_{c_{oor}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado do pilar original (N/m²);

$f_{cv_{ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto de reforço confinado pela armadura de reforço no cintamento (N/m²);

$f_{cv_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela armadura do pilar original (N/m²);

$f_{cv_{or/ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no cintamento (N/m²);

$F_{aço}$ – parcela da capacidade resistente do pilar reforçado correspondente à resistência das armaduras de reforço e do pilar original (N).

Sobre as variáveis acima, destaca-se:

- a) $f_{c_{oref}}$ e $f_{c_{oor}}$ são dados obtidos nos trabalhos experimentais apresentados no capítulo 6, ou seja, as resistências do concreto de reforço e do pilar original sem a consideração do aumento da resistência devido ao confinamento;
- b) $f_{cv_{ref}}$ é calculado com a aplicação do modelo de confinamento para seções circulares proposto por Mander et al.¹⁶ (1988 apud CARRAZEDO, 2002), através da fórmula 14 apresentada na seção 5.3.2. Nesse caso, são utilizados os parâmetros do concreto e da armadura de reforço, que é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área considerada;

¹⁶ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

- c) $f_{cv_{or}}$ é calculado da mesma forma que o item b. Mas, nesse caso, são utilizados os parâmetros do concreto e da armadura do pilar original, que é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área considerada;
- d) $f_{cv_{or/ref}}$ é calculado com a aplicação do modelo de confinamento para seções circulares proposto por Mander et al.¹⁷ (1988 apud CARRAZEDO, 2002). Nesse caso, o confinamento é gerado no concreto do cobrimento do pilar original, mas são utilizados os parâmetros da armadura do reforço, pois se considerou que esta é a responsável pela pressão de confinamento efetiva na respectiva área do cobrimento. A fórmula 39 indica como foi sugerido o cálculo de $f_{cv_{or/ref}}$.

Assim, tem-se:

$$f_{cv_{or/ref}} = f_{co_{or}} \cdot \left[-1,254 + 2,254 \cdot \left(1 + \frac{7,94 \cdot f_{lev_{ref}}}{f_{co_{or}}} \right)^{0,5} - 2 \cdot \left(\frac{f_{lev_{ref}}}{f_{co_{or}}} \right) \right] \quad (\text{fórmula 39})$$

Onde:

$f_{cv_{or/ref}}$ – máxima tensão de resistência do concreto do pilar original confinado pela pressão lateral produzida através da armadura de reforço no cintamento (N/m²);

$f_{co_{or}}$ – máxima tensão de resistência do concreto não confinado do pilar original (N/m²);

$f_{lev_{ref}}$ – pressão de confinamento efetiva produzida pela armadura de reforço no cintamento, calculada com a fórmula 13 (N/m²).

Expostos e detalhados os métodos de cálculo, pode-se prosseguir para o capítulo 6, que apresenta os resultados experimentais disponíveis na literatura pesquisada e os respectivos resultados teóricos obtidos pelos métodos de cálculo.

¹⁷ MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, [Reston], v. 114, n. 8, p. 1804-1826, Aug. 1988.

6 REFORÇO DE PILARES COM CONCRETO ARMADO: CASOS ANALISADOS

Os resultados experimentais expostos neste capítulo têm a função de oferecer os recursos necessários para a posterior análise de resultados, quando é avaliada a eficiência dos métodos de cálculo da capacidade resistente de pilares reforçados por encamisamento de concreto armado. A eficiência é medida de acordo com a diferença percentual encontrada entre a capacidade do pilar obtida experimentalmente e aquela obtida pelos respectivos métodos de cálculo apresentados no capítulo 5 para as seções retangular (ou quadrada) e circular.

Nos tópicos a seguir, são apresentados alguns dos trabalhos de caráter experimental encontrados na bibliografia. Foram avaliados três trabalhos para o reforço por encamisamento quadrado, que ofereceram um total de 13 dados experimentais para posterior aplicação nos métodos de cálculo e análise dos resultados. Para o reforço por cintamento, foi avaliado um único trabalho com um total de 6 experimentos.

A organização dos dados foi realizada com a consideração de que cada trabalho experimental, ou seja, cada referência bibliográfica corresponde a uma série de dados. As séries receberam a identificação do ano da publicação e das duas iniciais do nome do primeiro autor citado nas referências bibliográficas. Se dentro de uma série houve alteração das configurações do reforço ou do pilar original (como a quantidade de armaduras ou o tamanho da seção, por exemplo), cada conjunto recebeu uma letra do alfabeto após o nome do autor do trabalho, para possibilitar a diferenciação dos modelos. Após o nome da série e da letra de diferenciação de configurações, se esta existir, utilizaram-se números cardinais para enumerar os experimentos. Para diferenciar os casos em que um mesmo autor possui mais de um trabalho, utilizou-se a inclusão dos dois últimos dígitos do ano da publicação antes das iniciais do autor da série. O quadro 3 ilustra a forma de nomenclatura utilizada na identificação dos valores da capacidade portante de pilares reforçados por encamisamento retangular.

Quadro 3 – Exemplo de nomenclatura dos experimentos avaliados

Referência: (ORTIZ; DIAZ, 1975)			
ANO PUBLICAÇÃO	SÉRIE	CONJUNTO	EXPERIMENTO
Dois últimos dígitos do ano de publicação do trabalho referenciado.	Iniciais do primeiro autor do trabalho referenciado	Letra do alfabeto para diferenciação de conjuntos distintos	Número de identificação do experimento
S75	S75-OR	S75-ORa	S75-ORa1
			S75-ORa2
		S75-ORb	S75-ORb1
			S75-ORb2

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ORTIZ E DIAZ (1975) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA

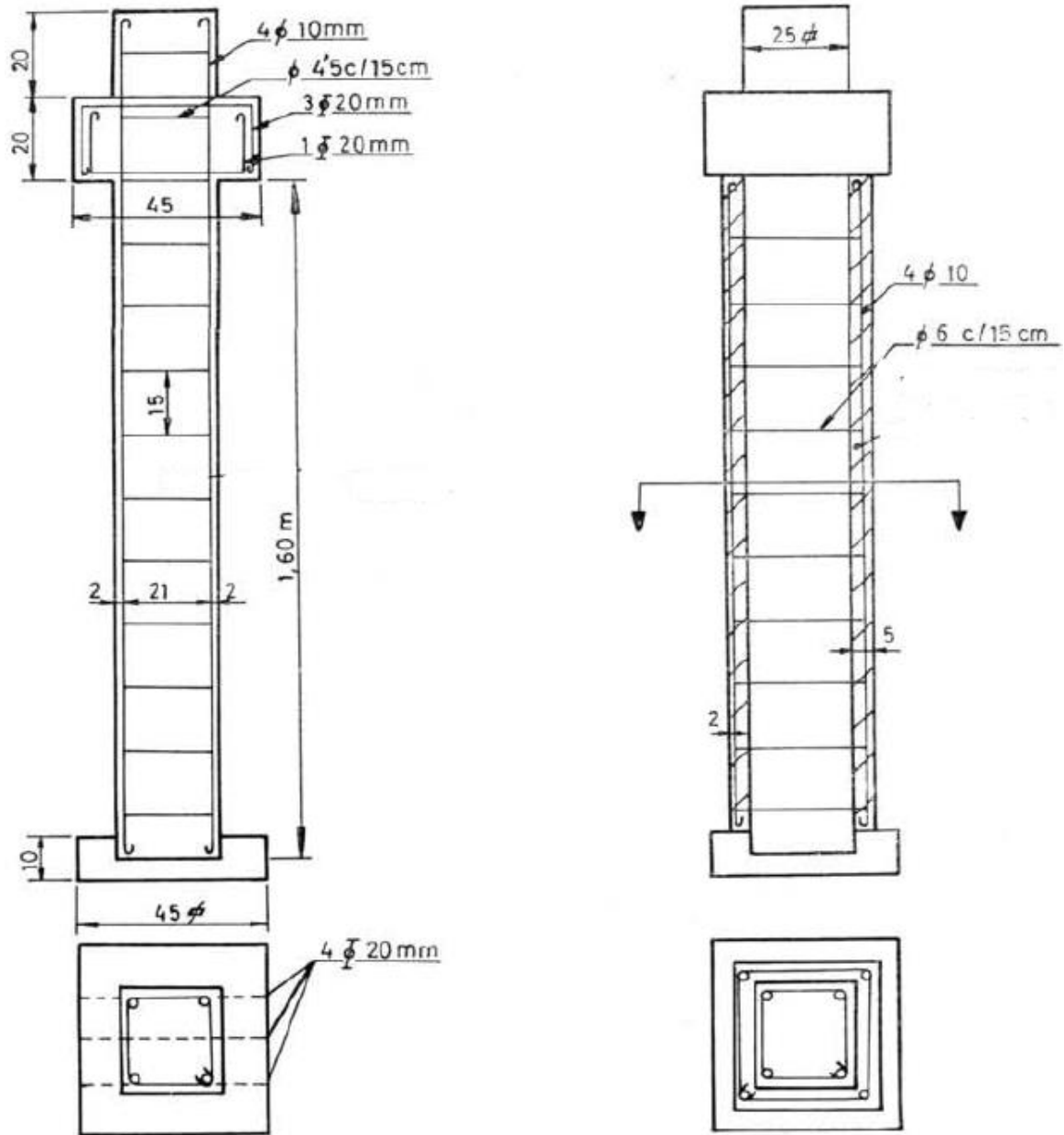
Ortiz e Diaz (1975) compararam o reforço por encamisamento com a utilização de dois tipos de materiais: o concreto armado e os perfis e chapas metálicas. Foram ensaiados seis pilares idênticos para a técnica de encamisamento com concreto armado, além de seis pilares sem reforço e outros seis com reforço metálico. O quadro 4 apresenta as informações geométricas do pilar original e daquele reforçado com concreto armado. As configurações dos pilares podem ser visualizadas através da figura 22, partes a e b, respectivamente. Adicionalmente, a tabela 1 mostra as diferentes resistências dos materiais utilizados na execução destes pilares.

Quadro 4 – Dados geométricos dos pilares do trabalho de Ortiz e Diaz (1975)

Série de 6 experimentos de 160cm de altura – índice de esbeltez original: 23				
PILAR	SEÇÃO TRANSVERSAL	COBRIMENTO	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
original	25cm - 25cm	2cm	4 ϕ 10mm	Φ 4,5mm cada 15cm
reforçado	35cm - 35cm	2cm	4 ϕ 10mm	Φ 6,0mm cada 15cm

(fonte: baseado de ORTIZ; DIAZ, 1975)

Figura 22 – Configurações dos experimentos de Ortiz e Diaz (1975)



(fonte: adaptada de ORTIZ; DIAZ, 1975, p. 90)

Tabela 1 – Resistências dos materiais dos pilares do trabalho de Ortiz e Diaz (1975)

Série de 6 experimentos de 160cm de altura			
PILAR	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
original	11MPa	240MPa	240MPa
reforçado	18MPa	240MPa	240MPa

(fonte: baseada de ORTIZ; DIAZ, 1975)

Os valores das capacidades obtidas experimentalmente para os seis modelos ensaiados estão apresentadas na tabela 2. A tabela 3 indica um resumo dos resultados calculados pelos métodos 1R a 6R. As etapas de cálculo encontram-se disponíveis no apêndice A.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de Ortiz e Diaz (1975)

EXPERIMENTO ENSAIADO						
	S75-OR1	S75-OR2	S75-OR3	S75-OR4	S75-OR5	S75-OR6
RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL (kN)	1586,5	1472,5	1326,7	1326,7	1440,7	1320,5

(fonte: baseada de ORTIZ; DIAZ, 1975)

Tabela 3 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de Ortiz e Diaz (1975)

Série de 6 experimentos de 160cm de altura							
EXPERIMENTO	CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL (kN)	CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA (kN)					
		1R	2R	3R	4R	5R	6R
S75-OR1	1586,5	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65
S75-OR2	1472,5	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65
S75-OR3	1326,7	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65
S75-OR4	1326,7	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65
S75-OR5	1440,7	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65
S75-OR6	1320,5	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65

(fonte: elaborada pelo autor)

6.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (1999) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA

Takeuti (1999) propõe em seu trabalho um estudo a respeito do reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com concreto de alto desempenho. O autor apresenta os resultados experimentais de três conjuntos de ensaios, cada um contendo o pilar básico original e o pilar reforçado. Os conjuntos diferem-se segundo a variação de três parâmetros: a

espessura da camisa de reforço, a taxa de armadura transversal (com a utilização de estribos ou telas soldadas) e a adição ou não de fibras curtas de aço no concreto do reforço.

Para efeito de verificação das capacidades resistentes teóricas, foram considerados apenas os resultados experimentais dos dois primeiros conjuntos. Cada um deles contempla dois pilares reforçados, moldados com 1 e 2 camadas de telas soldadas, respectivamente, o que resultou em um total de 4 experimentos (S99-TKa1, S99-TKa2, S99-TKb1 e S99-TKb2). O terceiro conjunto de ensaios proposto por Takeuti (1999) não foi avaliado, pois inclui a utilização de fibras de aço no concreto, o que confere uma variável que foge da amplitude de consideração dos métodos de cálculo propostos.

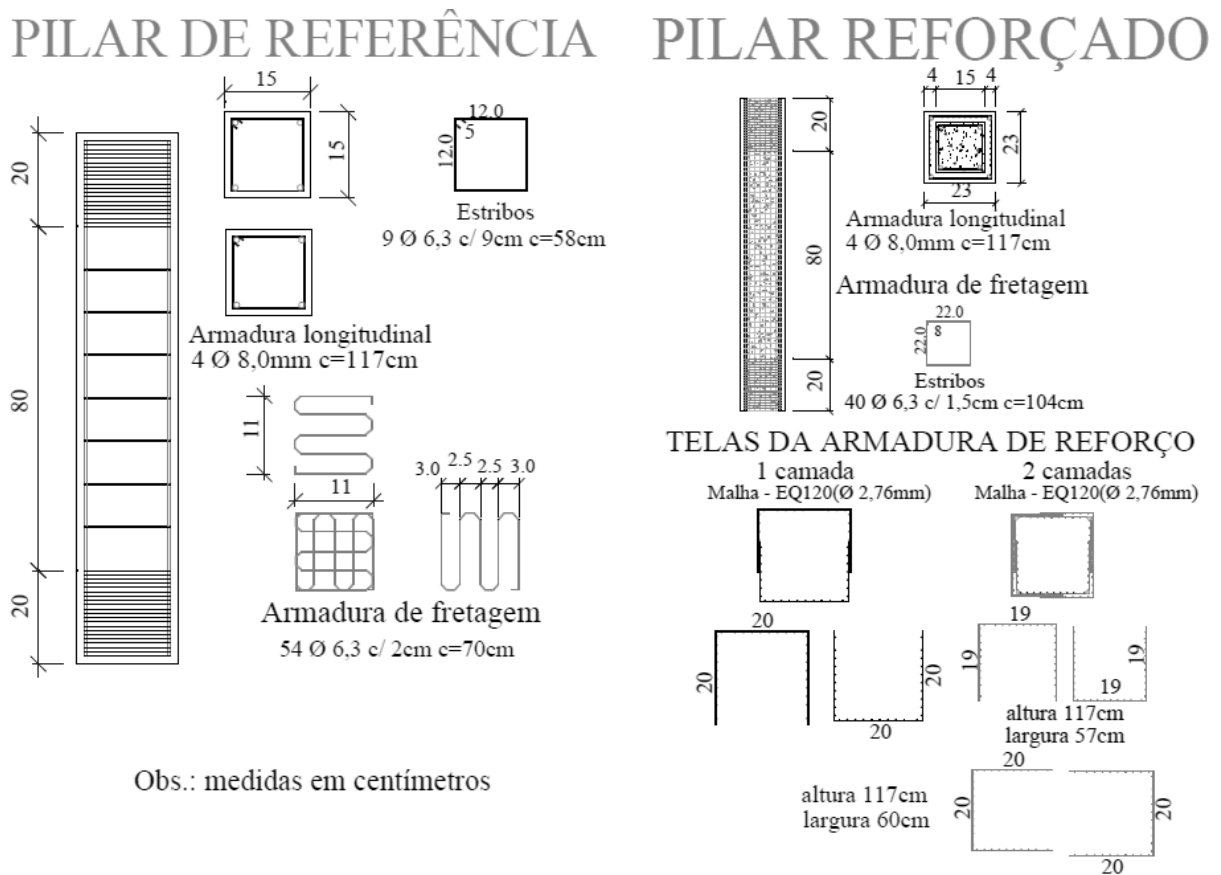
O quadro 5 a seguir apresenta as configurações dos 4 pilares reforçados, bem como a situação original antes da execução do reforço. A figura 23 auxilia na visualização das informações geométricas de cada pilar ensaiado.

Quadro 5 – Dados geométricos dos pilares do trabalho de Takeuti (1999)

Série de 4 experimentos de 120cm de altura – índice de esbeltez original: 28					
ID DO PILAR	CONFIG.	SEÇÃO TRANSVERSAL	COBRIMENTO	ARMADURA LONG.	ARMADURA TRANSVERSAL
referência	original	15cm - 15cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	Φ 6,3mm cada 9cm
S99-TKa1	reforçado	21cm - 21cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	tela EQ120(1 camada) Φ 2,76mm cada 5cm
S99-TKa2	reforçado	21cm – 21cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	tela EQ120(2 camadas) Φ 2,76mm cada 5cm
S99-TKb1	reforçado	23cm – 23cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	tela EQ120(1 camada) Φ 2,76mm cada 5cm
S99-TKb2	reforçado	23cm – 23cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	tela EQ120(2 camadas) Φ 2,76mm cada 5cm

(fonte: baseado de TAKEUTI, 1999)

Figura 23 – Configurações dos experimentos de Takeuti (1999)



(fonte: TAKEUTI, 1999, p. 86)

A tabela 4 mostra as diferentes resistências dos materiais utilizados na execução dos pilares experimentais ensaiados no trabalho de Takeuti (1999). A resistência à compressão do concreto de cada pilar experimental moldado foi obtida através de ensaios de corpos-de-prova em máquina hidráulica. As resistências das barras de aço, aqui consideradas como a tensão de escoamento, também foram determinadas em laboratório através de ensaios à tração.

Tabela 4 – Resistências dos materiais dos pilares do trabalho de Takeuti (1999)

Série de 4 experimentos de 120cm de altura				
ID DO PILAR	CONFIG.	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
S99-TKa1	original	18,39MPa	554,40MPa	580,64MPa (estribo)
	reforçado	68,35MPa	554,40MPa	705,00MPa (tela)

continua

continuação

Série de 4 experimentos de 120cm de altura				
ID DO PILAR	CONFIG.	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
S99-TKa2	original	16,89MPa	554,40MPa	580,64MPa (estribo)
	reforçado	63,34MPa	554,40MPa	705,00MPa (tela)
S99-TKb1	original	17,43MPa	554,40MPa	580,64MPa (estribo)
	reforçado	67,21MPa	554,40MPa	705,00MPa (tela)
S99-TKb2	original	15,55MPa	554,40MPa	580,64MPa (estribo)
	reforçado	65,57MPa	554,40MPa	705,00MPa (tela)

(fonte: baseada de TAKEUTI, 1999)

Os valores das capacidades obtidas experimentalmente para os quatro modelos ensaiados estão apresentadas na tabela 5.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de Takeuti (1999)

EXPERIMENTO ENSAIADO				
	S99-TKa1	S99-TKa2	S99-TKb1	S99-TKb2
RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL (kN)	1540	1749	1850	1840

(fonte: baseada de TAKEUTI, 1999)

De posse dos dados aqui expostos, foi possível efetuar a verificação das capacidades resistentes obtida por cada método proposto. As etapas de cálculo dos seis diferentes métodos encontram-se disponíveis no apêndice B. A tabela 6 indica um resumo dos resultados obtidos experimentalmente e através dos métodos 1R a 6R.

Tabela 6 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de Takeuti (1999)

Série de 4 experimentos de 120cm de altura							
EXPERIMENTO	CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL (kN)	CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA (kN)					
		1R	2R	3R	4R	5R	6R
S99-TKa1	1540,0	2187,05	1387,35	2242,29	1442,60	1690,97	1475,81
S99-TKa2	1749,0	2139,25	1398,17	2193,10	1452,02	1701,82	1504,20
S99-TKb1	1850,0	2732,86	1865,85	2787,22	1920,21	2191,22	1966,37
S99-TKb2	1840,0	2733,46	1887,61	2786,00	1940,14	2214,22	2013,62

(fonte: elaborada pelo autor)

6.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (2003) PARA PILARES DE SEÇÃO QUADRADA

Takeuti (2003) realizou um extenso trabalho em sua tese, que trata da investigação experimental do comportamento de pilares por meio de encamisamento com concreto de alta resistência. Para atingir os objetivos da pesquisa, o autor ensaiou vinte modelos experimentais que se distinguiram, em resumo, pela forma da seção transversal, pela taxa de armadura transversal da camisa de reforço (composta por estribos ou telas soldadas) e pela existência ou não de pré-carregamento. A análise experimental consistiu em duas fases, sendo a primeira com ensaios de longa duração, e a segunda com ensaios de curta duração. Adicionalmente, o autor ainda realizou ensaios em pilares circulares para avaliar o efeito do confinamento em concretos de alta resistência.

Para a comparação com as capacidades resistentes teóricas, neste item foram considerados apenas os pilares de seção quadrada sem a condição do pré-carregamento avaliada pelo autor. Os modelos de seção circular são apresentados no item 6.4. Foram moldados pilares de seção quadrada em três configurações de armadura transversal (dois deles com estribos e um com tela soldada).

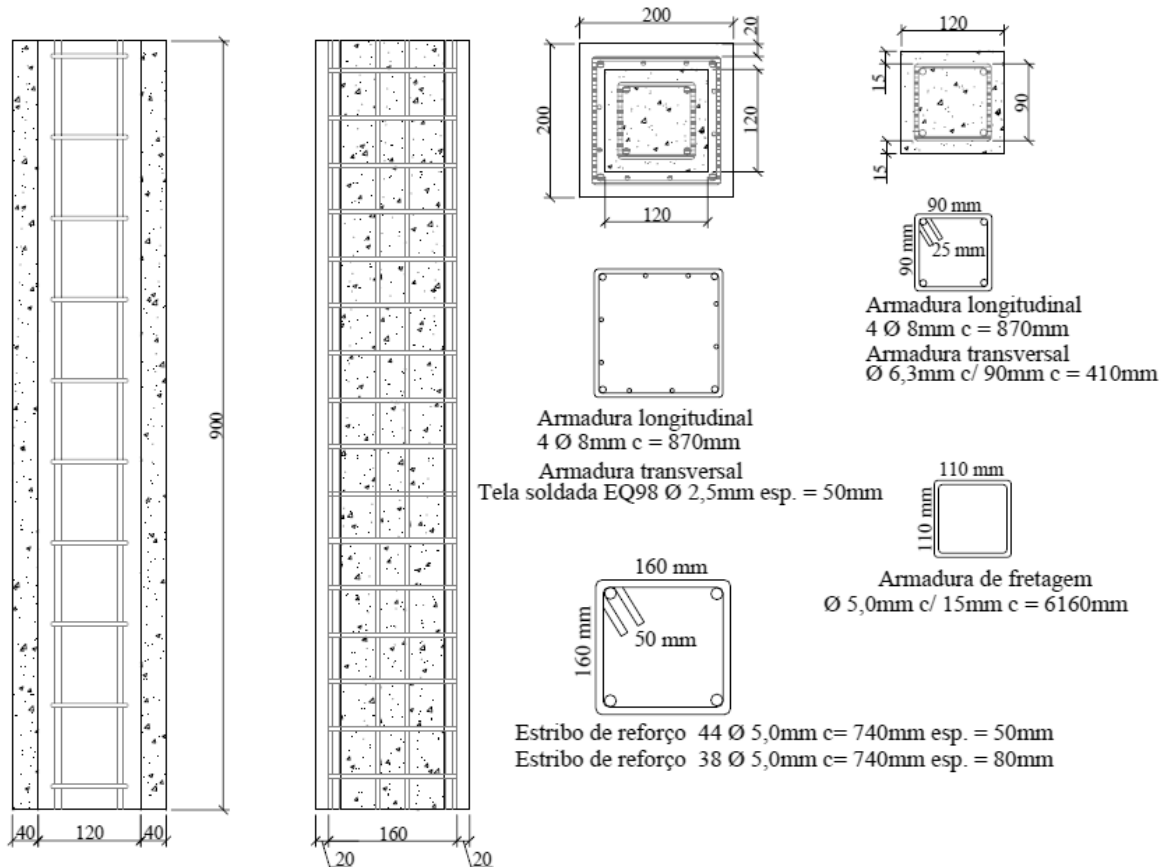
O quadro 6 apresenta as configurações dos 3 pilares reforçados, bem como a situação original previamente ao reforço. A figura 24 ilustra as informações geométricas de cada configuração.

Quadro 6 – Dados geométricos dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

Série de 3 experimentos de 90cm de altura – índice de esbeltez: 27					
ID DO PILAR	CONFIG.	SEÇÃO TRANSVERSAL	COBRIMENTO	ARMADURA LONG.	ARMADURA TRANSVERSAL
referência	original	12cm - 12cm	1,5cm	4 ϕ 8mm	Φ 6,3mm cada 9cm
S03-TKa1	reforçado	20cm - 20cm	2,0cm	4 ϕ 8mm	Φ 5mm cada 5cm
S03-TKa2	reforçado	20cm - 20cm	2,0cm	4 ϕ 8mm	Φ 5mm cada 8cm
S03-TKa3	reforçado	20cm - 20cm	2,0cm	4 ϕ 8mm	tela EQ98(1 camada) Φ 2,5mm cada 5cm

(fonte: baseado de TAKEUTI, 2003)

Figura 24 – Configurações dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)



(fonte: TAKEUTI, 2003, p. 127)

A tabela 7 mostra as diferentes resistências dos materiais dos pilares ensaiados no trabalho de Takeuti (2003). A resistência à compressão do concreto de cada pilar experimental moldado, bem como as resistências das barras de aço, foram determinadas em ensaios em laboratório.

Tabela 7 – Resistências dos materiais dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

Série de 3 experimentos de 90cm de altura				
ID DO PILAR	CONFIG.	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
S03-TKa1	original	32,70MPa	611,23MPa	651,78MPa (estribo)
	reforçado	80,00MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo)
S03-TKa2	original	24,78MPa	611,23MPa	651,78MPa (estribo)
	reforçado	81,90MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo)
S03-TKa3	original	32,70MPa	611,23MPa	651,78MPa (estribo)
	reforçado	54,00MPa	611,23MPa	633,76MPa (tela)

(fonte: baseada de TAKEUTI, 2003)

Os valores das capacidades obtidas experimentalmente para os três modelos ensaiados estão apresentadas na tabela 8.

Tabela 8 – Resultados experimentais dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

EXPERIMENTO ENSAIADO			
	S03-TKa1	S03-TKa2	S03-TKa3
RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL (kN)	1650,4	1683,6	1556,8

(fonte: baseada de TAKEUTI, 2003)

Com isso, efetuou-se a verificação das capacidades resistentes obtida por cada método proposto. As etapas de cálculo dos seis diferentes métodos encontram-se disponíveis no apêndice C. A tabela 9 indica um resumo dos resultados obtidos experimentalmente e através dos métodos 1R a 6R.

Tabela 9 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

Série de 3 experimentos de 90cm de altura							
EXPERIMENTO	CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL (kN)	CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA (kN)					
		1R	2R	3R	4R	5R	6R
S03-TKa1	1650,4	2742,01	1590,01	2778,93	1626,93	2213,37	1742,49
S03-TKa2	1683,6	2677,81	1498,45	2711,78	1532,42	1958,63	1601,79
S03-TKa3	1556,8	2115,79	1338,19	2152,71	1375,11	1884,70	1413,82

(fonte: elaborada pelo autor)

6.4 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TAKEUTI (2003) PARA SEÇÃO CIRCULAR

Outros ensaios realizados por Takeuti (2003) em sua tese foram os modelos de seção circular, reforçados por meio de cintamento de concreto de alta resistência. Assim como nos modelos de seção quadrada, a análise experimental consistiu em duas fases, sendo a primeira com ensaios de longa duração, e a segunda com ensaios de curta duração. No trabalho, um dos parâmetros avaliados nos ensaios de curta duração foi o efeito do pré-carregamento. Em sua avaliação, Takeuti (2003, p. 256) afirma que “O efeito do pré-carregamento de um pilar a ser reforçado não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade”.

Por não afetar a capacidade última do pilar, foram utilizados na comparação das capacidades teóricas os resultados dos ensaios com e sem pré-carregamento. A tabela 10 apresenta as capacidades experimentais das duas situações. Pode-se perceber que a variação da capacidade é bem reduzida, tornando aceitável nas comparações do capítulo 7 a consideração dos resultados com pré-carregamento.

Tabela 10 – Comparação do efeito do pré-carregamento nos resultados experimentais dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)

Série de 6 experimentos de 90cm de altura – índice de esbeltez: 30						
	MODELO			CAPACIDADE ÚLTIMA (kN)		
SEM PRÉ-CARREGAMENTO	S03-TKb1	S03-TKc1	S03-TKd1	1291,5	1303,30	1251,8
COM PRÉ-CARREGAMENTO	S03-TKb2	S03-TKc2	S03-TKd2	1436,64	1385,88	1429,65
RELAÇÃO CAPACIDADE $\left(\frac{SEM\ PRÉ - CARREG.}{COM\ PRÉ - CARREG.}\right)$	$\frac{S03 - TKb1}{S03 - TKb2}$	$\frac{S03 - TKc1}{S03 - TKc2}$	$\frac{S03 - TKd1}{S03 - TKd2}$	0,90	0,94	0,88

(fonte: baseado de TAKEUTI, 2003)

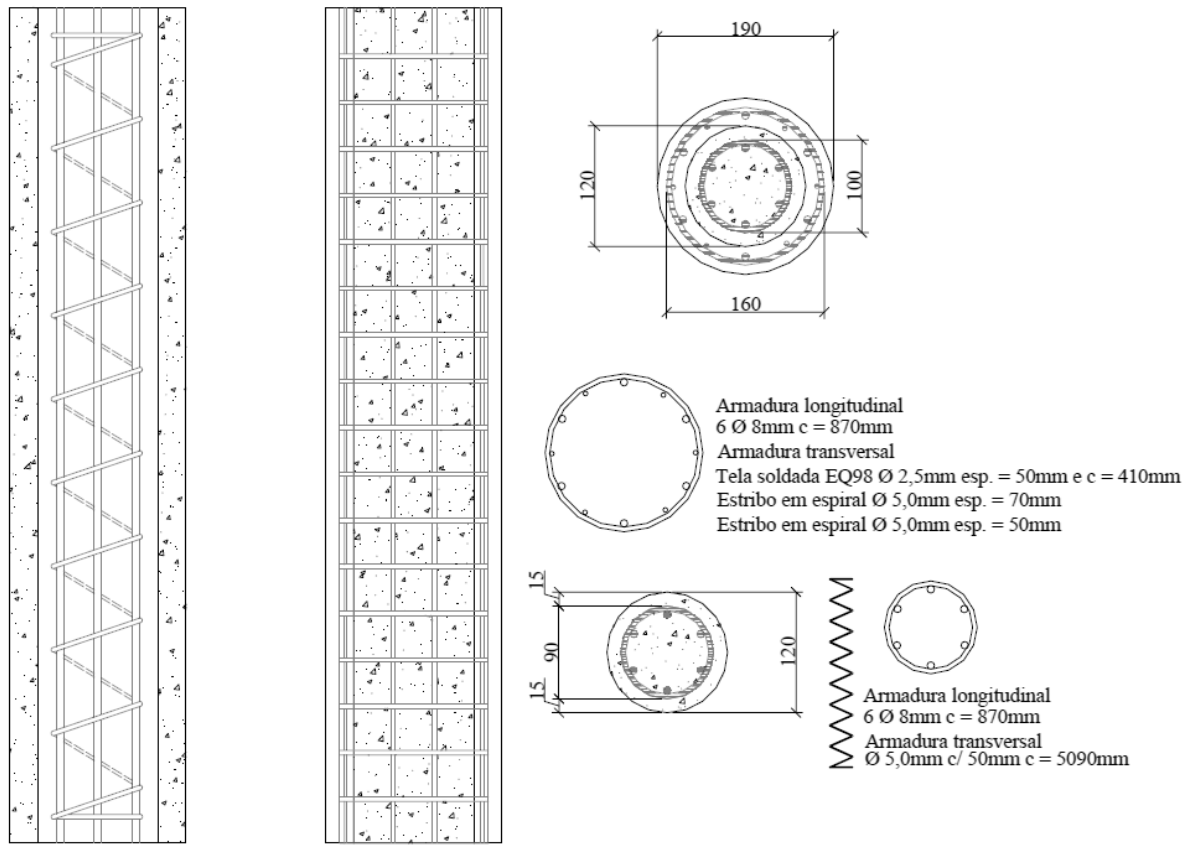
Da mesma forma que nos modelos de seção quadrada, a diferença entre os pares de elementos das séries S03-TKb, S03-TKc e S03-TKd estão na configuração da armadura transversal (utilização de estribos ou tela soldada). O quadro 7 apresenta as configurações dos 6 pilares reforçados, bem como a situação original previamente ao reforço. A figura 25 ilustra as informações geométricas de cada configuração.

Quadro 7 – Dados geométricos dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)

Série de 6 experimentos de 90cm de altura					
ID DO PILAR	CONFIG.	DIÂMETRO	COBRIMENTO	ARMADURA LONG.	ARMADURA TRANSVERSAL
referência	original	12cm	1,5cm	6φ8mm	Φ5mm cada 5cm
S03-TKb1	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	Φ5mm cada 7cm
S03-TKb2	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	Φ5mm cada 7cm
S03-TKc1	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	Φ5mm cada 5cm
S03-TKc2	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	Φ5mm cada 5cm
S03-TKd1	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	tela EQ98(1 camada) Φ2,5mm cada 5cm
S03-TKd2	reforçado	19cm	1,5cm	6φ8mm	tela EQ98(1 camada) Φ2,5mm cada 5cm

(fonte: baseado de TAKEUTI, 2003)

Figura 25 – Configurações dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)



(fonte: TAKEUTI, 2003, p. 128)

A tabela 11 mostra as diferentes resistências dos materiais dos pilares de seção circular ensaiados no trabalho de Takeuti (2003). As resistências à compressão dos concretos dos pilares experimentais moldados, bem como as resistências das barras de aço, foram determinadas em ensaios em laboratório.

Tabela 11 – Resistências dos materiais dos pilares circulares de Takeuti (2003)

Série de 6 experimentos de 90cm de altura				
ID DO PILAR	CONFIG.	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
S03-TKb1	original	31,40MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	63,30MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
S03-TKb2	original	31,4MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	63,30MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)

continua

continuação

Série de 6 experimentos de 90cm de altura				
ID DO PILAR	CONFIG.	RESISTÊNCIA CONCRETO	RESISTÊNCIA ARMADURA LONGITUDINAL	RESISTÊNCIA ARMADURA TRANSVERSAL
S03-TKc1	original	24,78MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	77,90MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
S03-TKc2	original	24,78MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	77,90MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
S03-TKd1	original	31,40MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	74,00MPa	611,23MPa	633,76MPa (tela soldada)
S03-TKd2	original	31,40MPa	611,23MPa	723,98MPa (estribo espiral)
	reforçado	74,00MPa	611,23MPa	633,76MPa (tela soldada)

(fonte: baseada de TAKEUTI, 2003)

Os valores das capacidades obtidas experimentalmente para os seis modelos ensaiados estão apresentadas na tabela 12.

Tabela 12 – Resultados experimentais dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)

EXPERIMENTO ENSAIADO						
	S03-TKb1	S03-TKb2	S03-TKc1	S03-TKc2	S03-TKd1	S03-TKd2
RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL (kN)	1291,5	1436,64	1303,30	1385,88	1251,8	1429,65

(fonte: baseada de TAKEUTI, 2003)

Por fim, efetuou-se a verificação das capacidades resistentes de cada método proposto. As etapas de cálculo dos seis diferentes métodos encontram-se disponíveis no apêndice D. A tabela 13 indica um resumo dos resultados obtidos experimentalmente e através dos métodos 1C a 6C para pilares de seção circular.

Tabela 13 – Resultados experimentais e teóricos dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)

Série de 6 experimentos de 90cm de altura							
EXPERIMENTO	CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL (kN)	CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA (kN)					
		1C	2C	3C	4C	5C	6C
S03-TKb1	1291,50	1774,08	1252,07	1889,85	1367,84	1743,41	1484,46
S03-TKb2	1436,64	1774,08	1252,07	1889,85	1367,84	1743,41	1484,46
S03-TKc1	1303,30	1945,63	1303,22	2056,11	1413,69	1782,80	1578,44
S03-TKc2	1385,88	1945,63	1303,22	2056,11	1413,69	1782,80	1578,44
S03-TKd1	1251,80	1986,19	1375,93	2101,96	1491,71	1793,59	1534,65
S03-TKd2	1429,65	1986,19	1375,93	2101,96	1491,71	1793,59	1534,65

(fonte: elaborada pelo autor)

7 ANÁLISE DE RESULTADOS

A análise dos resultados aqui descrita tem a intenção de medir a eficiência de cada método proposto no capítulo 5 e calculado no capítulo 6, de acordo com os resultados experimentais avaliados. A eficiência, nesse caso, é mensurada através da diferença percentual da capacidade teórica calculada com a aquela observada experimentalmente através dos ensaios dos pilares reforçados. Em uma análise macro, os métodos de cálculo puderam ser subdivididos em dois grandes grupos, quais sejam aqueles que:

- a) consideram a resistência do cobrimento do reforço na estimativa da capacidade resistente final do pilar reforçado: métodos ímpares (1R ou 1C, 3R ou 3C e 5R ou 5C);
- b) não consideram a resistência do cobrimento do reforço para o cálculo da capacidade resistente final do pilar reforçado: métodos pares (2R ou 2C, 4R ou 4C e 6R ou 6C).

De maneira geral, para a grande parte dos modelos avaliados, sejam eles de seção quadrada ou circular, foi visível que a consideração da resistência do concreto de cobrimento do reforço traz resultados ineficientes e inseguros, pois superestimam em uma ordem muito superior a capacidade final do pilar reforçado. Desta maneira, os métodos de cálculo que não trazem essa consideração receberam maior destaque nos itens da análise de resultados expostos a seguir.

7.1 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA O ENCAMISAMENTO QUADRADO

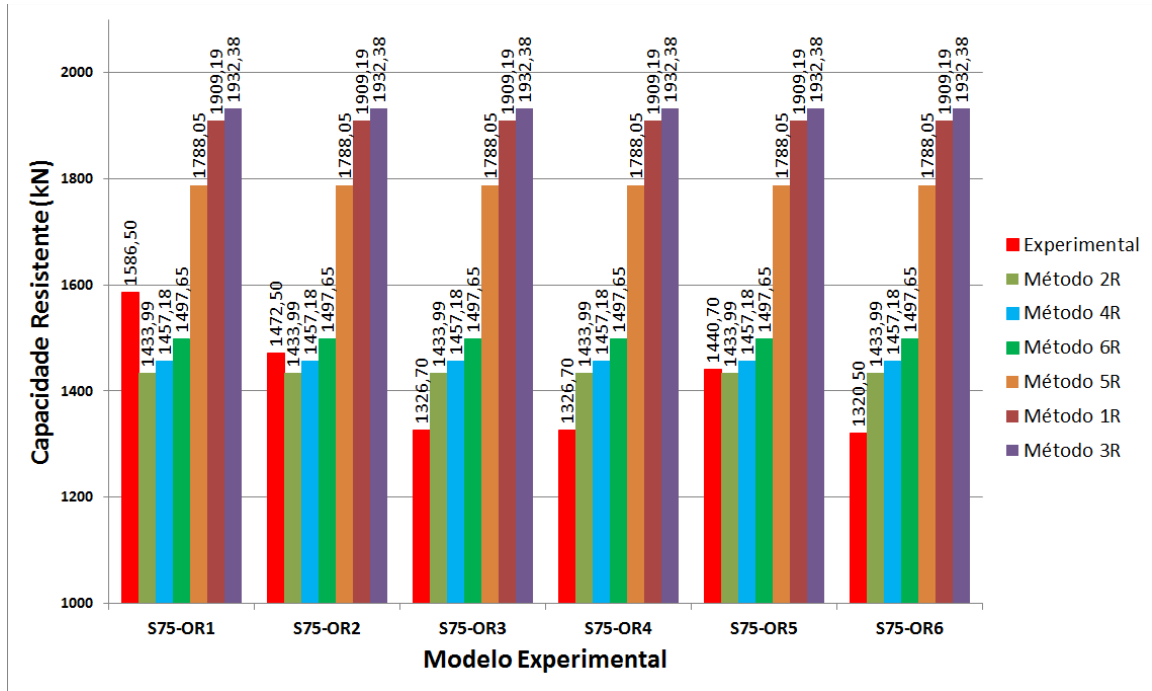
A seguir são descritas as análises de resultados de cada conjunto de modelos experimentais.

7.1.1 Análise de resultados dos pilares quadrados de Ortiz e Diaz (1975)

O gráfico apresentado na figura 26 indica os valores das capacidades resistentes experimentais e de cálculo dos pilares ensaiados por Ortiz e Diaz (1975). Para auxiliar na

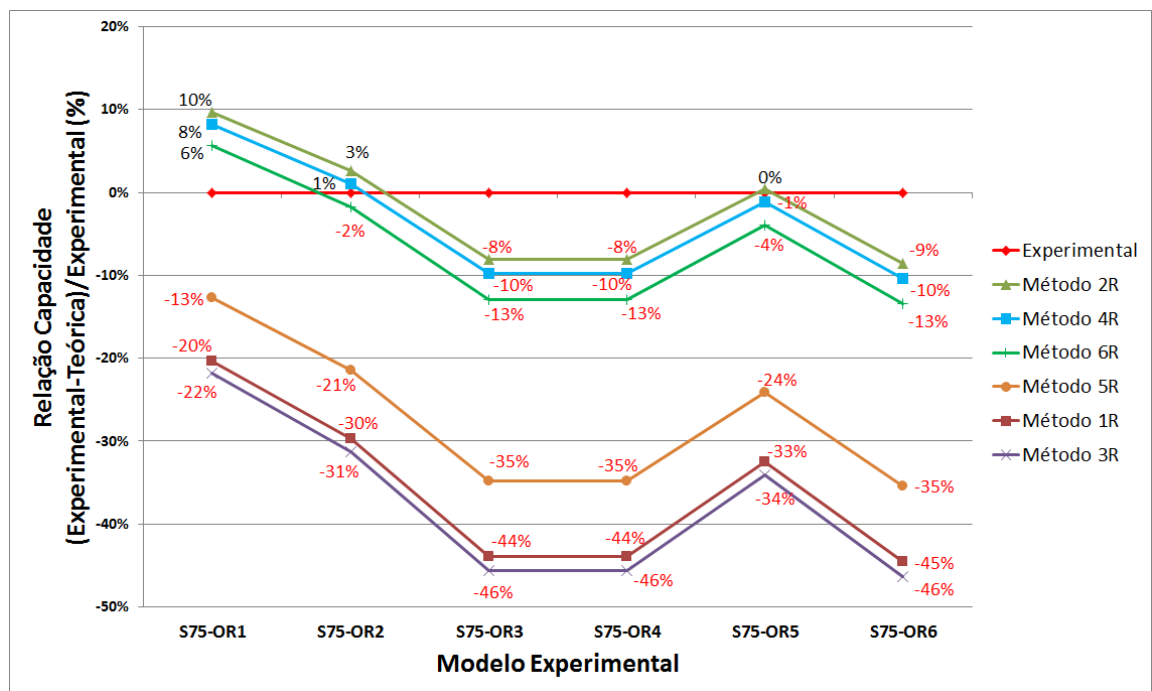
visualização do(s) método(s) de cálculo mais eficiente(s) para cada modelo experimental, elaborou-se o gráfico comparativo da figura 27.

Figura 26 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Ortiz e Diaz (1975)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 27 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Ortiz e Diaz (1975)



(fonte: elaborada pelo autor)

Avaliando os gráficos das figuras 26 e 27, é possível afirmar que, de maneira geral, os métodos de cálculo mais eficientes são os métodos 2R, 4R e 6R, que não utilizam a resistência do concreto de cobrimento para o cálculo da capacidade total do pilar reforçado, como já afirmado no início do capítulo. Dentre estes, é possível avaliar com o auxílio do quadro 8 que o método 2R (que não considera os efeitos de confinamento) apresentou maior eficiência, pois se mostrou mais próximo ao resultado experimental em quatro dos seis modelos ensaiados da série de experimentos de Ortiz e Diaz (1975).

Quadro 8 – Métodos mais eficientes para os modelos de Ortiz e Diaz (1975)

Série de 6 experimentos – seção quadrada		
MODELO	MÉTODO MAIS EFICIENTE	EFICIÊNCIA
S75-OR1	6R	6%
S75-OR2	4R	1%
S75-OR3	2R	-8%
S75-OR4	2R	-8%
S75-OR5	2R	0%
S75-OR6	2R	-9%

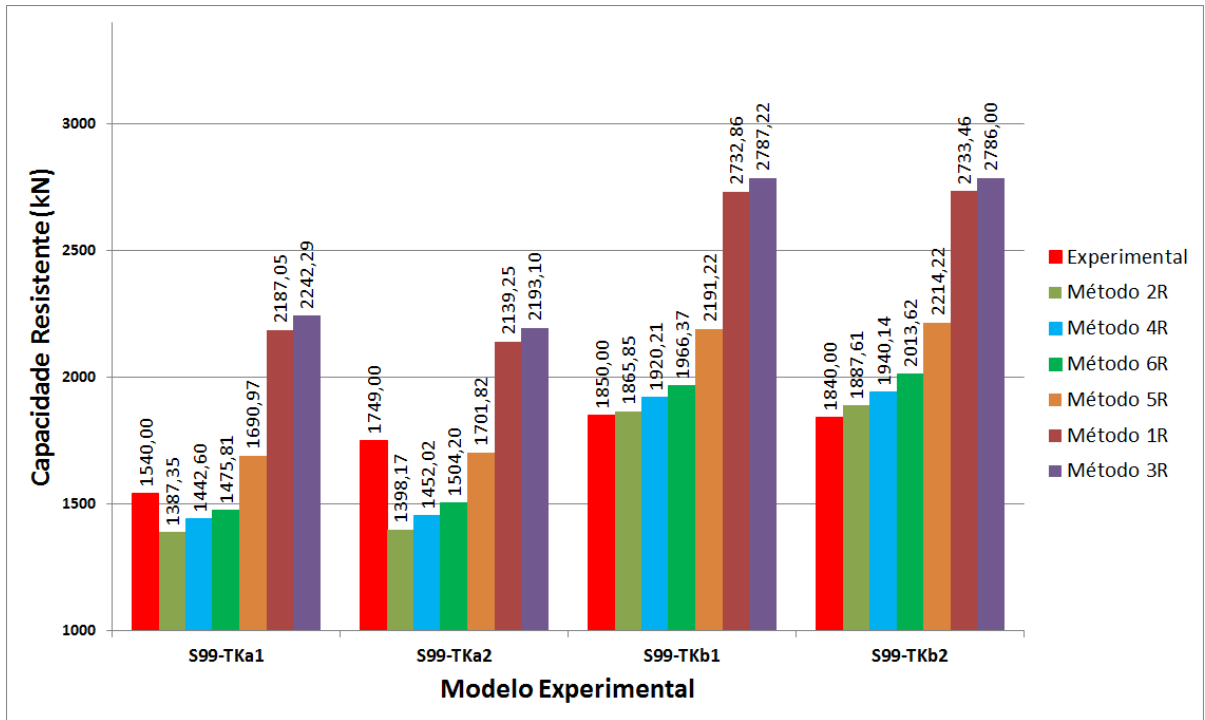
(fonte: elaborado pelo autor)

Se for levado em conta o fator segurança na análise, o método 2R ainda é mais aconselhável, pois ofereceu valores calculados próximos e abaixo dos experimentais em três dos seis modelos ensaiados. Observe que os valores a favor da segurança são aqueles que apresentam eficiência positiva. No entanto, o método de cálculo 4R – que considera o efeito do confinamento do núcleo do pilar original – também resultou em valores bem próximos aos experimentais em algumas situações.

7.1.2 Análise de resultados dos pilares quadrados de Takeuti (1999)

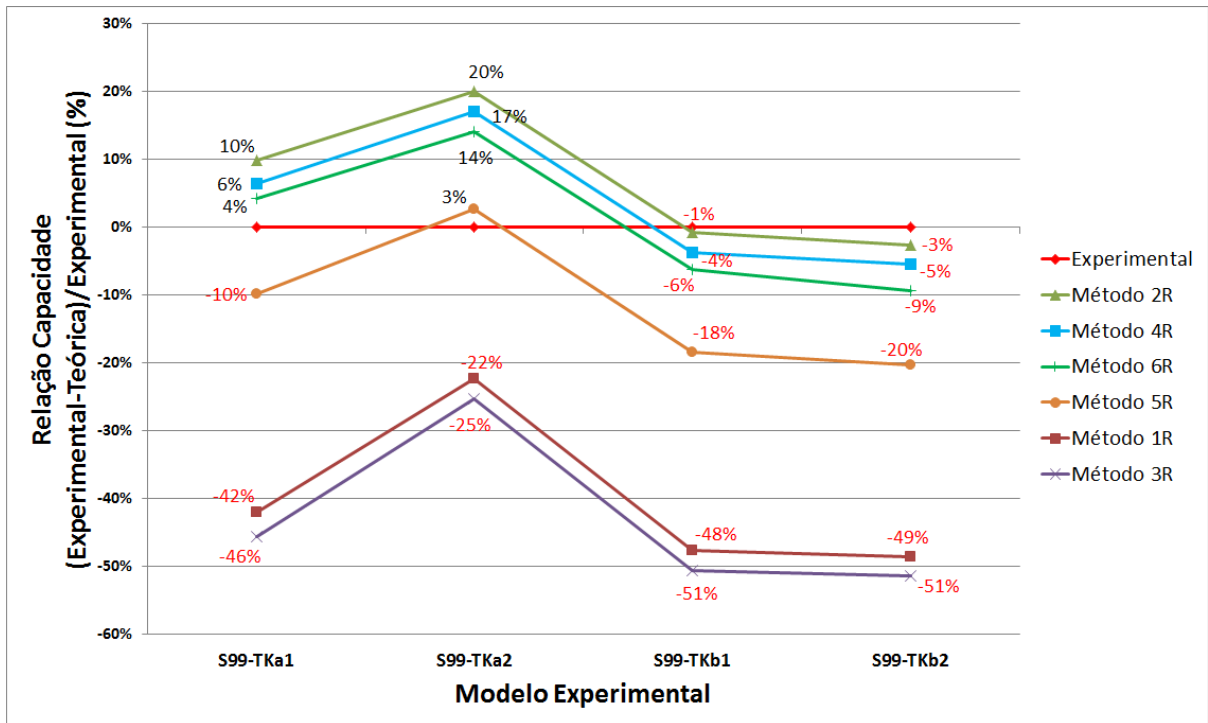
O gráfico da figura 28 indica as capacidades resistentes experimentais e de cálculo dos pilares ensaiados por Takeuti (1999). Para auxiliar na visualização do(s) método(s) de cálculo mais eficiente(s), elaborou-se o gráfico da figura 29.

Figura 28 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Takeuti (1999)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 29 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Takeuti (1999)



(fonte: elaborada pelo autor)

Com as figuras 28 e 29, é possível afirmar que, de maneira geral, os métodos de cálculo mais eficientes são os métodos 2R, 4R e 6R. No entanto, obtiveram-se bons resultados para os modelos S99-TKa1 e S99-TKa2 com a utilização do método 5R, que considera, além da resistência do cobrimento do reforço, o confinamento do núcleo original e também do concreto do reforço. Observe que estes dois modelos de configuração TKa diferem-se dos TKb apenas pelo tamanho da camisa de reforço, como apresentado no capítulo 6.

Outra observação pertinente é a de que todos os modelos foram reforçados com telas soldadas, e isso gerou algumas simplificações nos cálculos do efeito do confinamento. Sugere-se, porém, avaliar com maior atenção esta e outras simplificações em casos de projetos reais.

Excluindo da análise o método de cálculo 5R, com o quadro 9, é possível verificar que ambos os métodos 6R e 2R apresentaram maior eficiência, por terem proporcionado valor próximo ao resultado experimental em dois dos quatro modelos ensaiados da série em análise.

Quadro 9 – Métodos mais eficientes para os modelos de Takeuti (1999)

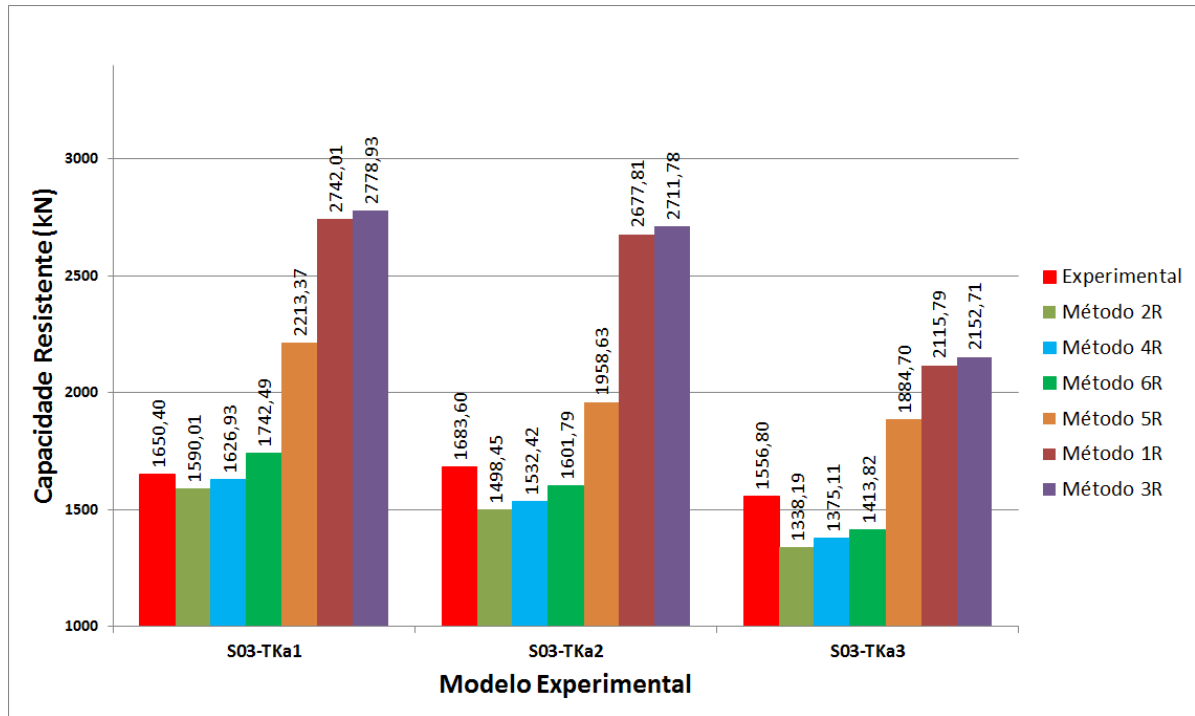
Série de 4 experimentos – seção quadrada		
MODELO	MÉTODO MAIS EFICIENTE	EFICIÊNCIA
S99-TKa1	6R	4%
S99-TKa2	6R	14%
S99-TKb1	2R	-1%
S99-TKb2	2R	-3%

(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.3 Análise de resultados dos pilares quadrados de Takeuti (2003)

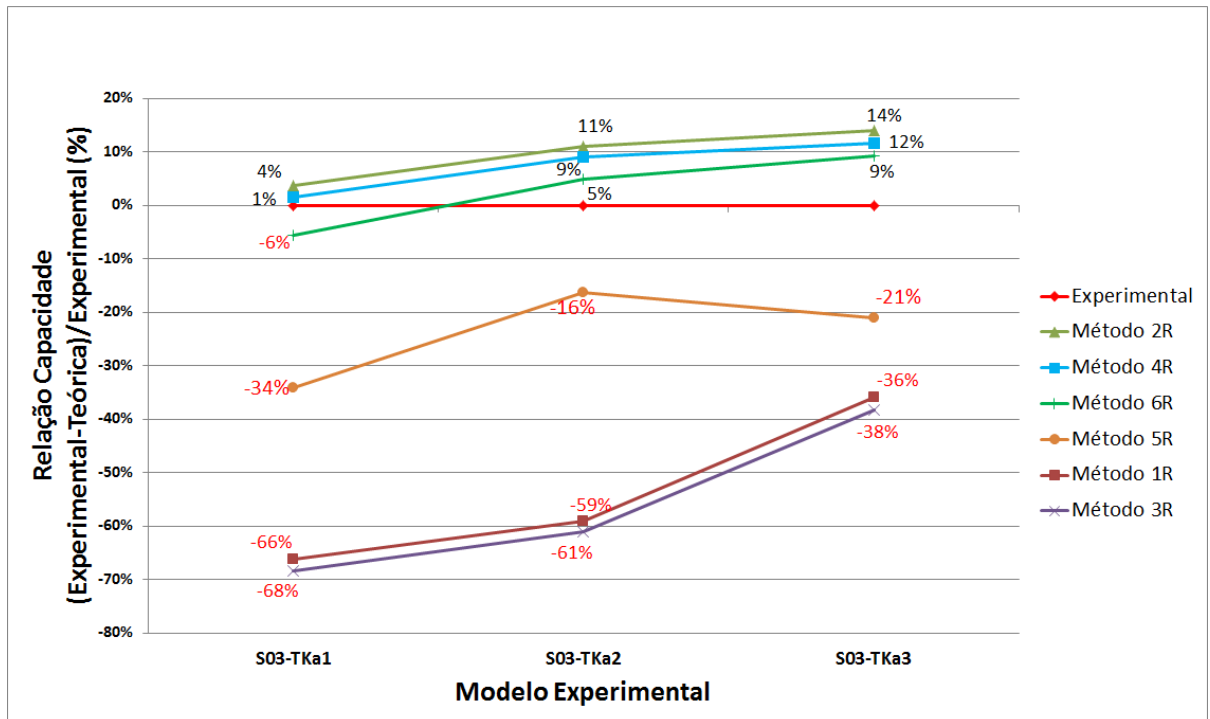
Da mesma forma descrita nos itens anteriores, os gráficos das figuras 30 e 31 permitem visualizar o(s) método(s) de cálculo mais eficiente(s) para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003).

Figura 30 – Capacidades dos pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 31 – Eficiência dos métodos para os modelos quadrados de Takeuti (2003)



(fonte: elaborada pelo autor)

As figuras 30 e 31, em conjunto com o quadro 10, permite constatar que o método 6R é o que apresentou maior eficiência, por ter proporcionado valor próximo ao resultado experimental em dois dos três modelos ensaiados da série de Takeuti (2003). No entanto, se for avaliada a segurança, o método 4R é o mais indicado, por ter sugerido capacidades abaixo e mais próximas das experimentais nas três situações.

Quadro 10 – Métodos mais eficientes para os modelos quadrados de Takeuti (2003)

Série de 3 experimentos – seção quadrada		
MODELO	MÉTODO MAIS EFICIENTE	EFICIÊNCIA
S03-TKa1	4R	1%
S03-TKa2	6R	5%
S03-TKa3	6R	9%

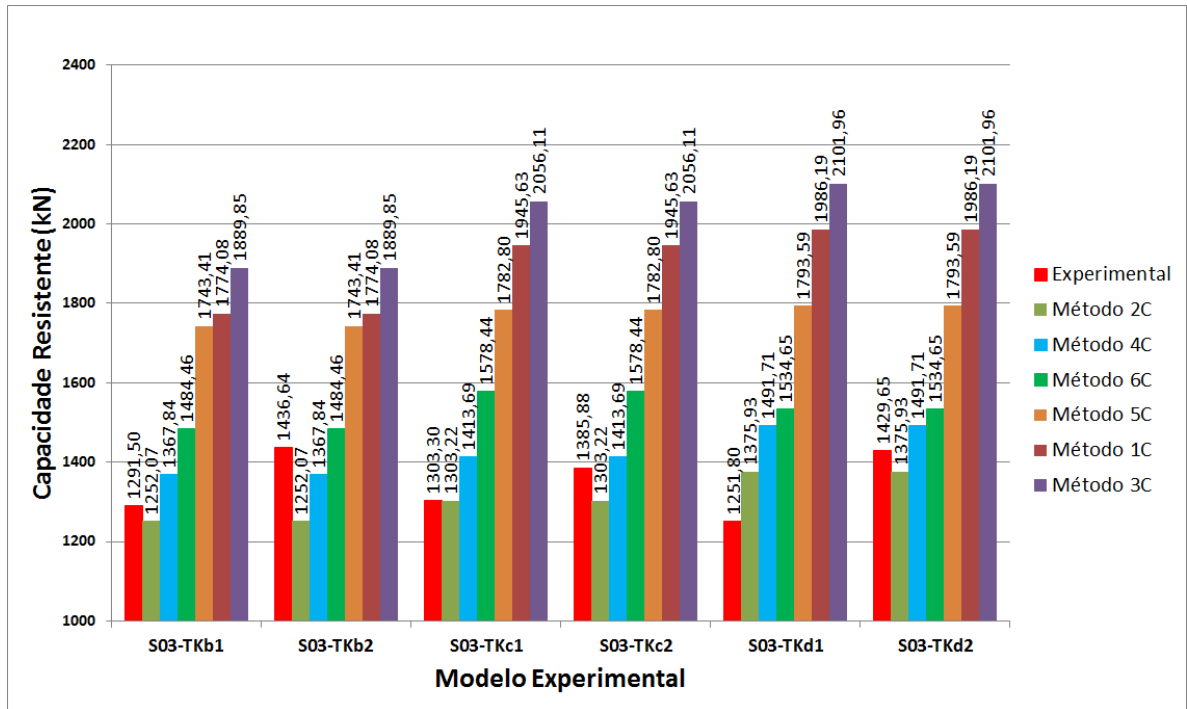
(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA O ENCAMISAMENTO CIRCULAR

A análise de resultados para o encamisamento circular de concreto armado (cintamento) consistiu na avaliação de 6 modelos experimentais propostos por Takeuti (2003), em conjunto com os modelos de seção quadrada analisados no item 7.1.3. O gráfico da figura 32 indica os valores das capacidades resistentes experimentais e de cálculo dos pilares ensaiados. Ainda, o gráfico da figura 33 permite visualizar o(s) método(s) de cálculo mais eficiente(s) para cada modelo experimental.

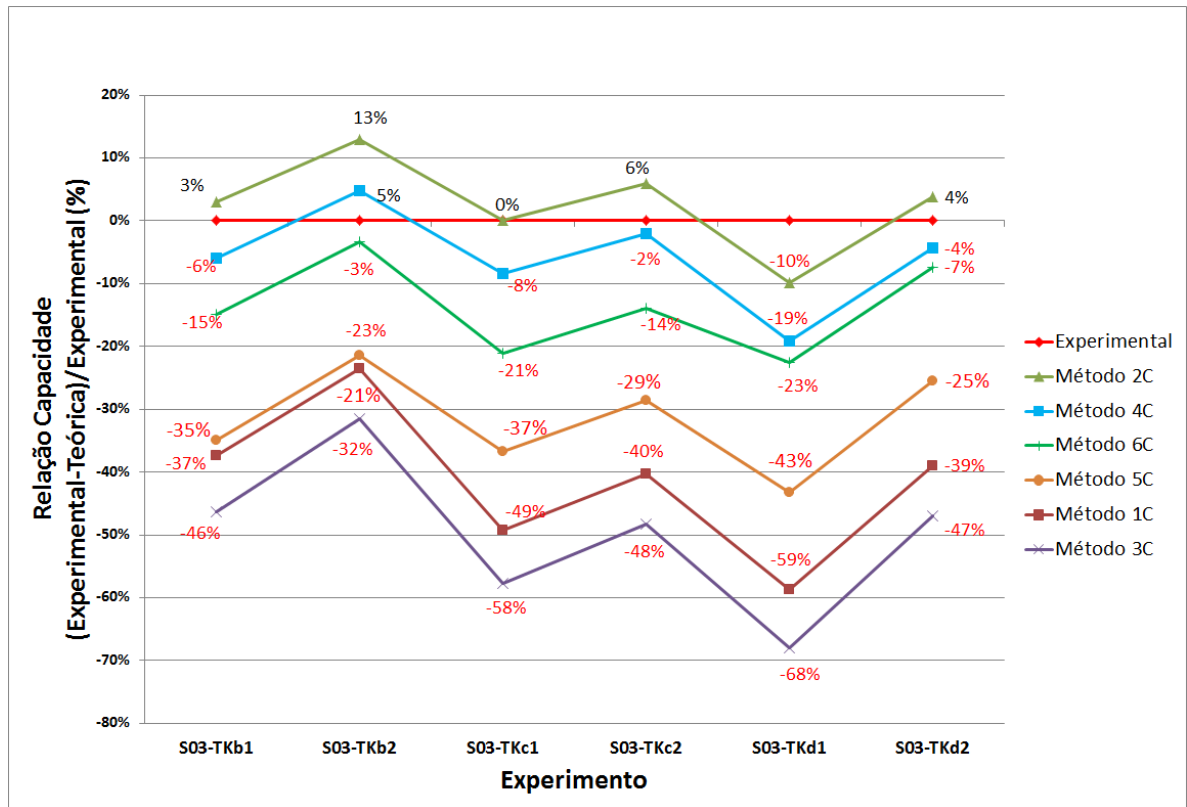
Com os gráficos apresentados, é possível afirmar que, assim como ocorreu para os modelos de seção quadrada, de maneira geral, os métodos de cálculo mais eficientes são os métodos 2C, 4C e 6C, que não utilizam a resistência do concreto de cobrimento para o cálculo da capacidade total do pilar reforçado. É evidenciada uma elevada discrepância dos resultados oferecidos pelos métodos 1C, 3C e 5C e, em alguns dos modelos, também do método 6C, que considera o confinamento do núcleo original e do concreto de reforço.

Figura 32 – Capacidades dos pilares de seção circular de Takeuti (2003)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 33 – Eficiência dos métodos para os modelos circulares de Takeuti (2003)



(fonte: elaborada pelo autor)

Dentre os métodos 2C, 4C e 6C, é possível aferir com o auxílio do quadro 11, as melhores eficiências de acordo com cada modelo e, assim, evidenciar a qual método tal eficiência corresponde. Observa-se, novamente, que o método 2C é o mais eficiente. Além disso, o método 4C apresentou valores bem próximos aos experimentais e não deve ser desprezado em avaliações futuras.

Quadro 11 – Métodos mais eficientes para os modelos circulares de Takeuti (2003)

Série de 6 experimentos – seção circular		
MODELO	MÉTODO MAIS EFICIENTE	EFICIÊNCIA
S03-TKb1	2C	3%
S03-TKb2	6C	-3%
S03-TKc1	2C	0%
S03-TKc2	4C	-2%
S03-TKd1	2C	-10%
S03-TKd2	2C / 4C	4% / -4%

(fonte: elaborado pelo autor)

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de novos materiais e o desenvolvimento de novas técnicas – em qualquer etapa construtiva, não somente em situações de reforço estrutural – exigem o conhecimento e a exploração teórica para que as fases de projeto e de execução possam ser realizadas com efetividade e de forma segura. Técnicas de reforço com concreto armado, apesar de apresentarem a vantagem da utilização do material concreto, comumente utilizado na construção, ainda necessitam de diversos estudos, principalmente em elementos comprimidos, nos quais as situações de projeto são mais complexas do que em vigas e lajes, por exemplo.

A técnica de encamisamento de concreto armado é uma das mais utilizadas em reforços de pilares, devido à versatilidade e adaptação a diversas condições. Embora comumente empregada, a técnica ainda carece de maiores estudos quanto às questões de projeto e métodos de cálculo. A complexidade dos estudos está, principalmente, na avaliação do comportamento final do elemento reforçado, que, geralmente, apresenta uma mistura de diversos materiais de resistências e idades distintas (concreto e aço original e de reforço).

Um dos pontos que merecem maior atenção em estudos futuros é o fenômeno do confinamento em pilares reforçados. O efeito do confinamento em pilares originais de concreto armado é um tópico já de considerável estudo atualmente. Diversos métodos e modelos empíricos foram sugeridos, de forma a permitir uma estimativa aproximada do valor do aumento da resistência de concretos confinados. No entanto, em pilares de concreto reforçados, nos quais o confinamento pode se dar tanto no núcleo do pilar original quanto no concreto de reforço, o fenômeno precisa ser adaptado.

A análise realizada neste trabalho permitiu evidenciar alguns aspectos que podem contribuir a estudos mais avançados a respeito de reforço com concreto armado em pilares de seção quadrada ou circular. É possível estimar a capacidade resistente de um pilar reforçado, tendo em vista algumas considerações:

- a) pode-se considerar com integridade a capacidade resistente do pilar original, se este estiver em condições próprias ou foi restaurado para tal objetivo. No entanto, deve-se atentar aos mecanismos que proporcionam a aderência entre o substrato e o concreto do reforço;

- b) quanto à parcela da capacidade do conjunto proveniente especificamente da camisa de reforço, sugere-se não considerar a área do cobrimento do reforço. Esta é uma área de concreto não confinado que, mesmo que utilizado o concreto de alto desempenho, é mais frágil e suscetível à deformações excessivas e, eventualmente, à ruína prematura;
- c) na maioria dos modelos analisados, considerar o efeito do confinamento atuando em ambos os concretos original e de reforço se mostrou ineficiente. O que ocorre, na realidade, é que o concreto de reforço, muitas vezes moldado com concreto de alto desempenho, apresenta deformações laterais menos expressivas do que concretos normais (de até 30MPa). Isso reflete em um confinamento real menos expressivo, por vezes até inexistente;
- d) os métodos de cálculo que se mostraram mais eficientes, por fim, foram,
 - 4R e 4C: não utilizam a região do cobrimento do reforço nos cálculos e, adicionalmente, consideram o confinamento apenas do concreto do núcleo do pilar original;
 - 2R e 2C: não utilizam o cobrimento do reforço no cálculo da capacidade e nem utilizam qualquer efeito do confinamento, seja no pilar original ou no pilar de reforço.

Se for levado em conta o fator segurança na análise, o método 2R é mais aconselhável, pois ofereceu valores calculados que se situaram mais próximos e abaixo dos experimentais em 13 dos 19 modelos analisados. No entanto, é importante destacar que para efeito de comparação, não foram adotados quaisquer coeficientes de segurança (reduzidor de resistência ou amplificador de solicitação); caso tivessem sido aplicados tais coeficientes, muito provavelmente todos os métodos 2R, 4R e 6R ou 2C, 4C e 6C apresentariam resultados condizentes e favoráveis quando comparados às capacidades experimentais.

Por fim, sugere-se como estudos futuros a análise das capacidades em modelos com experimentação própria e em maior quantidade, para que os parâmetros que influenciam na resistência sejam os mesmos para todos os modelos e, assim, se possa mensurar a variabilidade dos métodos de cálculo e suas respectivas eficiências com mais precisão. Sugere-se, ainda, realizar a comparação com modelos de seção retangular que, apesar de apresentarem as mesmas equações daqueles de seção quadrada, podem trazer alguma diferença na capacidade devido à assimetria. Outro possível tema de análise futura é a adequação e a aplicação dos métodos de cálculo em pilares esbeltos, ou seja, naqueles com índices de esbeltez maior do que 35, conforme descrito no item 5.4.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

BACCIN, A. G. C. **Fundamentos do concreto de alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares**. 1998. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

Disponível em:

<http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME_AntonioGuilhermeCanhassiBaccin.pdf>. Acesso em: 19 out. 2013.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. 2002. 191 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em:

<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-30062003-115552/publico/Carrazedo1.pdf>>. Acesso em: 25 out. 2013.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Stress-strain model for confined high-strength concrete.

Journal of Structural Engineering, [Reston], v. 121, n. 3, p. 468-477, Mar. 1995.

Disponível em:

<[http://www.civil.usherbrooke.ca/ppaultre/Articles/CussonPaultre1995\(ASCE\).pdf](http://www.civil.usherbrooke.ca/ppaultre/Articles/CussonPaultre1995(ASCE).pdf)>. Acesso em: 26 out. 2013.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. (1. reimpressão). Rio de Janeiro: Interciência, 1977 (reimpressão 1979). v.1.

NAKAMURA, J. Concreto: curativos estruturais. **Revista Técnica**, São Paulo: Pini, ano 17, n. 146, p. 50-55, maio 2009.

ORTIZ, J. L. R.; DIAZ, J. M. B. Eficácia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes. **Informes de la Construcción**, Madrid, v. 28, n. 272, p. 90-98, jul. 1975. Disponível em:

<<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/2854/3163>>. Acesso em: 31 out. 2013.

OTTO BAUMGART INDÚSTRIA E COMÉRCIO S.A. Vedacit Impermeabilizantes.

Recuperação de Estruturas: manual técnico. 3. ed. São Paulo, [2013].

PIANCASTELLI, E. M. **Patologia e terapia das estruturas**: reforço com concreto. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, [2005]. Apostila da disciplina Durabilidade, Patologia e Recuperação das Construções de Concreto Armado. Disponível em: <<http://www.demc.ufmg.br/elvio/5reforco.pdf>>. Acesso em: 11 maio 2013.

QUEIROGA, M. V. M. de; GIONGO, J. S. Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 21, p. 107-130, 2003. Disponível em:

<http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee21_107.pdf>. Acesso em: 27 out. 2013.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado**. 2001. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre_a_recupera_o_e_refor_o_das_estruturas_do_concreto_armado.pdf>. Acesso em: 15 jun. 2013.

SEIXAS, M. P. **Análise de pilares esbeltos de concreto armado confinados, através do método dos elementos finitos**. 2003. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/1686>>¹⁸. Acesso em: 19 out. 2013.

SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. (3. tiragem). São Paulo: Pini, 1998 (tiragem 2001).

SUDANO, A. L. **Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho**. 2010. 250 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-06122010-114259/publico/2010DO_AlexandreLuisSudano.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2013.

TAKEUTI, A. R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. 1999. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03112003-113505/publico/Takeuti.pdf>>. Acesso em: 16 nov. 2013.

_____. **Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. 2003. 266 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-09062006-152306/publico/2003DO_AdilsonRTakeuti.pdf>. Acesso em: 11 ago. 2013.

ZANATO, G. A. **Desempenho de reforços em pilares esbeltos de concreto armado: análise numérico-experimental**. 1999. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

¹⁸ estando no site <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/1686>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento.

**APÊNDICE A – Etapas de cálculo dos métodos teóricos para os pilares
experimentais de seção quadrada de Ortiz e Diaz (1975)**

As informações contidas nas tabelas A1 a A5 apresentam as etapas e os resultados dos cálculos realizados em planilha eletrônica para a obtenção das capacidades resistentes teóricas dadas pelos seis métodos de cálculo propostos para as seções retangulares ou quadradas.

Observe que na tabela A1, o cálculo das áreas foi realizado de acordo com as fórmulas geométricas básicas. As resistências do concreto e do aço são dados nos trabalhos experimentais. Já o valor da parcela da capacidade resistente dada pelo aço ($F_{aço}$) foi obtido com a fórmula 25.

Tabela A1 – Áreas e resistências das seções original e de reforço e parcela da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$) para os pilares de Ortiz e Diaz (1975)

Id	Áreas (seção original)				Áreas (seção do reforço)				Resistências (seção original)		Resistências (seção do reforço)		Capacidade aço
	$Accob_{or}$ (cm ²)	$Anúc_{or}$ (cm ²)	Asb_{or} (cm ²)	$Atot_{or}$ (cm ²)	$Accob_{ref}$ (cm ²)	$Anúc_{ref}$ (cm ²)	Asb_{ref} (cm ²)	$Atot_{ref}$ (cm ²)	fco_{or} (kN/cm ²)	fyb_{or} (kN/cm ²)	fco_{ref} (kN/cm ²)	fyb_{ref} (kN/cm ²)	$F_{aço}$ (kN)
	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	dado	dado	dado	dado	fórmula 25
S-OR1 ao S-OR6	184,00	437,86	3,14	625,00	264,00	332,86	3,14	600,00	1,10	24,00	1,80	24,00	150,80

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A2 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto original para os pilares de Ortiz e Diaz (1975) - $f_{cc_{or}}$

Id	Confinamento do concreto original promovido pela armadura original – fórmulas 8 a 11												
	Cx_{or} (cm)	Cy_{or} (cm)	$Ashx_{or}$ (cm ²)	$Ashy_{or}$ (cm ²)	s_{or} (cm)	$f_{hcc_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{or}}$ (kN/cm ²)	Σwi^2_{or} (cm ²)	s'_{or} (cm)	$\rho_{cc_{or}}$ (adim.)	Ke_{or} (adim.)	$f_{le_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or}}$ (kN/cm ²)
S-OR1 ao S-OR6	21,00	21,00	0,32	0,32	15,00	24,00	0,02	1376,41	14,55	0,007	0,21	0,01	1,15

(fonte: elaborada pelo autor)

Reforço de pilares por encamisamento de concreto armado:
eficiência de métodos de cálculo da capacidade resistente comparativamente a resultados experimentais

Tabela A3 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de reforço para os pilares de Ortiz e Diaz (1975) - $f_{cc_{ref}}$

Id	Confinamento do concreto de reforço promovido pela armadura de reforço – fórmulas 8 a 11												
	$C_{x_{ref}}$ (cm)	$C_{y_{ref}}$ (cm)	$A_{sh_{x_{ref}}}$ (cm ²)	$A_{sh_{y_{ref}}}$ (cm ²)	s_{ref} (cm)	$f_{hcc_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{ref}}$ (kN/cm ²)	$\Sigma w_{i^2_{ref}}$ (cm ²)	s'_{ref} (cm)	$\rho_{cc_{ref}}$ (adim.)	$K_{e_{ref}}$ (adim.)	$f_{le_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{ref}}$ (kN/cm ²)
S-OR1 ao S-OR6	31,00	31,00	0,57	0,57	15,00	24,00	0,03	3226,24	14,40	0,003	0,26	0,01	1,88

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A4 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de cobrimento do pilar original promovido pela armadura do reforço para os pilares de Ortiz e Diaz (1975) – $f_{cc_{or/ref}}$

Id	Confinamento do cobrimento do concreto original promovido pela armadura de reforço		
	$f_{co_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{le_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or/ref}}$ (kN/cm ²)
	dado	fórmula 10	fórmula 32
S-OR1 ao S-OR6	1,10	0,01	1,17

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A5 – Resultados das capacidades resistentes teóricas para os pilares de Ortiz e Diaz (1975)

Id	Método 1R (kN) (fórmula 26)	Método 2R (kN) (fórmula 27)	Método 3R (kN) (fórmula 28)	Método 4R (kN) (fórmula 29)	Método 5R (kN) (fórmula 30)	Método 6R (kN) (fórmula 31)
S-OR1 ao S-OR6	1909,19	1433,99	1932,38	1457,18	1788,05	1497,65

(fonte: elaborada pelo autor)

**APÊNDICE B – Etapas de cálculo dos métodos teóricos para os pilares
experimentais de seção quadrada de Takeuti (1999)**

As informações contidas nas tabelas B1 a B5 apresentam as etapas e os resultados dos cálculos realizados em planilha eletrônica para a obtenção das capacidades resistentes teóricas dadas pelos seis métodos de cálculo propostos para as seções retangulares ou quadradas.

Na tabela B1, o cálculo das áreas foi realizado de acordo com as fórmulas geométricas básicas. As resistências do concreto e do aço são dadas nos trabalhos experimentais. O valor da parcela da capacidade resistente dada pelo aço ($F_{aço}$) foi obtido com a fórmula 25. Observe que, nesse caso, a armadura transversal do reforço constitui-se de telas soldadas com fios verticais e horizontais, portanto, pode-se considerar a parcela da resistência dos fios longitudinais das telas no cálculo da capacidade resistente dada pelo aço ($F_{aço}$). Para a tela EQ120, considerou-se que ao longo da seção existem 24 fios longitudinais para a tela simples (S99-TKa1 e S99-TKb1) e 48 fios para a tela dupla (S99-TKa2 e S99-TKb2).

Tabela B1 – Áreas e resistências das seções original e de reforço e parcela da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$) para os pilares de Takeuti (1999)

Id	Áreas (seção original)				Áreas (seção do reforço)					Resistências (seção original)		Resistências (seção do reforço)			Capacidade aço
	Accob _{or} (cm ²)	Anú _{or} (cm ²)	Asb _{or} (cm ²)	Atot _{or} (cm ²)	Accob _{ref} (cm ²)	Anú _{ref} (cm ²)	Asb _{ref} (cm ²)	Ast _{ref} (cm ²)	Atot _{ref} (cm ²)	fco _{or} (kN/cm ²)	fyb _{or} (kN/cm ²)	fco _{ref} (kN/cm ²)	fyb _{ref} (kN/cm ²)	fyt _{ref} (kN/cm ²)	Faço (kN)
	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	dado	dado	dado	dado	dado	fórmula 25
S99-TKa1	81,00	141,99	2,01	225,00	117,00	95,55	2,01	1,44	216,00	1,84	55,44	6,84	55,44	70,50	324,17
S99-TKa2	81,00	141,99	2,01	225,00	117,00	94,12	2,01	2,87	216,00	1,69	55,44	6,33	55,44	70,5	425,40
S99-TKb1	81,00	141,99	2,01	225,00	129,00	171,55	2,01	1,44	304,00	1,74	55,44	6,72	55,44	70,5	324,17
S99-TKb2	81,00	141,99	2,01	225,00	129,00	170,12	2,01	2,87	304,00	1,56	55,44	6,56	55,44	70,5	425,40

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B2 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto original para os pilares de Takeuti (1999) - $f_{cc_{or}}$

Id	Confinamento do concreto original promovido pela armadura original – fórmulas 8 a 11												
	$C_{x_{or}}$ (cm)	$C_{y_{or}}$ (cm)	$A_{sh_{or}}$ (cm ²)	$A_{sh_{y_{or}}}$ (cm ²)	S_{or} (cm)	$f_{hcc_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{or}}$ (kN/cm ²)	$\Sigma w i^2_{or}$ (cm ²)	s'_{or} (cm)	$\rho_{cc_{or}}$ (adim.)	$K_{e_{or}}$ (adim.)	$f_{l_{e_{or}}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or}}$ (kN/cm ²)
S99-TKa1	12,00	12,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,29	381,81	8,37	0,014	0,24	0,07	2,23
S99-TKa2	12,00	12,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,29	381,81	8,37	0,014	0,24	0,07	2,07
S99-TKb1	12,00	12,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,29	381,81	8,37	0,014	0,24	0,07	2,13
S99-TKb2	12,00	12,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,29	381,81	8,37	0,014	0,24	0,07	1,92

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B3 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de reforço para os pilares de Takeuti (1999) - $f_{cc_{ref}}$

Id	Confinamento do concreto de reforço promovido pela armadura de reforço – fórmulas 8 a 11												
	$C_{x_{ref}}$ (cm)	$C_{y_{ref}}$ (cm)	$A_{sh_{ref}}$ (cm ²)	$A_{sh_{y_{ref}}}$ (cm ²)	S_{ref} (cm)	$f_{hcc_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{ref}}$ (kN/cm ²)	$\Sigma w i^2_{ref}$ (cm ²)	s'_{ref} (cm)	$\rho_{cc_{ref}}$ (adim.)	$K_{e_{ref}}$ (adim.)	$f_{l_{e_{ref}}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{ref}}$ (kN/cm ²)
S99-TKa1	18,00	18,00	0,12	0,06	5,00	50,00	0,05	1039,93	4,72	0,006	0,35	0,02	7,06
S99-TKa2	18,00	18,00	0,18	0,18	5,00	50,00	0,10	1039,93	4,72	0,006	0,35	0,04	6,69
S99-TKb1	20,00	20,00	0,12	0,06	5,00	50,00	0,04	1313,92	4,72	0,005	0,35	0,02	6,93
S99-TKb2	20,00	20,00	0,18	0,18	5,00	50,00	0,09	1313,92	4,72	0,005	0,35	0,03	6,89

(fonte: elaborada pelo autor)

Reforço de pilares por encamisamento de concreto armado:
 eficiência de métodos de cálculo da capacidade resistente comparativamente a resultados experimentais

Destaca-se, nesse momento, ao avaliar a tabela B3, a simplificação utilizada no cálculo do somatório $\Sigma w i_{ref}^2$, cujo valor é a soma dos quadrados das distâncias livres entre as barras longitudinais. Apesar da utilização de telas soldadas como armadura de reforço, não foram consideradas as distâncias livres entre os seus fios longitudinais, pois a simplificação, além de estar a favor da segurança (considera uma área efetivamente confinada menor), não implicou em grandes alterações no valor final do aumento da resistência do concreto devido ao confinamento ($f_{cc_{ref}}$).

Tabela B4 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de cobrimento do pilar original promovido pela armadura do reforço para os pilares de Takeuti (1999) – $f_{cc_{or/ref}}$

Id	Confinamento do cobrimento do concreto original promovido pela armadura de reforço		
	$f_{c_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or/ref}}$ (kN/cm ²)
	dado	fórmula 10	fórmula 32
S99-TKa1	1,84	0,02	1,99
S99-TKa2	1,69	0,04	1,93
S99-TKb1	1,74	0,02	1,88
S99-TKb2	1,56	0,03	1,77

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B5 – Resultados das capacidades resistentes teóricas para os pilares de Takeuti (1999)

Id	Método 1R (kN) (fórmula 26)	Método 2R (kN) (fórmula 27)	Método 3R (kN) (fórmula 28)	Método 4R (kN) (fórmula 29)	Método 5R (kN) (fórmula 30)	Método 6R (kN) (fórmula 31)
S99-TKa1	2187,05	1387,35	2242,29	1442,60	1690,97	1475,81
S99-TKa2	2139,25	1398,17	2193,10	1452,02	1701,82	1504,20
S99-TKb1	2732,86	1865,85	2787,22	1920,21	2191,22	1966,37
S99-TKb2	2733,46	1887,61	2786,00	1940,14	2214,22	2013,62

(fonte: elaborada pelo autor)

**APÊNDICE C – Etapas de cálculo dos métodos teóricos para os pilares
experimentais de seção quadrada de Takeuti (2003)**

As informações contidas nas tabelas C1 a C5 apresentam as etapas e os resultados dos cálculos realizados em planilha eletrônica para a obtenção das capacidades resistentes teóricas dadas pelos seis métodos de cálculo propostos para as seções retangulares ou quadradas.

Na tabela C1, o cálculo das áreas foi realizado de acordo com as fórmulas geométricas básicas. As resistências do concreto e do aço são dadas nos trabalhos experimentais. O valor da parcela da capacidade resistente dada pelo aço ($F_{aço}$) foi obtido com a fórmula 25. Observe que, nesse caso, a armadura transversal do reforço de um dos ensaios constitui-se de tela soldada com fios verticais e horizontais, portanto, pode-se considerar a parcela da resistência dos fios longitudinais no cálculo da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$). Para a tela EQ98, considerou-se que ao longo da seção existem 12 fios longitudinais para a tela simples (S03-TKa3).

Tabela C1 – Áreas e resistências das seções original e de reforço e parcela da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$) para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

Id	Áreas (seção original)				Áreas (seção do reforço)					Resistências (seção original)		Resistências (seção do reforço)			Capacidade aço
	Accob _{or} (cm ²)	Anú _{or} (cm ²)	Asb _{or} (cm ²)	Atot _{or} (cm ²)	Accob _{ref} (cm ²)	Anú _{ref} (cm ²)	Asb _{ref} (cm ²)	Ast _{ref} (cm ²)	Atot _{ref} (cm ²)	fco _{or} (kN/cm ²)	fyb _{or} (kN/cm ²)	fco _{ref} (kN/cm ²)	fyb _{ref} (kN/cm ²)	fyt _{ref} (kN/cm ²)	Faço (kN)
	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	dado	dado	dado	dado	dado	fórmula 25
S03-TKa1	63,00	78,99	2,01	144,00	144,00	109,99	2,01	-	256,00	3,27	61,12	8,00	61,12	-	245,79
S03-TKa2	63,00	78,99	2,01	144,00	144,00	109,99	2,01	-	256,00	2,48	61,12	8,19	61,12	-	245,79
S03-TKa3	63,00	78,99	2,01	144,00	144,00	109,40	2,01	0,59	256,00	3,27	61,12	5,40	61,12	63,38	283,12

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C2 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto original para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003) - $f_{cc_{or}}$

Id	Confinamento do concreto original promovido pela armadura original – fórmulas 8 a 11												
	$C_{x_{or}}$ (cm)	$C_{y_{or}}$ (cm)	$A_{sh_{x_{or}}}$ (cm ²)	$A_{sh_{y_{or}}}$ (cm ²)	s_{or} (cm)	$f_{hcc_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{or}}$ (kN/cm ²)	$\Sigma w i^2_{or}$ (cm ²)	s'_{or} (cm)	$\rho_{cc_{or}}$ (adim.)	$K_{e_{or}}$ (adim.)	$f_{le_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or}}$ (kN/cm ²)
S03-TKa1	9,00	9,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,38	183,33	8,37	0,025	0,18	0,07	3,74
S03-TKa2	9,00	9,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,38	183,33	8,37	0,025	0,18	0,07	2,91
S03-TKa3	9,00	9,00	0,62	0,62	9,00	50,00	0,38	183,33	8,37	0,025	0,18	0,07	3,74

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C3 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de reforço para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003) - $f_{cc_{ref}}$

Id	Confinamento do concreto de reforço promovido pela armadura de reforço – fórmulas 8 a 11												
	$C_{x_{ref}}$ (cm)	$C_{y_{ref}}$ (cm)	$A_{sh_{x_{ref}}}$ (cm ²)	$A_{sh_{y_{ref}}}$ (cm ²)	s_{ref} (cm)	$f_{hcc_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{l_{ref}}$ (kN/cm ²)	$\Sigma w i^2_{ref}$ (cm ²)	s'_{ref} (cm)	$\rho_{cc_{ref}}$ (adim.)	$K_{e_{ref}}$ (adim.)	$f_{le_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{ref}}$ (kN/cm ²)
S03-TKa1	16,00	16,00	0,39	0,39	5,00	50,00	0,25	772,84	4,50	0,008	0,37	0,09	8,73
S03-TKa2	16,00	16,00	0,39	0,39	8,00	50,00	0,15	772,84	7,50	0,008	0,29	0,05	8,64
S03-TKa3	16,00	16,00	0,10	0,10	5,00	50,00	0,06	800,89	4,75	0,008	0,35	0,02	5,64

(fonte: elaborada pelo autor)

Destaca-se, nesse momento, ao avaliar a tabela C3, a simplificação utilizada no cálculo do somatório Σw_{ref}^2 do experimento S03-TKa3, cujo valor é a soma dos quadrados das distâncias livres entre as barras longitudinais. Apesar da utilização de telas soldadas como armadura de reforço, não foram consideradas as distâncias livres entre os seus fios longitudinais, pois a simplificação, além de estar a favor da segurança (considera uma área efetivamente confinada menor), não implicou em grandes alterações no valor final do aumento da resistência do concreto devido ao confinamento ($f_{cc_{ref}}$).

Tabela C4 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de cobrimento do pilar original promovido pela armadura de reforço para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003) – $f_{cc_{or/ref}}$

Id	Confinamento do cobrimento do concreto original promovido pela armadura de reforço		
	$f_{co_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{le_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cc_{or/ref}}$ (kN/cm ²)
	dado	fórmula 10	fórmula 32
S03-TKa1	3,27	0,09	3,83
S03-TKa2	2,48	0,05	2,79
S03-TKa3	3,27	0,02	3,47

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C5 – Resultados das capacidades resistentes teóricas para os pilares de seção quadrada de Takeuti (2003)

Id	Método 1R (kN) (fórmula 26)	Método 2R (kN) (fórmula 27)	Método 3R (kN) (fórmula 28)	Método 4R (kN) (fórmula 29)	Método 5R (kN) (fórmula 30)	Método 6R (kN) (fórmula 31)
S03-TKa1	2742,01	1590,01	2778,93	1626,93	2213,37	1742,49
S03-TKa2	2677,81	1498,45	2711,78	1532,42	1958,63	1601,79
S03-TKa3	2115,79	1338,19	2152,71	1375,11	1884,70	1413,82

(fonte: elaborada pelo autor)

**APÊNDICE D – Etapas de cálculo dos métodos teóricos para os pilares
experimentais de seção circular de Takeuti (2003)**

As informações contidas nas tabelas D1 a D5 apresentam as etapas e os resultados dos cálculos realizados em planilha eletrônica para a obtenção das capacidades resistentes teóricas dadas pelos seis métodos de cálculo propostos para as seções circulares.

Tabela D1 – Áreas e resistências das seções original e de reforço e parcela da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$) para os pilares de seção circular de Takeuti (2003)

Id	Áreas (seção original)				Áreas (seção do reforço)					Resistências (seção original)		Resistências (seção do reforço)			Capacidade aço
	Accob _{or} (cm ²)	Anú _c _{or} (cm ²)	Asb _{or} (cm ²)	Atot _{or} (cm ²)	Accob _{ref} (cm ²)	Anú _c _{ref} (cm ²)	Asb _{ref} (cm ²)	Ast _{ref} (cm ²)	Atot _{ref} (cm ²)	fco _{or} (kN/cm ²)	fyb _{or} (kN/cm ²)	fco _{ref} (kN/cm ²)	fyb _{ref} (kN/cm ²)	fyt _{ref} (kN/cm ²)	Faço (kN)
	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	geom.	dado	dado	dado	dado	dado	fórmula 25
S03-TKb1	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,95	3,02	-	170,43	3,14	61,12	6,33	61,12	-	368,69
S03-TKb2	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,95	3,02	-	170,43	3,14	61,12	6,33	61,12	-	368,69
S03-TKc1	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,95	3,02	-	170,43	2,48	61,12	7,79	61,12	-	368,69
S03-TKc2	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,95	3,02	-	170,43	2,48	61,12	7,79	61,12	-	368,69
S03-TKd1	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,36	3,02	0,59	170,43	3,14	61,12	7,40	61,12	63,38	406,02
S03-TKd2	49,48	60,60	3,02	113,10	82,47	84,36	3,02	0,59	170,43	3,14	61,12	7,40	61,12	63,38	406,02

(fonte: elaborada pelo autor)

Na tabela D1, o cálculo das áreas foi realizado de acordo com as fórmulas geométricas básicas. As resistências do concreto e do aço são dadas nos trabalhos experimentais. O valor da parcela da capacidade resistente dada pelo aço ($F_{aço}$) foi obtido com a fórmula 25. Observe que, nesse caso, a armadura transversal do reforço de dois dos seis ensaios constitui-se de tela soldada com fios verticais e horizontais, portanto, pode-se considerar a parcela da resistência dos fios longitudinais no cálculo da capacidade resistente do aço ($F_{aço}$). Para a tela EQ98, determinou-se que ao longo da seção existem 12 fios longitudinais para a tela simples (S03-TKd1 e S03-TKd2).

Tabela D2 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto original para os pilares de seção circular de Takeuti (2003) - $f_{cv,or}$

Id	Confinamento do concreto original promovido pela armadura original – fórmulas 12 a 16									
	Ash _{or} (cm ²)	S _{or} (cm)	ds _{or} (cm)	fy _{or} (kN/cm ²)	fl _{or} (kN/cm ²)	s' _{or} (cm)	ρcc _{or} (adim.)	Ke _{or} (adim.)	flev _{or} (kN/cm ²)	fcv _{or} (kN/cm ²)
S03-TKb1	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	5,05
S03-TKb2	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	5,05
S03-TKc1	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	4,30
S03-TKc2	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	4,30
S03-TKd1	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	5,05
S03-TKd2	0,20	5,00	9,00	50,00	0,44	4,50	0,047	0,79	0,34	5,05

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela D3 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de reforço para os pilares seção circular de Takeuti (2003) - $f_{cv,ref}$

Id	Confinamento do concreto de reforço promovido pela armadura de reforço – fórmulas 12 a 16									
	$A_{sh,ref}$ (cm ²)	s_{ref} (cm)	$d_{s,or}$ (cm)	$f_{hy,ref}$ (kN/cm ²)	$f_{l,ref}$ (kN/cm ²)	s'_{ref} (cm)	$\rho_{c,ref}$ (adim.)	$K_{e,ref}$ (adim.)	$f_{lev,ref}$ (kN/cm ²)	$f_{cv,ref}$ (kN/cm ²)
S03-TKb1	0,20	7,00	16,00	50,00	0,18	6,50	0,015	0,81	0,14	7,26
S03-TKb2	0,20	7,00	16,00	50,00	0,18	6,50	0,015	0,81	0,14	7,26
S03-TKc1	0,20	5,00	16,00	50,00	0,25	4,50	0,015	0,87	0,21	9,18
S03-TKc2	0,20	5,00	16,00	50,00	0,25	4,50	0,015	0,87	0,21	9,18
S03-TKd1	0,05	5,00	16,00	50,00	0,06	4,75	0,018	0,74	0,05	7,71
S03-TKd2	0,05	5,00	16,00	50,00	0,06	4,75	0,018	0,74	0,05	7,71

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela D4 – Parâmetros de cálculo do confinamento do concreto de cobrimento do pilar original promovido pela armadura do reforço para os pilares de seção circular de Takeuti (2003) – $f_{cv,or/ref}$

Id	Confinamento do cobrimento do concreto original promovido pela armadura de reforço		
	$f_{co,or}$ (kN/cm ²)	$f_{lev,ref}$ (kN/cm ²)	$f_{cv,or/ref}$ (kN/cm ²)
	dado	fórmulas 13	fórmula 39
S03-TKb1	3,14	0,14	3,89
S03-TKb2	3,14	0,14	3,89

continua

continuação

Id	Confinamento do cobrimento do concreto original promovido pela armadura de reforço		
	$f_{co_{or}}$ (kN/cm ²)	$f_{lev_{ref}}$ (kN/cm ²)	$f_{cv_{or/ref}}$ (kN/cm ²)
	dado	fórmula 13	fórmula 39
S03-TKc1	2,48	0,21	3,42
S03-TKc2	2,48	0,21	3,42
S03-TKd1	3,14	0,05	3,48
S03-TKd2	3,14	0,05	3,48

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela D5 – Resultados das capacidades resistentes teóricas para os pilares de seção circular de Takeuti (2003)

Id	Método 1C (kN) (fórmula 33)	Método 2C (kN) (fórmula 34)	Método 3C (kN) (fórmula 35)	Método 4C (kN) (fórmula 36)	Método 5C (kN) (fórmula 37)	Método 6C (kN) (fórmula 38)
S03-TKb1	1774,08	1252,07	1889,85	1367,84	1743,41	1484,46
S03-TKb2	1774,08	1252,07	1889,85	1367,84	1743,41	1484,46
S03-TKc1	1945,63	1303,22	2056,11	1413,69	1782,80	1578,44
S03-TKc2	1945,63	1303,22	2056,11	1413,69	1782,80	1578,44
S03-TKd1	1986,19	1375,93	2101,96	1491,71	1793,59	1534,65
S03-TKd2	1986,19	1375,93	2101,96	1491,71	1793,59	1534,65

(fonte: elaborada pelo autor)

Reforço de pilares por encamisamento de concreto armado:
 eficiência de métodos de cálculo da capacidade resistente comparativamente a resultados experimentais