

Comparative analysis between prediction models in codes and test data for shear strength

Análise comparativa entre modelos de predição de norma e dados de ensaios na determinação da resistência ao cisalhamento

F. P. HIRATA ^a
pessotohirata@yahoo.com.br

R. G. M. DE ANDRADE ^b
rodolfogma@gmail.com

J. C. DELLA BELLA ^c
dbella@usp.br

Abstract

Since the beginning of twentieth century, along with academic publications of Ritter and Mörsch, several studies have been done in order to understand shear strength in reinforced concrete elements. Approximately 1,200 laboratory tests results of reinforced concrete beams under shear stresses were used in a comparative analysis among values from prediction models of codes and laboratory tests results, enabling classification of the codes according to their applicability in several tests intervals. Although the Brazilian Code NBR 6118 (2007) showed good results in usual ranges of parameters, it presented unsatisfactory results on the following cases: low and medium shear transverse reinforcement rate.

Keywords: shear design, shear strength, standards comparison, standards applicability.

Resumo

Desde o início do século XX, com as publicações de Ritter e Mörsch, diversos modelos de cálculo foram desenvolvidos para tentar avaliar o valor da força cortante resistente em elementos em concreto armado. Com um banco de dados de cerca de 1.200 resultados de ensaios de laboratório de vigas de concreto armado, solicitadas por esforços de cisalhamento, efetuou-se a análise comparativa entre os valores de predição das principais normas e os resultados de ensaios, permitindo qualificar o modelo de predição das normas quanto sua aplicabilidade em diversos intervalos de ensaios. O modelo de predição da norma brasileira NBR 6118 (2007) [1] apresentou resultados satisfatórios nos intervalos usuais dos parâmetros, porém pouco satisfatórios para elementos com média e baixa taxa de estribos.

Palavras-chave: dimensionamento ao cisalhamento; resistência ao cisalhamento; comparação entre normas; aplicabilidade das normas.

^{a b c} Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

1. Introdução

A determinação do valor da resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado tem apresentado, em vários estudos, desvios quando comparada com valores de resistência obtidos em ensaios de laboratório. A dificuldade em estimar valores fiéis aos ensaios de laboratórios decorre, principalmente, do fato de existir diversos fenômenos que compõem o comportamento dos elementos em concreto armado, quando solicitados por esforços tangenciais e normais.

Leonhardt [2] apresenta uma relação de 21 fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de elementos em concreto armado; alguns com importância primária e outros, secundária. Portanto, elaborar uma formulação que considere os fatores mais significativos torna-se uma atividade complexa, visto o alto número de fatores que podem influenciar a determinação da resistência ao cisalhamento.

Torna-se eminente avaliar a validade das formulações quando utilizadas dentro dos intervalos de parâmetros válidos e, principalmente, em cenários de esforços solicitantes e geometrias particulares.

2. Metodologia

2.1 Determinação dos valores de predição das normas

A obtenção dos resultados dos modelos de predição das normas foi feita a partir da elaboração de planilhas eletrônicas que permitam gerar gráficos e resultados para uma quantidade grande de elementos de forma automatizada. Os dados permi-

tiram verificar a influência dos diversos, comparações entre os modelos de norma e discussão dos modelos em questão, frente aos ensaios experimentais.

Neste estudo foram utilizadas quatro normas: ACI 318 (2008) [3]; CSA A23.3-04 (2004) [4]; EUROCODE 2 (2004) [5] e NBR 6118 (2007).

Os modelos de predição das normas ACI, EUROCODE e NBR apresentam formulações distintas para avaliar os valores das resistências para elementos de concreto armado, quanto o estado limite último de compressão da biela, caracterizado pela ruptura por força cortante-compressão, conforme descrição de FUSCO [6]. Estes mesmos modelos de normas apresentam formulações distintas para verificação do estado limite último de tração, caracterizado pela ruptura por força cortante-tração, também descrita em FUSCO [6], para elementos com e sem estribo. Apenas o modelo da norma CSA apresenta uma única formulação para as verificações de rupturas por força cortante-compressão e força cortante-tração.

A Tabela 1 sintetiza as formulações dos modelos das normas estudadas, considerando que a tensão cisalhante, τ , é representada pela razão entre a força cortante, V , e a área efetiva da seção $b_w.d$. Para a obtenção do máximo valor da força cisalhante resistente, ao utilizar o modelo do EUROCODE e o modelo II da NBR, criaram-se rotinas de otimização do ângulo de inclinação da biela, de forma a reduzi-lo ao máximo, até a condição limite. Os limites para a redução do ângulo de inclinação da biela decorrem do valor mínimo permitido por cada norma e pela verificação do estado limite último de compressão da biela, também conhecido como limite para o esmagamento do concreto, e pela limitação imposta pela armadura de flexão.

Tabela 1 – Formulações dos modelos de predição das normas para a determinação dos esforços cisalhantes resistentes

Norma	Formulações para verificação dos estados limites últimos			
	ELU força cortante - compressão $\tau_{rd,c}$ (MPa)	ELU força cortante - tração $\tau_{rd,t} = \tau_c + \tau_{sw}$ (MPa)		Comentários
		τ_c (MPa)	τ_{sw} (MPa)	
NBR 6118 Modelo I	$0,27.(1-f_c/250).f_c$	$\tau_c = \tau_{c0} = 0,126.f_c^{2/3}$	$0,9.\rho_w.f_y$	$q=45^\circ, f_c \leq 50$ MPa
NBR 6118 Modelo II	$0,54.(1-f_c/250).f_c.sen(2\theta)$	$\tau_{c0}.(\tau_{rd,c}-\tau_{sd})/(\tau_{rd,c}-\tau_{c0}) < \tau_{c0}$	$0,9.\rho_w.f_y.cotg\theta$	$30^\circ \leq q < 45^\circ, f_c \leq 50$ MPa
EUROCODE 2	$0,45.n1.f_c.sen(2\theta)$	0	$0,9.\rho_w.f_y.cotg\theta$	$n1 = 0,6$, para $f_c \leq 60$ MPa $n1 = 0,9-f_c/200 > 0,5$, para $f_c > 60$ MPa $1 \leq cot\ q \leq 2,5$
CSA	$0,25.f_c$	$\beta.f_c^{1/2}$	$0,9.\rho_w.f_y.cotg\theta$	β e θ são obtidos por equações simples em função da deformação axial $f_c \leq 64$ MPa
ACI 318	$0,83.f_c^{1/2}$	$0,17.f_c^{1/2}$	$\rho_w.f_y$	–

Where: f_c =resistência à compressão do concreto (MPa); ρ_w =taxa geométrica de armadura transversal de cisalhamento; f_y =tensão de escoamento da armadura transversal de cisalhamento (MPa); ϕ =ângulo de inclinação da biela de concreto comprimida ($^\circ$); τ_{c0} =tensão cisalhante resistente de compressão das bielas (MPa); τ_{sd} =tensão cisalhante resistente de tração diagonal (MPa); τ_c =tensão cisalhante resistente devido ao concreto (MPa); τ_{sw} =tensão cisalhante resistente devido aos estribos (MPa).

2.2 Descrição dos bancos de dados

O banco de dados compilado contém 1.235 resultados de ensaios de laboratório em vigas de concreto armado, sendo 547 resultados de ensaios de vigas armadas ao cisalhamento com estribos e 688 de vigas não armadas ao cisalhamento. O desenvolvimento deste trabalho terá como objeto as vigas de concreto armado com estribos. Todas as vigas ensaiadas possuíam armadura longitudinal de flexão e foram carregadas perpendicularmente ao eixo longitudinal da peça, por carga concentrada no meio do vão, ou por duas cargas equidistantes do apoio, ou por cargas uniformemente distribuídas.

Baseado nos artigos de literatura, apresentados nas referências bibliográficas, foram separados os diversos modos de ruptura, tentando definir os estados limites últimos corretos para cada análise, pois a maioria dos modelos de predição das normas apresenta equações diferentes para representar cada estado limite último. Os resumos dos dados de ensaios utilizados estão ilustrados na Tabela 2, que contém resultados de elementos armados ao cisalhamento. Estes dados se referem aos ensaios de laboratório que indicaram ruptura a forças cortantes, discriminados pelos próprios autores ou pelos autores que replicaram os resultados em suas publicações.

Tabela 2 – Banco de dados, utilizado, para elementos de vigas com estribo (parte 1)

Autor	Número de ensaios	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_{sw} %	a/d	$P_{sw, fyk}$ (MPa)
Anderson, N. S. Ramirez, J. A. (7)	13	34,5 - 42,53	28,69 - 42,76	2,31 - 2,65	0,39 - 0,53	2,15 - 2,65	2,14 - 2,83
Angelakos, D.; Bentz, E. C.; Collins M. P. (8)	6	92,50	21 - 80	0,5 - 1,01	0,08	2,92	0,40
Bahl (1968) ^a	4	30 - 120	25,1 - 26,8	1,26	0,15	3,00	0,66
Bresler ; Scordelis (9)	10	39 - 46,61	23,17 - 38,75	1,8 - 3,66	0,1 - 0,38	2,35 - 6,98	0,33 - 1,26
Bresler ; Scordelis (1966) ^a	22	45,67 - 46,25	23,17 - 26,75	1,67 - 2,34	0,1 - 0,21	3,95 - 4,01	0,35 - 0,7
Cho, S. H. (10)	24	21,50	52 - 73	3,77	0,2 - 1,8	1,5 - 2,5	0,78 - 6,98
Cladera, A.; Marí, A. R. (11)	11	35,1 - 35,3	49,9 - 87	2,28 - 2,99	0,11 - 0,24	3,06 - 3,08	0,58 - 1,29
Clark, A. P. (1951) ^b	51	31,37 - 39,4	13,79 - 87	1,63 - 3,42	0,24 - 1,22	1,16 - 3,08	1,13 - 4,04
Collins e Kuchma (12)	4	45,9 - 92	71 - 75	1,03 - 1,36	0,13 - 0,16	2,5 - 2,72	0,65 - 0,8
Debaiky, S. Y.; Elniema, E. I. (13)	9 2	26,00	17,23 - 31,4	1,93 - 3,02	0,2 - 0,42	1,92 - 3,46	0,63 - 1,33
Elstner, Moody, Viest, Hognestad (1955) ^b		30,50	23 - 24	4,76	0,95 - 1,47	2,00	2,98 - 4,81
Elzanaty, Nilson e Slate (14)	3	26,60	20,7 - 62,8	2,5 - 3,3	0,17	4,00	0,65
Fernandes, G. B. (15)	5	28,00	61,1 - 78,5	4,1 - 6,18	0,25 - 0,38	3,57 - 5,36	2,14 - 3,21
Fukuhara, Kokusho (16)	19	34 - 36	20 - 32	0,61 - 3,21	0,12 - 1,13	1,76 - 2,35	0,63 - 5,01
Guralnick (1960) ^c	9	30,6 - 31	17 - 38	1,41 - 4,38	0,24	2,95 - 2,99	1,26
Haddadin, Hong, Mattock (17)	22	38,10	13 - 44,9	3,79 - 7,58	0,19 - 1,26	2,5 - 6	0,68 - 4,77
Hsiung, W.; Frantz, G. C. (18)	4	41,91	43,00	1,82	0,21 - 0,22	3,00	0,62
Karayannis e Chalioris (1999) ^a	8	26,00	26,00	1,47 - 1,96	0,04 - 0,25	2,77 - 3,46	0,11 - 0,64
Kokusho, Kobayashi, Mitsugi, Kumagai (1987) ^a	9	34,00	20 - 38	3,16	0,15 - 1	1,76	2,09 - 14,31
Kong, P. Y. L.; Rangan, B. V. (1998) ^d	43	19,8 - 54,2	63,6 - 89,4	1,66 - 4,47	0,1 - 0,26	1,75 - 3,3	0,6 - 1,49
Krefeld, W. J.; Thurston, C. W. (19)	20	45,57	15,73 - 48,49	2,22	0,06 - 0,16	4,02	0,21 - 0,64
Lee, Kim; Mansour (20)	4	24,4 - 26,4	42,00	2,67 - 3,6	0,22 - 0,32	2 - 4	0,79 - 1,15

^a dados obtidos em Zararis (37); ^b dados obtidos em Reineck (38); ^c dados obtidos em Collins (39); ^d dados obtidos em Bentz (40)
^e dados obtidos em Cladera (41); ^f dados obtidos em Bette (42).

Table 2 – Banco de dados, utilizado, para elementos de vigas com estribo (parte 2)

Autor	Número de ensaios	d (cm)	f_c (MPa)	ρ %	ρ_{sw} %	a/d	$\rho_{sw,fyk}$ (MPa)
Leonhardt; Walther (1962) ^b	4	27,00	28,2 - 30,4	2,47	0,41 - 0,59	2,78	1,52 - 1,63
Leonhardt; Walther (1961) ^b	1	82,50	23,84	9,44	2,83	3,03	11,71
Leonhardt; Walther (1963) ^b	1	27,00	28,16	2,02	2,02	0,58	9,39
Levi, F.; Marro, P. (1988) ^d	7	94,00	25 - 60	3,5 - 5,3	0,84 - 1,25	4,20	4,03 - 6
Lyngberg, B. S. (1976) ^e	2	54,00	25,7 - 26,6	3,88	0,53	2,78	3,43 - 3,57
Matsuzaki, Nakano, Watanabe (1990) ^f	8	33,60	23 - 37	2,88	0,19 - 1,18	1,79	1,29 - 8,59
Mattock, A. H.; Wang, Z. (21)	8	31,5 - 34	20 - 34,1	2,07 - 3,16	0,24 - 0,47	1,76 - 3	0,84 - 4,13
McGormley; Creary e Ramirez (1996) ^c	12	41,90	35,3 - 56,7	3,03	0,34	3,27	1,45
Moody, K. G.; Viest, I. M.; Elstner, R. C.; Hognestad, E. (1954) ^d	2	53,34	22,42 - 25,38	4,25	0,52 - 0,95	1,52	1,7 - 2,88
Moretto, O. (22)	5	46,4 - 49,5	23 - 33	3,99	0,27	1,64 - 1,75	0,85 - 1,02
Mphonde; Frantz (23)	12	29,80	22,1 - 83	3,36	0,12 - 0,38	3,60	0,35 - 1,03
Nishiura, Makitani, Shindou (1993) ^f	6	33,60	20 - 33	2,88	0,4 - 0,89	2,38	3,32 - 7,39
Ozcebe, G.; Ersoy, U.; Tankut, T. (24)	13	31 - 32,5	58 - 82	1,93 - 4,43	0,14 - 0,28	3 - 5	0,35 - 0,71
Peng (25)	8	27,40	29,3 - 33,7	2,70	0,05 - 0,37	3,10	0,3 - 1,68
Piyamahant Songkramc	4	35,90	41,5 - 46,15	1,06	0,04 - 0,08	3,00	0,12 - 0,28
Placas, A.; Regan, P. E. (26)	44	25,4 - 26,4	12 - 57	0,98 - 4,16	0,14 - 0,84	3,36 - 7,2	0,38 - 2,25
Rajagopalan, K. S.; Ferguson, P. M. (27)	3	26,42 - 26,59	27,04 - 33,93	1,71 - 1,74	0,21 - 0,23	4,16 - 4,23	0,71 - 0,72
Rangan, B. V. (28)	4	56,30	30,2 - 36,5	8,35 - 9,81	1,53 - 3,19	2,49	7,42 - 15,47
Rodriguez, Bianchini, Viest, Kesler (1959) (29)	12	30,9 - 32,6	19 - 25	2,6 - 2,74	0,37 - 1,11	1,99 - 2,29	1,28 - 3,51
Roller, J. J.; Russell, H. G. (1990) (30)	10	55,88 - 76,2	72,42 - 125,32	1,73 - 7,29	0,08 - 1,76	2,5 - 3	0,34 - 8,05
Sarsam, K. F.; Al-Musawi, J. M. S. (31)	14	23,2 - 23,5	39 - 80,1	2,23 - 3,51	0,09 - 0,19	2,5 - 4	0,76 - 1,53

^a dados obtidos em Zararis (37); ^b dados obtidos em Reineck (38); ^c dados obtidos em Collins (39); ^d dados obtidos em Bentz (40)

^e dados obtidos em Cladera (41); ^f dados obtidos em Bette (42).

2.3 Critérios de análise

Após os valores dos ensaios do banco de dados serem criteriosamente selecionados, foi possível efetuar as análises e comparações entre os resultados experimentais e os valores de predição dos modelos de cálculo das normas.

O conceito de intervalo válido e não válido está associado ao fato que todas as formulações de norma são válidas para um intervalo de parâmetros determinado. Desta forma, utilizar parâmetros fora do intervalo válido seria, por exemplo, calcular um valor

de predição de uma norma utilizando um valor de resistência do concreto acima da máxima permitida. Sendo assim, neste texto, o termo dados válidos será referente ao uso dos parâmetros dentro dos intervalos permitidos pelas normas, e o termo dados não válidos, quando algum parâmetro estiver fora do intervalo permitido por norma.

Para a análise dos dados de ensaio foi adotada uma premissa importante de considerar que os valores de resistência medidos nos ensaios referem-se ao valor de resistência última da peça.

A razão entre o valor último do experimento, V_{exp} , pelo valor teórico

Table 2 – Banco de dados, utilizado, para elementos de vigas com estribo (parte 3)

Autor	Número de ensaios	d (cm)	f _c (MPa)	ρ, %	ρ _{sw} %	a/d	ρ _{sw,fyk} (MPa)
Simplicio (32)	5	27 - 35,4	69,3 - 73,5	2,33 - 2,96	0,1 - 0,22	3,3 - 3,8	0,75 - 1,54
Swamy e Andriopoulos (1970) ^c	10	9,5 - 13,2	25,9 - 29,4	1,97 - 3,95	0,06 - 0,6	3 - 5	0,17 - 1,33
Takagi, Okudeh, Nitta (1989) ^f	19	35,20	32 - 36	3,09	0,19 - 1,21	2,27	1,48 - 12,9
Tompos, E. J.; Frosch, R. J. (33)	4	42,55 - 85,09	35,8 - 42,7	1,00	0,08 - 0,15	3,00	0,41 - 0,72
Xie, Y. et. al. (34)	9	19,81 - 20,32	42,4 - 108,7	3,2 - 4,54	0,49 - 0,78	1 - 4	1,59 - 2,53
Yoon, Y. S.; Cook W. D.; Mitchell D. (35)	9	65,50	36 - 87	2,80	0,08 - 0,24	3,05	0,35 - 1,02
Zararis e Papadakis (1999) (36)	9	23,50	20,8 - 23,9	0,68 - 1,37	0,06 - 0,27	3,60	0,16 - 0,73
TOTAL	547	9,5 - 120	12 - 125,32	0,5 - 9,81	0,04 - 3,19	0,58 - 7,2	0,11 - 15,47

^a dados obtidos em Zararis (37); ^b dados obtidos em Reineck (38); ^c dados obtidos em Collins (39); ^d dados obtidos em Bentz (40)

^e dados obtidos em Cladera (41); ^f dados obtidos em Bette (42).

ultimo calculado, V_u , será representado pela nomenclatura V_{exp}/V_u . De forma geral, o valor da força cisalhante resistente teórico ultima pode ser definida por $V_u = V_c + V_s$, com V_c , representando a parcela resistente devido ao concreto e V_s , a parcela resistente devido aos estribos. De forma similar, considerando os coeficientes de ponderação de normas, Φ ou γ , pode-se definir a força cisalhante resistente de cálculo, conforme ilustrado na Tabela 3.

Após a determinação da força resistente de cálculo, V_d , utilizando os coeficientes de ponderação, Φ_c (concreto) e Φ_s (estribos), define-se o fator de segurança final, designado apenas como Φ . Para elementos com estribo, o fator de segurança final, Φ , depende da ponderação entre as grandezas V_c e V_s . Por exemplo, em peças muito armadas, Φ se aproxima do valor de Φ_s . No caso mais geral, obtém-se Φ conforme indicado na Tabela 3.

A norma NBR 6118 (2007) define que os fatores de segurança de

redução das resistências são compostos essencialmente por três fatores, sendo o primeiro responsável pela segurança devido à variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, o segundo pela diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura e o terceiro responsável pela segurança mediante desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências. Além disso, os fatores de segurança de norma também devem ponderar outros fatores como: a importância do elemento estrutural, o tipo de ruptura (frágil ou dúctil) e ainda fatores subjetivos relacionados à tolerância ao risco.

Ao se analisar um grupo de resultados de predição de norma para dados considerados válidos, verificou-se a importância de estimar a segurança intrínseca de cada modelo de predição de norma. O modelo de predição de norma deve prever de forma exata os

Tabela 3 – Formulações utilizadas no desenvolvimento do trabalho

$$V_d = \frac{V_c}{\gamma_c} + \frac{V_s}{\gamma_s}$$

Determinação da força cisalhante resistentes de cálculo, utilizando a divisão por γ

$$V_d = \phi_c \cdot V_c + \phi_s \cdot V_s$$

Determinação da força cisalhante resistente de cálculo, utilizando a multiplicação por Φ

$$\phi = \frac{V_d}{V_u} = \frac{\phi_c \cdot V_c + \phi_s \cdot V_s}{V_c + V_s}$$

Determinação do coeficiente de ponderação final, ou coeficiente de segurança final, Φ

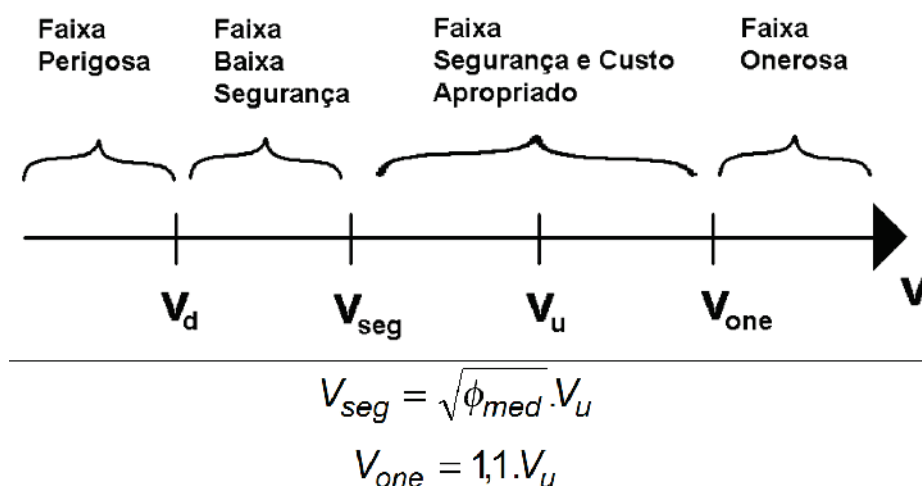
$$\phi = \phi_{mat} \cdot \phi_{mod}$$

Fatores que compõe o coeficiente de ponderação final, Φ , sendo Φ_{mat} : coeficiente de ponderação parcial devido à variabilidade e possibilidade de uma baixa resistência dos materiais utilizados e Φ_{mod} : coeficiente de ponderação parcial devido à inexatidão

$$\phi_{mat} \cong \phi_{mod} \cong \sqrt{\phi}$$

Premissa utilizada para definir Φ_{mat} e Φ_{mod}

Figura 1 – Definição das faixas de análise da força cisalhante resistente experimental, V_{exp} . Sendo V_d – Valor de cálculo, V_{seg} – Valor limite seguro, V_u – Valor teórico último e V_{one} – Valor limite oneroso



valores resistentes últimos e diversos critérios de norma devem garantir a segurança dos elementos construídos. São diversos os critérios de norma que garantem a segurança, desde especificações de detalhes construtivos, folgas e tolerâncias construtivas, como determinação de valores seguros de esforços resistentes, através, por exemplo, da especificação de valores mínimos e máximos da resistência dos materiais, taxas de armações mínimas e máximas e intervalos de variação dos outros parâmetros, também, definidos. Esta segurança da norma como um todo é muito ampla e difere da segurança do modelo de previsão. A segurança do modelo de previsão de norma reflete simplesmente o fato que as previsões não podem ser demasiadamente distantes do valor de ruptura medida no ensaio. Este trabalho apresenta uma metodologia para analisar, apenas, a segurança dos **modelos de previsão** de norma.

Para elaborar os critérios de análise das seguranças dos modelos de previsão, definiu-se a premissa simplificadora de que os coeficientes de ponderação das resistências são compostos por dois fatores parciais de igual valor, conforme indicado na Tabela 3. O primeiro fator, Φ_{mat} , é responsável por garantir segurança devido à variabilidade e possibilidade de uma baixa resistência dos materiais utilizados. O segundo fator, Φ_{mod} , é responsável pela segurança mediante a inexatidão dos modelos de cálculo.

Definidos os conceitos iniciais, podem-se definir critérios congruentes de qualificação das normas quanto a sua segurança, baseados na análise relativa entre o valor da força última medida do ensaio, V_{exp} , o valor teórico último, V_u e o valor de previsão de cálculo, V_d .

Para auxiliar a análise final da segurança dos modelos de previsão das normas na determinação da força cisalhante resistente, baseado no método de análise de Collins *apud* Cladera [43], desenvolveu-se uma metodologia de análise da qualidade da formulação da norma, através da análise dos valores de V_{exp}/V_u , baseado em quatro intervalos, ou faixas de análise, conforme exposto nas Figura 1 e Tabela 4. A determinação de V_{seg} decorre do fato que quando se multiplica o valor de previsão teórico último,

V_u , pelo coeficiente parcial, Φ_{mod} , obtém-se o valor V_{seg} , que define a segurança necessária para absolver as imprecisões e inexatidões dos modelos de cálculo. O valor de V_{one} representa outro valor limítrofe, no qual se define um limite de segurança relacionado indiretamente com custos monetários. Se o valor obtido nos ensaios for altamente seguro, ou seja, maior do que 10 % do valor previsto, V_u , entende-se que há uma maior possibilidade de haver aumento de custos, caracterizando uma situação onerosa. Esta

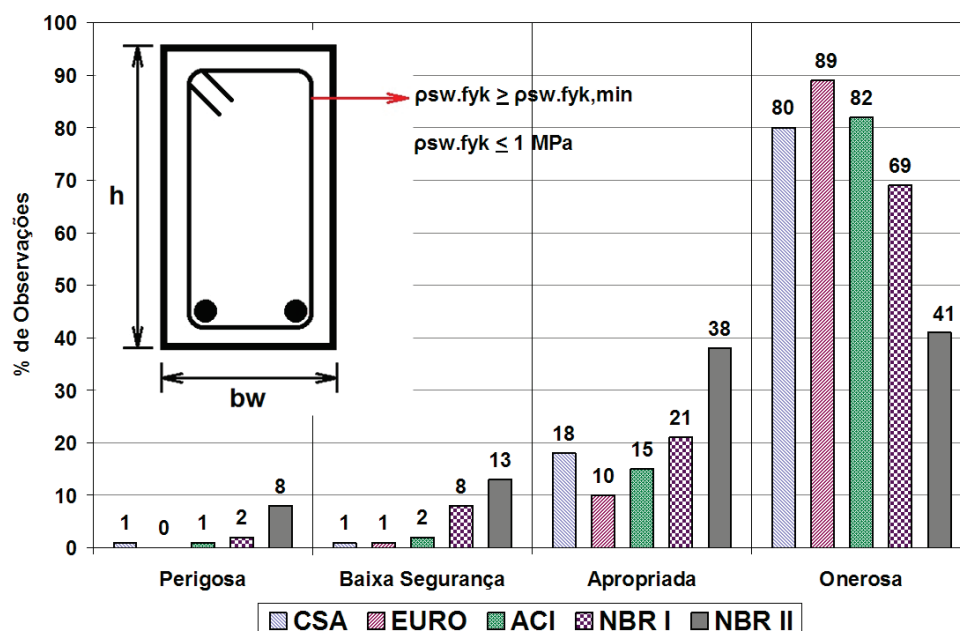
Tabela 4 – Intervalos para definição dos critérios de comparação e as suas respectivas situações

Crítérios de comparação	Situações
$V_{Exp} < \phi_{med} \cdot V_u$	Perigosa
$\phi_{med} \cdot V_u \leq V_{Exp} < \sqrt{\phi_{med}} \cdot V_u$	Baixa segurança
$\sqrt{\phi_{med}} \cdot V_u \leq V_{Exp} \leq 1,1 \cdot V_u$	Segurança e custo adequados
$V_{Exp} > 1,1 \cdot V_u$	Onerosa

Tabela 5 – Definição do terceiro intervalo da Tabela 4 para elementos com estribos

Elementos	Crítérios de comparação	Situações
Com estribo	$0,9 \cdot V_u \leq V_{Exp} \leq 1,1 \cdot V_u$	Segurança e custo adequados

Figura 2 – Aplicação do critério de comparação para $\rho_{sw} \cdot f_{yk} \leq 1$ MPa, definido neste trabalho, para elementos com parâmetros válidos e com estribo



porcentagem (10%) é passível de discussão e diferentes interpretações, pois cada pessoa e país possuem uma sensibilidade e

percepção diferente do que é altamente seguro a ponto de onerar seu empreendimento.

Figura 3 – Aplicação do critério de comparação para $\rho_{sw} \cdot f_{yk}$ entre 1 e 2 MPa, definido neste trabalho, para elementos com parâmetros válidos e com estribo

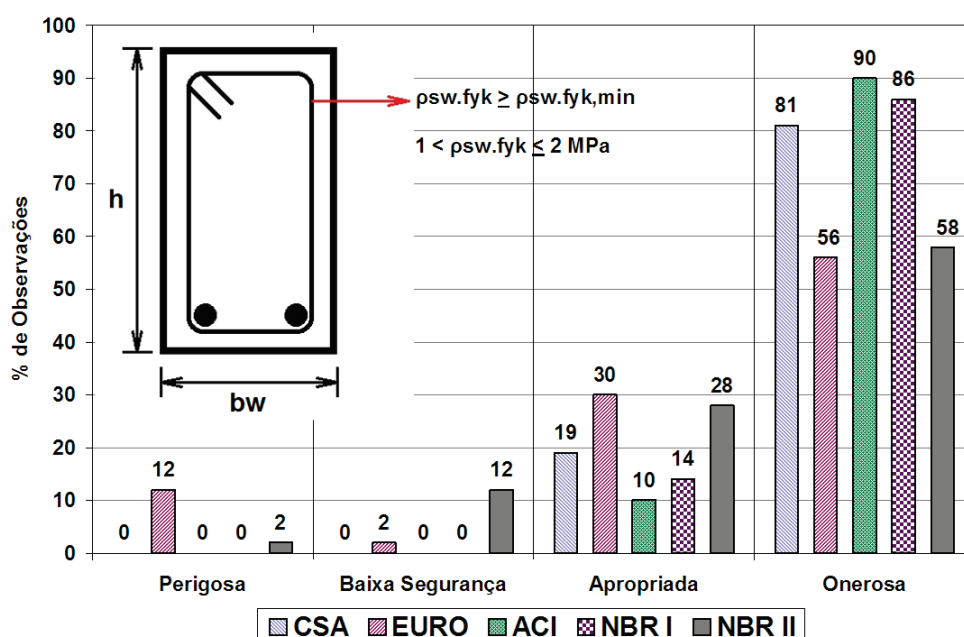
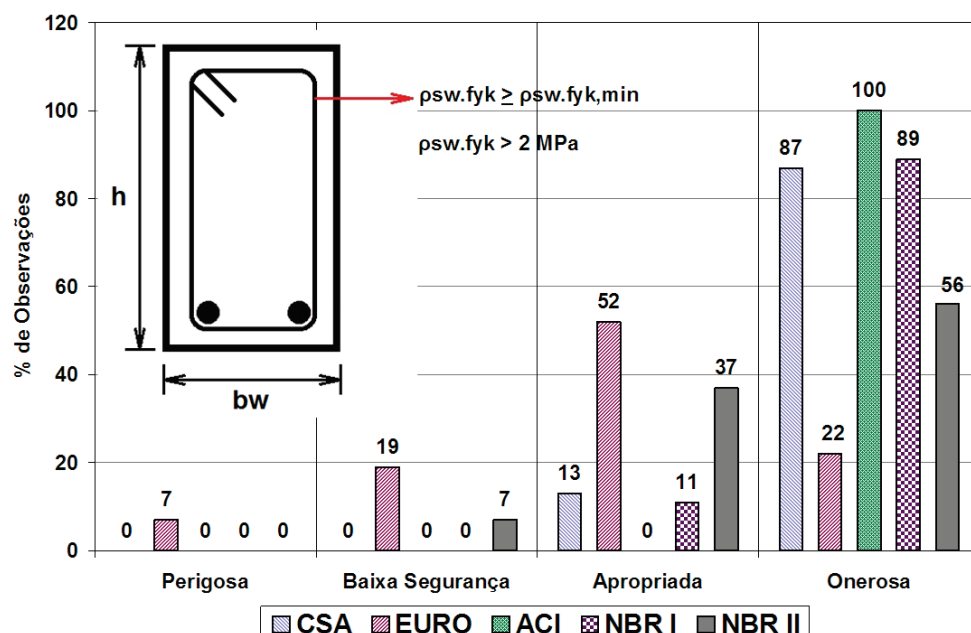


Figura 4 – Aplicação do critério de comparação para $\rho_{sw} \cdot f_y$ maior que 2 MPa, definido neste trabalho, para elementos com parâmetros válidos e com estribo



O critério de análise é baseado na determinação de quatro intervalos possíveis para V_{exp} .
O primeiro intervalo indica que se $V_{exp} < V_d$, a predição do modelo

da norma será perigosa, podendo resultar em valores não seguros, perigosos e com maiores chances de ruína. O segundo intervalo define que se $V_d \leq V_{exp} \leq V_{seg}$, o valor de predição do modelo

Figura 5 – Distribuição das normas, segundo o critério de comparação, para elementos com estribos e taxa de armadura mecânica menor que a mínima, fora do intervalo válido

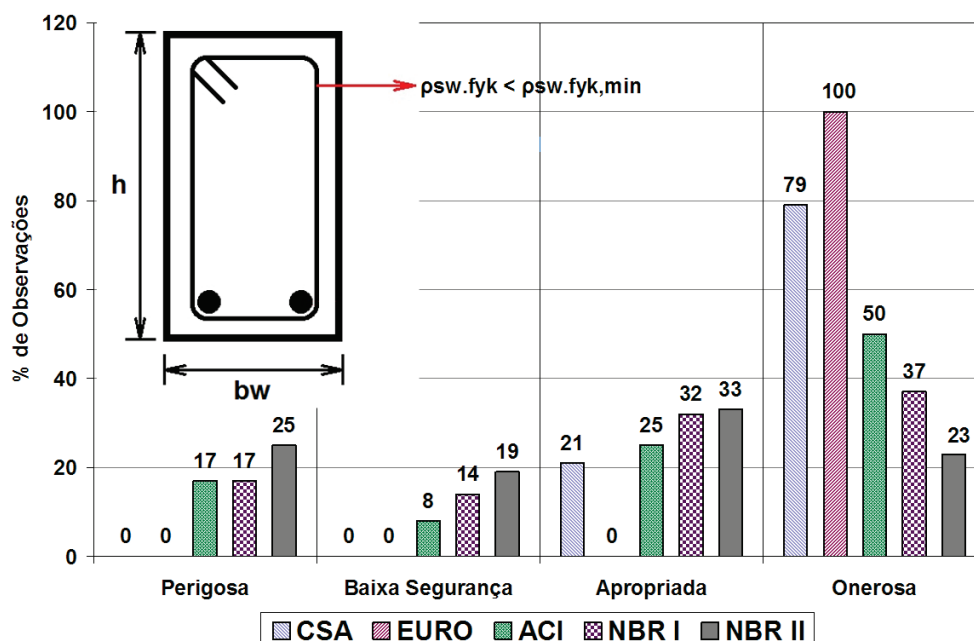


Tabela 6 – Banco de dados utilizado para elementos de vigas com estribo submetidas a esforços axiais

Autor	Número de ensaios	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ_l %	ρ_{sw} %	a/d	σ_n (MPa)*	$\rho_{sw, fyk}$ (MPa)
Mattok e Wang (1984)	11	15,0	31,5	24,5 - 26	2,61	0,23 - 0,46	2,87	-12 a 0	0,83 - 1,66
Haddadin, Hong e Mattok (1971)	21	17,8	38,0	15,5 - 30,2	3,81	0,19 - 1,22	2,5 - 4,25	-5 a 3	0,68 - 4,78
TOTAL	32	15 - 17,8	31,5 - 38,1	15,5 - 30,2	2,61 - 3,81	0,19 - 1,22	2,5 - 4,25	-12 a 3	0,68 - 4,78

* Compressão < 0 e Tração > 0

de norma é de baixa segurança, situação em que a segurança do coeficiente de ponderação parcial devido à inexatidão das resistências dos materiais empregados, Φ_{mat} , for parcialmente consumido pela imprecisão do modelo de cálculo. O terceiro intervalo, $V_{seg} \leq V_{exp} \leq V_{one}$ define o intervalo ótimo, pois quanto mais próxima à unidade estiver a razão V_{exp} / V_{dl} , maior será a margem disponível para garantir a segurança mediante uma redução das resistências dos materiais. Por outro lado, quanto maior for a razão V_{exp} / V_{seg} , maior será a disponibilidade real do coeficiente de segurança final, Φ_{med} , indicando que os modelos de determinação dos esforços resistentes de cisalhamento estão mais seguros.

O quarto intervalo define que se $V_{exp} > V_{one}$, a segurança obtida pela norma está superior àquela prevista apenas pelo coeficiente de ponderação final, Φ_{med} , e se os valores de V_{exp} e V_u forem demasiadamente distantes, as previsões dos modelos se tornam muito seguras e, segundo o critério definido, onerosas. O resultado gera

um consumo elevado de materiais para obtenção de uma resistência aquém da realmente necessária. O resumo dos intervalos de análise está expresso na Tabela 4.

Resta apenas definir os valores limítrofes do terceiro intervalo. Para elementos com estribo, foi necessário determinar o valor médio de Φ_{mod} , que será estimado aproximadamente como $\sqrt{\phi_{med}}$, sendo ϕ_{med} a média dos coeficientes de redução das resistências de todas as previsões de normas. Analisando todos os valores de previsão de normas [CSA (2004), Eurocode (2004), ACI (2008) e NBR 6118 (2007)], obteve-se um fator de segurança final médio igual a 0,78, resultando na adoção de 0,90 para o Φ_{mod} . Como o critério de análise deve ser o mesmo para todas as normas, uma forma de padronizar qual é o coeficiente de ponderação final que deverá ser utilizado para definir o intervalo de dados apropriados, é determinar o coeficiente de segurança, Φ_{med} , médio de todas as previsões das normas.

Figura 6 – Análise da segurança para casos com compressão, para elementos com estribos

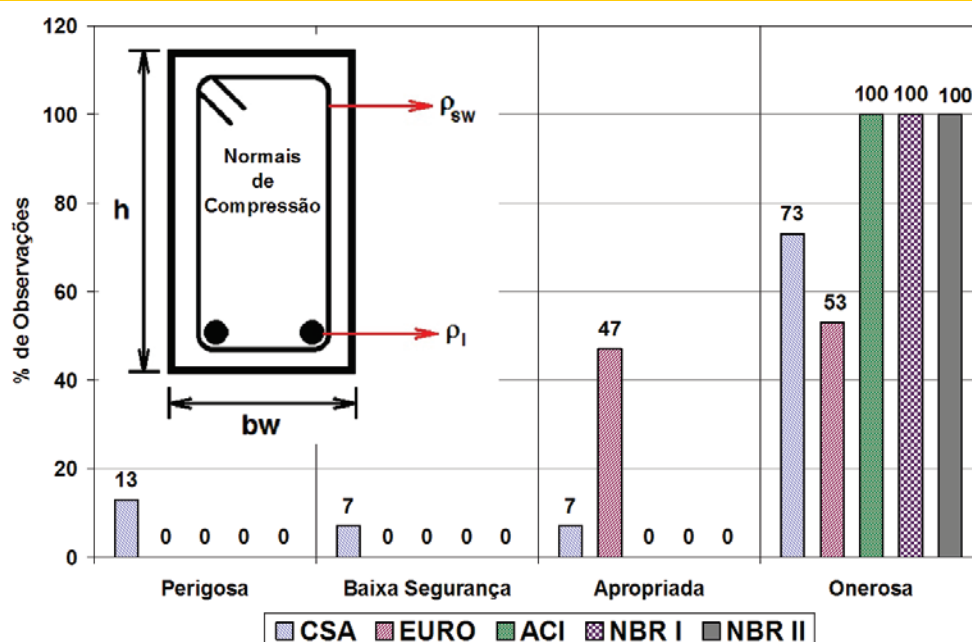
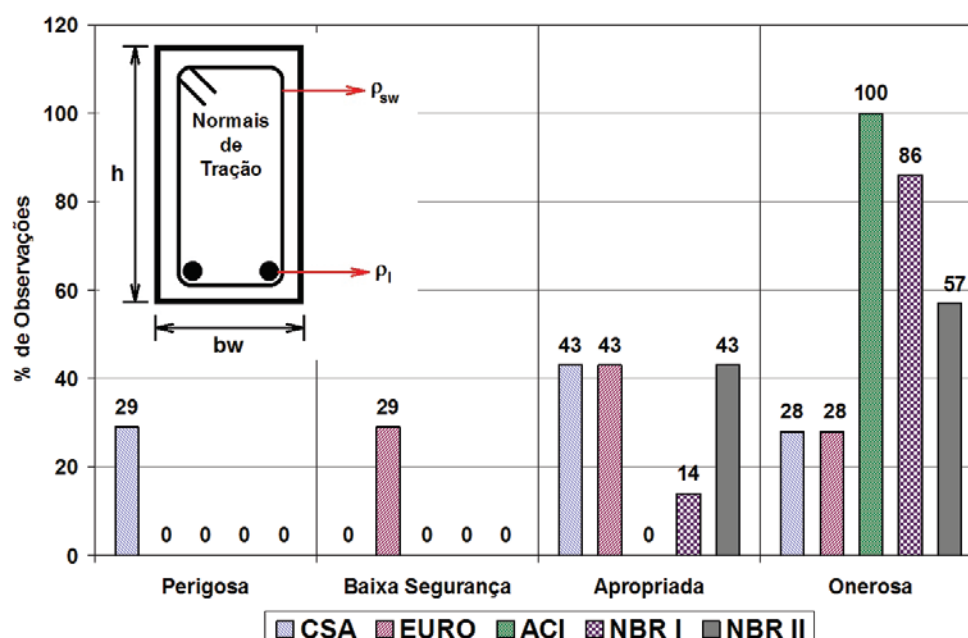


Figura 7 – Análise da segurança para casos com esforços tração, para elementos com estribos



Sendo assim, os grupos quatro grupos da Tabela 4 ficaram definidos para os casos com estribos e expressos na Tabela 5.

3. Resultados e discussões

Aplicando-se os critérios de análise definidos nos resultados dos bancos de dados e nos valores de predição das dos modelos das normas, elaboraram-se gráficos que indicam a porcentagem de dados, V_{exp}/V_u , que se enquadraram em cada faixa de análise, conforme determinado nas Tabela 4 e Tabela 5.

Para cada modelo de predição de norma e para cada ensaio compararam-se os valores dos resultados de ensaios V_{exp} , com os valores calculados com a utilização das formulações de normas (V_d ,

V_{seg} , V_u e V_{one}). Baseado nestes resultados e utilizando os critérios de análise da Tabela 4, calculou-se a porcentagem de dados pertencente a cada faixa: perigosa, baixa segurança, adequada e onerosa (alta segurança). Foram criados gráficos de análise, contendo estas quatro faixas e as porcentagens respectivas de cada norma.

3.1 Análise dos elementos armados ao cisalhamento com estribos

De forma a organizar as conclusões, serão apresentados em subtítulos os resultados obtidos nas análises dos valores dos modelos de predição de norma e valores experimentais para elementos em concreto armado com estribo.

Tabela 7 – Qualificação dos modelos de predição das normas, quanto à segurança ao uso, para elementos com estribos

	Elementos com estribos					Esforços axiais	
	Intervalos válidos			Intervalos não válidos			
	$\rho_{sw} \cdot f_{yk} \leq 1$	$1 < \rho_{sw} \cdot f_{yk} \leq 2$	$\rho_{sw} \cdot f_{yk} > 2$	$\rho_{sw} \cdot f_{yk} \leq \rho_{sw} \cdot f_{yk,min}$	Compressão	Tração	
CSA	R	R	CC	R	MS	MS	
EURO	CC	MS	MS	CC	R	MS	
ACI	R	CC	CC	MS	CC	CC	
NBR I	MS	CC	CC	MS	CC	R	
NBR II	MS	MS	R	MS	CC	R	

Obs: Os valores das taxas mecânica de estribos, $\rho_{sw} \cdot f_{yk}$, estão expressos em MPa

Tabela 8 – Siglas utilizadas para qualificar os modelos de predição das normas quanto ao uso

Qualificação quanto ao uso	Sigla	Critério*
Recomendado	R	–
Menos recomendado por questão de segurança	MS	% Perigosa > 1%
Cautela/Custo	CC	% Onerosa ≥ 85%
Cautela/Segurança	CS	% Baixa segurança ≥ 10%

* Critério orientativo

3.1.1 Elementos com estribo, parâmetros dentro dos intervalos válidos e ruptura por força cortante-tração

Os resultados apresentados referem-se aos casos de elementos com estribo que tiveram suas rupturas nos ensaios do tipo força cortante-tração e com os parâmetros considerados válidos, ou seja, dentro dos intervalos de parâmetros permitidos pelas normas.

Taxa mecânica de armadura transversal, $p_{sw.f_{yk}}$, menor que 1 MPa
Analisando o gráfico da Figura 2, para predições dos valores de resistência ao cisalhamento de elementos com estribo e taxa mecânica menor que 1 MPa, constatou-se que:

- A utilização do modelo I da norma NBR 6118 (2007), no intervalo $p_{sw.f_{yk}} < 1$ MPa, é menos recomendada, pois apresentou 2 % dos casos de predição considerados perigosos.
- O modelo II da norma NBR 6118 (2007), também, teve sua utilização considerada menos recomendada, pois apresentou 8% dos casos de predição considerados perigosos.
- O modelo de predição da norma Eurocode (2004) apresentou-se como aplicável ao uso, porém com cautela em relação a custos maiores, pois apresentou 89% dos valores de predição onerosos.
- O modelo de predição da norma ACI (2008) apresentou bons resultados de valores de predição de norma, podendo, considerá-la recomendada ao uso, neste intervalo de aplicação, devido à constatação de 15% dos valores de predição considerados apropriados, porcentagens pouco relevantes de previsões perigosas e de baixa segurança, 1 % e 2 %, respectivamente.
- O modelo da CSA (2004) foi qualificado como recomendada ao uso, devido ao ótimo desempenho em termos de precisão e segurança.

Taxa mecânica de armadura transversal, $p_{sw.f_{yk}}$, maior que 1 MPa e menor ou igual a 2 MPa

- Analisando o gráfico da Figura 3, as previsões feitas utilizando o modelo do Eurocode (2004) apresentaram resultados insatisfatórios, em relação à segurança, devido à porcentagem de 12% de casos perigosos.
- A utilização do modelo II da norma NBR 6118 (2007) resultou numa porcentagem de 2% de casos perigosos, não podendo ser recomendado ao uso.
- O modelo de predição da ACI (2008) se mostrou recomendada ao uso, porém devendo ter cautela em relação a custos de execução maiores, devido à porcentagem de 90% dos casos de predição considerados onerosos e apenas 10% dos casos considerados apropriados.
- O modelo de cálculo I da norma NBR 6118 (2007) apresentou 86% das predições consideradas onerosas, embora seguras. Sendo assim, o seu uso é recomendado mediante cautela.
- O modelo da norma CSA (2004) apresentou porcentagens nulas de casos perigosos e de baixa segurança, 13% de casos apropriados e 81% de casos onerosos, qualificou-se o modelo da norma como recomendada ao uso.

Taxa mecânica de armadura transversal, $p_{sw.f_{yk}}$, maior que 2 MPa

De acordo com a Figura 4, as previsões feitas utilizando o modelo do Eurocode (2004) apresentaram resultados insatisfatórios em relação à segurança, devido à porcentagem de 7% de casos perigosos.

- A utilização do modelo da norma ACI (2008) resultou numa porcentagem de 100% dos valores previstos, definidos como onerosos, tendo sua utilização recomendada mediante cautela em relação aos custos.

Tabela 9 – Modelos de predição de norma recomendados e menos recomendados para análise de elementos com estribos, sendo: CSA - CSA (2004), EURO - Eurocode (2004), ACI - ACI (2008), NBR I - modelo I da NBR 6118 (2007) e NBR II - modelo II da NBR 6118 (2007)

Qualificação do modelo de predição	Elementos com estribos				
	Intervalos válidos			Esforços axiais*	
	$p_{sw.f_{yk}} \leq 1$	$1 < p_{sw.f_{yk}} \leq 2$	$p_{sw.f_{yk}} > 2$	Compressão	Tração
Mais recomendado	CSA/ACI	CSA	NBR II	EURO	NBR I e NBR II
Menos recomendado	NBR I/NBR II	EURO/NBR II	EURO	CSA	CSA/EURO

Obs: Os valores das taxas mecânica de estribos, $p_{sw.f_{yk}}$, estão expressos em MPa

- O modelo de cálculo I da norma NBR 6118 (2007) apresentou 89 % das predições, consideradas onerosas, indicando um caráter custoso, porém seguro, resultando em recomendação de uso com cautela.
- O modelo da norma CSA (2004) apresentou porcentagens nulas de casos perigosos e de baixa segurança, 19% de casos apropriados e 87% de casos onerosos, qualificou-se a norma como recomendada ao uso mediante a cautela em relação aos custos de execução.
- A utilização do modelo II da norma NBR 6118 (2007) resultou numa porcentagem satisfatória dos valores de predição, considerados apropriados, 37%, e baixa porcentagem de casos onerosos, 56%, podendo ser recomendada ao uso.

3.1.2 Elementos com estribo, parâmetros fora dos intervalos válidos e ruptura por força cortante-tração

Os resultados apresentados referem-se aos casos de elementos com estribo, que tiveram suas rupturas nos ensaios do tipo força cortante-tração e com os parâmetros considerados não válidos.

Taxa mecânica de armadura transversal, $psw.fyk$, menor que a taxa mínima recomendada por norma, $psw.fyk,min$

De acordo com a Figura 5, a utilização do modelo I da norma NBR 6118 (2007) não é recomendada, pois apresentou 25 % dos casos de predição considerados perigosos. O modelo II da norma NBR 6118 (2007) também teve sua utilização considerada menos recomendada, pois apresentou 17% dos casos de predição considerados perigosos. Para ambos os modelos de cálculo da norma fica evidente o caráter pouco seguro.

O modelo da norma ACI (2008) foi considerado menos recomendado ao uso neste intervalo, pois apresentou 17 % dos casos de predição considerados perigosos.

O modelo da norma Eurocode (2004) apresentou 100% dos valores de predição considerados onerosos, tendo o seu uso recomendado mediante cautela em relação aos custos.

Por fim, o modelo de cálculo da norma CSA (2004) foi qualificado como recomendado ao uso, devido ao ótimo desempenho em questões de segurança, com uma porcentagem de 79 % de predições onerosas, 21 % de predições apropriadas e porcentagens nulas de previsões perigosas e de baixa segurança.

3.1.3 Elementos com estribo, solicitados por esforços axiais e ruptura por força cortante-tração

Os resultados apresentados se referem aos casos de elementos com estribos, que tiveram suas rupturas, nos ensaios, do tipo força cortante-tração quando solicitados concomitantemente por esforços normais axiais de compressão ou tração, conforme indicado nos itens seguintes.

O resumo do banco de dados está apresentado na Tabela 6.

Elementos solicitados por esforço axial de compressão

A Figura 6 ilustra a análise da segurança para elementos armados com estribos solicitados por esforços axiais de compressão. Nota-se que o modelo de predição da norma CSA (2004) foi qualificado como menos recomendado por questão de segurança, pois apresentou 13 % dos valores de predição, considerados, perigosos.

Os modelos I e II da norma NBR 6118 (2007) e o modelo de predição da norma ACI (2008) apresentaram 100% dos valores de

predição considerados onerosos, caracterizando assim dimensionamentos muito seguros, apesar de maiores custos de execução. Desta forma, estes modelos foram qualificados como recomendados ao uso mediante cautela devido a maiores custos.

O modelo de predição da norma Eurocode (2004) apresentou 53% dos valores de predição, considerados, onerosos, e 47%, apropriados. Desta forma, foi considerado recomendado ao uso nestas condições.

Elementos solicitados por esforço axial de tração

Para a análise da segurança dos elementos submetidos aos esforços axiais de tração, elaborou-se a Figura 7 na qual se observa que o modelo de predição da norma CSA (2004) foi qualificado como menos recomendada por questão de segurança, pois apresentou 29 % dos valores de predição, considerados, perigosos.

O modelo de predição da norma Eurocode (2004), devido à porcentagem de 29 % dos valores de predição, considerados, de baixa segurança, optou-se por considerá-lo menos recomendado ao uso, por questões de segurança. Como os elementos sujeitos a esforços axiais de tração caracterizam, atualmente, situações de possível insegurança para a maioria dos calculistas de estruturas, uma porcentagem de 29% não foi permitida.

O modelo de predição da norma ACI (2008) apresentou 100 % dos valores de predição, considerados, onerosos, indicando assim um comportamento seguro, porém relacionado a maiores custos. Desta forma, este modelo foi considerado recomendado ao uso mediante cautela em relação a custo.

Os modelos I e II da norma NBR 6118 (2007) apresentaram os melhores resultados de predição de norma, com 86 % e 57 %, dos valores de predição, considerados onerosos. Apresentaram porcentagens nulas de casos perigosos e de baixa segurança, e 14 % e 43 % de porcentagem de casos, considerados, apropriados. Por fim, ambos os modelos são recomendados ao uso nestas condições de aplicação.

4. Conclusões

A Tabela 7 apresenta a síntese de todas as análises efetuadas neste trabalho, baseadas em critérios de análise, fundamentados em critérios lógicos e explícitos. Nesta tabela foram condensadas as conclusões referentes às análises de segurança para os elementos armados com estribo.

De forma a racionalizar as conclusões, elaborou-se uma nomenclatura para indicar, de forma clara, a qualificação de cada norma em relação à aplicabilidade, nos intervalos estudados. Para as análises de segurança das normas quanto a sua utilização, definiram-se algumas siglas que permitiram identificar as normas, cujo resumo encontra-se na Tabela 8.

Utilizou-se a nomenclatura *Menos recomendada por questões de segurança*, "MS", as normas que apresentaram mais de 1 % das predições consideradas perigosas, num certo intervalo de estudo. Nesta classe de qualificação entende-se que mais do que 1 % de casos perigosos implicaria em uma probabilidade de ocorrência não aceitável e bastante insegura.

Definiu-se a classe de qualificação *Cautela/Custo*, "CC", aos casos em que a porcentagem de predições consideradas onerosas ultrapassasse o limite de 85 %, determinando que a norma tem segurança adequada para o uso. Porém deve-se ser cautela ao utilizá-la, pois os resultados podem ser onerosos quando aplicados a um intervalo de estudo específico.

A classe de qualificação *Cautela/Segurança*, “CS”, indica que as normas que apresentaram porcentagem de predições com baixa segurança maiores que 10 %, representam uma menor segurança quanto à sua utilização, e deve-se ter cautela ao utilizá-las, pois os resultados podem implicar em menores coeficientes de segurança para outros fenômenos, como por exemplo, baixa resistência dos materiais empregados. Em casos de retroanálise, por exemplo, que se tem grande parte das informações das resistências dos materiais empregados, mediante a execução de ensaios, é possível ser mais permissivo e utilizar esta norma, mediante o fato que não se detectou baixas resistências nos materiais empregados.

Sendo assim, apresentada a nomenclatura utilizada e baseando-se nas discussões e resultados apresentados no desenvolvimento desse documento, podem-se tecer as conclusões finais, conforme apresentadas nos parágrafos seguintes.

Ressalta-se que, na utilização de todas as formulações de norma, para se obter o valor da força de cisalhamento resistente última do elemento de concreto armado, otimizaram-se as rotinas de cálculo de forma a se resultar no maior esforços resistente possível, desde que todas as verificações e condições de norma não fossem desrespeitadas. Por exemplo, utilizando o modelo II da norma NBR 6118 (2007) para o cálculo da força resistente última, definiu-se o ângulo de inclinação da biela mínimo que se resulta na máxima força resistente, sem que a verificação do esmagamento do concreto fosse desrespeitada e escoamento das armaduras de flexão.

O termo segurança empregado refere-se ao modelo de predição de norma, que por sua vez não é responsável por toda a segurança da norma. Ao indicar um modelo de predição de norma como menos recomendado por questão de segurança, não significa que a norma não seja segura, apenas que o modelo prevê valores da resistência teórica última otimistas e que podem resultar em situações inseguras. Existem diversas exigências, que complementam a segurança do modelo de predição e compõe a segurança da norma, garantido assim a segurança da norma.

Pode-se concluir que a aplicação dos critérios de análise definidos neste trabalho, nos valores de ensaios dos bancos de dados e nos valores de predição de norma, permitiu classificar de forma objetiva e clara as diversas normas quanto à utilização para dimensionamento e verificação de elementos de concreto armado, submetidos a esforços de cisalhamento.

Com a finalidade de indicar sucintamente quais são os modelos de cálculo das normas mais recomendados e as menos recomendados ao uso, elaborou-se a Tabela 9. As normas recomendadas ao uso são aquelas que apresentaram valores de predição seguros e, possivelmente, econômicos, resultando na otimização dos materiais empregados.

A Tabela 9 apresenta as conclusões para as análises de elementos armados com estribo, considerando apenas os dados utilizados dentro dos intervalos válidos, pois fora dos intervalos válidos fica evidente a não recomendação da utilização das normas.

Na Tabela 9 pode-se verificar que o modelo de predição da norma CSA (2004) é o mais recomendado em 2 dos 5 casos estudados, e que os modelos I e II da norma NBR 6118 (2007), juntos, são os mais recomendados em 2 casos. Por fim os modelos das normas ACI (2008) e Eurocode (2004), são recomendados apenas em um caso.

Os modelos de predição da norma NBR 6118 (2007) mostraram-se menos recomendados ao uso, no intervalo de taxa mecânica de armaduras menor ou igual que 1 MPa. Apenas o modelo II foi

menos recomendado para taxa mecânica menor ou igual a 2 MPa. Confirmou-se, para ambos os modelos, que se deve respeitar o critério de armadura mínima transversal.

Por fim, conclui-se que o modelo da norma canadense CSA (2004), baseada na teoria do Modified Compression Field Theory, apresentou a maior frequência de casos classificados como recomendados para uso, para elementos sem esforços axiais. Para elementos sujeitos a compressão o modelo do Eurocode (2004) apresentou bons resultados, e para elementos sujeitos a tração os modelos da NBR 6118 (2007) apresentaram-se como mais recomendados.

Ressalta-se ainda, que o modelo II da NBR 6118 (2007), quando utilizado com o ângulo de inclinação da biela, θ , aproximadamente igual a 39°, fornece resultados semelhantes aos do modelo I, da própria norma. Sendo assim, quando o modelo I da NBR 6118 (2007) apresenta resultados considerados recomendados, resultados semelhantes poderiam ser obtidos, utilizando o modelo II, e limitando o ângulo da biela de em 39°.

5. Agradecimentos

Agradecimentos à profª Dra. Maria Elena Santos Taqueda.

6. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2007. 221 p.
- [02] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. v.1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.
- [03] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08), Detroit, 2008, 479 p.
- [04] CANADIAN CODES ASSOCIATION. CSA A23.3-04 Code – Design of concrete structures. Ontario, Canadá, 2004. 240 p.
- [05] BRITISH CODES INSTITUTION, BS EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2. Reino Unido, 2004. 230 p.
- [06] FUSCO, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais. 1. ed. São Paulo: Editora PINI Ltda., 2008. V.1. 328 p.
- [07] ANDERSON, N.S.; RAMIREZ, J.A. Detailing of stirrup reinforcement. ACI Structural Journal, V.86, N.5, 1989. p.507-515.
- [08] ANGELAKOS, D.; BENTZ, E.C.; COLLINS, M.P. Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members. ACI Structural Journal, V.98, N.3, 2001. p.290-300.
- [09] BRESLER, B.; SCORDELIS, A.C. Shear strength of reinforced concrete beams. ACI Journal Proceedings., V.60, N.1, 1963. p.51-74.
- [10] CHO, S.H. Shear strength prediction by modified plasticity theory for short beams. ACI Structural Journal, V.100, N.1, 2003, p.105-112.
- [11] CLADERA, A. ; MARI, A.R. Experimental study on

- high-strength concrete beams failing in shear. *Engineering Structures*, V.27, 2005, p.1519-1527.
- [12] COLLINS, M.P.; KUCHMA, D. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings? *ACI Structural Journal*, V.96, N.4, 1999. p.482-490.
- [13] DEBAIKY, S.Y.; ELNIEMA, E.I. Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear. *ACI Journal*, 1982, p.184-194.
- [14] ELZANATY, A.H.; NILSON, H.; SLATE, F.O. Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, V.83, N.2, 1986, p.290-96.
- [15] FERNANDES, G. B. Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Corbels – Experimental Investigation and Design Model. *ACI Structural Journal*, V.186, 1999. p. 445-462.
- [16] FUKUHARA M, KOKUSHO S. Effectiveness of high tension shear reinforcement in reinforced concrete members. *Journal of the Structural Construction Engineering*, AIJ 320, 1982, p.12–20.
- [17] HADADDIN, M.J.; HONG, S.; MATTOCK, A.H. Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force. *Journal of Structural Division Proceedings of the ASCE*, V.97, N.9, 1971. p.2277-2297.
- [18] HSIUNG, W.; FRANTZ, G.C. Transverse Stirrup Spacing in R/C Beams. *American Society of Civil Engineers, ASCE*, V.111, N.2, 1985, p.353-363.
- [19] KREFELD W.J.; THURSTON C.W. Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*, V.63, N.4, 1966, p.451–476.
- [20] LEE, J.Y.; KIM, S.W.; MANSOUR, M.Y. Predicting the shear response of reinforced concrete beams using a new compatibility aided truss model. *ACI Structural Journal*, 2002.
- [21] MATTOCK, A. H.; WANG, Z. Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress. *ACI Structural Journal*, V.81, N.3, 1984. p. 287.
- [22] MORETTO, O. An investigation of the strength of welded stirrups in reinforced concrete beams. *ACI Journal, Proceedings*, V.42, N.2, 1945, p.141–162.
- [23] MPHONDE, A.G.; FRANTZ, G.C. Shear Tests of High and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups. *ACI Journal, Proceedings*, V.81, N.4, 1984. p.350-357.
- [24] OZCEBE, G.; ERSOY, U.; TANKUT, T. Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete. *ACI Structural Journal*, V.96, N.3, 1999, p.361-368.
- [25] PENG L. Shear strength of beams by shear friction. M.A.Sc. thesis, the University of Calgary, Calgary, Alberta, 1999.
- [26] PLACAS, A.; REGAN, P. E. Shear Failure of Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal, Proceedings*, V.68, N.10, 1971. p.763-773.
- [27] RAJAGOPALAN, K.S.; FERGUSON, P.M. Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel. *ACI Journal*, V.65, N.8, 1968, p.634-38.
- [28] RANGAN, B.V. Web Crushing Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, V.88, N.1, 1991. p.12-16.
- [29] RODRIGUEZ JJ, BIANCHINI AC, VIEST IM, KESLER CE. Shear strength of two-span continuous reinforced concrete beams. *ACI Journal, Proceedings*, V.55, N.10, 1959, p.1089–1130.
- [30] ROLLER, J.J.; RUSSELL, H.G. Shear strength of high-strength concrete beams with web reinforcement. *ACI Structural Journal*, V.87, N.2, 1990, p.191-198.
- [31] SARSAM, K.F.; AL-MUSAWI, J.M.S. Shear Design of High- and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement. *ACI Structural Journal*, V.89, N. 6, 1992. p. 658-664.
- [32] SIMPLICIO, M.A.S.; ÁVILA, J.I.S.L. Avaliação da capacidade resistente a força cortante em vigas segundo a NBR 6118:2003. IN: *Anais 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, CBC2005, ISBN 85-98576-07-7, V. XII - Projetos de Estruturas de Concreto, Trabalho 47CBC0142, Set/2005, 8p.*
- [33] TOMPOS, E.J.; FROSH, R.J. Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength. *ACI Structural Journal*, V.99, N. 5, 2002. p.559-567.
- [34] XIE, L.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Influence of Axial Stress on Shear Response of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, V.108, N.6, 2011. p. 745.
- [35] YOON, Y.S.; COOK, W.D.; MITCHELL, D. Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium and High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, V.93, N.5, 1996., p.576-584.
- [36] ZARARIS, P.D.; PAPADAKIS, G.C. Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement. *Journal Structural Engineering, ASCE*, 127(7), 2001, p.733-742.
- [37] ZARARIS, P.D. Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams. *ACI Structural Journal*, V.100, N.2, 2003. p.203-214.
- [38] REINECK, K.H.; KUCHMA, D.A.; FITIK, B. Extended databases with shear tests on structural concrete beams without and with stirrups for the assessment of shear design procedures. *University of Stuttgart, University of Illinois*, 2010.
- [39] COLLINS, M.P.; BENTZ, E.C.; SHERWOOD, E.G. Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. *ACI Structural Journal*, V.105, N.5, 2008. p. 590.
- [40] BENTZ, E.C. Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members. Tese (Doutorado), University of Toronto, 2000, 316p.
- [41] CLADERA, A. Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams. Tese de doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha, 2002. 284p.
- [42] BETTE, S.C. Avaliação da precisão dos modelos de cálculo da NBR 6118/03 para o dimensionamento de vigas de concreto armado ao esforço cortante. FAPESP, Relatório final de bolsa de iniciação científica, Bauru/SP, 2007.

- [43] CLADERA, A. Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams. Tese de doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha, 2002. 284p.
- [44] ACHARYA DN, KEMP K.O. Significance of dowel forces on the shear failure of rectangular reinforced concrete beams without web reinforcement. *ACI Journal*, 62–69, 1965, p.1265–1278.
- [45] AHMAD, S.H. ; KHALOO, A.R. ; POVEDA, A. Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams. *ACI Journal*, March-April 1986, p.297-305.
- [46] BAZANT, Z. P.; KAZEMI, M.T. Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*, V.88, N. 3, 1991. p.268-276.
- [47] BENTZ, E.C. ; BUCHLEY, S. Repeating a classic set of experiments on size effect in shear of members without stirrup. *ACI Structural Journal*, V.102, N.6, 2005, p.832-838.
- [48] GHANNOUM, W.M. Size effect on shear strength of reinforced concrete beams. M.E. thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, 1998.
- [49] KANI, G.N. How Safe are Our Large Concrete Beams?. *ACI Journal*, Proceedings, V.64, N.3, 1967. p.128-141.
- [50] KIM, D.; KIM, W.; WHITE, R.N. Arch Action in Reinforced Concrete Beams - A Rational Prediction of Shear Strength. *ACI Structural Journal*, V.96, N.4, 1999. p. 586-593.
- [51] MATHEY, R.G. ; WATSTEIN, D. Shear strength of beams without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths. *ACI Journal Proceedings*, V.63, 1963, p.183–206.
- [52] MORROW, J.; VIEST, I.M. Shear Strength of Reinforced Concrete Frame without Web Reinforcement. *ACI Journal*, Proceedings, V.28, N.9, 1957. p.833-869.
- [53] MPHONDE, A.G.; FRANTZ, G.C. Shear Tests of High and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups. *ACI Journal*, Proceedings, V.81, N.4, 1984. p.350-357.
- [54] PODGORNIAK-STANIK, B. The influence of concrete strength, distribution of longitudinal reinforcement, amount of transverse reinforcement, and member size on shear strength of reinforced concrete members. M.A.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, The University of Toronto, 1998.
- [55] RAJAGOPALAN, K.S. ; FERGUSON, P.M. Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel. *ACI Journal*, V.65, N.8, 1968, p.634-38.
- [56] TAYLOR, H.P.J. Shear Strength of Large Beams. *ASCE Journal of the Structural Division*, V.98, 1972, p.2473-2490.
- [57] THORENFELDT, E.; DRANGSHOLD, G. Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams. *ACI Special Publication*, SP-121, Nov. 1990, p. 129-154.
- [58] VAN DEN BERG F.J. Shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement Part 2 – factors affecting load at diagonal cracking. *ACI Journal Proceedings* 1962.