

**ANÁLISE CRÍTICA SOBRE O DIMENSIONAMENTO AO
CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO
SEGUNDO A NBR 6118 (2003)**

Adriana Bicalho Ribeiro

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ANÁLISE CRÍTICA SOBRE O DIMENSIONAMENTO AO
CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO
SEGUNDO A NBR 6118 (2003)"**

Adriana Bicalho Ribeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto
DEES-UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG

Prof. Dr. Giuseppe Barbosa Guimaraes
PUC-RJ

Belo Horizonte, 30 de setembro de 2005

**Dedico ao Marco Alípio e
Beatriz, com todo meu
amor e carinho.**

AGRADECIMENTOS

A Deus, por iluminar o meu caminho e me guiar sempre.

Ao Professor José Márcio Fonseca Calixto, pela forma clara, segura e dedicada com que orientou meus estudos, sempre com disponibilidade, paciência e amizade;

Ao Professor Pedro Vianna Pessoa de Mendonça, por seu incentivo e amizade.

Ao Professor Antony Cladera Bohigas, pela atenção e pelos esclarecimentos;

A todo Departamento de Estruturas: aos Professores, por compartilharem o conhecimento e aos Funcionários, pela amabilidade e organização.

À Beatriz, minha mãe, por seu amor e amizade, sempre contribuindo na resolução das minhas pendências, que não foram poucas;

Ao Marco Alípio, meu marido, pelo amor e pelo carinho incondicionais. Sua alegria, disposição e amizade sempre me fortaleceram e motivaram ainda mais;

À minha avó pelas orações; Aos meus cunhados Cláudio e Aline, que sempre me acolheram tão bem. Aos sobrinhos Camilla e Claudinho, pelos momentos de alegria e carinho;

Aos meus tios, primos, sogra, cunhados, sobrinhos, afilhado e amigos, com quem pude descontrair entre uma viagem e outra. De forma específica ou não, todos contribuíram e são muito queridos. Não esquecendo dos que hoje vivem somente no meu coração;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico Pesquisa e Desenvolvimento –CNPq - Brasil, pelo apoio financeiro.

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – Objetivo.....	3
1.2 – Justificativa.....	3
1.3 – Descrição Resumida da Dissertação.....	4
2- DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE.....	5
2.1 - Critérios Adotados pela Norma Brasileira NBR 6118 (2003).....	6
2.1.1 - Modelo de Cálculo I ($\theta = 45^\circ$).....	7
2.1.1.1 - Verificação da Compressão Diagonal do Concreto.....	7
2.1.1.2 - Cálculo da Armadura Transversal.....	8
2.1.2 - Modelo de Cálculo II ($30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).....	9
2.1.2.1 - Verificação da compressão diagonal do concreto.....	9
2.1.2.2 - Cálculo da armadura transversal	9
2.2 - Critérios Adotados pelo ACI-318 (2005).....	11
2.3 - Critérios Adotados pelo Projeto do EUROCODE 2 (2003).....	13
2.3.1 – Ruína por esmagamento das bielas comprimidas.....	13
2.3.2 – Ruína por escoamento da armadura transversal ($\alpha = 90^\circ$).....	13
2.4 - Análise Comparativa entre os Critérios das Normas	15
3– METODOLOGIA	19
3.1 - Metodologia de Coleta dos Elementos do Banco de Dados.....	19
3.2 - Metodologia de Cálculo	25
3.3 - Metodologia de Análise dos Resultados	27
3.3.1 – Metodologia Proposta por Collins	28
4- ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS CALCULADOS E OS EXPERIMENTAIS	32
4.1 - Resistência do Concreto Limitada a 50 MPa.....	33

4.1.1 - Ruptura por Esmagamento do Concreto.....	33
4.1.2 - Ruptura por Tração Diagonal.....	53
4.1.2.1- Vigas sem Armadura Transversal	53
4.1.2.2- Vigas com Armadura Transversal	67
4.2 – Resistência do Concreto Maior que 50 MPa	88
4.2.1 – Vigas sem Armadura Transversal	88
4.2.2 – Vigas com Armadura Transversal.....	103
5- CONCLUSÕES.....	121
5.1 – Conclusões.....	122
5.1.1 – Resistência do Concreto Limitada a 50 MPa.....	123
5.1.1.1 - Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida de Concreto.....	123
5.1.1.2 – Ruptura por Tração Diagonal.....	124
5.1.2 – Resistência do Concreto maior que 50 MPa.....	128
5.1.2.1 – Ruptura por Tração Diagonal.....	128
5.2 – Sugestões para Estudos Futuros.....	132
6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	133
ANEXO A – BANCO DE DADOS EXPERIMENTAIS.....	138
ANEXO B – TENSÕES CALCULADAS SEGUNDO METODOLOGIA DESCRITA NO CAPÍTULO 3	156
ANEXO C – RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES EXPERIMENTAIS E CALCULADAS.....	175

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 –	Variação da Parcela Resistente da Tensão Complementar τ_{cl}	10
FIGURA 4.1 –	Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito da NBR 6118 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	35
FIGURA 4.2 –	Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito do EUROCODE 2 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	36
FIGURA 4.3 –	Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito do ACI 318 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	37
FIGURA 4.4 –	Gráfico da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 vigas) - $f_c \leq 50$ MPa.....	37
FIGURA 4.5 –	Análises Parciais da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} - Critérios da NBR 6118 nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela.....	43
FIGURA 4.6 –	Resumo dos Resultados das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Critérios de Cálculo da NBR 6118 (2003).....	45
FIGURA 4.7 –	Análises Parciais da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} - Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela.....	51
FIGURA 4.8 –	Resumo dos Resultados Obtidos na Verificação dos Critérios de Cálculo do Cisalhamento nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto.....	52
FIGURA 4.9 –	Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.....	55
FIGURA 4.10 –	Resumo dos Resultados obtidos na Verificação dos Critérios de Cálculo para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.....	65

FIGURA 4.11 – Análise Parcial – Influência da Altura útil d da Viga - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.....	66
FIGURA 4.12 – Análise Parcial – Influência da Resistência à Compressão do Concreto - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.....	66
FIGURA 4.13 – Análise Parcial – Influência da Taxa ρ_l de Armadura Longitudinal - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.....	67
FIGURA 4.14 – NBR 6118 - Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	70
FIGURA 4.15 – EUROCODE 2 e ACI 318 - Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	71
FIGURA 4.16– NBR 6118 Porcentagem dos Valores da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} para vigas com estribos - $f_c \leq 50$ MPa. (131 Vigas).....	83
FIGURA 4.17 - Porcentagem dos Valores da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} para Vigas com Estribos - $f_c \leq 50$ MPa. (131 Vigas).....	87
FIGURA 4.18 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	91
FIGURA 4.19 – Representação Gráfica dos Resultados τ_{EXP} / τ_{CALC} das Vigas sem Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.....	99
FIGURA 4.20 – Análise Parcial – Influência da Altura útil d da Viga - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	100
FIGURA 4.21 – Análise Parcial – Influência da Resistência à Compressão do Concreto - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	100

FIGURA 4.22 – Análise Parcial – Influência da Taxa ρ_l de Armadura Longitudinal - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	101
FIGURA 4.23 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Critérios da NBR 6118 - $f_c > 50$ MPa.....	105
FIGURA 4.24 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Critérios do EUROCODE 2 e do ACI 318 - $f_c > 50$ MPa.....	106
FIGURA 4.25 – Gráfico da Avaliação da Escala de Demérito para as Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal (137 vigas) - $f_c > 50$ MPa.....	119
FIGURA 4.26 – Representação Gráfica dos Resultados τ_{EXP}/τ_{CALC} das Vigas com Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.....	120

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Critérios de Dimensionamento ao Esforço Cortante em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$)....	16
TABELA 2.2 – Critérios de Verificação da Ruptura por Tração Diagonal nas Vigas sem Estribos.....	17
TABELA 2.3 – Critérios de Limitação da Armadura Transversal ($\alpha = 90^\circ$).....	18
TABELA 3.1 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Limitada a 50MPa.....	21
TABELA 3.2 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Superior a 50MPa.....	23
TABELA 3.3 – Metodologia de Cálculo das Tensões de Ruptura de Cálculo, τ_{CALC} , em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$).....	26
TABELA 3.4 – Metodologia de Cálculo das Tensões de Ruptura de Cálculo, τ_{CALC} , em Vigas sem Estribos.....	27
TABELA 3.5 – Escala de Demérito, segundo Collins (2001).....	31
TABELA 4.1 - Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 Vigas) – $f_c \leq 50$ MPa.....	34
TABELA 4.2 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 vigas) – $f_c \leq 50$ MPa.....	34
TABELA 4.3 – Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto — $f_c \leq 50$ MPa.....	38

TABELA 4.4 – Escala de Demérito das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Influência da taxa de armadura transversal $\rho_w - f_c \leq 50$ MPa.....	39
TABELA 4.5 – Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto – Influência da Resistência à Compressão do Concreto $f_c - f_c \leq 50$ MPa.....	40
TABELA 4.6 – Escala de Demérito das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Influência da Resistência do Concreto $f_c - f_c \leq 50$ MPa.....	41
TABELA 4.7 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.....	54
TABELA 4.8 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.....	54
TABELA 4.9 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa....	56
TABELA 4.10 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.....	56
TABELA 4.11 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	57
TABELA 4.12 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	57
TABELA 4.13 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal Influência da Taxa de Armadura Longitudinal $\rho_l - f_c \leq 50$ MPa.....	58

TABELA 4.14 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.....	58
TABELA 4.15 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.....	69
TABELA 4.16 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.....	69
TABELA 4.17 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal-Influência da Altura Útil d da viga - $f_c \leq 50$ MPa.....	72
TABELA 4.18 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Influência da Altura Útil d da viga - $f_c \leq 50$ MPa.....	73
TABELA 4.19 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal -Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.....	74
TABELA 4.20 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto ($f_c \leq 50$ MPa).....	75
TABELA 4.21 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c \leq 50$ MPa.....	76
TABELA 4.22 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c \leq 50$ MPa..	77
TABELA 4.23 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c \leq 50$ MPa.....	78

TABELA 4.24 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c \leq 50$ MPa...	79
TABELA 4.25 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.....	90
TABELA 4.26 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.....	90
TABELA 4.27 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal -Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c > 50$ MPa..	92
TABELA 4.28 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c > 50$ MPa.....	92
TABELA 4.29 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c > 50$ MPa.....	93
TABELA 4.30 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c > 50$ MPa.....	93
TABELA 4.31 – Ruptura por Tração Diagonal –Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura longitudinal ρ_l da viga - $f_c > 50$ MPa.....	94
TABELA 4.32 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura longitudinal ρ_l da viga - $f_c > 50$ MPa.....	94
TABELA 4.33 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.....	104

TABELA 4.34 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c > 50$ MPa.....	104
TABELA 4.35 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da viga - $f_c > 50$ MPa...	107
TABELA 4.36 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da viga - $f_c > 50$ MPa.....	108
TABELA 4.37 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - Influência da Resistência à Compressão do Concreto - $f_c > 50$ MPa.....	109
TABELA 4.38 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c > 50$ MPa.....	110
TABELA 4.39 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c > 50$ MPa.....	111
TABELA 4.40 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c > 50$ MPa..	112
TABELA 4.41 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c > 50$ MPa.....	113
TABELA 4.42 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c > 50$ MPa...	114

Resumo

A nova NBR 6118/2003, Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento, traz mudanças significativas em seus critérios de dimensionamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado. Dois modelos de cálculo são apresentados sendo que um deles permite a variação da inclinação θ das bielas de concreto entre 30° e 45°. Dentro deste cenário, o objetivo desta dissertação é avaliar estes critérios por meio da comparação com resultados experimentais encontrados na literatura de vigas, com e sem armadura transversal e executadas com concreto convencional ($f_c \leq 50\text{MPa}$) e de alto desempenho ($f_c > 50\text{MPa}$). Os parâmetros incluídos na análise são as taxas de armadura transversal e longitudinal de flexão, a resistência do concreto e a altura útil das vigas. Os critérios do ACI 318/2005 e do EUROCODE 2/2003 são também analisados. Para o estudo comparativo com relação a resultados experimentais foi criado um banco de dados composto de 522 vigas, das quais 311 possuem armadura transversal. A análise comparativa indica que a formulação da NBR 6118 para a parcela da força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao de treliça deve ser reformulada incluindo de forma explícita os efeitos da altura útil da viga e da taxa de armadura longitudinal de flexão. No geral, a melhor correlação, em termos de segurança, precisão e economia, foi obtida, entre todas as normas analisadas, com o modelo *II* da NBR 6118 e inclinação θ igual a 30° para vigas armadas transversalmente e fabricadas com concreto de resistência à compressão de até 50MPa. Entretanto, esses critérios da NBR 6118 apresentaram desempenho inferior com relação à segurança no caso de vigas com altura útil maior que 60 cm ou com taxa de armadura longitudinal de flexão menor que 2%.

Palavras-chaves: vigas de concreto armado, cisalhamento, normas.

Abstract

The Brazilian code NBR 6118/2003 introduces significant changes in the criteria for the shear strength of reinforced concrete (RC) beams. Two design models are presented and in one of them allowance is given to the designer to vary the inclination of the compressive struts θ between 30° and 45° . In this scenario, the objective of this work is to evaluate these shear design procedures with respect to experimental results of RC beams, with and without stirrups built with normal ($f_c \leq 50\text{MPa}$) and high-performance ($f_c > 50\text{MPa}$). The effects of the transversal and longitudinal reinforcement rates, beam effective depth and concrete compressive concrete strength are investigated in the comparative study. EUROCODE 2/2003 and ACI 318/2005 shear design criteria are also analyzed. The data basis of experimental results is composed of 522 beams from which 311 have transversal reinforcement. The comparative analysis strongly suggests the revision of NBR 6118 design equation for the concrete contribution in the shear strength of RC beams. The effects of longitudinal reinforcement rate and beam effective depth must be explicitly included in the formulation. The overall comparative analysis indicates that NBR 6118 design criteria (model *II* with θ equals to 30°) provides the best correlation with respect to test results in terms of safety, precision and economy of beams with stirrups and concrete compressive strength up to 50 MPa. Poor correlation of these design criteria was, however, obtained for beams with effective depth greater than 60 cm and longitudinal reinforcement rate below 2%.

Keywords: reinforced concrete beams, shear, design codes.

1

INTRODUÇÃO

O concreto é o material estrutural mais utilizado em todo o mundo. A disponibilidade de seus materiais constituintes, sua fácil preparação e sua relativa facilidade em atender às diversas formas exigidas pelos projetos arquitetônicos, além de seu baixo custo, o tornaram líder no mercado de construção. Entretanto, as estruturas de concreto armado têm enfrentado a concorrência, cada vez maior, de outros materiais estruturais. A fim de melhorar ainda mais as potencialidades do concreto armado no competitivo mercado da construção civil, o material tem tido um constante desenvolvimento.

Um dos desenvolvimentos observados nas últimas décadas foi o crescente interesse pelo emprego de concretos de resistências mais elevadas bem como de maior durabilidade, hoje denominado concreto de alto desempenho (CAD). Tais concretos podem ser produzidos de maneira prática e econômica utilizando: cimento, areia e brita comum, porém, mais cuidadosamente selecionados, conjuntamente com uma relação água/cimento bem reduzida e um cuidadoso controle de qualidade no processo de produção. A trabalhabilidade necessária é obtida por aditivos superplastificantes de alta eficiência.

Este fato fez com que as normas de projeto de estruturas de concreto alterassem as faixas de resistência característica à compressão do material. A NORMA BRASILEIRA DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO (NBR 6118), em sua edição de 1980, prescrevia para tensão última de cisalhamento em vigas o menor dos valores: $0,25 f_{cd}$ ou 4,5 MPa. Com estas prescrições, se alcançavam valores máximos de 25 MPa para a resistência característica à compressão do concreto. Na edição de 2003 da NBR 6118, esse valor de resistência à compressão foi ampliado para 50 MPa. O mercado brasileiro, por outro lado, já trabalha com valores de resistência característica acima de 65 MPa.

As pesquisas sobre concretos de alto desempenho têm demonstrado consistentemente um comportamento diferenciado deste tipo de concreto. A capacidade de deformação, por exemplo, é significativamente menor quanto maior for a resistência à compressão. Portanto, um conhecimento mais aprofundado das propriedades mecânicas e do comportamento de elementos estruturais fabricados com concretos de resistência mais elevada permitirá, não somente expandir a sua utilização como material de construção, mas também, empregá-lo com maior confiança, resultando em projetos mais seguros e econômicos.

Elementos de concreto armado estão sempre sujeitos a esforços transversais (cisalhamento, torção e punção). Por outro lado, os mecanismos internos resistentes para estes tipos de solicitação se baseiam nas resistências à tração e à compressão do concreto o que leva, sob certas condições, a uma ruptura frágil destes elementos. Em elementos construídos com concreto de mais elevada resistência a ruptura é ainda mais frágil. Por isso, vários estudos têm sido realizados para se obter um conhecimento maior do comportamento de vigas fabricadas com concretos de alta resistência, quando submetidas a esforços transversais, a fim de que um nível aceitável de segurança continue a existir para esses elementos estruturais.

1.1 – Objetivo

Diante deste cenário, o objetivo desta dissertação é fazer uma análise crítica dos critérios de dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado segundo a NBR 6118 (2003). Vários aspectos serão abordados dentro deste objetivo:

- Criação de um banco de dados com resultados de ensaios de vigas, com e sem armadura transversal, com ruptura por cisalhamento;
- Análise comparativa entre os resultados determinados segundo os critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2003) e os resultados experimentais do banco de dados;
- Análise comparativa entre os critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2003) com relação às prescrições das normas: ACI 318 (2005) e o projeto do EUROCODE 2 (2003);
- Verificação e comparação dos critérios de dimensionamento a esforços de cisalhamento da NBR 6118 (2003) para vigas, nas quais o concreto utilizado apresentou resistência à compressão acima de 50 MPa.

1.2 – Justificativa

A elevada incidência e a grande importância dos esforços de cisalhamento no dimensionamento de elementos de concreto armado, associada às significativas mudanças nos critérios de projeto da nova NBR 6118 (2003) para este tipo de solicitação são os aspectos que justificam este trabalho de dissertação.

1.3 – Descrição Resumida da Dissertação

O estudo é desenvolvido em cinco capítulos, seguindo a mesma seqüência dos aspectos mencionados no item dos objetivos. Assim, além deste primeiro capítulo que trata da introdução, dos objetivos, da justificativa e da metodologia deste trabalho, outros cinco capítulos são apresentados.

O capítulo 2 descreve os critérios de dimensionamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado segundo a NBR 6118 (2003), o ACI 318 (2005), e o projeto do EUROCODE (2003), discutindo suas semelhanças e diferenças conceituais.

O terceiro capítulo apresenta o banco de dados com resultados de ensaios de vigas com ruptura por cisalhamento bem como a metodologia empregada na análise comparativa destes com os critérios das normas estudadas.

O estudo comparativo entre os critérios das normas estudadas com os resultados experimentais é feito no capítulo 4. Este estudo inclui aspectos de segurança, precisão e economia dos critérios normativos. Análises parciais para verificar a influência das taxas de armadura transversal e longitudinal, da resistência à compressão do concreto e da altura útil das vigas também foram realizadas.

As conclusões deste estudo bem como as sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no capítulo 5.

2

DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE

Para que este estudo fosse realizado, além de compreender os critérios de dimensionamento do esforço cortante utilizados pelas normas NBR 6118 (2003), EUROCODE 2 (2003) e ACI 318 (2005), foram realizadas extensas pesquisas bibliográficas em artigos técnicos, teses e dissertações publicadas para a criação de um banco de resultados experimentais que pudessem ser confrontados com os calculados.

Na descrição dos critérios das normas foram inseridos alguns comentários explicativos com intuito de facilitar o entendimento das mesmas. Neste sentido é que se incluiu um comparativo com as principais diferenças teóricas entre elas.

2.1 – Critérios Adotados pela Norma Brasileira NBR 6118 (2003)

O dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado na NBR 6118 (2003) é realizado com base na analogia da treliça generalizada de Morsch, admitindo-se que a tensão de cisalhamento seja resistida, não só pela armadura transversal (A_{sw}), mas também pelos mecanismos complementares da treliça (V_c). A soma da resistência ao cisalhamento do concreto, do efeito de pino da armadura longitudinal e do engrenamento entre os agregados, compõe a parcela V_c .

São apresentados dois modelos de dimensionamento ao esforço cortante para vigas submetidas à flexão simples, cabendo ao projetista a escolha entre um deles. O modelo de cálculo I admite diagonais de compressão inclinadas, em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, de um ângulo (θ) fixo de 45° e a parcela complementar V_c é constante, independente do esforço cortante de cálculo V_{sd} . No modelo II o ângulo θ de inclinação das diagonais de compressão é variável, porém limitado a valores entre 30° e 45° . A parcela V_c , por outro lado, passa a ser função do esforço cortante de cálculo V_{sd} , sofrendo redução com o aumento deste. Restrições ditadas pela arquitetura, condições de carregamento e economia de armadura, podem guiar a opção do projetista por um modelo de cálculo ou outro.

As formulações propostas são válidas para concretos com resistência à compressão máxima de 50 MPa, sendo também introduzido o índice de fragilidade de concreto (α_{v2}), que busca retratar o aumento da fragilidade que ocorre em concretos com resistência à compressão mais alta.

A NBR 6118 (2003) preconiza que uma seção transversal tem resistência satisfatória quando são verificadas, simultaneamente, as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq \begin{cases} V_{Rd2} \\ V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \end{cases} \quad (2.1)$$

onde:

- V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção;
- V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa ao esmagamento das diagonais comprimidas de concreto;
- V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
- V_{sw} é a parcela absorvida pela armadura transversal; e
- V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça.

No dimensionamento ao esforço cortante é mais usual trabalhar-se com tensões do que com os esforços. As tensões são calculadas dividindo-se os esforços de cisalhamento solicitantes e resistentes pelo produto $b_w d$, onde d é a altura útil da seção, medida em cm, e b_w é a menor largura da seção, também em cm, compreendida ao longo da altura útil d . Desta forma as equações acima ficam iguais a:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w d} \leq \begin{cases} \tau_{Rd2} \\ \tau_{Rd3} = \frac{V_{Rd3}}{b_w d} = \tau_c + \tau_{sw} \end{cases} \quad (2.2)$$

2.1.1 - Modelo de Cálculo I ($\theta = 45^\circ$)

2.1.1.1 - Verificação da Compressão Diagonal do Concreto

O valor da tensão resistente de τ_{Rd2} (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das diagonais comprimidas é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd}, \quad (2.3)$$

onde:

- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto MPa; e
- α_{v2} é um coeficiente adimensional, que representa o índice de fragilidade do concreto, dado por $(1-f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} em MPa.

Pode-se observar que $\alpha_{v,2}$ diminui com o aumento da resistência característica à compressão do concreto. Nota-se também que, neste modelo, a tensão τ_{Rd2} independe do ângulo de inclinação da armadura transversal.

2.1.1.2 - Cálculo da Armadura Transversal

Contribuição dos mecanismos complementares

Na flexão simples com a linha neutra cortando a seção, a parcela τ_c (em MPa), correspondente aos mecanismos complementares, é dada por:

$$\tau_c = \tau_{c0} = 0,6 f_{ctd}, \quad (2.4)$$

onde f_{ctd} é a resistência à tração direta de cálculo do concreto, em MPa. Na falta de ensaios, é permitido que f_{ctd} seja avaliada por meio das seguintes relações do item 8.2.5 da NBR 6118 (2003):

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c; \quad (2.5)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}; \quad (2.6)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \text{ (com } f_{ck} \text{ em MPa)} \quad (2.7)$$

onde o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) utilizado é igual a 1,4, $f_{ctk,inf}$ é o quantil inferior da resistência do concreto à tração e f_{ctm} é a resistência média à tração direta do concreto. Os demais termos têm o mesmo significado apresentado anteriormente.

Esforço cortante absorvido pela armadura

O valor da tensão a ser absorvida pela armadura transversal bem como a área desta armadura devem ser calculados por:

$$\tau_{sd} - \tau_c = \tau_{sw} = 0,9 (A_{sw} / b_w s) f_{ywd} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha), \quad (2.8)$$

onde:

- A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos, em cm^2 ;
- s é o espaçamento dos estribos, em cm, medido segundo o eixo longitudinal da viga;
- b_w é a menor largura da seção, medida em cm;

- f_{ywd} é a tensão na armadura transversal, em MPa, limitada à tensão de escoamento de cálculo do aço no caso dos estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;
- α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

2.1.2 - Modelo de Cálculo II ($30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$):

2.1.2.1 - Verificação da compressão diagonal do concreto

O valor da tensão resistente de cálculo τ_{Rd2} (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das diagonais é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} \text{sen}^2 \theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta), \quad (2.9)$$

onde os termos têm o mesmo significado mencionado anteriormente.

2.1.2.2 - Cálculo da armadura transversal

Contribuição dos mecanismos complementares

Na flexão simples, com a linha neutra cortando a seção, a parcela absorvida pelos mecanismos complementares τ_c é igual a τ_{c1} dada por:

- $\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0}$ para $\tau_{wd} \leq \tau_{c0}$
- $\tau_c = \tau_{c1} = 0$ para $\tau_{wd} = \tau_{Rd2}$,

interpolando-se linearmente para valores intermediários. Esta interpolação se traduz na seguinte relação:

$$\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0} (\tau_{Rd2} - \tau_{wd}) / (\tau_{Rd2} - \tau_{c0}). \quad (2.10)$$

A FIG. 2.1 ilustra a variação destes valores de τ_{c1} , referentes aos mecanismos complementares, em relação a tensão solicitante de cálculo (τ_{wd}):

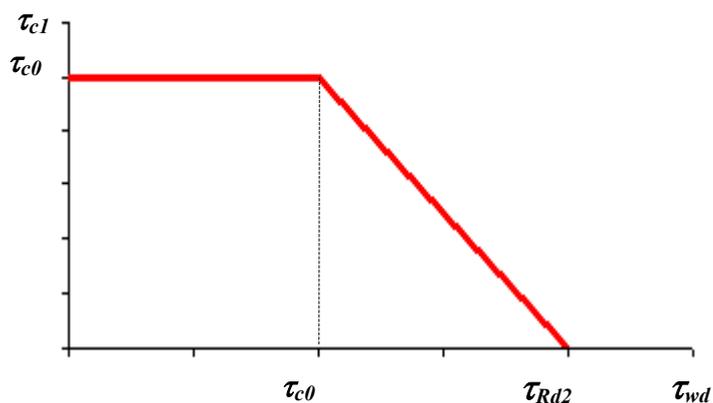


FIGURA 2.1 – Variação da Parcela Resistente da Tensão Complementar τ_{c1} .

Esforço cortante absorvido pela armadura

O valor da tensão a ser absorvida pela armadura transversal bem como a área desta armadura devem ser calculados por:

$$\tau_{sd} - \tau_{c1} = \tau_{sw} = 0,9 (A_{sw} / b_w s) f_{ywd} \text{ sen } \alpha (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta), \quad (2.11)$$

onde os termos têm o mesmo significado já mencionado anteriormente.

Independentemente do modelo utilizado, a NBR 6118 (2003) preconiza que todos os elementos lineares submetidos a força cortante tenham uma armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica ρ_w dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \text{ sen } \alpha} \geq 0,02 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}, \quad (2.12)$$

onde f_{ywk} é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal, limitada a 500 MPa, e os demais termos têm o significado apresentado anteriormente.

2.2 – Critérios Adotados pelo ACI-318 (2005)

O Comitê 318 do *American Concrete Institute* (ACI) prescreve que o cálculo do esforço cortante seja feito com base na treliça clássica de Morsch, sendo a inclinação da biela comprimida fixa a 45°. As equações de dimensionamento empregadas, no sistema métrico internacional, são:

$$\Phi V_n \geq V_u, \quad (2.13)$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,83 \sqrt{f'_c} b_w d, \quad (2.14)$$

sendo:

- V_u o esforço cortante solicitante de cálculo na seção considerada, em kN;
- V_n o esforço cortante nominal resistente, em kN;
- Φ o fator de redução da resistência ao esforço cortante, que assume o valor de 0,75 para elementos lineares submetidos ao esforço cortante;
- V_c o esforço cortante resistido pelo concreto, em kN;
- V_s o esforço cortante resistido pela armadura transversal, em kN;
- f'_c é a resistência característica à compressão do concreto em MPa correspondente ao quantil de 10%, sendo sempre menor que 69 MPa ($\sqrt{f'_c} < 8,3 \text{ MPa}$);
- b_w é a menor largura da seção, em centímetros (cm), compreendida ao longo de d ; e
- d é a altura útil da seção, em cm.

Reescrevendo as equações acima em termos de tensões (dividindo-se todos os termos pelo produto $b_w d$), tem-se:

$$\Phi \tau_n \geq \tau_u = \frac{V_u}{b_w d}, \text{ e} \quad (2.15)$$

$$\tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0,83 \sqrt{f'_c}. \quad (2.16)$$

Para elementos submetidos somente a esforço cortante combinado com flexão, usualmente utiliza-se para a parcela τ_c (MPa) resistida pelo concreto a seguinte relação:

$$\tau_c = 0,17 \sqrt{f'_c}. \quad (2.17)$$

Caso a tensão solicitante de cálculo τ_u exceda $\Phi \tau_c$, uma armadura de cisalhamento deverá ser provida de modo a satisfazer as equações 2.15 e 2.16. Quando se utilizam estribos colocados perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga, a tensão por eles resistida é calculada e limitada por:

$$\tau_s = \frac{A_v}{b_w s} f_y \leq 0,66 \sqrt{f_c'} \quad (2.18)$$

onde:

- A_v é a área de armadura transversal (em cm²) e corresponde à soma das áreas de todas as pernas verticais dos estribos numa seção transversal;
- s é o espaçamento da armadura transversal, em cm;
- f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal (em MPa), limitada a 420 MPa;
- e os demais termos têm o mesmo significado mencionado anteriormente.

A área de armadura transversal mínima A_v é igual a $0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_y}$, respeitado ainda o limite mínimo de $0,35 \frac{b_w s}{f_y}$.

A equação 2.18 mostra que a contribuição dos estribos na resistência ao esforço cortante tem um valor limite. Este valor limite visa restringir a abertura das fissuras bem como prevenir a ruptura por esmagamento da seção transversal.

2.3 - Critérios Adotados pelo Projeto do EUROCODE 2 (2003)

O EUROCODE 2 utiliza a treliça generalizada de Morsch no dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado. Para peças nas quais existe a necessidade de armadura de cisalhamento, esta norma faculta ao projetista a escolha do ângulo θ de inclinação das bielas comprimidas, desde que seu valor esteja compreendido entre $21,8^\circ$ e 45° . A inclinação α da armadura de cisalhamento em relação ao eixo longitudinal da viga também é variável, situando-se entre 45° e 90° .

Para elementos não submetidos a forças axiais e com armadura transversal perpendicular ao eixo longitudinal ($\alpha = 90^\circ$), a tensão resistente de cisalhamento τ_{Rd} é o menor de dois valores, correspondentes, respectivamente, ao esmagamento das bielas comprimidas ($\tau_{Rd,max}$) e ao escoamento da armadura transversal ($\tau_{Rd,s}$).

2.3.1 – Ruína por esmagamento das bielas comprimidas

O valor da tensão resistente $\tau_{Rd,max}$ (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das diagonais é dada por:

$$\tau_{Rd,max} = 0,45 \nu f_{cd} \text{ sen } 2\theta, \quad (2.19)$$

onde:

- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto em MPa;
- ν é um coeficiente de redução de resistência do concreto em função da fissuração provocada pelo esforço cortante. Para $f_{ywd} \leq 0,8 f_{ywk}$, pode-se valer dos seguintes valores:

$$\nu = 0,6 \text{ se } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa, ou}$$

$$\nu = (0,9 - f_{ck}/200) > 0,5, \text{ se } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

- e os demais termos têm o mesmo significado mencionado anteriormente.

2.3.2 – Ruína por escoamento da armadura transversal ($\alpha = 90^\circ$)

O valor da tensão resistente $\tau_{Rd,s}$ (MPa) referente à ruptura por escoamento da armadura transversal é dada por:

$$\tau_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sw}}{b_w s} f_{ywd} \cot g \theta , \quad (2.20)$$

onde:

- A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos, em cm^2 ;
- s é o espaçamento dos estribos, em cm;
- b_w é a menor largura da seção, medida em cm;
- f_{ywd} é a tensão de escoamento de cálculo na armadura transversal em MPa; e
- θ é o ângulo de inclinação das bielas comprimidas ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).

O EUROCODE 2 limita o índice de contribuição da armadura transversal em:

$$\frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \leq \frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} v f_{cd} , \quad (2.21)$$

onde os termos têm o mesmo significado apresentado anteriormente.

Para as vigas onde a armadura transversal não é necessária, esta norma apresenta um critério para cálculo da tensão resistida pelo concreto:

$$\tau_{RD,C} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} , \quad (2.22)$$

onde:

- f_{ck} é a resistência do concreto em MPa;
- a constante $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, com d em milímetro;
- a taxa geométrica da armadura é igual a $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$; e
- o valor recomendado de $C_{RD,C}$ é igual a $0,18 / \gamma_c$, com γ_c igual a 1,5.

2.4 – Análise Comparativa entre os Critérios das Normas

A TAB. 2.1 apresenta as formulações adotadas por cada uma das Normas analisadas para o dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado com estribos perpendiculares ao eixo longitudinal da peça. As fórmulas foram desenvolvidas com o propósito de facilitar a análise comparativa destes critérios; assim alguns termos foram padronizados e certas relações trigonométricas foram utilizadas. A TAB. 2.2 apresenta os critérios de verificação da ruptura por tração diagonal para as vigas sem estribos, já que o EUROCODE 2 prevê uma formulação específica para este caso. Os critérios de limitação da armadura transversal, adotados por estas Normas, estão mostrados na TAB. 2.3. Em ambas tabelas, as unidades de medida estão no sistema métrico internacional.

A NBR 6118 (2003) e o EUROCODE 2 (2003) utilizam como princípio, a treliça generalizada de Morsch. Estas normas permitem que o ângulo de inclinação α das bielas de tração (armadura transversal) varie de 45 a 90° e prescrevem 45° como o valor máximo para o ângulo θ da biela comprimida de concreto. O EUROCODE 2 permite a utilização de θ com um valor mínimo de 21,8° enquanto a NBR 6118 limita este valor mínimo em 30°. A definição do valor deste ângulo θ , em ambas as normas, é de livre escolha do projetista. Na verificação da ruptura por tração diagonal, observa-se que o EUROCODE 2 não leva em consideração a contribuição dos mecanismos complementares à treliça, isto é, a armadura transversal absorve integralmente todo o esforço cortante de cálculo. Quanto à verificação da ruptura por esmagamento do concreto, ambas as normas apresentam índice de fragilidade do concreto, sendo o valor do EUROCODE mais conservativo. Portanto, com a utilização do EUROCODE, são esperados resultados mais conservativos que os alcançados com a NBR 6118.

O ACI 318 (2005) se baseia na analogia clássica da treliça, com o ângulo de inclinação da biela comprimida θ fixo a 45°. A expectativa é de resultados mais conservativos em relação tanto aos ensaios de laboratório quanto às demais normas.

TABELA 2.1 – Critérios de Dimensionamento ao Esforço Cortante em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$)

<i>Norma</i>	<i>Verificação da Tensão na Biela de Concreto</i>	<i>Verificação da Tração Diagonal</i>
NBR 6118 (2003) Modelo I $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$ $\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd}$ $\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = \tau_c + \tau_{sw}$ $\tau_c = \tau_{c0} = 0,126 (f_{ck})^{2/3}$ $\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_{ywd}$ $f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa}$
NBR 6118 (2003) Modelo II $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$ $\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} \text{ sen} 2\theta$ $\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = \tau_c + \tau_{sw}$ $\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0} \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{sd}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}}\right)$ $\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_{ywd} \text{ cotg}\theta$ $f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa}$
EUROCODE 2 (2003) $f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$\tau_{Rd} \leq \tau_{Rd,max}$ $\tau_{Rd,max} = 0,45 v_1 f_{cd} \text{ sen} 2\theta$ $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}: v_1 = 0,6$ $f_{ck} > 60 \text{ MPa}: v_1 = \left(0,9 - \frac{f_{ck}}{200}\right)$	$\tau_{Rd} \leq \tau_{Rd,sy}$ $\tau_{Rd,sy} = 0,9 \rho_w f_{ywd} \text{ cotg}\theta$ $\tau_c = 0$ $f_{ywd} = 80\% f_y$
ACI 318 (2005) $f'_c < 69 \text{ MPa}$ $\theta = 45^\circ$	$\tau_u \leq 0,75 \tau_n$ $\tau_n \leq 0,83 \sqrt{f'_c}$	$\tau_n = \tau_c + \tau_s$ $\tau_c = 0,17 \sqrt{f'_c}$ $\tau_s = \rho_w f_{ywk} \leq 0,66 \sqrt{f'_c}$ $f_{ywk} \leq 420 \text{ MPa}$
<p>OBS: As tensões resistentes estão expressas em MPa;</p> <p>ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $A_{sw}/(b_w \cdot s)$.</p>		

TABELA 2.2 – Critérios de Verificação da Ruptura por Tração Diagonal nas Vigas sem Estribos.

<i>Norma</i>	<i>Verificação da Tração Diagonal</i>
NBR 6118 (2003) Modelo I = II $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$\tau_{sd} = \tau_c$ $\tau_c = \tau_{c0} = \tau_{cI} = 0,126 (f_{ck})^{2/3}$
EUROCODE 2 (2003) $f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	$\tau_{RD,C} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$ $\gamma_c = 1,5$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ (d em mm);}$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
ACI 318 (2005) $f'_c < 69 \text{ MPa}$	$\tau_n = \tau_c = 0,83 \sqrt{f'_c}$
<p>OBS: As tensões resistentes estão expressas em MPa;</p> <p>ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $\frac{A_{sw}}{(b_w \cdot s)}$;</p> <p>$\rho_l$ é a taxa de armadura longitudinal, igual a $\frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$.</p>	

TABELA 2.3 – Critérios de Limitação da Armadura Transversal ($\alpha = 90^\circ$)

<i>Norma</i>	<i>Limitações da Armadura Transversal</i>
<i>NBR6118 (2003)</i>	$\rho_w f_{yw} \geq \frac{6}{100} f_{ck}^{2/3}$
<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	$\frac{8}{100} \sqrt{f_{ck}} \leq \rho_w f_{yw} \leq \frac{1}{2} v_1 f_{cd}$
<i>ACI 318 (2005)</i>	$0,35 \leq \rho_w f_{yw} \leq 0,062 \sqrt{f_c'}$
<p><i>OBS:</i></p> <p><i>As tensões resistentes estão expressas em MPa;</i></p> <p><i>ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $\frac{A_{sw}}{(b_w \cdot s)}$.</i></p>	

3

METODOLOGIA

Os resultados de cálculo para a resistência ao esforço cortante segundo os critérios das normas NBR 6118 (2003), EUROCODE 2 (2003) e ACI 318 (2005) são comparados com valores obtidos em ensaios de vigas de concreto armado que apresentaram ruptura por cisalhamento. A seguir, serão descritas as metodologias de coleta das vigas do banco de dados e de análise dos resultados.

3.1 – Metodologia de Coleta dos Elementos do Banco de Dados

Os estudos experimentais encontrados na literatura nacional e internacional apresentavam objetivos diversos como pesquisa da influência da taxa de armadura transversal, da taxa de armadura longitudinal, da resistência do concreto, do efeito escala ou mesmo de comparar ou propor critérios diferentes de cálculos, dentre outros. Em comum, todos apresentam vigas com ruptura por esforço cortante que se enquadram na metodologia descrita a seguir.

Todas as vigas selecionadas romperam por esforço cortante e possuem relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva da viga, a/d , maior que 2,4, com exceção das

vigas que se romperam por esmagamento da biela comprimida do concreto. Nestes casos foram admitidas vigas com a/d igual ou maior que 2, devido à dificuldade de encontrar elementos que apresentaram este tipo de ruptura na literatura consultada.

Todas as vigas possuíam armadura longitudinal. Nas vigas que apresentaram armadura transversal, foram selecionadas apenas aquelas com armadura perpendicular ao eixo longitudinal das mesmas. Foram descartadas as vigas com armadura transversal tendo tensão de escoamento que 900 MPa, visto ser este valor muito acima do permitido pela NBR 6118 (2003). Não foram consideradas também vigas fabricadas com concreto contendo fibras, agregados leves ou quaisquer outros elementos em sua mistura, que descaracterizassem a utilização da NBR 6118.

As vigas foram divididas em dois grupos segundo a resistência à compressão do concreto, f_c , na data do ensaio. O primeiro grupo é formado por 290 vigas onde o valor de f_c foi limitado a 50 MPa. Neste grupo, 43 vigas tiveram ruptura por esmagamento da diagonal comprimida de concreto enquanto em 247 vigas a ruína se deu por tração diagonal. Um total de 232 vigas, onde o valor de f_c é maior que 50 MPa, compõe o segundo grupo. Neste, não foram encontradas vigas com ruptura por esmagamento do concreto e, portanto, todas apresentam ruptura por tração diagonal.

Visando verificar os critérios da NBR 6118, as vigas foram divididas segundo a resistência do concreto máxima permitida e subdivididas nos tipo de ruptura por esforço cortante verificados e a presença ou não de estribos, conforme demonstram as tabelas 3.1 e 3.2, indicando os autores desses ensaios experimentais. Detalhes provenientes dos ensaios experimentais como a geometria das vigas, as áreas de armaduras, as propriedades dos materiais empregados, a tensão de escoamento da armadura transversal e a tensão de ruptura da viga, τ_{EXP} , estão apresentados nas tabelas do apêndice A. A tensão de ruptura τ_{EXP} apresentada corresponde ao esforço cortante medido na ruptura da viga dividido pelo produto entre a menor largura da viga e sua altura útil.

TABELA 3.1 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Limitada a 50MPa.

<i>Tipo de Ruptura</i>	<i>Detalhe</i>	<i>Pesquisadores</i>	<i>Número de Vigas</i>
Esmagamento	Com armadura transversal (43 vigas)	PLACAS e REGAN (1971)	6
		HADDADIN, HONG e MATTOCK (1971)	10
		RAMIREZ e BREEN (1991)	5
		RANGAN (1991)	4
		LEE e WATANABE (2000)	18
Tração Diagonal	Sem Armadura Transversal (116 Vigas)	MORROW VIEST ¹ apud CLADERA (2002)	12
		HADADDIN ET AL (1971)	3
		PLACAS E REGAN (1971)	7
		KANI ET AL ² apud CLADERA (2002)	32
		AHMAD ET AL (1995)	1
		ELZANATY et al (1986)	5
		BAZANT E KAZEMI (1991)	18
		XIE ET AL (1994)	1
		ADEBAR E COLLINS (1996)	2
		YOON ET AL (1996)	1
		ISLAM PAM KWAN ³ apud CLADERA (2002)	3
		KULKARNI E SHAH (1998)	5
		COLLINS E KUCHMA (1999)	11
		ANGELAKOS ET AL (2001)	5
		CARELLI (2002)	3
		CLADERA (2002)	1
		GARCIA (2002)	1
GONZÁLEZ ⁴ apud CLADERA (2002)	4		
TOMPOS E FROSH (2002)	1		

¹ MORROW, J. E VIEST, I.M., *Shear strength of reinforced concrete frame without web reinforcement*, ACI Journal, vol.28, no 9, março 1957, p.833-869.

² KANI, M.W , HUGGINS, M.W. E WILTKOPP, P.F., *Kani on shear in Reinforced Concrete*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Toronto, Canadá, p.225, 1979.

³ ISLAM, M.S., PAM, H.J., KWAN, A.K.H., *Shear capacity of high-strength concrete beams with their point of inflection within the shear span*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, 1998, vol.128, no. 1, p.91-99.

⁴ GONZALEZ FONTEBOA, B., *Hormigones com Áridos Reciclados Procedentes de Demoliciones, Propiedades Mecânicas e Comportamiento Estructural a Cortante*, Tese, ETSECCP de la Coruña, Universidad de la Coruña, 2002.

TABELA 3.1 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Limitada a 50MPa (Continuação).

<i>Tipo de Ruptura</i>	<i>Detalhe</i>	<i>Pesquisadores</i>	<i>Número de Vigas</i>
Tração Diagonal (continuação)	Com Armadura Transversal (131 Vigas)	HADDADIN (1971)	12
		PLACAS e REGAN (1971)	40
		MPHONDE e FRANTZ ⁵ apud CASTRO (1997)	2
		ELZANATY et al (1986)	2
		JONHSON e RAMIREZ (1989)	2
		BERLABI e HSU (1990)	2
		SARSAN e AL-MUSAWI (1992)	3
		TOMPOS e FROSCH (2002)	6
		XIE et al. (1994)	1
		FURLAN JR (1995)	1
		ADEBAR e COLLINS (1996)	6
		YOON et al (1996)	3
		ANGELAKOS ⁶ apud CLADERA (2002)	3
		COLLINS E KUCHUMA (1999)	1
		VIDAL FILHO (1999)	1
		LEE E WATANABE (2000)	20
		CARELLI (2002)	3
		CLADERA (2002)	3
		GARCIA (2002)	5
ETXEBERRIA ⁷ apud CLADERA (2002)	3		
GONZÁLEZ ⁴ apud CLADERA (2002)	12		

⁵ MPHONDE, A.G. E FRANTZ, G.C. *Shear Tests and Strength Concrete Beams with Stirrups*, ACI Special Publication SP-87, 1985, p.179-196.

⁶ ANGELAKOS, D., *The Influence of the Concrete Strength and Longitudinal Reinforcement ratio on the Shear Strength of Large-size Reinforced Concrete Beams with and without Transverse Reinforcement*, dissertação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Toronto, 1999, p.181.

⁷ ETXEBERRIA, M., et al, *Estúdio Experimental de la resistència a cortante em Vigas de Hormigón de áridos Reciclados*, Ensaio Experimentales de la tesis doctoral del primer autor, pendiente de publicar, ETSECCPB, UPC., 2002.

TABELA 3.2 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Superior a 50MPa.

<i>Tipo de Ruptura</i>	<i>Detalhe</i>	<i>Pesquisadores</i>	<i>Número de Vigas</i>
Tração Diagonal	Sem Armadura Transversal (95 Vigas)	AHMAD et al (1995)	1
		AHMAD et al (1986)	18
		ELZANATY et al (1986)	6
		JONHSON e RAMIREZ (1989)	1
		SALANDRA AHMAD (1989)	4
		THORENFELDT e DRANGSHOLT ⁸ apud CLADERA (2002)	16
		KIM PARK ⁹ apud CLADERA (2002)	16
		XIE ET AL (1994)	1
		AHMAD et al (1995)	2
		ADEBAR E COLLINS (1996)	5
		YOON ET AL (1996)	2
		ISLAM PAM KWAN ³ apud CLADERA (2002)	7
		COLLINS E KUCHMA (1999)	10
		SIMPLÍCIO ¹⁰ apud GARCIA (2002)	2
		CLADERA (2002)	3

⁸ THORENFELDT, E. E DRANGSHOLT, G., *Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams*, ACI 2nd International Symposium on HSC, ACI SP 121.8, 1990, p.129-154.

⁹ KIM, J.K., E PARK, Y.D., *Shear strength of reinforced high-strength concrete beams without web reinforcement*, Magazine of Concrete Research, março 1994, vol.46.

¹⁰ SIMPLÍCIO, M.A.S., *Comportamento de Vigas de Alto Desempenho com Pequenos Percentuais de Armadura Transversal*, Dissertação, Universidade de Pernambuco, Pernambuco, 1999.

TABELA 3.2 – Resumo dos Resultados Experimentais que Compõem o Banco de Dados - Vigas com Resistência do Concreto Superior a 50MPa (continuação).

<i>Tipo de Ruptura</i>	<i>Detalhe</i>	<i>Pesquisadores</i>	<i>Número de Vigas</i>
Tração Diagonal	Com Armadura Transversal (137 Vigas)	GARCIA (2002)	1
		PLACAS e REGAN (1971)	2
		MPHONDE e FRANTZ ⁵ apud CASTRO (1997)	2
		JONHSON e RAMIREZ (1989).	5
		ROLLER e RUSSEL (1990)	6
		SARSAN e AL-MUSAWI (1992)	11
		AHMAD et al. ¹¹ apud CLADERA (2002)	3
		FERNANDES (1987).	4
		GOMIERO ¹² apud FERNANDES (1994)	2
		XIE et al. (1994)	4
		YOON et al. (1996)	6
		KONG e RANGAN (1998)	36
		ANGELAKOS ⁶ apud CLADERA (2002)	2
		COLLINS e KUCHMA (1999)	2
		OCZEBE et al (1999)	13
		SIMPLÍCIO ⁹ apud GARCIA (2002)	5
		VIDAL FILHO (1999)	2
		LEE e WATANABE (2000)	15
		TEOH et al (2002)	3
		CLADERA (2002).	9
GARCIA (2002).	5		

¹¹ AHMAD et al., *Shear Strength of Reinforced Lightweight Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete*, Magazine of Concrete Research, 1994, vol. 46, nº 166.

¹² GOMIERO, P.F., *Armadura Reduzida para Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistência*, Dissertação, Faculdade de Engenharia Civil, Unicamp, Campinas, 1994.

3.2 – Metodologia de Cálculo

Na verificação das equações de dimensionamento, a tensão de ruptura calculada (τ_{CALC}) para cada uma das 522 vigas foi determinada segundo os critérios de cada uma das Normas em estudo, descritos no capítulo 2. Esta tensão foi determinada em função do tipo de ruptura, esmagamento do concreto ou tração diagonal, observado no ensaio de cada viga analisada. Na determinação desta tensão de ruptura nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais ou da solitação foi utilizado. As fórmulas utilizadas para a obtenção destas tensões estão dispostas nas tabelas 3.3 e 3.4, a seguir. As tensões últimas calculadas e os valores medidos nos ensaios bem como a relação entre eles estão apresentados nas tabelas dos anexos A, B e C.

Para as vigas com estribos, os cálculos foram realizados com os valores extremos prescritos para o ângulo θ da biela comprimida, quando se utilizou a NBR 6118 ou o EUROCODE 2. Nestes casos, foi realizado ainda o cálculo da tensão de ruptura de cálculo utilizando as prescrições da NBR 6118, porém com θ igual a 21,8°, correspondente ao valor mínimo permitido pelo EUROCODE 2. Em contrapartida, também se utilizou θ com valor de 30°, mínimo permitido pela NBR 6118, no cálculo com os critérios do EUROCODE 2.

TABELA 3.3 – Metodologia de Cálculo das Tensões de Ruptura de Cálculo, τ_{CALC} , em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$).

<i>Norma</i>	<i>Verificação da Tensão na Biela de Concreto</i>	<i>Verificação da Tração Diagonal</i> $\tau_{CALC} = \tau_c + \tau_{sw}$
NBR 6118 (2003) Modelo I $\theta = 45^\circ$	$\tau_{CALC} = 0,27 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) f_c$	$\tau_c = \tau_{c0} = 0,126 (f_c)^{2/3}$ $\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_y$
NBR 6118 (2003) Modelo II $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$\tau_{CALC} = 0,27 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) f_c \text{sen} 2\theta$	$\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0} \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{sd}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}} \right)$ $\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_y \text{cotg}\theta$
EUROCODE 2 (2003) $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$\tau_{CALC} = 0,27 v_1 f_c \text{sen} 2\theta$	$\tau_c = 0$ $\tau_{CALC} = \tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_y \text{cotg}\theta$
ACI 318 (2005) $\theta = 45^\circ$	$\tau_{CALC} = 0,83 \sqrt{f_c}$	$\tau_c = 0,17 \sqrt{f_c}$ $\tau_{sw} = \rho_w f_y \leq 0,66 \sqrt{f_c}$
OBS: f_c é a tensão resistente à compressão do concreto medida no ensaio, em MPa; ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $A_{sw}/(b_w \cdot s)$; f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal medida no ensaio, em MPa; No cálculo destas tensões, não foram utilizados coeficientes de minoração de resistência.		

TABELA 3.4 – Metodologia de Cálculo das Tensões de Ruptura de Cálculo, τ_{CALC} , em Vigas sem Estribos.

<i>Norma</i>	<i>Verificação da Tração Diagonal</i>
NBR 6118 (2003) Modelo I = II	$\tau_{CALC} = 0,126 (f_c)^{2/3}$
EUROCODE 2 (2003)	$\tau_{CALC} = 0,18 k (100 \rho_l f_c)^{1/3}$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$; $\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d}$
ACI 318 (2005)	$\tau_{CALC} = 0,83 \sqrt{f_c}$
<p><i>OBS:</i></p> <p>f_c é a tensão resistente à compressão do concreto medida no ensaio, em MPa.</p> <p>ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $\frac{A_{sw}}{(b_w \cdot s)}$;</p> <p>$\rho_l$ é a taxa de armadura longitudinal, igual a $\frac{A_{st}}{(b_w \cdot d)}$;</p> <p>No cálculo destas tensões, não foram utilizados coeficientes de minoração de resistência.</p>	

3.3 – Metodologia de Análise dos Resultados

Com a finalidade de comparar os critérios de dimensionamento entre si e com os resultados experimentais, a análise dos resultados será realizada sempre para a razão entre as tensões experimentais e calculadas das vigas, τ_{EXP} / τ_{CALC} , cujos valores constam do anexo C. A tensão de ruptura τ_{EXP} apresentada corresponde ao esforço cortante medido na ruptura da viga dividido pelo produto entre a menor largura da viga e sua altura útil. A tensão calculada, τ_{CALC} , é a tensão de cisalhamento última, referente ao tipo de ruptura observado no ensaio experimental e calculada segundo cada um dos

critérios das normas em estudo. Na determinação da tensão τ_{CALC} , nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais ou da solicitação foi utilizado.

Para a realização da análise comparativa dos critérios de cálculo dos esforços cortantes adotados pela NBR 6118, EUROCODE 2 e ACI 318, foram utilizadas medidas estatísticas usuais como média, M , a mediana, Md , o desvio padrão, DP , e o coeficiente de variação, CV , da amostra. Neste caso a média reflete o viés conservativo da equação, enquanto que o coeficiente de variação é tomado como indicador de precisão dos resultados. Os valores mínimos e máximos da amostra complementam medindo a amplitude.

Para o estudo da adequabilidade e comparação entre equações normativas de dimensionamento ao esforço cortante em peças de concreto armado, foi introduzido um abrangente estudo realizado por COLLINS (2001) para o “Canadian Standards Association” no qual, além de desenvolver uma metodologia que classifica diferentes critérios de dimensionamento do esforço cortante, considerando a segurança, a precisão e a economia dos resultados, ainda sugere diferentes medidas a serem utilizadas nos estudos de confiabilidade das normas, ambas descritas no item 3.3.1.

Análises parciais procurando verificar a influência da altura útil d das vigas (efeito de tamanho), da taxa de armadura longitudinal $\rho_l (= A_s/b_w h)$, da taxa de armadura transversal $\rho_w (= A_{sw}/b_w s)$, e da resistência a compressão do concreto f_c sobre a relação entre as tensões experimentais e calculadas, também serão realizadas sempre que esses dados estiverem disponíveis na bibliografia pesquisada.

3.3.1 – Metodologia Proposta por Collins

Ao trabalhar com os resultados da relação entre as tensões de ruína experimental e calculada por cada um dos critérios das normas em estudo (τ_{EXP} / τ_{CALC}), foram obtidas distribuições assimétricas, com a mediana sendo, em geral, menor que a média. Para

solucionar este impasse, COLLINS (2001) propõe, com o objetivo de estabelecer um método de comparação eficiente entre diferentes critérios de dimensionamento ao esforço cortante, uma metodologia de transformação desta distribuição assimétrica em simétrica. Dessa forma, é determinado o coeficiente de variação dos dados abaixo e acima da mediana, permitindo a comparação entre os diferentes métodos de cálculos e a classificação de cada procedimento através de uma escala de demérito. Esta metodologia permite também uma comparação entre os valores extremos reais e os calculados, aproximando estes resultados.

A transformação da distribuição assimétrica em simétrica é feita a partir da divisão dos resultados em dois grupos iguais a partir da mediana. Sendo a mediana o valor que divide a amostra em duas partes iguais, com 50% dos dados acima e 50% dos dados abaixo deste valor, forma-se um grupo com os dados abaixo da mediana e outro com os acima dela. No primeiro grupo, para cada ponto existente abaixo da mediana cria-se um ponto fictício acima, ambos com a mesma distância em relação à mediana e tendo como resultado uma amostra fictícia com uma população numericamente igual à original. O mesmo procedimento é adotado de forma análoga para o segundo grupo: para cada ponto existente acima da mediana é criado um ponto fictício abaixo com mesma distância em relação à mediana. Assim, com base nesta metodologia dois tipos de amostras são analisados:

- **Amostra Real:** amostra composta pelas relações entre os resultados experimentais e calculados, τ_{EXP}/τ_{CALC} .
- **Amostra Fictícia:** amostra formada através da divisão dos dados da amostra real em dois grupos a partir da mediana. São duas amostras fictícias, uma formada pelos dados abaixo e outra pelos dados acima da mediana, ambas com mesmo tamanho da amostra real.

Com base nestas amostras, os seguintes parâmetros são determinados:

- **M:** valor da média aritmética das relações τ_{EXP}/τ_{CALC} da amostra real.

- ***Md*** : valor da mediana da distribuição da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} da amostra real. Este valor divide a distribuição em duas metades iguais abaixo e acima da mediana.
- ***DP***: valor do desvio padrão da amostra real.
- ***CV***: valor do coeficiente de variação da amostra real.
- ***CV_{50%ABAIXO}***: valor do coeficiente de variação da amostra fictícia formada pelos dados com valores menores que a mediana, ou seja, os 50% abaixo da mediana;
- ***CV_{50%ACIMA}***: valor do coeficiente de variação da amostra fictícia formada pelos dados com valores maiores que a mediana, ou seja, os 50% acima da mediana;
- ***Mínimo***: Menor valor ou limite inferior da amostra real.
- ***Máximo***: Maior valor ou limite superior da amostra real.
- ***LI_{1%Usual}*** : valor que estima o limite inferior da amostra real, através da média e do coeficiente de variação da amostra real com grau de confiança 99%. Este valor é superado por 99% dos dados:

$$LI_{1\%Usual} = M. (1 - 2,3 CV)$$

- ***LS_{99%Usual}*** : valor que estima o limite superior da amostra real, através da média e do coeficiente de variação da amostra real, com grau de confiança 99%. Este valor é superado por apenas 1% dos dados:

$$LS_{99\%Usual} = M. (1 + 2,3 CV)$$

- ***LI_{1%COLLINS}*** : valor que estima o limite inferior da amostra real, através da mediana e do coeficiente de variação da amostra fictícia formada pelos dados abaixo da mediana, com grau de confiança 99%. Este valor é superado por 99% dos dados:

$$LI_{1\%COLLINS} = Md. (1 - 2,3 CV_{50\%ABAIXO})$$

- ***LS_{99%COLLINS}*** : valor que estima o limite superior da amostra real, através da mediana e do coeficiente de variação da amostra fictícia formada pelos dados acima da mediana, com grau de confiança 99%. Este valor é superado por apenas 1% dos dados.

$$LS_{99\%COLLINS} = Md. (1 + 2,3 CV_{50\%ACIMA}).$$

Com os parâmetros acima, pode se calcular não só os valores correspondentes a 1% ou 99% mas também qualquer outro valor de percentil necessário à comparação entre diferentes critérios de cálculo.

Collins classifica também os diferentes procedimentos de dimensionamento ao esforço cortante em termos de uma escala de demérito. Considerando aspectos de segurança, de precisão e de economia, um escore é atribuído para cada faixa da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} , conforme mostra a TAB. 3.5. Este escore tem como base a idéia de que uma relação τ_{EXP}/τ_{CALC} menor que 0,5 é muito pior em termos de segurança que uma acima de 2,0. Ao mesmo tempo, valores extremamente conservativos, por serem anti-econômicos, são penalizados com o escore de valor 2, correspondente a uma relação classificada como de baixa segurança. O valor do demérito de cada procedimento é calculado através da soma dos produtos das porcentagens dos valores τ_{EXP}/τ_{CALC} existentes em cada intervalo pelo seu escore correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o procedimento.

TABELA 3.5 – Escala de Demérito, segundo Collins (2001)

τ_{EXP}/τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>Classificação</i>
< 0,50	10	Extremamente Perigosa
0,50 ---- 0,65	5	Perigosa
0,65 ---- 0,85	2	Baixa Segurança
0,85 ---- 1,30	0	Segurança Apropriada
1,30 ---- 2,00	1	Conservativa
≥ 2,00	2	Extremamente Conservativa

4

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS CALCULADOS E OS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, os resultados de cálculo para a resistência ao esforço cortante segundo os critérios das normas NBR 6118 (2003), EUROCODE 2 (2003) e ACI 318 (2005) são comparados com os valores obtidos em ensaios de vigas de concreto armado que apresentaram ruptura por cisalhamento.

As 522 vigas que formam o banco de dados foram divididas em dois grupos segundo a resistência à compressão média do concreto medida na data do ensaio, f_c . O primeiro grupo é formado por 290 vigas onde o valor de f_c foi limitado a 50 MPa, conforme prescrição da NBR 6118 (2003). Neste grupo, 43 vigas tiveram ruptura por esmagamento da diagonal comprimida de concreto enquanto em 247 vigas a ruína se deu por tração diagonal. Um total de 232 vigas, onde o valor de f_c é maior que 50 MPa, compõem o segundo grupo. Neste segundo grupo todas as vigas tiveram ruptura por tração diagonal.

As metodologias utilizadas estão descritas no capítulo 3.

4.1 – Resistência do Concreto Limitada a 50 MPa.

4.1.1 – Ruptura por Esmagamento do Concreto

As medidas estatísticas dos resultados da relação entre as tensões de ruptura experimentais e calculadas, τ_{EXP}/τ_{CALC} , para as vigas que romperam por esmagamento da biela de concreto estão apresentados na TAB. 4.1. Encontram-se também, nesta tabela, os valores dos parâmetros sugeridos por Collins (item 3.3.1). A descrição de τ_{EXP}/τ_{CALC} se encontra no capítulo 3, itens 3.2 e 3.3.

Independentemente da norma utilizada, uma primeira análise dos resultados revela que a mediana é sempre menor que a média, indicando uma assimetria da distribuição em relação à média. Os resultados mostram também que a metodologia sugerida por Collins proporciona uma correlação muito melhor entre os valores extremos calculados (1% e 99%) em relação aos valores reais obtidos se comparada com o procedimento empregando-se a média e o coeficiente de variação da amostra real. Esta metodologia parece, portanto, mais apropriada para as análises de confiabilidade.

A TAB. 4.2 apresenta os valores correspondentes à escala de demérito, também proposta por Collins, bem como os escores obtidos por cada equação das diferentes normas em estudo no caso de ruptura por esmagamento da biela. As representações gráficas das porcentagens de τ_{EXP}/τ_{CALC} obtidas por cada critério podem ser vistas nas FIG. 4.1 a 4.3 e a classificação por escore total, na FIG. 4.4.

As análises parciais, neste caso, foram feitas verificando a influência da taxa de armadura transversal ρ_w ($= A_{sw}/b_w s$) e da resistência a compressão do concreto f_c . Os resultados parciais obtidos, bem como os globais, se encontram nas TAB. 4.3 e 4.5. A classificação por demérito encontra-se nas TAB.4.4 e 4.6.

TABELA 4.1 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 Vigas) – $f_c \leq 50$ MPa.

MEDIDAS ESTATÍSTICAS	τ_{EXP}/τ_{CALC}						
	NBR 6118(2003)			EUROCODE 2			ACI 318
	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
MÉDIA(M)	1,02	1,17	1,47	0,90	1,04	1,30	1,52
MEDIANA (Md)	0,93	1,07	1,34	0,83	0,96	1,20	1,41
DESVIO PADRÃO (DP)	0,25	0,29	0,36	0,23	0,26	0,33	0,39
COEF.DE VARIAÇÃO (CV) %	24,36	24,62	24,62	25,62	25,35	25,62	25,64
CV_{50%ABAIXO} %	14,74	14,88	14,88	16,68	16,22	16,68	15,35
CV_{50%ACIMA} %	37,24	37,67	37,67	37,30	37,30	37,30	38,07
MÍNIMO	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	0,97
LI_{1%COLLINS}	0,61	0,70	0,88	0,51	0,60	0,74	0,91
LI_{1%USUAL}	0,45	0,51	0,64	0,37	0,43	0,53	0,63
MÁXIMO	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	2,41
LS_{99%COLLINS}	1,72	1,99	2,50	1,54	1,78	2,24	2,64
LS_{99%USUAL}	1,59	1,83	2,30	1,43	1,65	2,07	2,42

TABELA 4.2 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 vigas) – $f_c \leq 50$ MPa.

Escala de Demérito (Collins)			NBR 6118 (2003)			EUROCODE 2 (2003)			ACI 318 (2005)
Classificação	τ_{EXP}/τ_{CALC}	Score	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	
Extremamente Perigosa	< 0,50	10	0	0	0	0	0	0	0
Perigosa	0,50 ---- 0,65	5	2	0	0	9	0	0	0
Baixa Segurança	0,65 ---- 0,85	2	26	12	0	42	28	2	0
Segurança Adequada	0,85 ---- 1,30	0	58	59	39	47	56	56	26
Conservativa	1,30 ---- 2,00	1	14	29	49	2	16	40	58
Extremamente Conservativa	$\geq 2,00$	2	0	0	12	0	0	2	16
Escore Total			76	53	73	131	72	48	90

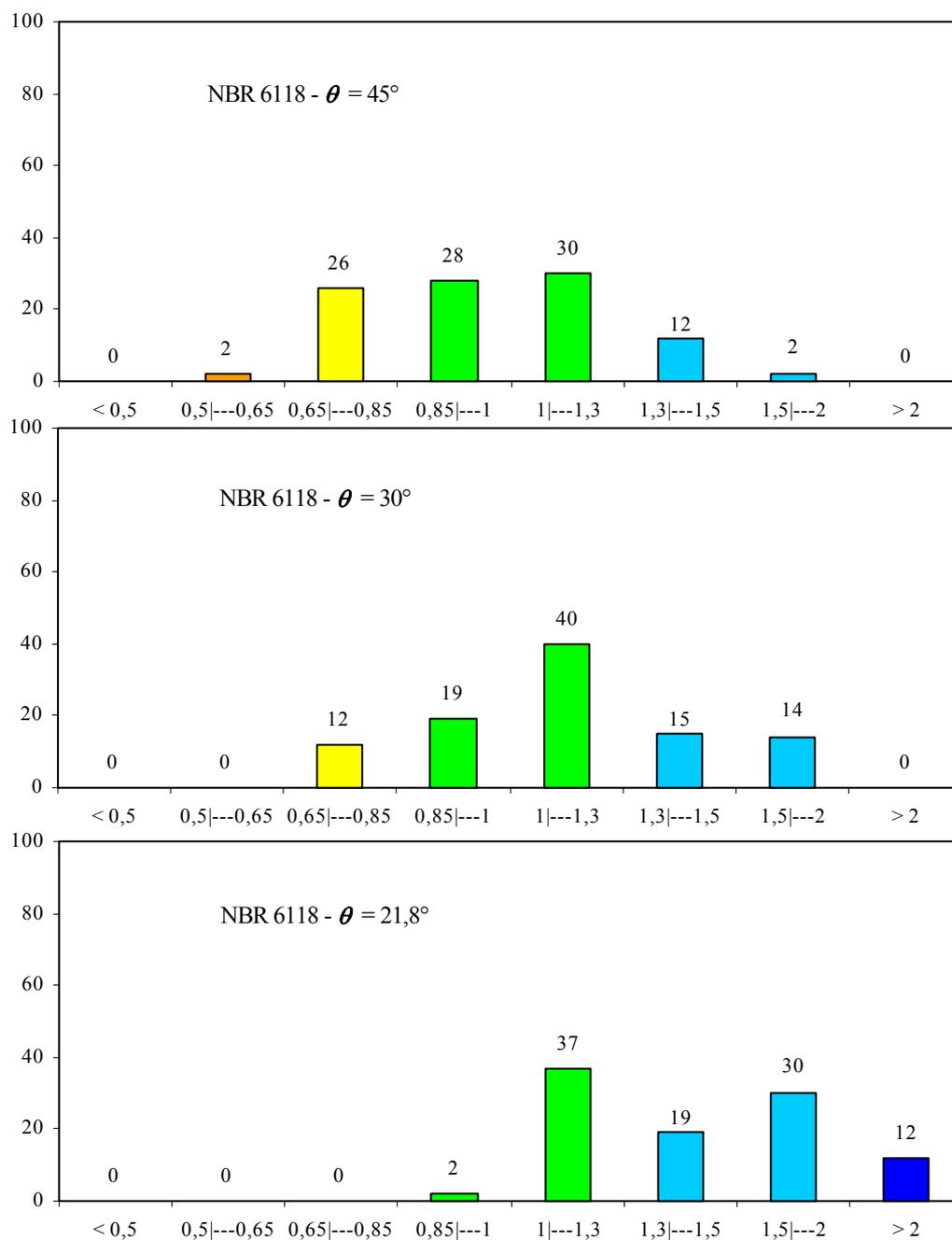


FIGURA 4.1 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito da NBR 6118 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

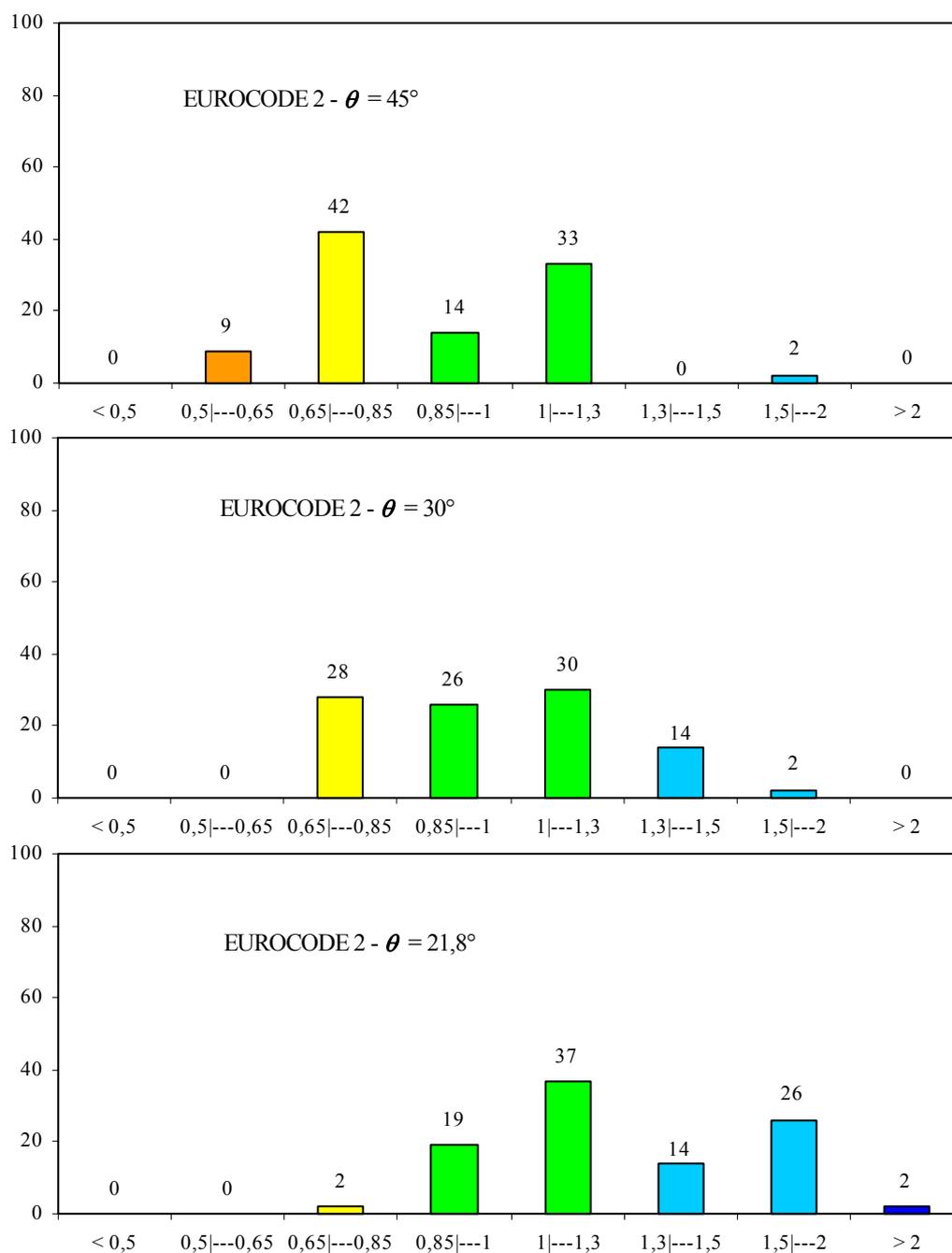


FIGURA 4.2 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito do EUROCODE 2 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

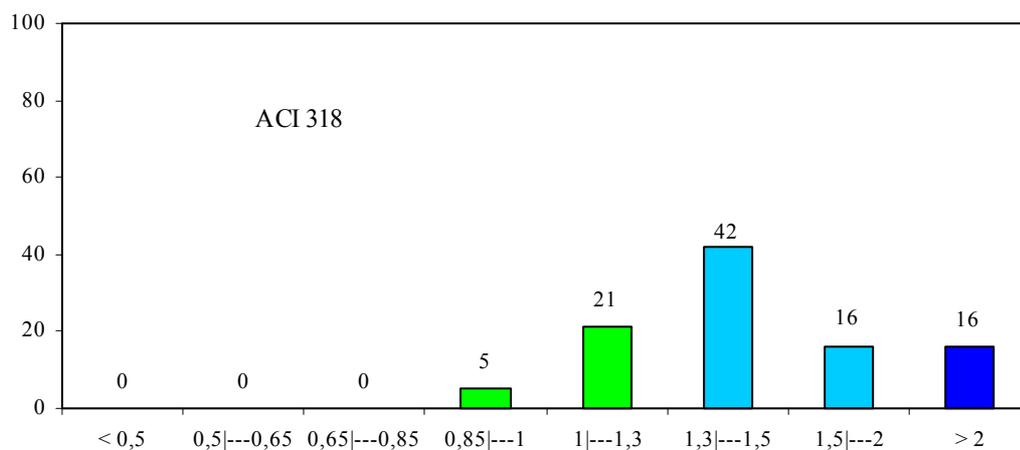


FIGURA 4.3 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito do ACI 318 para a Ruptura por Esmagamento do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

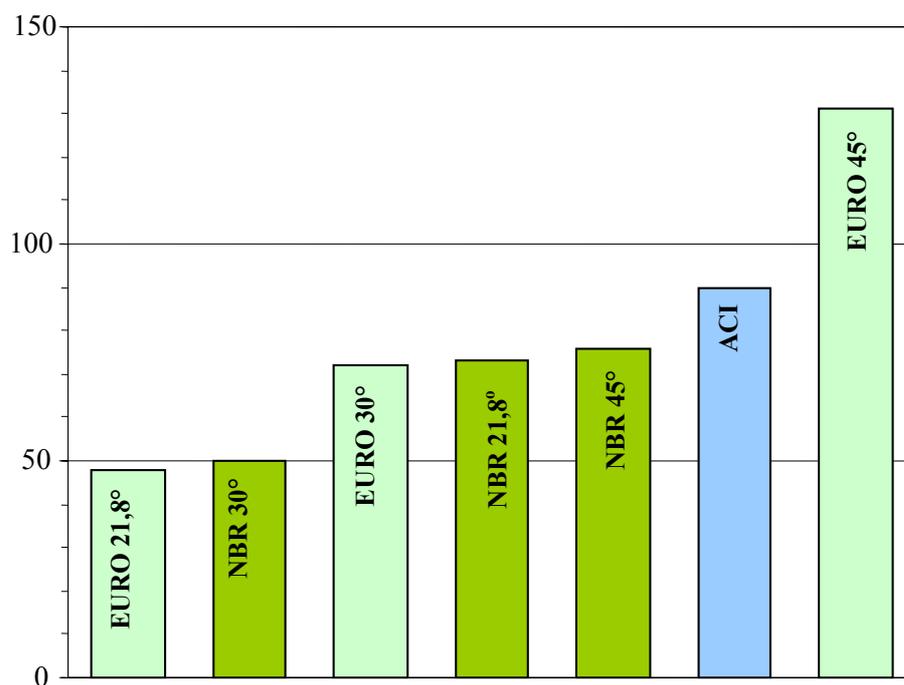


FIGURA 4.4 – Gráfico da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto (43 vigas) - $f_c \leq 50$ MPa.

TABELA 4.3 – Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto — $f_c \leq 50$ MPa.

MEDIDAS ESTATÍSTICAS	τ_{EXP}/τ_{CALC}						ACI 318
	NBR 6118(2003)			EUROCODE 2			
	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Resultados Globais (43 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	1,02	1,17	1,47	0,90	1,04	1,30	1,52
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,93	1,07	1,34	0,83	0,96	1,20	1,41
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	24,36	24,62	24,62	25,62	25,35	25,62	25,64
<i>MÍNIMO</i>	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	0,97
<i>MÁXIMO</i>	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	2,41
$\rho_w \leq 1\%$ (15 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	0,82	0,95	1,19	0,73	0,84	1,06	1,21
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,79	0,92	1,15	0,71	0,82	1,03	1,23
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	13,50	13,50	13,50	15,92	15,92	15,92	12,17
<i>MÍNIMO</i>	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	0,97
<i>MÁXIMO</i>	1,08	1,25	1,57	1,02	1,18	1,49	1,46
$1\% < \rho_w \leq 2\%$ (15 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	0,97	1,12	1,41	0,85	0,98	1,23	1,53
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,93	1,07	1,34	0,80	0,93	1,17	1,44
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	17,61	17,61	17,61	17,69	17,69	17,69	20,37
<i>MÍNIMO</i>	0,73	0,85	1,06	0,64	0,74	0,93	1,15
<i>MÁXIMO</i>	1,40	1,61	2,03	1,20	1,38	1,74	2,32
$\rho_w > 2\%$ (08 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	1,37	1,59	1,99	1,20	1,39	1,74	2,14
<i>MEDIANA (Md)</i>	1,35	1,55	1,95	1,17	1,35	1,69	2,17
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	12,32	12,32	12,32	16,66	16,66	16,66	7,64
<i>MÍNIMO</i>	1,21	1,40	1,76	1,00	1,16	1,46	1,88
<i>MÁXIMO</i>	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	2,41

TABELA 4.4 – Escala de Demérito das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Influência da taxa de armadura transversal $\rho_w - f_c \leq 50$ MPa.

<i>Norma</i>	ρ_w (%)	< 0,50	0,50 ---0,65	0,65 ---0,85	0,85 ---1,30	1,30 ---2,00	$\geq 2,00$	<i>Demérito Total</i>
<i>NBR 6118</i> $\theta = 45^\circ$	< 1	0	7	53	40	0	0	140
	1 --- 2	0	0	20	73	7	0	47
	≥ 2	0	0	0	80	20	0	20
<i>NBR 6118</i> $\theta = 30^\circ$	< 1	0	0	27	73	0	0	53
	1 --- 2	0	0	7	80	13	0	27
	≥ 2	0	0	0	33	60	7	73
<i>NBR 6118</i> $\theta = 21,8^\circ$	< 1	0	0	0	80	20	0	20
	1 --- 2	0	0	0	0	100	0	100
	≥ 2	0	0	0	0	50	50	150
<i>EUROCODE</i> $\theta = 45^\circ$	< 1	0	20	67	13	0	0	233
	1 --- 2	0	0	60	40	0	0	120
	≥ 2	0	0	7	87	6	0	20
<i>EUROCODE</i> $\theta = 30^\circ$	< 1	0	0	0	87	13	0	13
	1 --- 2	0	0	20	73	7	0	47
	≥ 2	0	0	0	73	27	0	27
<i>EUROCODE</i> $\theta = 21,8^\circ$	< 1	0	0	7	87	6	0	20
	1 --- 2	0	0	0	50	50	0	50
	≥ 2	0	0	0	0	88	13	113
<i>ACI 318</i>	< 1	0	0	0	67	33	0	33
	1 --- 2	0	0	0	6	88	6	100
	≥ 2	0	0	0	0	25	75	175

TABELA 4.5 – Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto – Influência da Resistência à Compressão do Concreto – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>MEDIDAS ESTATÍSTICAS</i>	τ_{EXP}/τ_{CALC}						
	NBR 6118(2003)			EUROCODE 2			ACI 318
	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	
Resultados Globais (43 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	1,02	1,17	1,47	0,90	1,04	1,30	1,52
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,93	1,07	1,34	0,83	0,96	1,20	1,41
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	24,36	24,62	24,62	25,62	25,35	25,62	25,64
<i>MÍNIMO</i>	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	0,97
<i>MÁXIMO</i>	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	2,41
$f_c \leq 30$ MPa (23 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	1,00	1,15	1,45	0,91	1,05	1,32	1,36
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,96	1,10	1,39	0,88	1,01	1,27	1,32
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	24,98	24,98	24,98	26,44	26,44	26,44	20,58
<i>MÍNIMO</i>	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	0,97
<i>MÁXIMO</i>	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	2,18
$30 < f_c \leq 50$ MPa (20 vigas)							
<i>MÉDIA(M)</i>	1,04	1,20	1,50	0,89	1,02	1,29	1,72
<i>MEDIANA (Md)</i>	0,92	1,06	1,33	0,79	0,91	1,15	1,50
<i>COEF.DE VARIAÇÃO (CV)</i>	24,13	24,13	24,13	24,58	24,58	24,58	24,07
<i>MÍNIMO</i>	0,73	0,85	1,06	0,61	0,70	0,88	1,15
<i>MÁXIMO</i>	1,47	1,70	2,13	1,27	1,47	1,84	2,41

TABELA 4.6 – Escala de Demérito das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Influência da Resistência do Concreto – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Norma</i>	f_c (MPa)	< 0,50	0,50 –0,65	0,65 –0,85	0,85 –1,30	1,30 –2,00	≥ 2,00	<i>Demérito Total</i>
<i>NBR 6118</i>	≤ 30	0	4	22	61	13	0	78
	> 30	0	0	30	55	15	0	75
<i>NBR 6118</i>	≤ 30	0	0	13	65	22	0	48
	> 30	0	0	10	50	40	0	60
<i>NBR 6118</i>	≤ 30	0	0	0	35	56	9	74
	> 30	0	0	0	45	40	15	70
<i>EUROCODE</i>	≤ 30	0	5	43	48	4	0	115
	> 30	0	15	40	45	0	0	155
<i>EUROCODE</i>	≤ 30	0	0	26	57	17	0	69
	> 30	0	0	30	55	15	0	75
<i>EUROCODE</i>	≤ 30	0	0	5	52	39	4	57
	> 30	0	0	0	60	40	0	40
<i>ACI 318</i>	≤ 30	0	0	0	35	61	4	69
	> 30	0	0	0	15	55	30	115

NBR 6118 (2003)

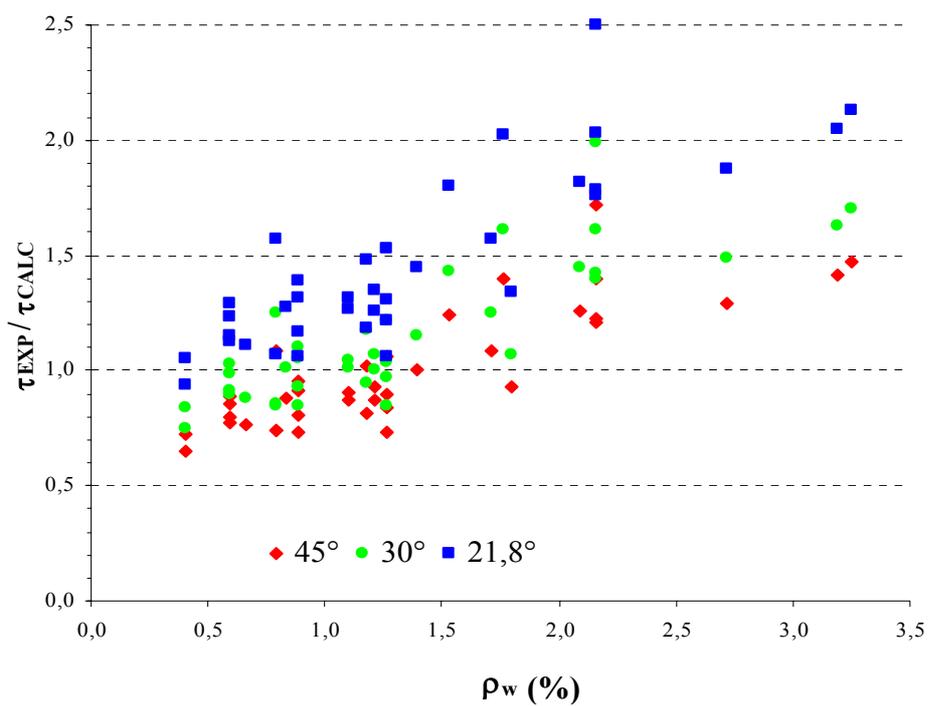
A análise dos resultados dos critérios da NBR 6118 (2003) para a ruptura por esmagamento da biela comprimida revela, primeiramente, que o emprego de θ igual a 30° é mais conservativo em relação a $\theta = 45^\circ$, visto que tanto a média quanto a mediana são maiores com a redução do valor da inclinação das bielas de compressão. A diminuição desta inclinação para $21,8^\circ$ proporciona resultados ainda mais conservativos. Como os valores dos coeficientes de variação são praticamente iguais,

pode-se dizer que a equação possui a mesma precisão independentemente do valor da inclinação θ das diagonais comprimidas.

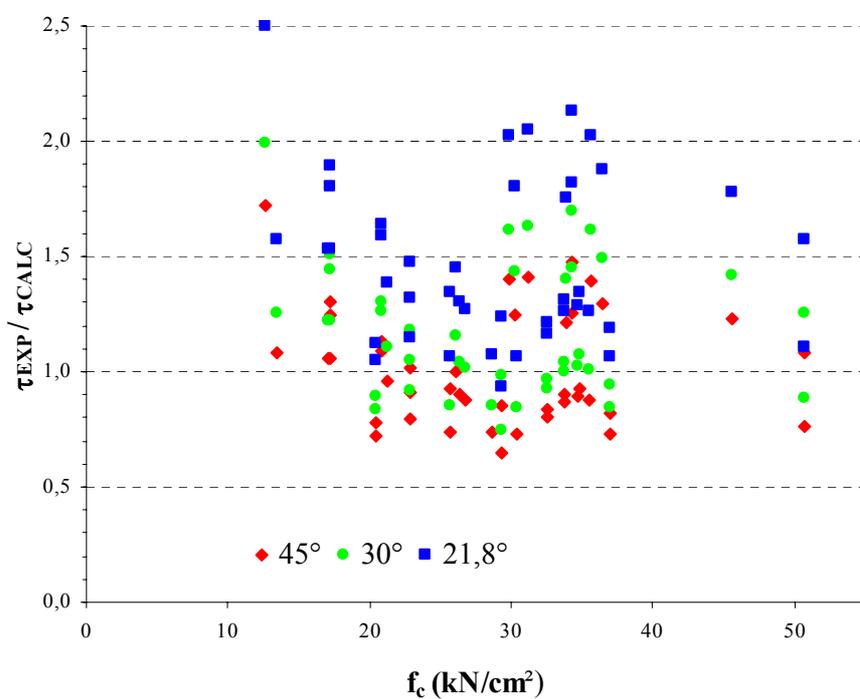
A utilização de um maior ângulo de inclinação das diagonais comprimidas ($\theta = 45^\circ$) é pior em termos de segurança, visto que proporcionou valores mínimos da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} (0,65) na faixa classificada como perigosa. Para $\theta = 45^\circ$, 2% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} estão nesta faixa perigosa e 28% na região de baixa segurança. O emprego do ângulo $\theta = 30^\circ$ gerou um valor mínimo de τ_{EXP}/τ_{CALC} (0,75) na faixa de baixa segurança e nenhum valor na faixa perigosa. Com este ângulo, ainda foi encontrado um menor percentual (=12%) de resultados na região de baixa segurança. O uso de um valor menor para o ângulo θ ($21,8^\circ$) aumenta ainda mais a segurança da equação já que o valor mínimo encontrado para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} é igual a 0,94 (faixa de segurança apropriada).

Com relação à economia, os resultados revelam que, apesar de se obter resultados com menor grau de segurança, a utilização do ângulo θ no valor de 45° é a opção mais econômica, com apenas 2% das vigas tendo valor da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} maior que 1,5. Este percentual aumenta com a redução do valor do ângulo θ , como ilustra a FIG.4.1. Quando $\theta = 30^\circ$, 14% dos resultados são antieconômicos, aumentando para 42% quando $\theta = 21,8^\circ$.

As análises parciais feitas neste caso incluem os efeitos da taxa de armadura transversal (ρ_w) e da resistência à compressão (f_c) do concreto. Os resultados sugerem que a equação é mais conservativa para taxas ρ_w acima de 1% e para valores decrescentes do ângulo θ , conforme mostra a FIG.4.5a. Porém para taxas abaixo de 1%, as médias e medianas, para θ iguais a 45° e 30° , são inclusive menores que 1. Os resultados mostram ainda que, em todas as faixas de ρ_w consideradas, os respectivos coeficientes de variação são menores que o valor global, revelando uma maior precisão da equação nestes casos.



(a) Taxa de Armadura Transversal



(b) Resistência à Compressão do Concreto

FIGURA 4.5 – Análises Parciais da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} - Critérios da NBR 6118 nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela.

O estudo da influência da taxa de armadura ρ_w sugere também que a equação da NBR 6118 é mais segura para valores de ρ_w acima de 1% e para ângulos θ menores que 45°, conforme mostram as Tabelas 4.3 e 4.4. Os valores mínimos da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} encontrados crescem com o aumento de ρ_w e os percentuais nas faixas perigosa e de baixa segurança diminuem com o aumento de ρ_w . Para $\rho_w \leq 1\%$, os valores mínimos de τ_{EXP}/τ_{CALC} são iguais ao da amostra global; porém, os percentuais nas faixas perigosa e de baixa segurança são maiores.

Com relação ao efeito da resistência à compressão do concreto, os resultados da análise parcial revelam valores similares para média, mediana, coeficiente de variação, mínimo e máximo aos encontrados para a amostra global. Estes resultados podem também ser visualizados na FIG. 4.5b.

Em termos globais, os resultados revelam que a utilização de ângulo θ igual a 30° na equação preconizada pela NBR 6118 é que proporciona melhores resultados em termos de segurança, precisão e economia no caso de ruptura por esmagamento da biela de concreto. Esta conclusão é visualizada na FIG. 4.6, bem como pelos escores totais obtidos para diferentes valores de θ . A possível redução do valor de θ para 21,8° precisa ser melhor analisada visto que por um lado possibilitou um aumento de segurança (valor mínimo de $\tau_{EXP}/\tau_{CALC} = 0,94$) e por outro se revelou antieconômica com 12% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 2.

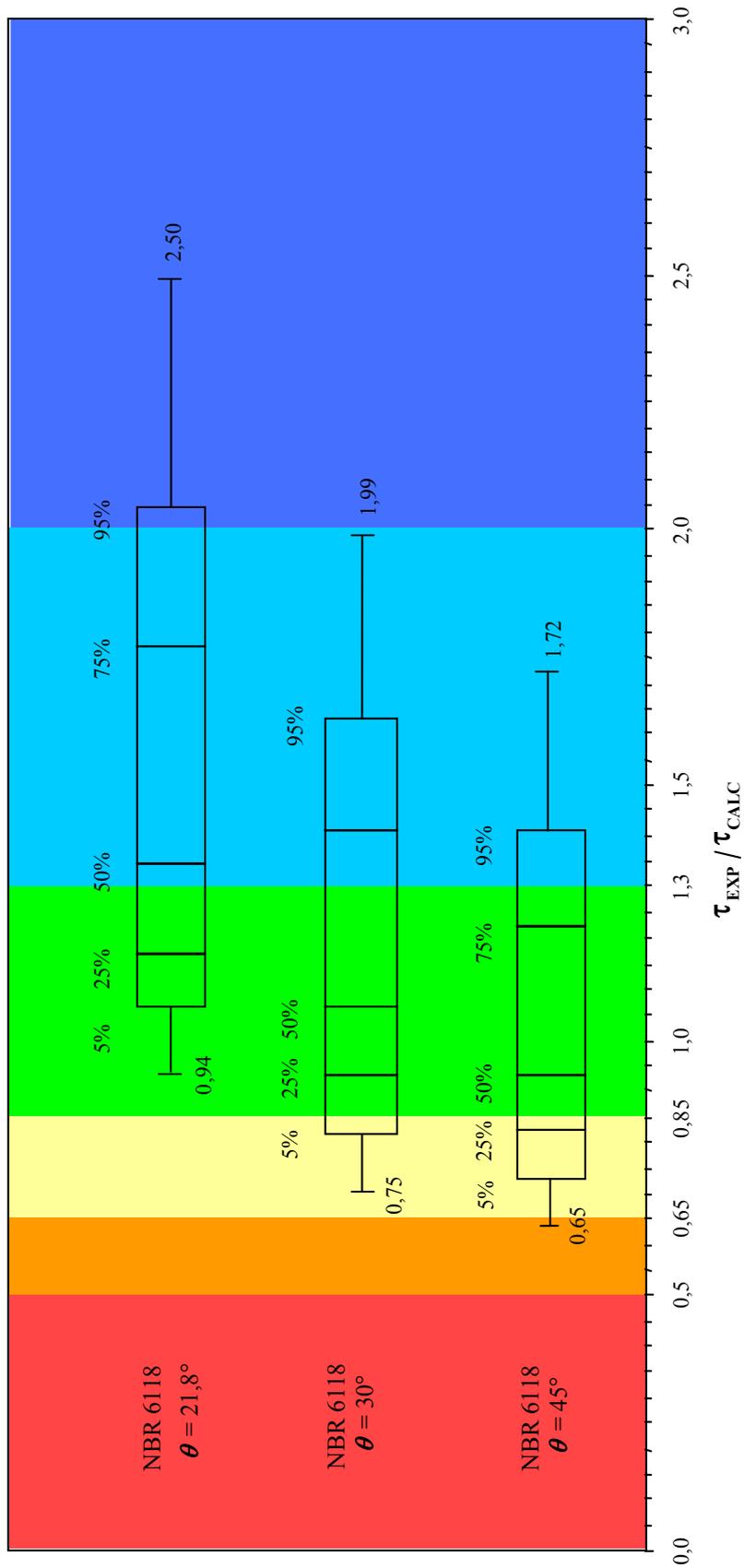


FIGURA 4.6 – Resumo dos Resultados das Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - Critérios de Cálculo da NBR 6118 (2003).

EUROCODE 2 (2003)

A análise dos resultados dos critérios da EUROCODE 2 (2003) para a ruptura por esmagamento da biela revela que o emprego do ângulo θ de inclinação das bielas de concreto igual a $21,8^\circ$ é mais conservativo em relação a $\theta = 30^\circ$, visto que tanto a média quanto a mediana são menores neste último caso. O aumento deste ângulo para 45° proporciona resultados ainda menos conservativos, com a obtenção de valores na faixa perigosa. Os valores dos coeficientes de variação, por outro lado, são praticamente iguais; portanto, pode-se dizer que a equação possui a mesma precisão independentemente do valor do ângulo θ das diagonais comprimidas.

A utilização de um maior ângulo de inclinação das diagonais comprimidas ($\theta = 45^\circ$) é pior em termos de segurança, visto que proporcionou valores mínimos da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} ($= 0,57$) na faixa classificada como perigosa. Para $\theta = 45^\circ$, 9% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} estão nesta faixa e 42% na região de baixa segurança. O emprego do ângulo $\theta = 30^\circ$ possibilita um dimensionamento mais seguro ($\tau_{EXP}/\tau_{CALC} \geq 0,66$) com nenhum valor, apesar de bem próximo, na faixa perigosa e 28% na região de baixa segurança. O uso de um valor menor para o ângulo θ ($= 21,8^\circ$) aumenta ainda mais a segurança da equação já que o valor mínimo encontrado para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} é igual a 0,83, valor bem próximo da faixa de segurança apropriada, com apenas 2% dos valores na região de baixa segurança e 56% na região de segurança apropriada.

Com relação à economia, os resultados revelam que, apesar de se obter resultados menos seguros, a utilização do ângulo θ no valor de 45° é a opção mais econômica, com apenas 2% das vigas com valor da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} maior que 1,3. Este percentual cresce com a diminuição do valor do ângulo como pode ser visualizado na FIG. 4.2: para $\theta = 30^\circ$, é de 16%, aumentando para 28% quando $\theta = 21,8^\circ$.

Na análise parcial do efeito da taxa de armadura transversal (ρ_w), os resultados sugerem que a equação é mais conservativa para taxas ρ_w acima de 1%. Para taxas de armadura transversal abaixo de 1%, as médias e medianas são menores, e o valor mínimo é igual,

aos valores globais. Os resultados mostram ainda uma menor variabilidade dos resultados e conseqüentemente maior precisão da equação para cada faixa considerada em separado de ρ_w , em relação aos valores globais.

O estudo da influência da taxa de armadura ρ_w sugere também uma maior segurança, quando se utilizam os critérios do EUROCODE 2 com valores de ρ_w acima de 1% e para ângulos θ menores que 45°, conforme demonstram as TAB. 4.3 e 4.4. Com aumento de ρ_w , aumentam os valores mínimos e diminuem os percentuais de resultados nas faixas perigosa e de baixa segurança. Para $\rho_w \leq 1\%$, os valores mínimos de τ_{EXP}/τ_{CALC} são iguais ao da amostra global; porém, os percentuais nas faixas perigosa e de baixa segurança são significativamente maiores.

Com relação ao efeito da resistência à compressão do concreto, os resultados da análise parcial revelam valores similares para média, mediana, coeficiente de variação, mínimo e máximo aos encontrados para a amostra incluindo todas as vigas. Porém para o ângulo θ igual a 45°, verifica-se um aumento significativo, de 5% para 15%, de resultados na região classificada como perigosa para resistências à compressão do concreto na faixa $30 < f_c \leq 50$ MPa (vide TAB. 4.5 e 4.6).

Em termos globais, os resultados revelam que a utilização de ângulo θ igual a 21,8° na equação preconizada pelo EUROCODE 2 é que proporciona melhores resultados em termos de segurança, precisão e economia, no caso de ruptura por esmagamento da biela de concreto.

ACI 318 (2005)

Os critérios do ACI 318 (2005), no caso de ruptura por esmagamento da biela de concreto, são bastante conservativos e seguros, com valores da média e da mediana para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} iguais a 1,52 e 1,41, respectivamente, e valor mínimo de 0,97. A classificação proposta por Collins (vide TAB.4.2 e FIG.4.3) corrobora estes fatos visto

que todos os valores se encontram, no mínimo, na faixa de segurança apropriada e que em 74% dos casos analisados a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} é maior que 1,3.

Com relação à economia os resultados revelam que os critérios do ACI 318 são muito antieconômicos já que em dois terços dos valores a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} é maior que 1,3, conforme ilustra a FIG.4.3. A reserva de capacidade portante ao cisalhamento, no caso de terremotos, talvez seja a razão para estes fatos.

O estudo da influência da taxa de armadura ρ_w sugere também que a equação do ACI 318 se torna ainda mais segura para valores de ρ_w acima de 1%, conforme mostra a TAB. 4.3. Para $\rho_w \leq 1\%$, o valor mínimo de τ_{EXP}/τ_{CALC} é igual ao da amostra global; porém, ocorre uma mudança nos percentuais das faixas de segurança apropriada e conservativa.

O critério do ACI 318 é ainda mais conservativo e seguro para vigas com resistência do concreto f_c na faixa entre 30 e 50 MPa (ver TAB.4.5). Para vigas com concreto de resistência $f_c \leq 30$ MPa, os valores da média, e da mediana são um pouco menores que os globais, porém ainda conservativos.

Comparativo entre as Normas Analisadas

O estudo comparativo entre as Normas será feito em duas partes. Primeiramente, a análise será realizada considerando-se valores iguais para o ângulo θ de inclinação da bielas de concreto. Posteriormente são comparados os resultados do ACI 318, da NBR 6118 com $\theta = 30^\circ$, e do EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$.

Para $\theta = 45^\circ$, o critério do ACI 318, em relação à NBR 6118 e ao EUROCODE 2, é bastante conservativo e seguro, com valores da média, da mediana e mínimo para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} bem maiores (vide TAB. 4.1). A classificação proposta por Collins (vide TAB. 4.2) corrobora este fato: todos os valores calculados pelo ACI se encontram, no mínimo, na faixa de segurança apropriada; porém com a NBR 6118 e com o

EUROCODE 2 existem percentuais significativos de resultados nas regiões de baixa segurança e segurança perigosa. Com relação à precisão, os critérios são equivalentes, pois os coeficientes de variação são praticamente iguais.

Com relação à economia os resultados revelam que o critério do ACI 318 é muito antieconômico já que em 74% dos casos analisados a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} é maior que 1,3, contra 14% da NBR 6118 e 2% do EUROCODE 2, ambos com $\theta = 45^\circ$.

Em termos globais, o critério do ACI 318, para θ igual a 45° , é o que proporciona melhores resultados em termos de segurança, precisão e economia, no caso de ruptura por esmagamento da biela de concreto.

A análise comparativa entre o EUROCODE 2 e a NBR 6118, quando se usa $\theta = 45^\circ$, revela que esta última norma é mais conservativa e segura. Com o EUROCODE, mais de 50% dos valores se encontram nas faixas de baixa segurança e segurança perigosa; este percentual é igual a 28% com a NBR 6118. Por outro lado a NBR é ligeiramente mais antieconômica.

Quando se utiliza $\theta = 30^\circ$, o critério da NBR 6118, em relação ao EUROCODE 2, é mais conservativo e seguro, visto que o valor da média, da mediana e mínimo para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores (vide TAB. 4.1). A escala de demérito proposta por Collins (vide TAB. 4.2) também demonstra este fato: com a NBR 6118, apenas 12% dos valores se encontram na região de baixa segurança contra 28% no caso do emprego do EUROCODE. Por outro lado, a NBR é ligeiramente mais antieconômica com 30% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 1,3, enquanto que com o EUROCODE este percentual é de 16%. Em termos globais, o critério da NBR 6118, para θ igual a 30° , é o que proporciona melhores resultados em termos de segurança, precisão e economia, em relação ao EUROCODE 2.

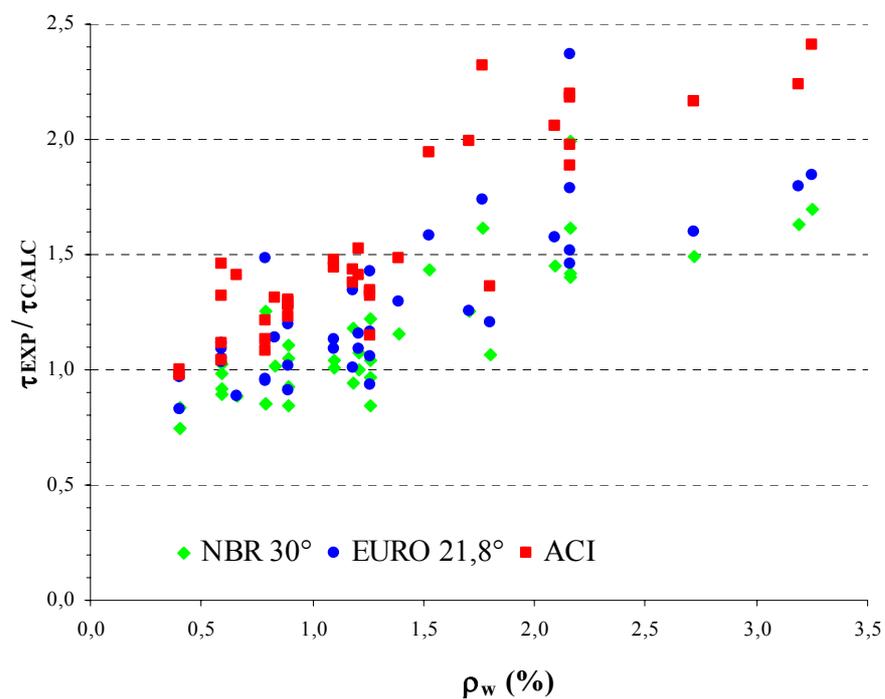
A possível inclusão do ângulo θ igual a $21,8^\circ$ na NBR 6118 proporciona resultados mais conservativos e antieconômicos que os encontrados pelo EUROCODE 2, no caso de ruptura por esmagamento da biela de concreto.

A seguir é feito o estudo comparativo entre os resultados do ACI 318, da NBR 6118 com θ igual a 30° , e do EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$, ilustrado na FIG.4.8. Na TAB. 4.1, pode-se verificar que o ACI 318 apresenta o maior valor de média, mediana, e mínimo para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} , sendo, portanto, o critério mais conservativo e seguro. A classificação proposta por Collins, conforme TAB. 4.2 e FIG. 4.4, também demonstra este fato: todos os valores calculados pelo ACI se encontram, no mínimo, na faixa de segurança apropriada; porém com a NBR 6118 existem 12% dos valores na região de baixa segurança e com o EUROCODE 2 este percentual é igual a 2. O viés mais conservativo do ACI se torna mais evidente com o aumento da taxa ρ_w de armadura transversal como ilustra a FIG. 4.7a. Não foram conclusivas as análises da influência da resistência do concreto f_c , conforme demonstra a FIG. 4.7b.

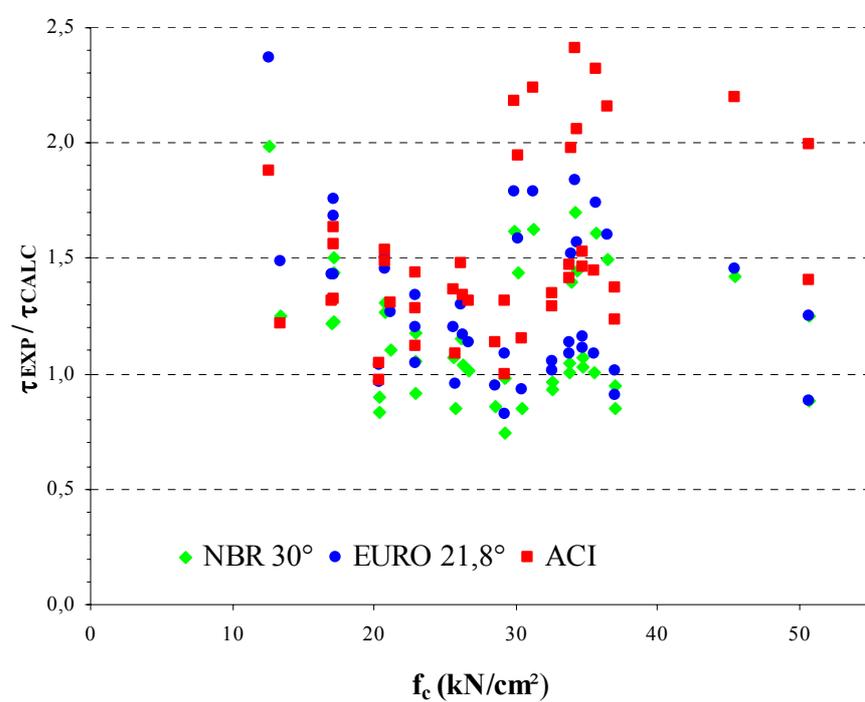
Com relação à variabilidade dos resultados, os critérios são equivalentes, com coeficientes de variação praticamente iguais, indicando precisão semelhante em relação às respectivas médias.

A NBR 6118 com $\theta = 30^\circ$ apresenta os resultados mais econômicos, com apenas 14% acima de 1,5, contra 28% e 32% para o EUROCODE 2, com $\theta = 21,8^\circ$, e o ACI 318, respectivamente.

O critério do EUROCODE 2 para $\theta = 21,8^\circ$ e da NBR 6118 com $\theta = 30^\circ$ são os que proporcionam melhores resultados em termos de segurança, precisão e economia. Este fato poder ser visualizado na FIG. 4.8 bem como pelo escore total obtido na escala de demérito: 48 pontos para o EUROCODE 2 e 53 pontos para a NBR 6118. O ACI 318 é penalizado por ter 58% dos seus resultados na região conservativa e 16% na faixa extremamente conservativos, totalizando 90 pontos no escore total da escala de demérito.



(a) Taxa de Armadura Transversal



(b) Resistência à Compressão do Concreto

FIGURA 4.7 – Análises Parciais da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} - Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto.

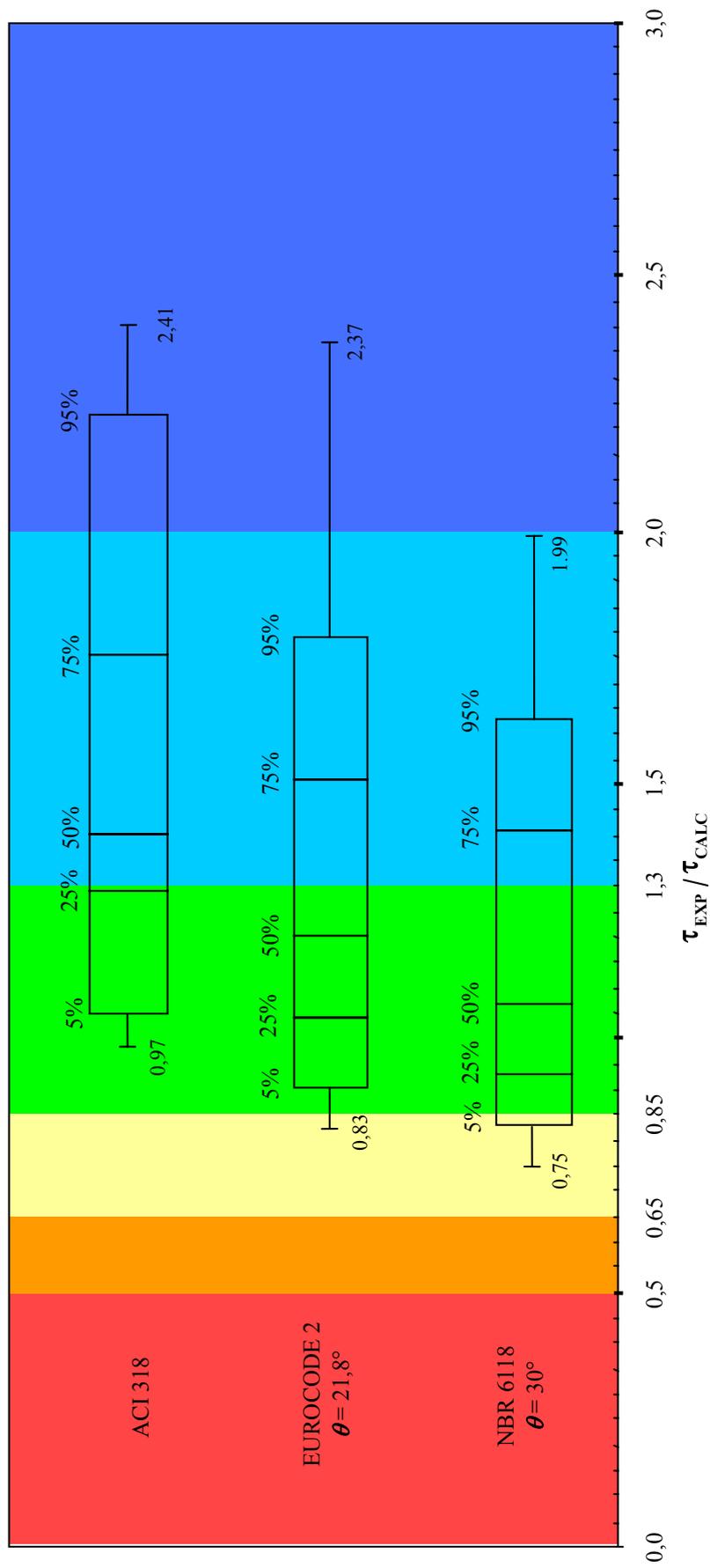


FIGURA 4.8 – Resumo dos Resultados Obtidos na Verificação dos Critérios de Cálculo do Cisalhamento nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto

4.1.2 – Ruptura por Tração Diagonal

4.1.2.1- Vigas sem Armadura Transversal

Como não existe armadura transversal nas vigas, a resistência ao esforço cortante, segundo os critérios da NBR 6118, se reduz à parcela τ_c resistida pelo concreto. Nesta situação, esta parcela τ_c é independente da inclinação da diagonal comprimida de concreto, θ . Assim sendo, apenas um único valor resistente foi calculado pela NBR 6118. O EUROCODE 2 possui uma formulação própria para elementos sem armadura transversal que também é independente do ângulo θ . Portanto também pelo EUROCODE 2 apenas um único valor foi obtido. Estes critérios, bem como o do ACI 318, foram apresentados no capítulo 2.

Na tabela TAB. 4.7 são apresentados os resultados da análise estatística para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} das vigas sem armadura transversal com ruptura por tração diagonal. Fazem parte desta tabela a média, a mediana, o desvio padrão **DP**, o coeficiente de variação **CV**, os valores mínimos e máximos encontrados na amostra, bem como as medidas propostas por Collins calculadas a partir dos dados abaixo ou acima da mediana.

Independentemente da norma utilizada, uma primeira análise dos resultados mostra uma grande proximidade entre os valores das médias e medianas, indicando uma tendência das amostras para a distribuição normal. Entretanto, a metodologia sugerida por Collins proporciona uma correlação melhor entre os valores extremos calculados (1% e 99%) em relação aos valores reais obtidos.

A TAB. 4.8 e a FIG. 4.9 apresentam os valores correspondentes à escala de demérito, proposta por Collins, bem como os escores obtidos em cada uma das diferentes normas em estudo. Análises parciais considerando altura útil, resistência à compressão do concreto e taxa de amadura longitudinal das vigas foram realizadas neste caso. As medidas estatísticas e a avaliação através da escala de demérito foram obtidas e os resultados se encontram nas TAB. 4.9 a 4.14.

TABELA 4.7 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.

Análise Global ($f_c \leq 50$ MPa) – 116 Vigas			
<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
<i>Média</i>	0,953	0,949	1,278
<i>Mediana</i>	0,948	0,914	1,258
<i>DP</i>	0,310	0,202	0,395
<i>DP_{50%ABAIXO}</i>	0,267	0,110	0,340
<i>DP_{50%ACIMA}</i>	0,348	0,268	0,444
<i>CV</i>	32,552	21,297	30,880
<i>CV_{50%ABAIXO}</i>	28,196	12,073	27,041
<i>CV_{50%ACIMA}</i>	36,687	29,357	35,267
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>LI_{COLLINS}</i>	0,333	0,660	0,476
<i>LI_{USUAL}</i>	0,239	0,484	0,370
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
<i>LS_{COLLINS}</i>	1,748	1,532	2,278
<i>LS_{USUAL}</i>	1,666	1,414	2,186

TABELA 4.8 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Score</i>			
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	4	0	0
<i>Perigosa</i>	0,50 --0,65	5	10	0	3
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 --0,85	2	22	28	12
<i>Segurança ideal</i>	0,85 --1,30	0	54	68	41
<i>Conservativa</i>	1,30 --2	1	7	2	40
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	3	2	4
<i>Score Total</i>			147	62	87

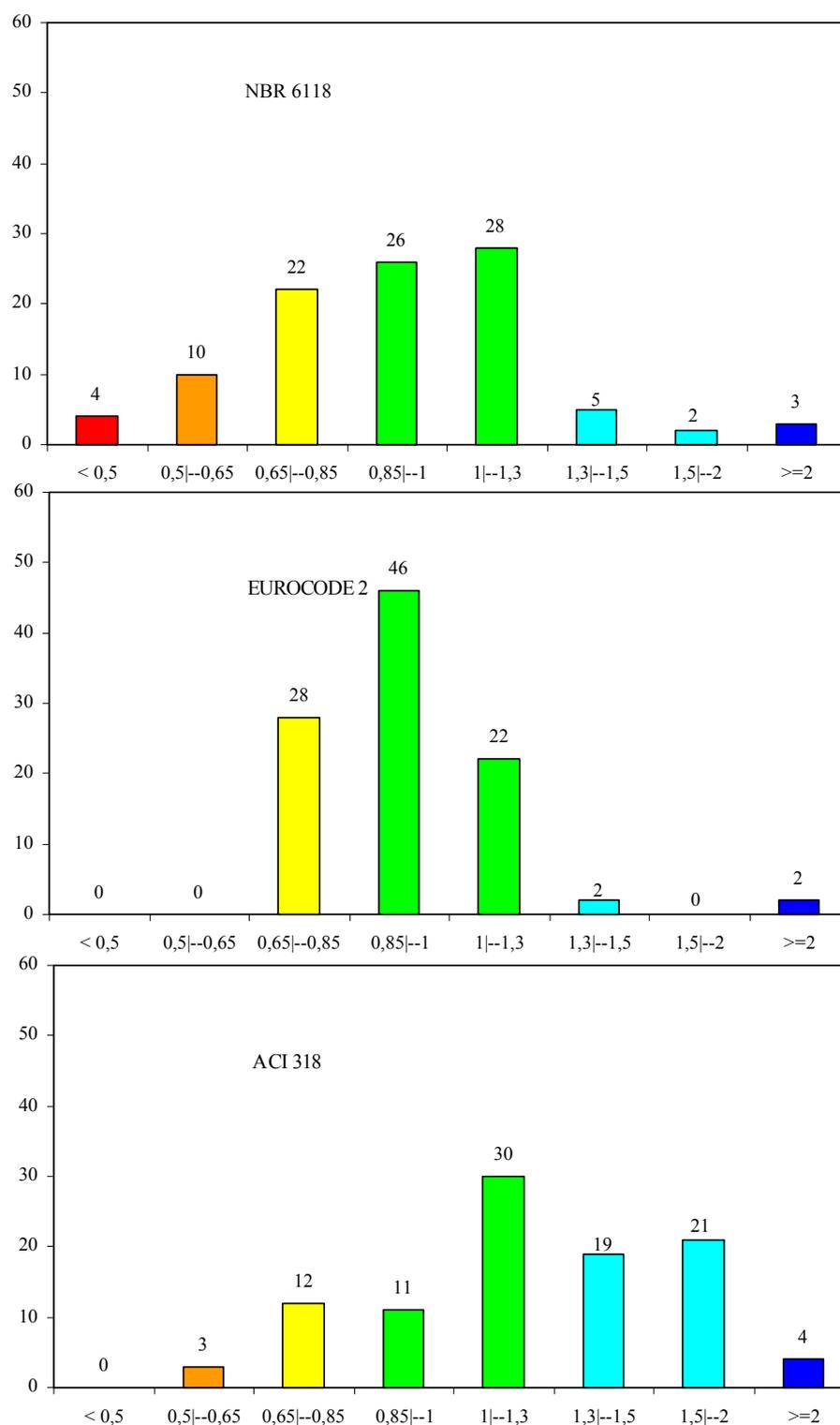


FIGURA 4.9 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.

TABELA 4.9 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal
Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 116 Vigas			
<i>Média</i>	0,953	0,949	1,278
<i>Mediana</i>	0,948	0,914	1,258
<i>DP</i>	0,310	0,202	0,395
<i>CV</i>	32,552	21,297	30,880
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$d \leq 60$ cm – 99 Vigas			
<i>Média</i>	1,012	0,964	1,356
<i>Mediana</i>	0,983	0,929	1,328
<i>DP</i>	0,293	0,214	0,370
<i>CV</i>	28,981	22,146	27,328
<i>Mínimo</i>	0,450	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$d > 60$ – 17 Vigas			
<i>Média</i>	0,609	0,863	0,828
<i>Mediana</i>	0,584	0,875	0,811
<i>DP</i>	0,134	0,073	0,163
<i>CV</i>	21,959	8,490	19,731
<i>Mínimo</i>	0,433	0,729	0,628
<i>Máximo</i>	0,853	1,027	1,116

TABELA 4.10 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			<i>$d < 60$ cm</i>			<i>$d > 60$ cm</i>		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Score</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	1	0	0	24	0	0
<i>Perigosa</i>	0,50 –0,65	5	6	0	1	35	0	18
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 –0,85	2	19	26	5	35	35	47
<i>Segurança ideal</i>	0,85 –1,00	0	29	45	11	6	59	12
	1,00 –1,30		34	25	31	0	6	23
<i>Conservativa</i>	1,30 –1,50	1	6	2	22	0	0	0
	1,50 –2,00		2	0	24	0	0	0
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	3	2	5	0	0	0
<i>Score Total</i>			92	58	71	485	70	184

TABELA 4.11 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal
Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 116 Vigas			
<i>Média</i>	0,953	0,949	1,278
<i>Mediana</i>	0,948	0,914	1,258
<i>DP</i>	0,310	0,202	0,395
<i>CV</i>	32,552	21,297	30,880
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$f_c \leq 30$ MPa - 52 Vigas			
<i>Média</i>	1,081	1,033	1,384
<i>Mediana</i>	0,998	0,968	1,271
<i>DP</i>	0,346	0,255	0,439
<i>CV</i>	32,007	24,728	31,702
<i>Mínimo</i>	0,535	0,680	0,705
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$30 < f_c \leq 50$ MPa – 64 Vigas			
<i>Média</i>	0,848	0,881	1,193
<i>Mediana</i>	0,867	0,883	1,220
<i>DP</i>	0,232	0,106	0,334
<i>CV</i>	27,401	12,051	28,048
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	1,342	1,155	1,839

TABELA 4.12 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			<i>$f_c \leq 30$ MPa</i>			<i>$30 < f_c \leq 50$ MPa</i>		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Score</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	0	0	0	8	0	0
<i>Perigosa</i>	0,50 –0,65	5	6	0	0	14	0	6
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 –0,85	2	15	13	8	26	39	14
<i>Segurança ideal</i>	0,85 –1,00	0	29	44	9	23	48	12
	1,00 –1,30		31	35	35	27	13	27
<i>Conservativa</i>	1,30 –1,50	1	10	4	15	2	0	22
	1,50 –2,00		3	0	23	0	0	19
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	6	4	10	0	0	0
<i>Score Total</i>			85	38	74	204	78	99

TABELA 4.13 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal
Influência da Taxa de Armadura Longitudinal $\rho_l - f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 116 Vigas			
<i>Média</i>	0,953	0,949	1,278
<i>Mediana</i>	0,948	0,914	1,258
<i>DP</i>	0,310	0,202	0,395
<i>CV</i>	32,552	21,297	30,880
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$\rho_l \leq 2\%$ - 82 Vigas			
<i>Média</i>	0,882	0,944	1,191
<i>Mediana</i>	0,870	0,897	1,159
<i>DP</i>	0,293	0,226	0,385
<i>CV</i>	33,204	23,977	32,330
<i>Mínimo</i>	0,433	0,671	0,615
<i>Máximo</i>	2,087	2,098	2,647
$\rho_l > 2\%$ - 34 Vigas			
<i>Média</i>	1,122	0,961	1,490
<i>Mediana</i>	1,061	0,920	1,448
<i>DP</i>	0,287	0,128	0,338
<i>CV</i>	25,617	13,312	22,660
<i>Mínimo</i>	0,729	0,779	0,982
<i>Máximo</i>	2,014	1,351	2,361

TABELA 4.14 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal $\rho_l - f_c \leq 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			$\rho_l \leq 2\%$			$\rho_l > 2\%$		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP}/τ_{CALC}	<i>Score</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	6	0	0	0	0	0
<i>Perigosa</i>	0,50 --0,65	5	15	0	5	0	0	0
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 --0,85	2	24	34	16	15	12	0
<i>Segurança ideal</i>	0,85 --1,00	0	27	39	15	24	65	3
	1,00 --1,30		24	23	30	38	20	29
<i>Conservativa</i>	1,30 --1,50	1	1	1	16	14	3	27
	1,50 --2,00		0	0	16	6	0	32
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	3	3	2	3	0	9
<i>Score Total</i>			190	75	93	56	27	77

NBR 6118 (2003)

Os resultados para a amostra global revelam um viés não conservativo da norma brasileira com valores da média e da mediana menores que 1. A avaliação da segurança indica 22% de valores na faixa de baixa segurança, 10% na região perigosa e ainda 4% na região classificada como extremamente perigosa. Estes resultados caracterizam a norma como insatisfatória em termos de segurança. Por outro lado, do ponto de vista de economia, o critério da NBR 6118 apresenta apenas 3% de resultados extremamente conservativos.

Apesar de apenas 15% da amostra global ser composta de vigas com altura útil d acima de 60 cm, os resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para este caso se destoam dos demais, com a NBR 6118 proporcionando valores ainda menos conservativos e ainda mais inseguros. A média e mediana são significativamente menores que a unidade, com 94% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} menores que 0,85. Por outro lado, valores mais conservativos e seguros para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} foram obtidos para vigas com altura útil d menor que 60 cm. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas com d maior que 60 cm foi mais de cinco vezes maior que o valor encontrado para vigas com d menor que 60 cm: 485 contra 92. Estes resultados sugerem uma significativa influência do efeito de escala, não levado em consideração pelos critérios de dimensionamento da norma brasileira.

Níveis mais elevados de resistência à compressão f_c do concreto proporcionam também valores ainda menos conservativos para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} . Assim não se pode considerar que a NBR 6118 possui segurança satisfatória dentro do intervalo proposto pela mesma, visto que para valores de f_c entre 30 e 50 MPa, 26% dos resultados estão na faixa de baixa segurança, 14% na região classificada como perigosa e 8% na região extremamente perigosa. Para vigas fabricadas com concreto tendo resistência à compressão menor ou igual a 30 MPa, apesar dos resultados mais conservativos, ainda foram observados 15% de resultados na região de baixa segurança e 6% na região perigosa. Entretanto, para estas vigas os critérios da norma brasileira geram resultados mais antieconômicos, com 6% dos valores extremamente conservativos. Na avaliação

da escala de demérito, o escore total da amostra contendo todas as vigas foi 147 contra 204 para vigas com f_c entre 30 e 50 MPa e contra 85 para vigas com f_c igual ou menor que 30 MPa.

Resultados mais conservativos, seguros e com economia similar foram verificados quando se analisou vigas com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%. Neste caso, a média e mediana da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que a unidade, estando 62% deles na faixa de segurança ideal, 20% na faixa conservativa e 3% na região extremamente conservativa. Portanto, todos os valores classificados nas faixas perigosa e extremamente perigosa da amostra global correspondem a vigas com ρ_l abaixo de 2%. Este resultado indica uma forte correlação da tensão resistida pelos mecanismos complementares à treliça, τ_c , com o aumento da taxa de armadura longitudinal ρ_l existente na viga. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas com ρ_l abaixo de 2% foi 190 contra 56 para vigas com ρ_l acima de 2%. Estas últimas foram penalizadas pelos 15% de resultados na faixa de baixa segurança.

Portanto, os resultados apresentados pela NBR 6118 não podem ser classificados como conservativos e seguros. Apesar de 64% dos casos se encontrarem distribuídos entre as faixas de segurança ideal, conservativa e extremamente conservativa, o critério apresentou elevado percentual de resultados (36%) da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85, dos quais 10% são menores que 0,65 e 4% menores que 0,5. Melhores correlações foram encontradas para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão f_c menor ou igual a 30 MPa, com altura útil d abaixo de 60 cm e com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%.

EUROCODE 2 (2003)

Na análise global, o critério do EUROCODE 2 é ligeiramente não conservativo e inseguro. A média e mediana dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são menores que a unidade e um percentual elevado de casos (28%) se encontra na faixa de baixa segurança. Por outro lado, pode ser considerado um critério muito adequado em termos

de economia, com apenas 2% de resultados em cada uma das regiões classificadas como conservativa e extremamente conservativa.

O estudo da influência da altura útil d das vigas revela que as vigas com d acima de 60 cm apresentaram a média e a mediana significativamente menores que 1. A existência de um maior percentual de resultados (35%) na faixa de baixa segurança indica que o critério do EUROCODE 2 neste caso é ainda menos seguro. Este fato sugere que a influência do efeito de escala é maior do que o considerado pelos critérios de dimensionamento do EUROCODE 2.

Para níveis mais elevados de resistência à compressão f_c do concreto, o critério do EUROCODE proporciona valores menos conservativos e mais inseguros. As análises parciais indicam valores médios da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} iguais a 1,03 e 0,88 respectivamente no caso de vigas com f_c menor ou igual a 30 MPa e maior que 30 MPa. Em termos de segurança, a porcentagem de vigas na região de baixa segurança passou de 13% ($f_c \leq 30$ MPa) para 39% ($f_c > 30$ MPa). Por outro lado, observa-se uma maior economia: nenhum valor conservativo ou extremamente conservativo foi encontrado quando as vigas foram fabricadas com concreto tendo $f_c > 30$ MPa. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas feitas com concreto tendo $f_c > 30$ MPa foi praticamente o dobro do encontrado para vigas com $f_c \leq 30$ MPa: 78 contra 38.

Resultados mais seguros, precisos e um pouco mais econômicos foram verificados quando se analisou as vigas com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%. Neste caso, a porcentagem de resultados na faixa de baixa segurança foi expressivamente menor: 12% contra 28% para amostra global e 34% para vigas com ρ_l abaixo de 2%. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas tendo ρ_l abaixo de 2% praticamente triplicou em relação a vigas com ρ_l acima de 2%: 75 contra 27.

Portanto, os resultados apresentados pelo EUROCODE são precisos, mas preocupantes quanto à segurança com 28% dos casos na faixa de baixa segurança. Entretanto são economicamente viáveis com apenas 2% de resultados em cada uma das regiões classificadas como conservativa e extremamente conservativa. Também para esta

norma, melhores correlações foram encontradas para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão f_c menor ou igual a 30 MPa, com altura útil d abaixo de 60 cm e com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%.

ACI 318 (2005)

Os resultados encontrados com os critérios do ACI 318 para a amostra global mostram um viés conservativo com valores da média e da mediana maiores que a unidade. A avaliação da segurança indica 12% de valores na faixa de baixa segurança e apenas 3% na região classificada como perigosa. Do ponto de vista de economia, o critério do ACI 318 é bastante satisfatório com apenas 4% de resultados extremamente conservativos.

O critério de dimensionamento do ACI 318 proporciona valores menos conservativos e principalmente mais inseguros no caso de vigas com altura útil d acima de 60 cm. A média e mediana são significativamente menores que a unidade e 65% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} são menores que 0,85. Por outro lado, valores bem conservativos e seguros para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} foram obtidos para vigas com altura útil d menor que 60 cm. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas com d maior que 60 cm foi mais que o dobro do encontrado para vigas com d menor que 60 cm: 184 contra 71. Este resultado sugere a influência do efeito de escala não levado em consideração, também pelo ACI em seus critérios de dimensionamento.

Valores um pouco menos conservativos e seguros foram obtidos com o aumento da resistência à compressão f_c do concreto. A porcentagem de vigas na região de baixa segurança passou de 8% ($f_c \leq 30$ MPa) para 14%, sem contar o acréscimo de 6% de resultados classificados como perigosos, no caso das vigas com $f_c > 30$ MPa. Por outro lado, observa-se uma maior economia: nenhum valor foi encontrado na faixa extremamente conservativa para vigas fabricadas com concreto tendo $f_c > 30$ MPa. Na avaliação da escala de demérito, o escore total das vigas fabricadas com concreto tendo $f_c > 30$ MPa foi 25% maior do que o encontrado para vigas com $f_c \leq 30$ MPa: 99 contra 74.

Resultados mais seguros, porém mais antieconômicos foram verificados quando se analisou as vigas com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%. Neste caso, nenhum valor foi encontrado abaixo da faixa de segurança ideal, contra os 21% no caso de vigas com ρ_l menor que 2%.

Portanto, os resultados apresentados pelo ACI 318 podem ser classificados como conservativos e seguros, pois 85% dos valores estão distribuídos na faixa de segurança ideal ou acima dela, e economicamente viáveis, com 4% dos resultados sendo extremamente conservativos. Também no caso desta norma, melhores correlações foram encontradas para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão f_c menor ou igual a 30 MPa, com altura útil d abaixo de 60 cm e com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%.

Comparativo entre as Normas

Da TAB.4.7, pode-se verificar que o ACI 318 apresenta os maiores valores de média, de mediana, e de máximo para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} , sendo, portanto, o critério mais conservativo. Por outro lado, o EUROCODE 2 proporciona melhores resultados em termos de precisão e economia: seu coeficiente de variação é significativamente menor e foram encontrados apenas 2% de resultados em cada uma das regiões classificadas como conservativa e extremamente conservativa. Apesar de apresentar valores de média e mediana similares aos do EUROCODE 2, o critério da NBR 6118 proporciona coeficientes de variação aproximadamente 50% maiores, gerando um valor mínimo na faixa extremamente perigosa, enquanto o mínimo encontrado com o EUROCODE está na faixa de baixa segurança.

Com relação à segurança, a NBR 6118 também apresentou o pior desempenho entre as normas em estudo. O escore total de 147 pontos de demérito é basicamente atribuído aos elevados percentuais de casos encontrados nas faixas de baixa segurança, perigosa e extremamente perigosa, que somam 134 destes pontos. Uma análise criteriosa precisa

ser feita na comparação entre os critérios do EUROCODE e ACI. Enquanto o ACI 318 proporcionou 15% de valores nas faixas de classificação perigosa e de baixa segurança, o EUROCODE 2, apesar de não ter nenhum resultado na região perigosa, produziu um percentual elevado de valores (28%) na faixa de baixa segurança. Na avaliação da escala de demérito, a soma dos escores das regiões de baixa segurança e perigosa do EUROCODE totalizou 56, contra 39 do ACI 318. Estes valores sugerem um desempenho inferior do EUROCODE em relação ao ACI em termos de segurança, apesar da inexistência de valores na faixa de classificação perigosa.

Estes resultados podem ser visualizados na FIG. 4.9, bem como pelo escore total obtido na escala de demérito da TAB. 4.8: 62 pontos para o EUROCODE 2, 87 para o ACI e 147 para a NBR 6118. Portanto, os resultados indicam que o EUROCODE 2 é o critério mais preciso e econômico; porém o ACI 318 é o mais conservativo e seguro. A parcela resistente atribuída aos mecanismos complementares à treliça está claramente superdimensionada na norma brasileira, o que atribui a ela, neste caso, o pior desempenho entre as normas analisadas.

Independentemente da norma utilizada, melhores correlações para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} foram encontradas para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão f_c menor ou igual a 30 MPa, com altura útil d abaixo de 60 cm e com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%. Em todos os critérios estudados houve uma significativa diferença nos resultados quando foram analisadas em separado as vigas com d acima de 60 cm ou ρ_l menor que 2%. Isto sugere influência do efeito da escala e da taxa de armadura longitudinal, que não são consideradas nos critérios de dimensionamento da NBR 6118 e do ACI 318.

As FIGS. 4.11, 4.12 e 4.13 ilustram essas análises comparativas parciais e ainda permitem evidenciar mais uma vez os resultados mais precisos do EUROCODE 2, mais conservativos do ACI 318 e mais inseguros da NBR 6118.

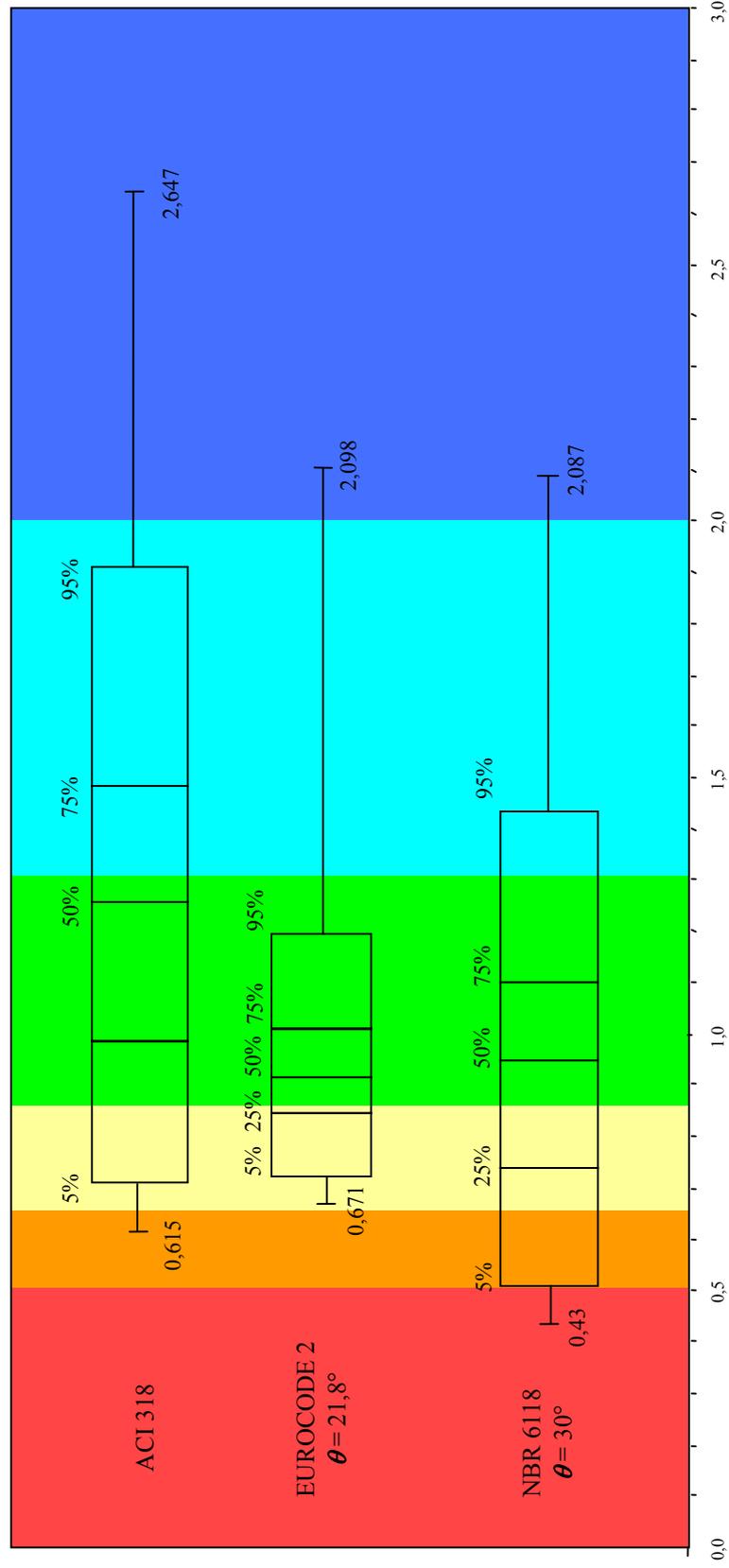


FIGURA 4.10 – Resumo dos Resultados obtidos na Verificação dos Critérios de Cálculo para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.

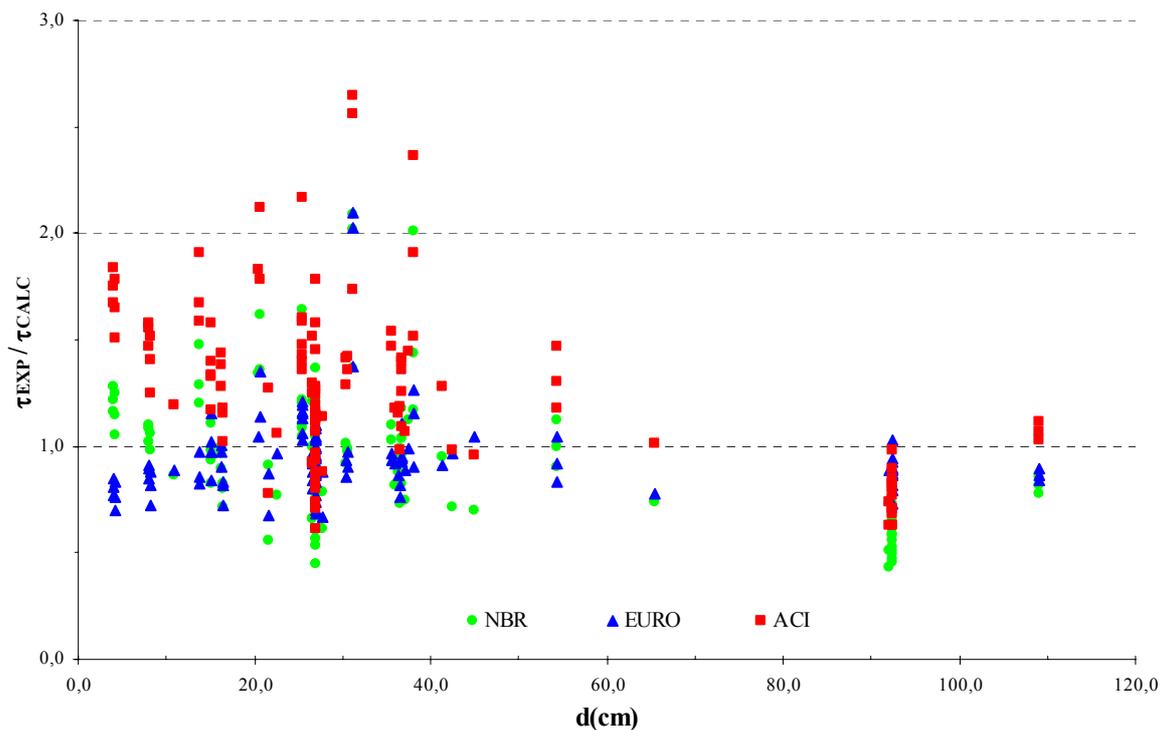


FIGURA 4.11 – Análise Parcial – Influência da Altura Útil d da Viga - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa

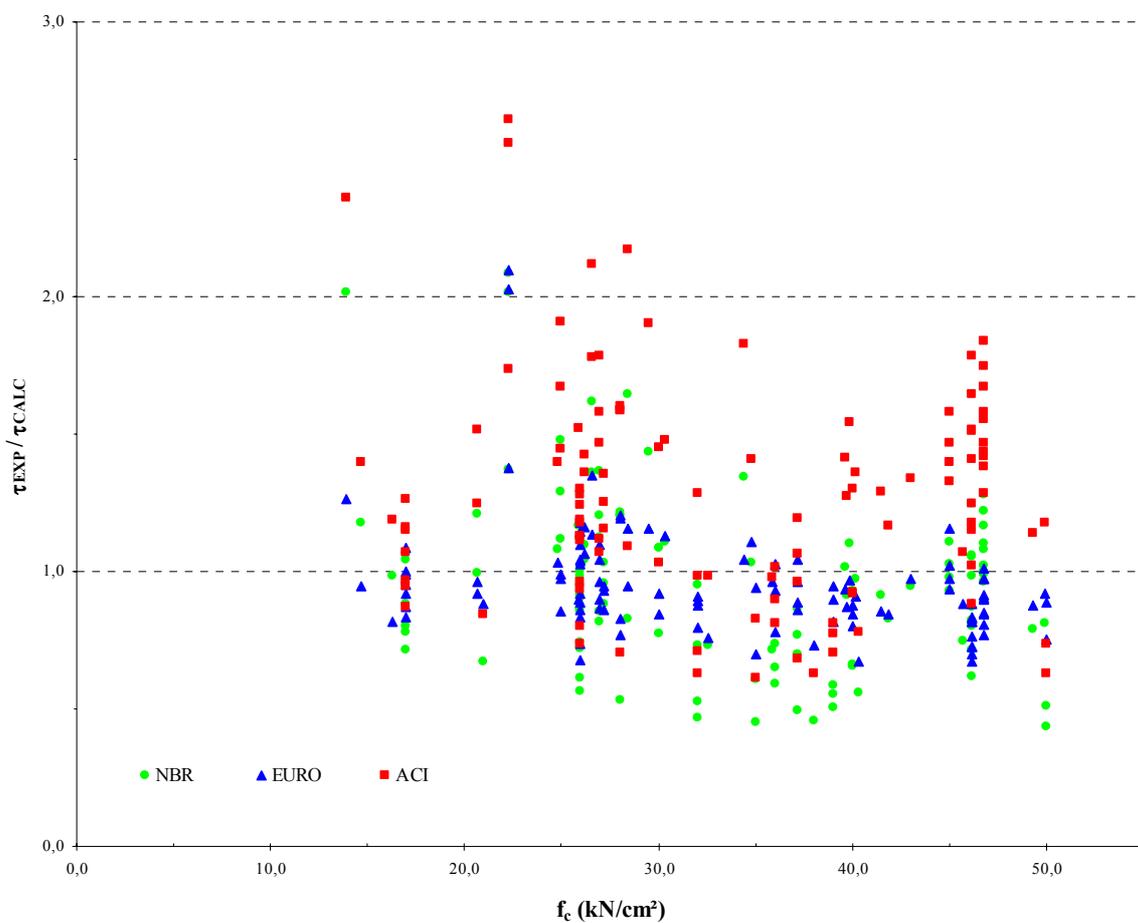


FIGURA 4.12 – Análise Parcial – Influência da Resistência à Compressão do Concreto Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa

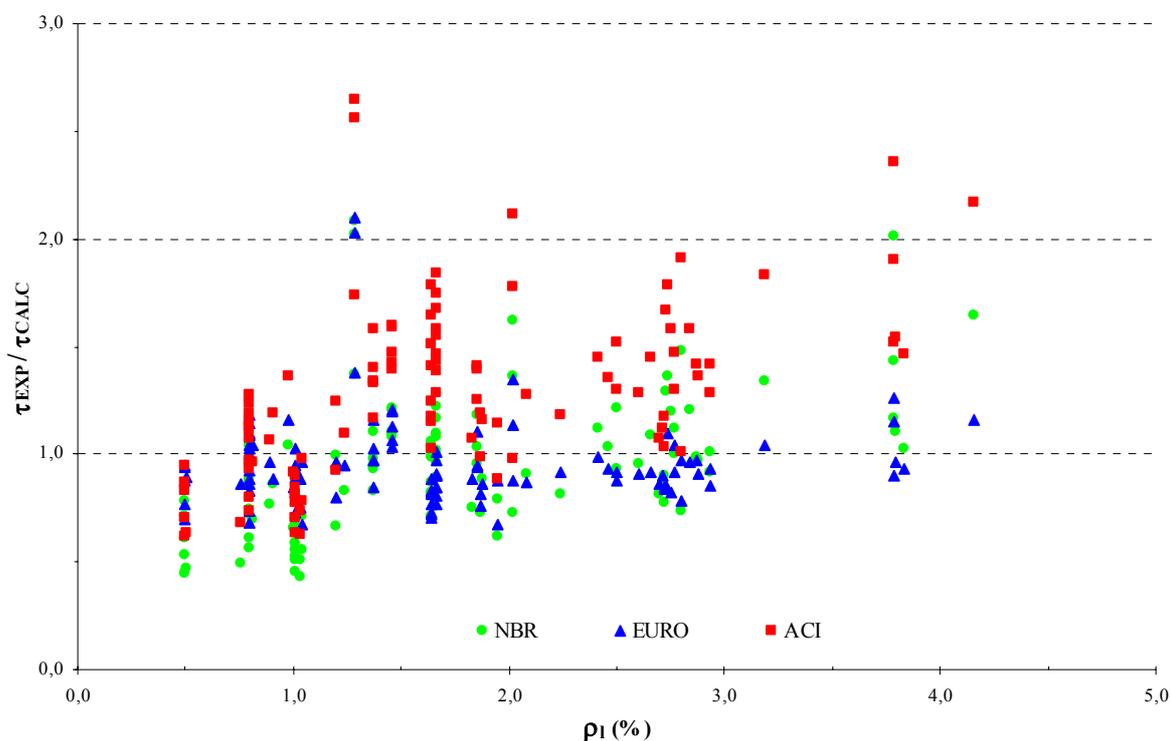


FIGURA 4.13 – Análise Parcial – Influência da Taxa ρ_l de Armadura Longitudinal Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c \leq 50$ MPa

4.1.2.2- Vigas com Armadura Transversal

Os critérios da NBR 6118 (2003) para as vigas com armadura transversal preconizam que o esforço cortante relativo à ruptura por tração diagonal é resistido pelo conjunto formado por esta armadura e pelos mecanismos complementares à treliça. Sendo assim, o dimensionamento é influenciado pela inclinação da biela θ utilizada, que é prescrita entre 30 e 45°. Portanto, a análise é realizada para estes extremos, de forma a verificar este intervalo e, também, para 21,8°, que é o valor mínimo de θ proposto pelo EUROCODE 2 (2003).

A tabela 4.15 apresenta os resultados da análise estatística dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para as vigas com armadura transversal e ruptura por tração diagonal. Fazem parte desta tabela a média, a mediana, o desvio padrão DP , o coeficiente de variação CV , os valores mínimos e máximos encontrados na amostra, bem como as

medidas propostas por Collins calculadas a partir dos dados abaixo ou acima da mediana.

Em uma primeira análise, observa-se que, todos os critérios apresentam resultados conservativos, com valores de média e de mediana diferentes entre si e maiores que 1. Esta diferença indica uma assimetria das distribuições em relação às médias mantendo, porém, uma tendência à distribuição normal. Também se visualiza um comportamento diferenciado do EUROCODE 2 em relação a NBR 6118 e ao ACI 318: mediana menor que a média e valores de coeficientes de variação sistematicamente maiores.

A metodologia sugerida por Collins proporciona, no geral, uma melhor correlação entre os valores mínimos calculados em relação aos valores reais obtidos, quando comparada ao procedimento usual, que utiliza os valores da média e do coeficiente de variação da amostra global. Portanto, essa metodologia parece ser mais apropriada para as análises de confiabilidade.

Os valores correspondentes à escala de demérito, bem como os escores totais obtidos por cada uma das diferentes normas em estudo podem ser vistos na TAB. 4.16. As FIGS. 4.14 e 4.15 apresentam graficamente estes resultados. Análises parciais foram realizadas para verificar a influência da altura útil d das vigas, da resistência à compressão do concreto f_c , e das taxas de armadura longitudinal, $\rho_l (=A_{sl}/b_w d)$ e de armadura transversal $\rho_w (=A_{sw}/b_w s)$. A avaliação da escala de demérito para cada análise parcial também foi realizada. Os resultados obtidos se encontram nas TABS. 4.17 a 4.24, que apresentam também, para efeito de comparação, os resultados globais.

TABELA 4.15 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Análise Global - 131 vigas</i>								
<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI 318</i>
	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
MÉDIA	1,328	1,429	1,150	0,986	3,658	2,112	1,463	1,496
MEDIANA	1,376	1,471	1,173	0,996	3,482	2,010	1,393	1,513
DP	0,361	0,403	0,303	0,257	1,253	0,723	0,501	0,377
DP_{50%ABAIXO}	0,418	0,456	0,337	0,275	1,011	0,584	0,404	0,415
DP_{50%ACIMA}	0,300	0,348	0,267	0,237	1,476	0,852	0,590	0,336
CV	27,171	28,228	26,371	26,021	34,242	34,242	34,242	25,209
CV_{50%ABAIXO}	30,418	31,009	28,767	27,645	29,041	29,041	29,041	27,398
CV_{50%ACIMA}	21,805	23,631	22,733	23,805	42,403	42,403	42,403	22,232
Mínimo	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
LI_{COLLINS}	0,413	0,422	0,397	0,363	1,156	0,667	0,462	0,560
LI_{USUAL}	0,498	0,501	0,452	0,396	0,777	0,449	0,311	0,629
Máximo	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
LS_{COLLINS}	2,066	2,271	1,786	1,541	6,877	3,971	2,751	2,287
LS_{USUAL}	2,159	2,357	1,847	1,577	6,540	3,776	2,616	2,364

TABELA 4.16 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Classificação</i>	τ_{EXP}/τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>Porcentagem das Vigas</i>							<i>ACI 318</i>
			<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			
			<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	1	0	2	7	0	0	1	0
<i>Perigosa</i>	0,50 –0,65	5	6	7	6	4	0	0	2	2
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 –0,85	2	5	5	6	14	0	2	5	6
<i>Segurança ideal</i>	0,85 –1,30	0	32	22	50	65	1	7	32	15
<i>Conservativa</i>	1,30 –2,00	1	53	60	36	10	7	39	45	73
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	3	6	0	0	92	52	15	4
<i>Escore Total</i>			109	117	98	128	191	147	105	103

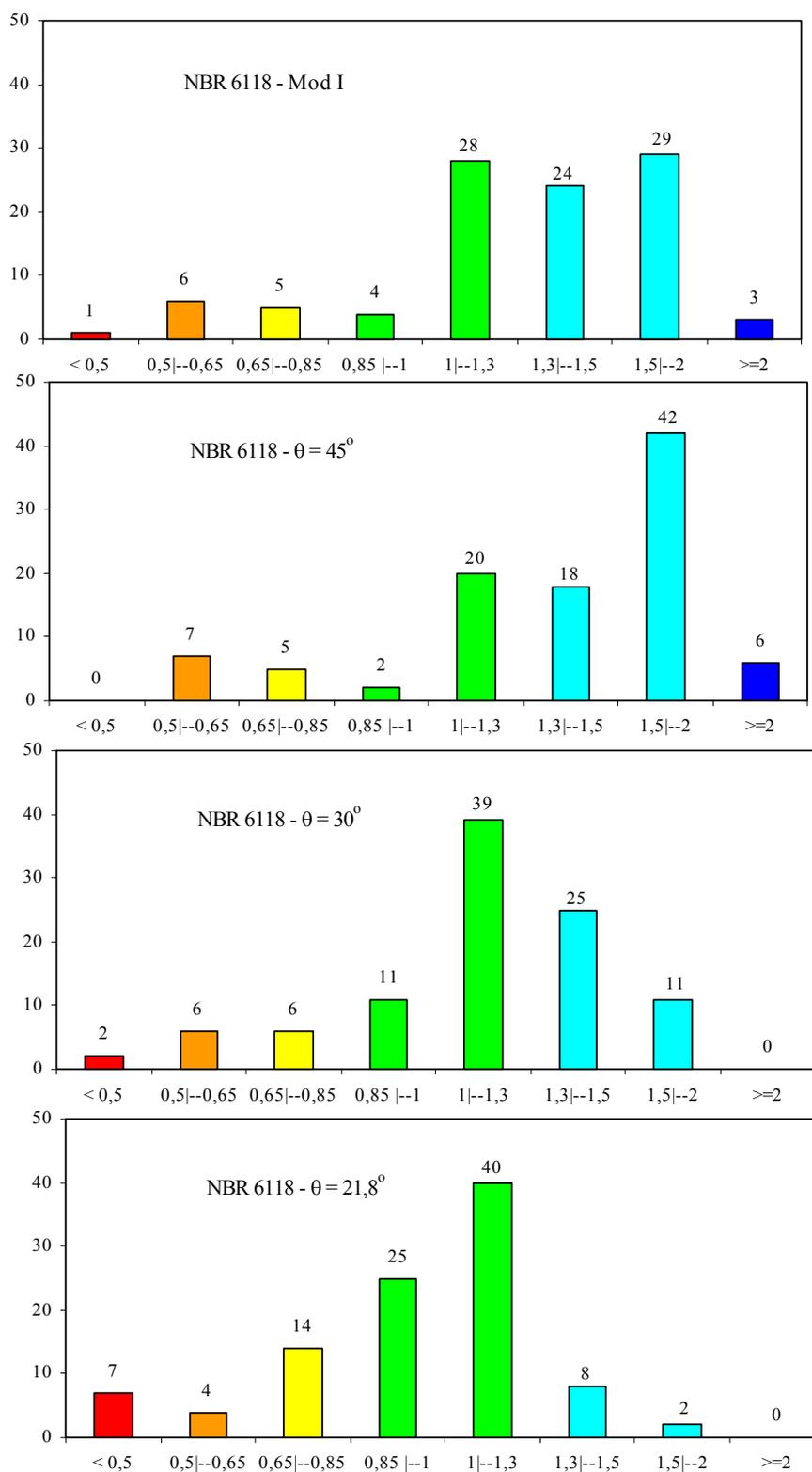


FIGURA 4.14 – NBR 6118 - Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.

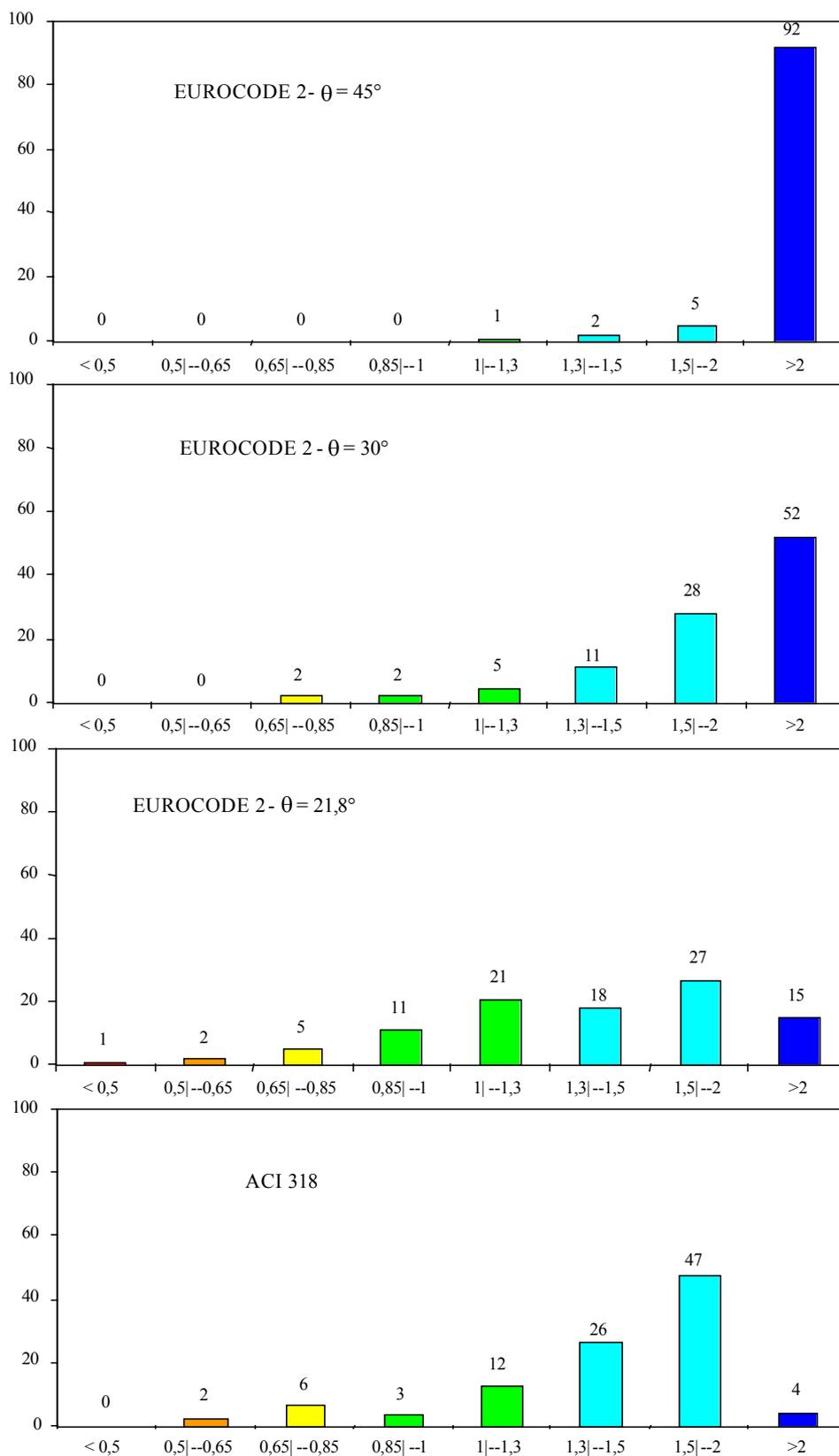


FIGURA 4.15 – EUROCODE 2 e ACI 318 - Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c \leq 50$ MPa.

TABELA 4.17 –Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal
Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI 318</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (131 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,328	1,429	1,150	0,986	3,658	2,112	1,463	1,496
<i>Mediana</i>	1,376	1,471	1,173	0,996	3,482	2,010	1,393	1,513
<i>DP</i>	0,361	0,403	0,303	0,257	1,253	0,723	0,501	0,377
<i>CV</i>	27,171	28,228	26,371	26,021	34,242	34,242	34,242	25,209
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$d \leq 60$ cm - 120 vigas</i>								
<i>Média</i>	1,386	1,493	1,196	1,024	3,719	2,147	1,488	1,555
<i>Mediana</i>	1,395	1,518	1,187	1,035	3,565	2,058	1,426	1,564
<i>DP</i>	0,315	0,354	0,266	0,228	1,222	0,706	0,489	0,328
<i>CV</i>	22,731	23,700	22,233	22,243	32,859	32,859	32,859	21,098
<i>Mínimo</i>	0,565	0,581	0,485	0,402	1,174	0,678	0,470	0,633
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$d > 60$ - 11 Vigas</i>								
<i>Média</i>	0,706	0,736	0,642	0,578	2,997	1,730	1,199	0,857
<i>Mediana</i>	0,591	0,627	0,535	0,486	2,773	1,601	1,109	0,706
<i>DP</i>	0,219	0,225	0,209	0,196	1,450	0,837	0,580	0,279
<i>CV</i>	31,086	30,484	32,517	34,000	48,397	48,397	48,397	32,562
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,343	0,775	0,537	0,550
<i>Máximo</i>	1,099	1,134	1,022	0,939	5,828	3,365	2,331	1,373

TABELA 4.18 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Norma</i>	<i>d</i> (<i>cm</i>)	< 0,50	0,50 ---0,65	0,65 ---0,85	0,85 ---1,30	1,30 ---2,00	≥ 2,00	<i>Score Total</i>
<i>NBR 6118</i> <i>Mod I</i>	≤ 60	0	2	4	32	59	3	83
	> 60	9	55	9	27	0	0	383
<i>NBR 6118</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 60	0	2	4	21	66	7	98
	> 60	0	64	9	27	0	0	338
<i>NBR 6118</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 60	1	2	5	53	39	0	69
	> 60	18	46	18	18	0	0	446
<i>NBR 6118</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 60	2	3	15	69	11	0	76
	> 60	55	18	9	18	0	0	658
<i>EUROCODE</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 60	0	0	0	1	4	95	194
	> 60	0	0	0	0	36	64	164
<i>EUROCODE</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 60	0	0	2	5	39	54	151
	> 60	0	0	9	27	37	27	109
<i>EUROCODE</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 60	1	2	3	32	46	16	104
	> 60	0	9	28	27	27	9	146
<i>ACI 318</i>	≤ 60	0	1	2	14	78	5	97
	> 60	0	9	55	18	18	0	173

TABELA 4.19 –Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal
Influência da Resistência à Compressão f_c do Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>			<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI 318</i>	
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
<i>Global (131 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,328	1,429	1,150	0,986	3,658	2,112	1,463	1,496
<i>Mediana</i>	1,376	1,471	1,173	0,996	3,482	2,010	1,393	1,513
<i>DP</i>	0,361	0,403	0,303	0,257	1,253	0,723	0,501	0,377
<i>CV</i>	27,171	28,228	26,371	26,021	34,242	34,242	34,242	25,209
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$f_c \leq 30$ MPa - 43 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,523	1,659	1,309	1,113	3,658	2,155	1,493	1,648
<i>Mediana</i>	1,559	1,673	1,351	1,113	3,482	2,083	1,443	1,694
<i>DP</i>	0,286	0,328	0,239	0,204	1,253	0,689	0,477	0,296
<i>CV</i>	18,763	19,741	18,230	18,360	34,242	31,961	31,961	17,960
<i>Mínimo</i>	0,770	0,811	0,701	0,628	1,174	1,047	0,725	0,873
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,558	6,915	3,858	2,673	2,350
<i>$30 < f_c \leq 50$ MPa - 88 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,233	1,317	1,072	0,924	3,623	2,092	1,449	1,422
<i>Mediana</i>	1,280	1,371	1,078	0,929	3,463	1,999	1,385	1,458
<i>DP</i>	0,357	0,390	0,302	0,258	1,286	0,743	0,514	0,391
<i>CV</i>	28,935	29,648	28,161	27,892	35,504	35,504	35,504	27,532
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	2,098	2,214	1,856	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485

TABELA 4.20 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão do Concreto ($f_c \leq 50$ MPa).

<i>Norma</i>	f_c (MPa)	< 0,50	0,50 –0,65	0,65 –0,85	0,85 –1,30	1,30 –2,00	≥ 2,00	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118</i> <i>Mod I</i>	≤ 30	0	0	2	21	70	7	88
	> 30	1	9	6	38	45	1	114
<i>NBR 6118</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 30	0	0	2	9	77	12	105
	> 30	0	10	6	28	53	3	121
<i>NBR 6118</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 30	0	0	2	40	58	0	62
	> 30	3	9	8	55	25	0	116
<i>NBR 6118</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 30	0	2	7	70	21	0	45
	> 30	10	5	18	63	4	0	165
<i>EUROCODE</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 30	0	0	0	0	5	95	195
	> 30	0	0	0	1	8	91	190
<i>EUROCODE</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 30	0	0	0	7	37	56	149
	> 30	0	0	3	7	40	50	146
<i>EUROCODE</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 30	0	0	5	35	44	16	86
	> 30	1	3	5	31	45	15	110
<i>ACI 318</i>	≤ 30	0	0	0	9	84	7	98
	> 30	0	2	9	18	67	4	103

TABELA 4.21 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal
Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI 318</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (131 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,328	1,429	1,150	0,986	3,658	2,112	1,463	1,496
<i>Mediana</i>	1,376	1,471	1,173	0,996	3,482	2,010	1,393	1,513
<i>DP</i>	0,361	0,403	0,303	0,257	1,253	0,723	0,501	0,377
<i>CV</i>	27,171	28,228	26,371	26,021	34,242	34,242	34,242	25,209
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$\rho_l \leq 2\%$ - 42 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,072	1,143	0,944	0,822	3,320	1,917	1,328	1,228
<i>Mediana</i>	1,107	1,180	0,930	0,785	3,120	1,801	1,248	1,222
<i>DP</i>	0,392	0,427	0,342	0,296	1,327	0,766	0,531	0,418
<i>CV</i>	36,520	37,374	36,198	35,996	39,974	39,974	39,974	34,058
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	1,925	2,116	1,698	1,462	6,682	3,858	2,673	1,982
<i>$\rho_l > 2\%$ - 68 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,461	1,570	1,266	1,087	4,060	2,344	1,624	1,652
<i>Mediana</i>	1,441	1,561	1,251	1,074	3,881	2,241	1,552	1,669
<i>DP</i>	0,301	0,348	0,241	0,197	1,144	0,660	0,457	0,292
<i>CV</i>	20,591	22,180	19,018	18,091	28,167	28,167	28,167	17,693
<i>Mínimo</i>	0,800	0,824	0,745	0,687	2,143	1,237	0,857	1,004
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485

TABELA 4.22 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Norma</i>	ρ_l (%)	< 0,50	0,50 ---0,65	0,65 ---0,85	0,85 ---1,30	1,30 ---2,00	> 2,00	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118</i>	≤ 2	2	19	12	38	29	0	168
<i>Mod I</i>	> 2	0	0	1	29	64	6	78
<i>NBR 6118</i>	≤ 2	0	21	12	29	36	2	169
$\theta = 45^\circ$	> 2	0	0	2	22	66	10	90
<i>NBR 6118</i>	≤ 2	7	19	12	40	22	0	211
$\theta = 30^\circ$	> 2	0	0	4	49	47	0	55
<i>NBR 6118</i>	≤ 2	21	12	19	43	5	0	313
$\theta = 21,8^\circ$	> 2	0	0	9	76	15	0	33
<i>EUROCODE</i>	≤ 2	0	0	0	2	15	83	181
$\theta = 45^\circ$	> 2	0	0	0	0	0	100	200
<i>EUROCODE</i>	≤ 2	0	0	7	12	41	40	135
$\theta = 30^\circ$	> 2	0	0	0	2	32	66	164
<i>EUROCODE</i>	≤ 2	2	5	9	36	36	12	123
$\theta = 21,8^\circ$	> 2	0	0	0	24	56	20	96
<i>ACI 318</i>	≤ 2	0	5	19	29	47	0	110
	> 2	0	0	0	9	82	9	100

TABELA 4.23 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas com Armadura Transversal
Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI 318</i>
	<i>MOD. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (131 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,328	1,429	1,150	0,986	3,658	2,112	1,463	1,496
<i>Mediana</i>	1,376	1,471	1,173	0,996	3,482	2,010	1,393	1,513
<i>DP</i>	0,361	0,403	0,303	0,257	1,253	0,723	0,501	0,377
<i>CV</i>	27,171	28,228	26,371	26,021	34,242	34,242	34,242	25,209
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,174	0,678	0,470	0,550
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$\rho_w < 0,1\%$ - 36 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,276	1,343	1,151	1,025	4,707	2,718	1,883	1,502
<i>Mediana</i>	1,403	1,482	1,255	1,107	4,644	2,681	1,857	1,600
<i>DP</i>	0,425	0,457	0,372	0,320	1,185	0,684	0,474	0,469
<i>CV</i>	33,299	34,066	32,289	31,229	25,168	25,168	25,168	31,232
<i>Mínimo</i>	0,559	0,579	0,517	0,473	2,633	1,520	1,053	0,699
<i>Máximo</i>	2,098	2,214	1,856	1,624	6,915	3,992	2,766	2,485
<i>$0,1 \leq \rho_w < 0,2\%$ - 39 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,317	1,423	1,138	0,973	3,438	1,985	1,375	1,467
<i>Mediana</i>	1,364	1,517	1,177	0,996	3,482	2,010	1,393	1,489
<i>DP</i>	0,414	0,467	0,343	0,282	1,132	0,654	0,453	0,416
<i>CV</i>	31,421	32,844	30,139	29,006	32,934	32,934	32,934	28,352
<i>Mínimo</i>	0,474	0,503	0,415	0,359	1,343	0,775	0,537	0,550
<i>Máximo</i>	2,217	2,433	1,870	1,558	6,732	3,887	2,693	2,350
<i>$\rho_w \geq 0,2\%$ - 41 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,389	1,525	1,156	0,956	2,787	1,609	1,115	1,494
<i>Mediana</i>	1,397	1,558	1,138	0,926	2,675	1,545	1,070	1,459
<i>DP</i>	0,300	0,337	0,248	0,207	0,794	0,459	0,318	0,308
<i>CV</i>	21,569	22,123	21,475	21,706	28,506	28,506	28,506	20,632
<i>Mínimo</i>	0,581	0,633	0,485	0,402	1,174	0,678	0,470	0,633
<i>Máximo</i>	1,905	2,132	1,581	1,322	5,144	2,970	2,057	2,016

TABELA 4.24 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Norma</i>	ρ_w (%)	< 0,50	0,50 --0,65	0,65 --0,85	0,85 --1,30	1,30 --2,00	$\geq 2,00$	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118 Mod I</i>	< 0,1	0	11	14	20	52	3	141
	0,1 -- 0,2	2	8	0	36	47	8	123
	$\geq 0,2$	0	2	3	36	59	0	75
<i>NBR 6118 $\theta = 45^\circ$</i>	< 0,1	0	11	14	14	55	6	150
	0,1 -- 0,2	0	10	0	28	52	10	122
	$\geq 0,2$	0	2	2	22	69	5	93
<i>NBR 6118 $\theta = 30^\circ$</i>	< 0,1	0	14	14	25	47	0	145
	0,1 -- 0,2	5	5	8	48	34	0	125
	$\geq 0,2$	2	3	0	59	36	0	71
<i>NBR 6118 $\theta = 21,8^\circ$</i>	< 0,1	8	14	6	55	17	0	179
	0,1 -- 0,2	10	0	18	59	13	0	149
	$\geq 0,2$	5	0	24	66	5	0	103
<i>EUROCODE $\theta = 45^\circ$</i>	< 0,1	0	0	0	0	0	100	200
	0,1 -- 0,2	0	0	0	0	13	87	187
	$\geq 0,2$	0	0	0	2	10	88	186
<i>EUROCODE $\theta = 30^\circ$</i>	< 0,1	0	0	0	0	19	81	181
	0,1 -- 0,2	0	0	3	10	36	51	144
	$\geq 0,2$	0	0	5	12	66	17	110
<i>EUROCODE $\theta = 21,8^\circ$</i>	< 0,1	0	0	0	11	45	44	133
	0,1 -- 0,2	0	3	10	28	54	5	99
	$\geq 0,2$	2	5	5	66	20	2	79
<i>ACI 318</i>	< 0,1	0	0	11	16	67	6	101
	0,1 -- 0,2	0	3	7	18	64	8	109
	$\geq 0,2$	0	3	2	17	76	2	99

NBR 6118 (2003)

Em uma análise global, verifica-se que os resultados obtidos com o modelo *II* são mais conservativos a medida em que se aumenta o valor da inclinação da biela de concreto θ . Com a utilização deste modelo e $\theta = 45^\circ$ os valores da média e mediana são maiores, sendo mais conservativos que o modelo *I* inclusive. Quanto à precisão, pode-se afirmar que a utilização dos critérios da NBR 6118 geram resultados similares, já que os valores dos coeficientes de variação são praticamente iguais, independente do modelo ou do valor de inclinação θ utilizados.

Com relação à economia, quanto menor o valor do ângulo utilizado, maior é a economia obtida. Utilizando $\theta = 30^\circ$, 11% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 1,5 contra 48% de resultados quando se utiliza $\theta = 45^\circ$.

Analisando a segurança, observa-se que 88% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 0,85 quando se utiliza o modelo *I* ou *II* com $\theta = 45^\circ$. Percentual similar (86%) é alcançado quando se utiliza este último modelo com $\theta = 30^\circ$. Porém com $\theta = 30^\circ$ foram encontrados 6% e 2% de valores nas faixas classificadas como perigosa e extremamente perigosa, respectivamente, contra 7% apenas na região perigosa para θ igual a 45° . Utilizando o modelo *I*, foram obtidos 6% e 1% de resultados nas faixas perigosas e extremamente perigosas respectivamente. Estes percentuais são muito próximos e sugerem resultados similares em termos de segurança, quando se utiliza o critério da NBR 6118, independente da inclinação θ ou do modelo.

A possível redução do ângulo θ de 30° para $21,8^\circ$ não promove melhoria nos critérios de dimensionamento. Pelo contrário, proporciona um percentual (7%) ainda maior de valores na faixa classificada como extremamente perigosa.

Apesar de apenas um pequeno percentual, em torno de 8%, da amostra global ser composto de vigas com altura útil d acima de 60 cm, os resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} , nestes casos, são bastante distintos, com o critério de dimensionamento da

NBR 6118 proporcionando valores menos conservativos que os globais. A média e mediana são significativamente menores que a unidade, com 73% e 82% dos valores de τ_{EXP}/τ_{CALC} menores que 0,85 quando se utilizou θ igual a 45° e 30°, respectivamente. Por outro lado, valores mais conservativos e seguros para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} foram obtidos para vigas com altura útil d menor que 60 cm. Nas vigas com $d > 60$ cm, independente do modelo utilizado, 64% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são menores que 0,65. Na avaliação da escala de demérito para o modelo *II* e θ igual a 30°, o escore total das vigas com d acima de 60 cm foi mais de seis vezes maior que o encontrado para vigas com d menor que 60 cm: 446 contra 69. Estes resultados sugerem, também para este caso, a influência do efeito de escala, que não é levado em consideração pelos critérios de dimensionamento da norma brasileira.

O aumento da resistência à compressão do concreto f_c proporciona valores menos conservativos para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} . A média e mediana são menores e os percentuais de valores nas faixas perigosas e de baixa segurança crescem quando se utiliza concreto com resistência entre 30 e 50 MPa, independentemente do valor de θ (45° ou 30°) ou do modelo (*I* ou *II*) utilizado. Para vigas fabricadas com concreto tendo resistência à compressão menor ou igual a 30 MPa, somente 2% dos valores estão na faixa de baixa segurança quando $\theta = 30^\circ$ ou $\theta = 45^\circ$. Por outro lado, observa-se uma maior economia para vigas fabricadas com concreto tendo $f_c > 30$ MPa.

Em relação à taxa de armadura longitudinal ρ_l , todos os resultados se apresentam mais conservativos e precisos com o seu aumento. Quanto à segurança, observa-se um aumento expressivo no percentual de valores encontrados nas faixas perigosa e de baixa segurança nas vigas fabricadas com taxas de armadura longitudinal ρ_l abaixo de 2%, independentemente do valor de θ (45° ou 30°) ou do modelo (*I* ou *II*) utilizado.

A avaliação da influência da taxa (ρ_w) de armadura transversal não foi conclusiva com relação aos resultados obtidos com os critérios da NBR 6118. Valores mais conservativos foram observados com taxa $\rho_w \geq 0,2\%$ independentemente do valor de θ

(45° ou 30°) ou do modelo (*I* ou *II*). Os resultados do escore total da escala de demérito (TAB.4.24), para $\rho_w \geq 0,2 \%$, refletem também este fato.

A análise global dos resultados encontrados para a relação τ_{EXP}/τ_{CALC} , conforme mostra a TAB. 4.16, revela que a utilização de $\theta = 30^\circ$ proporciona valores maiores que 0,85 em 86% dos casos e que todos eles são menores que 2. Na avaliação da escala de demérito, este valor de inclinação das bielas é considerado uma melhor opção em relação a $\theta = 45^\circ$. O escore total da amostra global das vigas, empregando $\theta = 30^\circ$ foi 98 contra 117 para $\theta = 45^\circ$. A Fig. 4.16 a seguir ilustra este resultado. As análises parciais indicaram uma forte influência quanto ao efeito escala, à resistência do concreto e à taxa de armadura longitudinal nestes critérios de dimensionamento.

EUROCODE 2 (2003)

Os resultados obtidos com o EUROCODE 2 apresentam média e mediana conservativas mas com valores que indicam tendência a resultados extremamente conservativos com o aumento do valor da inclinação θ . A precisão é a mesma visto que os coeficientes de variação são iguais independentemente do valor da inclinação θ .

Com relação à economia, quanto menor o valor do ângulo θ utilizado, maior é a economia obtida. Utilizando $\theta = 21,8^\circ$, 42% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 1,5 contra 80% dos valores quando se utiliza $\theta = 30^\circ$ e 97% para $\theta = 45^\circ$.

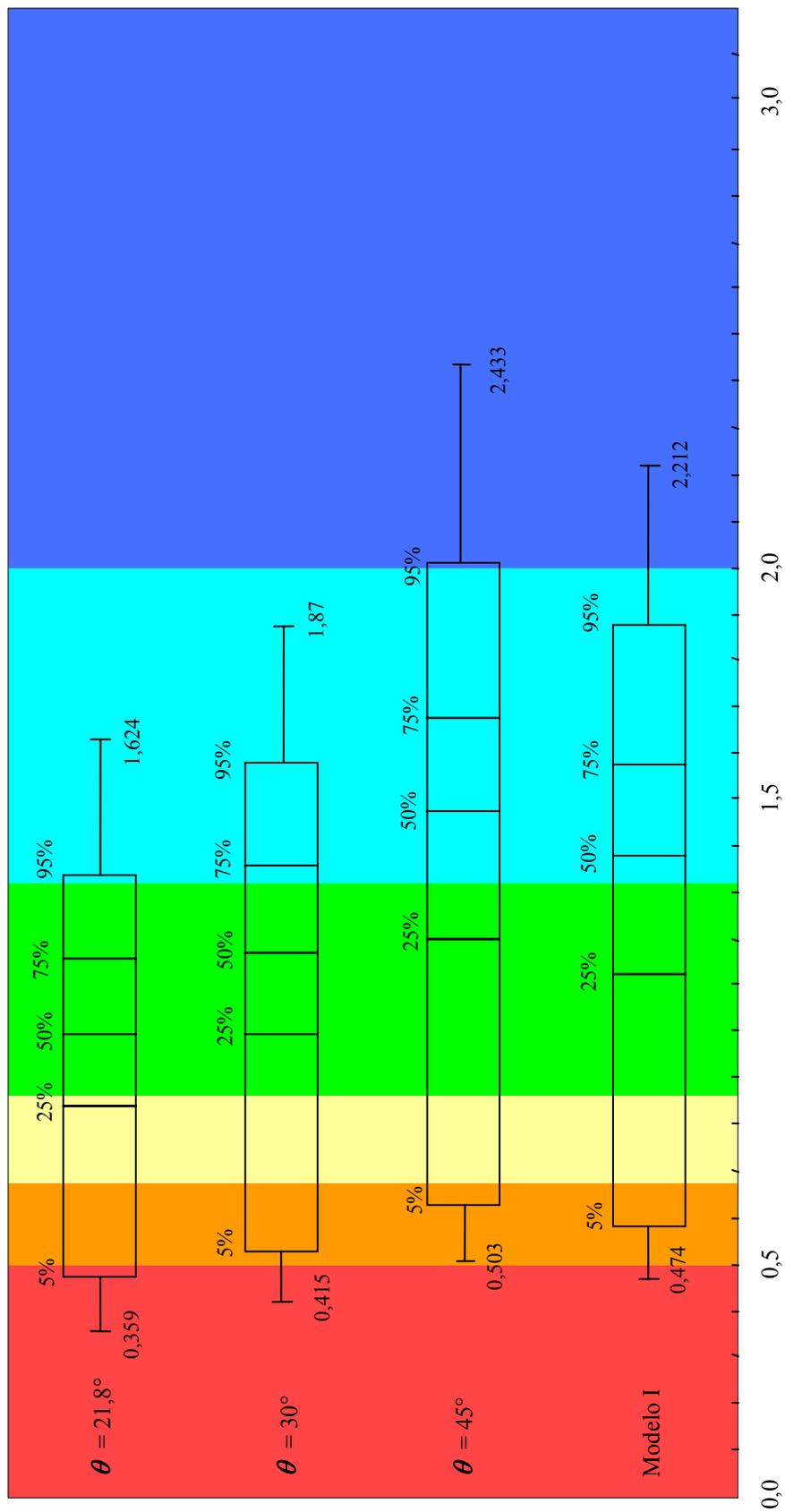


FIGURA 4.16– NBR 6118 Porcentagem dos Valores da Relação τ_{EXP} / τ_{CALC} para Vigas com Estribos - $f_c \leq 50$ MPa. (131 Vigas)

Quanto à segurança, a utilização da inclinação θ das bielas de concreto igual a $21,8^\circ$ proporciona valores nas faixas classificadas como extremamente perigosa (1%), perigosa (2%) e de baixa segurança (5%). Para $\theta = 30^\circ$, apenas 2% dos resultados se encontram na faixa de baixa segurança e nenhum valor foi obtido nesta região com $\theta = 45^\circ$. Estes resultados indicam uma segurança maior com aumento de θ . Entretanto, apesar dos resultados perigosos e extremamente perigosos quando se emprega $\theta = 21,8^\circ$, em 92% dos casos os valores estão na faixa de segurança ideal (32%), conservativa (45%) e extremamente conservativa (15%). Este percentual sobe para 98% com $\theta = 30^\circ$, sendo 7% na região de segurança ideal e 91% na faixa conservativa e extremamente conservativa. O uso de $\theta = 45^\circ$ exacerba ainda mais estas diferenças: 92% de casos na faixa extremamente conservativa. Com base nestes valores pode-se dizer que a utilização do ângulo $\theta = 21,8^\circ$ apresenta uma melhor correlação entre os resultados experimentais e calculados.

Na avaliação da escala de demérito, a inclinação $\theta = 21,8^\circ$ para as bielas também seria a melhor opção de cálculo, segundo os critérios do EUROCODE 2 em relação aos outros dois valores analisados. O escore total quando se empregou $\theta = 21,8^\circ$ foi 105 contra 147 para $\theta = 30^\circ$ e 191 para $\theta = 45^\circ$.

Analisando as amostras parciais, os resultados foram menos conservativos e mais econômicos, com o aumento da altura útil d . Quando a questão é a segurança, observa-se um crescimento da porcentagem dos resultados nas faixas perigosa e de baixa segurança quando d é maior que 60 cm. Observando os resultados obtidos com $\theta = 21,8^\circ$, nota-se que para $d > 60$ cm não foram obtidos valores na faixa extremamente perigosa mas existem 9% e 28% nas regiões perigosa e de baixa segurança, respectivamente. Para $d < 60$ cm, apesar de 1% de resultados extremamente perigosos, foram encontrados apenas 2 e 3% de valores nas faixas de perigosa e de baixa segurança. Estes resultados revelam, também para este caso, a influência do efeito de escala.

Quando se analisou a resistência do concreto, um expressivo aumento na segurança foi observado para vigas fabricadas com concreto de resistência de até 30 MPa.

O aumento da taxa de armadura longitudinal ρ_l proporciona valores ainda mais conservativos e precisos aumentando, de forma expressiva o número de resultados extremamente conservativos. Esta segurança excessiva classifica os resultados de $\rho_l > 2\%$ em antieconômicos em relação aos globais.

O EUROCODE 2 apresenta resultados ainda mais conservativos quanto menor for ρ_w . Entretanto, os resultados para taxas menores que 0,1% são muito mais antieconômicos, obtendo uma melhor correlação com os experimentais quando $\rho_w \geq 0,2\%$, conforme indicam os escores de demérito na TAB. 4.24.

ACI 318 (2005)

Os resultados da média e da mediana da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são conservativos com valores de 1,496 e 1,513, respectivamente. Considerando que apenas 2% dos resultados obtidos são perigosos e 6% de baixa segurança, o critério é considerado seguro. Pode ser considerado de tendência antieconômica por apresentar 51% de seus resultados acima de 1,5.

Nas avaliações parciais, verificou-se resultados menos conservativos nas vigas com altura útil d acima de 60 cm, fabricadas com concreto tendo resistência a compressão f_c maior que 30 MPa e para taxas de armadura longitudinal ρ_l abaixo de 2%. Quando a amostra foi dividida em grupos segundo a taxa de armadura transversal ρ_w , os resultados praticamente não se alteraram, indicando não haver influência desta nos resultados.

Comparativo entre as Normas

A análise dos resultados obtidos com $\theta = 45^\circ$ revela valores similares entre o ACI 318 e a NBR 6118, que admitem a parcela referente aos mecanismos complementares à treliça, τ_c . Por outro lado, os resultados do EUROCODE 2, que não considera esta

parcela, são extremamente conservativos. Ainda se pode observar que o ACI é mais conservativo e adequado que a NBR neste caso.

Comparando-se os resultados entre a NBR 6118 e o EUROCODE 2, para um mesmo valor de θ , fica ainda mais nítido caráter conservativo do EUROCODE. Apesar do valor elevado considerado pela NBR para a parcela τ_c , os valores obtidos apresentam melhor correlação com os resultados experimentais quando comparados com os do EUROCODE.

As análises parciais indicam que os efeitos da escala e da armadura longitudinal deveriam ser considerados, pois os resultados de vigas com $d > 60$ cm ou com $\rho_l < 2\%$, mostram que a contribuição da parcela τ_c dos mecanismos complementares diminui drasticamente nestes casos. Vale frisar que estes efeitos não são considerados nem pela NBR 6118 e ACI 318.

Apesar de menos conservativo, o modelo *II* da NBR 6118, com θ igual 30° , apresenta, no geral, os melhores resultados quando se considera a precisão e economia, além da segurança. A FIG. 4.17 ilustra esse fato onde o critério da NBR apresenta o maior percentual de resultados entre 0,85 e 1,5. A escala de demérito, mostrada na TAB. 4.16, também confirma estes resultados quando atribui a este critério o menor escore total. Entretanto, apesar destes resultados favoráveis, a alteração no dimensionamento da parcela τ_c deve ser considerada, principalmente devido aos valores obtidos para as vigas com altura útil d maior que 60 cm ou com taxa de armadura longitudinal ρ_l menor que 2%.

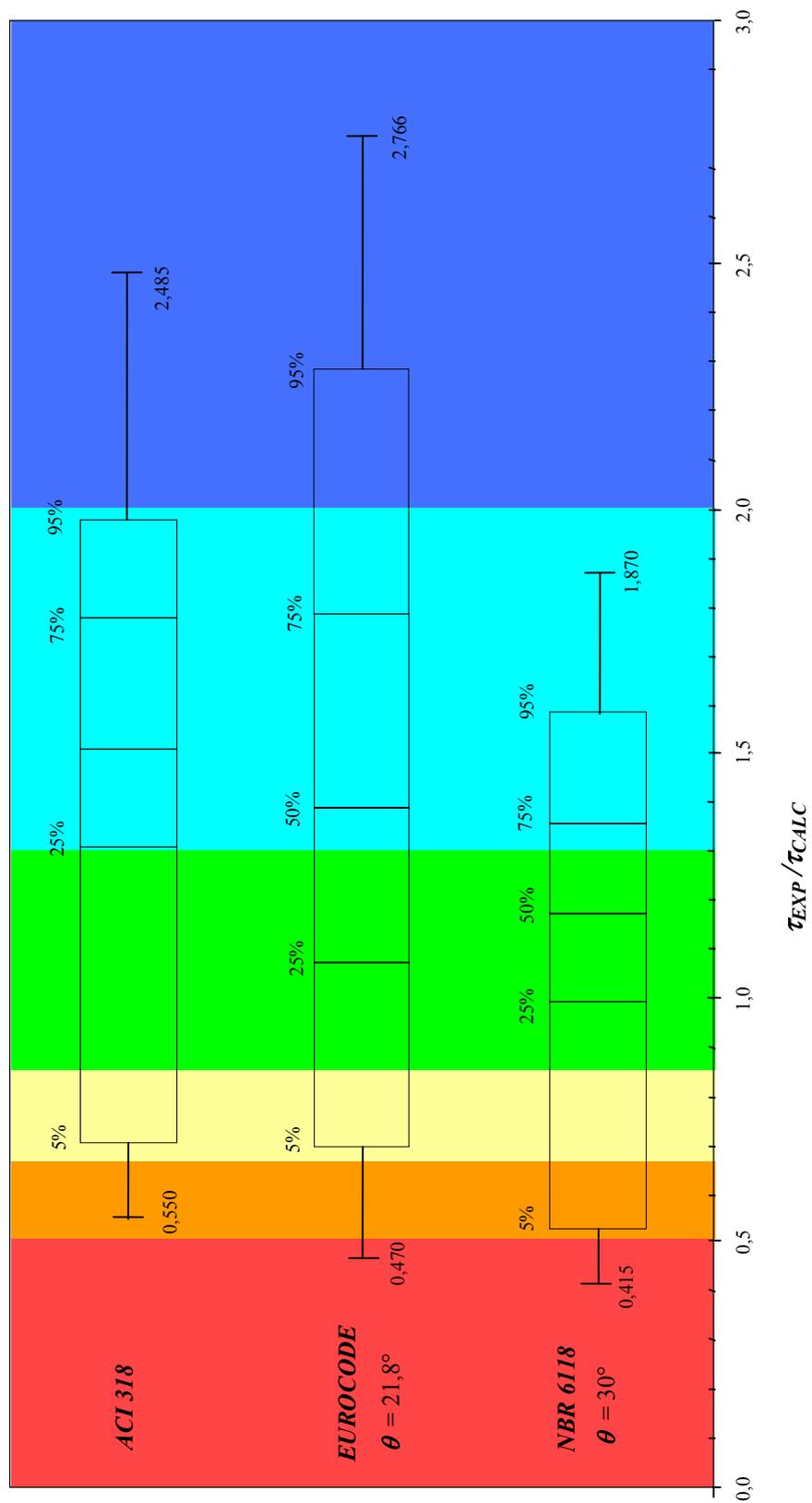


FIGURA 4.17 - Porcentagem dos Valores da Relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para Vigas com Estribos - $f_c \leq 50$ MPa. (131 Vigas)

4.2 – Resistência do Concreto Maior que 50 MPa

Pela facilidade de se produzir, nos dias atuais, concretos com resistência à compressão f_c superior a 50 MPa, é feito a seguir um estudo comparativo entre os valores obtidos pela utilização dos critérios da NBR 6118 (2003) com resultados experimentais encontrados na literatura de vigas fabricadas com concreto nesta faixa de resistência. Justifica este estudo também o desempenho adequado, e em alguns casos inclusive superior em relação ao EUROCODE 2 e ACI 318, dos critérios da norma brasileira para vigas com estribos tendo concreto com resistência à compressão limitada a 50 MPa. Vale lembrar que tanto o EUROCODE 2 quanto o ACI 318 permitem o dimensionamento de vigas com f_c maior que 50 MPa.

Na revisão da literatura realizada não foram encontrados resultados de vigas com ruptura por esmagamento das bielas de concreto. Assim, o estudo comparativo se limitou a vigas com ruptura por tração diagonal. Da mesma forma feita anteriormente, se verificou primeiramente a parcela resistente do concreto τ_c referente aos mecanismos complementares à treliça através da comparação com resultados de vigas sem armadura transversal. Depois, o critério como um todo foi analisado em relação a vigas com estribos.

4.2.1 – Vigas sem Armadura Transversal

Como não existe armadura transversal nas vigas, a resistência ao esforço cortante, segundo os critérios da NBR 6118, se reduz a parcela τ_c resistida pelo concreto. Nesta situação, esta parcela τ_c é independente da inclinação do ângulo θ da diagonal comprimida de concreto. Assim sendo apenas um único valor resistente foi calculado pela NBR 6118. O EUROCODE 2 possui uma formulação própria para elementos sem armadura transversal que também é independente do ângulo θ . Portanto também pelo EUROCODE 2 apenas um único valor foi obtido. Esses critérios, bem como o do ACI 318, foram apresentados no capítulo 2.

Na tabela 4.25 estão apresentados os resultados da análise estatísticas dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para as vigas sem armadura transversal com ruptura por tração diagonal. Fazem parte desta tabela a média, M , a mediana, Md , o desvio padrão DP , o coeficiente de variação CV , os valores de mínimo e de máximo encontrados na amostra, bem como as medidas propostas por Collins (2001) calculadas a partir dos dados abaixo ou acima da mediana.

Os resultados indicam, no geral, uma assimetria da amostra com mediana inferior a média em todas as normas em estudo. Os valores dos limites inferiores e superiores, estimados segundo a metodologia Collins (2001), que considera a mediana e o coeficiente de variação das amostras fictícias formadas pelos dados abaixo e acima da mediana, são muito mais próximos dos valores mínimo e máximo reais da amostra. Portanto, essa metodologia parece ser mais apropriada para as análises de confiabilidade.

A TAB. 4.26 e a FIG. 4.18 apresentam os valores correspondentes à escala de demérito, proposta por Collins, bem como os escores obtidos por cada uma das diferentes normas em estudo. Análises parciais foram realizadas para verificar a influência da altura útil d das vigas, da resistência à compressão do concreto f_c , e da taxa de armadura longitudinal, $\rho_l (=A_s/b_w d)$. A avaliação da escala de demérito para cada análise parcial também foi realizada e os resultados obtidos se encontram nas TABS. 4.27 a 4.32.

TABELA 4.25 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.

Análise Global ($f_c > 50$ MPa) – 95 Vigas			
<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Média	0,844	0,945	1,287
Mediana	0,808	0,913	1,223
DP	0,309	0,209	0,471
DP_{50%ABAIXO}	0,254	0,148	0,372
DP_{50%ACIMA}	0,360	0,260	0,560
CV	36,653	22,134	36,587
CV_{50%ABAIXO}	31,421	16,238	30,414
CV_{50%ACIMA}	44,519	28,499	45,743
Mínimo	0,225	0,570	0,364
LI_{COLLINS}	0,224	0,572	0,368
LI_{USUAL}	0,133	0,464	0,204
Máximo	1,779	1,739	2,748
LS_{COLLINS}	1,636	1,511	2,511
LS_{USUAL}	1,556	1,426	2,370

TABELA 4.26 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			<i>Porcentagem de τ_{EXP}/τ_{CALC}</i>		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP}/τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Extremamente Perigosa	< 0,50	10	8	0	5
Perigosa	0,50 –0,65	5	18	5	2
Baixa Segurança	0,65 –0,85	2	33	29	3
Segurança ideal	0,85 –1,30	0	32	59	50
Conservativa	1,30 –2	1	9	7	31
Extremamente Conservativa	$\geq 2,00$	2	0	0	9
Escore Total			245	90	115

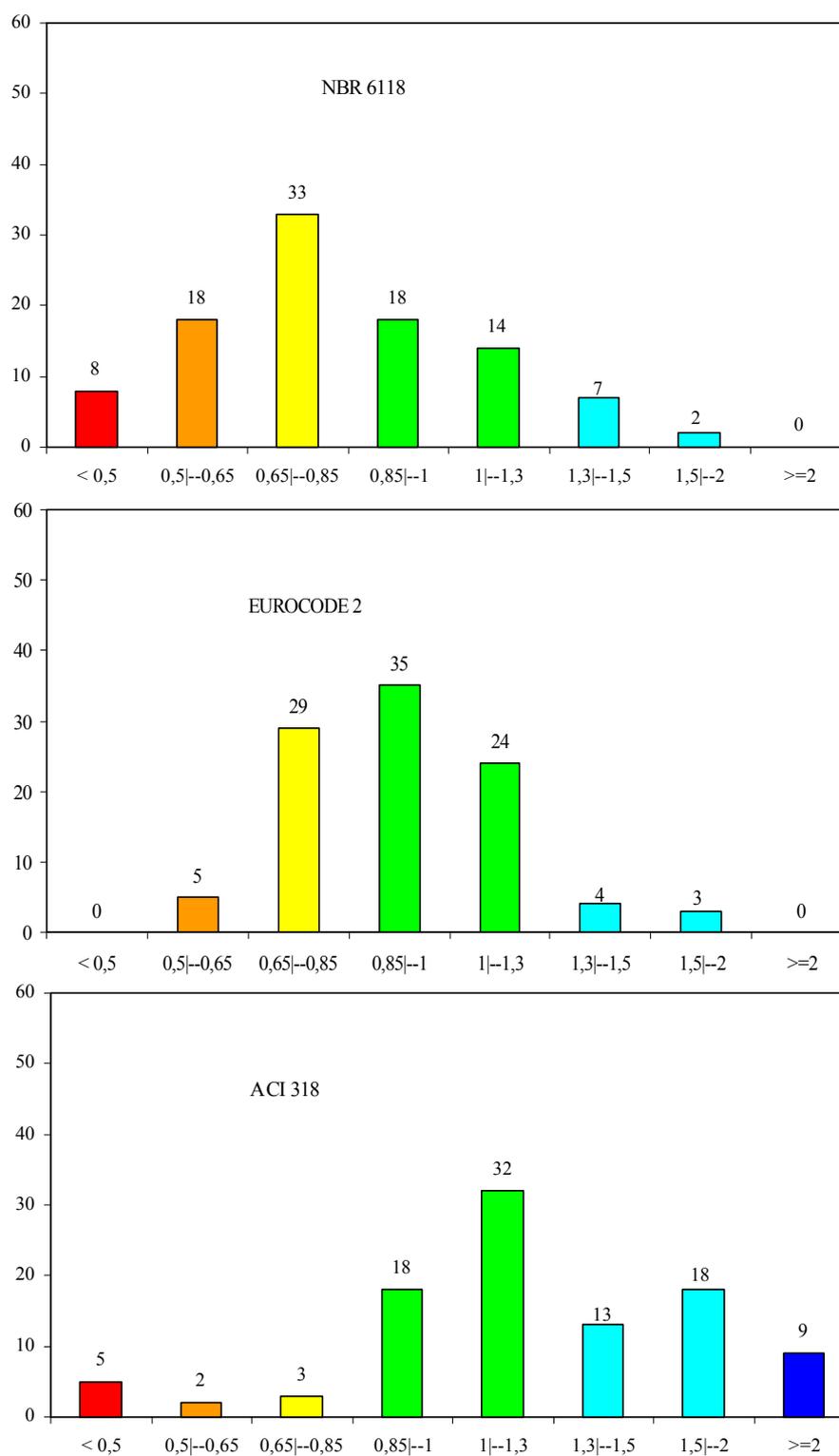


FIGURA 4.18 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa.

TABELA 4.27 – Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal -
Influência da Altura Útil d da Viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 95 Vigas			
<i>Média</i>	0,844	0,945	1,287
<i>Mediana</i>	0,808	0,913	1,223
<i>DP</i>	0,309	0,209	0,471
<i>CV</i>	36,653	22,134	36,587
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	1,779	1,739	2,748
$d \leq 60$ cm – 86 Vigas			
<i>Média</i>	0,889	0,969	1,355
<i>Mediana</i>	0,818	0,926	1,242
<i>DP</i>	0,285	0,200	0,435
<i>CV</i>	31,990	20,659	32,139
<i>Mínimo</i>	0,363	0,650	0,590
<i>Máximo</i>	1,779	1,739	2,748
$d > 60$ - 9 Vigas			
<i>Média</i>	0,412	0,713	0,638
<i>Mediana</i>	0,292	0,641	0,474
<i>DP</i>	0,182	0,146	0,258
<i>CV</i>	44,197	20,452	40,485
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	0,675	0,985	0,991

TABELA 4.28 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por
Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal – Influência
da Altura Útil d da Viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			$d \leq 60$ cm			$d > 60$ cm		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	3	0	0	56	0	56
<i>Perigosa</i>	0,50 –0,65	5	17	1	2	33	56	0
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 –0,85	2	34	28	4	11	22	0
<i>Segurança ideal</i>	0,85 –1,00	0	20	36	15	0	22	44
	1,00 –1,30		16	27	35	0	0	0
<i>Conservativa</i>	1,30 –1,50	1	8	5	14	0	0	0
	1,50 –2,00		2	3	20	0	0	0
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	0	0	10	0	0	0
<i>Escore Total</i>			193	69	72	747	324	560

TABELA 4.29 –Ruptura por Tração Diagonal – Vigas sem Armadura Transversal -
Influência da Resistência à Compressão do Concreto - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 95 Vigas			
<i>Média</i>	0,844	0,945	1,287
<i>Mediana</i>	0,808	0,913	1,223
<i>DP</i>	0,309	0,209	0,471
<i>CV</i>	36,653	22,134	36,587
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	1,779	1,739	2,748
$50 < f_c < 70$ MPa - 52 Vigas			
<i>Média</i>	0,894	0,954	1,332
<i>Mediana</i>	0,817	0,930	1,231
<i>DP</i>	0,267	0,177	0,407
<i>CV</i>	29,919	18,561	30,548
<i>Mínimo</i>	0,504	0,718	0,737
<i>Máximo</i>	1,512	1,739	2,320
$f_c \geq 70$ MPa – 43 Vigas			
<i>Média</i>	0,784	0,935	1,232
<i>Mediana</i>	0,769	0,866	1,188
<i>DP</i>	0,348	0,244	0,538
<i>CV</i>	44,308	26,138	43,664
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	1,779	1,554	2,748

TABELA 4.30 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por
Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência
da Resistência à Compressão do Concreto - $f_c > 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			$50 < f_c < 70$ MPa			$f_c \geq 70$ MPa		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	0	0	0	19	0	12
<i>Perigosa</i>	0,50 –0,65	5	15	0	0	21	14	4
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 –0,85	2	40	29	2	21	26	5
<i>Segurança ideal</i>	0,85 –1,00	0	20	40	21	16	28	14
	1,00 –1,30		15	25	37	14	23	26
<i>Conservativa</i>	1,30 –1,50	1	8	4	15	7	5	9
	1,50 –2,00		2	2	15	2	4	21
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	0	0	10	0	0	9
<i>Escore Total</i>			165	64	54	346	131	198

TABELA 4.31 –Ruptura por Tração Diagonal –Vigas sem Armadura Transversal
Influência da Taxa de Armadura longitudinal da viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>EUROCODE 2</i>	<i>ACI 318</i>
Global – 95 Vigas			
<i>Média</i>	0,844	0,945	1,287
<i>Mediana</i>	0,808	0,913	1,223
<i>DP</i>	0,309	0,209	0,471
<i>CV</i>	36,653	22,134	36,587
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	1,779	1,739	2,748
$\rho_l \leq 2\%$ - 41 Vigas			
<i>Média</i>	0,662	0,885	0,999
<i>Mediana</i>	0,671	0,880	0,999
<i>DP</i>	0,241	0,195	0,351
<i>CV</i>	36,326	22,028	35,140
<i>Mínimo</i>	0,225	0,570	0,364
<i>Máximo</i>	1,471	1,739	2,236
$\rho_l > 2\%$ - 54 Vigas			
<i>Média</i>	0,982	0,991	1,506
<i>Mediana</i>	0,931	0,945	1,408
<i>DP</i>	0,285	0,210	0,433
<i>CV</i>	28,987	21,170	28,745
<i>Mínimo</i>	0,538	0,718	0,856
<i>Máximo</i>	1,779	1,554	2,748

TABELA 4.32 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura longitudinal ρ_l da viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Escala de Demérito</i>			$\rho_l \leq 2\%$			$\rho_l > 2\%$		
<i>Classificação</i>	τ_{EXP} / τ_{CALC}	<i>Escore</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>	<i>NBR</i>	<i>EURO</i>	<i>ACI</i>
<i>Extremamente Perigosa</i>	< 0,50	10	20	0	12	0	0	0
<i>Perigosa</i>	0,50 --0,65	5	26	15	5	11	0	0
<i>Baixa Segurança</i>	0,65 --0,85	2	32	24	7	31	30	0
<i>Segurança ideal</i>	0,85 --1,00	0	20	44	27	17	28	11
	1,00 --1,30		0	15	32	26	31	32
<i>Conservativa</i>	1,30 --1,50	1	2	0	15	11	7	11
	1,50 --2,00		0	2	0	4	4	31
<i>Extremamente Conservativa</i>	$\geq 2,00$	2	0	0	2	0	0	15
<i>Escore Total</i>			396	125	178	132	71	72

NBR 6118 (2003)

Os resultados não são conservativos, pois a média e a mediana são menores que a unidade e 59% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão abaixo de 0,85. A segurança do critério é muito preocupante pelo elevado percentual de resultados nas faixas extremamente perigosa (8%), perigosa (18%) e de baixa segurança (33%). Por outro lado, pode ser considerado adequado do ponto de vista da economia por não apresentar resultados acima de 2%.

Apesar do número reduzido de vigas com altura útil d maior que 60 cm, os resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para este caso são bastante distintos: todos os valores encontrados são menores que 0,85 sendo 56% deles classificados como extremamente perigosos. Na avaliação da escala de demérito, o escore para a amostra global foi 245 contra 747 para as vigas com $d > 60$ cm. Estes resultados sugerem, mais uma vez, a influência do efeito de escala não levado em consideração pelos critérios de dimensionamento da norma brasileira. Uma melhora do critério, inclusive em relação à amostra global, é obtida quando se restringe a análise a vigas com $d \leq 60$ cm. Neste caso, os resultados se mostraram menos inseguros que os globais, e o escore total da escala de demérito se reduz para 193.

Valores melhores que os da amostra global foram encontrados para vigas fabricadas com concreto tendo resistência à compressão no intervalo entre 50 e 70 MPa. Neste caso não existem valores abaixo da região classificada como extremamente perigosa ($\tau_{EXP}/\tau_{CALC} < 0,5$) e em 85% dos casos os valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 0,65, sendo 45% desses maiores que 0,85. Também não foi encontrado nenhum valor extremamente conservativo. O escore total obtido na escala de demérito foi com 165 contra 245 para a amostra global. Para vigas com concreto tendo $f_c \geq 70$ MPa, o escore aumentou para 346, confirmando a influência da resistência do concreto.

Quanto à taxa armadura longitudinal ρ_l , os resultados indicaram resultados mais seguros nas vigas com esta taxa maior que 2%. Para estas vigas, observa-se a ausência de resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo da zona extremamente perigosa ($\tau_{EXP}/\tau_{CALC} <$

0,5), e em 89% dos casos o valor desta relação é maior que 0,65, sendo 58% maior que 0,85. Estes resultados indicam uma maior segurança, praticamente mantendo a mesma economia e ainda sendo mais conservativa que a amostra global. O escore de demérito obtido na amostra onde ρ_l é maior que 2% foi de 132 contra 245 para a amostra global.

Pelos resultados encontrados não se pode classificar como seguro e adequado a extrapolação do critério da NBR 6118 para vigas fabricadas com concreto de resistência acima de 50 MPa. O critério de cálculo da parcela resistente τ_c atribuída aos mecanismos complementares à treliça não representa bem os resultados experimentais, superestimando seu valor em relação aos valores de laboratório. Apesar de um pouco mais conservativo, resultado semelhante foi verificado para vigas com resistência à compressão do concreto dentro dos limites preconizados pela NBR 6118: $f_c \leq 50$ MPa.

EUROCODE 2 (2003)

O critério do EUROCODE não é conservativo, com valor de média e de mediana abaixo da unidade. Porém é preciso em função da pequena variabilidade encontrada entre seus valores: valor mínimo de 0,570 e máximo de 1,739. Estes valores mostram que não existem resultados nem na zona extremamente perigosa e nem na extremamente conservativa, o que é ótimo do ponto de vista de economia. Entretanto, a segurança é preocupante, com um percentual elevado (29%) de resultados encontrados na região de baixa segurança.

As análises parciais na amostra indicaram que nos grupos de vigas onde a altura útil d foi maior que 60 cm, com resistência do concreto f_c maior que 70 MPa ou com taxa de armadura longitudinal ρ_l menor que 2%, houve uma maior concentração de resultados nas faixas de baixa segurança e perigosa, indicando não só a influência destas variáveis bem como uma menor segurança nestes casos.

ACI 318 (2005)

O critério é considerado conservativo, pois a média e de mediana são maiores que a unidade e 90% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 0,85. É economicamente adequado com apenas 9% dos resultados acima de 2. A segurança, entretanto, é preocupante pela existência de resultados na faixa extremamente perigosa (5%), perigosa (2%) e de baixa segurança (3%).

Apesar do número reduzido de vigas com altura útil d maior que 60 cm, os resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para este caso são bastante distintos: todos os valores são menores que 1 sendo 56% deles classificados como extremamente perigosos. Na avaliação da escala de demérito, o escore total para a amostra global foi 115 contra 560 para as vigas com $d > 60$ cm. Estes resultados sugerem a influência do efeito de escala não levado em consideração pelos critérios de dimensionamento da norma americana. Uma melhora significativa do critério, inclusive em relação à amostra global, é obtida quando se restringe a análise a vigas com $d < 60$ cm. Neste caso, os resultados se mostraram mais conservativos e seguros que os globais, e o escore total da escala de demérito se reduz para 72.

Pelos resultados encontrados pode se classificar como mais segura e mais adequada, a utilização deste critério para vigas de concreto com resistência de até 70 MPa, justificando a limitação deste. Valores mais conservativos, seguros e economicamente viáveis foram encontrados neste intervalo, com apenas 2% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} na faixa de baixa segurança (valor mínimo igual a 0,737) e portanto com 98% dos dados acima dela. Em termos de economia foram encontrados apenas 10% dos valores na zona extremamente conservativa.

Comparativo entre Normas

No geral, resultados mais conservativos foram obtidos com a utilização do critério do ACI 318: os valores da média e da mediana são maiores que das demais normas e um

menor percentual (10%) de resultados estão abaixo de 0,85. O EUROCODE 2, por outro lado, apresentou resultados menos conservativos que o ACI, com valores de média e de mediana menores, porém com uma maior precisão. A norma brasileira apresentou resultados menos conservativos que as demais normas, com os menores valores de média e mediana e com maiores percentuais de resultados nas faixas de baixa segurança, perigosa e extremamente perigosa. Portanto, pode se considerar que os resultados do ACI 318 são mais conservativos e seguros, enquanto os do EUROCODE são mais precisos e econômicos, conforme mostra a FIG. 4.19.

O efeito escala é observado de forma incisiva em todas as normas analisadas, como ilustra a FIG. 4.20. Os critérios de dimensionamento para vigas com altura útil d maior que 60 cm são significativamente mais inseguros apresentando, tanto para a NBR 6118 e como para o ACI 318, 56% dos valores na zona classificada como extremamente perigosa.

Para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão de até 70 MPa, o critério do ACI é conservativo, seguro e econômico: 98% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} obtidos com o ACI 318 estão acima de 0,85. O EUROCODE segue esta tendência, porém em percentual menor: 71% dos valores são maiores que 0,85. Porém apresenta um elevado percentual de valores na faixa de baixa segurança (29%). Também foram verificadas melhorias no comportamento da norma brasileira dentro deste intervalo, comparado ao resultado global. Na FIG. 4.21, pode-se observar que resultados menos conservativos foram obtidos para as vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão maior que 70 MPa.

Quando as vigas com taxa de armadura longitudinal superior a 2% foram analisadas separadamente das demais, os resultados foram extremamente mais seguros: todos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} obtidos com o ACI 318 estão acima de 0,85. O EUROCODE 2, apesar de alcançar também um melhor desempenho, continua com um elevado percentual de casos na região de baixa segurança (30%). Melhorias foram verificadas também no desempenho da norma brasileira para este intervalo de ρ_l ,

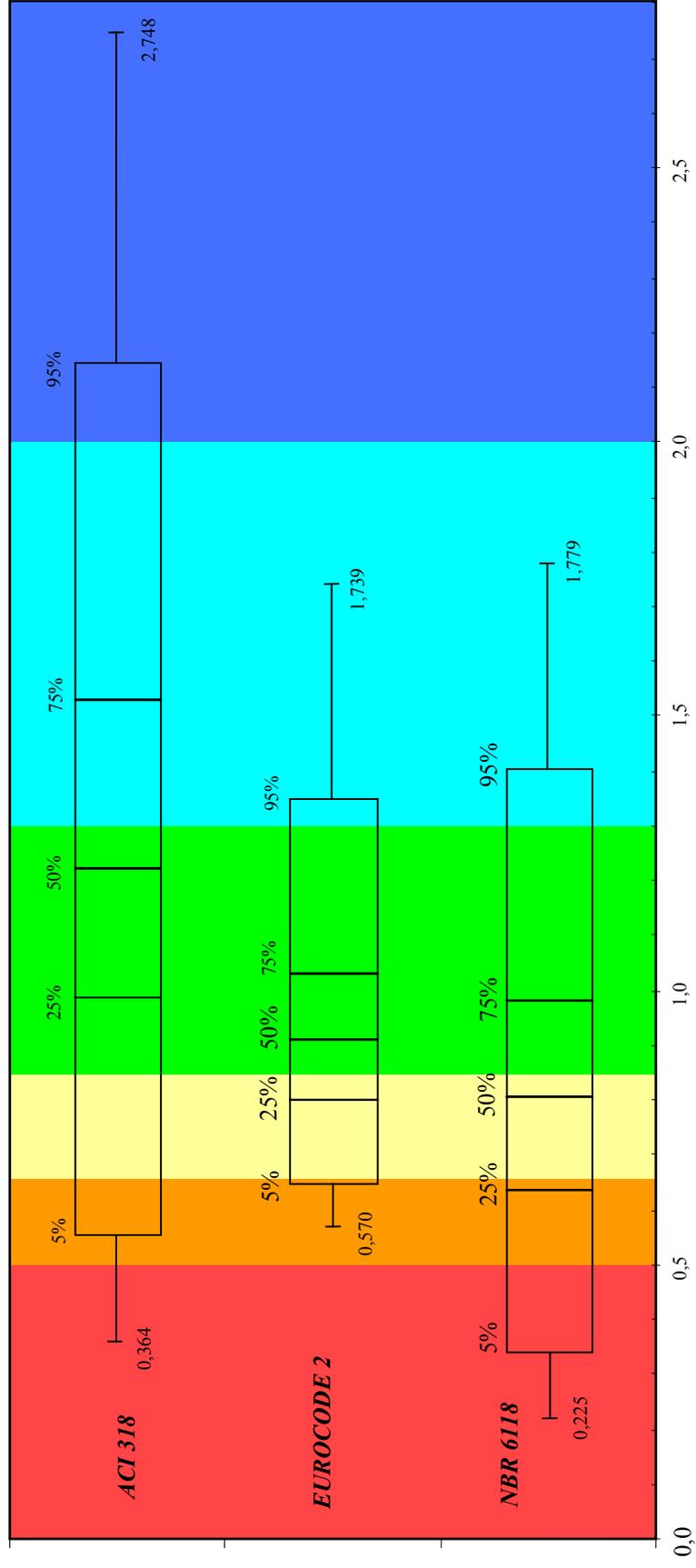


FIGURA 4.19 – Representação Gráfica dos Resultados τ_{EXP}/τ_{CALC} das Vigas sem Armadura Transversal – $f_c > 50$ MPa.

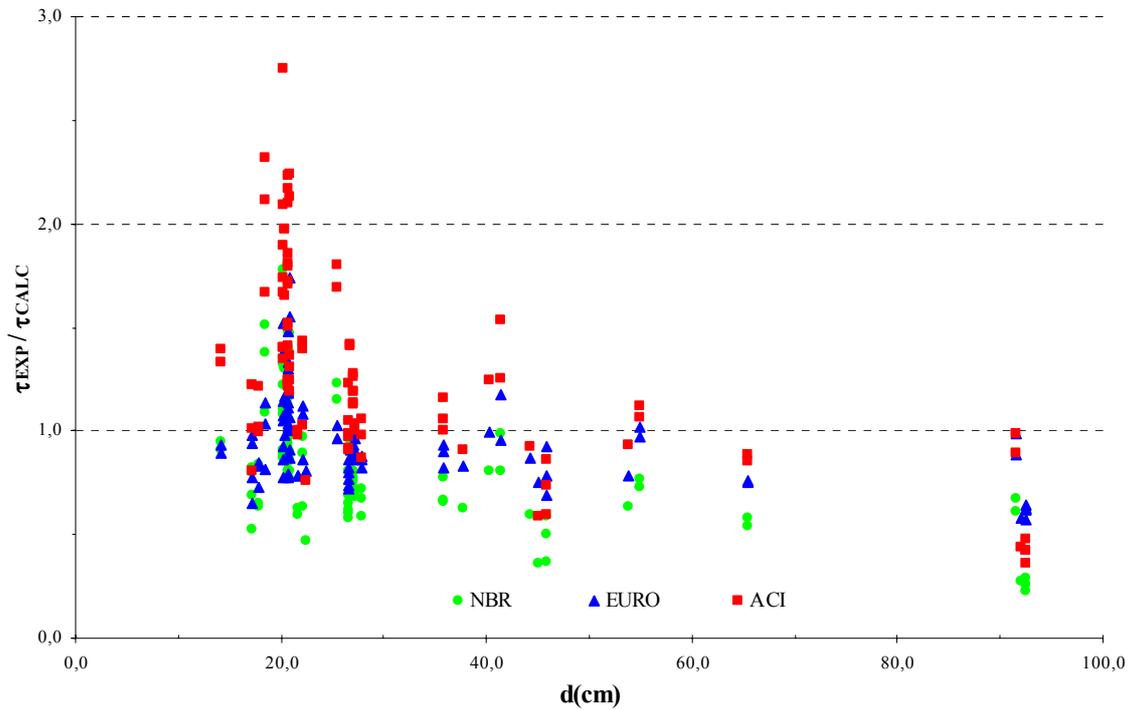


FIGURA 4.20 – Análise Parcial – Influência da Altura Útil d da Viga - Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa

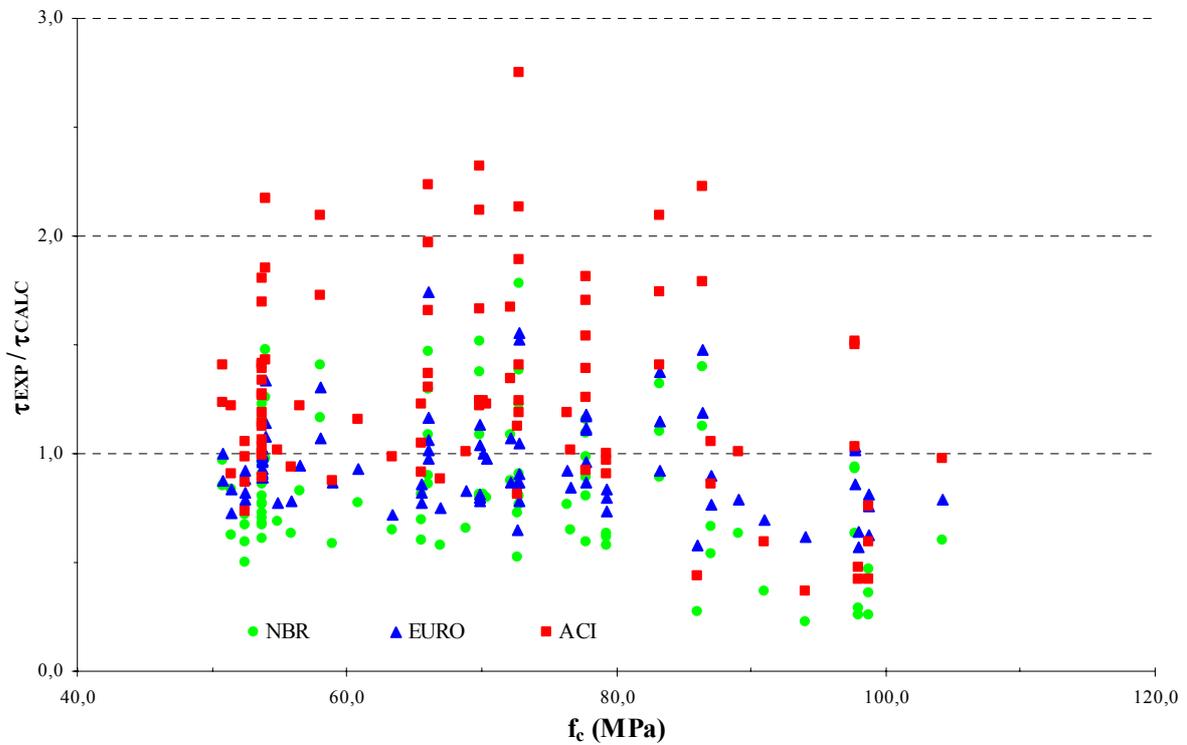


FIGURA 4.21 – Análise Parcial – Influência da Resistência à Compressão do Concreto Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa

comparado ao resultado global. Em todas as normas os resultados foram mais conservativos para $\rho_l > 2\%$ conforme ilustra a FIG. 4.22.

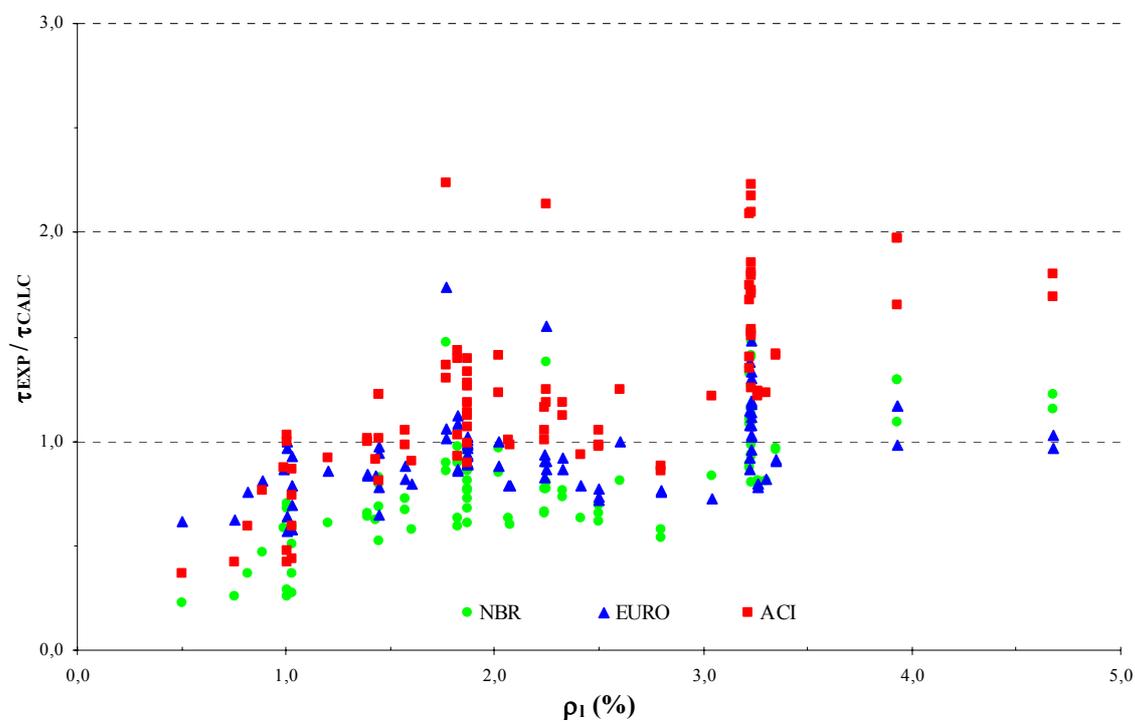


FIGURA 4.22 – Análise Parcial – Influência da Taxa de Armadura Longitudinal Ruptura por Tração Diagonal em Vigas sem Estribos - $f_c > 50$ MPa

O critério de dimensionamento do EUROCODE 2 apresenta um coeficiente de variação quase 40% menor em relação às demais normas, conforme ilustra de forma explícita o gráfico da FIG. 4.19. Neste caso, a menor amplitude entre os valores mínimo e máximo pode indicar que a equação consegue traduzir o comportamento experimental, mas que, devido ao alto percentual de resultados na faixa de baixa segurança, que se mantém mesmo nas análises parciais, necessita de um ajuste.

A norma brasileira apresentou valores super dimensionados em relação aos resultados experimentais analisados e, portanto, não pode ser considerada segura. Mais uma vez, observa-se a necessidade de adequar a parcela resistente atribuída aos mecanismos complementares à treliça, τ_c .

Concluindo, o ACI 318 pode ser considerado o critério mais seguro em termos da amostra total, com 90% dos resultados acima de 0,85. Entretanto, quando se limita as vigas que compõem este banco de dados a altura útil em até 60 cm ou a resistência do concreto entre 50 e 70 MPa ou ainda, para taxa de armadura longitudinal maior que 2%, o ACI apresenta o comportamento ainda mais adequado em relação aos experimentais dentre as normas analisadas.

4.2.2 – Vigas com Armadura Transversal

Na extrapolação dos critérios da NBR 6118 para vigas com estribos e $f_c > 50$ MPa, também se considerou que o esforço cortante, relativo à tração diagonal, é resistido por essa armadura e pelos mecanismos complementares à treliça. Sendo assim, o dimensionamento é influenciado pela inclinação da biela θ utilizada, que é prescrita entre 30 e 45°. Portanto, a análise é realizada para estes extremos, de forma a verificar este intervalo e, também, para 21,8°, que é o valor mínimo de θ proposto pelo EUROCODE 2 (2003).

Na tabela 4.33 são apresentados os resultados da análise estatística dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para as vigas com armadura transversal e ruptura por tração diagonal. Fazem parte desta tabela a média M , a mediana Md , o desvio padrão DP , o coeficiente de variação CV , os valores mínimos e máximos encontrados na amostra, bem como as medidas propostas por Collins.

No geral, os resultados indicam assimetria da amostra, com mediana menor que a média em todas as normas em estudo. Os valores dos limites inferiores e superiores calculados segundo a metodologia COLLINS (2001), que considera a mediana e o coeficiente de variação das amostras fictícias formadas pelos dados abaixo e acima da mediana, são muito mais próximos dos valores mínimo e máximo da amostra real que os limites usuais calculados com a média e coeficiente de variação (ou desvio padrão) da amostra global.

A TAB. 4.34 e as FIGS. 4.23 e 4.24 apresentam os valores correspondentes à escala de demérito, proposta por Collins, bem como os escores obtidos em cada uma das diferentes normas em estudo. Análises parciais foram realizadas para verificar a influência da altura útil d das vigas, da resistência à compressão do concreto f_c , e das taxas de armadura longitudinal, $\rho_l (=A_{sl}/b_w d)$ e da armadura transversal $\rho_w (=A_{sw}/b_w s)$. A avaliação da escala de demérito para cada análise parcial também foi realizada e os resultados se encontram nas TABS. 4.35 a 4.42, que apresentam também, para efeito de comparação, os resultados globais.

TABELA 4.33 – Resultados dos Critérios de Verificação para Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - $f_c > 50$ MPa.

Análise Global – 137 vigas								
Medidas Estatísticas	NBR 6118				EUROCODE 2			ACI
	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
MÉDIA	1,154	1,213	1,028	0,911	4,643	2,680	1,857	1,477
MEDIANA	1,103	1,151	0,973	0,862	4,239	2,448	1,696	1,404
DP	0,425	0,451	0,378	0,340	2,563	1,480	1,025	0,556
DP_{50%ABAIXO}	0,273	0,290	0,219	0,187	1,308	0,755	0,523	0,307
DP_{50%ACIMA}	0,541	0,576	0,494	0,449	3,429	1,980	1,372	0,732
CV	36,849	37,209	36,790	37,341	55,215	55,215	55,215	37,670
CV_{50%ABAIXO}	24,745	25,200	22,509	21,657	30,855	30,855	30,855	21,890
CV_{50%ACIMA}	49,019	50,001	50,795	52,021	80,889	80,889	80,889	52,116
Mínimo	0,398	0,405	0,385	0,369	1,447	0,835	0,579	0,622
LI_{COLLINS}	0,475	0,484	0,469	0,433	1,231	0,711	0,492	0,697
LI_{USUAL}	0,176	0,175	0,158	0,129	-1,253	-0,724	-0,501	0,197
Máximo	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
LS_{COLLINS}	2,346	2,475	2,110	1,894	12,127	7,001	4,850	3,087
LS_{USUAL}	2,132	2,251	1,898	1,693	10,539	6,085	4,215	2,757

TABELA 4.34 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos - $f_c > 50$ MPa.

Classificação	τ_{EXP}/τ_{CALC}	Escore	Porcentagem das Vigas							ACI
			NBR 6118				EUROCODE 2			
			Mod. I	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	
Extremamente Perigosa	< 0,50	10	1	1	2	3	0	0	0	0
Perigosa	0,50 –0,65	5	3	2	4	9	0	0	2	1
Baixa Segurança	0,65 –0,85	2	12	11	21	37	0	1	3	2
Segurança ideal	0,85 –1,30	0	57	57	59	45	0	7	33	36
Conservativa	1,30 –2,00	1	23	25	12	5	5	19	36	53
Extremamente Conservativa	$\geq 2,00$	2	4	4	2	1	95	73	26	8
Escore Total			80	75	98	156	195	167	104	78

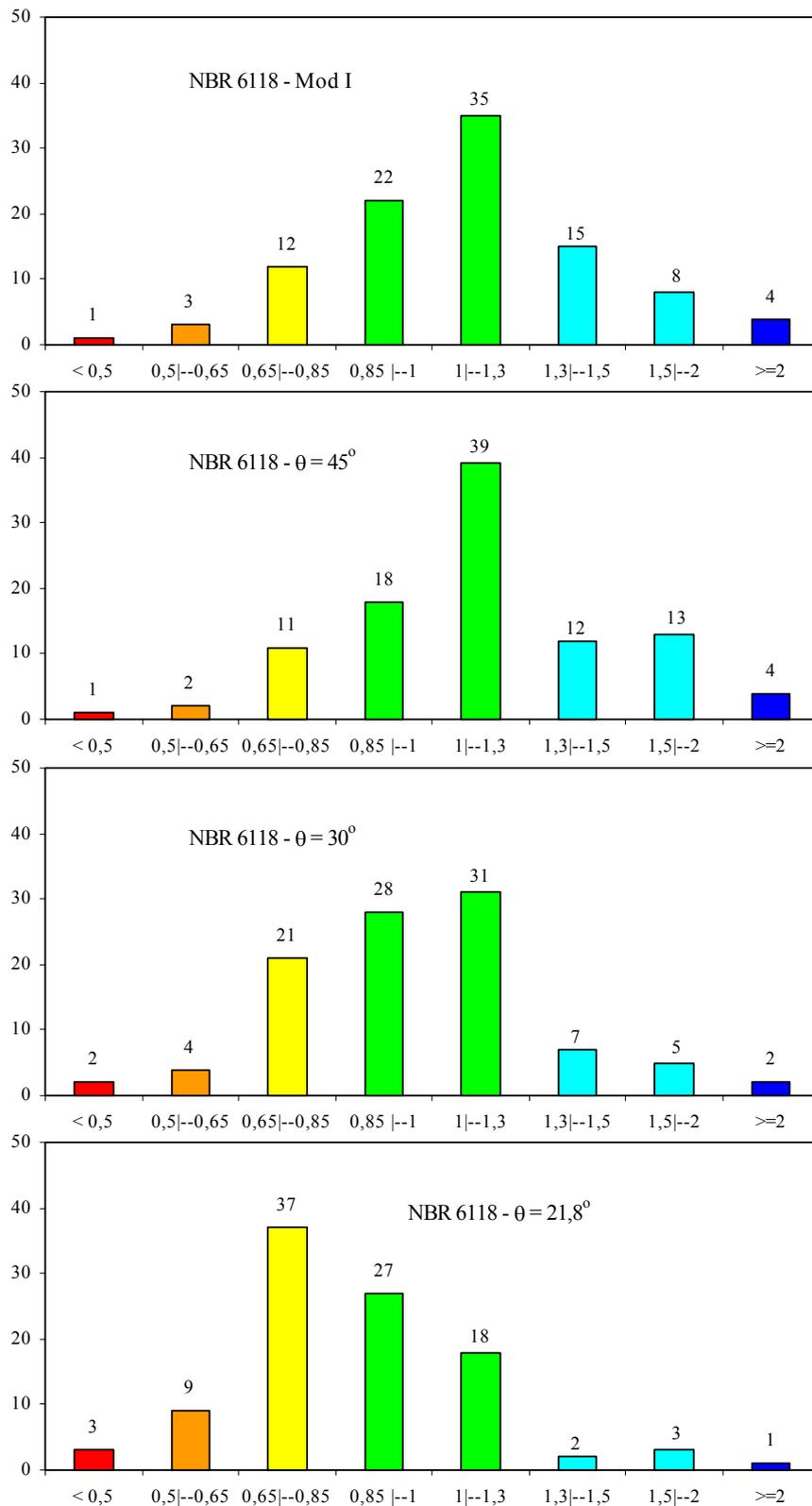


FIGURA 4.23 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Critérios da NBR 6118 - $f_c > 50$ MPa.

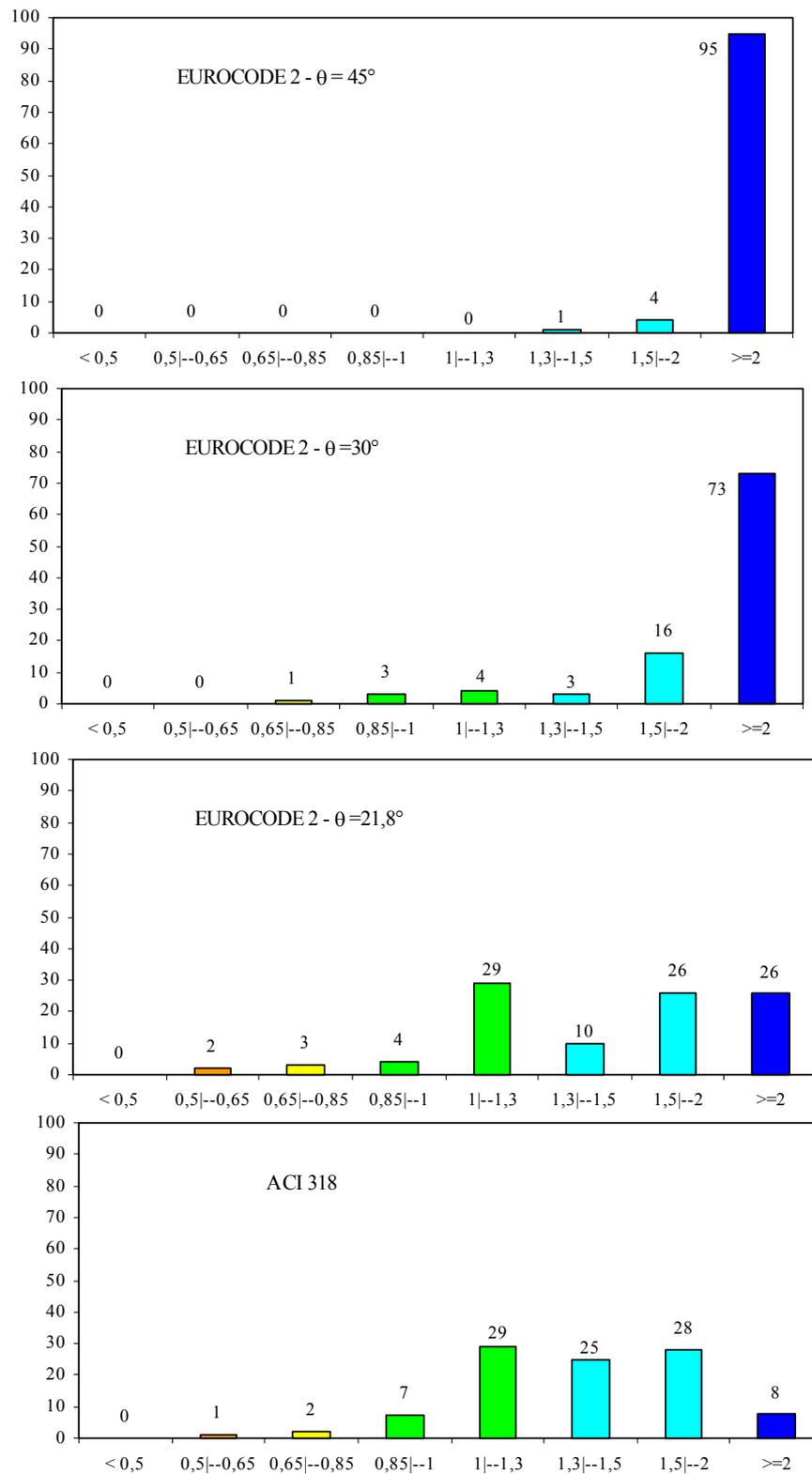


FIGURA 4.24 – Representação Gráfica da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal Critérios do EUROCODE 2 e do ACI 318 - $f_c > 50$ MPa

TABELA 4.35 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal -
Influência da Altura Útil d da viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (137 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,154	1,213	1,028	0,911	4,643	2,680	1,857	1,477
<i>Mediana</i>	1,103	1,151	0,973	0,862	4,239	2,448	1,696	1,404
<i>DP</i>	0,425	0,451	0,378	0,340	2,563	1,480	1,025	0,556
<i>CV</i>	36,849	37,209	36,790	37,341	55,215	55,215	55,215	37,670
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	1,447	0,835	0,579	0,622
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
<i>$d \leq 60$ cm - 120 vigas</i>								
<i>Média</i>	1,209	1,274	1,073	0,946	4,639	2,678	1,855	1,535
<i>Mediana</i>	1,148	1,207	1,013	0,884	4,215	2,434	1,686	1,442
<i>DP</i>	0,422	0,446	0,380	0,345	2,694	1,555	1,078	0,565
<i>CV</i>	34,877	35,018	35,377	36,477	58,078	58,078	58,078	36,812
<i>Mínimo</i>	0,444	0,451	0,430	0,413	1,447	0,835	0,579	0,692
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
<i>$d > 60$ - 17 Vigas</i>								
<i>Média</i>	0,763	0,785	0,712	0,658	4,670	2,696	1,868	1,065
<i>Mediana</i>	0,801	0,831	0,733	0,677	4,493	2,594	1,797	1,072
<i>DP</i>	0,167	0,174	0,152	0,138	1,368	0,790	0,547	0,223
<i>CV</i>	21,961	22,196	21,398	21,002	29,288	29,288	29,288	20,939
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	2,626	1,516	1,051	0,622
<i>Máximo</i>	1,033	1,073	0,960	0,906	7,958	4,594	3,183	1,489

TABELA 4.36 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Altura Útil d da viga - $f_c > 50$ MPa.

<i>Norma</i>	<i>d</i> (<i>cm</i>)	$< 0,50$	$0,50 -0,65$	$0,65 -0,85$	$0,85 -1,30$	$1,30 -2,00$	$\geq 2,00$	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118</i> <i>Mod I</i>	≤ 60	1	2	6	61	26	4	66
	> 60	6	12	52	30	0	0	224
<i>NBR 6118</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 60	1	0	7	59	29	4	61
	> 60	6	12	41	41	0	0	202
<i>NBR 6118</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 60	1	2	17	65	13	2	71
	> 60	12	17	53	18	0	0	311
<i>NBR 6118</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 60	1	7	34	51	6	1	121
	> 60	18	24	53	6	0	0	406
<i>EUROCODE</i> $\theta = 45^\circ$	≤ 60	0	0	0	0	6	94	194
	> 60	0	0	0	0	0	100	200
<i>EUROCODE</i> $\theta = 30^\circ$	≤ 60	0	0	1	8	19	72	165
	> 60	0	0	0	0	18	82	182
<i>EUROCODE</i> $\theta = 21,8^\circ$	≤ 60	0	3	4	18	43	32	130
	> 60	0	0	0	12	59	29	117
<i>ACI 318</i>	≤ 60	0	0	1	33	57	9	77
	> 60	0	6	12	65	17	0	71

TABELA 4.37 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Estribos – Influência da Resistência à Compressão do Concreto – $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (137 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,154	1,213	1,028	0,911	4,643	2,680	1,857	1,477
<i>Mediana</i>	1,103	1,151	0,973	0,862	4,239	2,448	1,696	1,404
<i>DP</i>	0,425	0,451	0,378	0,340	2,563	1,480	1,025	0,556
<i>CV</i>	36,849	37,209	36,790	37,341	55,215	55,215	55,215	37,670
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	1,447	0,835	0,579	0,622
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
<i>50 < f_c ≤ 70 MPa - 50 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,137	1,201	1,001	0,878	4,178	2,412	1,671	1,410
<i>Mediana</i>	1,101	1,158	0,956	0,847	4,206	2,428	1,682	1,363
<i>DP</i>	0,309	0,345	0,245	0,200	1,343	0,776	0,537	0,332
<i>CV</i>	27,133	28,709	24,441	22,830	32,153	32,153	32,153	23,516
<i>Mínimo</i>	0,653	0,679	0,594	0,534	1,447	0,835	0,579	0,856
<i>Máximo</i>	2,281	2,474	1,889	1,560	7,026	4,057	2,810	2,571
<i>f_c > 70 MPa – 87 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,163	1,220	1,044	0,929	4,910	2,835	1,964	1,515
<i>Mediana</i>	1,103	1,151	0,979	0,878	4,316	2,492	1,726	1,441
<i>DP</i>	0,481	0,504	0,438	0,399	3,028	1,748	1,211	0,650
<i>CV</i>	41,349	41,340	41,929	42,903	61,660	61,660	61,660	42,908
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	1,630	0,941	0,652	0,622
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530

TABELA 4.38 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Resistência à Compressão do Concreto - $f_c > 50$ MPa.

<i>Norma</i>	f_c (MPa)	< 0,50	0,50 –0,65	0,65 –0,85	0,85 –1,30	1,30 –2,00	$\geq 2,00$	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118</i>	≤ 70	0	0	14	60	24	2	56
<i>Mod I</i>	> 70	2	5	11	55	22	5	99
<i>NBR 6118</i>	≤ 70	0	0	10	58	30	2	54
$\theta = 45^\circ$	> 70	2	3	11	56	23	5	90
<i>NBR 6118</i>	≤ 70	0	4	20	72	14	0	74
$\theta = 30^\circ$	> 70	3	5	22	57	11	2	114
<i>NBR 6118</i>	≤ 70	0	8	44	46	2	0	130
$\theta = 21,8^\circ$	> 70	5	9	32	45	7	2	170
<i>EUROCODE</i>	≤ 70	0	0	0	0	6	94	194
$\theta = 45^\circ$	> 70	0	0	0	0	5	95	195
<i>EUROCODE</i>	≤ 70	0	0	2	8	14	76	170
$\theta = 30^\circ$	> 70	0	0	0	7	22	71	164
<i>EUROCODE</i>	≤ 70	0	6	2	14	52	26	138
$\theta = 21,8^\circ$	> 70	0	0	4	19	41	36	121
<i>ACI 318</i>	≤ 70	0	0	0	44	54	2	58
	> 70	0	1	3	32	52	12	87

TABELA 4.39 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal -
Influência da Taxa de Armadura Longitudinal ρ_l - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global - 137 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,154	1,213	1,028	0,911	4,643	2,680	1,857	1,477
<i>Mediana</i>	1,103	1,151	0,973	0,862	4,239	2,448	1,696	1,404
<i>DP</i>	0,425	0,451	0,378	0,340	2,563	1,480	1,025	0,556
<i>CV</i>	36,849	37,209	36,790	37,341	55,215	55,215	55,215	37,670
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	1,447	0,835	0,579	0,622
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
<i>$\rho_l \leq 2\%$ - 11 Vigas</i>								
<i>Média</i>	0,943	0,969	0,881	0,816	6,051	3,494	2,420	1,298
<i>Mediana</i>	0,759	0,775	0,720	0,663	4,516	2,607	1,806	1,065
<i>DP</i>	0,690	0,704	0,653	0,613	5,404	3,120	2,161	0,958
<i>CV</i>	73,129	72,673	74,100	75,174	89,301	89,301	89,301	73,801
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	2,626	1,516	1,051	0,622
<i>Máximo</i>	2,868	2,928	2,720	2,559	22,107	12,764	8,842	4,032
<i>$\rho_l > 2\%$ - 111 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,116	1,169	1,001	0,891	4,573	2,640	1,829	1,442
<i>Mediana</i>	1,077	1,121	0,973	0,862	4,316	2,492	1,726	1,381
<i>DP</i>	0,301	0,325	0,253	0,216	1,545	0,892	0,618	0,351
<i>CV</i>	26,947	27,817	25,267	24,198	33,790	33,790	33,790	24,356
<i>Mínimo</i>	0,568	0,586	0,535	0,499	1,630	0,941	0,652	0,837
<i>Máximo</i>	2,281	2,474	1,890	1,699	8,580	4,954	3,432	2,729

TABELA 4.40 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal $\rho_l - f_c > 50$ MPa.

<i>Norma</i>	ρ_l (%)	< 0,50	0,50 –0,65	0,65 –0,85	0,85 –1,30	1,30 –2,00	$\geq 2,00$	<i>Score Total</i>
<i>NBR 6118 Mod I</i>	≤ 2	18	9	36	27	0	9	315
	> 2	0	3	11	67	20	2	61
<i>NBR 6118 $\theta = 45^\circ$</i>	≤ 2	18	9	37	18	9	9	326
	> 2	0	1	10	64	20	2	49
<i>NBR 6118 $\theta = 30^\circ$</i>	≤ 2	27	19	27	18	0	9	437
	> 2	0	4	23	62	11	0	77
<i>NBR 6118 $\theta = 21,8^\circ$</i>	≤ 2	27	19	27	18	0	9	437
	> 2	1	9	37	48	5	0	134
<i>EUROCODE $\theta = 45^\circ$</i>	≤ 2	0	0	0	0	0	100	200
	> 2	0	0	0	0	3	97	197
<i>EUROCODE $\theta = 30^\circ$</i>	≤ 2	0	0	0	0	9	91	191
	> 2	0	0	0	5	20	75	170
<i>EUROCODE $\theta = 21,8^\circ$</i>	≤ 2	0	0	0	9	64	27	118
	> 2	0	0	3	18	44	35	120
<i>ACI 318</i>	≤ 2	0	9	18	46	18	9	117
	> 2	0	0	1	37	56	6	70

TABELA 4.41 – Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal -
Influência da Taxa de Armadura Transversal ρ_w - $f_c > 50$ MPa.

<i>Medidas Estatísticas</i>	<i>NBR 6118</i>				<i>EUROCODE 2</i>			<i>ACI</i>
	<i>Mod. I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
<i>Global (137 vigas)</i>								
<i>Média</i>	1,154	1,213	1,028	0,911	4,643	2,680	1,857	1,477
<i>Mediana</i>	1,103	1,151	0,973	0,862	4,239	2,448	1,696	1,404
<i>DP</i>	0,425	0,451	0,378	0,340	2,563	1,480	1,025	0,556
<i>CV</i>	36,849	37,209	36,790	37,341	55,215	55,215	55,215	37,670
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	1,447	0,835	0,579	0,622
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	22,107	12,764	8,842	5,530
<i>$\rho_w < 0,1\%$ - 20 Vigas</i>								
<i>Média</i>	0,964	0,994	0,893	0,820	5,519	3,186	2,207	1,307
<i>Mediana</i>	0,770	0,787	0,728	0,685	5,194	2,999	2,078	1,083
<i>DP</i>	0,459	0,482	0,408	0,358	1,204	0,695	0,481	0,577
<i>CV</i>	47,668	48,458	45,691	43,627	21,812	21,812	21,812	44,139
<i>Mínimo</i>	0,398	0,405	0,385	0,369	3,946	2,279	1,578	0,622
<i>Máximo</i>	2,082	2,165	1,890	1,699	8,580	4,954	3,432	2,729
<i>$0,1 \leq \rho_w < 0,2\%$ - 69 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,100	1,142	1,002	0,905	5,113	2,952	2,045	1,456
<i>Mediana</i>	1,035	1,075	0,960	0,862	4,469	2,580	1,787	1,381
<i>DP</i>	0,324	0,337	0,295	0,269	2,492	1,439	0,997	0,427
<i>CV</i>	29,420	29,512	29,386	29,702	48,738	48,738	48,738	29,318
<i>Mínimo</i>	0,568	0,586	0,535	0,499	2,626	1,516	1,051	0,837
<i>Máximo</i>	2,868	2,928	2,720	2,559	22,107	12,764	8,842	4,032
<i>$\rho_w \geq 0,2\%$ - 45 Vigas</i>								
<i>Média</i>	1,340	1,437	1,148	0,980	3,723	2,149	1,489	1,616
<i>Mediana</i>	1,212	1,310	1,042	0,888	3,210	1,853	1,284	1,454
<i>DP</i>	0,494	0,518	0,454	0,419	2,822	1,629	1,129	0,695
<i>CV</i>	36,873	36,069	39,542	42,705	75,797	75,797	75,797	43,002
<i>Mínimo</i>	0,822	0,859	0,760	0,660	1,447	0,835	0,579	1,096
<i>Máximo</i>	3,861	3,992	3,603	3,321	20,556	11,868	8,222	5,530

TABELA 4.42 – Resultados da Avaliação da Escala de Demérito para a Ruptura por Tração Diagonal em Vigas com Armadura Transversal - Influência da Taxa de Armadura Transversal $\rho_w - f_c > 50$ MPa.

<i>Norma</i>	ρ_w (%)	$< 0,50$	$0,50 - 0,65$	$0,65 - 0,85$	$0,85 - 1,30$	$1,30 - 2,00$	$\geq 2,00$	<i>Escore Total</i>
<i>NBR 6118</i> <i>Mod I</i>	$< 0,1$	10	10	40	25	10	5	250
	$0,1 - 0,2$	0	3	12	67	17	1	58
	$\geq 0,2$	0	0	2	54	37	7	55
<i>NBR 6118</i> $\theta = 45^\circ$	$< 0,1$	10	5	40	25	15	5	230
	$0,1 - 0,2$	0	1	10	69	18	2	47
	$\geq 0,2$	0	0	0	49	44	7	58
<i>NBR 6118</i> $\theta = 30^\circ$	$< 0,1$	15	10	35	25	15	0	285
	$0,1 - 0,2$	0	6	17	68	8	1	74
	$\geq 0,2$	0	0	16	64	18	2	54
<i>NBR 6118</i> $\theta = 21,8^\circ$	$< 0,1$	15	25	25	20	15	0	340
	$0,1 - 0,2$	2	5	39	51	2	1	127
	$\geq 0,2$	0	0	40	51	7	2	91
<i>EUROCODE</i> $\theta = 45^\circ$	$< 0,1$	0	0	0	0	0	100	200
	$0,1 - 0,2$	0	0	0	0	0	100	200
	$\geq 0,2$	0	0	0	0	9	91	191
<i>EUROCODE</i> $\theta = 30^\circ$	$< 0,1$	0	0	0	0	0	100	200
	$0,1 - 0,2$	0	0	0	0	9	91	191
	$\geq 0,2$	0	0	2	16	44	38	124
<i>EUROCODE</i> $\theta = 21,8^\circ$	$< 0,1$	0	0	0	0	35	65	165
	$0,1 - 0,2$	0	0	0	7	57	36	129
	$\geq 0,2$	0	7	4	42	34	13	103
<i>ACI 318</i>	$< 0,1$	0	5	10	45	25	15	100
	$0,1 - 0,2$	0	0	1	35	60	4	70
	$\geq 0,2$	0	0	0	31	58	11	80

NBR 6118 (2003)

O critério permanece conservativo com esta extrapolação, com valores de média maiores que a unidade, tornando-se mais conservativo quanto maior a inclinação θ da biela utilizada. Resultados nas regiões classificadas como extremamente perigosa, perigosa aparecem em pequenos percentuais; porém estes percentuais diminuem também com o aumento da inclinação θ das diagonais de concreto. Por outro lado, a economia é maior com a redução do ângulo θ .

Os resultados obtidos com a utilização do modelo *I* foram muito semelhantes ao modelo *II* quando se utilizou o valor da inclinação θ da biela de concreto igual a 45° .

Empregando-se o modelo *II* com $\theta = 45^\circ$, 86% dos resultados da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} estão acima de 0,85. Percentual similar (84%) é obtido com o modelo *I*, sendo ambos significativamente maiores que os 73% alcançados quando se utiliza $\theta = 30^\circ$. Considerando-se os valores na faixa de baixa segurança, observa-se que o percentual de resultados obtidos θ igual a 30° é quase o dobro dos demais. A redução da inclinação das bielas para $\theta = 21,8^\circ$ aumenta mais ainda o percentual de resultados nas faixas de baixa segurança, perigosa e extremamente perigosa, demonstrando não ser adequado o seu emprego. Portanto, a utilização do modelo *II* com inclinação θ igual a 45° para as bielas de concreto proporciona melhores resultados em termos de segurança e de economia, reforçando a avaliação feita através da tabela de demérito, que lhe atribui o menor escore total.

Os resultados encontrados nas vigas com altura útil d menor que 60 cm foram mais conservativos e seguros que os obtidos pela amostra global, indicando influência do efeito escala. Independente do modelo ou ângulo θ utilizado, houve um aumento significativo no escore da escala de demérito quando d é maior que 60 cm: este aumento é função da considerável redução na segurança.

Melhores resultados foram encontrados com o modelo *II* com $\theta = 45^\circ$ em vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão entre 50 e 70 MPa. Valores mais

conservativos, seguros e economicamente viáveis foram obtidos para este caso, com apenas 10% dos casos da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} na faixa de baixa segurança (valor mínimo de 0,679) e portanto, 90% acima dessa. Apesar do maior percentual de resultados (72%) na região de segurança ideal ter sido encontrado quando $\theta = 30^\circ$, esta inclinação proporcionou também elevados percentuais de valores (24%) nas faixas de baixa segurança e perigosa.

Valores mais conservativos, seguros e muito mais precisos foram obtidos para taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%. A avaliação da escala de demérito indica que o critério, independente do valor do ângulo θ utilizado, é expressivamente mais adequando com o aumento de ρ_l .

A influência da taxa de armadura transversal revela valores claramente mais seguros com seu aumento. Este resultado corrobora o critério adotado pela NBR 6118 para armadura transversal mínima de vigas em função da resistência à compressão do concreto: quanto maior esta resistência maior será a taxa mínima de estribos.

EUROCODE 2 (2003)

Os resultados do EUROCODE são muito conservativos com valores de média e de mediana significativamente maiores que a unidade. Estes valores crescem ainda mais com o aumento da inclinação θ das bielas de concreto. Os resultados classificados como extremamente conservativos variam de 26% (para $\theta = 21,8^\circ$) a 95% (para $\theta = 45^\circ$). A utilização do ângulo $\theta = 21,8^\circ$ apresenta uma maior porcentagem de resultados classificados como perigosos e de baixa segurança mas que somam apenas 5% do total. Com maior economia aliada à maior quantidade de resultados com segurança ideal, a inclinação θ no valor de $21,8^\circ$ aparece como a melhor opção.

As análises parciais efetuadas não apresentaram resultados expressivos, mantendo altos percentuais de valores extremamente conservativos em todos os casos. Nestes casos o

emprego do ângulo de inclinação das bielas de concreto em $21,8^\circ$ permaneceu com o melhor desempenho.

ACI 318 (2005)

O critério é considerado conservativo e seguro, com valores de média e de mediana acima da unidade e com 97% dos resultados da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} acima de 0,85. O critério é também economicamente adequado, pois somente 8% dos resultados são extremamente conservativos.

Com relação às análises parciais, o ACI 318 apresenta um desempenho inferior para vigas com altura útil d acima de 60 cm, fabricadas com concreto tendo resistência à compressão f_c acima de 70 MPa, com taxa de armadura longitudinal ρ_l abaixo de 2% e taxa de armadura transversal ρ_w inferior a 0,1%.

Comparativo entre Normas

De uma forma geral, o EUROCODE 2 apresenta resultados muito conservativos e antieconômicos em relação aos demais critérios em estudo. Entre o ACI 318 e a NBR 6118, com θ igual a 45° , pode-se observar um comportamento mais similar, sendo o primeiro mais conservativo. Os escores obtidos na avaliação da escala de demérito confirmam este fato.

Analisando as normas brasileira e européia para um mesmo valor de θ , observa-se que a não consideração da parcela dos mecanismos complementares τ_c por parte do EUROCODE não é sempre adequada, produzindo resultados muito conservativos e antieconômicos, no geral. Entretanto, esse critério é sempre seguro, o que não é verificado com a utilização dos critérios da NBR 6118 quando se diminui a inclinação θ , quando $d > 60$ cm ou $\rho_l < 2\%$. Por outro lado, estes dados também indicam que a

parcela τ_c considerada pela NBR 6118 está superestimada, principalmente nestes casos, conforme já detectado anteriormente nas vigas com concreto tendo $f_c \leq 50$ MPa.

Para vigas de concreto com resistência à compressão de até 70 MPa, os critérios da NBR 6118 (θ igual a 45°) e do ACI 318 proporcionaram melhores resultados da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} indicando aumento não só da segurança como também de economia. Nenhuma diferença nos valores com relação a estes aspectos foi encontrada quando as vigas foram analisadas empregando-se o EUROCODE 2.

Em todos os critérios das normas em estudo o efeito de escala foi verificado. A taxa de armadura longitudinal também influencia, aumentando a segurança e também a economia nos casos onde $\rho_l > 2\%$. Resultados mais adequados em relação aos experimentais foram encontrados em vigas construídas com taxa de armadura transversal acima de 0,1%, sugerindo que o critério de armadura transversal mínima deve ser mesmo função da resistência à compressão do concreto empregado.

Apesar da extrapolação feita para os critérios da NBR 6118 e do fato do modelo **II** com $\theta = 45^\circ$ apresentar maiores percentuais de valores nas faixas extremamente perigosas, perigosas e de baixa segurança em relação às demais normas estudadas, o resultado global indica ser este o melhor critério quando se analisa, em conjunto, segurança, economia e precisão conforme mostram as FIG. 4.25 e 4.26. Os critérios do EUROCODE 2 e do ACI 318 são mais penalizados na escala de demérito por apresentarem elevados percentuais de valores da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} nas regiões conservativa e extremamente conservativa apesar de serem mais seguros em relação a norma brasileira. A FIG. 4.26 ilustra também o maior percentual de resultados da relação τ_{EXP} / τ_{CALC} na faixa de segurança ideal (entre 0,85 e 1,3) encontrado quando se utiliza o critério do modelo **II** com $\theta = 45^\circ$ da NBR 6118 bem como a pior precisão dos critérios do EUROCODE. Resultados ainda melhores foram obtidos quando se restringe a altura útil das vigas em 60 cm, a resistência à compressão em 70 MPa, a taxa de armadura longitudinal maior que 2% ou a taxa de armadura transversal maior que 0,1%.

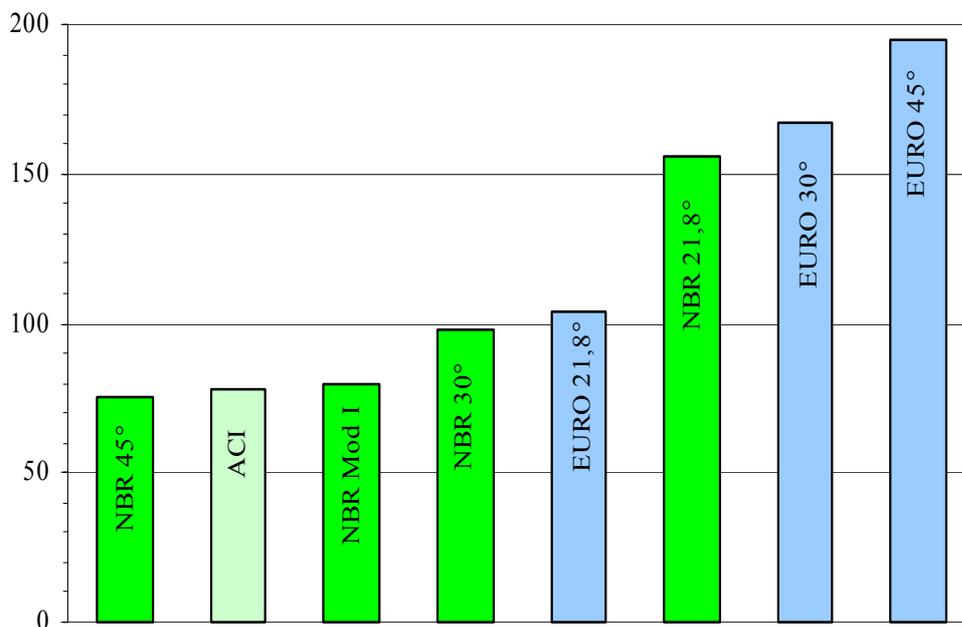


FIGURA 4.25 – Gráfico da Avaliação da Escala de Demérito para as vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal (137 vigas) - $f_c > 50$ MPa.

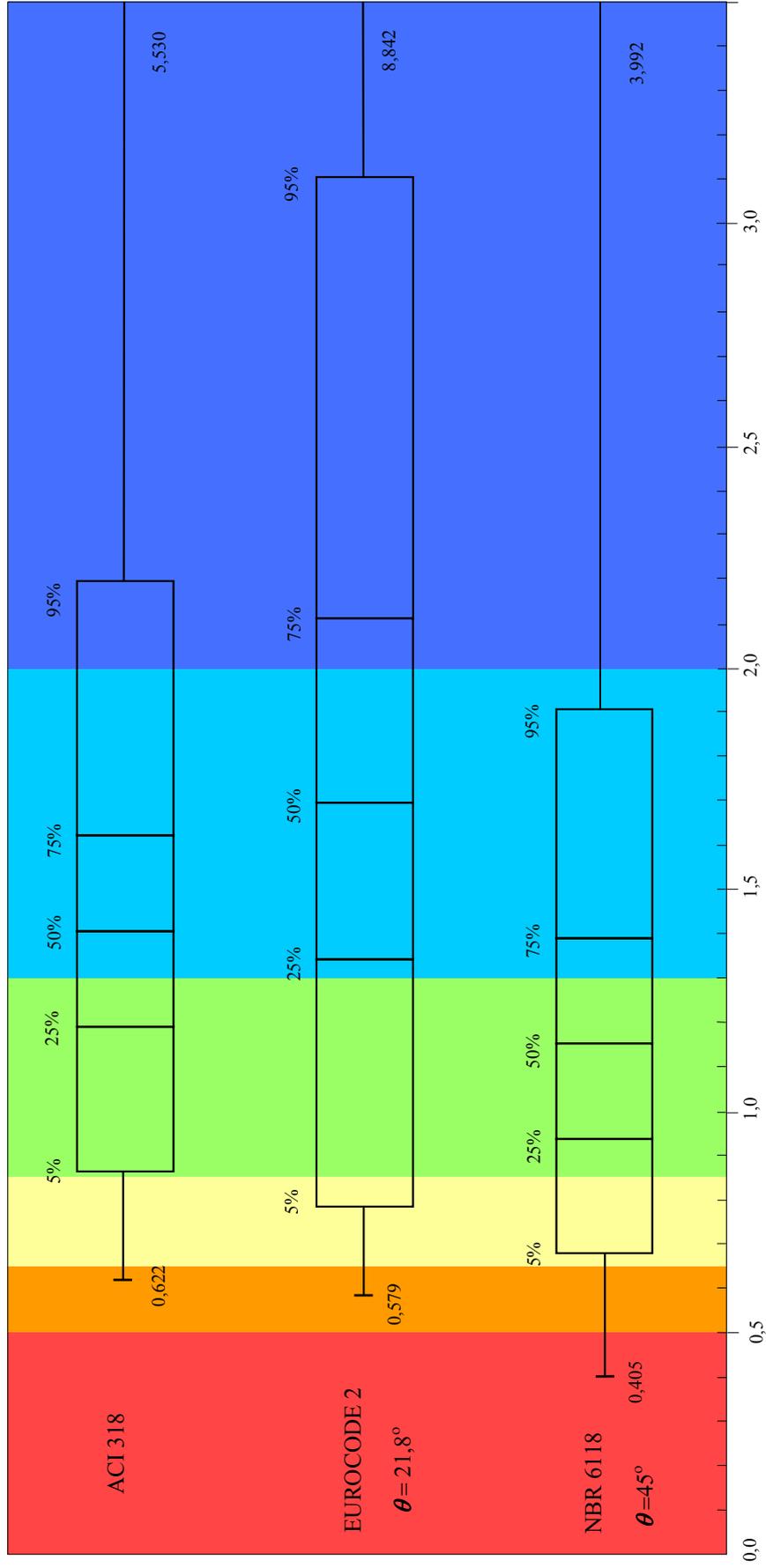


FIGURA 4.26 – Representação Gráfica dos Resultados τ_{EXP}/τ_{CALC} das Vigas com Armadura Transversal $-f_c > 50$ MPa.

5

CONCLUSÕES

Os critérios de dimensionamento aos esforços de cisalhamento prescritos pela NBR 6118 (2003) se baseiam no modelo de treliça generalizada, onde é permitido variar a inclinação θ da biela de concreto, no intervalo entre 30° e 45°. Buscando uma avaliação dos resultados obtidos quando se utilizam estas prescrições, foram realizadas análises comparativas com os valores obtidos em ensaios laboratoriais e também com os previstos pelas normas: ACI 318 (2005) e EUROCODE 2 (2003).

A fim de analisar a influência de diversos parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado, uma extensa pesquisa bibliográfica foi realizada resultando em um banco de dados composto de 522 vigas. As vigas que formam o banco de dados foram divididas em dois grupos segundo a resistência à compressão média do concreto medida na data do ensaio, f_c . O primeiro grupo é formado por 290 vigas onde o valor de f_c foi limitado a 50 MPa, conforme prescrição da NBR 6118 (2003). Neste grupo, 43 vigas tiveram ruptura por esmagamento da diagonal comprimida de concreto enquanto em 247 vigas a ruína se deu por tração diagonal. Um total de 232 vigas, onde o valor de f_c é maior que 50 MPa, compõem o segundo grupo. Neste segundo grupo todas as vigas tiveram ruptura por tração diagonal.

Os critérios de dimensionamento da NBR 6118, válidos para concreto com resistência à compressão máxima de 50 MPa, foram extrapolados para o estudo comparativo em relação às vigas onde a resistência do concreto foi maior que este valor. Os critérios do ACI 318 e do EUROCODE 2 limitam a resistência máxima à compressão do concreto em 69 e 90 MPa, respectivamente.

Os resultados obtidos utilizando os critérios de dimensionamento da NBR 6118 foram verificados em relação aos experimentais e aos calculados com o ACI 318 e o EUROCODE 2. Esta verificação foi realizada através de análise comparativa que considerou não só a segurança como também a precisão e a economia. Medidas estatísticas e a metodologia proposta por COLLINS (2001), descritas no capítulo 3, formam a base da análise comparativa realizada.

Os resultados se referem sempre às relações entre a tensão experimental de ruptura da viga (τ_{EXP}) originária dos ensaios de laboratório e a calculada (τ_{CALC}), segundo os critérios da NBR 6118, do EUROCODE 2 e do ACI 318, introduzidos no capítulo 2. Estas tensões foram calculadas sem a utilização de coeficientes de segurança, conforme metodologia descrita no capítulo 3.

5.1 – Conclusões

Os resultados indicam, no geral, uma assimetria da distribuição dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} para todas as normas estudadas. Esta assimetria é mais significativa com o aumento da resistência do concreto. Os limites inferiores estimados segundo a metodologia proposta por COLLINS (2001), que considera a mediana e o coeficiente de variação das amostras fictícias formadas pelos dados abaixo da mediana, são mais próximos dos valores mínimos reais das amostras.

Assim como realizado em todo o trabalho, as conclusões foram divididas segundo o limite da resistência do concreto prescrito pela NBR 6118 (2003), a presença ou não de

armadura transversal e o modo de ruptura verificado nas vigas: esmagamento da biela de concreto ou tração diagonal.

5.1.1 – Resistência do Concreto Limitada a 50 MPa

5.1.1.1 - Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida de Concreto

- Os resultados encontrados utilizando os critérios da NBR 6118 (2003) com inclinação da biela $\theta = 45^\circ$ foram preocupantes, com 26% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} na faixa entre 0,65 e 0,85, considerada de baixa segurança e 2% entre 0,5 e 0,65, classificada como perigosa. Melhores resultados foram obtidos com esta inclinação quando a taxa de armadura transversal foi maior que 2%.
- A utilização dos critérios da NBR 6118 (2003) para inclinação $\theta = 30^\circ$ é segura: 90% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 0,85. Resultados mais precisos foram encontrados para taxa de armadura transversal ρ_w entre 1 e 2%.
- A possível inclusão nos critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2003) de uma inclinação menor $\theta = 21,8^\circ$ produziu resultados antieconômicos em relação a $\theta = 30^\circ$. A porcentagem dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 1,5 subiu de 14% quando $\theta = 30^\circ$ para 42% com $\theta = 21,8^\circ$. Portanto, para este modo de ruptura, não se justifica a redução da inclinação θ das bielas para $21,8^\circ$.
- A melhor correlação entre os valores previstos pela NBR 6118 (2003) e os resultados experimentais foi obtida para inclinação θ das bielas igual a 30° .
- A utilização das prescrições do EUROCODE 2 com inclinação θ das bielas de concreto igual a 45° proporcionou resultados de baixa segurança com 42% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} entre 0,65 e 0,85 e 9% entre 0,5 a 0,65.

- A melhor correlação entre os valores previstos pelo EUROCODE 2 (2003) e os resultados experimentais foi obtida para inclinação θ das bielas igual a $21,8^\circ$.
- Os critérios do ACI 318 (2005) se mostraram seguros e antieconômicos. Todos os valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 0,97, e 32% dos casos superam 1,5.
- Análises parciais indicaram forte influência da taxa de armadura transversal. A utilização de taxas maiores que 2% proporcionou resultados mais conservativos e, portanto mais seguros, viabilizando, inclusive, a utilização das prescrições do EUROCODE 2 com inclinação θ das bielas de concreto igual a 45° (92% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85).
- Entre as normas estudadas, os resultados calculados segundo os critérios da NBR 6118, para $\theta = 30^\circ$, foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais do ponto de vista da segurança, da economia e da precisão. Este fato é confirmado pela avaliação da escala de demérito sugerida por COLLINS (2001).

5.1.1.2 – Ruptura por Tração Diagonal

Vigas sem Armadura Transversal

- Os resultados apresentados pela NBR 6118 não podem ser classificados como seguros: 36% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão abaixo de 0,85, sendo 10% menores que 0,65 e 4% abaixo de 0,5. Do ponto de vista de consumo de materiais, os resultados são econômicos com apenas 5% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 1,5.
- Os resultados obtidos com EUROCODE 2 são preocupantes quanto a segurança com 28% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85. Por outro lado o

critério é muito preciso: 96% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} se encontram entre 0,67 e 1,3.

- Utilizando os critérios prescritos pelo ACI 318, os resultados obtidos são mais conservativos, com 15% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85, dos quais 3% estão abaixo de 0,65.
- Em todas as normas analisadas, correlações mais seguras foram encontradas para vigas fabricadas com concreto de resistência à compressão f_c menor que 30 MPa, de altura útil d abaixo de 60 cm e taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%.
- Na avaliação da escala de demérito o EUROCODE 2 obteve o menor escore total entre as normas estudadas, apresentando o melhor desempenho. Porém ao se analisar separadamente a segurança, este obteve 56 pontos, enquanto o ACI 318 apenas 39: portanto este último é melhor em termos de segurança.
- Na avaliação da escala de demérito a NBR 6118 obteve o maior escore total, apresentando o pior desempenho entre as normas estudadas. Ao se analisar separadamente a segurança, a NBR 6118 apresenta um escore de demérito ainda mais destoante: 134 pontos.
- Com base nos resultados obtidos, a parcela dos mecanismos complementares τ_c da norma brasileira deve ser reformulada. A fórmula atual não considera adequadamente a resistência das vigas analisadas. A inclusão da altura útil d e da taxa de armadura longitudinal ρ_l na equação é recomendada.

Vigas com Armadura Transversal

- Os resultados encontrados utilizando os critérios do modelo *II* da NBR 6118 (2003) com inclinação θ das bielas de 45° foram seguros, porém são antieconômicos: 48% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 1,5.
- A utilização dos critérios da NBR 6118 (2003) com $\theta = 30^\circ$ é segura com 86% de valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85. Os resultados são também mais econômicos: somente 11% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 1,5.
- A possível inclusão nos critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2003) de uma menor inclinação para θ igual a $21,8^\circ$ produziu resultados mais inseguros em relação a θ igual a 30° . A porcentagem dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo 0,85 subiu de 14% quando $\theta = 30^\circ$ para 25% com $\theta = 21,8^\circ$. Portanto, para este modo de ruptura, não se justifica a redução da inclinação θ das bielas para $21,8^\circ$.
- Resultados semelhantes foram obtidos com o emprego dos modelos *I* e *II* da NBR 6118 para θ igual a 45° . Ambos são seguros e apresentam o mesmo percentual (88%) de valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85. Do ponto de vista de economia, o modelo *I* é melhor que o modelo *II* com $\theta = 45^\circ$: 3% contra 6% de valores extremamente conservativos.
- O modelo *II* com θ igual a 45° é, entretanto, pior em relação a θ igual a 30° , visto que este último apresentou 50% de valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} na faixa entre 0,85 e 1,3 muito superior aos 22% encontrados com θ igual a 45° .
- As análises parciais demonstraram um pior desempenho dos critérios da NBR 6118 (2003) para vigas com altura útil d maior que 60 cm ou a taxa de armadura longitudinal ρ_l menor que 2% e concreto com resistência à compressão acima de 30 MPa. Este fato confirma que a parcela dos mecanismos complementares à treliça τ_c da norma brasileira deve ser reformulada.

- No geral, a melhor correlação entre os valores previstos pela NBR 6118 (2003) e os resultados experimentais foi obtida com o modelo *II* e inclinação θ das bielas igual a 30° .
- O critério do EUROCODE 2 com $\theta = 45^\circ$ proporcionou resultados seguros, porém extremamente antieconômicos com 97% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 1,5.
- A utilização dos critérios do EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$ é segura com 90% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85. O emprego desta inclinação proporciona também resultados mais econômicos em relação a θ igual a 45° : neste caso apenas 42% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} são maiores que 1,5.
- O critério do ACI 318 produziu resultados seguros e antieconômicos com 92% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85, sendo 51% maiores que 1,5.
- As análises parciais indicaram uma forte influência do efeito de escala e da taxa de armadura longitudinal em todos os critérios analisados. Resultados mais seguros foram verificados nas relações τ_{EXP}/τ_{CALC} para vigas com a altura útil d menor que 60cm ou a taxa de armadura longitudinal ρ_l maior que 2%.
- Entre as normas estudadas, os resultados calculados segundo os critérios da NBR 6118, com modelo *II* e $\theta = 30^\circ$, foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais do ponto de vista da segurança, da economia e da precisão, segundo a avaliação da escala de demérito sugerida por COLLINS (2001).

5.1.2 – Resistência do Concreto maior que 50 MPa

5.1.2.1 - Ruptura por Tração Diagonal

Vigas sem Armadura Transversal

- Quando os critérios de dimensionamento da NBR 6118 foram extrapolados para vigas de concreto com resistência à compressão maior que 50 MPa, os resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} não foram conservativos nem seguros: 59% dos valores estão abaixo de 0,85, dos quais 8% são menores que 0,5.
- Os critérios atuais de dimensionamento da parcela τ_c resistida pelos mecanismos complementares à treliça da NBR 6118 não devem ser extrapolados para concretos de resistência à compressão acima de 50 MPa. A equação prescrita não considera adequadamente a resistência do concreto. Os resultados encontrados revelam também que a altura útil d da viga e a taxa de armadura longitudinal ρ_l devem ser incluídas na formulação.
- Os resultados obtidos com EUROCODE 2 são preocupantes em termos de segurança, com 34% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85. Por outro lado, a amplitude entre o valor mínimo e máximo é significativamente menor em relação às demais normas.
- O critério de dimensionamento do ACI 318 é seguro, porém antieconômico: 90% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 0,85, dos quais 27% são acima de 1,5.
- Os critérios de dimensionamento do EUROCODE 2 e do ACI 318 apresentaram desempenho para vigas fabricadas com concreto com resistência à compressão entre 50 e 70 MPa semelhante aos das vigas com concreto de resistência limitada a 50 MPa.
- Os critérios das normas analisadas tiveram pior desempenho para vigas com altura útil d maior que 60 cm, taxa de armadura longitudinal ρ_l menor que 2% e concreto com resistência à compressão acima de 70 MPa.

- Dentre as normas estudadas, o critério do ACI 318 obteve a melhor correlação com os resultados experimentais em termos de segurança.
- Na avaliação da escala de demérito a NBR 6118 obteve o maior escore total, apresentando o pior desempenho entre as normas estudadas. Ao se analisar separadamente a segurança, a NBR 6118 obteve um escore de demérito ainda mais destoante.

Vigas com Armadura Transversal

- O modelo **II** da NBR 6118 (2003), com inclinação θ das bielas de 45° , produziu resultados seguros e econômicos: 86% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 0,85, sendo 17% maiores que 1,5.
- Resultados semelhantes foram encontrados com o emprego dos modelos **I** e **II** da NBR 6118 com θ igual a 45° . Ambos os modelos são seguros, com cerca de 85% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85. Do ponto de vista de economia, o modelo **I** também é similar ao modelo **II** proporcionando apenas 4% dos valores na região extremamente conservativa.
- A utilização dos critérios da NBR 6118 (2003) com $\theta = 30^\circ$ tem segurança preocupante com 27% de valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85, dos quais 2% são menores que 0,5.
- A possível inclusão nos critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2003) de uma menor inclinação para θ igual a $21,8^\circ$ apresentou desempenho inferior em relação a θ igual a 30° . A porcentagem dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo 0,85 subiu de 27% quando $\theta = 30^\circ$ para 49% com $\theta = 21,8^\circ$. Portanto, para este modo de ruptura, não se justifica a redução da inclinação θ das bielas para $21,8^\circ$.

- As análises parciais demonstraram que os resultados obtidos com a NBR 6118 (2003) foram ainda mais inseguros para vigas com altura útil d maior que 60 cm ou a taxa de armadura longitudinal ρ_l menor que 2%. Este fato revela que a parcela τ_c da norma brasileira referente aos mecanismos complementares à treliça deve ser revista de modo a considerar estes parâmetros. A resistência do concreto também não é avaliada adequadamente na formulação prescrita.
- No geral, a utilização dos critérios da NBR 6118 em vigas de concreto com resistência maior que 50 MPa e armadas com estribos gerou resultados mais inseguros em relação a vigas com concreto de resistência menor ou igual a 50 MPa: aumentos significativos nos percentuais de valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} abaixo de 0,85 foram encontrados.
- A melhor correlação entre os valores previstos pela NBR 6118 (2003) e os resultados experimentais foi obtida para o modelo **II** com inclinação θ das bielas igual a 45°.
- O critério do EUROCODE 2 com $\theta = 45^\circ$ proporcionou resultados extremamente conservativos em termos de segurança e antieconômicos: 99% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 1,5.
- A utilização dos critérios do EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$ é segura com 95% dos resultados da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} acima de 0,85. O emprego desse valor de inclinação proporciona também resultados mais econômicos em relação a θ igual a 45°, com apenas 52% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} maiores que 1,5.
- O critério do ACI 318 produziu resultados seguros, porém antieconômicos: 97% dos valores da relação τ_{EXP}/τ_{CALC} estão acima de 0,85 sendo 36% maiores que 1,5.

- Independentemente do critério utilizado, resultados mais seguros e também mais econômicos foram obtidos em vigas com taxa de armadura longitudinal ρ_l acima de 2%.
- Resultados mais adequados em relação aos experimentais foram encontrados em vigas construídas com taxa de armadura transversal ρ_w acima de 0,1%. Este fato sugere, portanto, que o critério de armadura transversal mínima deve ser mesmo função da resistência à compressão do concreto empregado.
- Os resultados calculados segundo os critérios da NBR 6118, com modelo *II* e inclinação θ das bielas igual a 45°, foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais do ponto de vista da segurança, da economia e precisão, segundo a avaliação da escala de demérito proposta por COLLINS (2001).

5.2 – Sugestões para Estudos Futuros

Em função dos estudos e análise realizados, ao longo do trabalho, sugere-se:

- A proposição de uma nova formulação para a parcela τ_c da NBR 6118 (2003) referente aos mecanismos complementares à treliça. Esta formulação deve considerar não apenas a resistência do concreto como também a influência da altura útil da viga e da taxa de armadura longitudinal.
- Realização de ensaios de vigas com ruptura por esmagamento das bielas de concreto, principalmente com concreto de resistência à compressão acima de 50 MPa.
- Realização de ensaios de vigas de concreto armado com ruptura por cisalhamento, porém com altura útil acima de 60 cm.
- Estudos semelhantes de verificação dos critérios de dimensionamento da NBR 6118 no caso de vigas protendidas com ruptura por cisalhamento.
- Estudos semelhantes de verificação dos critérios de dimensionamento da NBR 6118 para vigas de concreto armado com ruptura por torção.

6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEBAR, P., COLLINS. M.P., *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement*, Canadian Journal of Civil Engineering, março-abril 1996, vol.23, nº 02, p.297-305.

AHMAD, S.H., PARK,F.,EL-DASH,K. *Web reinforcement effects on shear capacity of reinforced high-strength concrete beams*, Magazine of Concrete Research, 1995, vol.47, no 172, p.227-233.

AHMAD, S.H., et al. *Shear capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams*, ACI Structural Journal, 1986, vol.83, nº 02, p.297-305.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), *COMMITTEE 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-05)*, Detroit, 2004, 490 p.

ANGELAKOS, D. et al, *Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members*, ACI Structural Journal, vol.98, nº 3, p.290-300, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2003, 170 p.

BAZANT, Z.P. E KAZEMI, M.T., *Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, 1991, vol.88, nº 3, p.268-276.

BELARBI, A. E HSU, T.T.C., *Stirrups Stresses in Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, vol.87, nº 5, 1990, p.530-538.

CARELLI, J.A., *Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes*, *Dissertação*, 2002, 144p., Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

CASTRO, F.A.B., *Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Estudo Paramétrico*, *Dissertação*, 1997, 162 p., Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

CLADERA, A.B., *Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams*, *Tese*, 2003, 284p., Departamento d'Enginyeria de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

COLLINS, M.P., *Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures*, CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, Canadá, março 2001, p.29-37.

COLLINS, M.P., E KUCHMA, D., *How safe are our large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?*, ACI Structural Journal, vol.96, nº 04, julho-agosto 1999, p.482-490.

ELZANATY, A.H., NILSON, A.H. E SLATE, F.O., *Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams using High-Strength Concrete*, ACI Journal, março-abril, 1986, p.290-296.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building*, Brussels, 2003, 225p.

FERNANDES, G.B., *Cisalhamento em de Vigas de Alta Resistência*, Revista Técnica, novembro-dezembro, 1994, nº 13, p.27-30.

FERNANDES, G.B., *Resistência ao Cisalhamento: Estudo Analisa a Resistência de Vigas de Concreto Armado de Alto Desempenho*, Revista Técnica, janeiro-fevereiro, 1987, nº 26, p.34-37.

FURLAN JR., S., *Vigas de Concreto Armado com Taxas Reduzidas de Armadura de Cisalhamento: Influência do Emprego de Fibras Curtas e de Protensão*, Tese, 1995, 373 p., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

GARCIA, S.L.G., *Taxa de Armadura Transversal Mínima em Vigas de Concreto Armado*, Tese, 2002, p.207, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

HADDADIN, M.J., HONG, S., MATTOCK, A.H., *Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force*, Journal of Structural Division Proceedings of the ASCE, setembro, 1971, p.2277-2297.

INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO – IBRACON: *Prática Recomendada IBRACON: Comentários Técnicos NB-1*, IBRACON, 2003, 70p.

JOHNSON, M.K. E RAMIREZ, J.A., *Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete*, ACI Structural Journal, julho-agosto, 1989, nº 04, p.376-382.

KONG, P.Y.L., RANGAN, B.V. , *Shear Strength of High-Performance Concrete Beams*, ACI Structural Journal, 1998, vol. 95, nº 06, p.677-688.

KULKARNI, S.M. E SHAH, S.P., *Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates*, ACI Structural Journal, 1998, vol. 95, nº 06, p.705-715.

LEE, J. E WATANABE, F., *Shear Design of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement Considering Failure Modes*, ACI Structural Journal, 2000, vol. 97, nº 03, p. 477-484.

LEONHARDT, F AND MÖNNIG, E. *Construções de Concreto Volume 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1979, 174p.

LEONHARDT, F AND MÖNNIG, E., *Construções de Concreto Volume 1: Princípios Básicos do Dimensionamento*, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1979, 336p.

MPHONDE, A.G. E FRANTZ, G.C. *Shear Tests of High and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, 1984, vol.81, no 04, p.350-357.

OZCEBE, G., et al, *Evolution of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete*, ACI Structural Journal, 1999, vol.96, no 03, p.361-368.

PLACAS, A. E REGAN, P.E., *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*, ACI Journal, outubro, 1971, p.763-773.

RAMIREZ, J.A. E BREEN, J.E., *Evaluation of Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear*, ACI Structural Journal, 1991, vol. 88, nº 05, p 562-571.

RANGAN, B.V., *Web Crushing Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams*, ACI Structural Journal, 1991, vol. 88, nº 02, p 12-16.

ROLLER , J.J., E RUSSEL, H.G., *Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Web Reinforcement*, ACI Structural Journal, 1990, vol.87, nº 02, p. 191-198.

SALANDRA, M.A. E AHMAD, S.H. *Shear Capacity of Reinforced Lightweight High-Strength Concrete Beams*, ACI Structural Journal, 1989, vol. 86, nº 06, p. 697-704.

SARSAM, K.F. E AL-MUSAWI, J.M.S., *Shear Design of High and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement*, ACI Structural Journal, 1992, vol. 89, nº 06, p. 658-664.

SÜSSEKIND, J.C., *Curso de Concreto – vol 1*, 6ª ed, Ed. Globo, 1989, 376p.

TEOH, B.K., MANSUR, M.A. E WEE, T.H., *Behavior of High-Strength Concrete I-Beams with Low Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, maio-junho, 2002, nº 03, p.299-307.

TOMPOS, E.J. E FROSH, R.J., *Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength*, ACI Structural Journal, setembro-outubro, 2002, vol. 99, nº 05, p.559-567.

VIDAL FILHO, L.S., *Influência da Adição de Fibras Curtas de Aço no Comportamento e Resistência ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado*, dissertação, 1999, 130 p., Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

XIE et al., *Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete*, ACI Structural Journal, vol. 91, nº 02, março-abril 1994, p.140-149.

YOON, Y.S., et al., *Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium and High-Strength Concrete Beams*, ACI Structural Journal, vol.93, nº 05, Setembro-outubro 1996, p.576-584.

Anexo A

BANCO DE DADOS EXPERIMENTAIS

TABELA A.1 – Características das Vigas com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida de Concreto.

<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	b_w <i>cm</i>	d <i>cm</i>	f_c <i>MPa</i>	f_y <i>kN/cm²</i>	A_{sw}/s <i>cm²/m</i>	$\rho_w f_y$ <i>kN/cm²</i>	τ_{EXP} <i>kN/cm²</i>
Placas e Regan (1971).	w1	6,35	25,4	29,86	62,06	13,72	1,34	0,99
	w2	6,35	25,4	12,62	62,06	13,72	1,34	0,56
	w3	6,35	25,4	45,54	62,06	13,72	1,34	1,24
	w5	6,35	25,4	34,27	62,06	20,64	2,02	1,17
	w6	6,35	25,4	33,92	62,06	13,72	1,34	0,96
	w7	6,35	25,4	34,34	62,06	13,27	1,30	1,00
	Haddadin, Hong e Mattock (1971)	E4	17,78	38,1	13,41	34,48	14,05	0,27
E5		17,78	38,1	17,07	34,48	22,40	0,43	0,45
A6		17,78	38,1	25,65	34,48	32,00	0,62	0,58
C4		17,78	38,1	25,72	34,48	14,05	0,27	0,46
G5		17,78	38,1	26,13	34,48	24,71	0,48	0,63
A5		17,78	38,1	26,30	34,48	22,40	0,43	0,57
G4		17,78	38,1	26,75	34,48	14,76	0,29	0,57
A4		17,78	38,1	28,58	34,48	14,05	0,27	0,51
C5		17,78	38,1	30,44	34,48	22,40	0,43	0,53
J5		17,78	38,1	32,54	34,48	22,40	0,43	0,64
Ramirez e Breen (1991)	TA1			17,24			0,55	0,56
	TA2			17,24			0,36	0,54
	TA3			17,24			0,23	0,46
	TA13			20,86			0,55	0,58
	TA14			20,86			0,36	0,56
Rangan (1991)	I-2	7,40	56,3	30,20	48,50	11,30	0,74	0,89
	I-3	6,30	56,3	31,20	48,50	20,10	1,55	1,04
	I-4	6,40	56,3	35,70	48,50	11,30	0,86	1,15
	I-1	7,40	56,3	36,50	48,50	20,10	1,32	1,09
Lee e Watanabe (2000)	25	20,00	37,0	33,80	80,30	22,00	0,88	0,71
	26	20,00	37,0	33,80	89,80	24,20	1,09	0,69
	29	20,00	37,0	34,70	106,10	11,80	0,63	0,72
	30	20,00	37,0	34,80	106,60	24,20	1,29	0,75
	34	20,00	37,0	35,50	80,30	22,00	0,88	0,72
	35	20,00	37,0	20,40	83,00	8,00	0,33	0,37
	36	20,00	37,0	20,40	83,00	11,80	0,49	0,39
	37	20,00	37,0	21,20	83,00	17,80	0,74	0,50
	38	20,00	37,0	29,30	83,00	8,00	0,33	0,45
39	20,00	37,0	29,30	83,00	11,80	0,49	0,60	

TABELA A.1 - Características das Vigas com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida de Concreto (Cont.).

<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>b_w</i> <i>cm</i>	<i>d</i> <i>cm</i>	<i>f_c</i> <i>MPa</i>	<i>f_y</i> <i>kN/cm²</i>	<i>A_{sw}/s</i> <i>cm²/m</i>	$\rho_w f_y$ <i>kN/cm²</i>	τ_{EXP} <i>kN/cm²</i>
	40	20,00	37,0	32,60	83,00	17,80	0,74	0,62
	43	20,00	37,0	22,90	72,30	11,80	0,43	0,45
Lee e	44	20,00	37,0	22,90	72,30	17,80	0,64	0,51
Watanabe	45	20,00	37,0	22,90	72,30	23,60	0,85	0,57
(2000)	47	20,00	37,0	37,00	72,80	17,80	0,65	0,62
	48	20,00	37,0	37,00	72,80	23,60	0,86	0,70
	65	15,00	37,0	50,70	90,20	9,90	0,60	0,84
	66	15,00	37,0	50,70	84,60	25,65	1,45	1,18

ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $A_{sw} / (b_w \cdot s)$;
 A_{sw} é a área de armadura transversal e corresponde à soma das áreas de todas as pernas verticais dos estribos em uma seção transversal;
 b_w é a menor dimensão da viga;
 s é o espaçamento da armadura transversal;
 d é a altura útil da viga;
 f_c é a resistência a compressão do concreto, medida na data do ensaio;
 f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal, medida no ensaio;
 τ_{EXP} é a tensão de ruptura do ensaio, que é o esforço de cisalhamento último, dividido pelo produto $b_w \cdot d$.

TABELA A.2 – Características das Vigas sem Estribos com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal.

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>fc</i> (MPa)	ρ_l %	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Morrow Viest (1957) apud Cladera	b40b4	30,50	36,80	34,80	1,85	0,14
	b56b2	30,50	36,80	14,70	1,85	0,09
	b56a4	30,50	37,50	25,00	2,41	0,12
	b56b4	30,50	36,80	27,20	1,85	0,11
	b56e4	30,50	36,80	28,40	1,24	0,10
	b56a6	30,80	35,60	39,90	3,79	0,16
	b56b6	30,50	37,20	45,70	1,83	0,12
	b113b4	30,50	36,50	32,60	1,87	0,09
	b70b2	30,50	36,50	16,30	1,87	0,08
	b70a4	30,50	36,80	27,20	2,46	0,12
	b70a6	30,50	35,60	45,00	3,83	0,16
b84b4	30,50	36,30	27,20	1,88	0,10	
Hadaddin et al (1971)	A1	17,78	38,10	29,48	3,79	0,17
	C1	17,78	38,10	25,93	3,79	0,13
	E1	17,78	38,10	13,93	3,79	0,15
Placas e Regan (1971)	R1	15,24	25,40	26,20	0,98	0,12
	R2	15,24	25,40	26,20	1,46	0,12
	R3	15,24	25,40	24,82	1,46	0,12
	R7	15,24	25,40	28,06	1,46	0,14
	D2	15,24	25,40	30,34	1,46	0,14
	T2	15,24	25,40	28,06	1,46	0,14
	T18	15,24	25,40	28,41	4,16	0,19
Kani et al apud Cladera (2002)	1	15,00	13,70	28,00	2,75	0,14
	2	15,00	13,70	25,00	2,73	0,14
	3	15,00	13,70	25,00	2,80	0,16
	4	15,60	27,00	27,00	2,74	0,15
	5	15,00	27,00	27,00	2,84	0,14
	6	1,00	27,00	30,00	2,66	1,99
	7	15,50	54,30	26,00	2,77	0,11
	8	15,60	54,30	27,00	2,77	0,13
	9	15,60	54,30	26,00	2,72	0,10
	10	15,60	109,00	27,00	2,71	0,10
	11	15,40	109,00	30,00	2,72	0,09
	12	15,20	109,00	27,00	2,70	0,09
15	15,50	27,00	17,00	0,50	0,06	
16	15,20	27,00	17,00	0,50	0,06	

TABELA A.2 – Características das Vigas sem Estribos com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>f_c</i> (MPa)	ρ_l %	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Kani et al apud Cladera (2002)	17	15,20	27,00	28,00	0,50	0,06
	20	15,20	27,00	35,00	0,50	0,08
	21	15,20	27,00	35,00	0,50	0,06
	23	15,20	27,00	17,00	0,80	0,07
	24	15,20	27,00	17,00	0,80	0,07
	28	15,20	27,00	17,00	0,80	0,09
	29	15,20	27,00	17,00	0,80	0,08
	30	15,20	27,00	17,00	0,80	0,08
	32	15,20	27,00	26,00	0,80	0,09
	33	15,20	27,00	26,00	0,80	0,08
	34	15,20	27,00	26,00	0,80	0,10
	35	15,20	27,00	26,00	0,80	0,11
	36	15,20	27,00	26,00	0,80	0,06
	37	15,20	27,00	26,00	0,80	0,07
	38	15,20	27,00	26,00	0,80	0,11
	39	15,20	27,00	26,00	0,80	0,10
42	15,20	27,00	26,00	0,80	0,10	
43	15,20	27,00	26,00	0,80	0,08	
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LNN-3	12,70	21,59	40,30	1,04	0,08
Elzanaty et al (1986)	F11	17,78	26,67	20,69	1,20	0,09
	F12	17,78	26,67	20,69	2,50	0,12
	F8	17,78	26,67	39,99	1,00	0,10
	F13	17,78	26,67	39,99	1,20	0,10
	F14	17,78	26,67	39,99	2,50	0,14
Bazant e Kazemi (1991)	I-4	3,81	4,06	46,82	1,67	0,21
	I-5	3,81	4,06	46,82	1,67	0,19
	I-6	3,81	4,06	46,82	1,67	0,20
	I-7	3,81	8,13	46,82	1,67	0,18
	I-8	3,81	8,13	46,82	1,67	0,18
	I-9	3,81	8,13	46,82	1,67	0,17
	I-10	3,81	16,26	46,82	1,67	0,15
	I-11	3,81	16,26	46,82	1,67	0,16
	I-12	3,81	16,26	46,82	1,67	0,16
	II-4	3,81	4,13	46,20	1,64	0,19
	II-5	3,81	4,13	46,20	1,64	0,17

TABELA A.2 – Características das Vigas sem Estribos com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>f_c</i> (MPa)	ρ_l %	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Bazant e Kazemi (1991)	II-6	3,81	4,13	46,20	1,64	0,20
	II-7	3,81	8,26	46,20	1,64	0,17
	II-8	3,81	8,26	46,20	1,64	0,16
	II-9	3,81	8,26	46,20	1,64	0,14
	II-10	3,81	16,51	46,20	1,64	0,12
	II-11	3,81	16,51	46,20	1,64	0,13
	II-12	3,81	16,51	46,20	1,64	0,13
Xie et al (1994)	NNN-3	12,70	21,59	39,72	2,08	0,13
Adebar e Collins (1996)	ST3	29,00	27,80	49,30	1,95	0,13
	ST8	29,00	27,80	46,20	1,95	0,10
Yoon et al (1996)	NI-S	37,50	65,50	36,00	2,80	0,10
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M40-S0	15,00	20,50	34,40	3,19	0,18
	M25-S0	15,00	20,70	26,60	2,02	0,15
	M25-S3	15,00	20,70	26,60	2,02	0,18
Kulkarni e Shah (1998)	B4JL20-S	10,20	15,20	41,90	1,37	0,13
	B3SE03-S	10,20	15,20	45,00	1,37	0,15
	B3NO15-S	10,20	15,20	43,00	1,37	0,15
	B3NO30-S	10,20	15,20	45,00	1,37	0,16
	B3NO30-H	10,20	15,20	45,00	1,37	0,18
Collins e Kuchma (1999)	B100	30,00	92,50	36,00	1,01	0,08
	B100R	30,00	92,50	36,00	1,01	0,09
	B100L	30,00	92,50	39,00	1,01	0,08
	B100L-R	30,00	92,50	39,00	1,01	0,08
	B100B	30,00	92,50	39,00	1,01	0,07
	BN100	30,00	92,50	37,20	0,76	0,07
	BN50	30,00	45,00	37,20	0,81	0,10
	BN25	30,00	22,50	37,20	0,89	0,11
	BN12	30,00	11,00	37,20	0,91	0,12
	SE100A-45	29,50	92,00	50,00	1,03	0,07
	SE100A-45-R	29,50	92,00	50,00	1,03	0,09
Angelakos et al (2001).	DB120	30,00	92,50	21,00	1,01	0,06
	DB130	30,00	92,50	32,00	1,01	0,07
	DB140	30,00	92,50	38,00	1,01	0,06
	DB230	30,00	92,50	32,00	2,02	0,09
	DB0.530	30,00	92,50	32,00	0,50	0,06

TABELA A.2 – Características das Vigas sem Estribos com concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>b_w</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>ρ_l</i> %	<i>τ_{EXP}</i> (kN/cm ²)
Carelli (2002)	VS1	15,00	31,20	22,30	1,29	0,20
	VS2	15,00	31,20	22,30	1,29	0,14
	VS3	15,00	31,20	22,30	1,29	0,21
Cladera (2002)	H50/1	20,00	35,90	49,90	2,24	0,14
Garcia (2002)	8R	15,00	41,30	32,00	2,60	0,12
González apud Cladera (2002)	V10HC	20,20	30,60	40,20	2,88	0,14
	V10HCS	20,30	30,60	46,77	2,87	0,16
	V10HR	20,00	30,50	39,65	2,93	0,15
	V10HRS	19,90	30,50	41,45	2,93	0,14
Tompos e Frosh (2002)	V18-0	22,86	42,55	35,85	1,04	0,10

ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, igual a $A_{sl} / (b_w \cdot d)$;
b_w é a menor dimensão da viga;
A_{sl} é a área de armadura longitudinal tracionada;
d é a altura útil da viga;
f_c é a resistência a compressão do concreto, medida na data do ensaio;
τ_{EXP} é a tensão de ruptura do ensaio, que é o esforço de cisalhamento último, dividido pelo produto $b_w \cdot d$.

TABELA A.3 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
	R8	15,24	25,40	26,68	1,46	0,093	0,058	0,21
	R9	15,24	25,40	29,58	1,46	0,186	0,115	0,27
	R10	15,24	25,40	29,61	0,98	0,093	0,058	0,19
	R11	15,24	25,40	26,20	1,95	0,093	0,058	0,23
	R12	15,24	25,40	33,92	4,16	0,093	0,058	0,28
	R13	15,24	25,40	32,27	4,16	0,186	0,115	0,39
	R14	15,24	25,40	29,03	1,46	0,062	0,038	0,23
	R15	15,24	25,40	29,86	4,16	0,186	0,115	0,36
	R16	15,24	25,40	31,58	4,16	0,186	0,115	0,36
	R17	15,24	25,40	12,76	1,46	0,093	0,058	0,18
	R20	15,24	25,40	42,96	1,46	0,093	0,058	0,23
	R21	15,24	25,40	48,13	4,16	0,186	0,115	0,39
	R22	15,24	25,40	29,51	1,46	0,093	0,058	0,21
	R24	15,24	25,40	30,89	4,16	0,093	0,058	0,24
	R25	15,24	25,40	30,82	4,16	0,093	0,058	0,27
	R27	15,24	25,40	13,65	4,16	0,186	0,115	0,24
	R28	15,24	25,40	31,58	4,16	0,362	0,225	0,46
Placas e Regan (1971)	T1	15,24	25,40	27,92	1,25	0,093	0,058	0,28
	T3	15,24	25,40	27,51	1,46	0,093	0,058	0,27
	T4	15,24	25,40	32,48	1,95	0,093	0,058	0,28
	T5	15,24	25,40	33,72	1,46	0,186	0,115	0,36
	T6	15,24	25,40	25,79	4,16	0,362	0,225	0,53
	T7	15,24	25,40	27,37	3,00	0,093	0,058	0,28
	T8	15,24	25,40	31,23	4,16	0,093	0,058	0,32
	T9	15,24	25,40	20,20	4,16	0,186	0,115	0,40
	T10	15,24	25,40	28,20	1,46	0,062	0,038	0,22
	T13	15,24	25,40	12,76	1,46	0,093	0,058	0,23
	T15	15,24	25,40	33,16	4,16	0,093	0,058	0,27
	T16	15,24	25,40	32,68	4,16	0,062	0,038	0,24
	T17	15,24	25,40	33,03	4,16	0,186	0,115	0,35
	T19	15,24	25,40	29,92	4,16	0,093	0,058	0,29
	T20	15,24	25,40	32,10	4,16	0,186	0,115	0,40
	T27	15,24	25,40	12,00	4,16	0,186	0,115	0,34
T31	15,24	25,40	30,99	1,46	0,093	0,058	0,24	
T32	15,24	25,40	27,58	4,16	0,362	0,225	0,56	
T34	15,24	25,40	33,92	4,16	0,093	0,058	0,29	

TABELA A.3 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.).

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Placas e Regan (1971)	T35	15,24	25,40	33,65	4,16	0,093	0,058	0,30
	T36	15,24	25,40	24,13	4,16	0,186	0,115	0,46
	T37	15,24	25,40	31,82	4,16	0,362	0,225	0,54
	T38	15,24	25,40	30,20	4,16	0,362	0,225	0,62
Haddadin (1971).	A2	17,78	38,10	29,20	3,79	0,190	0,068	0,287
	A3	17,78	38,10	30,06	3,79	0,420	0,145	0,430
	B3	17,78	38,10	27,68	3,79	0,420	0,145	0,401
	C2	17,78	38,10	27,79	3,79	0,190	0,068	0,256
	C3	17,78	38,10	24,13	3,79	0,420	0,145	0,384
	D3	17,78	38,10	29,27	3,79	0,420	0,145	0,356
	E2	17,78	38,10	15,17	3,79	0,132	0,068	0,250
	E3	17,78	38,10	13,65	3,79	0,280	0,145	0,279
	F3	17,78	38,10	44,92	3,79	0,280	0,145	0,487
	G3	17,78	38,10	26,20	3,79	0,418	0,191	0,491
	H1	17,78	38,10	29,23	1,89	0,420	0,145	0,419
H2	17,78	38,10	28,20	5,68	0,420	0,145	0,470	
Mphonde e Frantz (1985)	B50-3-3	15,20	29,80	22	3,36	0,112	0,034	0,17
	B50-7-3	15,20	29,80	39,8	3,36	0,112	0,034	0,21
Elzanaty et al (1986)	G5	17,78	25,40	39,99	2,50	0,171	0,065	0,23
	G6	17,78	25,40	20,69	2,50	0,171	0,065	0,16
Jonhson e Ramirez(1989)	1	30,50	53,87	36,4	2,41	0,144	0,069	0,206
	2	30,50	53,87	36,4	2,41	0,071	0,034	0,135
Berlabi e Hsu (1990)	T1	15,20	55,88	32,40	1,68	0,366	0,149	0,30
	T2	15,20	55,88	36,20	1,68	0,351	0,138	0,33
Sarsan e Al-Musawi (1992)	AL2-N	18,00	23,50	40,40	2,23	0,093	0,076	0,27
	AS2-N	18,00	23,50	39,00	2,23	0,093	0,076	0,45
	AS3-N	18,00	23,50	40,20	2,23	0,139	0,114	0,47
Tompos e Frosch (1992)	18-2	22,86	42,50	35,85	1,04	0,309	0,149	0,18
	18-2C	22,86	42,50	35,85	1,04	0,309	0,149	0,16
	36-2	45,72	85,00	42,75	0,99	0,174	0,084	0,13
	36-3	45,72	85,00	42,75	0,99	0,156	0,084	0,13
	V1	45,72	85,00	36,54	0,99	0,174	0,084	0,10
V2	45,72	85,00	36,54	0,99	0,174	0,084	0,13	
Furlan Jr (1995)	V1	4,00	27,00	48,50		0,225	0,180	0,39
Adebar e Collins	ST4	29,00	27,80	49,30	1,95	0,110	0,059	0,22
	ST5	29,00	27,80	49,30	1,95	0,180	0,096	0,24

TABELA A.3 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.).

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Adebar e Collins (1996)	ST6	29,00	27,80	49,30	1,95	0,280	0,150	0,32
	ST18	29,00	27,80	49,80	1,95	0,200	0,107	0,35
	ST7	29,00	27,80	49,30	1,95	0,360	0,193	0,39
	ST19	29,00	27,80	49,80	1,95	0,200	0,107	0,28
Yoon et al (1996).	N1-N	37,50	65,50	36,00	2,80	0,082	0,035	0,19
	N2-S	37,50	65,50	36,00	2,80	0,081	0,035	0,15
	N2-N	37,50	65,50	36,00	2,80	0,116	0,050	0,20
Angelakos (2001).	DB120M	30,00	92,50	21,00	1,01	0,079	0,040	0,10
	DB140M	30,00	92,50	38,00	1,01	0,079	0,040	0,10
	DB0530M	30,00	92,50	32,00	0,50	0,079	0,040	0,09
Collins/ Kuchuma (1999)	BM100	30,000	92,500	47,000	0,76	0,079	0,040	0,123
Vidal Filho (1999)	V1B	8,00	32,50	47,80	3,09	0,142	0,105	0,25
Lee e Watanabe (2000)	16	20,00	36,00	32,80		0,460	0,161	0,37
	18	20,00	36,00	32,60		0,300	0,166	0,35
	20	20,00	36,00	33,30		0,190	0,157	0,39
	21	20,00	36,00	33,60		0,220	0,181	0,38
	32	20,00	36,00	35,30		0,220	0,181	0,39
	41	20,00	36,00	22,90		0,190	0,130	0,35
	42	20,00	36,00	22,90		0,400	0,273	0,45
	46	20,00	36,00	37,00		0,190	0,129	0,36
	52	20,00	36,00	36,90		0,410	0,363	0,52
	72	18,00	36,00	31,70		0,280	0,070	0,32
	73	18,00	36,00	31,70		0,280	0,070	0,29
	77	18,00	36,00	31,70		0,560	0,140	0,38
	78	18,00	36,00	31,70		0,750	0,191	0,42
	79	18,00	36,00	31,70		1,130	0,288	0,50
	80	18,00	36,00	31,70		0,290	0,195	0,42
	81	18,00	36,00	27,50		0,190	0,063	0,27
84	18,00	36,00	27,50		0,260	0,086	0,32	
86	18,00	36,00	27,50		0,340	0,112	0,34	
91	18,00	36,00	27,50		0,190	0,063	0,23	
92	18,00	36,00	27,50		0,260	0,086	0,29	
Carelli (2002)	VC2	15,00	32,50	22,30	1,24	0,175	0,140	0,31
	VC3	15,00	32,50	22,30	1,24	0,175	0,140	0,25
	VC4	15,00	32,50	26,10	1,24	0,175	0,140	0,30

TABELA A.3 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c \leq 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.).

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Cladera (2002).	H50/2	20,00	35,30	49,90	2,28	0,109	0,058	0,25
	H50/3	20,00	35,10	49,90	2,29	0,240	0,129	0,34
	H50/4	20,00	35,10	49,90	2,99	0,240	0,129	0,35
Etxeberria apud Cladera (2002)	HN-V2	20,00	30,30	41,90	2,99		0,115	0,35
	HN-V3	20,00	30,30	41,90	2,99		0,088	0,29
	HN-V4	20,00	30,30	41,90	2,99		0,063	0,31
Garcia (2002)	14	15,00	42,40	42,60	0,97	0,050	0,036	0,10
	13	15,00	41,30	37,30	1,95	0,050	0,036	0,13
	12	15,00	41,30	37,30	1,95	0,058	0,041	0,13
	11	15,00	41,30	37,50	1,95	0,067	0,048	0,13
	9	15,00	41,30	32,00	1,95	0,101	0,072	0,19
González apud Cladera (2002)	V13HC	19,90	30,70	37,70	2,90		0,105	0,31
	V17HC	19,90	30,60	39,10	2,92		0,080	0,25
	V24HC	19,50	30,60	39,20	2,99		0,060	0,21
	V13HCS	20,00	30,80	42,80	2,90		0,105	0,36
	V17HCS	20,00	31,20	45,20	2,86		0,080	0,32
	V24HCS	20,00	30,20	43,70	2,95		0,060	0,25
	V13HR	20,00	30,70	40,50	2,90		0,105	0,38
	V17HR	20,00	30,60	41,50	2,91		0,080	0,29
	V24HR	20,10	30,60	39,20	2,90		0,060	0,27
	V13HRS	19,90	30,50	41,40	2,93		0,105	0,33
	V17HRS	19,90	30,50	44,50	2,93		0,080	0,32
V24HRS	19,90	30,70	43,20	2,91		0,060	0,24	
Xie et al (1994)	NNW-3	12,70	20,32	42,90	3,20	0,491	0,159	0,34
<p>ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $A_{sw} / (b_w \cdot s)$; ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, igual a $A_{sl} / (b_w \cdot d)$; A_{sw} é a área de armadura transversal e corresponde à soma das áreas de todas as pernas verticais dos estribos em uma seção transversal; b_w é a menor dimensão da viga; s é o espaçamento da armadura transversal; A_{sl} é a área de armadura longitudinal tracionada; d é a altura útil da viga; f_c é a resistência a compressão do concreto, medida na data do ensaio; f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal, medida no ensaio; τ_{EXP} é a tensão de ruptura do ensaio, que é o esforço de cisalhamento último, dividido pelo produto $b_w \cdot d$.</p>								

TABELA A.4 – Características das Vigas sem Estribos e com Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>ρ_t</i> %	<i>τ_{EXP}</i> (kN/cm ²)
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHN-3	12,70	21,59	89,10	2,07	0,16
Ahmad et al (1986)	A1	12,70	20,32	66,12	3,93	0,22
	A2	12,70	20,32	66,12	3,93	0,27
	A3	12,70	20,32	66,12	3,93	0,27
	A7	12,70	20,80	66,12	1,77	0,18
	A8	12,70	20,80	66,12	1,77	0,19
	A9	12,70	20,80	66,12	1,77	0,30
	B1	12,70	20,17	72,81	5,01	0,20
	B2	12,70	20,17	72,81	5,01	0,27
	B3	12,70	20,17	72,81	5,01	0,39
	B7	12,70	20,80	72,81	2,25	0,17
	B8	12,70	20,80	72,81	2,25	0,18
	B9	12,70	20,80	72,81	2,25	0,30
	C1	12,70	18,42	69,92	6,64	0,23
	C2	12,70	18,42	69,92	6,64	0,32
	C3	12,70	18,42	69,92	6,64	0,29
C7	12,70	20,65	69,92	3,26	0,17	
C8	12,70	20,65	69,92	3,26	0,17	
C9	12,70	20,65	69,92	3,26	0,17	
Elzanaty et al (1986)	F1	17,78	26,67	65,50	1,20	0,12
	F2	17,78	26,67	65,50	2,50	0,14
	F10	17,78	26,67	65,50	3,30	0,17
	F9	17,78	26,67	79,29	1,60	0,13
	F15	17,78	26,67	79,29	2,50	0,14
	F6	17,78	26,67	63,43	2,50	0,13
Jonhson e Ramirez (1989)	6	30,48	53,87	55,85	2,41	0,12
Salandra Ahmad (1989)	LR-2.59-NS	10,16	17,15	56,54	1,45	0,15
	LR-3.63-NS	10,16	17,15	54,88	1,45	0,13
	HR-2.59-NS	10,16	17,15	70,40	1,45	0,17
	HR-3.63-NS	10,16	17,15	72,67	1,45	0,11
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B21	15,00	22,10	77,80	1,82	0,20
	B11	15,00	22,10	54,00	1,82	0,18
	B13	15,00	20,70	54,00	3,23	0,23
	B14	15,00	20,70	54,00	3,23	0,27
	B23	15,00	20,70	77,80	3,23	0,25

TABELA A.4 – Características das Vigas sem Estribos e com Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>ρ_t</i> %	<i>τ_{EXP}</i> (kN/cm ²)
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B24	15,00	20,70	77,80	3,23	0,27
	B33	15,00	20,70	58,00	3,23	0,22
	B34	15,00	20,70	58,00	3,23	0,27
	B43	15,00	20,70	86,40	3,23	0,28
	B44	15,00	20,70	86,40	3,23	0,35
	B53	15,00	20,70	97,70	3,23	0,25
	B54	15,00	20,70	97,70	3,23	0,25
	B63	30,00	41,40	77,80	3,23	0,18
	B64	30,00	41,40	77,80	3,23	0,23
	B51	15,00	22,10	97,70	1,82	0,17
B61	30,00	44,20	77,80	1,82	0,14	
Kim Park (1994) apud Cladera	CTL-1	17,00	27	53,70	1,87	0,15
	CTL-2	17,00	27	53,70	1,87	0,16
	P1.0-1	17,00	27,2	53,70	1,01	0,13
	P1.0-2	17,00	27,2	53,70	1,01	0,12
	P3.4-1	17,00	26,7	53,70	3,35	0,17
	P3.4-2	17,00	26,7	53,70	3,35	0,17
	P4.6-1	17,00	25,5	53,70	4,68	0,21
	P4.6-2	17,00	25,5	53,70	4,68	0,22
	A4.5-1	17,00	27	53,70	1,87	0,14
	A4.5-2	17,00	27	53,70	1,87	0,14
	D142-1	17,00	14,2	53,70	1,87	0,17
	D142-2	17,00	14,2	53,70	1,87	0,16
	D550-1	30,00	55	53,70	1,87	0,14
	D550-2	30,00	55	53,70	1,87	0,13
	D915-1	30,00	91,5	53,70	1,87	0,11
	D915-2	30,00	91,5	53,70	1,87	0,12
Xie et al (1994)	NHN-3	12,70	21,59	104,18	2,08	0,17
Ahmad et al (1995)	B7H	10,20	17,8	76,60	1,39	0,15
	B8H	10,20	17,8	79,30	1,39	0,15
Adebar e Collins (1996)	ST1	36,00	27,8	52,50	1,57	0,13
	ST2	36	27,8	52,50	1,57	0,12
	ST16	29	17,8	51,5	3,04	0,15
	ST17	29	37,8	51,5	1,43	0,11
	ST23	29	27,8	58,9	0,99	0,11

TABELA A.4 – Características das Vigas sem Estribos e com Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ e Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Yoon et al (1996)	M1-S	37,50	65,50	67,00	2,80	0,12
	H1-S	37,50	65,50	87,00	2,80	0,13
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M100-S0	15,00	20,30	83,30	3,22	0,21
	M100-S3	15,00	20,30	83,30	3,22	0,32
	M100-S4	15,00	20,30	83,30	3,22	0,27
	M80-S0	15,00	20,30	72,20	3,22	0,19
	M80-S4	15,00	20,30	72,20	3,22	0,24
	M60-S0	15,00	20,70	50,80	2,02	0,15
	M60-S4	15,00	20,70	50,80	2,02	0,17
Collins e Kuchma (1999)	B100H	30,00	92,50	98,00	1,01	0,07
	B100HE	30,00	92,50	98,00	1,01	0,08
	BH100	30,00	92,50	98,80	0,76	0,07
	BH50	30,00	45,00	98,80	0,81	0,10
	BH25	30,00	22,50	98,80	0,89	0,13
	BRL100	30,00	92,50	94,00	0,50	0,06
	SE50A-45	16,90	45,90	52,50	1,03	0,09
	SE50A-45-R	16,90	45,90	52,50	1,03	0,10
	SE100A-83	29,50	92,00	86,00	1,03	0,07
	SE50A-83	16,90	45,90	91,00	1,03	0,09
Simplicio (1999) apud Garcia	V1-S1	15,00	27,00	76,40	2,33	1,73
	V2-S1	15,00	27,00	72,70	2,33	1,60
Cladera (2002)	H60/1	20,00	35,90	60,80	2,24	0,15
	H75/1	20,00	35,90	68,90	2,24	0,14
	H100/1	20,00	35,90	87,00	2,24	0,16
Garcia (2002)	1R	15,00	40,30	70,20	2,60	0,17
<p>ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, igual a $A_{sl} / (b_w \cdot d)$; b_w é a menor dimensão da viga; A_{sl} é a área de armadura longitudinal tracionada; d é a altura útil da viga; f_c é a resistência a compressão do concreto, medida na data do ensaio; τ_{EXP} é a tensão de ruptura do ensaio, que é o esforço de cisalhamento último, dividido pelo produto $b_w \cdot d$.</p>						

TABELA A.5 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_t %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Placas e Regan (1971)	T25	15,24	25,40	54,06	1,46	0,09	0,058	0,30
	T26	15,24	25,40	56,95	4,16	0,19	0,115	0,46
Mphonde apud Castro (1997)	B50-11-3	15,20	29,80	59,70	3,36	0,11	0,034	0,22
	B50-15-3	15,20	29,80	82,90	3,36	0,11	0,034	0,25
Jonhson e Ramirez (1989)	3	30,48	53,87	72,33	2,41	0,07	0,034	0,16
	4	30,48	53,87	72,33	2,41	0,07	0,034	0,19
	5	30,48	53,87	55,85	2,41	0,14	0,069	0,23
	7	30,48	53,87	51,30	2,41	0,07	0,034	0,17
	8	30,48	53,87	51,30	2,41	0,07	0,034	0,16
Roller Russell (1990)	1	35,53	55,88	120,14	1,59	0,08	0,034	0,15
	6	45,72	76,20	72,41	1,65	0,08	0,036	0,19
	7	45,72	76,20	72,41	1,82	0,16	0,070	0,23
	8	45,72	76,20	125,31	1,82	0,08	0,036	0,14
	9	45,72	76,20	125,31	2,27	0,16	0,070	0,22
	10	45,72	76,20	125,31	2,75	0,23	0,104	0,34
Sarsan e Al-Musawi (1992)	AL2-H	18,00	23,50	75,30	2,23	0,09	0,076	0,29
	AS2-H	18,00	23,20	75,50	2,26	0,09	0,076	0,48
	AS3-H	18,00	23,50	71,80	2,23	0,14	0,114	0,47
	BL2-H	18,00	23,30	75,70	2,82	0,09	0,076	0,33
	BS2-H	18,00	23,30	73,90	2,82	0,09	0,076	0,53
	BS3-H	18,00	23,30	73,40	2,82	0,14	0,114	0,54
	BS4-H	18,00	23,30	80,10	2,82	0,19	0,153	0,49
	CL2-H	18,00	23,30	70,10	3,51	0,09	0,076	0,35
	CS2-H	18,00	23,30	70,20	3,51	0,09	0,076	0,59
	CS3-H	18,00	23,30	74,20	3,51	0,14	0,114	0,59
	CS4-H	18,00	23,30	75,70	3,51	0,19	0,153	0,53
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHW-3a	12,70	19,80	88,10	4,54		0,273	0,43
	LHW-3b	12,70	19,80	86,90	4,54		0,328	0,48
	LHW-4	12,70	19,80	82,90	4,54		0,214	0,38
Fernandes (1994).	1	5,00	28,00	67,10	4,39	0,25	0,214	0,69
	3	5,00	28,00	61,10	6,62	0,25	0,214	0,89
	4	5,00	28,00	66,70	6,62	0,38	0,321	0,90
	6	5,00	28,00	71,40	6,62	0,25	0,214	0,60
Gomiero apud Fernandes (1997).	I60-3	5,00	28,00	81,30	6,69	0,24	0,227	0,61
	I60-4	5,00	28,00	80,00	6,69	0,36	0,295	0,68

TABELA A.5 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Yoon et al (1996).	M2-S	37,50	65,50	67,00	2,80	0,12	0,050	0,22
	M2-N	37,50	65,50	67,00	2,80	0,16	0,071	0,28
	H1-N	37,50	65,50	87,00	2,80	0,08	0,035	0,20
	H2-S	37,50	65,50	87,00	2,80	0,14	0,060	0,24
	H2-N	37,50	65,50	87,00	2,80	0,24	0,102	0,29
	M1-N	37,50	65,50	67,00	2,80	0,08	0,035	0,16
Angelakos(1999)	DB165M	30,00	92,50	65,00	1,01	0,08	0,040	0,16
	DB180M	30,00	92,50	80,00	1,01	0,08	0,040	0,14
Collins/Kuchuma (1999).	SE50A-M-69	16,90	45,90	74,00	3,61	0,11	0,065	0,18
	SE100A-M-69	29,50	92,00	71,00	1,03	0,15	0,080	0,19
Kong Rangan (1998).	S1-1	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,31
	S1-2	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,29
	S1-3	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,28
	S1-4	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,38
	S1-5	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,35
	S1-6	25,00	29,20	63,60	2,80	0,16	0,089	0,31
	S2-1	25,00	29,20	72,50	2,80	0,11	0,060	0,36
	S2-2	25,00	29,20	72,50	2,80	0,13	0,072	0,32
	S2-3	25,00	29,20	72,50	2,80	0,16	0,089	0,35
	S2-4	25,00	29,20	72,50	2,80	0,16	0,089	0,30
	S2-5	25,00	29,20	72,50	2,80	0,21	0,119	0,39
	S3-1	25,00	29,70	67,40	1,66	0,10	0,064	0,28
	S3-2	25,00	29,70	67,40	1,66	0,10	0,064	0,24
	S3-3	25,00	29,30	67,40	2,79	0,10	0,064	0,31
	S3-4	25,00	29,30	67,40	2,79	0,10	0,064	0,24
	S4-4	25,00	29,20	87,30	2,80	0,16	0,089	0,35
	S4-6	25,00	19,80	87,30	2,79	0,16	0,089	0,41
	S5-1	25,00	29,20	89,40	2,80	0,16	0,089	0,33
	S5-2	25,00	29,20	89,40	2,80	0,16	0,089	0,36
	S5-3	25,00	29,20	89,40	2,80	0,16	0,089	0,33
	S6-3	25,00	29,30	68,90	2,79	0,10	0,064	0,24
	S6-4	25,00	29,30	68,90	2,79	0,10	0,064	0,29
	S6-5	25,00	29,90	68,90	3,69	0,10	0,064	0,40
	S6-6	25,00	29,90	68,90	3,69	0,10	0,064	0,38
S7-1	25,00	29,40	74,80	4,47	0,11	0,060	0,30	
S7-2	25,00	29,40	74,80	4,47	0,13	0,072	0,28	

TABELA A.5 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.)

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Kong Rangan (1998).	S7-3	25,00	29,40	74,80	4,47	0,16	0,089	0,34
	S7-4	25,00	29,40	74,80	4,47	0,20	0,112	0,37
	S7-5	25,00	29,40	74,80	4,47	0,22	0,127	0,41
	S7-6	25,00	29,40	74,80	4,47	0,26	0,149	0,42
	S8-1	25,00	29,20	74,60	2,80	0,11	0,060	0,37
	S8-2	25,00	29,20	74,60	2,80	0,13	0,072	0,34
	S8-3	25,00	29,20	74,60	2,80	0,16	0,089	0,42
	S8-4	25,00	29,20	74,60	2,80	0,16	0,089	0,36
	S8-5	25,00	29,20	74,60	2,80	0,20	0,112	0,40
	S8-6	25,00	29,20	74,60	2,80	0,22	0,127	0,39
Ozcebe et al (1999).	ACI56	15,00	31,00	58,00	3,46	0,14	0,035	0,20
	TH56	15,00	31,00	63,00	3,46	0,17	0,043	0,22
	TS56	15,00	31,00	61,00	3,46	0,24	0,061	0,28
	ACI59	15,00	31,00	82,00	4,43	0,14	0,035	0,21
	TH59	15,00	31,00	75,00	4,43	0,19	0,048	0,26
	TS59	15,00	31,00	82,00	4,43	0,28	0,071	0,27
	ACI36	15,00	31,00	75,00	2,59	0,14	0,035	0,23
	TH36	15,00	31,00	75,00	2,59	0,17	0,043	0,30
	TS36	15,00	31,00	75,00	2,59	0,24	0,061	0,34
	ACI39	15,00	31,00	73,00	3,08	0,14	0,035	0,24
	TH39	15,00	31,00	73,00	3,08	0,17	0,043	0,31
	TS39	15,00	31,00	73,00	3,08	0,28	0,071	0,39
	ACI26	15,00	32,50	70,00	1,93	0,14	0,035	0,71
Vidal Filho (1999)	V3A	8,00	32,50	53,50	3,05	0,22	0,154	0,35
	V3B	8,00	32,50	53,50	3,05	0,22	0,154	0,30
Lee e Watanabe (2000)	49	20,00	37,00	65,90		0,40	0,273	0,60
	50	20,00	37,00	65,90		0,59	0,427	0,79
	51	20,00	37,00	65,90		0,89	0,643	0,88
	55	25,00	42,00	92,10		0,30	0,168	0,72
	57	25,00	42,00	92,10		0,54	0,188	0,88
	59	15,00	27,00	55,70	Não	0,31	0,117	0,39
	60	15,00	27,00	55,70	Informa	0,84	0,781	1,02
	61	15,00	27,00	64,00		0,31	0,117	0,40
	62	15,00	27,00	64,00		0,44	0,102	0,46
	63	15,00	27,00	64,00		0,84	0,781	1,10
	67	15,00	27,00	73,50		0,57	0,234	0,72
	68	15,00	27,00	73,50		0,85	0,719	1,08

TABELA A.5 – Características das Vigas com Estribos e Concreto de $f_c > 50\text{MPa}$ com Ruptura por Tração Diagonal (Cont.).

<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{EXP} (kN/cm ²)
Lee e Watanabe (2000)	69	15,00	27,00	111,80		0,85	0,357	0,87
	70	15,00	27,00	111,80		0,26	0,075	1,39
	71	15,00	27,00	111,80		0,85	0,666	1,28
Cladera (2002).	H60/2	20,00	35,30	60,80	2,28	0,14	0,075	0,25
	H60/3	20,00	35,10	60,80	2,29	0,24	0,127	0,37
	H60/4	20,00	35,10	60,80	2,99	0,24	0,127	0,44
	H75/2	20,00	35,30	68,90	2,28	0,14	0,075	0,29
	H75/3	20,00	35,10	68,90	2,29	0,24	0,127	0,38
	H75/4	20,00	35,10	68,90	2,99	0,24	0,127	0,36
	H100/2	20,00	35,30	87,00	2,28	0,17	0,091	0,32
	H100/3	20,00	35,10	87,00	2,29	0,24	0,129	0,36
Garcia (2002).	7	15,00	40,60	67,10	2,60	0,06	0,046	0,18
	6	15,00	40,60	67,10	2,60	0,08	0,058	0,30
	5	15,00	40,60	71,30	2,60	0,10	0,077	0,33
	4	15,00	40,60	71,30	2,60	0,15	0,115	0,39
	3	15,00	40,30	71,30	2,60	0,22	0,085	0,47
Xie et al (1994).	NHW-3	12,70	19,81	103,43	4,53	0,49	0,158	0,41
	NHW-3a	12,70	19,81	94,74	4,53	0,63	0,205	0,43
	NHW-3b	12,70	19,81	108,67	4,53	0,76	0,247	0,49
	NHW-4	12,70	19,81	104,05	4,53	0,49	0,158	0,37
Simplicio apud Garcia (2002)	V4-S1	15,00	27,00	69,30	2,33	0,11	0,075	0,18
	V5-S1	15,00	27,00	73,50	2,33	0,13	0,093	0,25
	V1-S2	15,00	35,40	73,00	2,96	0,15	0,107	0,29
	V2-S2	15,00	35,40	69,60	2,96	0,11	0,075	0,24
	V3-S2	15,00	35,40	73,00	2,96	0,21	0,153	0,40
Teoh et al (2002).	A0-12	15,00	65,65	99,90	2,99	0,12	0,044	0,31
	A0-8	15,00	65,65	88,60	2,99	0,12	0,044	0,26
	B0-8	15,00	65,65	92,10	2,99	0,18	0,064	0,27

ρ_w é a taxa de armadura transversal, igual a $A_{sw} / (b_w \cdot s)$;
 ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, igual a $A_{sl} / (b_w \cdot d)$;
 A_{sw} é a área de armadura transversal e corresponde à soma das áreas de todas as pernas verticais dos estribos em uma seção transversal;
 b_w é a menor dimensão da viga;
 s é o espaçamento da armadura transversal;
 A_{sl} é a área de armadura longitudinal tracionada;
 d é a altura útil da viga;
 f_c é a resistência a compressão do concreto, medida na data do ensaio;
 f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal, medida no ensaio;
 τ_{EXP} é a tensão de ruptura do ensaio, que é o esforço de cisalhamento último, dividido pelo produto $b_w \cdot d$.

ANEXO B

**TENSÕES CALCULADAS SEGUNDO METODOLOGIA
DESCRITA NO CAPÍTULO 3**

TABELA B.1 – Tensões Calculadas nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

Dados Experimentais		τ_{CALC} (kN/cm ²)						ACI 318 (2005)
		NBR 6118 (2003)			EUROCODE 2 (2003)			
Pesquisador	viga	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Placas e Regan (1971)	w1	0,71	0,61	0,49	0,81	0,70	0,56	0,46
	w2	0,32	0,28	0,22	0,34	0,30	0,23	0,30
	w3	1,01	0,87	0,69	1,23	1,06	0,85	0,56
	w5	0,80	0,69	0,55	0,93	0,80	0,64	0,49
	w6	0,79	0,69	0,55	0,92	0,79	0,63	0,49
	w7	0,80	0,69	0,55	0,93	0,80	0,64	0,49
	E4	0,34	0,30	0,24	0,36	0,31	0,25	0,31
	E5	0,43	0,37	0,30	0,46	0,40	0,32	0,34
Haddadin, Hong e Mattock (1971)	A6	0,62	0,54	0,43	0,69	0,60	0,48	0,42
	C4	0,62	0,54	0,43	0,69	0,60	0,48	0,42
	G5	0,63	0,55	0,44	0,71	0,61	0,49	0,43
	A5	0,64	0,55	0,44	0,71	0,62	0,49	0,43
	G4	0,65	0,56	0,44	0,72	0,63	0,50	0,43
	A4	0,68	0,59	0,47	0,77	0,67	0,53	0,45
	C5	0,72	0,63	0,50	0,82	0,71	0,57	0,46
	J5	0,76	0,66	0,53	0,88	0,76	0,61	0,48
Ramirez e Breen (1991)	TA1	0,43	0,38	0,30	0,47	0,40	0,32	0,35
	TA2	0,43	0,38	0,30	0,47	0,40	0,32	0,35
	TA3	0,43	0,38	0,30	0,47	0,40	0,32	0,35
	TA13	0,52	0,45	0,36	0,56	0,49	0,39	0,38
	TA14	0,52	0,45	0,36	0,56	0,49	0,39	0,38
Rangan (1991)	I-2	0,72	0,62	0,49	0,82	0,71	0,56	0,46
	I-3	0,74	0,64	0,51	0,84	0,73	0,58	0,47
	I-4	0,83	0,72	0,57	0,96	0,83	0,66	0,50
	I-1	0,84	0,73	0,58	0,99	0,85	0,68	0,50
Lee e Watanabe (2000)	25	0,79	0,68	0,54	0,91	0,79	0,63	0,48
	26	0,79	0,68	0,54	0,91	0,79	0,63	0,48
	29	0,81	0,70	0,56	0,94	0,81	0,65	0,49
	30	0,81	0,70	0,56	0,94	0,81	0,65	0,49
	34	0,82	0,71	0,57	0,96	0,83	0,66	0,50
	35	0,51	0,44	0,35	0,55	0,48	0,38	0,38
	36	0,51	0,44	0,35	0,55	0,48	0,38	0,38
	37	0,52	0,45	0,36	0,57	0,50	0,39	0,38
38	0,70	0,60	0,48	0,79	0,69	0,55	0,45	

TABELA B.1 – Tensões Calculadas nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.(Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)						
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Lee e Watanabe (2000)	39	0,70	0,60	0,48	0,79	0,69	0,55	0,45
	40	0,77	0,66	0,53	0,88	0,76	0,61	0,48
	43	0,56	0,49	0,39	0,62	0,54	0,43	0,40
	44	0,56	0,49	0,39	0,62	0,54	0,43	0,40
	45	0,56	0,49	0,39	0,62	0,54	0,43	0,40
	47	0,85	0,74	0,59	1,00	0,87	0,69	0,51
	48	0,85	0,74	0,59	1,00	0,87	0,69	0,51
	65	1,09	0,95	0,75	1,37	1,19	0,94	0,59
	66	1,09	0,95	0,75	1,37	1,19	0,94	0,59

TABELA B.2 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Morrow Viest apud Cladera (2002)	b40b4	0,13	0,13	0,10
	b56b2	0,08	0,09	0,06
	b56a4	0,11	0,12	0,08
	b56b4	0,11	0,12	0,09
	b56e4	0,12	0,10	0,09
	b56a6	0,15	0,17	0,11
	b56b6	0,16	0,14	0,11
	b113b4	0,13	0,12	0,10
	b70b2	0,08	0,10	0,07
	b70a4	0,11	0,13	0,09
	b70a6	0,16	0,18	0,11
b84b4	0,11	0,12	0,09	
Hadaddin et al (1971)	A1	0,12	0,15	0,09
	C1	0,11	0,14	0,08
	E1	0,07	0,12	0,06
Placas e Regan (1971)	R1	0,11	0,10	0,09
	R2	0,11	0,11	0,09
	R3	0,11	0,11	0,08
	R7	0,12	0,12	0,09
	D2	0,12	0,12	0,09
	T2	0,12	0,12	0,09
	T18	0,12	0,17	0,09
Kani et al apud Cladera (2002)	1	0,12	0,17	0,09
	2	0,11	0,16	0,08
	3	0,11	0,16	0,08
	4	0,11	0,14	0,09
	5	0,11	0,14	0,09
	6	0,12	0,14	0,09
	7	0,11	0,12	0,08
	8	0,11	0,12	0,09
	9	0,11	0,12	0,08
	10	0,11	0,11	0,09
	11	0,12	0,11	0,09
	12	0,11	0,11	0,09

TABELA B.2 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Kani et al apud Cladera (2002)	15	0,08	0,07	0,07
	16	0,08	0,07	0,07
	17	0,12	0,08	0,09
	20	0,13	0,09	0,10
	21	0,13	0,09	0,10
	23	0,08	0,08	0,07
	24	0,08	0,08	0,07
	28	0,08	0,08	0,07
	29	0,08	0,08	0,07
	30	0,08	0,08	0,07
	32	0,11	0,09	0,08
	33	0,11	0,09	0,08
	34	0,11	0,09	0,08
	35	0,11	0,09	0,08
	36	0,11	0,09	0,08
	37	0,11	0,09	0,08
38	0,11	0,09	0,08	
39	0,11	0,09	0,08	
42	0,11	0,09	0,08	
43	0,11	0,09	0,08	
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LNN-3	0,15	0,12	0,11
Elzanaty et al (1986)	F11	0,09	0,10	0,08
	F12	0,09	0,13	0,08
	F8	0,15	0,11	0,11
	F13	0,15	0,12	0,11
	F14	0,15	0,16	0,11
Bazant e Kazemi (1991)	I-4	0,16	0,25	0,11
	I-5	0,16	0,25	0,11
	I-6	0,16	0,25	0,11
	I-7	0,16	0,20	0,11
	I-8	0,16	0,20	0,11
	I-9	0,16	0,20	0,11
	I-10	0,16	0,16	0,11
	I-11	0,16	0,16	0,11

TABELA B.2 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Bazant e Kazemi (1991)	I-12	0,16	0,16	0,11
	II-4	0,16	0,24	0,11
	II-5	0,16	0,24	0,11
	II-6	0,16	0,24	0,11
	II-7	0,16	0,19	0,11
	II-8	0,16	0,19	0,11
	II-9	0,16	0,19	0,11
	II-10	0,16	0,16	0,11
	II-11	0,16	0,16	0,11
	II-12	0,16	0,16	0,11
Xie et al (1994)	NNN-3	0,15	0,15	0,11
Adebar e Collins (1996)	ST3	0,17	0,15	0,12
	ST8	0,16	0,15	0,11
Yoon et al (1996)	NI-S	0,14	0,13	0,10
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M40-S0	0,13	0,17	0,10
	M25-S0	0,11	0,13	0,09
	M25-S3	0,11	0,13	0,09
Kulkarni e Shah (1998)	B4JL20-S	0,15	0,15	0,11
	B3SE03-S	0,16	0,15	0,11
	B3NO15-S	0,15	0,15	0,11
	B3NO30-S	0,16	0,15	0,11
	B3NO30-H	0,16	0,15	0,11
Collins e Kuchma (1999).	B100	0,14	0,09	0,10
	B100R	0,14	0,09	0,10
	B100L	0,14	0,09	0,10
	B100L-R	0,14	0,09	0,10
	B100B	0,14	0,09	0,10
	BN100	0,14	0,08	0,10
	BN50	0,14	0,09	0,10
	BN25	0,14	0,11	0,10
	BN12	0,14	0,14	0,10
	SE100A-45	0,17	0,10	0,12
	SE100A-45-R	0,17	0,10	0,12
Angelakos et al	DB120	0,10	0,07	0,08

TABELA B.2 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Angelakos et al (2001).	DB130	0,13	0,08	0,09
	DB140	0,14	0,09	0,10
	DB230	0,13	0,11	0,09
	DB0.530	0,13	0,07	0,09
Carelli (2002)	VS1	0,10	0,10	0,08
	VS2	0,10	0,10	0,08
	VS3	0,10	0,10	0,08
Cladera (2002)	H50/1	0,17	0,15	0,12
Garcia (2002)	8R	0,13	0,13	0,09
González (2002) apud Cladera	V10HC	0,15	0,16	0,11
	V10HCS	0,16	0,17	0,11
	V10HR	0,15	0,16	0,10
	V10HRS	0,15	0,16	0,11
Tompos e Frosh (2002)	V18-0	0,14	0,10	0,10

TABELA B.3 –Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		Mod I	<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>		$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Haddadin (1971).	A2	0,18	0,17	0,20	0,23	0,06	0,11	0,15	0,16
	A3	0,25	0,23	0,30	0,37	0,13	0,23	0,33	0,24
	B3	0,25	0,22	0,30	0,36	0,13	0,23	0,33	0,23
	C2	0,18	0,17	0,20	0,23	0,06	0,11	0,15	0,16
	C3	0,24	0,21	0,28	0,35	0,13	0,23	0,33	0,23
	D3	0,25	0,23	0,30	0,36	0,13	0,23	0,33	0,23
	E2	0,14	0,13	0,16	0,19	0,06	0,11	0,15	0,13
	E3	0,20	0,18	0,24	0,30	0,13	0,23	0,33	0,21
	F3	0,29	0,27	0,34	0,41	0,13	0,23	0,33	0,26
	G3	0,28	0,25	0,35	0,43	0,17	0,30	0,43	0,28
	H1	0,25	0,23	0,30	0,36	0,13	0,23	0,33	0,23
H2	0,25	0,22	0,30	0,36	0,13	0,23	0,33	0,23	
Placas e Regan (1971)	R8	0,16	0,16	0,18	0,21	0,05	0,09	0,13	0,14
	R9	0,22	0,21	0,26	0,32	0,10	0,18	0,26	0,21
	R10	0,17	0,16	0,19	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	R11	0,16	0,15	0,18	0,21	0,05	0,09	0,13	0,14
	R12	0,18	0,18	0,20	0,23	0,05	0,09	0,13	0,15
	R13	0,23	0,21	0,27	0,32	0,10	0,18	0,26	0,21
	R14	0,15	0,15	0,17	0,18	0,03	0,06	0,09	0,13
	R15	0,22	0,21	0,27	0,32	0,10	0,18	0,26	0,21
	R16	0,23	0,21	0,27	0,32	0,10	0,18	0,26	0,21
	R17	0,12	0,11	0,14	0,16	0,05	0,09	0,13	0,12
	R20	0,21	0,20	0,23	0,25	0,05	0,09	0,13	0,17
	R21	0,27	0,25	0,31	0,37	0,10	0,18	0,26	0,23
	R22	0,17	0,16	0,19	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	R24	0,18	0,17	0,20	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	R25	0,18	0,17	0,20	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	R27	0,18	0,15	0,21	0,25	0,10	0,18	0,26	0,18
	R28	0,33	0,29	0,41	0,51	0,20	0,35	0,51	0,32
	T1	0,17	0,16	0,19	0,21	0,05	0,09	0,13	0,15
T3	0,17	0,16	0,19	0,21	0,05	0,09	0,13	0,14	
T4	0,18	0,17	0,20	0,23	0,05	0,09	0,13	0,15	
T5	0,24	0,22	0,28	0,33	0,10	0,18	0,26	0,21	
T6	0,31	0,28	0,39	0,49	0,20	0,35	0,51	0,31	

TABELA B.3 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
Placas e Regan (1971)	T7	0,17	0,16	0,19	0,21	0,05	0,09	0,13	0,14
	T8	0,18	0,17	0,20	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	T9	0,20	0,18	0,23	0,28	0,10	0,18	0,26	0,19
	T10	0,15	0,15	0,16	0,18	0,03	0,06	0,09	0,13
	T13	0,12	0,11	0,14	0,16	0,05	0,09	0,13	0,12
	T15	0,18	0,17	0,20	0,23	0,05	0,09	0,13	0,15
	T16	0,16	0,16	0,18	0,19	0,03	0,06	0,09	0,13
	T17	0,23	0,22	0,27	0,33	0,10	0,18	0,26	0,21
	T19	0,17	0,16	0,19	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	T20	0,23	0,21	0,27	0,32	0,10	0,18	0,26	0,21
	T27	0,17	0,15	0,20	0,24	0,10	0,18	0,26	0,17
	T31	0,18	0,17	0,20	0,22	0,05	0,09	0,13	0,15
	T32	0,32	0,28	0,40	0,49	0,20	0,35	0,51	0,31
	T34	0,18	0,18	0,20	0,23	0,05	0,09	0,13	0,15
	T35	0,18	0,17	0,20	0,23	0,05	0,09	0,13	0,15
	T36	0,21	0,19	0,25	0,30	0,10	0,18	0,26	0,20
T37	0,33	0,29	0,41	0,51	0,20	0,35	0,51	0,32	
T38	0,32	0,29	0,40	0,50	0,20	0,35	0,51	0,32	
Mphonde e Frantz (1985)	B50-3-3	0,13	0,12	0,14	0,16	0,03	0,05	0,08	0,11
	B50-7-3	0,18	0,17	0,19	0,21	0,03	0,05	0,08	0,14
Elzanaty et al (1986).	G5	0,21	0,20	0,23	0,26	0,06	0,10	0,15	0,17
	G6	0,15	0,14	0,17	0,20	0,06	0,10	0,15	0,14
Jonhson e Ramirez (1989)	1	0,20	0,19	0,23	0,26	0,06	0,11	0,16	0,17
	2	0,17	0,16	0,18	0,20	0,03	0,05	0,08	0,13
Berlabi e Hsu (1990)	T1	0,26	0,24	0,32	0,38	0,13	0,23	0,34	0,24
	T2	0,26	0,24	0,31	0,37	0,12	0,22	0,31	0,24
Sarsan e Al-Musawi (1992)	AL2-N	0,22	0,21	0,24	0,28	0,07	0,12	0,17	0,18
	AS2-N	0,21	0,20	0,24	0,28	0,07	0,12	0,17	0,18
	AS3-N	0,25	0,23	0,29	0,34	0,10	0,18	0,26	0,22
Tompos e Frosch (1992)	18-2	0,27	0,25	0,32	0,39	0,13	0,23	0,34	0,25
	18-2C	0,27	0,25	0,32	0,39	0,13	0,23	0,34	0,25
	36-2	0,23	0,22	0,26	0,30	0,08	0,13	0,19	0,19
	36-3	0,23	0,22	0,26	0,30	0,08	0,13	0,19	0,19
	V1	0,21	0,20	0,24	0,28	0,08	0,13	0,19	0,18

TABELA B.3 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>				<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=30^\circ$	$\theta=21,8^\circ$	
	V2	0,21	0,20	0,24	0,28	0,08	0,13	0,19	0,18
XIE et al (1994)	NNW-3	0,30	0,27	0,36	0,43	0,14	0,25	0,36	0,27
Furlan Jr (1995)	V1	0,33	0,30	0,40	0,48	0,16	0,28	0,41	0,30
Adebar e Collins (1996)	ST4	0,21	0,21	0,23	0,26	0,05	0,08	0,11	0,17
	ST5	0,24	0,23	0,27	0,31	0,07	0,13	0,19	0,20
	ST6	0,29	0,27	0,33	0,39	0,12	0,20	0,29	0,25
	ST18	0,25	0,24	0,29	0,33	0,08	0,14	0,21	0,21
	ST7	0,32	0,29	0,38	0,46	0,15	0,26	0,37	0,28
	ST19	0,25	0,24	0,29	0,33	0,08	0,14	0,21	0,21
Yoon et al (1996)	N1-N	0,17	0,16	0,18	0,20	0,03	0,06	0,08	0,14
	N2-S	0,17	0,16	0,18	0,20	0,03	0,05	0,08	0,13
	N2-N	0,18	0,17	0,20	0,22	0,05	0,08	0,11	0,15
Collins/ Kuchuma (1999)	BM100	0,20	0,19	0,21	0,23	0,04	0,06	0,09	0,15
Vidal Filho (1999)	V1B	0,26	0,25	0,30	0,35	0,09	0,16	0,24	0,22
Lee e Watanabe (2000)	16	0,27	0,25	0,33	0,40	0,14	0,25	0,36	0,26
	18	0,28	0,25	0,34	0,41	0,15	0,26	0,37	0,26
	20	0,27	0,25	0,33	0,40	0,14	0,24	0,35	0,25
	21	0,29	0,27	0,36	0,44	0,16	0,28	0,41	0,28
	32	0,30	0,27	0,36	0,45	0,16	0,28	0,41	0,28
	41	0,22	0,20	0,26	0,32	0,12	0,20	0,29	0,21
	42	0,35	0,30	0,44	0,56	0,25	0,43	0,61	0,35
	46	0,26	0,24	0,30	0,36	0,12	0,20	0,29	0,23
	52	0,47	0,41	0,60	0,76	0,33	0,57	0,82	0,46
	72	0,19	0,18	0,21	0,25	0,06	0,11	0,16	0,16
	73	0,19	0,18	0,21	0,25	0,06	0,11	0,16	0,16
	77	0,25	0,23	0,30	0,36	0,13	0,22	0,32	0,23
	78	0,30	0,27	0,37	0,45	0,17	0,30	0,43	0,29
	79	0,39	0,34	0,49	0,62	0,26	0,45	0,65	0,38
	80	0,30	0,27	0,37	0,46	0,18	0,30	0,44	0,29
81	0,17	0,16	0,19	0,22	0,06	0,10	0,14	0,15	
84	0,19	0,18	0,22	0,26	0,08	0,13	0,19	0,17	
86	0,22	0,20	0,25	0,30	0,10	0,17	0,25	0,20	

TABELA B.3 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		Mod I	<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>		$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Lee e	91	0,17	0,16	0,19	0,22	0,06	0,10	0,14	0,15
Watanabe	92	0,19	0,18	0,22	0,26	0,08	0,13	0,19	0,17
Angelakos (2001)	DB120M	0,13	0,13	0,14	0,16	0,04	0,06	0,09	0,12
	DB140M	0,18	0,17	0,19	0,21	0,04	0,06	0,09	0,14
	DB0530M	0,16	0,16	0,18	0,19	0,04	0,06	0,09	0,13
Carelli (2002)	VC2	0,23	0,20	0,27	0,33	0,13	0,22	0,32	0,22
	VC3	0,23	0,20	0,27	0,33	0,13	0,22	0,32	0,22
	VC4	0,24	0,22	0,29	0,35	0,13	0,22	0,32	0,23
Cladera (2002)	H50/2	0,22	0,21	0,24	0,27	0,05	0,09	0,13	0,18
	H50/3	0,29	0,27	0,34	0,39	0,12	0,20	0,29	0,25
	H50/4	0,29	0,27	0,34	0,39	0,12	0,20	0,29	0,25
Etxeberria apud Cladera	HN-V2	0,26	0,24	0,30	0,35	0,10	0,18	0,26	0,22
	HN-V3	0,23	0,22	0,26	0,30	0,08	0,14	0,20	0,20
	HN-V4	0,21	0,20	0,23	0,26	0,06	0,10	0,14	0,17
Garcia (2002)	14	0,19	0,18	0,20	0,21	0,03	0,06	0,08	0,14
	13	0,17	0,17	0,19	0,20	0,03	0,06	0,08	0,14
	12	0,18	0,17	0,19	0,21	0,04	0,06	0,09	0,14
	11	0,18	0,18	0,20	0,22	0,04	0,07	0,11	0,15
	9	0,19	0,18	0,22	0,25	0,06	0,11	0,16	0,17
González apud Cladera (2002)	V13HC	0,24	0,22	0,27	0,32	0,09	0,16	0,24	0,21
	V17HC	0,22	0,21	0,25	0,28	0,07	0,12	0,18	0,18
	V24HC	0,20	0,19	0,22	0,25	0,05	0,09	0,14	0,16
	V13HCS	0,25	0,23	0,29	0,34	0,09	0,16	0,24	0,21
	V17HCS	0,23	0,22	0,26	0,30	0,07	0,12	0,18	0,19
	V24HCS	0,21	0,20	0,23	0,26	0,05	0,09	0,14	0,17
	V13HR	0,24	0,23	0,28	0,33	0,09	0,16	0,24	0,21
	V17HR	0,22	0,21	0,25	0,29	0,07	0,12	0,18	0,19
	V24HR	0,20	0,19	0,22	0,25	0,05	0,09	0,14	0,16
	V13HRS	0,25	0,23	0,28	0,33	0,09	0,16	0,24	0,21
	V17HRS	0,23	0,22	0,26	0,30	0,07	0,12	0,18	0,19
V24HRS	0,21	0,20	0,23	0,26	0,05	0,09	0,14	0,17	

TABELA B.4 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHN-3	0,25	0,20	0,16
Ahmad et al (1986)	A1	0,21	0,23	0,14
	A2	0,21	0,23	0,14
	A3	0,21	0,23	0,14
	A7	0,21	0,17	0,14
	A8	0,21	0,17	0,14
	A9	0,21	0,17	0,14
	B1	0,22	0,26	0,14
	B2	0,22	0,26	0,14
	B3	0,22	0,26	0,14
	B7	0,22	0,19	0,14
	B8	0,22	0,19	0,14
	B9	0,22	0,19	0,14
	C1	0,21	0,28	0,14
	C2	0,21	0,28	0,14
	C3	0,21	0,28	0,14
Elzanaty et al (1986)	C7	0,21	0,22	0,14
	C8	0,21	0,22	0,14
	C9	0,21	0,22	0,14
	F1	0,20	0,14	0,13
	F2	0,20	0,18	0,13
	F10	0,20	0,20	0,13
Jonhson e Ramirez (1989)	F9	0,23	0,17	0,15
	F15	0,23	0,20	0,15
	F6	0,20	0,18	0,13
6	0,18	0,15	0,12	
Salandra Ahmad (1989)	LR-2.59-NS	0,19	0,16	0,13
	LR-3.63-NS	0,18	0,16	0,12
	HR-2.59-NS	0,21	0,17	0,14
	HR-3.63-NS	0,22	0,18	0,14
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B21	0,23	0,18	0,15
	B11	0,18	0,16	0,12
	B13	0,18	0,20	0,12
	B14	0,18	0,20	0,12

TABELA B.4 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B23	0,23	0,23	0,15
	B24	0,23	0,23	0,15
	B33	0,19	0,20	0,13
	B34	0,19	0,20	0,13
	B43	0,25	0,23	0,15
	B44	0,25	0,23	0,15
	B53	0,27	0,24	0,16
	B54	0,27	0,24	0,16
	B63	0,23	0,19	0,15
	B64	0,23	0,19	0,15
	B51	0,27	0,20	0,16
	B61	0,23	0,16	0,15
Kim Park apud Cladera (2002)	CTL-1	0,18	0,16	0,12
	CTL-2	0,18	0,16	0,12
	P1.0-1	0,18	0,13	0,12
	P1.0-2	0,18	0,13	0,12
	P3.4-1	0,18	0,19	0,12
	P3.4-2	0,18	0,19	0,12
	P4.6-1	0,18	0,21	0,12
	P4.6-2	0,18	0,21	0,12
	A4.5-1	0,18	0,16	0,12
	A4.5-2	0,18	0,16	0,12
	D142-1	0,18	0,18	0,12
	D142-2	0,18	0,18	0,12
	D550-1	0,18	0,13	0,12
	D550-2	0,18	0,13	0,12
	D915-1	0,18	0,12	0,12
D915-2	0,18	0,12	0,12	
Xie et al (1994)	NHN-3	0,28	0,21	0,17
Ahmad et al (1995)	B7H	0,23	0,18	0,15
	B8H	0,23	0,18	0,15
Adebar e Collins (1996)	ST1	0,18	0,14	0,12
	ST2	0,18	0,14	0,12
	ST16	0,17	0,20	0,12
	ST17	0,17	0,13	0,12

TABELA B.4 – Tensões Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
	ST23	0,19	0,13	0,13
Yoon et al (1996)	M1-S	0,21	0,16	0,14
	H1-S	0,25	0,17	0,16
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M100-S0	0,24	0,23	0,15
	M100-S3	0,24	0,23	0,15
	M100-S4	0,24	0,23	0,15
	M80-S0	0,22	0,22	0,14
	M80-S4	0,22	0,22	0,14
	M60-S0	0,17	0,17	0,12
	M60-S4	0,17	0,17	0,12
Collins e Kuchma (1999).	B100H	0,27	0,12	0,16
	B100HE	0,27	0,12	0,16
	BH100	0,27	0,11	0,17
	BH50	0,27	0,13	0,17
	BH25	0,27	0,16	0,17
	BRL100	0,26	0,10	0,16
	SE50A-45	0,18	0,11	0,12
	SE50A-45-R	0,18	0,11	0,12
	SE100A-83	0,25	0,12	0,15
	SE50A-83	0,25	0,14	0,16
Simplicio apud Garcia (2002)	V1-S1	0,23	0,19	0,15
	V2-S1	0,22	0,19	0,14
Cladera (2002)	H60/1	0,19	0,16	0,13
	H75/1	0,21	0,17	0,14
	H100/1	0,25	0,18	0,16
Garcia (2002)	1R	0,21	0,17	0,14

TABELA B.5 –Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração
Diagonal – $f_c > 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>				<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Placas e Regan (1971)	T25	0,23	0,22	0,25	0,28	0,05	0,09	0,13	0,18
	T26	0,29	0,27	0,33	0,39	0,10	0,18	0,26	0,24
Mphonde apud Castro (1997)	B50-11-3	0,22	0,22	0,24	0,25	0,03	0,05	0,08	0,16
	B50-15-3	0,27	0,27	0,28	0,30	0,03	0,05	0,08	0,19
Jonhson e Ramirez (1989).	3	0,25	0,24	0,26	0,28	0,03	0,05	0,08	0,18
	4	0,25	0,24	0,26	0,28	0,03	0,05	0,08	0,18
	5	0,25	0,24	0,27	0,30	0,06	0,11	0,16	0,19
	7	0,20	0,20	0,22	0,23	0,03	0,05	0,08	0,15
	8	0,20	0,20	0,22	0,23	0,03	0,05	0,08	0,15
Roller Russell (1990).	1	0,34	0,33	0,35	0,36	0,03	0,05	0,08	0,22
	6	0,25	0,25	0,27	0,28	0,03	0,06	0,08	0,18
	7	0,28	0,27	0,31	0,34	0,06	0,11	0,16	0,21
	8	0,35	0,34	0,36	0,38	0,03	0,06	0,08	0,22
	9	0,38	0,37	0,40	0,43	0,06	0,11	0,16	0,26
Sarsan e Al-Musawi (1992)	10	0,41	0,39	0,44	0,49	0,09	0,16	0,23	0,29
	AL2-H	0,29	0,28	0,32	0,36	0,07	0,12	0,17	0,22
	AS2-H	0,29	0,28	0,32	0,36	0,07	0,12	0,17	0,22
	AS3-H	0,32	0,30	0,36	0,42	0,10	0,18	0,26	0,26
	BL2-H	0,29	0,28	0,32	0,36	0,07	0,12	0,17	0,22
	BS2-H	0,29	0,28	0,32	0,35	0,07	0,12	0,17	0,22
	BS3-H	0,32	0,31	0,37	0,42	0,10	0,18	0,26	0,26
	BS4-H	0,37	0,35	0,43	0,50	0,14	0,24	0,34	0,30
	CL2-H	0,28	0,27	0,31	0,35	0,07	0,12	0,17	0,22
	CS2-H	0,28	0,27	0,31	0,35	0,07	0,12	0,17	0,22
CS3-H	0,33	0,31	0,37	0,42	0,10	0,18	0,26	0,26	
CS4-H	0,36	0,34	0,42	0,49	0,14	0,24	0,34	0,30	
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHW-3a	0,50	0,46	0,60	0,72	0,25	0,43	0,61	0,43
	LHW-3b	0,54	0,49	0,66	0,81	0,30	0,51	0,74	0,48
	LHW-4	0,43	0,40	0,51	0,61	0,19	0,33	0,48	0,37
Fernandes (1994).	1	0,40	0,37	0,48	0,58	0,19	0,33	0,48	0,35
	3	0,39	0,36	0,47	0,57	0,19	0,33	0,48	0,34
	4	0,50	0,45	0,62	0,77	0,29	0,50	0,72	0,46
	6	0,41	0,38	0,49	0,59	0,19	0,33	0,48	0,36

TABELA B.5 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>				<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Gomiero apud Fernandes (1997)	I60-3	0,44	0,41	0,52	0,63	0,20	0,35	0,51	0,38
	I60-4	0,50	0,46	0,61	0,74	0,27	0,46	0,66	0,44
Yoon et al (1996).	M2-S	0,25	0,25	0,27	0,29	0,05	0,08	0,11	0,19
	M2-N	0,27	0,26	0,30	0,33	0,06	0,11	0,16	0,21
	H1-N	0,28	0,27	0,29	0,31	0,03	0,06	0,08	0,19
	H2-S	0,30	0,29	0,32	0,35	0,05	0,09	0,14	0,22
	H2-N	0,34	0,32	0,38	0,42	0,09	0,16	0,23	0,26
	M1-N	0,24	0,23	0,25	0,27	0,03	0,06	0,08	0,17
Angelakos (1999)	DB165M	0,24	0,23	0,25	0,27	0,04	0,06	0,09	0,17
	DB180M	0,27	0,26	0,28	0,30	0,04	0,06	0,09	0,19
Collins /kuchuma (1999).	SE50A- M-69	0,28	0,27	0,31	0,34	0,06	0,10	0,15	0,21
	SE100A- M-69	0,29	0,28	0,32	0,36	0,07	0,13	0,18	0,22
Kong Rangan (1998).	S1-1	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S1-2	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S1-3	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S1-4	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S1-5	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S1-6	0,28	0,27	0,31	0,36	0,08	0,14	0,20	0,22
	S2-1	0,27	0,26	0,30	0,32	0,05	0,09	0,13	0,20
	S2-2	0,28	0,27	0,31	0,34	0,06	0,11	0,16	0,21
	S2-3	0,30	0,29	0,33	0,37	0,08	0,14	0,20	0,23
	S2-4	0,30	0,29	0,33	0,37	0,08	0,14	0,20	0,23
	S2-5	0,33	0,31	0,37	0,43	0,11	0,19	0,27	0,26
	S3-1	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S3-2	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S3-3	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S3-4	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S4-4	0,33	0,32	0,36	0,40	0,08	0,14	0,20	0,25
	S4-6	0,33	0,32	0,36	0,40	0,08	0,14	0,20	0,25
	S5-1	0,33	0,32	0,37	0,41	0,08	0,14	0,20	0,25
	S5-2	0,33	0,32	0,37	0,41	0,08	0,14	0,20	0,25
	S5-3	0,33	0,32	0,37	0,41	0,08	0,14	0,20	0,25
S6-3	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20	

TABELA B.5 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		
Kong Rangan (1998).	S6-4	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S6-5	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S6-6	0,27	0,26	0,29	0,32	0,06	0,10	0,14	0,20
	S7-1	0,28	0,27	0,30	0,33	0,05	0,09	0,13	0,20
	S7-2	0,29	0,28	0,32	0,35	0,06	0,11	0,16	0,22
	S7-3	0,30	0,29	0,34	0,38	0,08	0,14	0,20	0,23
	S7-4	0,32	0,31	0,37	0,42	0,10	0,17	0,25	0,26
	S7-5	0,34	0,32	0,39	0,44	0,11	0,20	0,29	0,27
	S7-6	0,36	0,34	0,41	0,48	0,13	0,23	0,34	0,29
	S8-1	0,28	0,27	0,30	0,33	0,05	0,09	0,13	0,20
	S8-2	0,29	0,28	0,31	0,35	0,06	0,11	0,16	0,22
	S8-3	0,30	0,29	0,34	0,38	0,08	0,14	0,20	0,23
	S8-4	0,30	0,29	0,34	0,38	0,08	0,14	0,20	0,23
	S8-5	0,32	0,31	0,37	0,42	0,10	0,17	0,25	0,26
S8-6	0,34	0,32	0,39	0,44	0,11	0,20	0,29	0,27	
Ozcebe et al (1999).	ACI56	0,22	0,22	0,23	0,25	0,03	0,06	0,08	0,16
	TH56	0,24	0,23	0,25	0,27	0,04	0,07	0,10	0,17
	TS56	0,25	0,24	0,27	0,30	0,05	0,10	0,14	0,19
	ACI59	0,27	0,26	0,28	0,30	0,03	0,06	0,08	0,19
	TH59	0,27	0,26	0,28	0,31	0,04	0,07	0,11	0,19
	TS59	0,30	0,29	0,33	0,36	0,06	0,11	0,16	0,22
	ACI36	0,26	0,25	0,27	0,29	0,03	0,06	0,08	0,18
	TH36	0,26	0,26	0,28	0,30	0,04	0,07	0,10	0,19
	TS36	0,28	0,27	0,30	0,33	0,05	0,10	0,14	0,21
	ACI39	0,25	0,25	0,27	0,28	0,03	0,06	0,08	0,18
	TH39	0,26	0,25	0,28	0,30	0,04	0,07	0,10	0,19
	TS39	0,28	0,27	0,31	0,34	0,06	0,11	0,16	0,21
ACI26	0,25	0,24	0,26	0,28	0,03	0,06	0,08	0,17	
Vidal Filho (1999)	V3A	0,32	0,30	0,38	0,45	0,14	0,24	0,35	0,28
	V3B	0,32	0,30	0,38	0,45	0,14	0,24	0,35	0,28
Lee e Watanabe (2000)	49	0,45	0,41	0,55	0,68	0,25	0,43	0,61	0,41
	50	0,59	0,53	0,75	0,95	0,38	0,66	0,96	0,56
	51	0,78	0,69	1,03	1,32	0,58	1,00	1,45	0,78
	55	0,41	0,38	0,47	0,55	0,15	0,26	0,38	0,33

TABELA B.5 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		
Lee e Watanabe (2000)	57	0,43	0,40	0,50	0,58	0,17	0,29	0,42	0,35
	59	0,29	0,27	0,33	0,39	0,11	0,18	0,26	0,24
	60	0,89	0,78	1,18	1,54	0,70	1,22	1,76	0,91
	61	0,31	0,29	0,35	0,40	0,11	0,18	0,26	0,25
	62	0,29	0,28	0,33	0,38	0,09	0,16	0,23	0,24
	63	0,90	0,79	1,20	1,56	0,70	1,22	1,76	0,91
	67	0,43	0,40	0,52	0,63	0,21	0,37	0,53	0,38
	68	0,87	0,77	1,14	1,47	0,65	1,12	1,62	0,86
	69	0,61	0,56	0,74	0,89	0,32	0,56	0,80	0,53
	70	0,36	0,35	0,39	0,42	0,07	0,12	0,17	0,25
	71	0,89	0,79	1,12	1,41	0,60	1,04	1,50	0,84
Cladera (2002).	H60/2	0,26	0,25	0,29	0,33	0,07	0,12	0,17	0,20
	H60/3	0,31	0,29	0,36	0,42	0,11	0,20	0,29	0,26
	H60/4	0,31	0,29	0,36	0,42	0,11	0,20	0,29	0,26
	H75/2	0,28	0,27	0,31	0,34	0,07	0,12	0,17	0,21
	H75/3	0,33	0,31	0,37	0,43	0,11	0,20	0,29	0,27
	H75/4	0,33	0,31	0,37	0,43	0,11	0,20	0,29	0,27
	H100/2	0,33	0,32	0,36	0,40	0,08	0,14	0,20	0,25
	H100/3	0,36	0,34	0,41	0,47	0,12	0,20	0,29	0,28
	H100/4	0,36	0,34	0,41	0,47	0,12	0,20	0,29	0,28
Garcia (2002).	7	0,25	0,24	0,27	0,29	0,04	0,07	0,10	0,18
	6	0,26	0,25	0,28	0,31	0,05	0,09	0,13	0,19
	5	0,29	0,27	0,31	0,35	0,07	0,12	0,17	0,22
	4	0,32	0,30	0,36	0,42	0,10	0,18	0,26	0,26
	3	0,29	0,28	0,33	0,36	0,08	0,13	0,19	0,23
Xie et al (1994).	NHW-3	0,42	0,40	0,48	0,55	0,14	0,25	0,36	0,33
	NHW-3a	0,45	0,42	0,52	0,61	0,18	0,32	0,46	0,37
	NHW-3b	0,51	0,47	0,59	0,70	0,22	0,38	0,55	0,42
	NHW-4	0,42	0,40	0,48	0,55	0,14	0,25	0,36	0,33
Simplicio apud Garcia (2002)	V4-S1	0,28	0,27	0,31	0,34	0,07	0,12	0,17	0,21
	V5-S1	0,30	0,29	0,34	0,38	0,08	0,14	0,21	0,24
	V1-S2	0,32	0,30	0,36	0,41	0,10	0,17	0,24	0,25
	V2-S2	0,28	0,27	0,31	0,34	0,07	0,12	0,17	0,21
	V3-S2	0,36	0,34	0,42	0,49	0,14	0,24	0,34	0,30

TABELA B.5 – Tensões Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{CALC} (kN/cm ²)							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
Teoh et al (2002).	A0-12	0,31	0,30	0,33	0,35	0,04	0,07	0,10	0,21
	A0-8	0,29	0,28	0,31	0,33	0,04	0,07	0,10	0,20
	B0-8	0,31	0,31	0,34	0,37	0,06	0,10	0,14	0,22

ANEXO C

**RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES EXPERIMENTAIS E
CALCULADAS**

TABELA C.1 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.

Dados Experimentais		τ_{EXP} / τ_{CALC}						ACI 318 (2005)
		NBR 6118 (2003)			EUROCODE 2 (2003)			
Pesquisador	viga	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Placas e Regan (1971)	w1	1,40	1,62	2,03	1,23	1,42	1,79	2,18
	w2	1,72	1,99	2,50	1,63	1,89	2,37	1,88
	w3	1,23	1,42	1,78	1,00	1,16	1,46	2,20
	w5	1,47	1,70	2,13	1,27	1,47	1,84	2,41
	w6	1,21	1,40	1,76	1,05	1,21	1,52	1,98
	w7	1,26	1,45	1,82	1,08	1,25	1,57	2,06
	E4	1,08	1,25	1,57	1,02	1,18	1,49	1,22
	E5	1,06	1,22	1,53	0,98	1,14	1,43	1,32
Haddadin, Hong e Mattock (1971)	A6	0,93	1,07	1,34	0,83	0,96	1,20	1,36
	C4	0,74	0,85	1,07	0,66	0,76	0,96	1,08
	G5	1,00	1,15	1,45	0,90	1,03	1,30	1,48
	A5	0,90	1,04	1,30	0,80	0,93	1,17	1,34
	G4	0,88	1,01	1,27	0,78	0,90	1,14	1,31
	A4	0,74	0,85	1,07	0,65	0,76	0,95	1,13
	C5	0,73	0,85	1,06	0,64	0,74	0,93	1,15
	J5	0,84	0,97	1,21	0,73	0,84	1,06	1,35
Ramirez e Breen (1991)	TA1	1,30	1,50	1,89	1,21	1,40	1,76	1,63
	TA2	1,25	1,44	1,81	1,16	1,34	1,68	1,56
	TA3	1,06	1,22	1,54	0,99	1,14	1,43	1,33
	TA13	1,13	1,30	1,64	1,04	1,20	1,50	1,53
	TA14	1,09	1,26	1,59	1,00	1,16	1,45	1,48
Rangan (1991)	I-2	1,24	1,43	1,80	1,09	1,26	1,58	1,94
	I-3	1,41	1,63	2,05	1,24	1,43	1,79	2,24
	I-4	1,40	1,61	2,03	1,20	1,38	1,74	2,32
	I-1	1,29	1,49	1,87	1,10	1,27	1,60	2,16
Lee e Watanabe (2000)	25	0,90	1,04	1,31	0,78	0,90	1,13	1,47
	26	0,87	1,00	1,26	0,75	0,87	1,09	1,41
	29	0,89	1,03	1,29	0,77	0,88	1,11	1,46
	30	0,93	1,07	1,35	0,80	0,92	1,16	1,53
	34	0,87	1,01	1,27	0,75	0,86	1,09	1,45
	35	0,72	0,84	1,05	0,66	0,77	0,96	0,97
	36	0,78	0,90	1,13	0,71	0,82	1,03	1,04
	37	0,96	1,10	1,39	0,88	1,01	1,27	1,31
38	0,65	0,75	0,94	0,57	0,66	0,83	1,00	

TABELA C.1 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Ruptura por Esmagamento da Biela de Concreto - $f_c \leq 50$ MPa.(Cont.)

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}						
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Lee e Watanabe (2000)	39	0,85	0,98	1,24	0,75	0,87	1,09	1,32
	40	0,80	0,93	1,17	0,70	0,81	1,01	1,29
	43	0,79	0,92	1,15	0,72	0,83	1,05	1,12
	44	0,91	1,05	1,32	0,83	0,95	1,20	1,28
	45	1,02	1,18	1,48	0,93	1,07	1,34	1,44
	47	0,73	0,85	1,06	0,62	0,72	0,91	1,23
	48	0,82	0,94	1,19	0,70	0,80	1,01	1,37
	65	0,77	0,88	1,11	0,61	0,70	0,88	1,41
	66	1,08	1,25	1,57	0,86	1,00	1,25	1,99

TABELA C.2 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Morrow Viest apud Cladera (2002)	b40b4	1,03	1,11	1,41
	b56b2	1,18	0,95	1,40
	b56a4	1,12	0,99	1,45
	b56b4	0,96	0,94	1,25
	b56e4	0,83	0,95	1,09
	b56a6	1,10	0,97	1,54
	b56b6	0,75	0,88	1,07
	b113b4	0,73	0,76	0,98
	b70b2	0,99	0,82	1,19
	b70a4	1,03	0,93	1,36
	b70a6	1,03	0,93	1,46
b84b4	0,88	0,86	1,16	
Hadaddin et al (1971)	A1	1,43	1,15	1,90
	C1	1,17	0,90	1,52
	E1	2,01	1,26	2,36
Placas e Regan (1971)	R1	1,04	1,16	1,36
	R2	1,09	1,06	1,43
	R3	1,08	1,03	1,40
	R7	1,20	1,20	1,59
	D2	1,11	1,13	1,48
	T2	1,21	1,21	1,60
	T18	1,64	1,16	2,17
Kani et al apud Cladera (2002)	1	1,20	0,83	1,58
	2	1,29	0,86	1,67
	3	1,48	0,97	1,91
	4	1,36	1,10	1,78
	5	1,21	0,96	1,58
	6	1,09	0,92	1,45
	7	1,00	0,92	1,30
	8	1,12	1,04	1,47
	9	0,90	0,83	1,17
	10	0,85	0,90	1,12
	11	0,77	0,84	1,03
	12	0,82	0,86	1,07

TABELA C.2 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Kani et al apud Cladera (2002)	15	0,78	0,95	0,95
	16	0,72	0,87	0,87
	17	0,53	0,77	0,70
	20	0,61	0,94	0,83
	21	0,45	0,70	0,61
	23	0,88	0,92	1,07
	24	0,80	0,83	0,97
	28	1,04	1,09	1,26
	29	0,95	0,99	1,15
	30	0,96	1,00	1,16
	32	0,85	1,03	1,11
	33	0,74	0,89	0,96
	34	0,91	1,10	1,19
	35	0,98	1,18	1,28
	36	0,57	0,68	0,74
	Ahmad et al apud Cladera (2002)	LNN-3	0,56	0,67
Elzanaty et al (1986)	F11	1,00	0,96	1,25
	F12	1,21	0,92	1,52
	F8	0,66	0,84	0,92
	F13	0,66	0,80	0,93
	F14	0,93	0,88	1,30
Bazant e Kazemi (1991)	I-4	1,28	0,85	1,84
	I-5	1,17	0,77	1,67
	I-6	1,22	0,81	1,75
	I-7	1,08	0,90	1,55
	I-8	1,10	0,91	1,58
	I-9	1,02	0,85	1,47
	I-10	0,89	0,90	1,28
	I-11	0,96	0,97	1,38

TABELA C.2 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Bazant e Kazemi (1991)	I-12	1,00	1,01	1,43
	II-4	1,15	0,76	1,65
	II-5	1,05	0,70	1,51
	II-6	1,25	0,83	1,78
	II-7	1,06	0,88	1,52
	II-8	0,98	0,82	1,41
	II-9	0,87	0,73	1,25
	II-10	0,71	0,72	1,02
	II-11	0,82	0,83	1,18
	II-12	0,80	0,81	1,15
Xie et al (1994)	NNN-3	0,91	0,87	1,27
Adebar e Collins (1996)	ST3	0,79	0,88	1,14
	ST8	0,62	0,67	0,88
Yoon et al (1996)	NI-S	0,74	0,78	1,01
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M40-S0	1,34	1,04	1,83
	M25-S0	1,36	1,14	1,78
	M25-S3	1,62	1,35	2,12
Kulkarni e Shah (1998)	B4JL20-S	0,83	0,84	1,17
	B3SE03-S	0,93	0,97	1,33
	B3NO15-S	0,95	0,97	1,34
	B3NO30-S	0,98	1,02	1,40
	B3NO30-H	1,11	1,16	1,58
Collins e Kuchma (1999).	B100	0,59	0,93	0,81
	B100R	0,65	1,03	0,90
	B100L	0,55	0,90	0,77
	B100L-R	0,58	0,94	0,81
	B100B	0,51	0,82	0,71
	BN100	0,49	0,86	0,68
	BN50	0,70	1,05	0,96
	BN25	0,77	0,96	1,06
	BN12	0,86	0,89	1,19
	SE100A-45	0,43	0,75	0,63
SE100A-45-R	0,51	0,89	0,74	
Angelakos et al	DB120	0,67	0,88	0,84

TABELA C.2 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Angelakos et al (2001).	DB130	0,52	0,79	0,71
	DB140	0,46	0,73	0,63
	DB230	0,73	0,88	0,98
	DB0.530	0,47	0,89	0,63
Carelli (2002)	VS1	2,02	2,03	2,56
	VS2	1,37	1,38	1,74
	VS3	2,09	2,10	2,65
Cladera (2002)	H50/1	0,81	0,92	1,18
Garcia (2002)	8R	0,95	0,91	1,28
González (2002) apud Cladera	V10HC	0,97	0,91	1,36
	V10HCS	0,99	0,97	1,42
	V10HR	1,01	0,93	1,42
	V10HRS	0,92	0,86	1,29
Tompos e Frosh (2002)	V18-0	0,71	0,96	0,98

TABELA C.3 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}								
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>		
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$		
Haddadin (1971).	A2	1,59	1,68	1,40	1,22	4,67	2,70	1,87	1,81	
	A3	1,71	1,87	1,42	1,17	3,30	1,91	1,32	1,82	
	B3	1,63	1,80	1,35	1,12	3,07	1,77	1,23	1,72	
	C2	1,45	1,54	1,27	1,11	4,16	2,40	1,67	1,64	
	C3	1,63	1,81	1,35	1,11	2,95	1,70	1,18	1,69	
	D3	1,42	1,56	1,18	0,98	2,73	1,58	1,09	1,51	
	E2	1,80	1,98	1,57	1,34	4,06	2,35	1,63	1,87	
	E3	1,38	1,59	1,15	0,93	2,14	1,24	0,86	1,35	
	F3	1,68	1,81	1,42	1,19	3,74	2,16	1,49	1,90	
	G3	1,73	1,94	1,41	1,14	2,86	1,65	1,14	1,78	
	H1	1,67	1,84	1,39	1,15	3,21	1,85	1,28	1,78	
H2	1,90	2,09	1,58	1,30	3,61	2,08	1,44	2,02		
Placas e Regan (1971)	R8	1,25	1,32	1,12	0,98	3,97	2,29	1,59	1,43	
	R9	1,20	1,31	1,02	0,86	2,61	1,50	1,04	1,31	
	R10	1,13	1,19	1,01	0,89	3,75	2,16	1,50	1,31	
	R11	1,42	1,50	1,26	1,11	4,46	2,57	1,78	1,62	
	R12	1,54	1,61	1,38	1,23	5,46	3,15	2,18	1,83	
	R13	1,67	1,80	1,42	1,19	3,73	2,15	1,49	1,84	
	R14	1,50	1,56	1,38	1,26	6,68	3,86	2,67	1,80	
	R15	1,60	1,74	1,36	1,14	3,48	2,01	1,39	1,75	
	R16	1,57	1,70	1,33	1,12	3,48	2,01	1,39	1,73	
	R17	1,50	1,64	1,32	1,14	3,48	2,01	1,39	1,54	
	R20	1,12	1,17	1,02	0,91	4,48	2,59	1,79	1,39	
	R21	1,43	1,52	1,23	1,05	3,73	2,15	1,49	1,67	
	R22	1,19	1,26	1,07	0,94	3,97	2,29	1,59	1,39	
	R24	1,35	1,42	1,21	1,07	4,59	2,65	1,84	1,58	
	R25	1,54	1,62	1,38	1,22	5,21	3,01	2,08	1,80	
	R27	1,39	1,59	1,17	0,97	2,36	1,36	0,94	1,38	
	R28	1,41	1,58	1,14	0,91	2,29	1,32	0,92	1,45	
	T1	1,69	1,79	1,51	1,33	5,48	3,16	2,19	1,95	
T3	1,62	1,71	1,45	1,28	5,21	3,01	2,08	1,86		
T4	1,57	1,65	1,41	1,25	5,46	3,15	2,18	1,85		
T5	1,53	1,66	1,31	1,10	3,48	2,01	1,39	1,70		
T6	1,69	1,91	1,36	1,09	2,61	1,51	1,05	1,71		

TABELA C.3 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}								
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>		
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$		
Placas e Regan (1971)	T7	1,70	1,80	1,52	1,34	5,46	3,15	2,18	1,95	
	T8	1,82	1,92	1,63	1,44	6,21	3,58	2,48	2,13	
	T9	2,02	2,24	1,70	1,41	3,85	2,22	1,54	2,10	
	T10	1,48	1,54	1,36	1,23	6,48	3,74	2,59	1,77	
	T13	1,92	2,12	1,70	1,46	4,48	2,59	1,79	1,98	
	T15	1,48	1,56	1,33	1,18	5,21	3,01	2,08	1,76	
	T16	1,46	1,52	1,35	1,23	6,91	3,99	2,77	1,79	
	T17	1,48	1,60	1,26	1,06	3,34	1,93	1,33	1,64	
	T19	1,69	1,78	1,51	1,34	5,65	3,26	2,26	1,97	
	T20	1,72	1,86	1,46	1,23	3,84	2,21	1,53	1,90	
	T27	2,01	2,31	1,70	1,39	3,29	1,90	1,32	1,97	
	T31	1,39	1,46	1,25	1,10	4,72	2,73	1,89	1,63	
	T32	1,76	1,98	1,41	1,13	2,76	1,59	1,10	1,79	
	T34	1,57	1,65	1,42	1,26	5,59	3,23	2,24	1,87	
	T35	1,62	1,70	1,45	1,29	5,72	3,30	2,29	1,92	
	T36	2,22	2,43	1,87	1,56	4,47	2,58	1,79	2,35	
T37	1,65	1,84	1,32	1,06	2,68	1,54	1,07	1,70		
T38	1,91	2,13	1,53	1,23	3,06	1,76	1,22	1,95		
Mphonde e Frantz (1985)	B50-3-3	1,29	1,35	1,19	1,08	5,46	3,15	2,18	1,49	
	B50-7-3	1,16	1,19	1,08	1,00	6,73	3,89	2,69	1,48	
Elzanaty et al (1986).	G5	1,11	1,16	1,00	0,88	3,92	2,26	1,57	1,34	
	G6	1,02	1,10	0,90	0,78	2,69	1,55	1,08	1,12	
Jonhson e Ramirez(1989)	1	1,03	1,08	0,91	0,80	3,31	1,91	1,32	1,21	
	2	0,80	0,82	0,75	0,69	4,42	2,55	1,77	1,00	
Berlabi e Hsu (1990)	T1	1,15	1,26	0,96	0,79	2,25	1,30	0,90	1,24	
	T2	1,27	1,37	1,06	0,89	2,67	1,54	1,07	1,39	
Sarsan e Al-Musawi (1992)	AL2-N	1,25	1,32	1,11	0,97	3,96	2,29	1,59	1,49	
	AS2-N	2,10	2,21	1,86	1,62	6,54	3,78	2,62	2,49	
	AS3-N	1,88	2,01	1,61	1,37	4,59	2,65	1,83	2,14	
Tompos e Frosch (1992)	18-2	0,65	0,71	0,55	0,45	1,32	0,76	0,53	0,71	
	18-2C	0,58	0,63	0,48	0,40	1,17	0,68	0,47	0,63	
	36-2	0,55	0,58	0,48	0,42	1,66	0,96	0,66	0,65	
	36-3	0,57	0,61	0,50	0,44	1,74	1,01	0,70	0,68	
	V1	0,47	0,50	0,41	0,36	1,34	0,78	0,54	0,55	

TABELA C.3 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}								
		<i>NBR 6118 (2003)</i>				<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$		
	V2	0,59	0,63	0,52	0,45	1,67	0,97	0,67	0,69	
XIE et al (1994)	NNW-3	1,13	1,23	0,95	0,79	2,35	1,36	0,94	1,26	
Furlan Jr (1995)	V1	1,18	1,28	0,98	0,81	2,40	1,39	0,96	1,31	
Adebar and Collins (1996)	ST4	0,91	0,95	0,84	0,76	4,31	2,49	1,73	1,17	
	ST5	0,86	0,90	0,76	0,67	2,81	1,62	1,13	1,05	
	ST6	1,00	1,07	0,86	0,73	2,47	1,42	0,99	1,16	
	ST18	1,20	1,27	1,06	0,93	3,69	2,13	1,47	1,46	
	ST7	1,07	1,16	0,90	0,75	2,29	1,32	0,92	1,21	
	ST19	0,98	1,04	0,87	0,76	3,01	1,74	1,21	1,19	
Yoon et al (1996)	N1-N	1,10	1,13	1,02	0,94	5,83	3,37	2,33	1,37	
	N2-S	0,88	0,90	0,81	0,75	4,70	2,71	1,88	1,10	
	N2-N	1,08	1,12	0,98	0,88	4,37	2,52	1,75	1,31	
Collins/ Kuchuma (1999)	BM100	0,62	0,63	0,57	0,53	3,42	1,98	1,37	0,80	
Vidal Filho (1999)	V1B	0,96	1,02	0,84	0,72	2,65	1,53	1,06	1,14	
Lee e Watanabe (2000)	16	1,37	1,50	1,13	0,93	2,59	1,49	1,03	1,46	
	18	1,24	1,37	1,02	0,84	2,31	1,33	0,92	1,32	
	20	1,42	1,56	1,18	0,97	2,74	1,58	1,10	1,53	
	21	1,29	1,42	1,06	0,86	2,33	1,35	0,93	1,37	
	32	1,31	1,44	1,07	0,88	2,39	1,38	0,96	1,39	
	41	1,62	1,79	1,35	1,11	3,02	1,74	1,21	1,68	
	42	1,28	1,47	1,02	0,80	1,81	1,05	0,73	1,26	
	46	1,40	1,52	1,19	1,00	3,09	1,79	1,24	1,56	
	52	1,12	1,26	0,87	0,68	1,59	0,92	0,64	1,12	
	72	1,71	1,81	1,51	1,32	5,14	2,97	2,06	1,98	
	73	1,52	1,61	1,34	1,17	4,56	2,63	1,82	1,75	
	77	1,50	1,64	1,25	1,04	3,00	1,73	1,20	1,62	
	78	1,40	1,55	1,14	0,92	2,42	1,40	0,97	1,46	
	79	1,30	1,46	1,03	0,81	1,93	1,11	0,77	1,31	
	80	1,40	1,56	1,14	0,93	2,41	1,39	0,96	1,47	
81	1,58	1,67	1,40	1,23	4,79	2,76	1,91	1,80		
84	1,65	1,77	1,43	1,22	4,10	2,37	1,64	1,83		
86	1,56	1,70	1,32	1,11	3,33	1,92	1,33	1,69		

TABELA C.3 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c \leq 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}								
		Mod I	<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>		$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$		
Lee e	91	1,33	1,41	1,18	1,03	4,03	2,33	1,61	1,51	
Watanabe	92	1,50	1,61	1,30	1,11	3,73	2,15	1,49	1,66	
Angelakos (2001)	DB120M	0,77	0,81	0,70	0,63	2,82	1,63	1,13	0,87	
	DB140M	0,56	0,58	0,52	0,47	2,77	1,60	1,11	0,70	
	DB0530M	0,58	0,60	0,53	0,49	2,63	1,52	1,05	0,71	
Carelli (2002)	VC2	1,36	1,52	1,13	0,93	2,44	1,41	0,98	1,41	
	VC3	1,09	1,21	0,90	0,74	1,95	1,13	0,78	1,12	
	VC4	1,24	1,37	1,03	0,85	2,34	1,35	0,93	1,31	
Cladera (2002)	H50/2	1,13	1,18	1,03	0,93	4,87	2,81	1,95	1,44	
	H50/3	1,20	1,28	1,03	0,87	2,96	1,71	1,18	1,40	
	H50/4	1,22	1,30	1,04	0,89	3,01	1,74	1,20	1,42	
Etxeberria apud Cladera	HN-V2	1,38	1,47	1,18	1,00	3,40	1,96	1,36	1,58	
	HN-V3	1,26	1,34	1,11	0,96	3,69	2,13	1,48	1,49	
	HN-V4	1,49	1,55	1,34	1,19	5,47	3,16	2,19	1,82	
Garcia (2002)	14	0,56	0,58	0,53	0,49	3,28	1,90	1,31	0,73	
	13	0,74	0,76	0,69	0,63	3,98	2,30	1,59	0,93	
	12	0,72	0,74	0,66	0,60	3,43	1,98	1,37	0,89	
	11	0,70	0,73	0,64	0,58	3,03	1,75	1,21	0,87	
	9	1,01	1,08	0,90	0,78	3,01	1,74	1,20	1,17	
González apud Cladera (2002)	V13HC	1,32	1,41	1,13	0,97	3,29	1,90	1,32	1,50	
	V17HC	1,14	1,21	1,01	0,88	3,44	1,99	1,38	1,35	
	V24HC	1,08	1,13	0,97	0,86	3,97	2,29	1,59	1,31	
	V13HCS	1,44	1,53	1,24	1,07	3,78	2,18	1,51	1,67	
	V17HCS	1,38	1,45	1,23	1,08	4,45	2,57	1,78	1,67	
	V24HCS	1,18	1,23	1,07	0,96	4,60	2,66	1,84	1,46	
	V13HR	1,57	1,67	1,35	1,16	4,03	2,33	1,61	1,81	
	V17HR	1,30	1,37	1,15	1,00	4,02	2,32	1,61	1,54	
	V24HR	1,34	1,40	1,20	1,07	4,94	2,85	1,97	1,62	
	V13HRS	1,36	1,45	1,17	1,00	3,52	2,03	1,41	1,57	
	V17HRS	1,38	1,45	1,22	1,07	4,42	2,55	1,77	1,66	
	V24HRS	1,15	1,20	1,04	0,93	4,46	2,57	1,78	1,42	

TABELA C.4 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHN-3	0,63	0,79	1,01
Ahmad et al (1986)	A1	1,09	0,98	1,65
	A2	1,30	1,17	1,97
	A3	1,30	1,17	1,97
	A7	0,86	1,01	1,30
	A8	0,90	1,06	1,37
	A9	1,47	1,74	2,24
	B1	0,91	0,78	1,41
	B2	1,23	1,05	1,89
	B3	1,78	1,52	2,75
	B7	0,77	0,87	1,19
	B8	0,80	0,91	1,24
	B9	1,38	1,55	2,13
	C1	1,09	0,82	1,67
	C2	1,51	1,14	2,32
	C3	1,38	1,04	2,12
C7	0,81	0,79	1,24	
C8	0,79	0,78	1,22	
C9	0,81	0,79	1,24	
Elzanaty et al (1986)	F1	0,60	0,86	0,92
	F2	0,69	0,77	1,05
	F10	0,81	0,82	1,23
	F9	0,58	0,80	0,90
	F15	0,62	0,74	0,97
F6	0,65	0,72	0,98	
Jonhson e Ramirez (1989)	6	0,63	0,78	0,94
Salandra Ahmad (1989)	LR-2.59-NS	0,83	0,94	1,22
	LR-3.63-NS	0,69	0,78	1,01
	HR-2.59-NS	0,80	0,98	1,22
	HR-3.63-NS	0,52	0,65	0,81
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B21	0,89	1,12	1,39
	B11	0,97	1,08	1,43
	B13	1,26	1,14	1,85
	B14	1,48	1,33	2,17

TABELA C.4 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
Thorentfeld Drangsholt apud Cladera (2002)	B23	1,09	1,11	1,70
	B24	1,16	1,18	1,81
	B33	1,16	1,07	1,73
	B34	1,41	1,30	2,10
	B43	1,13	1,19	1,79
	B44	1,40	1,48	2,23
	B53	0,93	1,02	1,50
	B54	0,94	1,03	1,52
	B63	0,80	0,96	1,26
	B64	0,98	1,17	1,54
	B51	0,63	0,86	1,03
	B61	0,59	0,87	0,92
Kim Park apud Cladera (2002)	CTL-1	0,86	0,99	1,26
	CTL-2	0,87	1,00	1,28
	P1.0-1	0,70	1,00	1,03
	P1.0-2	0,68	0,96	1,00
	P3.4-1	0,96	0,91	1,41
	P3.4-2	0,96	0,91	1,42
	P4.6-1	1,15	0,97	1,69
	P4.6-2	1,23	1,03	1,80
	A4.5-1	0,81	0,93	1,19
	A4.5-2	0,78	0,89	1,14
	D142-1	0,95	0,93	1,39
	D142-2	0,91	0,89	1,33
	D550-1	0,76	1,02	1,12
	D550-2	0,72	0,97	1,06
	D915-1	0,61	0,89	0,89
D915-2	0,67	0,99	0,99	
Xie et al (1994)	NHN-3	0,60	0,79	0,98
Ahmad et al (1995)	B7H	0,65	0,84	1,01
	B8H	0,64	0,83	1,00
Adebar e Collins (1996)	ST1	0,72	0,88	1,06
	ST2	0,67	0,82	0,98
	ST16	0,83	0,73	1,22
	ST17	0,62	0,83	0,91

TABELA C.4 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas sem estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}		
<i>Pesquisador</i>	<i>Viga</i>	<i>NBR 6118 (2003)</i>	<i>EUROCODE 2 (2003)</i>	<i>ACI 318 (2005)</i>
	ST23	0,58	0,86	0,87
Yoon et al (1996)	M1-S	0,58	0,75	0,88
	H1-S	0,54	0,76	0,86
Islam Pam Kwan apud Cladera (2002)	M100-S0	0,89	0,92	1,40
	M100-S3	1,32	1,38	2,09
	M100-S4	1,10	1,15	1,74
	M80-S0	0,87	0,86	1,35
	M80-S4	1,08	1,07	1,67
	M60-S0	0,85	0,88	1,23
	M60-S4	0,97	1,00	1,41
Collins e Kuchma (1999).	B100H	0,26	0,57	0,42
	B100HE	0,29	0,64	0,47
	BH100	0,26	0,63	0,42
	BH50	0,36	0,75	0,59
	BH25	0,47	0,81	0,76
	BRL100	0,23	0,62	0,36
	SE50A-45	0,50	0,79	0,74
	SE50A-45-R	0,59	0,92	0,86
	SE100A-83	0,28	0,58	0,44
	SE50A-83	0,37	0,69	0,59
Simplicio apud Garcia (2002)	V1-S1	0,76	0,92	1,19
	V2-S1	0,73	0,86	1,13
Cladera (2002)	H60/1	0,77	0,93	1,16
	H75/1	0,66	0,83	1,01
	H100/1	0,66	0,90	1,06
Garcia (2002)	1R	0,81	1,00	1,24

TABELA C.5 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa.

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>				<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	<i>Mod I</i>	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Placas e Regan (1971)	T25	1,28	1,32	1,17	1,06	5,72	3,30	2,29	1,65
	T26	1,60	1,69	1,39	1,20	4,47	2,58	1,79	1,92
Mphonde apud Castro (1997)	B50-11-3	0,96	0,99	0,91	0,85	7,03	4,06	2,81	1,32
	B50-15-3	0,91	0,92	0,87	0,82	8,01	4,62	3,20	1,32
Jonhson e Ramirez (1989).	3	0,64	0,65	0,61	0,58	5,22	3,02	2,09	0,91
	4	0,77	0,79	0,73	0,69	6,29	3,63	2,51	1,09
	5	0,95	0,99	0,86	0,77	3,75	2,17	1,50	1,20
	7	0,83	0,85	0,79	0,73	5,58	3,22	2,23	1,11
	8	0,77	0,79	0,72	0,67	5,13	2,96	2,05	1,02
Roller Russell (1990).	1	0,44	0,45	0,43	0,41	4,95	2,86	1,98	0,69
	6	0,76	0,77	0,72	0,68	5,83	3,36	2,33	1,07
	7	0,80	0,83	0,73	0,66	3,57	2,06	1,43	1,07
	8	0,40	0,41	0,38	0,37	4,23	2,44	1,69	0,62
	9	0,57	0,59	0,54	0,50	3,39	1,96	1,36	0,84
	10	0,82	0,86	0,76	0,69	3,59	2,07	1,44	1,16
Sarsan e Al-Musawi (1992)	AL2-H	0,99	1,03	0,90	0,81	4,22	2,44	1,69	1,31
	AS2-H	1,64	1,70	1,49	1,35	7,01	4,05	2,80	2,18
	AS3-H	1,47	1,55	1,29	1,13	4,57	2,64	1,83	1,84
	BL2-H	1,12	1,16	1,02	0,92	4,80	2,77	1,92	1,49
	BS2-H	1,83	1,91	1,67	1,50	7,76	4,48	3,10	2,43
	BS3-H	1,68	1,77	1,48	1,30	5,28	3,05	2,11	2,11
	BS4-H	1,33	1,41	1,15	0,99	3,59	2,07	1,44	1,63
	CL2-H	1,24	1,29	1,13	1,01	5,11	2,95	2,04	1,63
	CS2-H	2,08	2,16	1,89	1,70	8,58	4,95	3,43	2,73
	CS3-H	1,81	1,91	1,60	1,40	5,72	3,30	2,29	2,28
CS4-H	1,45	1,54	1,25	1,07	3,83	2,21	1,53	1,77	
Ahmad et al apud Cladera (2002)	LHW-3a	0,86	0,93	0,71	0,59	1,73	1,00	0,69	0,99
	LHW-3b	0,89	0,97	0,73	0,59	1,63	0,94	0,65	1,00
	LHW-4	0,87	0,94	0,74	0,62	1,96	1,13	0,78	1,03
Fernandes (1994).	1	1,71	1,85	1,42	1,18	3,56	2,05	1,42	1,96
	3	2,28	2,47	1,89	1,56	4,59	2,65	1,84	2,57
	4	1,81	2,00	1,46	1,18	3,11	1,80	1,24	1,97
	6	1,46	1,58	1,22	1,02	3,11	1,80	1,24	1,69

TABELA C.5 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

Dados Experimentais		τ_{EXP} / τ_{CALC}							
		NBR 6118 (2003)				EUROCODE 2 (2003)			ACI 318 (2005)
Pesquisador	viga	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	
Gomiero apud Fernandes (1997)	I60-3	1,38	1,49	1,16	0,97	2,97	1,72	1,19	1,61
	I60-4	1,36	1,48	1,11	0,91	2,56	1,48	1,02	1,53
Yoon et al (1996).	M2-S	0,89	0,91	0,83	0,76	4,99	2,88	2,00	1,21
	M2-N	1,03	1,07	0,94	0,85	4,41	2,55	1,76	1,35
	H1-N	0,70	0,72	0,67	0,64	6,16	3,56	2,46	1,03
	H2-S	0,81	0,83	0,75	0,69	4,49	2,59	1,80	1,13
	H2-N	0,87	0,91	0,78	0,69	3,21	1,85	1,28	1,14
	M1-N	0,69	0,70	0,65	0,61	5,17	2,98	2,07	0,96
Angelakos (1999)	DB165M	0,68	0,70	0,64	0,60	4,52	2,61	1,81	0,93
	DB180M	0,53	0,54	0,50	0,47	3,95	2,28	1,58	0,75
Collins /kuchuma (1999).	SE50A-M-69	0,64	0,66	0,59	0,53	3,05	1,76	1,22	0,86
	SE100A-M-69	0,66	0,69	0,60	0,53	2,63	1,52	1,05	0,86
Kong Rangan (1998).	S1-1	1,11	1,16	0,99	0,88	3,89	2,25	1,56	1,41
	S1-2	1,01	1,06	0,91	0,80	3,55	2,05	1,42	1,28
	S1-3	1,00	1,05	0,90	0,79	3,51	2,03	1,40	1,27
	S1-4	1,35	1,42	1,21	1,07	4,73	2,73	1,89	1,71
	S1-5	1,23	1,29	1,10	0,97	4,32	2,49	1,73	1,56
	S1-6	1,09	1,14	0,98	0,86	3,82	2,20	1,53	1,38
	S2-1	1,31	1,35	1,21	1,10	6,63	3,83	2,65	1,77
	S2-2	1,12	1,16	1,03	0,93	4,94	2,85	1,97	1,49
	S2-3	1,16	1,21	1,04	0,93	4,32	2,49	1,73	1,50
	S2-4	1,00	1,05	0,90	0,80	3,74	2,16	1,50	1,30
	S2-5	1,19	1,25	1,04	0,91	3,61	2,08	1,44	1,48
	S3-1	1,06	1,10	0,97	0,88	4,90	2,83	1,96	1,40
	S3-2	0,90	0,93	0,83	0,75	4,17	2,41	1,67	1,19
	S3-3	1,17	1,21	1,08	0,98	5,43	3,14	2,17	1,56
	S3-4	0,90	0,93	0,82	0,75	4,16	2,40	1,66	1,19
	S4-4	1,08	1,12	0,98	0,88	4,40	2,54	1,76	1,44
	S4-6	1,25	1,30	1,13	1,02	5,10	2,94	2,04	1,67
	S5-1	1,00	1,04	0,91	0,82	4,12	2,38	1,65	1,34
	S5-2	1,07	1,12	0,98	0,88	4,43	2,56	1,77	1,44
S5-3	1,00	1,05	0,91	0,82	4,15	2,40	1,66	1,35	
S6-3	0,90	0,94	0,83	0,75	4,24	2,45	1,70	1,20	

TABELA C.5 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

Dados Experimentais		τ_{EXP} / τ_{CALC}							
		NBR 6118 (2003)			EUROCODE 2 (2003)			ACI 318 (2005)	
Pesquisador	viga	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
Kong Rangan (1998).	S6-4	1,09	1,12	1,00	0,91	5,09	2,94	2,04	1,45
	S6-5	1,48	1,53	1,36	1,23	6,92	3,99	2,77	1,97
	S6-6	1,43	1,48	1,31	1,19	6,69	3,86	2,67	1,90
	S7-1	1,07	1,10	0,99	0,90	5,50	3,17	2,20	1,45
	S7-2	0,97	1,01	0,89	0,80	4,33	2,50	1,73	1,29
	S7-3	1,10	1,15	0,99	0,89	4,17	2,41	1,67	1,44
	S7-4	1,15	1,21	1,02	0,89	3,71	2,14	1,48	1,46
	S7-5	1,22	1,29	1,07	0,93	3,61	2,08	1,44	1,52
	S7-6	1,18	1,26	1,02	0,88	3,15	1,82	1,26	1,44
	S8-1	1,35	1,39	1,24	1,14	6,93	4,00	2,77	1,83
	S8-2	1,19	1,24	1,09	0,99	5,33	3,08	2,13	1,59
	S8-3	1,40	1,46	1,26	1,12	5,28	3,05	2,11	1,82
	S8-4	1,20	1,25	1,08	0,96	4,53	2,61	1,81	1,56
	S8-5	1,22	1,29	1,08	0,95	3,95	2,28	1,58	1,55
S8-6	1,15	1,22	1,01	0,88	3,39	1,96	1,36	1,43	
Ozcebe et al (1999).	ACI56	0,91	0,93	0,86	0,80	6,31	3,64	2,52	1,24
	TH56	0,94	0,96	0,88	0,81	5,81	3,35	2,32	1,27
	TS56	1,11	1,15	1,02	0,92	5,07	2,92	2,03	1,45
	ACI59	0,77	0,78	0,73	0,69	6,51	3,76	2,60	1,11
	TH59	0,96	0,99	0,90	0,84	5,98	3,45	2,39	1,34
	TS59	0,89	0,92	0,82	0,75	4,21	2,43	1,68	1,21
	ACI36	0,88	0,90	0,84	0,79	7,10	4,10	2,84	1,26
	TH36	1,15	1,18	1,09	1,02	7,91	4,56	3,16	1,62
	TS36	1,20	1,24	1,11	1,02	6,11	3,53	2,44	1,63
	ACI39	0,95	0,97	0,91	0,85	7,54	4,35	3,01	1,35
	TH39	1,19	1,21	1,12	1,04	7,88	4,55	3,15	1,65
TS39	1,36	1,41	1,24	1,12	6,02	3,47	2,41	1,80	
ACI26	2,87	2,93	2,72	2,56	22,11	12,76	8,84	4,03	
Vidal Filho (1999)	V3A	1,09	1,17	0,92	0,77	2,49	1,44	1,00	1,25
	V3B	0,95	1,02	0,81	0,68	2,18	1,26	0,87	1,10
Lee e Watanabe (2000)	49	1,32	1,44	1,08	0,88	2,42	1,40	0,97	1,46
	50	1,34	1,49	1,05	0,83	2,06	1,19	0,82	1,41
	51	1,12	1,27	0,86	0,67	1,52	0,88	0,61	1,13
	55	1,76	1,88	1,53	1,32	4,76	2,75	1,90	2,20

TABELA C.5 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

Dados Experimentais		τ_{EXP} / τ_{CALC}							
		NBR 6118 (2003)			EUROCODE 2 (2003)			ACI 318 (2005)	
Pesquisador	viga	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
Lee e Watanabe (2000)	57	2,06	2,20	1,77	1,51	5,18	2,99	2,07	2,52
	59	1,35	1,43	1,17	1,01	3,71	2,14	1,48	1,62
	60	1,15	1,31	0,86	0,66	1,45	0,84	0,58	1,12
	61	1,30	1,38	1,14	0,99	3,80	2,20	1,52	1,60
	62	1,56	1,65	1,38	1,21	5,00	2,89	2,00	1,95
	63	1,21	1,38	0,91	0,70	1,56	0,90	0,62	1,20
	67	1,66	1,80	1,38	1,14	3,41	1,97	1,36	1,91
	68	1,25	1,41	0,95	0,74	1,67	0,96	0,67	1,25
	69	1,42	1,56	1,18	0,97	2,71	1,56	1,08	1,63
	70	3,86	3,99	3,60	3,32	20,56	11,87	8,22	5,53
	71	1,43	1,62	1,14	0,91	2,13	1,23	0,85	1,52
Cladera (2002).	H60/2	0,97	1,01	0,88	0,78	3,78	2,18	1,51	1,24
	H60/3	1,19	1,27	1,03	0,89	3,23	1,86	1,29	1,44
	H60/4	1,42	1,51	1,23	1,06	3,85	2,22	1,54	1,71
	H75/2	1,03	1,08	0,94	0,84	4,28	2,47	1,71	1,35
	H75/3	1,18	1,25	1,03	0,89	3,36	1,94	1,34	1,45
	H75/4	1,12	1,18	0,97	0,84	3,18	1,84	1,27	1,37
	H100/2	0,97	1,01	0,88	0,79	3,91	2,26	1,56	1,30
	H100/3	0,99	1,05	0,88	0,77	3,11	1,79	1,24	1,27
H100/4	1,04	1,10	0,92	0,81	3,26	1,88	1,31	1,33	
Garcia (2002).	7	0,71	0,73	0,67	0,62	4,30	2,48	1,72	0,98
	6	1,17	1,21	1,08	0,99	5,87	3,39	2,35	1,57
	5	1,16	1,21	1,06	0,95	4,82	2,78	1,93	1,53
	4	1,23	1,30	1,08	0,95	3,81	2,20	1,52	1,54
	3	1,61	1,68	1,45	1,29	6,14	3,55	2,46	2,09
Xie et al (1994).	NHW-3	0,97	1,03	0,86	0,75	2,86	1,65	1,14	1,24
	NHW-3a	0,96	1,03	0,83	0,70	2,33	1,34	0,93	1,17
	NHW-3b	0,96	1,04	0,82	0,69	2,20	1,27	0,88	1,16
	NHW-4	0,88	0,94	0,78	0,68	2,62	1,51	1,05	1,14
Simplicio apud Garcia (2002)	V4-S1	0,65	0,68	0,59	0,53	2,71	1,57	1,08	0,86
	V5-S1	0,81	0,85	0,73	0,65	2,95	1,70	1,18	1,05
	V1-S2	0,91	0,95	0,81	0,71	2,98	1,72	1,19	1,15
	V2-S2	0,84	0,87	0,76	0,68	3,48	2,01	1,39	1,10
	V3-S2	1,12	1,19	0,97	0,83	2,91	1,68	1,16	1,36

TABELA C.5 – Relação entre as Tensões Experimentais e Calculadas nas Vigas com Estribos e Ruptura por Tração Diagonal – $f_c > 50$ MPa (Cont.).

<i>Dados Experimentais</i>		τ_{EXP} / τ_{CALC}							
		<i>NBR 6118 (2003)</i>			<i>EUROCODE 2 (2003)</i>			<i>ACI 318 (2005)</i>	
<i>Pesquisador</i>	<i>viga</i>	Mod I	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 30^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$
Teoh et al (2002).	A0-12	1,01	1,03	0,96	0,91	7,96	4,59	3,18	1,49
	A0-8	0,91	0,93	0,86	0,81	6,68	3,86	2,67	1,31
	B0-8	0,85	0,87	0,79	0,73	4,62	2,67	1,85	1,19