

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE CONSOLOS DE CONCRETO ARMADO  
À LUZ DOS CÓDIGOS DE PROJETO**

**VINÍCIUS CARVALHO SANTOS**

**ORIENTADOR: GUILHERME SALES MELO**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL 2**

**BRASÍLIA/DF: MAIO/2022**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE CONSOLOS DE CONCRETO ARMADO  
À LUZ DOS CÓDIGOS DE PROJETO**

**VINÍCIUS CARVALHO SANTOS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Guilherme Sales Melo, Dr. (UnB)**

**(Orientador)**

---

**Prof. Marcos Honorato de Oliveira, Dr. (UnB)**

**(Examinador Interno)**

---

**Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, Dr. (UnB)**

**(Examinador Interno)**

**BRASÍLIA/DF, 12 DE MAIO DE 2022**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, VINÍCIUS CARVALHO

Análise de Consolos de Concreto Armado à luz dos Códigos de Projeto [Distrito Federal] 2022.

xxii, 115p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2022).

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Consolos de concreto armado

2.Modelos de cálculo

3.Modos de Ruptura

4.Prescrições normativas

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, V. C. (2022). Análise de Consolos de Concreto Armado à luz dos Códigos de Projeto. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 115p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Vinícius Carvalho Santos.

TÍTULO: Análise de Consolos de Concreto Armado à luz dos Códigos de Projeto.

GRAU: Bacharel

ANO: 2022

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta monografia de projeto final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa monografia pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Vinícius Carvalho Santos

Rua 37 Sul Lote 8, Águas Claras.

CEP: 71.931-540 Brasília – DF – Brasil.

E-mail: [vcarvalho093@gmail.com](mailto:vcarvalho093@gmail.com)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Agnaldo e Eliane, por todo o amor e suporte durante toda a minha vida. Sem eles, eu não teria chegado até onde cheguei.

Agradeço ao Professor Guilherme pelos conselhos, orientações, materiais de leitura e incentivos ao longo deste trabalho, fundamentais para o resultado alcançado.

Agradeço aos Professores Marcos Honorato e Paulo Chaves pelas considerações apresentadas durante o Projeto Final 1, e pela participação nesta banca de Projeto Final 2.

Agradeço ao Professor Gilberto Gomes pela orientação e apoio durante o PIBIC.

Agradeço ao PET e à Concreta pela oportunidade de poder me desenvolver pessoal e profissionalmente e de conhecer pessoas incríveis durante a jornada.

Agradeço aos amigos, colegas, professores e funcionários da Universidade de Brasília.

## RESUMO

Consolos de concreto armado são elementos utilizados em sistemas de construção pré-moldados e se caracterizam por sua distribuição não-linear de deformações, de modo que se observam na literatura diferentes modelos de cálculo para esses elementos. Nesse sentido, este trabalho busca avaliar os modelos propostos pelos códigos de projeto ACI 318-19 e NBR 9062-17 frente a resultados experimentais disponíveis na literatura. Levantou-se uma base de dados de 343 consolos em um total de 17 trabalhos, que tiveram então seus modos de ruptura classificados segundo a nomenclatura baseada em El Debs (2017). A partir disso, determinaram-se a resistência teórica e o modo de ruptura esperados, com base nos modelos de cálculo das normas, e esses foram comparados aos resultados experimentais. Analisando-se os resultados, concluiu-se que é fundamental garantir a taxa mínima de armadura para o tirante, pois o valor teórico resulta muito distante do experimental caso isso não seja atendido. Ademais, os modelos propostos pelo ACI 318-19 se mostraram mais indicados para utilização, uma vez que as relações  $V_{exp}/V_{calc}$  estão mais próximas à unidade.

Palavras-chave: Consolos de concreto armado; ACI 318-19; NBR 9062-17; Modelos de cálculo.

## **ABSTRACT**

Reinforced concrete corbels are elements used in precast construction which are characterized by a non-linear strain distribution, hence there are various design methods available in the technical literature. Regarding that issue, this research aims to evaluate the models proposed by the design codes ACI 318-19 and NBR 9062-17 when compared to experimental results. A database comprising 343 corbels from 17 research papers was assembled, which then had its failure modes classified according to El Debs (2017)' naming system. Proceeding from that, design strength and expected failure mode were determined based on the design codes and were then compared to experimental results. After analyzing the results, it was concluded that it is imperative to guarantee the tie's minimum amount of reinforcement, for the reason that the expected strength results far from experimental values when this is not guaranteed. Moreover, the design models proposed by ACI 318-19 showed to be more recommended for utilization, once the  $V_{exp}/V_{calc}$  relationships are closer to the unity.

Keywords: Reinforced Concrete Corbels; ACI 318-19; NBR 9062-17; Design models.

## SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	iv
RESUMO .....	v
ABSTRACT .....	vi
SUMÁRIO.....	vii
LISTA DE SIGLAS .....	x
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xi
LISTA DE FIGURAS .....	xiii
LISTA DE TABELAS .....	xvii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.2. Justificativa .....	3
1.3. Metodologia.....	3
1.4. Estrutura do texto.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Consolos - Definição .....	5
2.2. Modos de Ruptura.....	6
2.2.1. Kriz e Raths (1965) .....	7
2.2.2. Mattock <i>et al.</i> (1976).....	11
2.2.3. Fattuhi (1990).....	12
2.2.4. ACI 318-19.....	13
2.2.5. Comparativo entre as classificações.....	13
2.3. Modelos de cálculo .....	15
2.3.1. Mattock (1976).....	15
2.3.2. El Debs (2017).....	17
2.4. Prescrições normativas .....	18
2.4.1. ACI 318-19.....	18

2.4.2.	NBR 9062-17.....	22
2.4.3.	NBR 6118-14.....	24
3.	CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA DA BASE DE DADOS DE CONSOLOS.....	25
3.1.	Araújo et al. (2021b).....	26
3.2.	Campione et al. (2005).....	27
3.3.	Campione et al. (2007).....	27
3.4.	Chakrabarti et al. (2007).....	28
3.5.	Fattuhi (1994a).....	28
3.6.	Fattuhi (1994b).....	28
3.7.	Fattuhi e Hughes (1989a).....	29
3.8.	Fattuhi e Hughes (1989b).....	29
3.9.	Fernandes (1999).....	29
3.10.	Foster et al. (1996).....	30
3.11.	Hermansen e Cowan (1974).....	31
3.12.	Khosravikia et al. (2018).....	32
3.13.	Kriz e Raths (1965).....	33
3.14.	Mattock et al. (1976).....	33
3.15.	Naegeli (1997).....	33
3.16.	Torres (1998).....	34
3.17.	Yong e Balaguru (1994).....	34
4.	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NOMINAL E MODO DE RUPTURA ESPERADOS SEGUNDO OS MODELOS NORMATIVOS DO ACI 318-19 E DA NBR 9062-17.....	35
4.1.	Cálculo da resistência nominal esperada.....	36
4.1.1.	ACI 318-19.....	36
4.1.2.	NBR 9062-17.....	37

4.2.	Determinação do modo de ruptura esperado .....	37
4.2.1.	ACI 318-19 .....	37
4.2.2.	NBR 9062-17 .....	38
5.	RESULTADOS E ANÁLISE .....	39
5.1.	Comparação dos modos de ruptura .....	39
5.2.	Comparação entre as resistências esperada e experimental .....	44
6.	CONCLUSÕES .....	58
6.1.	Sugestão para trabalhos futuros .....	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	60
	Apêndice A — RESISTÊNCIA NOMINAL ESPERADA .....	64
	Apêndice B – GRÁFICOS $V_{exp}/V_{calc}$ .....	75

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
MBT	Modelo de Bielas e Tirantes
PCI	<i>Precast/Prestressed Concrete Institute</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Distância do ponto de aplicação da carga à face do apoio, desconsiderando excentricidade acidental
$a'$	Distância entre o ponto de aplicação da carga e a extremidade esquerda do consolo
$A_f$	Área de armadura devido à flexão
$A_h$	Área total de estribos horizontais no consolo
$A_n$	Área de armadura devido à força horizontal
$A_{sc}$	Área total de armadura do tirante
$A_{vf}$	Área de armadura devido ao cisalhamento
$b$	Largura do consolo
$c$	Cobrimento de concreto do consolo
$c_{ef}$	Cobrimento efetivo
$d$	Altura útil do consolo
$d'$	Distância entre o centro de gravidade da armadura do tirante e a face de aplicação da carga
$e$	Excentricidade devido à força horizontal
$e_a$	Excentricidade acidental
$F_b$	Força de compressão na biela
$f_c$	Resistência experimental do concreto à compressão
$f_c'$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto à compressão
$F_{Su}$	Força resultante de cálculo
$f_y$	Tensão característica de escoamento do aço
$f_{yd}$	Tensão de cálculo de escoamento do aço

$h_l$	Largura efetiva da biela
$h$	Altura total do consolo na face interna, junto ao pilar
$h'$	Altura da ponta do consolo
$L$	Comprimento do consolo
$M_{Rn}$	Momento fletor resistente nominal
$M_{Su}$	Momento fletor de cálculo na seção
$N_{Rn}$	Força normal resistente nominal
$N_{Su}$	Força normal de cálculo na seção
$s$	Espaçamento dos estribos horizontais no consolo
$V_{Rn}$	Força cortante resistente nominal
$V_{Su}$	Força cortante de cálculo na seção
$x_b$	Profundidade do bloco de compressão do concreto
$\alpha$	Ângulo de inclinação entre a força resultante no consolo e a direção vertical
$\beta_c$	Fator de redução da resistência do concreto
$\theta$	Ângulo de inclinação da biela em relação à direção horizontal
$\mu$	Coefficiente de atrito da interface consolo-pilar
$v_u$	Tensão cisalhante na interface consolo-pilar
$\xi$	Fator de proporção entre a carga horizontal e a carga vertical.
$\phi$	Diâmetro da armadura do tirante
$\phi_r$	Fator de redução da resistência da seção

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Formas de conexão entre elementos em estruturas pré-moldadas.....	2
Figura 2-1 – Modelo de consolo (adaptado de ACI 318-19).....	5
Figura 2-2 – Indicação de consolos como região “D”.....	6
Figura 2-3 – Modos básicos de ruptura. (El Debs, 2017).....	6
Figura 2-4 – Comparativo entre ruptura por tração e compressão na flexão. (Kriz e Raths, 1965).....	8
Figura 2-5 – Consolos rompidos por tração diagonal. (Kriz e Raths, 1965).....	9
Figura 2-6 – Consolos rompidos por corte direto. (Kriz e Raths, 1965).....	9
Figura 2-7 – Detalhamento de armadura com gancho vertical (Kriz e Raths, 1965).....	10
Figura 2-8 – Consolos rompidos por arrancamento de ponta. (Kriz e Raths, 1965).....	10
Figura 2-9 – Modos de ruptura experimentais (Fattuhi, 1990) .....	12
Figura 2-10 – Representação do consolo enquanto corpo livre. (Mattock, 1976).....	15
Figura 2-11 – Modelo de análise de consolo curto. (Leonhardt e Mönnig apud. El Debs, 2017).....	17
Figura 2-12 – Representação de elementos de um consolo. (Adaptado de ACI, 2019).....	19
Figura 2-13 – Modelo de treliça para o cálculo de consolos segundo a NBR 9062-17. ....	22
Figura 3-1 – Modos de ruptura experimentais. (Araújo <i>et al.</i> , 2021b).....	26
Figura 3-2 – Esquema de fissuração no momento de ruptura. Campione <i>et al.</i> (2005) .....	27
Figura 3-3 – Modo de ruptura experimental. (Chakrabarti <i>et al.</i> , 1989).....	28
Figura 3-4 – Ruptura por cisalhamento-flexão (Fattuhi e Hughes, 1989a).....	29
Figura 3-6 – Modos de ruptura experimentais. (Foster <i>et al.</i> , 1996).....	31
Figura 3-7 – Fissuras observadas nas peças ensaiadas. Khosravikia <i>et al.</i> (2018).....	32
Figura 3-8 – Modos de ruptura experimentais. (Naegeli, 1997) .....	34
Figura 5-1 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação $a/d$ , para o modelo do ACI 318-19.....	45
Figura 5-2 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto, para o modelo do ACI 318-19.....	45
Figura 5-3 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura, para o modelo do ACI 318-19.....	45
Figura 5-4 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação $a/d$ , para o modelo da NBR 9062-17.....	46
Figura 5-5 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto, para o modelo da NBR 9062-17.....	46
Figura 5-6 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura, para o modelo da NBR 9062-17.....	46

Figura 5-7 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.....	48
Figura 5-8 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.....	48
Figura 5-9 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.....	48
Figura 5-10 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.....	49
Figura 5-11 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.....	49
Figura 5-12 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.....	49
Figura 5-13 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19.....	50
Figura 5-14 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19. ....	50
Figura 5-15 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19.....	50
Figura 5-16 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17.....	51
Figura 5-17 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. resistência à compressão do concreto dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17. ....	51
Figura 5-18 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17.....	51
Figura 5-19 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos com armadura secundária, para o modelo do ACI 318-19. ....	53
Figura 5-20 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. taxa de armadura dos consolos com armadura secundária, para o modelo da NBR 9062-17.....	53
Figura 5-21 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Campione <i>et al.</i> (2007). ....	54
Figura 5-22 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Hermansen e Cowan (1974). ....	54

Figura 5-23 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Kriz e Rath (1965). .....	54
Figura 5-24 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Naegeli (1997). .....	55
Figura 5-25 – Comparativo $V_{exp}/V_{calc}$ entre consolos com taxa de armadura superior e inferior à mínima, para os dados de Hermansen e Cowan (1974).....	55
Figura B-1 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Araújo <i>et al.</i> (2021a).....	75
Figura B-2 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Campione <i>et al.</i> (2007). .....	75
Figura B-3 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Chakrabarti <i>et al.</i> (1989). .....	76
Figura B-4 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fattuhi (1994b). .....	76
Figura B-5 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fattuhi e Hughes (1989a).....	76
Figura B-6 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fattuhi e Hughes (1989b). .....	77
Figura B-7 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fernandes (1999). .....	77
Figura B-8 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Foster <i>et al.</i> (1996). .....	77
Figura B-9 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Hermansen e Cowan (1974). .....	78
Figura B-10 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Khosravikia <i>et al.</i> (2018). .....	78
Figura B-11 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Kriz e Rath (1965). .....	78
Figura B-12 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Mattock <i>et al.</i> (1976). .....	79
Figura B-13 – Gráfico $V_{exp}/V_{calc}$ vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Naegeli (1997). .....	79

Figura B-14 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Yong e Balaguru (1994). ..... 79

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Comparativo entre os modos de ruptura. ....	14
Tabela 2-2 – Coeficientes de atrito (adaptado de ACI 318-19).....	20
Tabela 4-1 – Intervalo de variação dos parâmetros dos resultados experimentais analisados. .....	35
Tabela 5-1 – Comparativo dos modos de ruptura segundo o modelo do ACI 318-19.....	39
Tabela 5-2 – Comparativo dos modos de ruptura segundo o modelo da NBR 9062-17.....	40
Tabela 5-3 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos curtos segundo o modelo do ACI 318-19.....	40
Tabela 5-4 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos curtos segundo o modelo da NBR 9062-17.....	41
Tabela 5-5 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos muito curtos segundo o modelo do ACI 318-19.....	41
Tabela 5-6 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos muito curtos segundo o modelo da NBR 9062-17.....	41
Tabela 5-7 – Percentuais dos modos de ruptura de consolos curtos em relação à base analisada. ....	43
Tabela 5-8 – Percentuais dos modos de ruptura de consolos muito curtos em relação à base analisada. ....	43
Tabela 5-9 – Análise da relação $V_{exp}/V_{calc}$ para os consolos. ....	44
Tabela 5-10 – Análise da relação $V_{exp}/V_{calc}$ para os consolos curtos. ....	47
Tabela 5-11 – Análise da relação $V_{exp}/V_{calc}$ para os consolos muito curtos.....	47
Tabela 5-12 – Comparativo da relação $V_{exp}/V_{calc}$ para a presença de armadura secundária. .....	52
Tabela 5-13 – Comparativo da relação $V_{exp}/V_{calc}$ para a presença de armadura secundária. .....	56
Tabela 5-14 – Comparativo da relação $V_{exp}/V_{calc}$ em consolos que atendem a taxa mínima de armadura do tirante.....	57
Tabela 5-15 – Comparativo da relação $V_{exp}/V_{calc}$ sem divisão por modo de ruptura.....	57
Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17.....	64
Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores.....	80

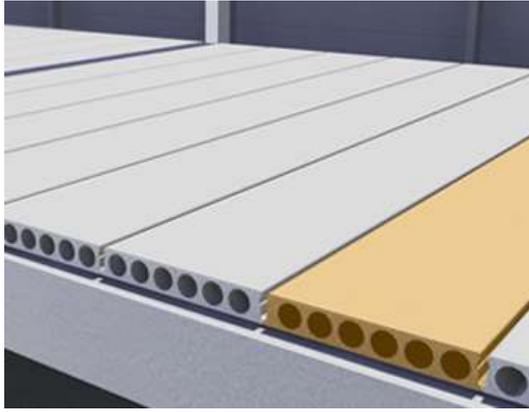
# 1. INTRODUÇÃO

A utilização de elementos de concreto pré-moldado e pré-fabricado na composição dos sistemas estruturais cumpre um importante papel na racionalização do processo produtivo da construção civil. A utilização desse tipo de elemento, segundo o Guia de Projeto do PCI (2010), traz vários benefícios, como a possibilidade de concretagem dos elementos concomitantemente à execução das fundações, a redução de atrasos oriundos de condições climáticas, a maior sustentabilidade por meio do uso eficiente de materiais e energia e o maior controle de qualidade por meio de processos industriais. Há ainda a possibilidade de se combinar o processo de pré-fabricação com o de protensão, de forma a se ampliar ainda mais os benefícios às construções.

Edificações cuja demanda exige menores prazos de execução, como fábricas, galpões, lojas e supermercados, naturalmente se adequam bem a esse tipo de sistema, tendo em vista a aceleração propiciada por processos industrializados e racionalizados. No entanto, há também outros tipos de construções que podem se beneficiar desse processo, por exemplo, edificações residenciais, complexos penitenciários, prédios comerciais, escolas, estacionamentos, estádios e pontes (PCI, 2010). Logo, nota-se que os benefícios de redução de custos e prazos podem ser usufruídos por diferentes agentes urbanos.

A tipologia tradicional de pilares, vigas e lajes, quando utilizada nas construções por meio de pré-moldados, geralmente envolve elementos fabricados de forma separada, que são então conectados *in-loco* por meio de apoio direto ou de aparelho de apoio. Na Figura 1-1(a) é possível observar uma laje alveolar apoiada sobre viga, caso de apoio direto, e na Figura 1-1(b) observa-se uma viga apoiada sobre um consolo, que pode ser considerado um aparelho de apoio.

Os consolos são elementos intermediários de apoio, com a função de receber ações de outros elementos e transmiti-las para elementos principais que os sustentam. Dada a configuração geométrica do sistema, geralmente estão associados a pilares, de modo a permitir que esses elementos possam receber as ações oriundas das vigas.



a) Apoio direto (Leonardi, 2021)



b) Aparelho de apoio (Campione, 2020)

Figura 1-1 – Formas de conexão entre elementos em estruturas pré-moldadas.

Sob o aspecto de análise e dimensionamento, os consolos são classificados como regiões de descontinuidade, ou seja, não são válidas as hipóteses de Bernoulli de distribuição linear de deformações, de modo que se requer uma análise diferenciada das peças usuais de concreto armado, seja por meio de modelos de Bielas e Tirantes, modelos de atrito-cisalhamento, modelos de equilíbrio da seção, equações empíricas, entre outros.

Dessa forma, visando a contribuir com a avaliação dos processos de dimensionamento de consolos, esta pesquisa busca analisar os modelos propostos pelos códigos de projeto ACI 318-19 e NBR 9062-17 e verificar a aderência desses modelos a resultados de ensaios realizados por outros pesquisadores. Essa investigação busca compreender aspectos relacionados à resistência e ao modo de ruptura dos consolos.

## 1.1. Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é analisar a aplicabilidade dos modelos de cálculo propostos pelas normas ACI 318-19 e NBR 9062-17 para o dimensionamento de consolos de concreto armado.

Os objetivos específicos são:

- Levantar dados de ensaios experimentais disponíveis na literatura e comparar os resultados de resistência nominal com os valores calculados a partir dos modelos analisados (modelo de treliça, modelo de atrito-cisalhamento e modelo de equilíbrio estático);

- Comparar o modo de ruptura esperado a partir dos modelos de cálculo com os resultados dos ensaios;
- Identificar qual dos dois códigos de projeto apresenta modelos mais adequados para utilização no dimensionamento dos consolos.

## **1.2. Justificativa**

Em razão da descontinuidade geométrica e estática dos consolos, existem diversos modelos propostos na literatura, que podem partir de abordagens distintas ou de uma mesma abordagem com variações em alguma das hipóteses consideradas. Com base nesses modelos, os códigos de projeto de cada país indicam prescrições a serem seguidas no dimensionamento e no detalhamento desses elementos.

Portanto, reconhecendo-se o impacto que tem as prescrições normativas nos projetos de consolos e a existência de diferentes modelos de cálculo, é fundamental compreender o intervalo de aplicabilidade e as limitações dos modelos normativos, visando a garantir a elaboração de projetos seguros e econômicos. Dessa forma, este trabalho busca contribuir a essa análise por meio da avaliação das versões mais recentes da norma americana de projeto de estruturas de concreto (ACI 318-19) e da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto pré-moldado (NBR 9062-17).

## **1.3. Metodologia**

Primeiramente, realizou-se uma revisão bibliográfica de modo a se identificar e compreender os modelos de cálculo para consolos propostos na literatura e as recomendações de projeto sugeridas pelos pesquisadores dessa área. Levantaram-se também dados de ensaios experimentais para que fossem comparados com os resultados calculados a partir dos modelos das normas.

Depois, estudaram-se as prescrições e os modelos adotados pelos códigos de projeto, identificando-se semelhanças e diferenças em relação àqueles observados durante a revisão bibliográfica, e foram identificadas expressões para o cálculo da força máxima de projeto. Ainda, elencaram-se as principais classificações utilizadas para os modos de ruptura de consolos.

A partir disso, avaliou-se cada um dos trabalhos integrantes da base de dados e os modos de ruptura foram classificados segundo uma nomenclatura e definição comum, visando a permitir a comparação posterior entre os resultados.

Por fim, determinaram-se a resistência nominal e o modo de ruptura esperados, conforme a geometria e detalhamento dos consolos ensaiados. Então, esses resultados foram comparados com os experimentais, de modo a se avaliar a aderência entre esses valores, assim como a segurança na aplicação desses modelos.

#### **1.4. Estrutura do texto**

No Capítulo 1, é apresentada uma breve introdução contextualizando o tema pesquisado, os objetivos da pesquisa, a justificativa para a elaboração do trabalho e um resumo da metodologia desenvolvida.

O Capítulo 2 contempla uma revisão bibliográfica acerca da classificação dos consolos, dos modos de ruptura e dos modelos de cálculo propostos pelas duas normas em estudo.

O Capítulo 3 apresenta o exame dos trabalhos que compõem a base de dados e a classificação dos modos de ruptura segundo uma terminologia comum.

No Capítulo 4, primeiramente são indicadas as expressões utilizadas para o cálculo do valor de resistência esperado para os consolos. Depois, indica-se a forma utilizada para se chegar ao modo de ruptura esperado.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados obtidos e esses são comparados com os dados obtidos a partir de ensaios experimentais verificando-se a aderência dos modelos.

Finalmente, no capítulo 6 apresentam-se as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Consolos - Definição

Os consolos são elementos estruturais de conexão muito utilizados em estruturas pré-moldadas como elemento de apoio para vigas e lajes, por exemplo. Uma forma de se classificar um elemento como consolo tem como base as suas dimensões. Segundo a NBR 6118-2014, consideram-se consolos os elementos em balanço nos quais a distância da carga aplicada à face do apoio ( $a$ ) é menor ou igual à altura útil do consolo ( $d$ ). Essas grandezas estão indicadas na Figura 2-1.

Ademais, as normas brasileiras NBR 6118-2014 e NBR 9062-2017 subdividem os consolos em curtos e muito curtos. Na primeira categoria enquadram-se os consolos cuja relação  $a/d$  está entre 0,5 e 1. Na segunda, aqueles do intervalo  $a/d \leq 0,5$ .

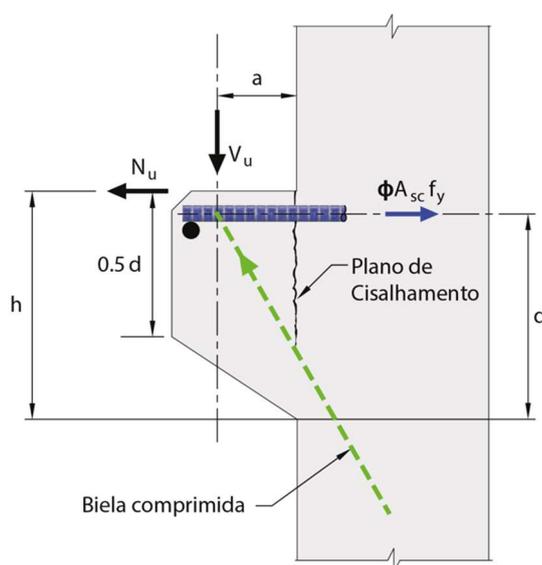
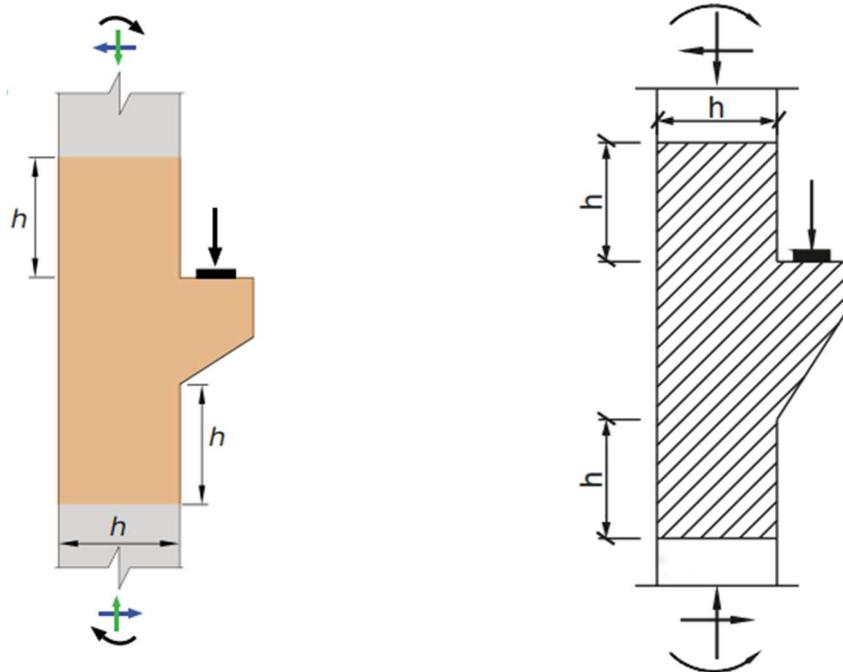


Figura 2-1 – Modelo de consolo (adaptado de ACI 318-19).

Uma outra forma de diferenciar um elemento entre consolo ou viga em balanço é a partir do comportamento das tensões e deformações do material naquela região. De acordo com Schlaich *et al.* (1987), os consolos se enquadram nas regiões do tipo “D”, ou seja, apresentam distribuição não-linear de deformações devido a descontinuidades estáticas e geométricas. No código ACI 318-19, por exemplo, é citado que os consolos são pequenos balanços que tendem a agir como vigas parede, em vez de vigas. A Figura 2-2 traz as representações dos consolos enquanto regiões especiais, do tipo “D”.



a) Representação do ACI 318-19

b) Representação da NBR 6118-14

Figura 2-2 – Indicação de consolos como região “D”.

## 2.2. Modos de Ruptura

Na literatura, observam-se diferentes nomenclaturas adotadas para os modos de ruptura de consolos de concreto armado, que giram em torno de três situações básicas, conforme indica El Debs (2017):

- Deformação excessiva da armadura do tirante (Figura 2-3a);
- Fissuração diagonal com esmagamento do concreto (Figura 2-3b);
- Corte direto (Figura 2-3c).

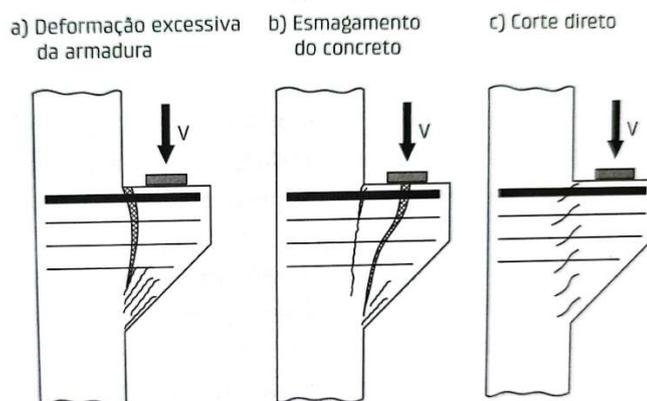


Figura 2-3 – Modos básicos de ruptura. (El Debs, 2017)

Além desses modos básicos, El Debs (2017) cita também a possibilidade de ocorrência de modos de ruptura secundários, como a ruína de borda devido a falha de ancoragem oriunda de detalhamento incorreto e/ou da proximidade da carga à borda, e a ruína por esforço horizontal não previsto.

Outros autores propõem diferentes classificações para os modos de ruptura, algumas semelhantes em termos de classificação, tendo apenas nomenclaturas diferentes, e outras que trazem abordagens complementares aos modos básicos citados por El Debs (2017). Apresentam-se a seguir as classificações propostas por Kriz e Raths (1965), Mattock *et al.* (1976) e Fattuhi (1990), oriundas de trabalhos com grande relevância para o estudo dos consolos de concreto armado. Ademais, são apresentados também os modos de ruptura citados no ACI 318-19. As outras normas em estudo neste trabalho, NBR 9062-17 e NBR 6118-14, não fazem menções diretas a modos de ruptura dos consolos ao longo de seus textos.

#### 2.2.1. Kriz e Raths (1965)

De acordo com Kriz e Raths (1965), observam-se quatro tipos principais de ruptura em consolos de concreto armado:

- Ruptura por tração na flexão (*Flexural Tension*);
- Ruptura por compressão na flexão (*Flexural Compression*);
- Ruptura por tração diagonal (*Diagonal Splitting*);
- Ruptura por corte direto (*Shear*).

Os autores citam ainda a ocorrência de modos de ruptura secundários, que são a ruptura por arrancamento de borda e a ruptura por esmagamento do concreto sob a placa de apoio. Esses tipos de ruptura são descritos como secundários pois deveriam ser impedidos por um detalhamento efetivo da armadura e do aparelho de apoio (Hermansen e Cowan, 1974).

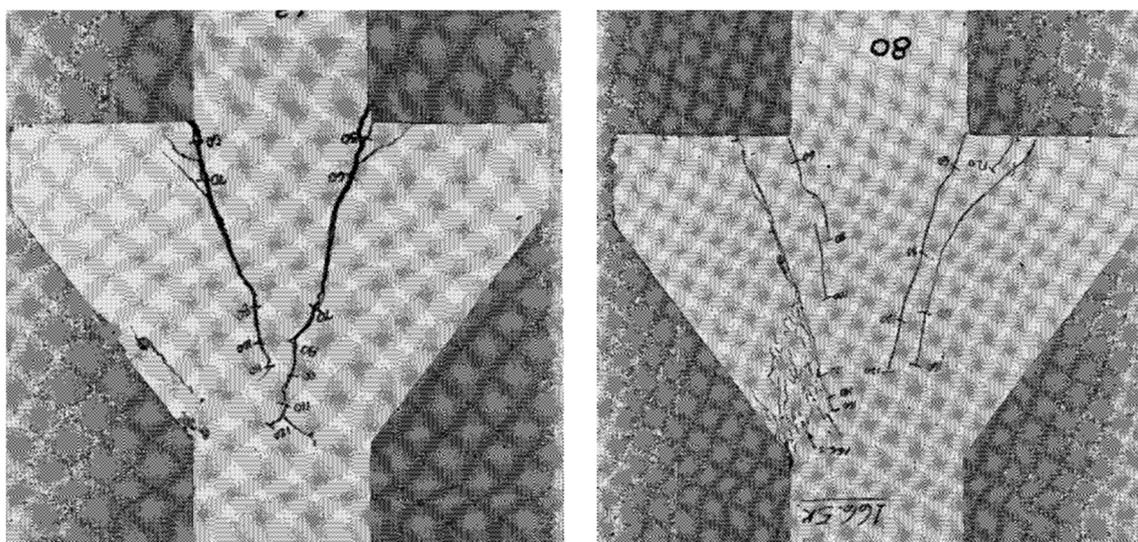
##### 2.2.1.1. Ruptura por tração na flexão (*Flexural Tension*)

Ocorre por esmagamento do concreto na face inferior do consolo, depois de grande escoamento da armadura do tirante. Uma ruptura desse tipo é caracterizada por ampla abertura de fissuras de flexão, enquanto a fissuração da diagonal permanece controlada.

Assim, conforme sugere Costa (2009), é o tipo de ruptura ideal, sob o aspecto de segurança, haja vista que o alto grau de fissuração enseja a realização de intervenções antes do colapso do elemento.

#### 2.2.1.2. Ruptura por compressão na flexão (*Flexural Compression*)

É semelhante ao tipo indicado em 2.2.1.1, porém neste caso há o esmagamento do concreto antes do escoamento da armadura do tirante. Conforme citam Kriz e Raths (1965), a tensão na armadura está próxima ou abaixo do ponto de escoamento, de modo que, embora haja o desenvolvimento de fissuras de flexão, essas ainda não se abriram de forma significativa. Logo, é um tipo menos seguro de ruptura que o anterior, dado que os deslocamentos e aberturas de fissuras são menores. As Figuras 2-4(a) e 2-4(b) ilustram um comparativo entre os modos de ruptura por tração e compressão na flexão. É notável a diferença na abertura de fissuras entre os dois consolos.



(a) Ruptura por tração na flexão

(b) Ruptura por compressão na flexão

Figura 2-4 – Comparativo entre ruptura por tração e compressão na flexão.  
(Kriz e Raths, 1965)

#### 2.2.1.3. Ruptura por tração diagonal (*Diagonal Splitting*)

Ocorre ao longo de uma linha que se estende desde a placa de apoio até o ponto de interseção da face oposta do consolo com o pilar. De acordo com Mattock *et al.* (1976), em consolos armados sem estribos, há a formação de uma fissura principal na diagonal e a ocorrência de uma ruptura extremamente abrupta quando há o cisalhamento do concreto na ponta dessas fissuras. Nas Figuras 2-5(a) e 2-5(b) observa-se esse tipo de ruptura.

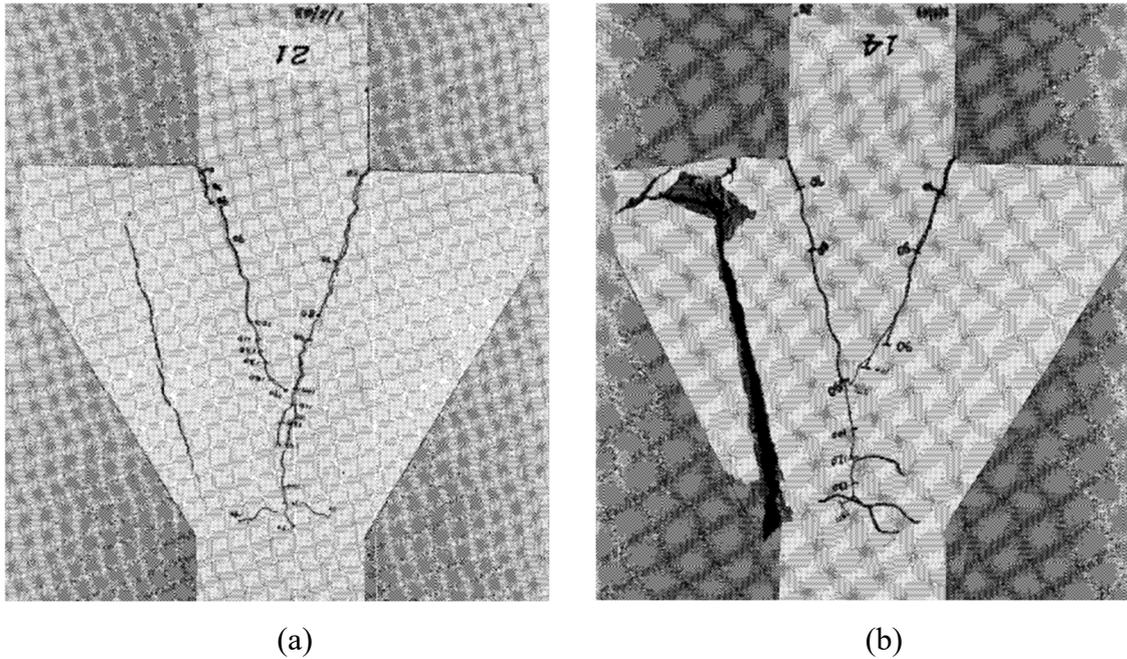


Figura 2-5 – Consolos rompidos por tração diagonal.  
(Kriz e Raths, 1965)

#### 2.2.1.4. Ruptura por corte direto (*Shear*)

Modo caracterizado pelo desenvolvimento de fissuras curtas ao longo da interface entre o pilar e o consolo, de modo que a ruptura ocorre a partir do cisalhamento ao longo desse plano enfraquecido.

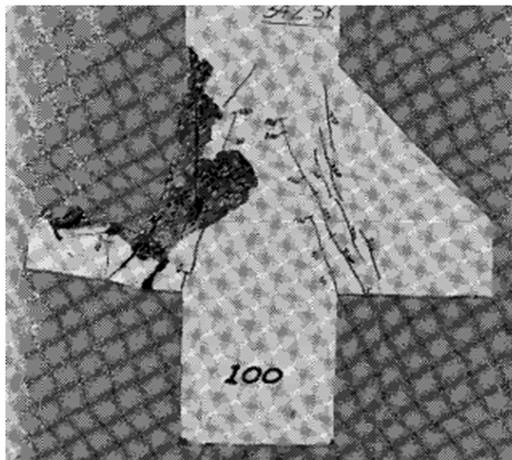


Figura 2-6 – Consolos rompidos por corte direto.  
(Kriz e Raths, 1965)

#### 2.2.1.5. Ruptura por arrancamento da borda

Esse modo de ruptura caracteriza-se pelo arrancamento do concreto na ponta do consolo, com fissuras que se projetam além do final da armadura do tirante, indicadas nas

Figuras 2-8(a) e 2-8(b). Observou-se que esse tipo de ruptura prematura foi ocasionado pelo detalhamento da armadura com gancho vertical na ponta, conforme Figura 2-7.

Para evitar que ocorra esse tipo de ruptura, os códigos de projeto analisados recomendam a utilização de armaduras de barras retas ancoradas por barras transversais soldadas ou armaduras em laço. Dessa forma, garante-se a ancoragem adequada e a proteção da ponta do consolo.

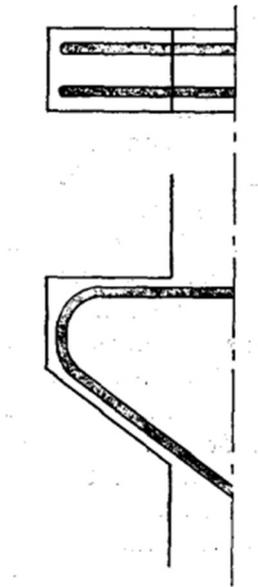
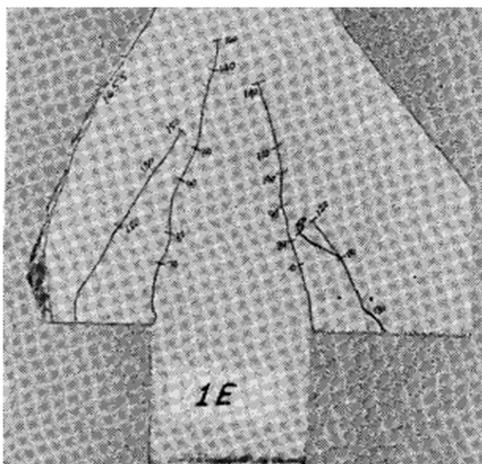
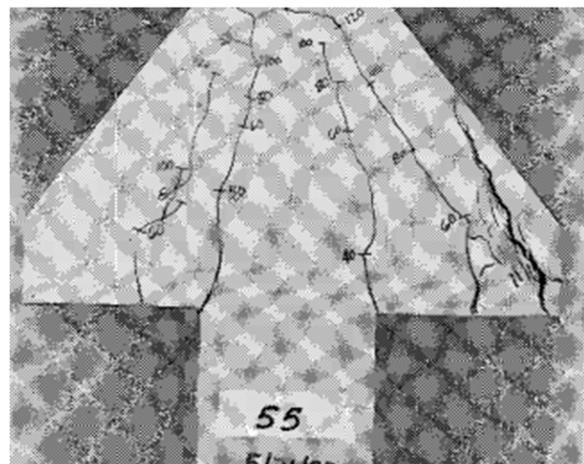


Figura 2-7 – Detalhamento de armadura com gancho vertical (Kriz e Raths, 1965).



(a)



(b)

Figura 2-8 – Consolos rompidos por arrancamento de ponta.  
(Kriz e Raths, 1965)

### 2.2.2. Mattock *et al.* (1976)

Em seus estudos sobre o comportamento dos consolos de concreto armado, Mattock *et al.* (1976) citaram três tipos de ruína, que foram por tração diagonal (*Diagonal Splitting*), no caso dos consolos sem estribos, por flexão (*Flexural Failure*), e por cisalhamento análogo ao de vigas (“*Beam Shear*” *Type Failures*).

#### 2.2.2.1. Ruptura por flexão (*Flexural Failure*)

Modo caracterizado por ampla abertura de fissuras de flexão e controle das fissuras diagonais. Diferentemente de Kriz e Raths (1965), não há menção ao esmagamento do concreto.

#### 2.2.2.2. Ruptura por cisalhamento análogo ao de vigas (“*Beam Shear*” *Type Failure*).

Neste caso, os autores caracterizam o modo de ruptura pelo controle das fissuras de flexão, cuja abertura permanece pequena, enquanto há o aumento gradativo de uma ou mais fissuras diagonais até a ocorrência do esmagamento da biela na interface pilar-consolo.

### 2.2.3. Fattuhi (1990)

O autor divide os modos de ruptura em três grupos, que são a ruptura por flexão (*Flexural Failure*), por tração diagonal (*Diagonal Splitting*), e por cisalhamento (*Shear*).

#### 2.2.3.1. Ruptura por flexão (*Flexural Failure*):

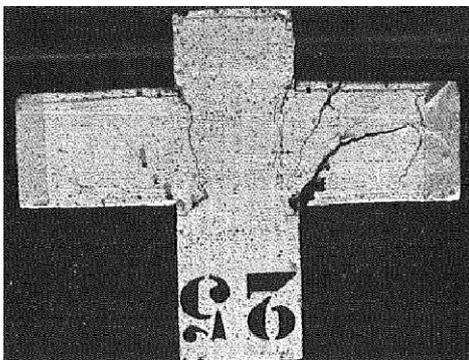
Caracterizada por grande abertura de fissuras ocorrendo na interface consolo-pilar, ou próximo a ela, após amplo escoamento das barras do tirante;

#### 2.2.3.2. Ruptura por tração diagonal (*Diagonal Splitting*):

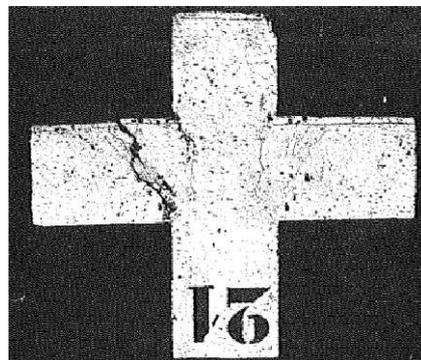
Ruptura do concreto ao longo da linha que se estende da junção consolo-pilar na face comprimida do consolo até a placa de apoio e a extremidade do tirante;

#### 2.2.3.3. Ruptura por cisalhamento (*Shear*):

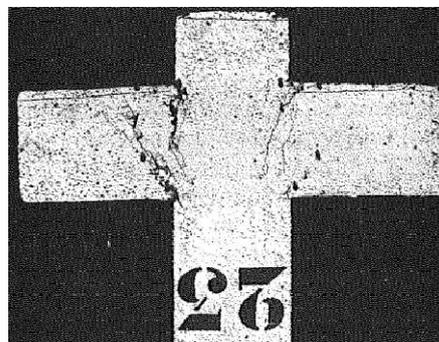
Ruptura do concreto em que há formação de múltiplas fissuras, intermediárias entre os modos de flexão e de tração diagonal.



(a) Ruptura por tração diagonal



(b) Ruptura por cisalhamento



(c) Ruptura por flexão

Figura 2-9 – Modos de ruptura experimentais (Fattuhi, 1990)

#### 2.2.4. ACI 318-19

Nessa norma são apresentados quatro modos de ruptura, além de dois secundários. Esses são a ruptura por corte ao longo da interface entre o pilar e o consolo, por escoamento do tirante tracionado, por tração diagonal ou por esmagamento da biela comprimida, além de ruptura localizada do apoio por esmagamento ou cisalhamento.

#### 2.2.5. Comparativo entre as classificações

A partir das classificações apresentadas, a Tabela 2-1 mostra um comparativo entre os modos de ruptura apresentados pelos principais autores analisados neste trabalho. Nas duas primeiras linhas estão indicados os modos básicos, conforme El Debs (2017), e os modos secundários. Nas linhas subsequentes indica-se a nomenclatura utilizada em cada um dos trabalhos que é análogo ao modo de ruptura em questão. Por exemplo, o modo que El Debs (2017) define como Corte Direto é equivalente ao que Kriz e Raths (1965) chamam de *Shear*. Optou-se por manter a nomenclatura original em inglês a fim de se evitar possíveis divergências oriundas da tradução.

Tabela 2-1 – Comparativo entre os modos de ruptura.

	<b>Modos Básicos (El Debs, 2017)</b>			<b>Modos Secundários</b>
	Deformação excessiva da armadura	Fissuração diagonal e esmagamento do concreto	Corte direto	Tração Diagonal
<b>El Debs (2017)</b>	<i>(nomenclatura base)</i>	<i>(nomenclatura base)</i>	<i>(nomenclatura base)</i>	X
<b>Kriz e Raths (1964)</b>	<i>Flexural Tension</i>	<i>Flexural Compression</i>	<i>Shear</i>	<i>Diagonal Splitting</i>
<b>Mattock et al. (1976)</b>	<i>Flexural Failure</i>	<i>“Beam Shear” Type Failure</i>	X	<i>Diagonal Splitting</i>
<b>Fattuhi (1990)</b>	<i>Flexural Failure</i>	<i>Shear</i>	X	<i>Diagonal Splitting</i>
<b>ACI 318-19 (2019)</b>	<i>Escoamento do tirante tracionado</i>	<i>Esmagamento da biela comprimida</i>	<i>Corte ao longo da interface consolo-pilar</i>	<i>Tração diagonal da biela comprimida</i>

X – Não é apresentado este modo de ruptura

### 2.3. Modelos de cálculo

Conforme citado anteriormente, há diferentes formas de se calcular a resistência nominal de um consolo de concreto armado, seja por meio de modelos de bielas e tirantes, de equilíbrio seccional, de atrito-cisalhamento, ou por meio de equações empíricas. Assim, serão apresentados a seguir alguns dos principais modelos de cálculo que se relacionam àqueles das normas de projeto.

#### 2.3.1. Mattock (1976)

Mattock (1976), propõe um modelo de cálculo tendo como premissa um modelo mecânico simples, que represente o comportamento do consolo e que permita facilmente a sua visualização e utilização por parte dos projetistas. Dessa forma, o autor propõe que os consolos sejam projetados para resistir a uma combinação de ações com base nas leis da estática, quando a peça é considerada como um corpo livre, separada do pilar na região da interface consolo-pilar, conforme ilustra a Figura 2-10. Cabe ressaltar que o modelo foi proposto para utilização em consolos com relação  $a/d$  menor que a unidade e cuja relação entre solicitação horizontal e vertical também não supere o valor unitário.

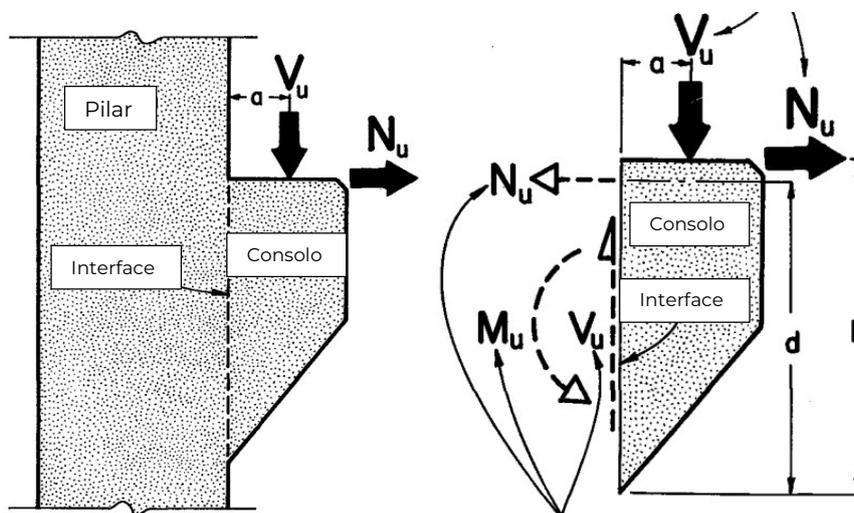


Figura 2-10 – Representação do consolo enquanto corpo livre.  
(Mattock, 1976)

A partir dessa consideração, indica-se que o dimensionamento de um consolo recai no cálculo de quantidades de armadura necessárias para que o plano de interface possa transmitir as forças e momentos de reação ( $V_u$ ,  $N_u$  e  $M_u$ ), além do cálculo da quantidade mínima de estribos necessária a evitar uma ruptura prematura por tração diagonal.

O autor indica o seguinte roteiro para cálculo de um consolo:

1. Selecionar dimensões de modo a garantir que a relação  $a/d$  seja menor que 1 e que a tensão cisalhante,  $v_u$ , não supere o menor valor entre  $0,2 \cdot f'_c$  e 800 psi (5,51 MPa) para concretos convencionais.  $\phi = 0,85$

$$v_u = \frac{V_{Su}}{\phi \cdot b \cdot d} \quad (1)$$

2. Calcular a área de armadura  $A_{vf}$  que deve cruzar o plano de corte para resistir à força cortante usando a equação proposta pelo ACI 318-71.  $\phi = 0,85$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} \quad (2)$$

3. Estimar a distância entre a face superior da placa de apoio ao centroide da armadura principal ( $h-d$ ) e calcular o momento de cálculo que a interface consolo-pilar deve resistir ( $M_{Su}$ ). A partir disso, determinar o momento resistente com base nas premissas da seção 10.2 do ACI 318-71.

$$M_{Su} = V_{Su} \cdot a + N_{Su} \cdot (h - d) \quad (3)$$

4. Calcular a área de armadura  $A_n$  necessária para resistir à força horizontal  $N_{Su}$ .  $\phi = 0,85$

$$A_n = \frac{N_{Su}}{\phi \cdot f_y} \quad (4)$$

5. Calcular a área total da armadura do tirante a partir do maior valor entre as equações (5) e (6), verificando se a taxa de armadura  $\rho$  é maior que  $0,04(f'_c/f_y)$ .

$$A_{sc} \geq A_f + A_n \quad (5)$$

$$A_{sc} \geq (2/3) \cdot A_{vf} + A_n \quad (6)$$

6. Calcular a área total de estribos  $A_h$  e distribuí-los ao longo dois terços da altura útil adjacente à armadura principal.

$$A_h = 0,50 \cdot (A_{sc} - A_n) \quad (7)$$

### 2.3.2. El Debs (2017)

Para consolos curtos, o autor recomenda a utilização de um modelo de bielas e tirantes simplificado, com base na classificação da NBR 9062-17. Assim, conforme pode ser observado na Figura 2-11, o equilíbrio é dado por um tirante, cuja resultante é  $R_t$ , e por uma biela, de resultante  $R_c$ .

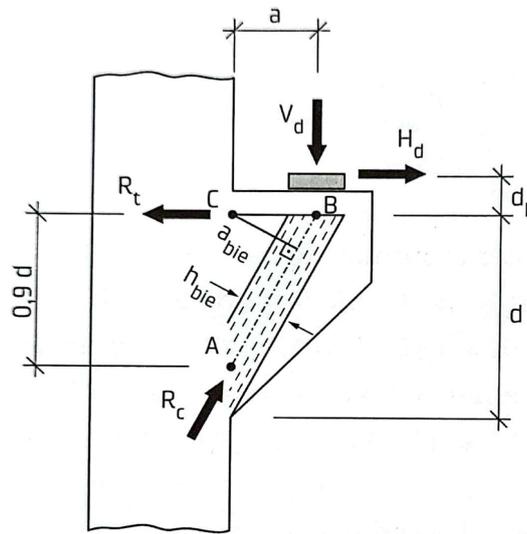


Figura 2-11 – Modelo de análise de consolo curto.  
(Leonhardt e Mönnig apud. El Debs, 2017)

A largura da biela,  $h_{bie}$ , e o braço de alavanca em relação ao ponto C,  $a_{bie}$ , são dados por:

$$a_{bie} = \frac{0,9 \cdot a}{\sqrt{(0,9)^2 + (a/d)^2}} \quad (8)$$

$$h_{bie} = 0,2 \cdot d \quad (9)$$

A partir disso, o autor mostra que a área de armadura do tirante pode ser calculada por:

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{a}{d} + 1,2 \cdot \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (10)$$

E a tensão na biela por:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + (a/d)^2}} \quad (11)$$

## 2.4. Prescrições normativas

### 2.4.1. ACI 318-19

A norma americana de projeto de estruturas de concreto ACI 318-19 define em sua seção 16.5 os consolos como balanços curtos que tendem a funcionar como treliças simples ou vigas-parede, em vez de vigas, que devem ser projetados ao cisalhamento segundo a seção 22.5 do código. Ainda, cita que os métodos apresentados na seção 16.5 foram validados experimentalmente apenas para os casos em que a relação  $a/d$  é menor que 1 e a sollicitação horizontal ( $N_{Su}$ ) é menor ou igual à sollicitação vertical ( $V_{Su}$ ). Para outras situações, pode ser utilizada a metodologia de Bielas e Tirantes, descrita na seção 23 da norma.

No que tange a requisitos dimensionais, é indicado que a profundidade do consolo na borda externa ( $h'$ ) deve ser de no mínimo metade da altura útil ( $d$ ) calculada junto à face do pilar. Isso se deve aos estudos de Kriz e Rath (1965), em que se observou a ocorrência de ruptura prematura por arrancamento de ponta caso esse requisito não seja satisfeito. Ademais, é indicado na norma que nenhuma parte da área de apoio sobre o consolo deve estar mais distante da face do pilar que a ponta da extremidade reta do tirante ou que a face interna da barra transversal de ancoragem, caso exista. Isso é necessário para garantir que possa haver escoamento do tirante próximo à carga (ACI, 2019). Com relação ao detalhamento, é elencado que, na face frontal do consolo, as armaduras do tirante devem ser ancoradas por meio de uma solda a uma barra transversal, por meio de armadura em laço, ou por meio de outros modos que ancoragem que desenvolvam a tensão de escoamento do tirante ( $f_y$ ). Por fim, aponta-se que estribos fechados devem ser distribuídos de forma uniforme ao longo de dois terços da altura útil, a partir da armadura principal, de forma a garantir a área de aço  $A_h$ , que é calculada a partir da Equação (12). A Figura 2-12 indica alguns elementos do consolo apresentados pelo ACI 318-19.

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (12)$$

$A_h$  — área total de estribos horizontais no consolo;

$A_{sc}$  — área total de armadura do tirante;

$A_n$  — área de armadura devido à força horizontal.

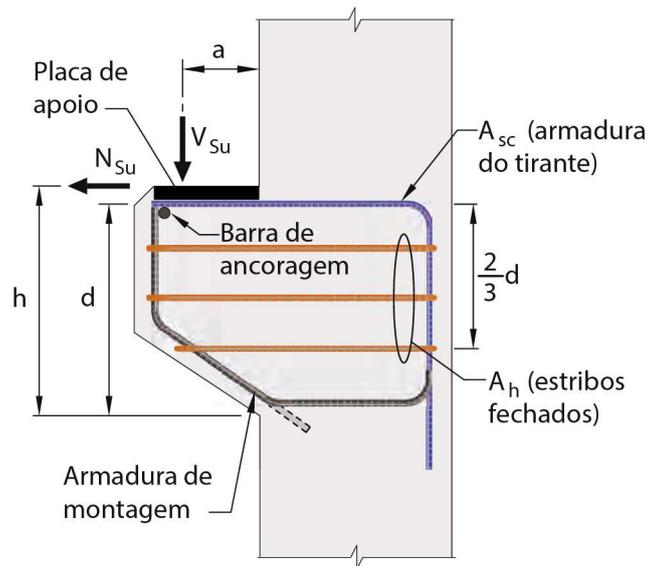


Figura 2-12 – Representação de elementos de um consolo.  
(Adaptado de ACI, 2019)

No que tange aos modelos de cálculo, a seção 16.5 do ACI 318-19 traz uma forma baseada no equilíbrio da seção, proposto por Mattock (1976), e na teoria de atrito-cisalhamento. Conforme citado anteriormente, esse procedimento pode ser utilizado apenas para consolos com relação  $a/d \leq 1,0$  cuja ação de solicitação horizontal não ultrapasse o valor da ação vertical. Segundo a norma, a resistência de projeto deve atender às equações (13) a (15), em que  $N_{Rn}$ ,  $V_{Rn}$  e  $M_{Rn}$  são as resistências nominais e  $N_{Su}$ ,  $V_{Su}$  e  $M_{Su}$  são as solicitações à força normal, à força cortante e ao momento fletor, respectivamente. O fator de redução da resistência da seção,  $\phi_r$ , tem o valor de 0,75, conforme especificado pela Tabela 21.2.1 do ACI 318-19. Ademais, o valor de projeto adotado para a tensão de escoamento do aço não deve superar 420 MPa.

$$\phi_r \cdot N_{Rn} \geq N_{Su} \quad (13)$$

$$\phi_r \cdot V_{Rn} \geq V_{Su} \quad (14)$$

$$\phi_r \cdot M_{Rn} \geq M_{Su} \quad (15)$$

A resistência  $N_{Rn}$  é dada pela equação (16) e a resistência  $V_{Rn}$  é calculada a partir da teoria de atrito-cisalhamento, conforme indicado na equação (17).

$$N_{Rn} = A_n \cdot f_y \quad (16)$$

$$V_{Rn} = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y \quad (17)$$

$A_n$  — área de armadura devido à força horizontal;

$A_{vf}$  — área de armadura devido ao cortante;

$f_y$  — tensão característica de escoamento do aço;

$\mu$  — coeficiente de atrito da interface consolo-pilar. Valor conforme a Tabela 2-2, utilizando-se  $\lambda=1$  para concretos de massa específica normal.

Tabela 2-2 – Coeficientes de atrito (adaptado de ACI 318-19)

<b>Condição da superfície de contato</b>	<b>Coeficiente de atrito</b>
- Lançamento monolítico	1,4 $\lambda$
- Lançamento sobre concreto endurecido, com superfície limpa e intencionalmente escarificada para uma amplitude de aproximadamente 6mm	1,0 $\lambda$
- Lançamento sobre superfície endurecida, limpa, sem escarificação	0,6 $\lambda$
- Lançamento sobre superfície de aço limpa, livre de pintura e com transferência de cisalhamento por meio de studs ou barras e fios soldados	0,7 $\lambda$

Com relação ao cálculo da resistência à flexão da seção, o ACI 318-19 indica que esse deve ser realizado de acordo com as premissas de dimensionamento da seção 22.2 do código. Dado que não há uma formulação específica apresentada na norma, apenas hipóteses e considerações acerca dos materiais, tomaram-se como base as expressões propostas por Wright (2016), indicadas nas equações (18) e (19). O valor deve ser então comparado com o resultado da equação (20).

$$M_{Rn} = A_f \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{x_b}{2} \right) \quad (18)$$

$$x_b = \frac{A_f \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (19)$$

$$M_{Su} = V_{Su} \cdot a + N_{Su} \cdot (h - d) \quad (20)$$

$A_f$  — área de armadura devido à flexão;

$b$  — largura do consolo;

$f'_c$  — resistência característica do concreto a compressão;

$x_b$  — profundidade do bloco de compressão do concreto.

A partir das áreas de aço calculadas,  $A_n$ ,  $A_f$  e  $A_{vf}$ , adota-se como área necessária para o tirante o maior dentre os valores obtidos pelas equações (21) a (23).

$$A_{sc} \geq A_f + A_n \quad (21)$$

$$A_{sc} \geq (2/3) \cdot A_{vf} + A_n \quad (22)$$

$$A_{sc} \geq 0,04 \cdot (f'_c / f_y) \cdot (b_w \cdot d) \quad (23)$$

$A_{sc}$  — área total de armadura do tirante.

A verificação do limite de tensão de compressão no concreto é feita de forma indireta, por meio de valores-limite para a carga vertical  $V_{Rn}$ , que não deve superar o menor dos três valores calculados pelas equações (24) a (26). Segundo o ACI 318-19, esses limites impõem restrições dimensionais aos consolos de forma a atender à máxima resistência admissível na seção crítica do apoio.

$$V_{Rn} \leq 0.2 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d \quad (24)$$

$$V_{Rn} \leq (3,3 + 0,08 \cdot f'_c) \cdot b_w \cdot d \quad (25)$$

$$V_{Rn} \leq 11 \cdot b_w \cdot d \quad (26)$$

#### 2.4.2. NBR 9062-17

A norma brasileira de projeto e execução de estruturas pré-moldadas, de forma semelhante ao ACI 318-19, apresenta algumas formulações para consolos cuja relação  $a/d$  é menor ou igual a um. Para os consolos curtos, o código prescreve o dimensionamento segundo um modelo de treliça, com uma barra tracionada e outra comprimida, conforme indicado nas figuras 2-13(a) e 2-13(b). No caso dos consolos muito curtos, o dimensionamento deve ser realizado supondo a ruptura ao longo do plano de ligação consolo-pilar, ou seja, pela teoria de atrito-cisalhamento.

Cabe ressaltar que a figura 2-13(b), indicada como base para o cálculo do modelo de treliça, apesar de ter sido retirada da NBR 6118-14, esteve presente também na versão de 2006 da NBR 9062, de modo que se mostra coerente a sua utilização. Ademais, conforme o item 7.3.2.2.f da norma de pré-moldados, também podem ser consideradas as hipóteses de cálculo da NBR 6118, desde que não sejam conflitantes entre si.

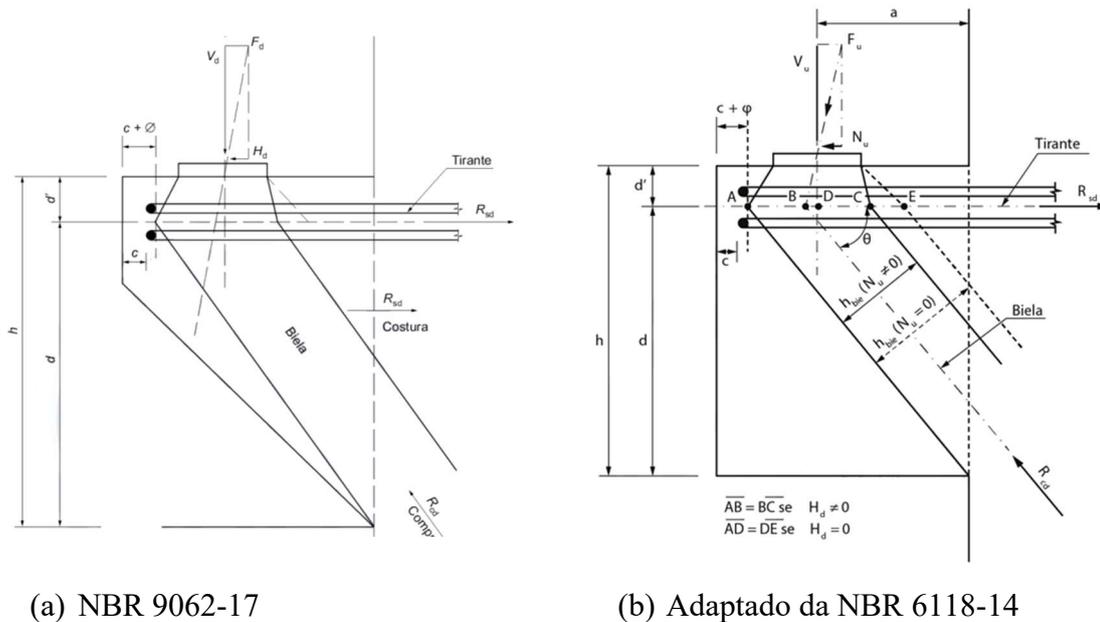


Figura 2-13 – Modelo de treliça para o cálculo de consolos segundo a NBR 9062-17.

A NBR 9062-17 indica as equações (27) e (28) para realizar o cálculo da armadura do tirante. Para evitar a ruína por esmagamento da biela, a norma limita a tensão de compressão a  $f_{cd}$ , no caso de carga direta, e a  $0,85.f_{cd}$ , para carga indireta. O valor de  $f_{yd}$  não deve ultrapassar 435 MPa.

$$A_{sc} = A_f + \frac{N_{Su}}{f_{yd}} \quad (27)$$

$$A_f = (0,1 + a/d) \cdot \frac{V_{Su}}{f_{yd}} \quad (28)$$

$f_{yd}$  — tensão de cálculo de escoamento do aço;

Haja vista que não há uma indicação de formulação nessa norma quanto ao cálculo da tensão de compressão na biela, adotou-se para as verificações deste trabalho a expressão adaptada de Araújo *et al.* (2016), indicada na equação (29).

$$V_{Rn,2} = \frac{d^2 \cdot [2 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (a' - c_{ef})]}{d^2 + (L - c_{ef})^2} \quad (29)$$

$$c_{ef} = c + \phi \quad (30)$$

$$a' = L - a \quad (31)$$

$a'$  — distância entre o ponto de aplicação da carga e a extremidade esquerda do consolo;

$c$  — cobrimento de concreto do consolo;

$c_{ef}$  — cobrimento efetivo;

$f_{cd}$  — resistência de cálculo do concreto à compressão;

$L$  — comprimento do consolo;

$\phi$  — diâmetro da armadura do tirante;

Para o dimensionamento dos consolos muito curtos, utilizam-se as equações (32) e (33). O parâmetro  $\mu$  depende da forma de ligação consolo-pilar e tem valor de 1,4 para concreto lançado monoliticamente, de 1,0 para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface rugosa, e de 0,6 para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

$$A_{sc} = A_{vf} + \frac{N_{Su}}{f_{yd}} \quad (32)$$

$$A_{vf} = \frac{0,8 \cdot V_{Su}}{f_{yd} \cdot \mu} \quad (33)$$

De forma semelhante ao código americano, a NBR 9062-17 prevê a verificação da tensão de compressão na diagonal por meio da tensão de cisalhamento na interface consolo-pilar,  $\tau_{wu}$ , que deve resultar menor que o limite dado pela equação (34). Ainda, há um limite superior de 8 MPa, que independe da resistência do aço e concreto utilizados.

$$\tau_{wu} = 3,0 + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \cdot f_{cd}\right) \quad (34)$$

Ademais, há também o requisito de altura mínima da face externa do consolo, que deve ser de pelo menos metade da altura no engastamento, ou seja, na face interna junto ao pilar. Por fim, exige-se também a presença de armadura de costura, que deve ser de no mínimo 40% da armadura do tirante, no caso de consolos curtos, e de 50%, no caso de consolos muito curtos.

#### 2.4.3. NBR 6118-14

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, nas seções 22.5.1.2 e 22.5.1.3, traz algumas diretrizes quanto a modelos de cálculo e critérios de comportamento estrutural a serem adotados. Há a indicação da possibilidade de modelos planos lineares ou não, modelos de bielas e tirantes ou modelos de atrito-cisalhamento, em que o MBT normalmente é aplicado a consolos curtos e o modelo de atrito-cisalhamento é aplicado aos consolos muito curtos.

Com relação aos aspectos de comportamento estrutural, a norma indica que deve ser garantida a ancoragem adequada do tirante, a limitação superior da armadura do tirante para garantir o escoamento antes da ruptura, a verificação da resistência à compressão da biela para evitar ruptura frágil e a consideração de forças horizontais no dimensionamento dos consolos.

No entanto, apesar da indicação desses critérios, não há a especificação de um modelo a ser adotado. É citado apenas que qualquer um pode ser adotado, desde que contemple os aspectos da seção 22.5.1.2 e que possua apoio experimental ou derivação de modelo básico amplamente comprovado.

### **3. CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA DA BASE DE DADOS DE CONSOLOS**

No capítulo 2, foram apresentadas algumas das classificações dos modos de ruptura propostas por trabalhos consagrados da literatura técnica nacional e internacional. Ademais, nas pesquisas analisadas para a composição da base de dados deste trabalho, há diferentes formas de apresentação dos modos de ruptura observados durante os ensaios. Alguns dos autores apresentam de forma direta a classificação do modo de ruptura, seja segundo alguma denominação clássica, seja segundo uma nomenclatura própria, porém outros autores apenas descrevem o tipo de ruptura observado. Dessa forma, se faz necessário o estabelecimento de um parâmetro uniforme de modo a permitir a comparação entre o modo de ruptura esperado, oriundo dos cálculos pelos modelos normativos, e o modo de ruptura experimental, relatado nos trabalhos analisados.

Assim, optou-se por utilizar como base a classificação proposta por El Debs (2017) quanto aos modos básicos de ruptura. Há a ruína por deformação excessiva da armadura, que está associada à Flexão, a ruína por fissuração diagonal e esmagamento do concreto, associada ao Cisalhamento, e ruína por Corte Direto, que ocorre por fissuração junto à face do pilar. Os demais modos, como a ruptura por tração diagonal citada por Kriz e Raths (1965) e os modos secundários serão tratados como rupturas Prematuras, uma vez que devem ser evitadas por meio de um detalhamento adequado da armadura, conforme explicitado anteriormente.

A seguir, serão avaliados os consolos da base de dados para que se possa chegar a essa classificação uniformizada. Assim, apresentar-se-ão os modos de ruptura conforme indicados pelos autores e será indicada a classificação equivalente segundo os modelos básicos de El Debs (2017).

### 3.1. Araújo et al. (2021b)

Nesse trabalho, os autores identificam três modos de ruptura:

- **Ruptura por compressão (*Compression Failure*):** Caracterizada por fissuras ao longo da biela comprimida, ocorre por esmagamento nodal na face inferior do consolo ou por tração diagonal;
- **Ruptura por flexão (*Flexural Failure*);**
- **Ruptura por cisalhamento ao longo da interface entre o pilar e o consolo (*Shearing along the interface between the column and the corbel*).**



(a) Ruptura por compressão  
(esmagamento da biela)



(b) Ruptura por compressão  
(tração diagonal)



(c) Ruptura por flexão



(d) Ruptura por cisalhamento na interface

Figura 3-1 – Modos de ruptura experimentais. (Araújo *et al.*, 2021b)

A partir das descrições apresentadas e das Figuras 3-1(a) e 3-1(b), nota-se que o modo chamado de compressão engloba tanto a ruptura por tração diagonal, classificada como Prematura no modelo baseado em El Debs (2017), quanto por esmagamento da biela,

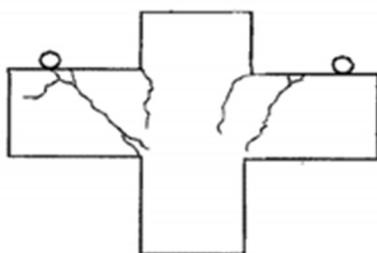
classificada como Cisalhamento. Dessa forma, é necessário diferenciar os tipos de ruptura a partir das imagens das peças após o fim do ensaio.

O modo de ruptura por flexão pode ser associado de forma direta ao modo de Flexão na classificação aqui proposta e, por fim, o cisalhamento ao longo da interface se encaixa na categoria de Corte Direto.

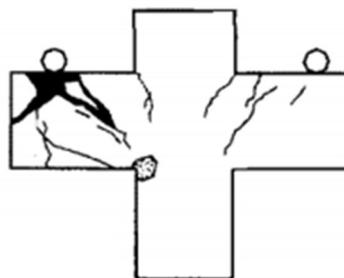
### 3.2. Campione et al. (2005)

Citam-se dois modos de ruptura:

- **Ruptura por cisalhamento (*Shear Failure*):** Ruína frágil, ocorre por tração diagonal ou cisalhamento confinado;
- **Ruptura por flexão (*Flexural Failure*).**



(a) Consolo sem estribos



(b) Consolo com estribos horizontais

Figura 3-2 – Esquema de fissuração no momento de ruptura.  
Campione et al. (2005)

Nesse trabalho os autores também nomeiam de uma mesma maneira o modo de ruptura por tração diagonal e por esmagamento da biela. Assim, a partir dos esquemas de fissuração apresentados nas Figuras 3-2(a) e 3-2(b) é possível identificar que, no caso do consolo sem estribos, houve ruptura por tração diagonal (Prematura), enquanto na peça com estribos horizontais se observa o esmagamento da biela (Cisalhamento). Para a ruptura por flexão a associação é direta à classificação de mesmo nome (Flexão).

### 3.3. Campione et al. (2007)

Os autores descrevem os modos de ruptura da maior parte das peças como caracterizados pelo escoamento das armaduras principais e pelo esmagamento da região comprimida de concreto, tanto para os consolos armados sem estribos, quanto para aqueles armados com

estribos. Assim, classifica-se o modo como de Cisalhamento, segundo a notação base de El Debs (2017).

Todavia, é citado também que as peças armadas com duas barras com diâmetro de 16 mm atingiram a ruptura por esmagamento do concreto antes que fosse desenvolvido o escoamento completo dessas barras, o que violaria as premissas de projeto adotadas. Dessa forma, para essas peças em específico classificou-se a ruptura como Prematura.

### **3.4. Chakrabarti et al. (2007)**

No trabalho os autores não citam de forma direta o tipo de ruptura observado para os consolos. Apesar disso, ao se analisar as imagens apresentadas, pode-se perceber os indícios de uma ruptura por Corte Direto, uma vez que há um deslocamento vertical relativo entre o topo do consolo e o pilar, além da concentração de fissuras nessa interface. A Figura 3-3 ilustra essa situação.

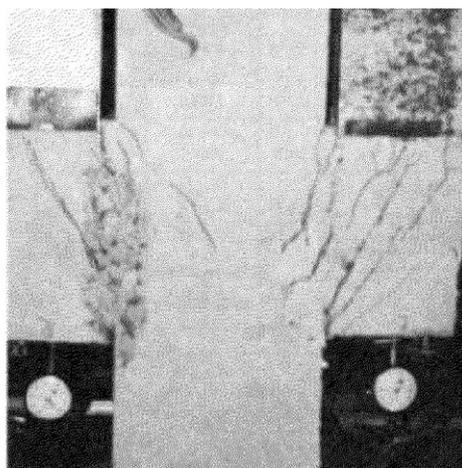


Figura 3-3 – Modo de ruptura experimental. (Chakrabarti *et al.*, 1989)

### **3.5. Fattuhi (1994a)**

Os modos de ruptura apresentados nesse trabalho têm como base o trabalho de Fattuhi (1990). A correlação das nomenclaturas pode ser feita de forma quase direta, mantendo-se os nomes nos casos de Flexão e de Cisalhamento e classificando-se a ruptura por tração diagonal como Prematura.

### **3.6. Fattuhi (1994b)**

Segue-se a mesma classificação apresentada em Fattuhi (1994a).

### 3.7. Fattuhi e Hughes (1989a)

É apresentada a mesma classificação já citada em Fattuhi (1994a), com um modo adicional:

- **Ruptura por cisalhamento-flexão (*Flexural-Shear*):** Ocorre após elevado grau de escoamento do tirante e é acompanhado por fissuras diagonais e esmagamento do concreto na face comprimida da interface consolo-pilar.

Com base na Figura 3-4, percebe-se essa característica de modo intermediário entre a flexão e o cisalhamento, uma vez que a fissura principal se inicia próximo à placa de apoio, aspecto marcante do modo de cisalhamento, se desloca para próximo do pilar, semelhante ao modo de flexão, e então termina na região de esmagamento do concreto na parte inferior do consolo. Será classificado então como Flexão/Cisalhamento, podendo qualquer um dos dois modos ser estimado a partir dos modelos teóricos.

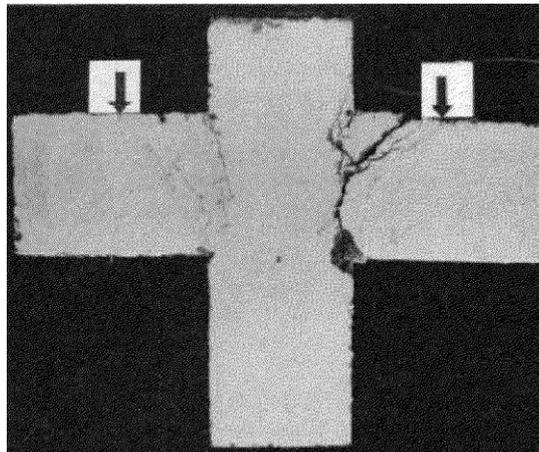


Figura 3-4 – Ruptura por cisalhamento-flexão (Fattuhi e Hughes, 1989a)

### 3.8. Fattuhi e Hughes (1989b)

Segue-se a mesma classificação apresentada para Fattuhi e Hughes (1989a)

### 3.9. Fernandes (1999)

O autor cita que todas as peças romperam por tração após o escoamento do tirante. Na peça CS5-4C houve ruptura do tirante sem esmagamento do concreto, enquanto em todos os outros houve esmagamento nodal na região comprimida da interface consolo-pilar. Esse nó está indicado por C na Figura 3-5.

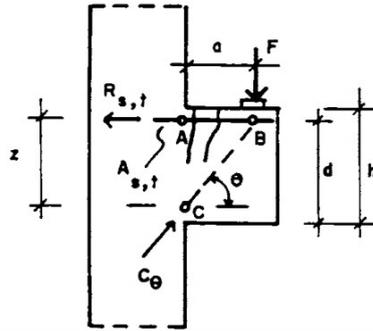


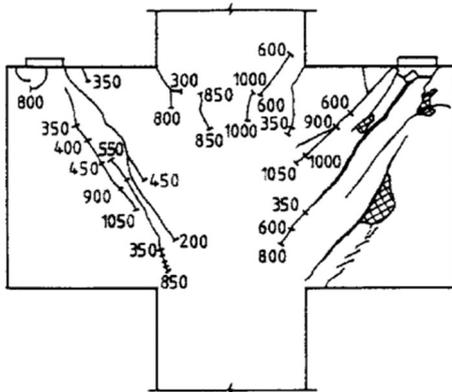
Figura 3-5 – Modelo de treliça para consolo (Franz e Niedenhoff *apud*. Fernandes, 1999)

Logo, pode-se classificar o consolo que rompeu por escoamento do tirante sem esmagamento do concreto como uma ruptura por Flexão, e os demais como uma ruptura por Cisalhamento.

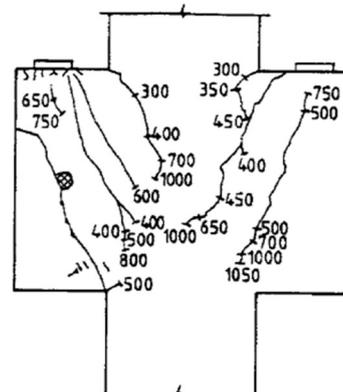
### 3.10. Foster et al. (1996)

Os autores citam três modos de ruptura:

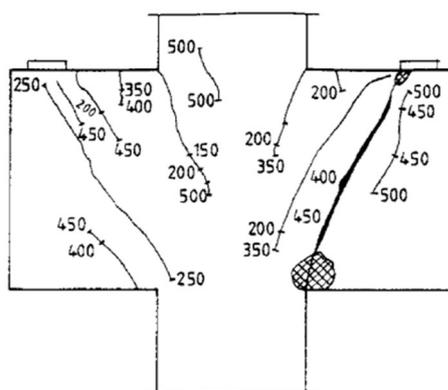
- **Ruptura por compressão (*Compression*):** Oriunda do esmagamento da biela;
- **Ruptura por tração diagonal (*Diagonal Splitting*):** Causada pela abertura significativa de fissuras diagonais antes do esmagamento da biela;
- **Ruptura por tração (*Tension*):** Qualquer modo de ruptura que ocorra após o escoamento do tirante.



(a) Ruptura por compressão



(b) Ruptura por tração



(c) Ruptura por tração diagonal

Figura 3-6 – Modos de ruptura experimentais. (Foster *et al.*, 1996)

O modo de ruptura por tração diagonal, conforme explicado anteriormente, foi classificado como uma ruptura Prematura. A ruptura por compressão pode ser associada à classificação de Cisalhamento, uma vez que há o esmagamento da biela. Em relação aos consolos que apresentaram ruptura por tração, optou-se por retirá-los dessa análise, uma vez que, tanto a classificação de Flexão quanto a de Corte Direto são dadas por modelos que consideram o escoamento da armadura (MBT e Atrito-Cisalhamento), logo não seria possível diferenciar o modo de ruptura experimental apenas pela indicação dos autores. Ademais, não foram publicadas no trabalho as imagens dos consolos após o rompimento, o que poderia auxiliar na distinção entre rupturas por Flexão e por Corte Direto.

### 3.11. Hermansen e Cowan (1974)

Os autores classificam a ruptura dos consolos segundo três categorias principais e duas secundárias:

- **Ruptura por cisalhamento (*Shear Failure*):** Translação paralela a uma fissura quase vertical;
- **Ruptura por tração na flexão (*Flexural Tension*):** Rotação provocada por uma fissura de flexão;
- **Ruptura por compressão na flexão (*Flexural Compression*):** Esmagamento abrupto do concreto;
- **Ruptura do pilar (*Column Failure*);**
- **Ruptura da ponta do consolo (*Bracket End Failure*).**

A partir dessas descrições, pode-se identificar que o modo chamado de ruptura por cisalhamento pelos autores se enquadra na categoria de Corte Direto, enquanto a tração na flexão está na de Flexão. O modo de compressão na flexão é comparado pelos autores ao modo de tração diagonal de Kriz e Raths (1965), dessa forma, se enquadra na categoria de ruptura Prematura segundo os critérios aqui adotados. Por fim, os modos secundários também se enquadram como rupturas Prematuras.

### 3.12. Khosravikia et al. (2018)

Neste trabalho foram ensaiados três consolos, S1, S2 e S3. Os autores citam que, para S1 e S2, a ruptura ocorreu de maneira controlada, com redução gradual na resistência e sem a evidência de mecanismos de degradação frágeis. Para a peça S1, aparenta-se ter havido o esmagamento do nó na base do consolo governando a ruptura. Para a peça S2, o esmagamento não foi tão evidente, de modo que a ruptura se deu de uma maneira mais associada à tração. Por fim, para a peça S3, a ruptura ocorreu de forma frágil, por tração diagonal da biela. A Figura 3-7 ilustra as fissuras observadas nas peças ensaiadas.

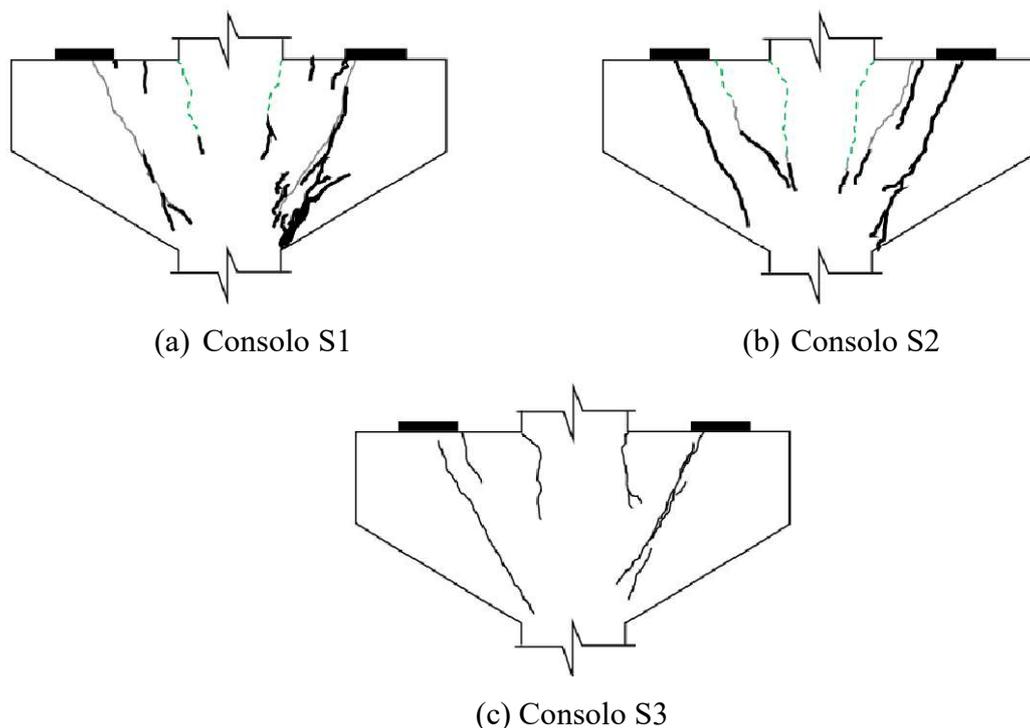


Figura 3-7 – Fissuras observadas nas peças ensaiadas.  
Khosravikia *et al.* (2018).

A partir dessas informações, é possível classificar as peças S1 e S2 como uma ruptura por Cisalhamento, pois, ainda que no caso da S2 o esmagamento não tenha sido tão aparente, a

ruptura se deu de forma dúctil, diferentemente do caso de uma tração diagonal. Ademais, para a peça S3 classifica-se como ruptura Prematura.

### **3.13. Kriz e Raths (1965)**

Os modos de ruptura propostos por esses autores estão descritos em detalhes no tópico 2.2.1.

Com base nas descrições apresentadas e nas imagens, pode-se classificar a ruptura por tração na flexão dentro da categoria de Flexão, uma vez que há grande deformação do tirante e ampla abertura das fissuras na interface consolo-pilar. O modo de compressão na flexão pode ser enquadrado na categoria de Cisalhamento, uma vez que as deformações no tirante já não se mostram tão elevadas, observa-se a formação de fissuras diagonais entre o ponto de aplicação da carga e a face inferior, e há o esmagamento nodal na parte comprimida da interface consolo-pilar. As Figuras 2-4(a) e 2-4(b) representam bem essa diferença.

Ainda, quanto ao modo chamado de cisalhamento por Kriz e Raths (1965), esse pode ser classificado como uma ruptura por Corte Direto, uma vez que, conforme descrito pelos autores, é caracterizado pelo desenvolvimento de uma série de fissuras curtas e inclinadas ao longo do plano de ligação consolo-pilar. Por fim, o modo de tração diagonal se enquadra na categoria de ruptura Prematura, conforme já explicado nos tópicos anteriores.

### **3.14. Mattock et al. (1976)**

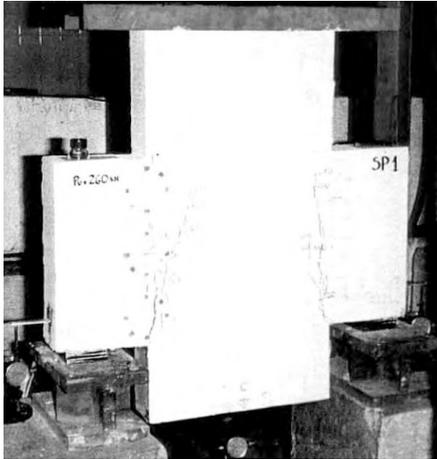
Os modos de ruptura propostos por esses autores estão descritos em detalhes no tópico 2.2.2

O modo de ruptura por tração diagonal, conforme já discutido anteriormente, se enquadra na categoria de ruptura Prematura. O modo chamado de flexão pelos autores pode ser classificado na categoria de mesmo nome, Flexão, uma vez que se caracteriza pela grande abertura de fissuras de flexão e poucas fissuras diagonais. Por fim, o modo chamado de cisalhamento análogo ao de vigas adequa-se na categoria de Cisalhamento, visto que, conforme descrevem os autores, é caracterizado pelo aumento da abertura de uma ou mais fissuras diagonais e pelo esmagamento nodal na região comprimida da interface consolo-pilar.

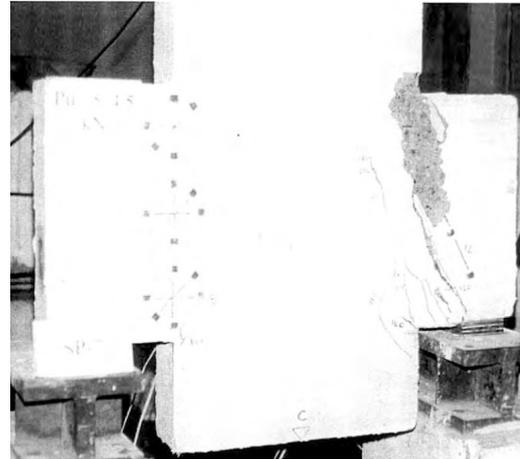
### **3.15. Naegeli (1997)**

A autora divide os modos de ruptura em dois grandes grupos:

- **Ruptura por flexão:** Caracterizada por grandes aberturas da fissura na região de ligação consolo-pilar;
- **Ruptura por cortante:** Caracterizada pela predominância de fissuras diagonais que partem da região de carregamento.



(a) Ruptura por flexão



(b) Ruptura por cortante

Figura 3-8 – Modos de ruptura experimentais. (Naegeli, 1997)

Dessa forma, a correlação entre as classificações se dá de forma quase direta, em que a ruptura por flexão está na categoria de Flexão e a ruptura por cortante está na categoria de Cisalhamento.

### 3.16. Torres (1998)

O autor cita que os consolos foram dimensionados e detalhados para que só ocorresse ruína por fendilhamento da biela comprimida, o que de fato ocorreu para todas as peças. Assim, as rupturas observadas nesse trabalho foram do tipo Prematuras.

### 3.17. Yong e Balaguru (1994)

Os autores utilizam a mesma denominação de Mattock *et al.* (1976) e indicam que a ruptura dos consolos se deu por cisalhamento análogo ao de vigas que, conforme já citado no tópico 3.14, se enquadra na categoria de Cisalhamento.

#### 4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NOMINAL E MODO DE RUPTURA ESPERADOS SEGUNDO OS MODELOS NORMATIVOS DO ACI 318-19 E DA NBR 9062-17

Com o objetivo de se avaliar os modelos de cálculo indicados pelas normas de projeto ACI 318-19 e NBR 9062-17, foram selecionados 343 consolos ensaiados em laboratório por outros pesquisadores. A base de dados levantada para este trabalho contempla consolos concretados monoliticamente ao pilar, com e sem aplicação de carga horizontal e com utilização de concretos de resistência normal e de alta resistência. A Tabela 4-1 lista os intervalos de algumas das propriedades dos consolos analisados. Os dados foram obtidos a partir dos trabalhos de Araújo *et al.* (2021b), Campione *et al.* (2005), Campione *et al.* (2007), Chakrabarti *et al.* (1989), Fattuhi (1994a), Fattuhi (1994b), Fattuhi e Hughes (1989a), Fattuhi e Hughes (1989b), Fernandes (1999), Foster *et al.* (1996), Hermansen e Cowan (1974), Khosravikia *et al.* (2018), Kriz e Raths (1965), Mattock *et al.* (1976), Naegeli (1997), Torres (1998) e Yong e Balaguru (1994).

A partir dos dados levantados, calculou-se a resistência nominal teórica segundo os modelos prescritos pelas normas e compararam-se os resultados com a resistência experimental indicada pelos autores, de modo a se verificar a segurança na aplicabilidade dos modelos em diferentes composições de consolos. Ademais, verificaram-se os modos de ruptura esperados para as peças e esses foram comparados com os dados dos ensaios, a partir do que foi descrito no Capítulo 3 deste trabalho.

Tabela 4-1 – Intervalo de variação dos parâmetros dos resultados experimentais analisados.

Propriedade	Intervalo
• Relação a/d	0,11 a 1,00
• Resistência do concreto ( $f_{ck}$ )	14,5 a 105 MPa
• Altura (h)	12 a 114,3 cm
• Comprimento do vão (L)	12,0 a 60,9 cm
• Taxa geométrica de armadura ( $\rho$ )	0,13 a 4,93 %
• Relação $N_{Su}/V_{Su}$ ( $\xi$ )	0 a 1,00

## 4.1. Cálculo da resistência nominal esperada

### 4.1.1. ACI 318-19

Conforme indicado no Capítulo 2, o dimensionamento dos consolos segundo o código ACI 318-19 segue o modelo de equilíbrio estático de Mattock (1976), com verificações à flexão, ao cortante e à força normal, de modo que a armadura adotada atenda ao caso crítico e respeite, ainda, uma taxa mínima. Dessa forma, com base nas equações (21) e (22), é possível calcular as forças verticais e horizontais máximas que poderiam ser aplicadas no consolo.

No caso da resistência ao cisalhamento em peças sem força horizontal, utiliza-se diretamente a expressão de atrito-cisalhamento da seção 22.2 do código, indicada na equação (35). Para a resistência à flexão, utiliza-se a equação (36), deduzida a partir das expressões do momento resistente e do momento resultante na seção, indicados em (18) e (20). As expressões base para o cálculo de  $V_{Rn}$  também estão indicadas em Yong e Balaguru (1994).

- Resistência ao cisalhamento:

$$V_{Rn,1} = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y \quad (35)$$

- Resistência à flexão:

$$V_{Rn,2} = \frac{A_{sc} \cdot f_y \cdot j_d}{a + \xi \cdot (h - d)} \quad (36)$$

$$j_d = d - \frac{A_{sc} \cdot f_y}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \quad (37)$$

Em seguida, após o cálculo das resistências máximas com base na área do tirante, verifica-se também o valor máximo da força de compressão na biela ( $V_{Rn,3}$ ) a partir dos limites de tensão na interface consolo-pilar, conforme as equações (24) a (26). A resistência teórica esperada é a menor dentre os três resultados, conforme apresentado na equação (38).

$$V_{calc} = \min\{V_{Rn,1}; V_{Rn,2}; V_{Rn,3}\} \quad (38)$$

#### 4.1.2. NBR 9062-17

Para se determinar a força resistente segundo a NBR 9062-17, primeiramente é necessário classificar o consolo como curto ou muito curto, conforme descrito no capítulo 2. No primeiro caso, a partir do modelo de treliça e das equações (27) e (28) é possível determinar a força máxima resistida pelo tirante ( $V_{Rn,1}$ ) e a força máxima resistida pela biela ( $V_{Rn,2}$ ), em que  $V_{Rn,1}$  é calculado a partir da equação (39) e  $V_{Rn,2}$  a partir da equação (29). O menor dentre os dois valores calculados indica a resistência nominal do consolo.

$$V_{Rn,1} = \frac{A_{sc} \cdot f_{yd}}{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right)} \quad (39)$$

Caso o consolo seja do tipo muito curto, a resistência do tirante pode ser calculada pela equação (40) e a resistência da biela a partir da verificação de tensão indicada na equação (34).

$$V_{Rn,1} = \frac{A_{sc} \cdot f_{yd} \cdot \mu}{0,8} \quad (40)$$

## 4.2. Determinação do modo de ruptura esperado

A partir dos modelos de cálculo apresentados, é possível estimar o modo de ruptura teórico para as peças avaliadas. Isso é feito a partir da comparação entre os valores de resistência nominal obtidos por cada um dos modelos, em que o menor valor obtido indica o modo segundo o qual espera-se obter a ruptura do consolo.

### 4.2.1. ACI 318-19

Com base nos modelos da norma americana, caso o menor valor de resistência esperada seja aquele dado pelo equilíbrio do momento fletor, o modo de ruptura esperado será o de Flexão. Na hipótese de o valor calculado a partir do modelo de atrito-cisalhamento ser a menor das resistências, espera-se uma ruptura por Corte Direto, conforme indica a associação feita por El Debs (2017). Por fim, caso o limitante seja o esmagamento da biela, espera-se uma ruptura do tipo Cisalhamento.

#### 4.2.2. NBR 9062-17

No caso da norma brasileira, primeiramente deve-se classificar o consolo segundo a relação  $a/d$ , segundo o que já foi discutido nos capítulos anteriores. Depois, caso o consolo seja do tipo curto, espera-se ruptura por Flexão, caso a resistência do tirante seja a limitante, ou por Cisalhamento, caso seja oriunda do esmagamento da biela. Caso o consolo seja do tipo muito curto, o modo estimado é de Corte Direto, caso a resistência calculada pelo modelo de atrito-cisalhamento seja a limitante, ou de Cisalhamento, em caso de esmagamento da biela limitando a resistência nominal.

## 5. RESULTADOS E ANÁLISE

### 5.1. Comparação dos modos de ruptura

A partir dos modelos de cálculo e das considerações apresentadas nos capítulos anteriores, primeiramente compararam-se os modos de ruptura esperados frente aos resultados experimentais. Inicialmente, considerou-se a base amostral como um todo, sem diferenciação entre consolos curtos e muito curtos, e depois analisaram-se novamente os dados segundo essa classificação, a fim de se investigar um possível impacto na taxa de acerto do modo de ruptura. Cabe ressaltar que foram retirados do espaço amostral de análise os consolos que apresentaram rupturas prematuras, uma vez que os modelos de cálculo adotados pressupõem a formação de mecanismos de ruptura por escoamento da armadura ou por esmagamento da biela.

As Tabelas 5-1 e 5-2 mostram os resultados obtidos considerando-se a análise sem diferenciação do tipo de consolo. Estão indicadas a quantidade de consolos cuja ruptura foi estimada para cada um dos três Modos (Flexão, Cisalhamento e Corte Direto), a quantidade de consolos em que a ruptura experimental foi a mesma que a esperada, e a taxa de acerto, calculada a partir da relação entre a quantidade de peças com acerto no modo de ruptura e a quantidade de peças com ruptura esperada para um dado modo. Nota-se que as taxas de acerto são bem semelhantes entre os dois modelos normativos, em que o maior valor foi obtido para a ruptura por Cisalhamento, e o menor, por Flexão.

Tabela 5-1 – Comparativo dos modos de ruptura segundo o modelo do ACI 318-19.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	34	5	15%
<b>Cisalhamento</b>	87	52	60%
<b>Corte Direto</b>	111	51	46%

Tabela 5-2 – Comparativo dos modos de ruptura segundo o modelo da NBR 9062-17.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	44	6	14%
<b>Cisalhamento</b>	85	47	55%
<b>Corte Direto</b>	97	46	47%

Separando-se os consolos segundo o tipo (curto e muito curto), verifica-se que há um aumento significativo na taxa de acerto para a ruptura por Cisalhamento, chegando a 95% quando estimado com base no modelo de cálculo da NBR 9062-17. Por outro lado, ainda se mantém baixa a taxa de acerto no caso da ruptura esperada por Flexão. Ademais, há algumas poucas peças cuja ruptura é esperada por Corte Direto segundo o modelo do ACI 318-19, cerca de 4% da base amostral, o que é coerente com o funcionamento dos consolos, uma vez que a ruptura por Corte Direto predomina em consolos muito curtos e com alturas mais elevadas (El Debs, 2017). No caso da comparação com a NBR 9062-17 não há nenhuma ruptura esperada por Corte Direto, uma vez que a norma diferencia os modelos de cálculo conforme a classificação dos consolos. As Tabelas 5-3 e 5-4 mostram os resultados dessa análise.

Tabela 5-3 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos curtos segundo o modelo do ACI 318-19.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	31	4	13%
<b>Cisalhamento</b>	25	22	88%
<b>Corte Direto</b>	10	1	10%

Tabela 5-4 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos curtos segundo o modelo da NBR 9062-17.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	44	6	14%
<b>Cisalhamento</b>	22	21	95%
<b>Corte Direto</b>	-	-	-

Por fim, para o caso dos consolos muito curtos, observa-se que as taxas de acerto foram bastante semelhantes ao caso da análise da base completa, sem diferenciação. Nota-se também que a maioria das peças tem ruptura esperada por Corte Direto, que, conforme citado anteriormente, é o modo que predomina quando os consolos são do tipo muito curto.

Tabela 5-5 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos muito curtos segundo o modelo do ACI 318-19.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	3	1	33%
<b>Cisalhamento</b>	56	24	43%
<b>Corte Direto</b>	101	50	50%

Tabela 5-6 – Comparativo dos modos de ruptura de consolos muito curtos segundo o modelo da NBR 9062-17.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Teórico (Esperado)</b>	<b>Teórico = Experimental</b>	<b>Taxa de Acerto</b>
<b>Flexão</b>	-	-	-
<b>Cisalhamento</b>	63	26	41%
<b>Corte Direto</b>	97	46	47%

A partir disso, procedeu-se a um comparativo entre as quantidades de consolos em cada uma das categorias dos modos de ruptura, tanto segundo o modo teórico esperado quanto o experimental. Por exemplo, para a ruptura por Flexão, identificou-se para quantos consolos a ruptura esperada foi desse tipo, e quantos consolos tiveram a ruptura de Flexão indicada pelos autores. Destaca-se que, diferentemente das tabelas anteriores, neste caso não há necessariamente uma correlação entre as duas quantidades, ou seja, uma peça que apresentou

a ruptura por um dado modo de ruptura pode ter como modo teórico algum outro tipo diferente desse.

Dito isso, ao se observar as Tabelas 5-7 e 5-8 pode-se perceber que, no caso dos consolos curtos, embora a maior parte das peças tenha rompido por Cisalhamento, para quase metade da amostra esperava-se uma ruptura por Flexão. No caso dos consolos muito curtos, as proporções entre modo teórico e modo experimental foram mais próximas entre si, apesar das taxas de acerto em torno de 50%, como visto nas Tabelas 5-3 e 5-4.

Tabela 5-7 – Percentuais dos modos de ruptura de consolos curtos em relação à base analisada.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Quantidade Experimental</b>	<b>% da base</b>	<b>Quantidade Esperada (ACI 318-19)</b>	<b>% da base</b>	<b>Quantidade Esperada (NBR 9062-17)</b>	<b>% da base</b>
<b>Flexão</b>	6	9%	31	48%	44	68%
<b>Cisalhamento</b>	54	83%	25	38%	22	34%
<b>Corte Direto</b>	5	8%	10	15%	-	-

Tabela 5-8 – Percentuais dos modos de ruptura de consolos muito curtos em relação à base analisada.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Quantidade Experimental</b>	<b>% da base</b>	<b>Quantidade Esperada (ACI 318-19)</b>	<b>% da base</b>	<b>Quantidade Esperada (NBR 9062-17)</b>	<b>% da base</b>
<b>Flexão</b>	21	13%	3	2%	-	-
<b>Cisalhamento</b>	58	36%	56	35%	63	39%
<b>Corte Direto</b>	81	51%	101	63%	97	61%

## 5.2. Comparação entre as resistências esperada e experimental

Inicialmente, para cada uma das peças analisadas foi calculada a resistência nominal esperada,  $V_{calc}$ , com base nos modelos de cálculo do ACI 318-19 e da NBR 9062-17. A tabela com os resultados obtidos pode ser encontrada no Apêndice A. A partir disso, calculou-se a relação entre  $V_{calc}$  e a resistência experimental,  $V_{exp}$ , de modo a se poder avaliar os modelos frente aos dados dos ensaios.

Depois, da mesma maneira que no caso da análise dos modos de ruptura, foram retirados da base amostral os consolos que apresentaram ruptura prematura, e prosseguiu-se então com o cálculo da média, do desvio-padrão e do coeficiente de variação para a relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para cada um dos modos de ruptura, segundo cada um dos modelos de cálculo dos códigos de projeto. Foram também elaborados gráficos para indicar a relação entre  $V_{exp}/V_{calc}$  e algumas propriedades principais dos consolos, a saber, a relação  $a/d$ , a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) e a taxa de armadura ( $\rho$ ). A Tabela 5-9 e as Figuras 5-1 a 5-6 indicam esses resultados, em que os pontos azuis representam as peças que romperam por Flexão, os laranjas, por Cisalhamento, e os cinzas, por Corte Direto. É possível observar que as médias para todos os modos de ruptura se mostraram conservadoras, com resultados maiores que a unidade, com destaque para a Flexão, que apresentou maior coeficiente de variação que os demais. Os valores obtidos pelo modelo da NBR 9062-17 se mostraram mais conservadores e com maior dispersão que os do ACI 318-19.

Tabela 5-9 – Análise da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para os consolos.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Quantidade de consolos</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coef. de Variação</b>
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (ACI 318-19)</b>				
<b>Flexão</b>	27	1,639	1,181	0,721
<b>Cisalhamento</b>	118	1,568	0,696	0,444
<b>Corte Direto</b>	86	1,597	0,732	0,458
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (NBR 9062-17)</b>				
<b>Flexão</b>	27	1,753	1,733	0,989
<b>Cisalhamento</b>	118	1,903	1,122	0,590
<b>Corte Direto</b>	86	1,667	0,949	0,569

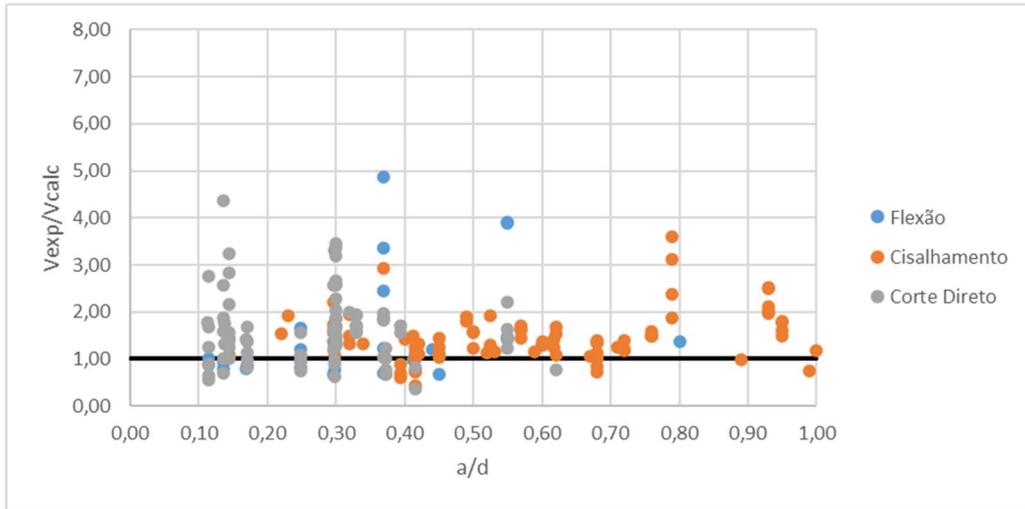


Figura 5-1 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$ , para o modelo do ACI 318-19.

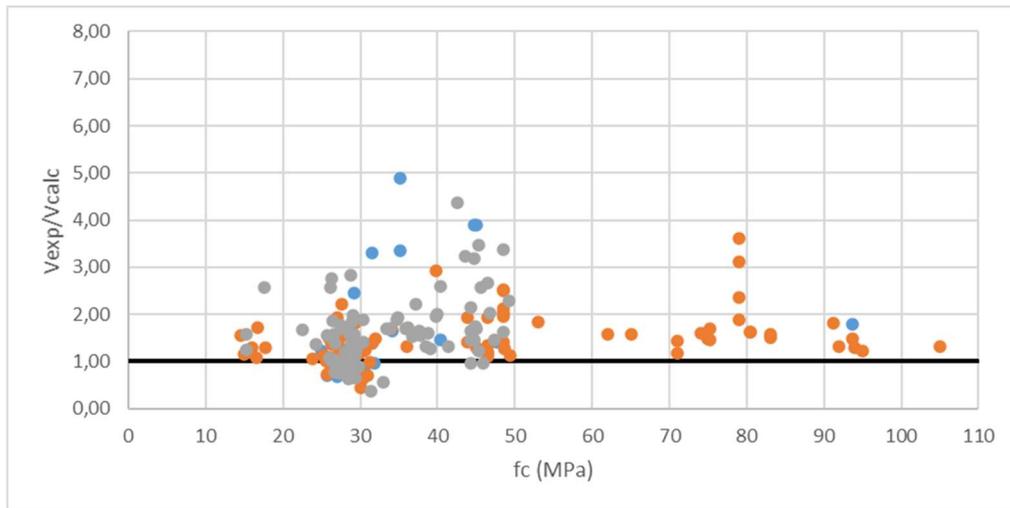


Figura 5-2 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto, para o modelo do ACI 318-19.

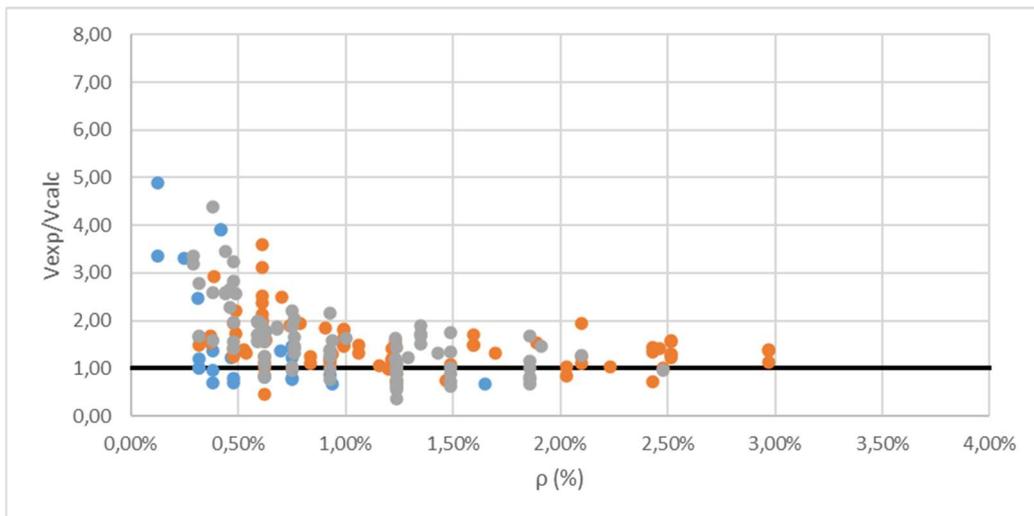


Figura 5-3 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura, para o modelo do ACI 318-19.

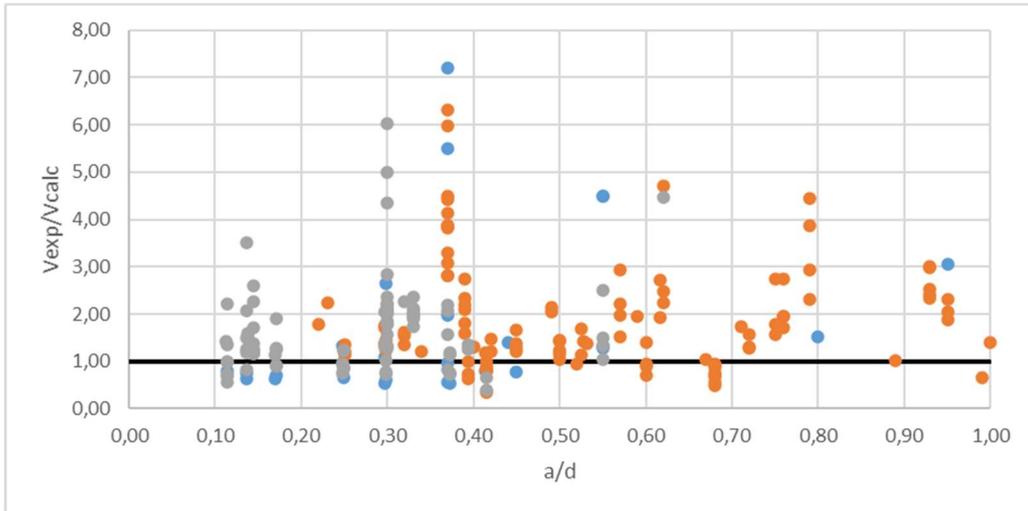


Figura 5-4 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$ , para o modelo da NBR 9062-17.

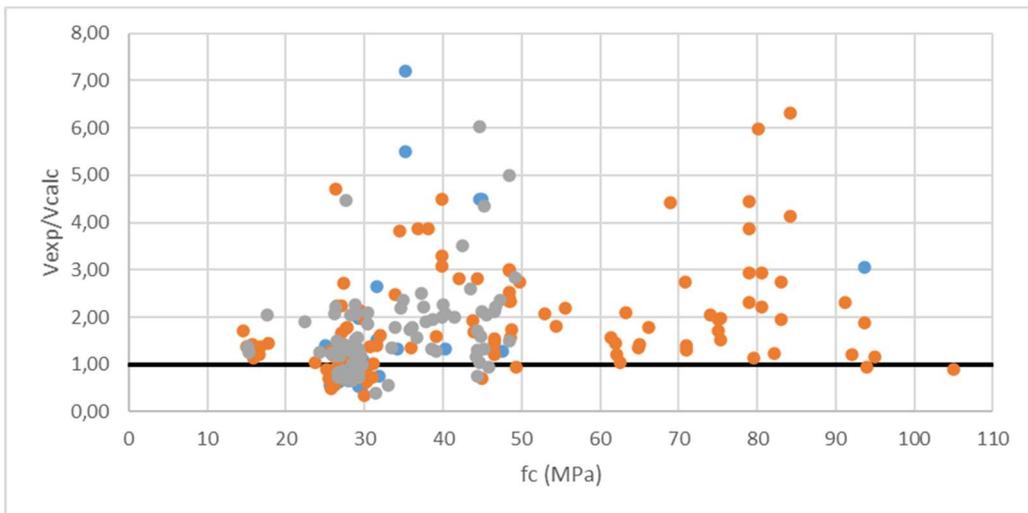


Figura 5-5 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto, para o modelo da NBR 9062-17.

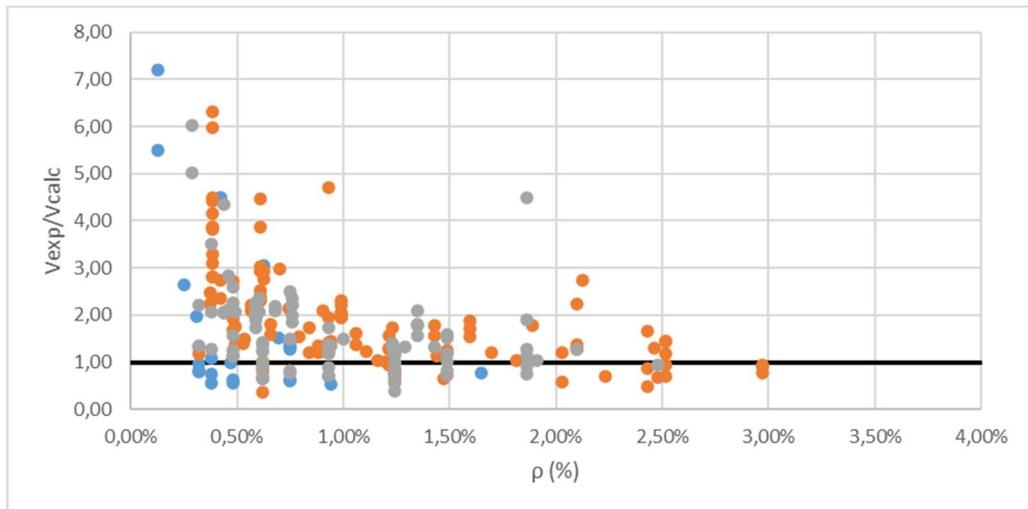


Figura 5-6 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura, para o modelo da NBR 9062-17.

O mesmo procedimento foi então realizado considerando-se a subdivisão dos consolos em curtos e muito curtos. Nota-se que o coeficiente de variação no caso da Flexão se reduziu em quase 50% para os consolos curtos, no entanto houve um aumento na média de  $V_{exp}/V_{calc}$ , indicando um grau maior de conservadorismo dos modelos. Ressalta-se o pequeno tamanho da amostra, de apenas 6 peças, que pode influenciar na confiabilidade desses resultados. Por outro lado, houve um aumento significativo na dispersão dos dados de Flexão para os consolos muito curtos segundo o modelo da NBR 9062-17. As Tabelas 5-10 e 5-11 e as Figuras 5-7 a 5-18 indicam esses resultados.

Tabela 5-10 – Análise da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para os consolos curtos.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Quantidade de consolos</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coef. de Variação</b>
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (ACI 318-19)</b>				
<b>Flexão</b>	6	2,306	1,244	0,539
<b>Cisalhamento</b>	54	1,466	0,577	0,394
<b>Corte Direto</b>	5	1,460	0,528	0,362
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (NBR 9062-17)</b>				
<b>Flexão</b>	6	2,698	1,543	0,572
<b>Cisalhamento</b>	54	1,829	0,945	0,517
<b>Corte Direto</b>	5	2,163	1,407	0,650

Tabela 5-11 – Análise da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para os consolos muito curtos.

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Quantidade de consolos</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coef. de Variação</b>
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (ACI 318-19)</b>				
<b>Flexão</b>	21	1,449	1,120	0,773
<b>Cisalhamento</b>	58	1,664	0,785	0,472
<b>Corte Direto</b>	81	1,606	0,745	0,464
<b><math>V_{exp}/V_{calc}</math> (NBR 9062-17)</b>				
<b>Flexão</b>	21	1,483	1,721	1,160
<b>Cisalhamento</b>	58	1,972	1,270	0,644
<b>Corte Direto</b>	81	1,637	0,917	0,560

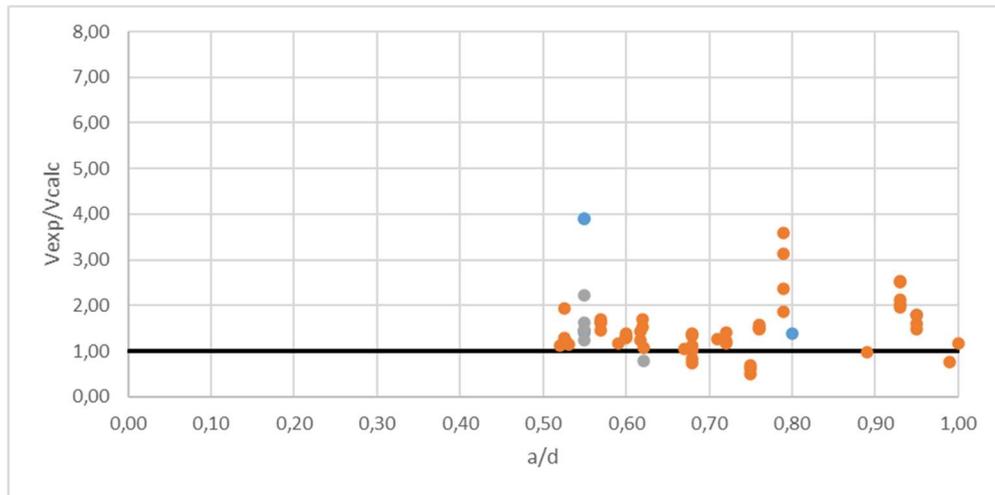


Figura 5-7 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.

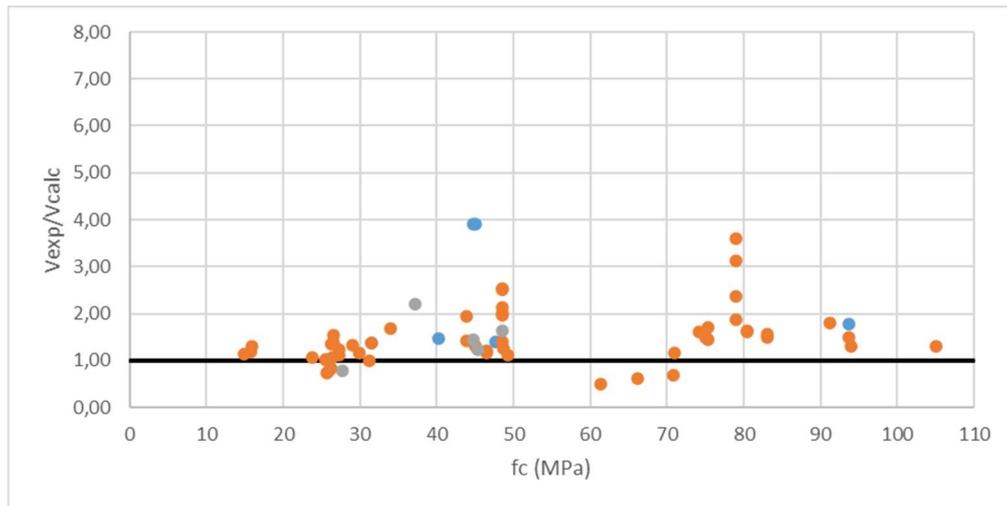


Figura 5-8 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.

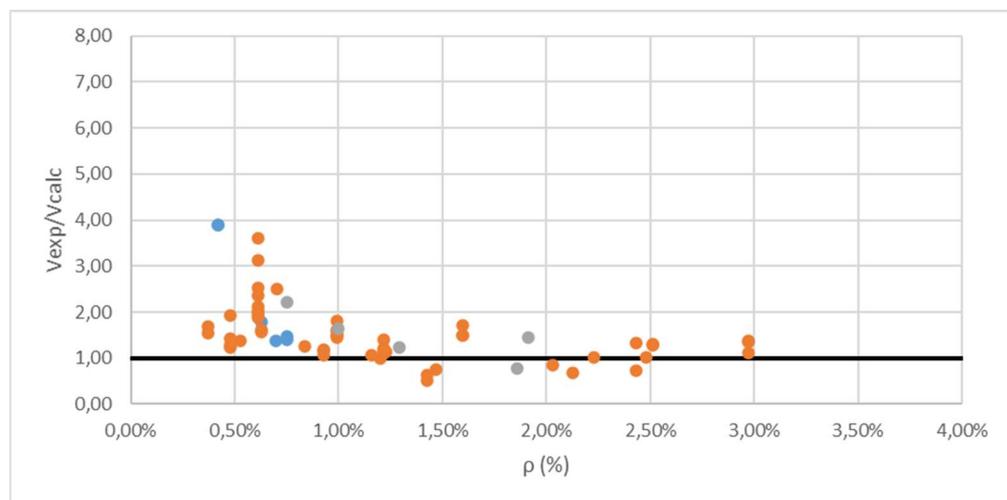


Figura 5-9 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos curtos, para o modelo do ACI 318-19.

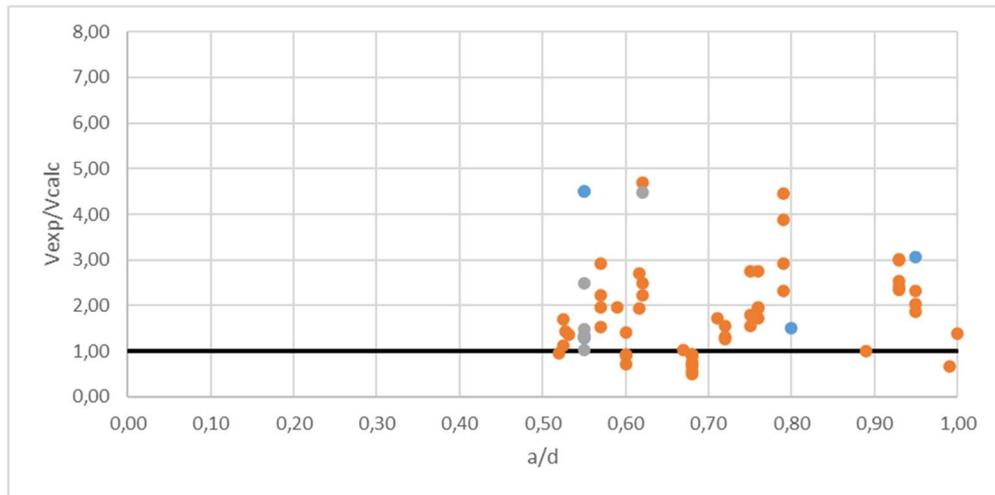


Figura 5-10 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

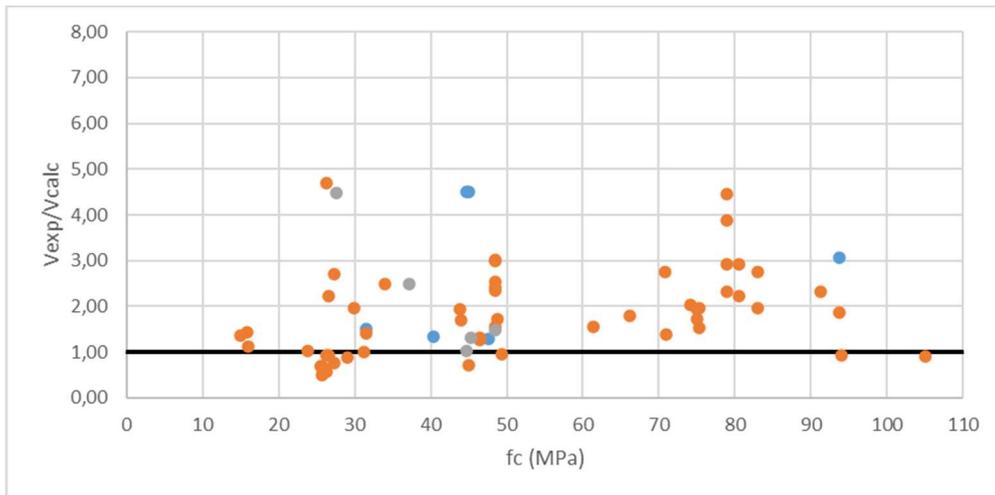


Figura 5-11 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

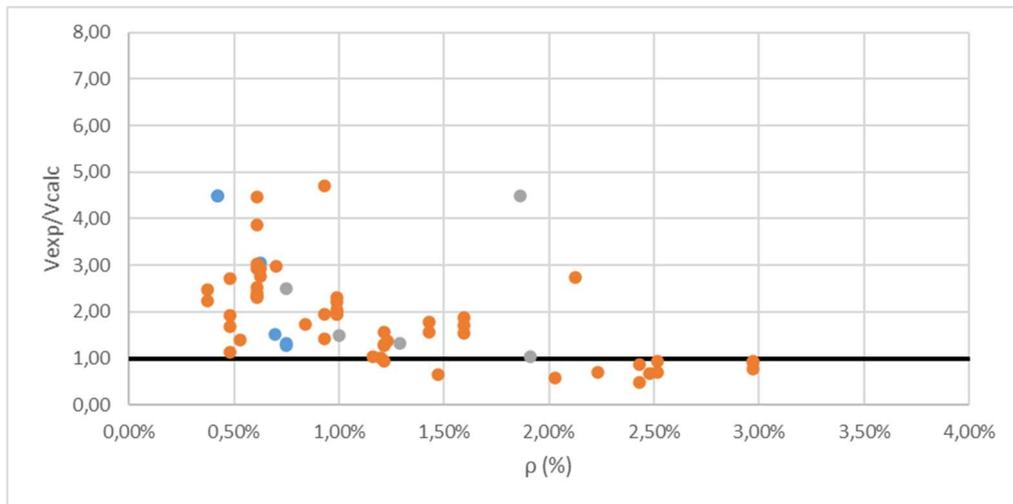


Figura 5-12 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

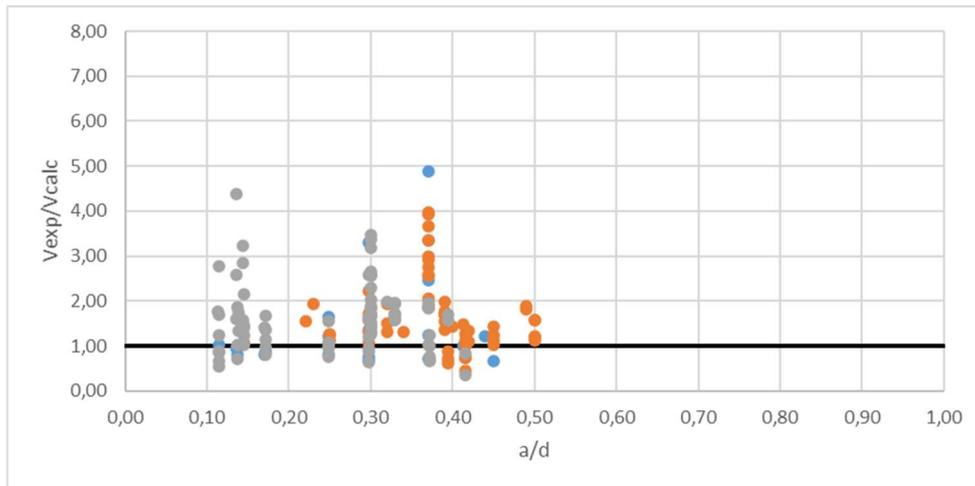


Figura 5-13 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19.

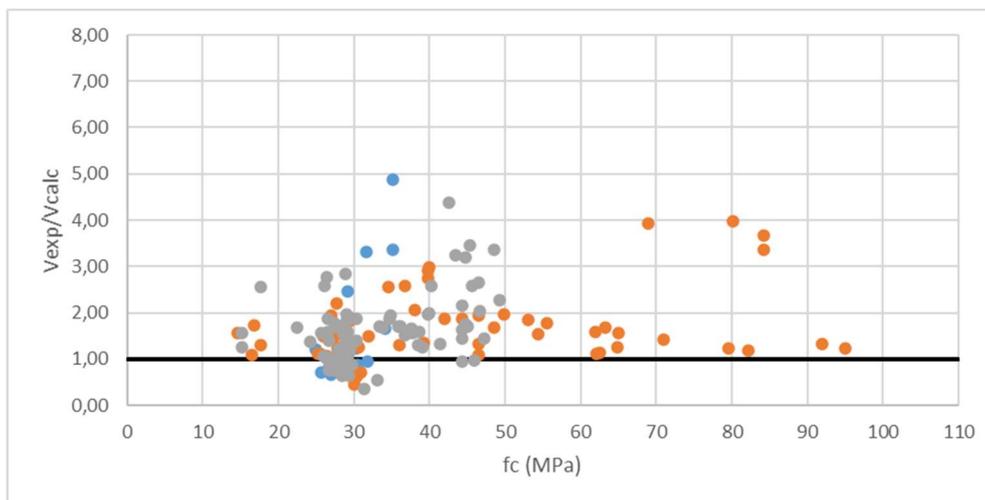


Figura 5-14 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19.

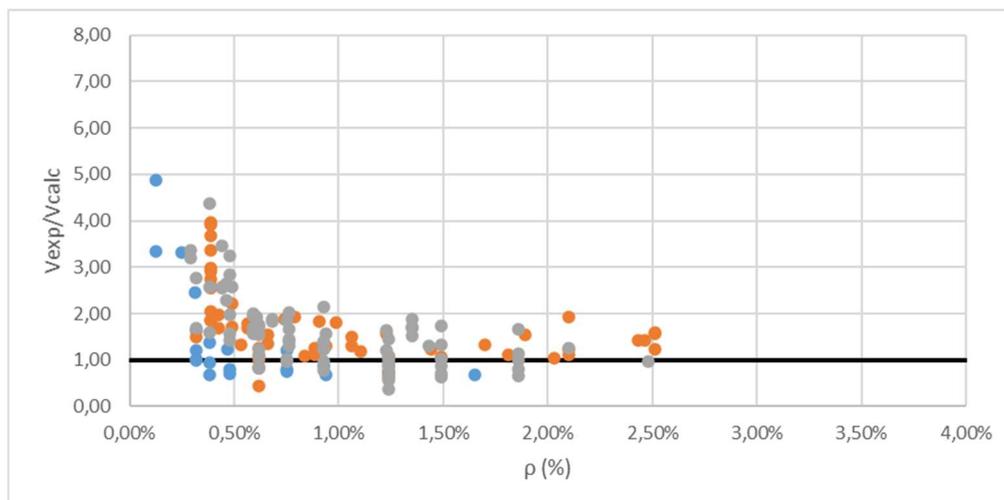


Figura 5-15 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos muito curtos, para o modelo do ACI 318-19.

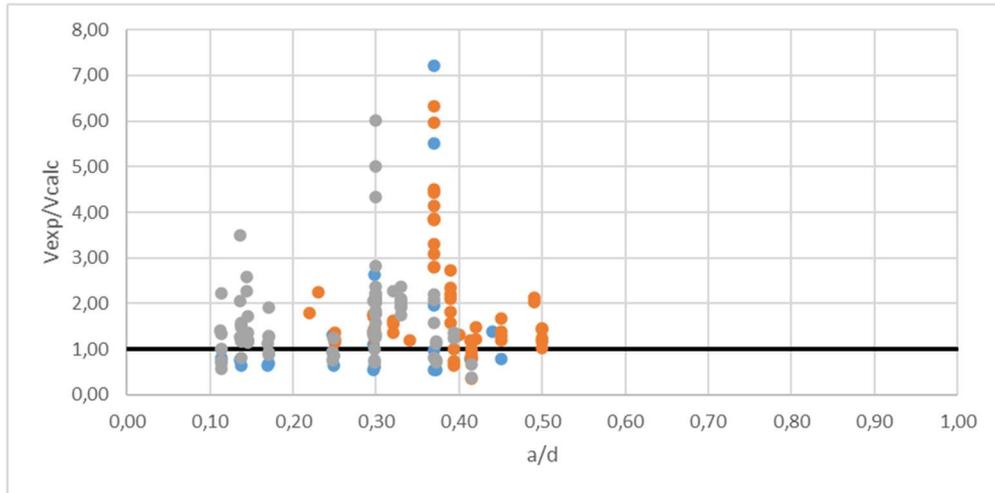


Figura 5-16 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

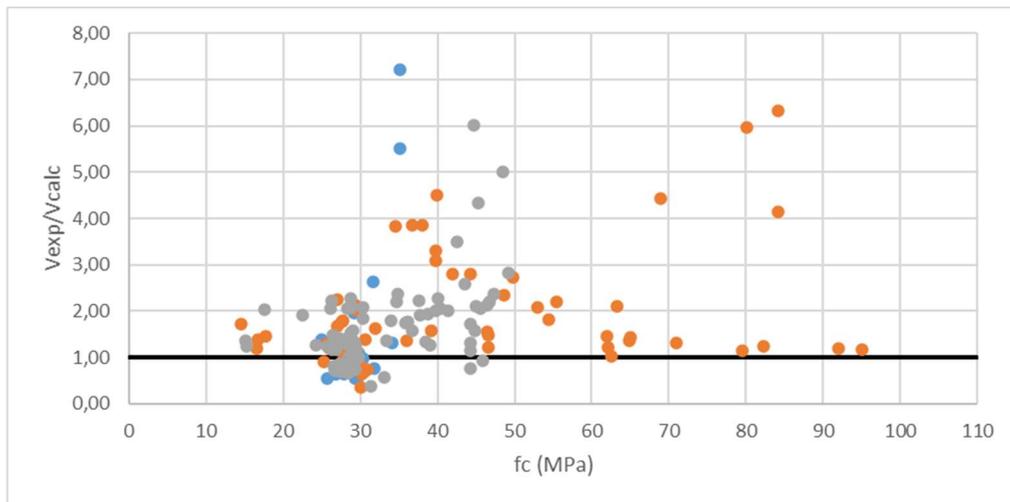


Figura 5-17 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. resistência à compressão do concreto dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

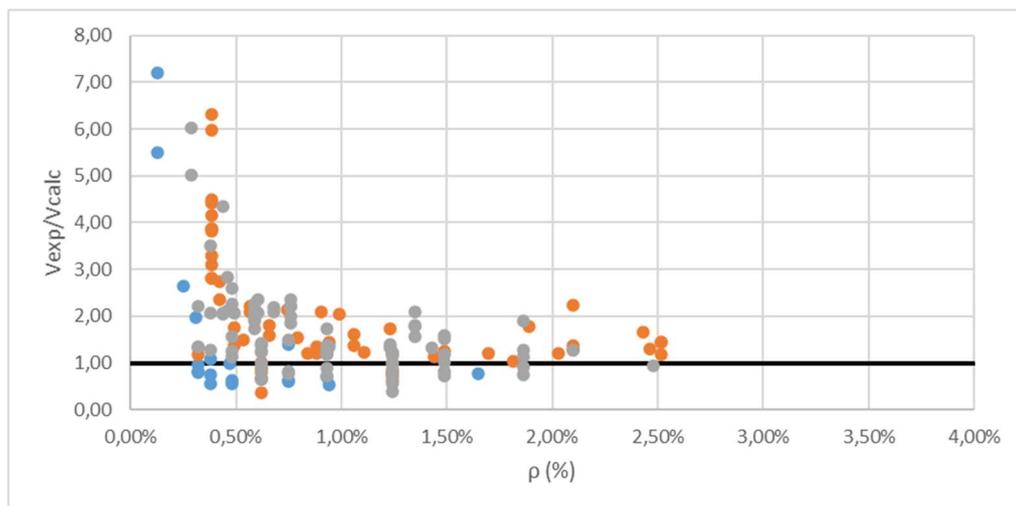


Figura 5-18 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos muito curtos, para o modelo da NBR 9062-17.

Com base nesses gráficos, notou-se a presença de alguns valores extremos, com peças cujo valor de  $V_{exp}$  superou em mais de três vezes o valor de  $V_{calc}$ , o que pode ter levado à grande dispersão e ao aumento da média quando se considera a base de dados como um todo. Prosseguiu-se, então, para uma análise focada em entender possíveis motivos para tal variação.

Uma primeira hipótese diz respeito à presença de estribos nos consolos como armadura secundária, que, segundo citam Araújo *et al.* (2016), pode levar a um aumento de 30% a 50% no aumento da resistência última das peças. Dessa forma, separaram-se os consolos em dois grupos, um para aqueles armados apenas com a armadura principal do tirante ( $\rho_{sec} = 0$ ) e outro para aqueles armados com armadura principal e secundária ( $\rho_{sec} > 0$ ). A partir da Tabela 5-12, percebe-se que há um aumento em todas as médias quando se considera a presença dos estribos secundários, em especial para o caso de flexão, em que há um aumento de quase três vezes na média dos valores calculados pela NBR 9062-17. Ademais, observando-se as Figuras 5-19 e 5-20, nota-se que há uma redução na dispersão dos valores à medida em que se aumenta a taxa de armadura do tirante. Isso pode ter relação com o fato de que nos modelos de flexão não é levada em conta a contribuição da armadura secundária, logo, para menores taxas de armadura principal, o efeito secundário se faz mais presente, levando a valores teóricos mais subestimados.

Tabela 5-12 – Comparativo da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para a presença de armadura secundária.

Modo de Ruptura	Quantidade de consolos	$V_{exp}/V_{calc}$ (ACI 318-19)		$V_{exp}/V_{calc}$ (NBR 9062-17)	
		Média	Coef. de Variação	Média	Coef. de Variação
<b><math>\rho_{sec} = 0</math></b>					
<b>Flexão</b>	21	1,402	0,727	1,233	0,903
<b>Cisalhamento</b>	39	1,514	0,510	1,737	0,603
<b>Corte Direto</b>	58	1,467	0,521	1,364	0,511
<b><math>\rho_{sec} &gt; 0</math></b>					
<b>Flexão</b>	6	2,470	0,577	3,574	0,659
<b>Cisalhamento</b>	73	1,597	0,411	1,992	0,581
<b>Corte Direto</b>	28	1,867	0,314	2,295	0,478

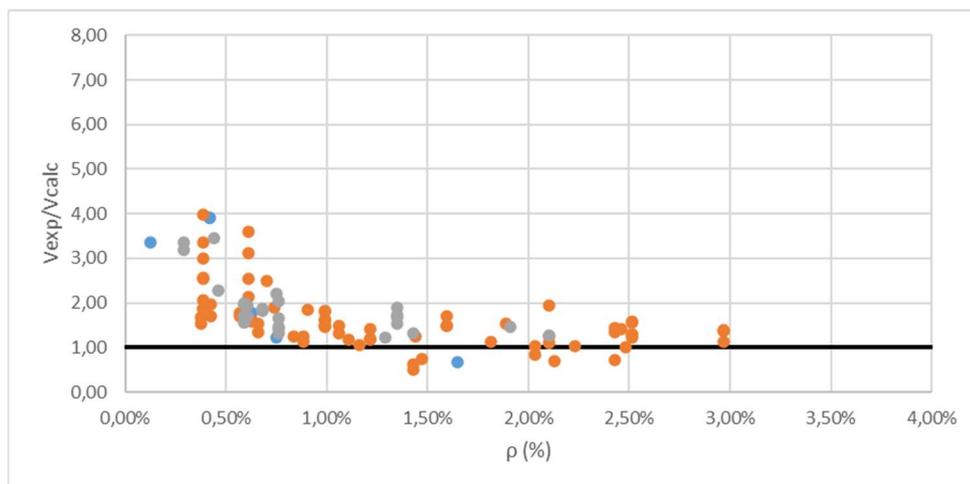


Figura 5-19 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos com armadura secundária, para o modelo do ACI 318-19.

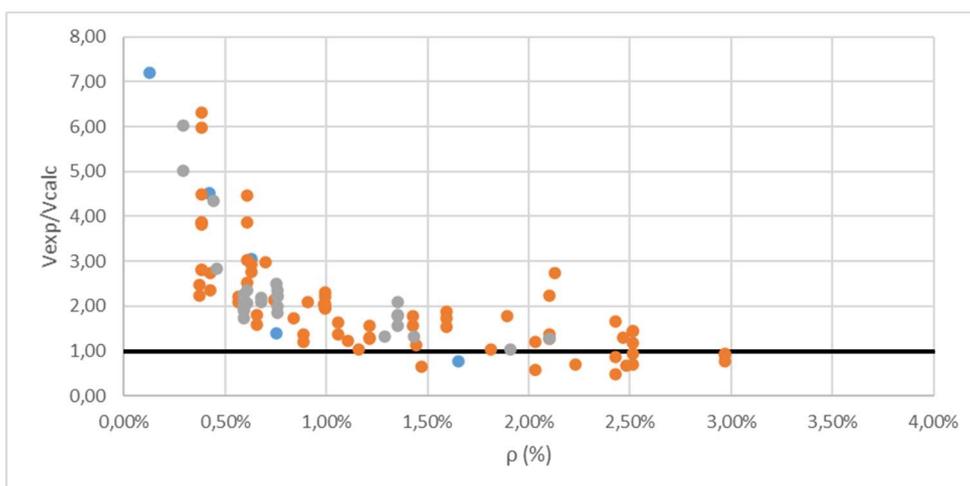


Figura 5-20 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. taxa de armadura dos consolos com armadura secundária, para o modelo da NBR 9062-17.

Após isso, procedeu-se a uma avaliação dos resultados para cada um dos trabalhos que compuseram a base de dados, a fim de se levantar outras hipóteses para os valores extremos. Os ensaios cuja relação  $V_{exp}/V_{calc}$  se mostraram mais distantes da unidade foram aqueles realizados por Campione *et al.* (2007), Hermansen e Cowan (1974), Kriz e Raths (1965) e Naegeli (1997). Esses dados podem ser observados nas Figuras 5-21 a 5-24. Os demais foram apresentados no Apêndice B.

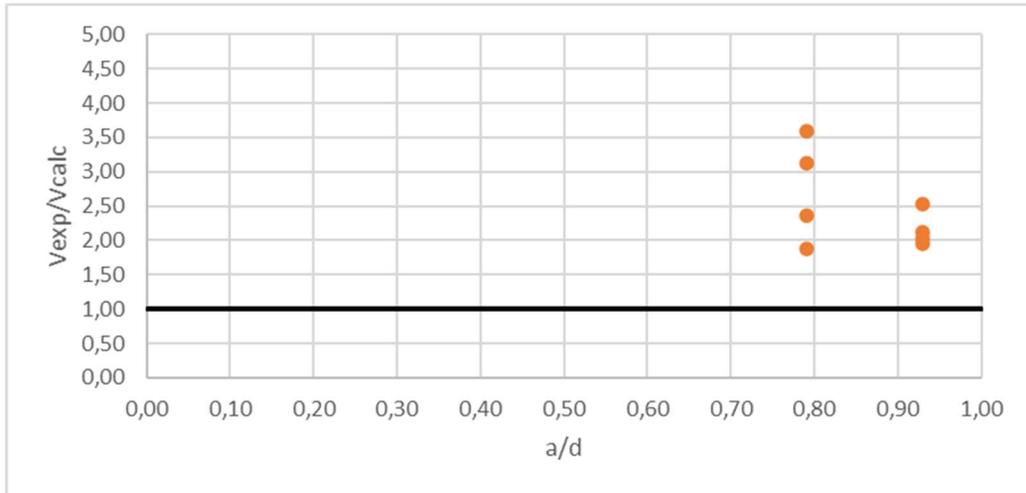


Figura 5-21 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Campione *et al.* (2007).

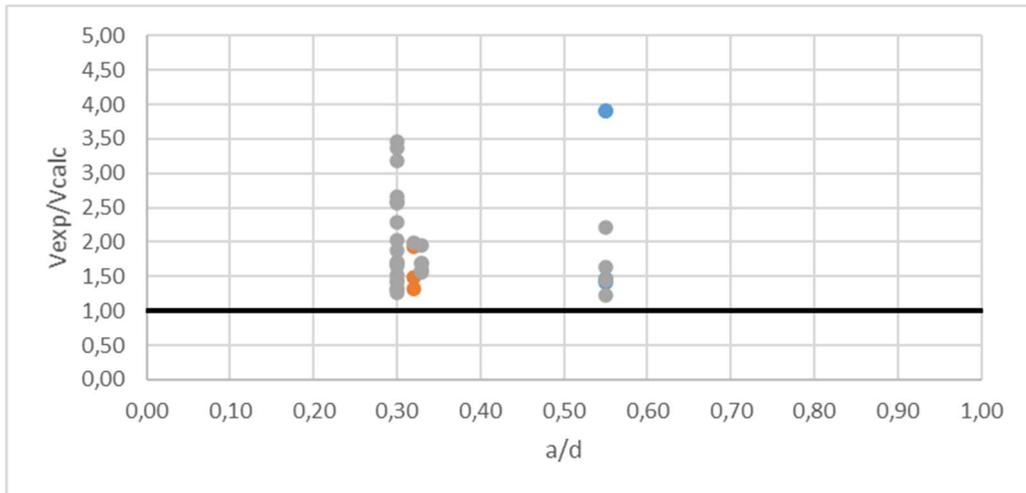


Figura 5-22 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Hermansen e Cowan (1974).

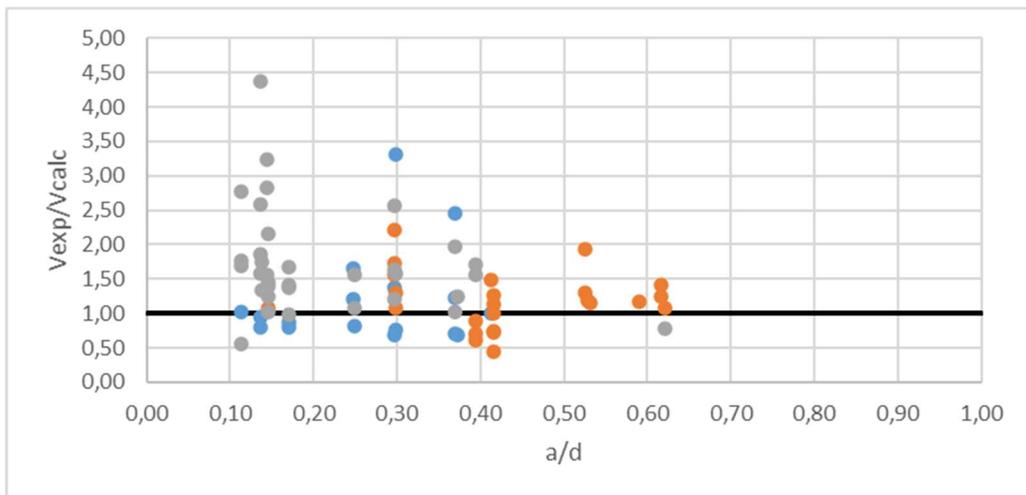


Figura 5-23 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Kriz e Raths (1965).

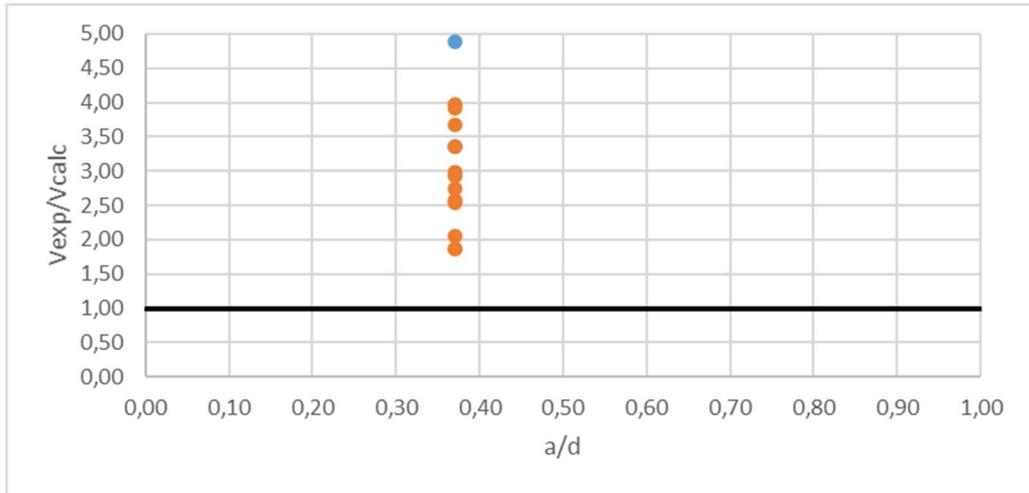


Figura 5-24 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Naegli (1997).

Ao se observar em detalhes as peças ensaiadas por Hermansen e Cowan (1974), notou-se que aquelas com maior valor de  $V_{exp}/V_{calc}$  apresentavam uma taxa de armadura do tirante menor que a mínima prescrita pelos códigos de projeto. Ademais, observou-se que quase todas essas peças possuíam também armadura secundária, além da principal. Nesse sentido, em linha com o que foi discutido acerca desse ganho de resistência dos consolos não ser considerado nos modelos de análise, é possível que isso tenha influenciado de forma significativa no comparativo entre a resistência esperada e a resistência experimental, uma vez que a taxa de armadura principal era baixa. A Figura 5-25 apresenta um comparativo para os dados apresentados por Hermansen e Cowan (1974), dividindo os consolos segundo o critério da taxa mínima de armadura. Os pontos em verde indicam os resultados para aqueles cuja taxa de armadura era superior à mínima. Já os azuis, com taxa inferior à mínima.

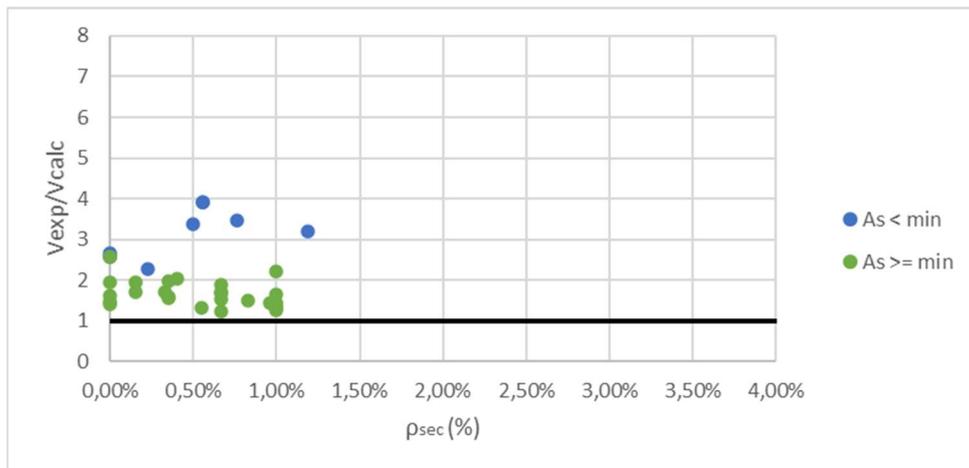


Figura 5-25 – Comparativo  $V_{exp}/V_{calc}$  entre consolos com taxa de armadura superior e inferior à mínima, para os dados de Hermansen e Cowan (1974).

Dessa forma, a partir da hipótese suscitada na avaliação dos dados apresentados por Hermansen e Cowan (1974), realizou-se uma nova divisão da base de dados, dessa vez com relação à taxa de armadura principal. Os resultados podem ser observados na Tabela 5-13.

Tabela 5-13 – Comparativo da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para a presença de armadura secundária.

Modo de Ruptura	Quantidade de consolos	$V_{exp}/V_{calc}$ (ACI 318-19)		$V_{exp}/V_{calc}$ (NBR 9062-17)	
		Média	Coef. de Variação	Média	Coef. de Variação
$\rho < \rho_{min}$					
<b>Flexão</b>	13	2,315	0,605	2,661	0,810
<b>Cisalhamento</b>	18	2,389	0,388	3,207	0,437
<b>Corte Direto</b>	11	2,926	0,242	3,102	0,469
$\rho \geq \rho_{min}$					
<b>Flexão</b>	14	1,012	0,305	0,910	0,384
<b>Cisalhamento</b>	94	1,411	0,366	1,653	0,525
<b>Corte Direto</b>	75	1,403	0,354	1,457	0,432

Assim, com base nas análises realizadas, é possível concluir, então, que é fundamental garantir a taxa mínima de armadura para o tirante conforme preconizado pelas normas, uma vez que, além de outros fatores, o dimensionamento se mostra muito mais conservador do que no caso em que se respeita essa taxa, especialmente quando se combina a presença de armadura secundária.

Por fim, calculando-se novamente os valores da Tabela 5-12, agora considerando-se apenas os consolos cuja taxa de armadura principal é superior à mínima, obtém-se os resultados apresentados na 5-14. De maneira geral, os resultados obtidos pelos modelos do ACI 318-19 se mostraram mais próximos à unidade, destacando-se que os resultados se mostraram contra a segurança no caso da ruptura à Flexão em consolos muito curtos.

Tabela 5-14 – Comparativo da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  em consolos que atendem a taxa mínima de armadura do tirante.

Modo de Ruptura	Quantidade de consolos	$V_{exp}/V_{calc}$ (ACI 318-19)		$V_{exp}/V_{calc}$ (NBR 9062-17)	
		Média	Coef. de Variação	Média	Coef. de Variação
<b>Consolos Curtos</b>					
<b>Flexão</b>	3	1,416	0,031	1,376	0,089
<b>Cisalhamento</b>	46	1,340	0,322	1,649	0,506
<b>Corte Direto</b>	5	1,460	0,362	2,163	0,650
<b>Consolos Muito Curtos</b>					
<b>Flexão</b>	11	0,902	0,275	0,782	0,343
<b>Cisalhamento</b>	48	1,479	0,394	1,657	0,547
<b>Corte Direto</b>	70	1,398	0,357	1,407	0,371

Tabela 5-15 – Comparativo da relação  $V_{exp}/V_{calc}$  sem divisão por modo de ruptura.

	Quantidade de consolos	$V_{exp}/V_{calc}$ (ACI 318-19)		$V_{exp}/V_{calc}$ (NBR 9062-17)	
		Média	Coef. de Variação	Média	Coef. de Variação
<b>Consolos Curtos</b>	54	1,356	0,313	1,682	0,521
<b>Consolos Muito Curtos</b>	129	1,386	0,387	1,447	0,493

## 6. CONCLUSÕES

A partir das análises realizadas, ao se comparar os modos de ruptura teórico e experimental, observou-se que, para consolos curtos, há uma ótima taxa de acerto para Cisalhamento, superando 85% para ambos os códigos. A taxa de acerto para ruptura por Flexão, no entanto, se mostrou baixa, não superando 20%. Isso pode ter ocorrido em função dos modelos de cálculo não levarem em consideração a resistência da armadura secundária na determinação da resistência nominal, uma vez que se esperava obter mais de 30 consolos curtos rompendo por flexão, mas apenas 6 de fato apresentaram esse modo de ruptura. No caso de consolos muito curtos, as taxas de acerto ficaram na faixa de 40% a 50%, dessa vez apresentando uma distribuição mais uniforme entre os modos de ruptura teóricos e experimentais, ou seja, para a maior parte das peças a ruptura esperada era por Corte Direto, o que de fato ocorreu.

Em relação à resistência nominal, em um primeiro momento, ao se avaliar a relação  $V_{exp}/V_{calc}$  para a base amostral como um todo, observou-se a presença de valores muito elevados, ou seja, a carga resistente teórica foi bastante subestimada frente aos resultados experimentais. Avaliando-se as hipóteses levantadas, notou-se que as peças que apresentaram esses valores elevados tinham como característica comum a taxa de armadura principal inferior ao mínimo exigido pelas normas, além de apresentarem armadura secundária. Dessa forma, ao se realizar um novo cálculo para uma amostra apenas dos consolos cuja taxa de armadura resultou superior à mínima necessária, observou-se que os valores calculados a partir do ACI 318-19 se mostraram mais próximos à unidade, em relação àqueles da NBR 9062-17. No caso de consolos muito curtos que romperam por Flexão, os resultados médios se mostraram contra a segurança, para ambas as normas.

Com base nas Tabelas 5-14 e 5-15, é possível concluir que:

- **Para consolos curtos:** o modelo do ACI 318-19 é mais indicado para ser utilizado para o dimensionamento, uma vez que as médias estão mais próximas da unidade. Apesar de no caso de ruptura por Flexão os valores obtidos pela NBR 9062-17 apresentarem uma média mais próxima a unidade, a diferença é de apenas 3% e o tamanho dessa amostra é de apenas 3 peças, não se mostrando significativa essa diferença;
- **Para consolos muito curtos:** o modelo do ACI 318-19 também se mostra mais indicado para utilização frente ao da NBR 9062-17.

## **6.1. Sugestão para trabalhos futuros**

Como sugestão para continuação deste trabalho, propõe-se que sejam avaliados outros tipos de modelo de cálculo que levem em consideração a contribuição da armadura secundária na determinação da resistência nominal dos consolos, a fim de testar a hipótese de aumento na resistência das peças. Um exemplo de modelo seria aquele proposto por Hagberg (1983). Ao se utilizar a base de dados aqui apresentada, seria possível comparar os valores com os modelos atuais das normas e propor possíveis ajustes, caso apresentem resultados de  $V_{exp}/V_{calc}$  mais próximos à unidade e com menor dispersão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **ABNT NBR 6118-2014**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT. **ABNT NBR 9062-2017**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

ACI. **ACI 18-19**: Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan: American Concrete Institute, 2019.

ACI. **Strut-and-Tie Method Guidelines for ACI 318-19—Guide**. Michigan: American Concrete Institute, 2021.

ACI-ASCEE Comitee 445. **Strut-and-Tie Method Guidelines for ACI 318-19-Guide**. Michigan: American Concrete Institute, 2021.

Al-Kamaki, Y. S. S.; Hassan, G. B.; Alsofi, G. **Experimental study of the behaviour of RC corbels strengthened with CFRP sheets**. Case Studies in Construction Materials, v. 9, dez. 2018.

Araújo, D. L.; Coelho, S. A.; Almeida, S. R. M.; El Debs, M. K. **Computational modelling and analytical model for two-step corbel for precast concrete system**. Engineering Structures, v. 244, out. 2021a.

Araújo, D. L.; Neto, A. P. S.; Lobo, F. A.; El Debs, M. K. **Comparative analysis of design models for concrete corbels**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, n. 3, p. 456-491, jun. 2016.

Araújo, D. L.; Oliveira, E. M.; Silva, E. M. O.; Coelho, S. A.; El Debs, M. K. **Experimental analysis of a modified two-step corbel for precast concrete system**. Engineering Structures, v. 242, set. 2021b.

Campione, G.; La Mendola, L.; Mangiavillano, M. L. **Steel Fiber-Reinforced Concrete Corbels: Experimental Behavior and Shear Strength Prediction**. ACI Structural Journal, v. 4, n. 5, p. 570-579, set. 2007.

Campione, G.; La Mendola, L.; Papia, M. **Flexural behaviour of concrete corbels containing steel fibers or wrapped with FRP sheets**. *Materials and Structures*, v. 38, n. 6, p. 617-625, jul. 2005.

Canha, R. M. F.; Kuchma, D. A.; El Debs, M. K.; Souza, R. A. **Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels**. *Engineering Structures*, v. 74, p. 130-144, set. 2014.

Chagas, L. G. M.; Nogueira, I. F.; Oliveira Júnior, L. A.; Araújo, D. L. **Avaliação da resistência de consolos de concreto moldados em duas etapas com a utilização de protensão não aderente**. *RECC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 15, n. 1, p. 99-111, jan. 2019.

Chakrabarti, P. R.; Farahani, D. J.; Kashou, S. I. **Reinforced and Precompressed Concrete Corbels - An Experimental Study**. *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 4, jul. 1989.

Costa, J. B. A. **Estudo Experimental de Consolos de Concreto com Fibras Moldados em Etapas Distintas dos Pilares**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009, 156 p.

El Debs, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2<sup>a</sup>. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

Fattuhi, N. I. **Strength of SFRC Corbels Subjected to Vertical Loads**. *Journal of Structural Engineering*, v. 116, n. 3, p. 701-718, mar. 1990.

Fattuhi, N. I. **Reinforced Corbels Made with High-Strength Concrete and Various Secondary Reinforcements**. *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 4, jul. 1994a.

Fattuhi, N. I. **Strength of FRC Corbels in Flexure**. *Journal of Structural Engineering*, v. 120, n. 2, fev. 1994b.

Fattuhi, N. I.; Hughes, B. P. **Ductility of Reinforced Concrete Corbels Containing either Steel Fibers or Stirrups**. *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 6, nov. 1989a.

Fattuhi, N. I.; Hughes, B. P. **Reinforced Steel Fiber Concrete Corbels with Various Shear Span-to-Depth Ratios**. *ACI Materials Journal*, v. 86, n. 6, nov. 1989b.

Fernandes, G. B. **Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Corbels- Experimental Investigation and Design Model**. *Second International Conference on High*

Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures. Gramado: Brasil. 1999. p. 445-462.

Foster, S. J.; Powell, R. E.; Selim, H. S. **Performance of High-Strength Concrete Corbels**. ACI Structural Journal, v. 93, n. 5, out. 1996.

Hagberg, T. **Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss Analogy**. ACI Journal Proceedings, v. 80, n. 1, p. 3-12, jan. 1983.

Hermansen, B. R.; Cowan, J. **Modified Shear-Friction Theory for Bracket Design**. ACI Journal Proceedings, v. 71, n. 2, p. 55-60, jan. 1974.

Hughes, B. P.; Fattuhi, N. I. **Reinforced Steel and Polypropylene Fibre Concrete Corbel Tests**. The Structural Engineer, Londres, v. 67, n. 4, p. 68-72, fev. 1989.

Kassem, W. **Strength Prediction of Corbels Using Strut-and-Tie Model Analysis**. International Journal of Concrete Structures and Materials, v. 9, n. 2, p. 255-266, jun. 2015.

Khosravikia, F.; Kim, H. S.; Yi, Y. S.; Wilson, H.; Yousefpour, H.; Hrynyk, T.; Bayrak, O. **Experimental and Numerical Assessment of Corbels Designed Based on Strut-and-Tie Provisions**. Journal of Structural Engineering, v. 144, n. 9, set. 2018.

Kriz, L. B.; Raths, C. H. **Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels**. PCI Journal, v. 10, n. 1, p. 16-61, fev. 1965.

Leonardi Pré-Fabricados. Laje Alveolar. Disponível em: <<https://leonardi.com.br/laje-alveolar/>>. Acesso em: out. 2021.

Mattock, A. H. **Design proposals for reinforced concrete corbels**. PCI Journal, v. 21, n. 3, p. 18-42, maio 1976.

Mattock, A. H.; Chen, K. C.; Soongswang, K. **The Behavior of Reinforced Concrete Corbels**. PCI Journal, v. 21, n. 2, p. 52-77, mar. 1976.

Naegeli, C. H. **Estudo de Consolos de Concreto Armado**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997, 284 p.

Neto, A. P. S.; Araújo, D. L.; Oliveira, E. M.; Tenório, H. O. **Comparação entre modelos de cálculo de consolos para estruturas de concreto armado**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 15, n. 64, p. 17-30, 2013.

Pfeifer, W. K. **Projeto de Consolo de Concreto Armado de Alta Resistência com Uso do Método das Bielas e Tirantes**. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017, 70 p.

Reginato, L. **Contribuição ao Projeto de Consolos de Concreto com Base em Simulações Numéricas**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020, 184 p.

Reineck, K. H. **ACI - SP 208 - Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models**. Michigan: American Concrete Institute, 2002.

Schlaich, J.; Schafer, K.; Jennewein, M. **Toward a Consistent Design of Structural Concrete**. PCI Journal, v. 32, n. 3, p. 74-150, maio 1987.

Thomaz, E.; Naegeli, C. H. **Análise de consolos em concreto armado segundo o método de modelos de treliça**. Revista IBRACON, v. 7, p. 21-26, jan. 1993.

Torres, F. M. **Análise Teórico-Experimental de Consolos de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998, 111 p.

Wright, J. K. **Reinforced Concrete - Mechanics and Design**. 7. ed. Harlow: Prentice Hall, 2016.

Yong, Y. K.; Balaguru, P. **Behavior of Reinforced High-Strength-Concrete Corbels**, v. 120, n. 4, p. 1182-1201, abr. 1994.

Yong, Y. K.; McCloskey, D. H.; Nawy, E. G. **Reinforced Corbels of High-Strength Concrete**. ACI SP, v. 87, p. 197-212, jan. 1985.

## APÊNDICE A— RESISTÊNCIA NOMINAL ESPERADA

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17.

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	$\xi$	<b>V<sub>Su</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>calc</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>calc</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Araújo et al.(2021)	Mono-S-0 (1)	0,62	0,00	331	215	148
Araújo et al.(2021)	Mono-S-0 (2)	0,62	0,00	367	217	148
Campione et al.(2005)	C3	0,93	0,00	155	79	66
Campione et al.(2005)	C4	0,93	0,00	198	79	66
Campione et al.(2007)	MI-3 (1)	0,93	0,00	155	79	66
Campione et al.(2007)	MI-3 (2)	0,93	0,00	160	79	66
Campione et al.(2007)	MI-4 (1)	0,93	0,00	168	79	66
Campione et al.(2007)	MI-4 (2)	0,93	0,00	200	79	66
Campione et al.(2007)	MII-4 (1)	0,79	0,00	178	95	77
Campione et al.(2007)	MII-4 (2)	0,79	0,00	225	95	77
Campione et al.(2007)	MII-7 (1)	0,79	0,00	274	215	196
Campione et al.(2007)	MII-7 (2)	0,79	0,00	286	215	196
Campione et al.(2007)	MII-10 (1)	0,79	0,00	297	95	77
Campione et al.(2007)	MII-10 (2)	0,79	0,00	342	95	77
Chakrabarti et al.(1989)	TA-1	0,37	0,00	322	176	155
Chakrabarti et al.(1989)	TA-2	0,33	0,00	334	195	162
Chakrabarti et al.(1989)	TA-3	0,37	0,00	356	190	162
Chakrabarti et al.(1989)	TA-4	0,33	0,00	383	198	162
Fattuhi (1994a)	116	0,75	0,00	115	90	80
Fattuhi (1994a)	117	0,80	0,00	153	86	76
Fattuhi (1994b)	67	0,83	0,00	101	112	106
Fattuhi (1994b)	68	0,98	0,00	96	93	91
Fattuhi (1994b)	71	0,90	0,00	117	110	120
Fattuhi (1994b)	72	0,89	0,00	101	103	99
Fattuhi (1994b)	73	0,60	0,00	88	64	63
Fattuhi (1994b)	74	0,80	0,00	74	54	49
Fattuhi e Hughes (1989a)	T2	0,71	0,00	146	116	84
Fattuhi e Hughes (1989a)	T7	0,72	0,00	157	130	120
Fattuhi e Hughes (1989a)	T8	0,72	0,00	188	134	120
Fattuhi e Hughes (1989a)	T9	0,72	0,00	153	130	120
Fattuhi e Hughes (1989b)	C21	0,42	0,00	114	86	77
Fattuhi e Hughes (1989b)	C22	0,70	0,00	82	84	55

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Fattuhi e Hughes (1989b)	C23	0,99	0,00	47	60	40
Fattuhi e Hughes (1989b)	C24	0,42	0,00	145	132	120
Fattuhi e Hughes (1989b)	C25	0,52	0,00	151	135	159
Fattuhi e Hughes (1989b)	C26	1,00	0,00	90	127	89
Fernandes (1999)	CS5-4A	0,57	0,00	150	93	51
Fernandes (1999)	CD6-4A	0,57	0,00	180	110	81
Fernandes (1999)	CS6-4A	0,57	0,00	160	110	81
Fernandes (1999)	CS8-5A	0,57	0,00	200	117	131
Fernandes (1999)	CS5-4B	0,76	0,00	110	70	40
Fernandes (1999)	CD6-4B	0,76	0,00	124	83	63
Fernandes (1999)	CS6-4B	0,76	0,00	123	83	63
Fernandes (1999)	CS8-5B	0,76	0,00	175	117	102
Fernandes (1999)	CS5-4C	0,95	0,00	100	56	33
Fernandes (1999)	CD6-4C	0,95	0,00	106	66	52
Fernandes (1999)	CS6-4C	0,95	0,00	120	67	52
Fernandes (1999)	CS8-5C	0,95	0,00	156	105	83
Foster et al.(1994)	SA1	0,34	0,00	1200	1139	1214
Foster et al.(1994)	SA2	0,34	0,00	1300	1139	1214
Foster et al.(1994)	SA3	0,34	0,00	860	378	473
Foster et al.(1994)	SA4	0,34	0,00	1500	1135	1245
Foster et al.(1994)	SB1	0,34	0,00	1000	864	930
Foster et al.(1994)	SB2	0,34	0,00	1200	864	930
Foster et al.(1994)	SC1-1	0,50	0,00	720	788	833
Foster et al.(1994)	SC1-2	0,50	0,00	950	788	833
Foster et al.(1994)	SC1-3	0,50	0,00	700	569	511
Foster et al.(1994)	SC1-4	0,55	0,00	470	409	449
Foster et al.(1994)	SC2-1	0,50	0,00	980	620	674
Foster et al.(1994)	SC2-2	0,50	0,00	700	620	674
Foster et al.(1994)	SC2-3	0,50	0,00	580	562	511
Foster et al.(1994)	SC2-4	0,50	0,00	490	409	511
Foster et al.(1994)	SD1	0,50	0,00	1000	818	852
Foster et al.(1994)	SD2	0,50	0,00	1000	638	696
Foster et al.(1994)	PA1	0,60	0,00	550	566	719
Foster et al.(1994)	PA2	0,60	0,00	800	566	719
Foster et al.(1994)	PB1	0,60	0,00	1180	878	1281
Foster et al.(1994)	PB2	0,60	0,00	1150	878	1281
Foster et al.(1994)	PC1	0,30	0,00	650	399	499

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Foster et al.(1994)	PC2	0,30	0,00	1040	566	499
Foster et al.(1994)	PD1	0,40	0,00	540	674	735
Foster et al.(1994)	PD2	0,40	0,00	960	674	735
Foster et al.(1994)	PE1	1,00	0,00	680	606	510
Foster et al.(1994)	PE2	1,00	0,00	710	606	510
Foster et al.(1994)	PF1	0,30	0,00	750	399	499
Foster et al.(1994)	PF2	0,30	0,00	1050	795	499
Foster et al.(1994)	PG1	0,60	0,00	674	518	950
Foster et al.(1994)	PG2	0,60	0,00	1050	812	1118
Hermansen e Cowan (1974)	H1	0,33	0,00	600	306	298
Hermansen e Cowan (1974)	H2	0,33	0,00	520	306	298
Hermansen e Cowan (1974)	H3	0,33	0,00	570	365	298
Hermansen e Cowan (1974)	H4	0,33	0,00	580	365	298
Hermansen e Cowan (1974)	H5	0,30	0,00	680	508	476
Hermansen e Cowan (1974)	H6	0,33	0,00	510	528	511
Hermansen e Cowan (1974)	H7	0,30	0,00	900	525	505
Hermansen e Cowan (1974)	H8	0,30	0,00	915	486	437
Hermansen e Cowan (1974)	H9	0,30	0,00	885	535	398
Hermansen e Cowan (1974)	H10	0,30	0,00	860	510	479
Hermansen e Cowan (1974)	H11	0,30	0,00	675	481	427
Hermansen e Cowan (1974)	H13	0,30	0,00	805	529	512
Hermansen e Cowan (1974)	H14	0,32	0,00	698	351	308
Hermansen e Cowan (1974)	H15	0,30	0,00	757	225	151
Hermansen e Cowan (1974)	H16	0,30	0,00	994	287	229
Hermansen e Cowan (1974)	H17	0,30	0,00	670	293	236
Hermansen e Cowan (1974)	H18	0,30	0,00	794	391	359
Hermansen e Cowan (1974)	H19	0,30	0,00	498	188	235
Hermansen e Cowan (1974)	H20	0,30	0,00	903	283	150
Hermansen e Cowan (1974)	H21	0,30	0,00	682	486	368
Hermansen e Cowan (1974)	H22	0,30	0,00	870	598	368
Hermansen e Cowan (1974)	H23	0,30	0,00	739	561	368
Hermansen e Cowan (1974)	H24	0,30	0,00	726	557	368
Hermansen e Cowan (1974)	H25	0,30	0,28	711	541	533
Hermansen e Cowan (1974)	H26	0,30	0,57	691	545	540
Hermansen e Cowan (1974)	H27	0,30	0,00	743	533	519
Hermansen e Cowan (1974)	H28	0,30	0,00	467	180	226
Hermansen e Cowan (1974)	H29	0,30	0,00	462	180	226

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Hermansen e Cowan (1974)	HT1	0,33	0,00	640	376	303
Hermansen e Cowan (1974)	HM1	0,55	0,00	395	242	266
Hermansen e Cowan (1974)	HM2	0,55	0,00	425	346	322
Hermansen e Cowan (1974)	HM3	0,55	0,00	498	343	481
Hermansen e Cowan (1974)	HM4	0,55	0,00	498	128	111
Hermansen e Cowan (1974)	HM5	0,55	0,00	498	225	200
Hermansen e Cowan (1974)	HM6	0,55	0,00	498	128	111
Hermansen e Cowan (1974)	HM7	0,55	0,00	265	181	199
Hermansen e Cowan (1974)	HM8	0,55	0,00	255	181	199
Hermansen e Cowan (1974)	HS1	0,32	0,00	292	223	214
Hermansen e Cowan (1974)	HS2	0,32	0,00	315	211	194
Hermansen e Cowan (1974)	HS3	0,32	0,00	263	136	170
Khosravikia (2018)	S1	0,49	0,00	2100	1158	1025
Khosravikia (2018)	S2	0,49	0,00	2193	1158	1025
Khosravikia (2018)	S3	0,49	0,00	1544	1158	1025
Kriz e Raths (1964)	1	0,14	0,00	446	173	216
Kriz e Raths (1964)	2	0,14	0,00	786	180	224
Kriz e Raths (1964)	3	0,11	0,00	484	175	218
Kriz e Raths (1964)	4	0,17	0,00	445	325	351
Kriz e Raths (1964)	5	0,14	0,00	607	325	406
Kriz e Raths (1964)	6	0,11	0,00	618	349	437
Kriz e Raths (1964)	7	0,17	0,00	624	373	328
Kriz e Raths (1964)	8	0,14	0,00	774	581	509
Kriz e Raths (1964)	9	0,14	0,00	1171	671	736
Kriz e Raths (1964)	10	0,11	0,00	772	1398	1374
Kriz e Raths (1964)	11	0,33	0,00	413	335	288
Kriz e Raths (1964)	12	0,37	0,00	313	127	159
Kriz e Raths (1964)	13	0,30	0,00	424	128	160
Kriz e Raths (1964)	14	0,25	0,00	372	129	161
Kriz e Raths (1964)	15	0,37	0,00	320	186	232
Kriz e Raths (1964)	16	0,37	0,00	349	186	232
Kriz e Raths (1964)	17	0,37	0,00	380	370	305
Kriz e Raths (1964)	18	0,37	0,00	360	183	229
Kriz e Raths (1964)	19	0,30	0,00	410	165	206
Kriz e Raths (1964)	20	0,30	0,00	382	366	301
Kriz e Raths (1964)	21	0,25	0,00	422	167	208
Kriz e Raths (1964)	22	0,25	0,00	465	369	304

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Kriz e Raths (1964)	23	0,25	0,00	392	174	217
Kriz e Raths (1964)	24	0,37	0,00	395	353	414
Kriz e Raths (1964)	25	0,37	0,00	578	347	434
Kriz e Raths (1964)	26	0,37	0,00	492	397	417
Kriz e Raths (1964)	27	0,30	0,00	510	355	444
Kriz e Raths (1964)	28	0,25	0,00	554	352	440
Kriz e Raths (1964)	29	0,25	0,00	546	352	440
Kriz e Raths (1964)	30	0,30	0,00	599	449	515
Kriz e Raths (1964)	31	0,25	0,00	665	457	571
Kriz e Raths (1964)	32	0,25	0,00	621	447	559
Kriz e Raths (1964)	33	0,37	0,00	506	439	378
Kriz e Raths (1964)	34	0,37	0,00	549	460	399
Kriz e Raths (1964)	35	0,30	0,00	587	546	471
Kriz e Raths (1964)	36	0,25	0,00	686	678	583
Kriz e Raths (1964)	37	0,25	0,00	691	646	558
Kriz e Raths (1964)	38	0,59	0,00	379	395	214
Kriz e Raths (1964)	39	0,59	0,00	385	406	204
Kriz e Raths (1964)	40	0,59	0,00	385	330	197
Kriz e Raths (1964)	41	0,59	0,00	346	331	191
Kriz e Raths (1964)	42	0,39	0,00	666	390	488
Kriz e Raths (1964)	43	0,39	0,00	533	340	425
Kriz e Raths (1964)	44	0,39	0,00	498	338	422
Kriz e Raths (1964)	45	0,59	0,00	533	470	195
Kriz e Raths (1964)	46	0,59	0,00	465	440	175
Kriz e Raths (1964)	47	0,59	0,00	463	460	185
Kriz e Raths (1964)	48	0,39	0,00	615	675	702
Kriz e Raths (1964)	49	0,39	0,00	614	696	611
Kriz e Raths (1964)	50	0,39	0,00	409	675	637
Kriz e Raths (1964)	51	0,39	0,00	482	680	650
Kriz e Raths (1964)	52	0,62	0,00	213	171	78
Kriz e Raths (1964)	53	0,62	0,00	243	171	126
Kriz e Raths (1964)	54	0,62	0,00	200	174	78
Kriz e Raths (1964)	55	0,50	0,00	269	173	216
Kriz e Raths (1964)	56	0,41	0,00	260	175	218
Kriz e Raths (1964)	57	0,41	0,00	375	183	229
Kriz e Raths (1964)	58	0,62	0,00	249	332	74
Kriz e Raths (1964)	59	0,62	0,00	242	323	69

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Kriz e Raths (1964)	60	0,62	0,00	355	330	75
Kriz e Raths (1964)	61	0,62	0,00	334	405	81
Kriz e Raths (1964)	62	0,50	0,00	312	327	409
Kriz e Raths (1964)	63	0,42	0,00	291	324	405
Kriz e Raths (1964)	64	0,42	0,00	422	346	433
Kriz e Raths (1964)	65	0,42	0,00	445	396	494
Kriz e Raths (1964)	66	0,42	0,00	412	328	410
Kriz e Raths (1964)	67	0,42	0,00	393	393	491
Kriz e Raths (1964)	68	0,62	0,00	239	387	67
Kriz e Raths (1964)	69	0,62	0,00	383	421	73
Kriz e Raths (1964)	70	0,62	0,00	355	458	79
Kriz e Raths (1964)	71	0,50	0,00	352	595	534
Kriz e Raths (1964)	72	0,42	0,00	335	678	602
Kriz e Raths (1964)	73	0,42	0,00	488	656	594
Kriz e Raths (1964)	74	0,42	0,00	513	709	634
Kriz e Raths (1964)	75	0,30	0,00	951	895	1042
Kriz e Raths (1964)	76	0,30	0,00	1110	872	1037
Kriz e Raths (1964)	77	0,14	0,00	410	262	328
Kriz e Raths (1964)	78	0,15	0,00	469	377	341
Kriz e Raths (1964)	79	0,15	0,00	444	411	370
Kriz e Raths (1964)	80	0,30	0,00	369	214	268
Kriz e Raths (1964)	81	0,30	0,00	479	368	329
Kriz e Raths (1964)	82	0,30	0,00	375	240	218
Kriz e Raths (1964)	83	0,53	0,00	229	177	202
Kriz e Raths (1964)	84	0,53	0,00	311	262	217
Kriz e Raths (1964)	85	0,53	0,00	282	247	205
Kriz e Raths (1964)	86	0,14	0,00	759	268	335
Kriz e Raths (1964)	87	0,15	0,00	691	494	572
Kriz e Raths (1964)	88	0,15	0,00	666	654	565
Kriz e Raths (1964)	89	0,30	0,00	488	221	276
Kriz e Raths (1964)	90	0,30	0,00	691	438	516
Kriz e Raths (1964)	91	0,30	0,00	548	457	395
Kriz e Raths (1964)	92	0,53	0,00	286	177	202
Kriz e Raths (1964)	93	0,53	0,00	400	354	377
Kriz e Raths (1964)	94	0,53	0,00	506	448	372
Kriz e Raths (1964)	95	0,14	0,00	848	262	328
Kriz e Raths (1964)	96	0,15	0,00	1117	519	648

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Kriz e Raths (1964)	97	0,15	0,00	954	659	823
Kriz e Raths (1964)	98	0,30	0,00	564	219	274
Kriz e Raths (1964)	99	0,30	0,00	821	438	547
Kriz e Raths (1964)	100	0,30	0,00	763	465	580
Kriz e Raths (1964)	101	0,53	0,00	346	179	205
Kriz e Raths (1964)	102	0,53	0,00	434	347	396
Kriz e Raths (1964)	103	0,53	0,00	525	465	526
Kriz e Raths (1964)	104	0,17	0,50	250	177	221
Kriz e Raths (1964)	105	0,14	0,50	277	175	218
Kriz e Raths (1964)	106	0,11	0,50	308	182	228
Kriz e Raths (1964)	107	0,17	0,50	355	362	400
Kriz e Raths (1964)	108	0,37	0,50	368	358	448
Kriz e Raths (1964)	109	0,11	0,50	446	358	448
Kriz e Raths (1964)	110	0,17	0,50	534	469	414
Kriz e Raths (1964)	111	0,14	0,50	567	558	480
Kriz e Raths (1964)	112	0,11	0,50	624	705	627
Kriz e Raths (1964)	113	0,37	0,50	216	176	220
Kriz e Raths (1964)	114	0,30	0,50	239	175	218
Kriz e Raths (1964)	115	0,25	0,50	291	176	220
Kriz e Raths (1964)	116	0,37	0,50	276	360	382
Kriz e Raths (1964)	117	0,30	0,50	322	336	420
Kriz e Raths (1964)	118	0,25	0,50	388	360	450
Kriz e Raths (1964)	119	0,37	0,50	467	467	411
Kriz e Raths (1964)	120	0,30	0,50	510	579	505
Kriz e Raths (1964)	121	0,25	0,50	509	680	584
Kriz e Raths (1964)	122	0,62	0,50	121	180	67
Kriz e Raths (1964)	123	0,50	0,50	150	178	222
Kriz e Raths (1964)	124	0,41	0,50	179	179	224
Kriz e Raths (1964)	125	0,62	0,50	135	345	64
Kriz e Raths (1964)	126	0,62	0,50	197	391	89
Kriz e Raths (1964)	127	0,50	0,50	193	360	414
Kriz e Raths (1964)	128	0,42	0,50	209	357	446
Kriz e Raths (1964)	129	0,42	0,50	288	349	437
Kriz e Raths (1964)	130	0,62	0,50	185	450	78
Kriz e Raths (1964)	131	0,62	0,50	244	467	83
Kriz e Raths (1964)	132	0,50	0,50	200	578	504
Kriz e Raths (1964)	133	0,42	0,50	239	696	611

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Kriz e Raths (1964)	134	0,42	0,50	393	653	625
Kriz e Raths (1964)	135	0,25	0,75	332	349	436
Kriz e Raths (1964)	136	0,17	1,00	145	182	227
Kriz e Raths (1964)	137	0,14	1,00	161	169	212
Kriz e Raths (1964)	138	0,11	1,00	183	180	226
Kriz e Raths (1964)	139	0,17	1,00	288	330	413
Kriz e Raths (1964)	140	0,14	1,00	267	333	416
Kriz e Raths (1964)	141	0,11	1,00	289	337	421
Kriz e Raths (1964)	142	0,17	1,00	378	465	407
Kriz e Raths (1964)	143	0,14	1,00	411	578	503
Kriz e Raths (1964)	144	0,11	1,00	457	701	620
Kriz e Raths (1964)	145	0,37	1,00	122	174	217
Kriz e Raths (1964)	146	0,30	1,00	118	172	215
Kriz e Raths (1964)	147	0,25	1,00	210	174	217
Kriz e Raths (1964)	148	0,37	1,00	223	328	411
Kriz e Raths (1964)	149	0,30	1,00	250	327	409
Kriz e Raths (1964)	150	0,25	1,00	265	324	405
Kriz e Raths (1964)	151	0,37	1,00	311	468	413
Kriz e Raths (1964)	152	0,30	1,00	366	579	505
Kriz e Raths (1964)	153	0,25	1,00	345	674	583
Kriz e Raths (1964)	154	0,62	1,00	74	178	94
Kriz e Raths (1964)	155	0,50	1,00	86	185	232
Kriz e Raths (1964)	156	0,41	1,00	95	187	234
Kriz e Raths (1964)	157	0,62	1,00	111	307	82
Kriz e Raths (1964)	158	0,62	1,00	116	310	85
Kriz e Raths (1964)	159	0,62	1,00	115	310	90
Kriz e Raths (1964)	160	0,50	1,00	111	340	425
Kriz e Raths (1964)	161	0,42	1,00	122	337	421
Kriz e Raths (1964)	162	0,42	1,00	134	321	402
Kriz e Raths (1964)	163	0,42	1,00	155	347	434
Kriz e Raths (1964)	164	0,62	1,00	156	461	81
Kriz e Raths (1964)	165	0,62	1,00	193	481	89
Kriz e Raths (1964)	166	0,50	1,00	151	578	503
Kriz e Raths (1964)	167	0,42	1,00	164	632	644
Kriz e Raths (1964)	168	0,42	1,00	252	694	657
Kriz e Raths (1964)	169	0,25	1,25	421	434	450
Kriz e Raths (1964)	1S	0,59	0,00	422	376	197

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Kriz e Raths (1964)	2S	0,59	0,00	482	377	209
Kriz e Raths (1964)	3S	0,59	0,00	485	384	201
Kriz e Raths (1964)	4S	0,37	0,00	534	472	412
Kriz e Raths (1964)	5S	0,37	0,00	601	473	412
Kriz e Raths (1964)	6S	0,37	0,00	664	479	412
Kriz e Raths (1964)	7S	0,39	0,00	708	692	602
Kriz e Raths (1964)	8S	0,39	0,00	804	705	626
Kriz e Raths (1964)	9S	0,39	0,00	781	700	617
Kriz e Raths (1964)	10S	0,30	0,00	694	694	607
Kriz e Raths (1964)	12S	0,62	0,50	307	356	121
Kriz e Raths (1964)	13S	0,62	1,00	149	320	77
Kriz e Raths (1964)	14S	0,62	1,00	156	322	86
Kriz e Raths (1964)	15S	0,40	1,00	247	455	402
Kriz e Raths (1964)	16S	0,20	1,00	506	691	601
Mattock et al.(1976)	A2	0,67	0,00	158	175	167
Mattock et al.(1976)	A3	1,01	0,00	125	182	0
Mattock et al.(1976)	B1	0,44	0,00	209	172	149
Mattock et al.(1976)	B2	0,67	0,00	173	164	166
Mattock et al.(1976)	B3A	1,01	0,00	187	192	0
Mattock et al.(1976)	C1	0,45	0,75	196	189	163
Mattock et al.(1976)	C2	0,68	0,75	178	176	258
Mattock et al.(1976)	C2A	0,68	0,75	180	176	258
Mattock et al.(1976)	C3	1,02	0,75	167	195	0
Mattock et al.(1976)	D1	0,45	1,00	125	185	160
Mattock et al.(1976)	D2	0,68	1,00	151	180	264
Mattock et al.(1976)	D3	1,01	1,00	146	175	0
Mattock et al.(1976)	E1	0,22	1,00	245	158	136
Mattock et al.(1976)	E2	0,45	1,00	205	164	148
Mattock et al.(1976)	E3	0,68	1,00	216	161	245
Mattock et al.(1976)	E4	1,01	1,00	158	159	0
Mattock et al.(1976)	F2	0,45	1,00	162	146	127
Mattock et al.(1976)	F3	0,68	1,00	107	147	216
Mattock et al.(1976)	F4	1,01	1,00	107	158	0
Mattock et al.(1976)	F4A	1,01	1,00	105	147	0
Mattock et al.(1976)	G4	0,99	1,00	107	142	160
Mattock et al.(1976)	H1	0,23	1,00	298	154	133
Mattock et al.(1976)	H2	0,45	1,00	222	155	134

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>V<sub>Su,E</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) ACI 318-19</b>	<b>V<sub>Su,N</sub> (kN) NBR 9062-17</b>
Mattock et al.(1976)	H3	0,68	1,00	211	152	224
Mattock et al.(1976)	H3A	0,68	1,00	176	156	230
Mattock et al.(1976)	H3B	0,68	1,00	205	151	222
Mattock et al.(1976)	J4	1,01	1,00	96	144	0
Naegeli (1997)	SP-1	0,37	0,00	260	53	47
Naegeli (1997)	SP-2	0,37	0,00	470	161	142
Naegeli (1997)	SP-3	0,37	0,00	340	101	47
Naegeli (1997)	SP-4	0,37	0,00	440	161	142
Naegeli (1997)	SP-5	0,37	0,00	550	268	142
Naegeli (1997)	SP-6	0,37	0,00	550	214	142
Naegeli (1997)	SP-7	0,37	0,00	545	214	142
Naegeli (1997)	SP-8	0,37	0,00	630	161	142
Naegeli (1997)	SP-9	0,37	0,00	590	161	142
Naegeli (1997)	SP-10	0,37	0,00	900	268	142
Naegeli (1997)	SP-11	0,37	0,00	850	214	142
Naegeli (1997)	SP-12	0,37	0,00	640	214	142
Naegeli (1997)	SP-13	0,37	0,00	400	214	142
Naegeli (1997)	SP-14	0,37	0,00	400	214	142
Torres (1998)	CH0V0	0,00	0,00	1000	334	374
Torres (1998)	CH5V5	0,37	0,00	1250	350	374
Torres (1998)	CH5V0	0,37	0,00	1070	341	372
Torres (1998)	CH0V5	0,00	0,00	965	334	368
Torres (1998)	CH4V0	0,00	0,00	1080	334	372
Torres (1998)	CH4V4	0,37	0,00	1160	372	374
Torres (1998)	CH6V0	0,37	0,00	1195	345	374
Torres (1998)	CH4V4	0,37	0,00	790	283	300
Yong e Balaguru (1994)	B1	0,39	0,00	778	395	284
Yong e Balaguru (1994)	B2	0,39	0,00	667	395	284
Yong e Balaguru (1994)	C1	0,39	0,00	796	470	379
Yong e Balaguru (1994)	C2	0,39	0,00	836	470	379
Yong e Balaguru (1994)	D1	0,39	0,00	701	520	441
Yong e Balaguru (1994)	D2	0,39	0,00	801	520	441
Yong e Balaguru (1994)	E1	0,25	0,20	712	637	588
Yong e Balaguru (1994)	E2	0,25	0,20	801	637	588
Yong e Balaguru (1994)	E3	0,25	0,20	1079	873	946
Yong e Balaguru (1994)	F1	0,50	0,20	912	769	735
Yong e Balaguru (1994)	F2	0,50	0,20	845	751	817

Tabela A-1 – Força resistente da base de dados segundo modelos do ACI 318-19 e NBR 9062-17 (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>a/d</b>	<b><math>\xi</math></b>	<b><math>V_{Su,E}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{Su,N}</math> (kN) ACI 318-19</b>	<b><math>V_{Su,N}</math> (kN) NBR 9062-17</b>
Yong e Balaguru (1994)	G1	0,75	0,20	333	656	213
Yong e Balaguru (1994)	G2	0,75	0,20	411	659	230
Yong e Balaguru (1994)	G3	0,75	0,20	556	811	202

## APÊNDICE B – GRÁFICOS $V_{EXP}/V_{CALC}$

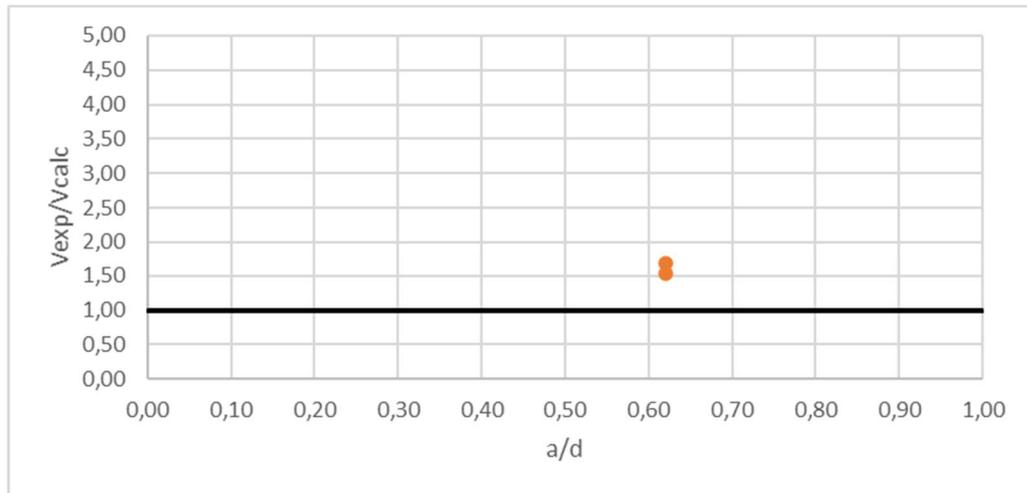


Figura B-1 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Araújo *et al.* (2021a).

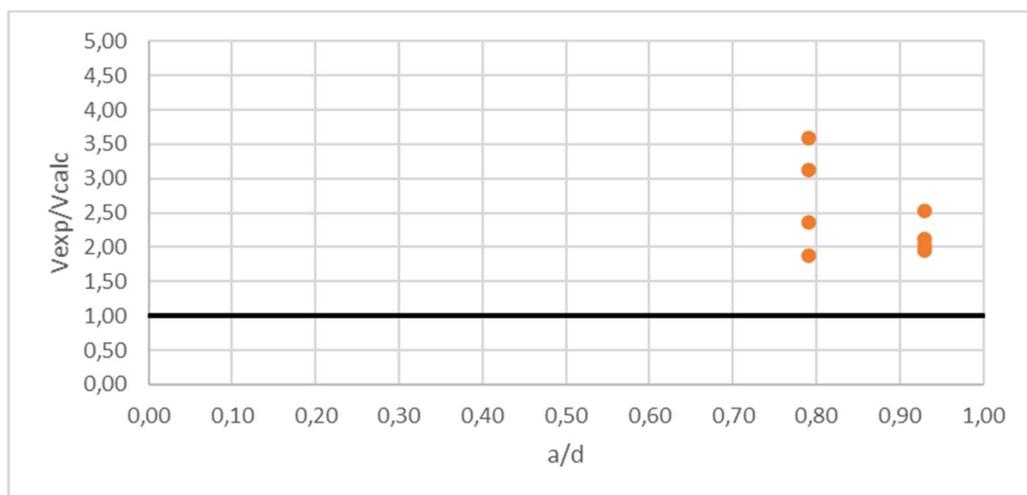


Figura B-2 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Campione *et al.* (2007).

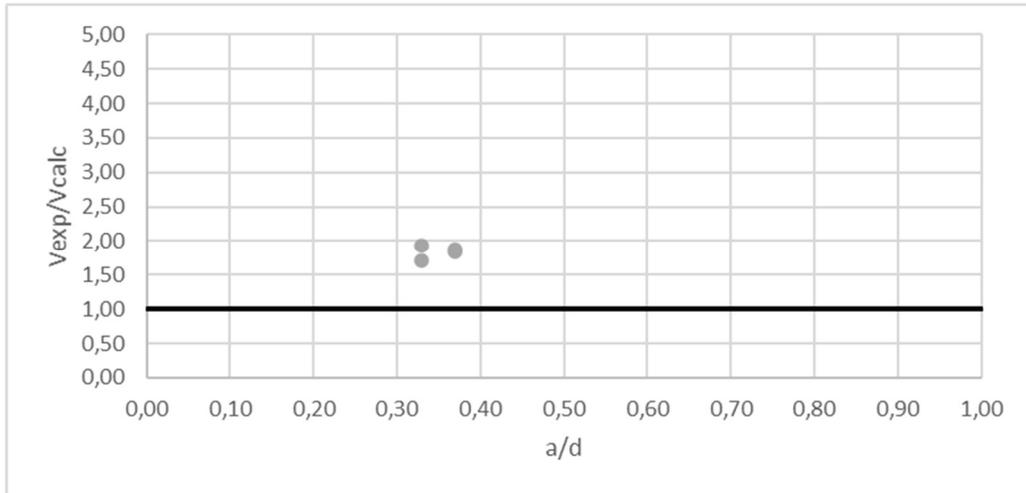


Figura B-3 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Chakrabarti *et al.* (1989).

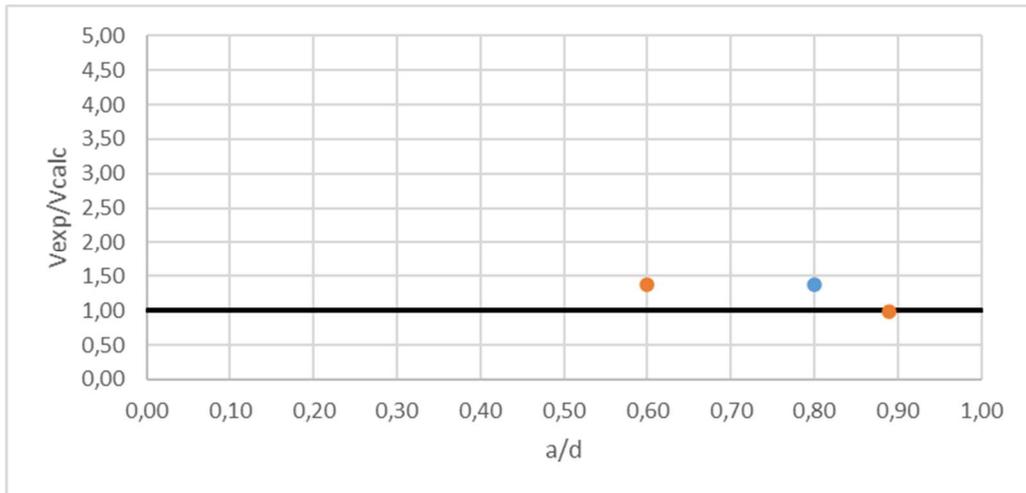


Figura B-4 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Fattuhi (1994b).

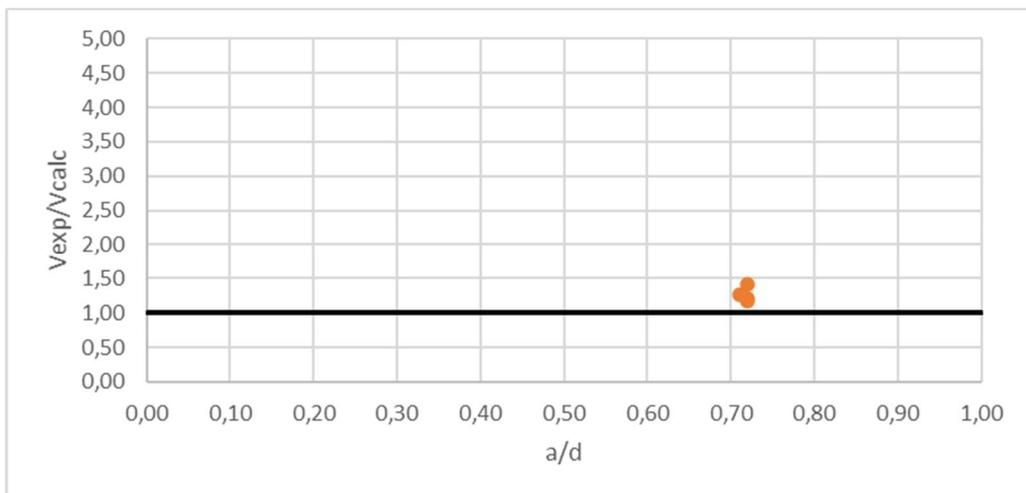


Figura B-5 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Fattuhi e Hughes (1989a).

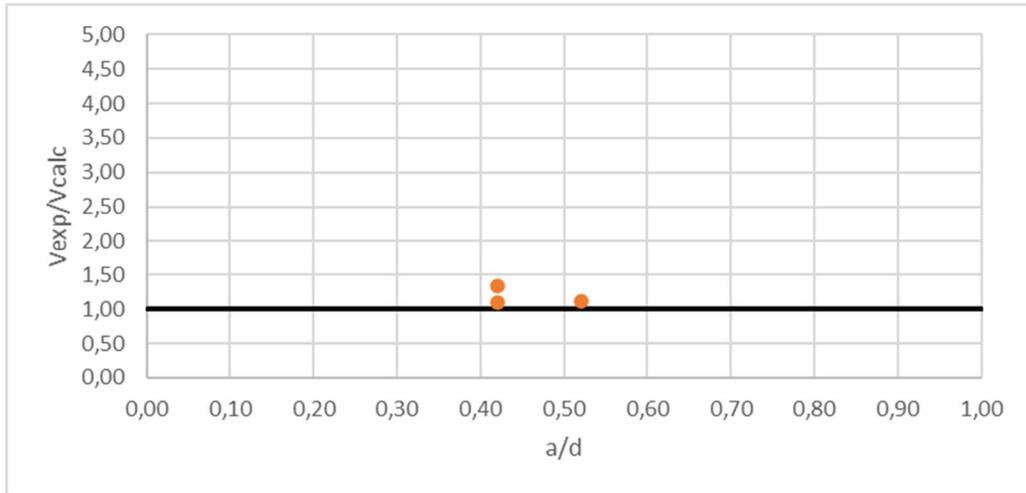


Figura B-6 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fattuhi e Hughes (1989b).

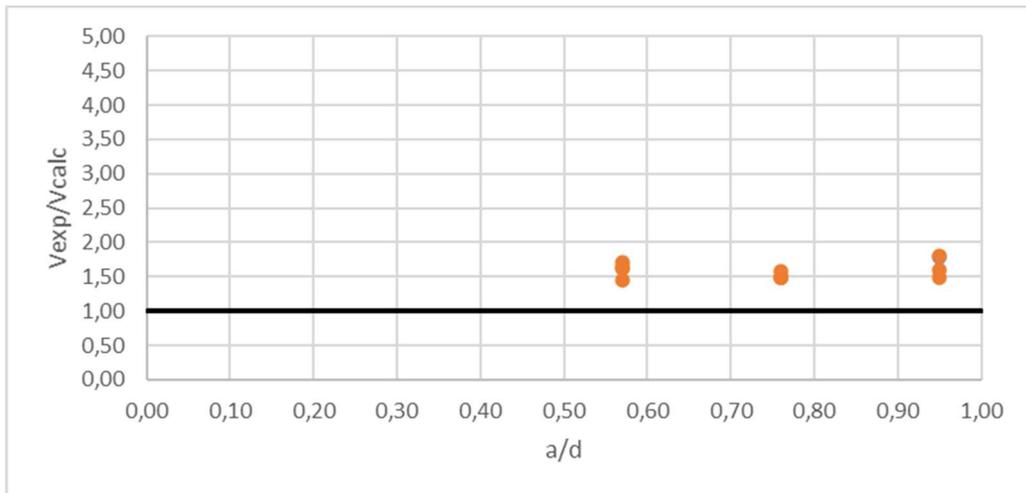


Figura B-7 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Fernandes (1999).

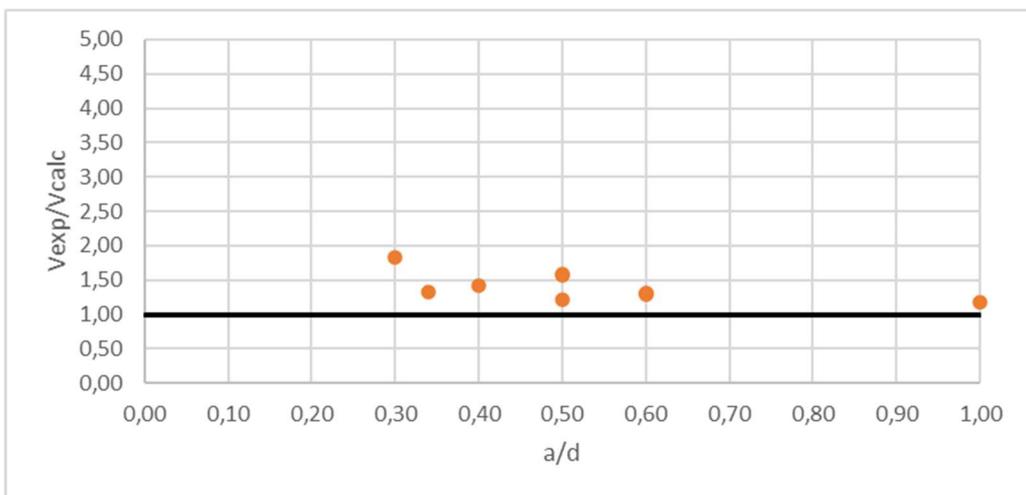


Figura B-8 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação a/d para as peças ensaiadas por Foster *et al.* (1996).

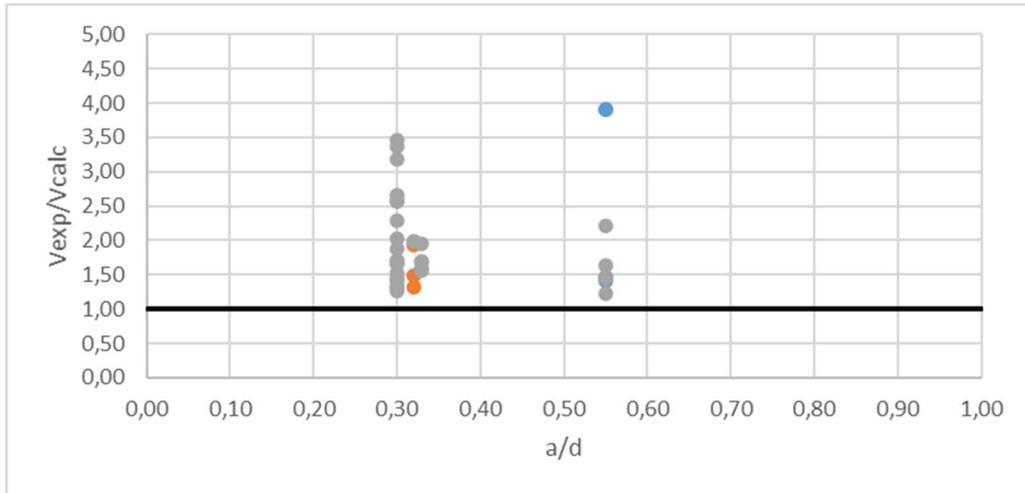


Figura B-9 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Hermansen e Cowan (1974).

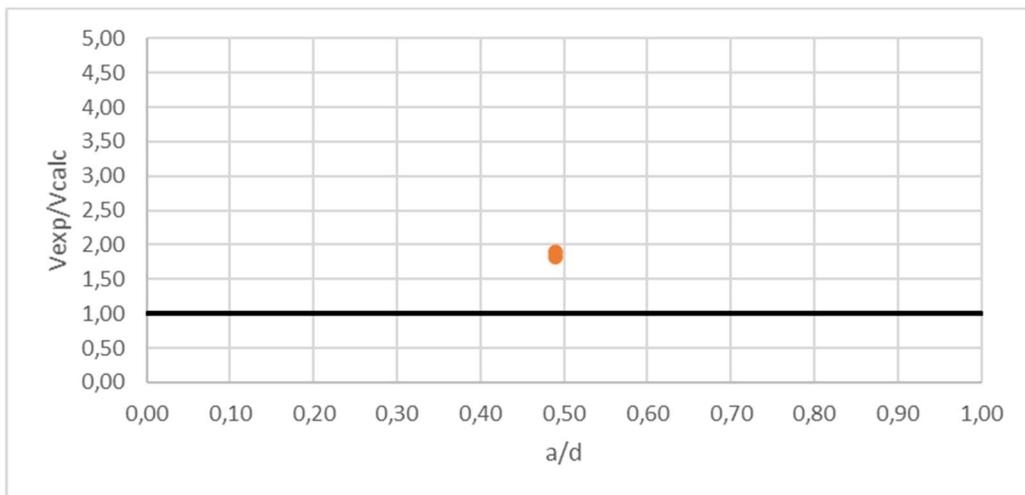


Figura B-10 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Khosravikia *et al.* (2018).

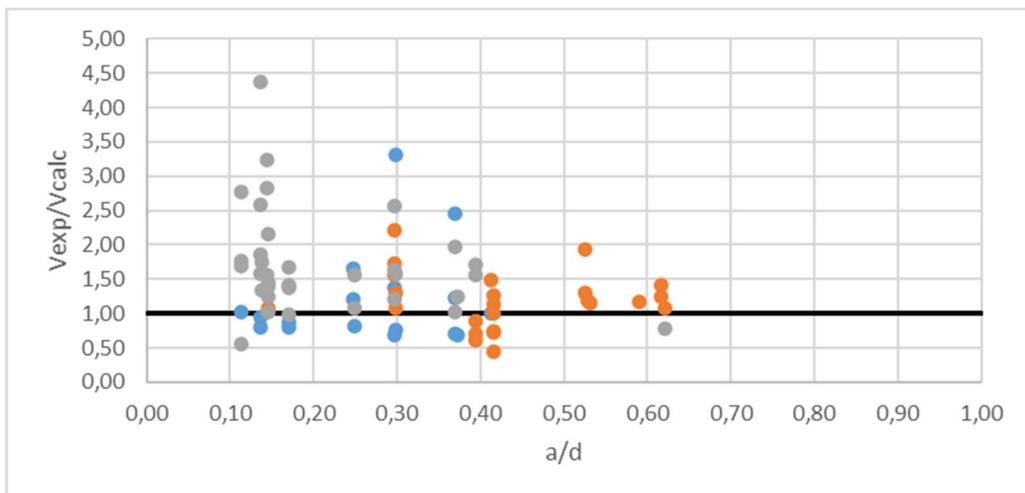


Figura B-11 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Kriz e Rath (1965).

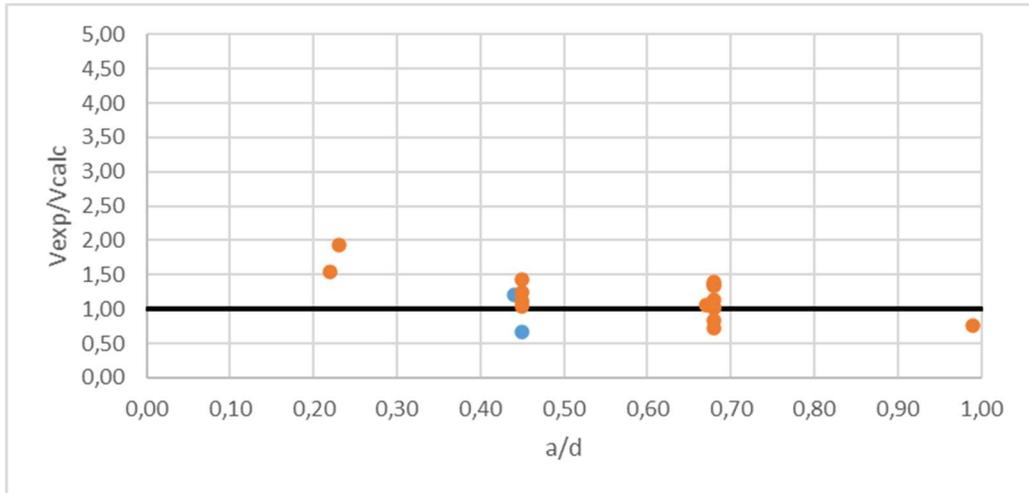


Figura B-12 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Mattock *et al.* (1976).

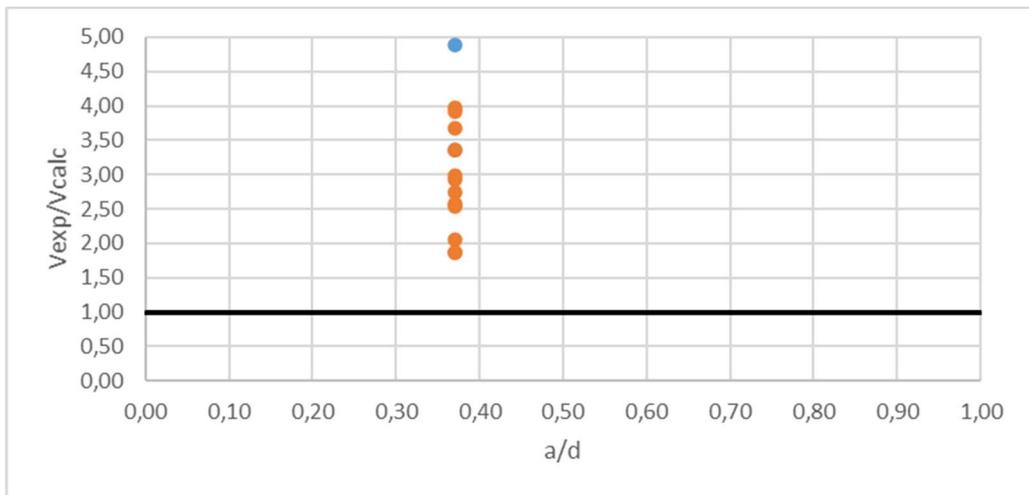


Figura B-13 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Naegeli (1997).

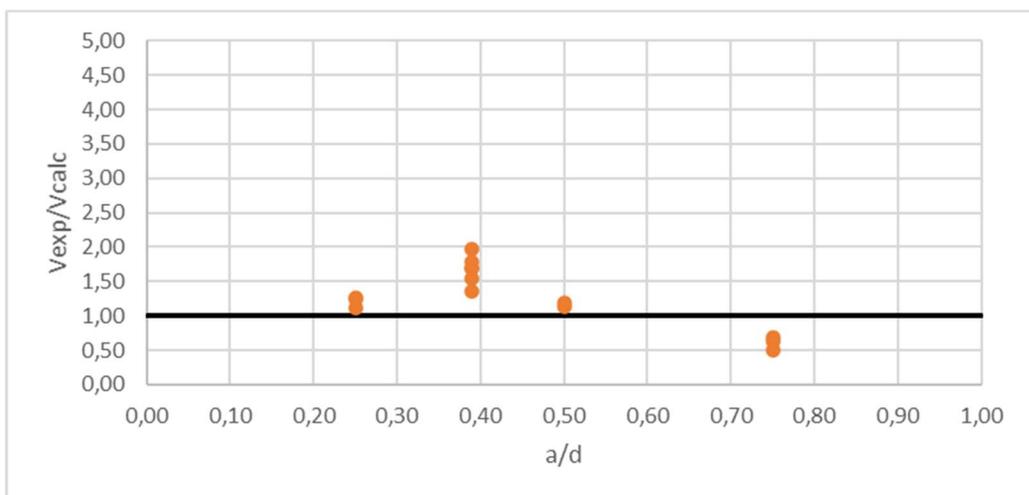


Figura B-14 – Gráfico  $V_{exp}/V_{calc}$  vs. relação  $a/d$  para as peças ensaiadas por Yong e Balaguru (1994).

## ANEXO A — DADOS DOS CONSOLOS ENSAIADOS POR OUTROS PESQUISADORES

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores.

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Foster <i>et al.</i> (1994)	SA1	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	18,85	3,39	0,0170	0,0031	87,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SA2	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	18,85	3,39	0,0170	0,0031	87,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SA3	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	6,28	0,00	0,0057	0,0000	92,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SA4	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	18,85	0,00	0,0170	0,0000	92,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SB1	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	12,57	3,39	0,0113	0,0031	56,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SB2	15,00	80,00	40,00	40,00	25,00	74,00	0,34	12,57	3,39	0,0113	0,0031	56,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC1-1	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	3,39	0,0251	0,0045	90,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC1-2	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	0,00	0,0251	0,0000	90,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC1-3	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	6,79	3,39	0,0091	0,0045	90,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC1-4	12,50	70,00	35,00	42,50	33,00	60,00	0,55	6,79	0,00	0,0091	0,0000	90,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC2-1	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	3,39	0,0251	0,0045	62,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC2-2	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	0,00	0,0251	0,0000	62,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC2-3	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	6,79	3,39	0,0091	0,0045	62,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SC2-4	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	6,79	0,00	0,0091	0,0000	62,00	430,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SD1	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	3,39	0,0251	0,0045	95,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	SD2	12,50	70,00	35,00	42,50	30,00	60,00	0,50	18,85	3,39	0,0251	0,0045	65,00	430,00	420,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PA1	15,00	60,00	60,00	40,00	30,00	50,00	0,60	18,85	0,00	0,0251	0,0000	53,00	450,00	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Foster <i>et al.</i> (1994)	PA2	15,00	60,00	60,00	40,00	30,00	50,00	0,60	18,85	7,85	0,0251	0,0105	53,00	450,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PB1	15,00	60,00	60,00	40,00	30,00	50,00	0,60	36,95	0,00	0,0493	0,0000	105,00	495,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PB2	15,00	60,00	60,00	40,00	30,00	50,00	0,60	36,95	7,85	0,0493	0,0105	105,00	495,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PC1	15,00	60,00	60,00	30,00	15,00	50,00	0,30	6,79	0,00	0,0091	0,0000	53,00	420,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PC2	15,00	60,00	60,00	30,00	15,00	50,00	0,30	6,79	7,85	0,0091	0,0105	53,00	420,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PD1	15,00	60,00	60,00	30,00	20,00	50,00	0,40	18,47	0,00	0,0246	0,0000	71,00	450,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PD2	15,00	60,00	60,00	30,00	20,00	50,00	0,40	18,47	7,85	0,0246	0,0105	71,00	450,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PE1	15,00	60,00	60,00	55,00	45,00	45,00	1,00	30,54	0,00	0,0452	0,0000	71,00	480,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PE2	15,00	60,00	60,00	55,00	45,00	45,00	1,00	30,54	7,85	0,0452	0,0116	71,00	480,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PF1	15,00	60,00	60,00	30,00	15,00	50,00	0,30	6,79	0,00	0,0091	0,0000	105,00	420,00	0,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PF2	15,00	60,00	60,00	30,00	15,00	50,00	0,30	6,79	7,85	0,0091	0,0105	105,00	420,00	360,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PG1	15,00	60,00	60,00	45,00	30,00	50,00	0,60	18,85	2,26	0,0251	0,0030	45,00	415,00	490,00
Foster <i>et al.</i> (1994)	PG2	15,00	60,00	60,00	45,00	30,00	50,00	0,60	18,85	2,26	0,0251	0,0030	94,00	415,00	490,00
Araújo <i>et al.</i> (2021)	S1-S-0-1	20,00	40,00	20,00	30,00	20,34	32,80	0,62	2,45	2,49	0,0037	0,0038	26,52	571,52	591,00
Araújo <i>et al.</i> (2021)	S1-S-0-2	20,00	40,00	20,00	30,00	20,34	32,80	0,62	2,45	2,49	0,0037	0,0038	33,95	571,52	591,00
Campione <i>et al.</i> (2005)	C3	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	0,00	0,0070	0,0000	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2005)	C4	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	1,13	0,0070	0,0050	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MI-3 (1)	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	0,00	0,0061	0,0000	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MI-3 (2)	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	0,00	0,0061	0,0000	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MI-4 (1)	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	1,13	0,0061	0,0050	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MI-4 (2)	16,00	16,00	16,00	19,00	13,00	14,00	0,93	1,57	1,13	0,0061	0,0050	48,50	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-4 (1)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	1,57	0,00	0,0061	0,0000	79,00	488,00	445,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-4 (2)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	1,57	0,00	0,0061	0,0000	79,00	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-7 (1)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	4,02	0,00	0,0157	0,0000	79,00	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-7 (2)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	4,02	0,00	0,0157	0,0000	79,00	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-10 (1)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	1,57	1,13	0,0061	0,0050	79,00	488,00	445,00
Campione <i>et al.</i> (2007)	MII-10 (2)	16,00	16,00	16,00	19,00	11,00	14,00	0,79	1,57	1,13	0,0061	0,0050	79,00	488,00	445,00
Chakrabarti <i>et al.</i> (1989)	TA-1	15,20	22,90	22,90	22,90	7,60	20,60	0,37	2,13	1,25	0,0068	0,0040	28,96	440,96	382,40
Chakrabarti <i>et al.</i> (1989)	TA-2	15,20	25,40	25,40	22,90	7,60	23,10	0,33	2,13	1,25	0,0061	0,0036	28,27	440,96	382,40
Chakrabarti <i>et al.</i> (1989)	TA-3	15,20	22,90	22,90	22,90	7,60	20,60	0,37	2,13	1,25	0,0068	0,0040	34,64	440,96	382,40
Chakrabarti <i>et al.</i> (1989)	TA-4	15,20	25,40	25,40	22,90	7,60	23,10	0,33	2,13	1,25	0,0061	0,0036	34,87	440,96	382,40
Fattuhi (1994a)	116,00	15,00	23,70	23,70	30,00	16,00	21,20	0,75	1,57	0,00	0,0049	0,0000	92,93	440,96	0,00
Fattuhi (1994a)	117,00	15,20	23,60	23,60	30,00	17,50	22,00	0,80	1,57	0,00	0,0047	0,0000	92,93	440,96	0,00
Fattuhi (1994b)	67,00	15,30	14,80	14,80	20,00	11,00	13,20	0,83	2,26	0,00	0,0112	0,0000	34,77	452,00	0,00
Fattuhi (1994b)	68,00	15,20	14,80	14,80	20,00	11,00	11,20	0,98	2,26	0,00	0,0133	0,0000	34,77	452,00	0,00
Fattuhi (1994b)	71,00	15,50	14,80	14,80	20,00	11,00	12,20	0,90	2,76	1,01	0,0146	0,0053	31,15	452,00	451,00
Fattuhi (1994b)	72,00	15,30	14,90	14,90	20,00	11,00	12,30	0,89	2,26	0,00	0,0120	0,0000	31,15	452,00	0,00
Fattuhi (1994b)	73,00	15,40	14,80	14,80	20,00	7,50	12,40	0,60	1,01	0,00	0,0053	0,0000	31,51	451,00	0,00
Fattuhi (1994b)	74,00	15,40	14,80	14,80	20,00	7,50	9,40	0,80	1,01	0,00	0,0070	0,0000	31,51	451,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989a)	T2	15,00	15,00	15,00	20,00	8,90	12,50	0,71	1,57	1,57	0,0084	0,0084	48,72	558,00	558,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Fattuhi e Hughes (1989a)	T7	15,00	15,00	15,00	20,00	8,90	12,40	0,72	2,26	1,57	0,0122	0,0084	46,45	491,00	558,00
Fattuhi e Hughes (1989a)	T8	15,00	15,00	15,00	20,00	8,90	12,40	0,72	2,26	3,14	0,0122	0,0169	48,54	491,00	558,00
Fattuhi e Hughes (1989a)	T9	15,00	15,00	15,00	20,00	8,90	12,40	0,72	2,26	3,14	0,0122	0,0169	46,45	491,00	558,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C21	15,00	15,00	15,00	20,00	5,25	12,60	0,42	1,01	0,00	0,0053	0,0000	46,54	606,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C22	15,00	15,00	15,00	20,00	8,85	12,60	0,70	1,01	0,00	0,0053	0,0000	49,11	606,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C23	15,00	15,00	15,00	20,00	12,45	12,60	0,99	1,01	0,00	0,0053	0,0000	49,11	606,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C24	15,00	15,00	15,00	20,00	5,25	12,50	0,42	1,57	0,00	0,0084	0,0000	46,54	667,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C25	15,00	15,00	15,00	20,00	6,45	12,40	0,52	2,26	0,00	0,0122	0,0000	49,31	626,00	0,00
Fattuhi e Hughes (1989b)	C26	15,00	15,00	15,00	20,00	12,45	12,40	1,00	2,26	0,00	0,0122	0,0000	46,72	626,00	0,00
Fernandes (1999)	CS5-4A	12,00	12,00	12,00	12,00	6,00	10,50	0,57	0,79	0,55	0,0063	0,0044	80,50	695,00	750,00
Fernandes (1999)	CD6-4A	12,00	12,00	12,00	12,00	6,00	10,50	0,57	1,25	0,55	0,0099	0,0044	80,50	525,00	750,00
Fernandes (1999)	CS6-4A	12,00	12,00	12,00	12,00	6,00	10,50	0,57	1,25	0,55	0,0099	0,0044	75,30	525,00	750,00
Fernandes (1999)	CS8-5A	12,00	12,00	12,00	12,00	6,00	10,50	0,57	2,01	0,79	0,0160	0,0063	75,30	525,00	695,00
Fernandes (1999)	CS5-4B	12,00	12,00	12,00	12,00	8,00	10,50	0,76	0,79	0,55	0,0063	0,0044	83,00	695,00	750,00
Fernandes (1999)	CD6-4B	12,00	12,00	12,00	12,00	8,00	10,50	0,76	1,25	0,55	0,0099	0,0044	83,00	525,00	750,00
Fernandes (1999)	CS6-4B	12,00	12,00	12,00	12,00	8,00	10,50	0,76	1,25	0,55	0,0099	0,0044	75,00	525,00	750,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>pw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Fernandes (1999)	CS8-5B	12,00	12,00	12,00	12,00	8,00	10,50	0,76	2,01	0,79	0,0160	0,0063	75,00	525,00	695,00
Fernandes (1999)	CS5-4C	12,00	12,00	12,00	14,00	10,00	10,50	0,95	0,79	0,55	0,0063	0,0044	93,70	695,00	750,00
Fernandes (1999)	CD6-4C	12,00	12,00	12,00	14,00	10,00	10,50	0,95	1,25	0,55	0,0099	0,0044	74,10	525,00	750,00
Fernandes (1999)	CS6-4C	12,00	12,00	12,00	14,00	10,00	10,50	0,95	1,25	0,55	0,0099	0,0044	91,20	525,00	750,00
Fernandes (1999)	CS8-5C	12,00	12,00	12,00	14,00	10,00	10,50	0,95	2,01	0,79	0,0160	0,0063	93,70	525,00	695,00
Hermansen e Cowan (1974)	H1	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	1,27	0,0059	0,0015	39,80	340,68	380,00
Hermansen e Cowan (1974)	H2	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	1,27	0,0059	0,0015	35,80	340,68	380,00
Hermansen e Cowan (1974)	H3	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	2,97	0,0059	0,0035	37,80	340,68	302,86
Hermansen e Cowan (1974)	H4	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	2,97	0,0059	0,0035	38,70	340,68	302,86
Hermansen e Cowan (1974)	H5	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	33,60	359,26	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H6	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	36,60	359,26	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H7	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	36,10	350,37	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H8	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	30,40	350,37	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H9	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	6,45	8,48	0,0076	0,0100	37,60	352,63	340,00
Hermansen e Cowan (1974)	H10	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	33,90	350,37	341,79

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Hermansen e Cowan (1974)	H11	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	29,60	328,15	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H13	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	11,45	5,68	0,0135	0,0067	36,70	336,30	341,79
Hermansen e Cowan (1974)	H14	22,80	40,60	40,60	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	2,97	0,0059	0,0035	40,00	349,15	248,57
Hermansen e Cowan (1974)	H19	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	3,90	0,00	0,0046	0,0000	46,50	343,48	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	H20	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	2,46	10,09	0,0029	0,0119	44,70	348,28	327,73
Hermansen e Cowan (1974)	H21	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	6,45	8,48	0,0076	0,0100	30,40	326,32	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H22	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	6,45	8,48	0,0076	0,0100	47,30	326,32	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H23	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	6,45	8,48	0,0076	0,0100	41,40	326,32	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H24	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	6,45	8,48	0,0076	0,0100	40,80	326,32	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H25	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	12,13	8,48	0,0143	0,0100	38,50	330,77	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H26	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	17,81	8,48	0,0210	0,0100	39,10	332,38	256,00
Hermansen e Cowan (1974)	H27	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	17,05	0,00	0,0201	0,0000	37,30	337,81	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	H28	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	3,73	0,00	0,0044	0,0000	40,30	345,45	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Hermansen e Cowan (1974)	H29	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	3,73	0,00	0,0044	0,0000	17,60	345,45	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	HT1	22,80	40,60	20,30	22,80	12,10	37,20	0,33	5,00	2,80	0,0059	0,0033	45,00	345,76	342,42
Hermansen e Cowan (1974)	HM1	22,80	25,40	12,70	22,80	12,10	21,90	0,55	4,99	0,00	0,0100	0,0000	48,50	346,00	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	HM2	22,80	25,40	12,70	22,80	12,10	21,90	0,55	6,44	3,35	0,0129	0,0067	45,30	324,81	291,04
Hermansen e Cowan (1974)	HM3	22,80	25,40	12,70	22,80	12,10	21,90	0,55	9,54	4,79	0,0191	0,0096	44,70	327,75	303,13
Hermansen e Cowan (1974)	HM7	22,80	25,40	12,70	22,80	12,10	21,90	0,55	3,74	0,00	0,0075	0,0000	40,30	345,33	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	HM8	22,80	25,40	12,70	22,80	12,10	21,90	0,55	3,74	0,00	0,0075	0,0000	47,60	345,33	0,00
Hermansen e Cowan (1974)	HS1	15,20	26,80	13,40	15,20	7,60	23,70	0,32	3,82	1,98	0,0106	0,0055	36,00	343,40	252,73
Hermansen e Cowan (1974)	HS2	15,20	26,80	13,40	15,20	7,60	23,70	0,32	3,82	2,99	0,0106	0,0083	32,00	343,40	250,60
Hermansen e Cowan (1974)	HS3	15,20	26,80	13,40	15,20	7,60	23,70	0,32	2,85	0,00	0,0079	0,0000	46,50	340,51	0,00
Khosravikia (2018)	S1	30,50	71,00	30,50	50,80	33,00	67,20	0,49	20,27	3,54	0,0099	0,0017	29,40	414,00	414,00
Khosravikia (2018)	S2	30,50	71,00	30,50	50,80	33,00	67,20	0,49	15,20	3,54	0,0074	0,0017	29,40	552,00	414,00
Khosravikia (2018)	S3	30,50	71,00	30,50	50,80	33,00	67,20	0,49	20,27	0,00	0,0099	0,0000	29,40	414,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	1,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,30	0,14	3,96	0,00	0,0038	0,0000	26,13	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	2,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,30	0,14	3,96	0,00	0,0038	0,0000	42,54	324,07	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	3,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,50	0,11	4,00	0,00	0,0032	0,0000	26,34	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	4,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	7,72	0,00	0,0093	0,0000	24,27	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	5,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	7,78	0,00	0,0075	0,0000	26,48	298,55	0,00
Kriz e Raths (1964)	6,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,20	0,11	7,70	0,00	0,0062	0,0000	27,37	324,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	7,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	15,44	0,00	0,0186	0,0000	22,48	298,55	0,00
Kriz e Raths (1964)	8,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,75	315,79	0,00
Kriz e Raths (1964)	9,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	15,46	0,00	0,0149	0,0000	44,82	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	10,00	40,60	66,04	15,24	15,20	7,00	61,20	0,11	30,81	0,00	0,0124	0,0000	33,03	324,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	11,00	20,30	35,56	20,32	30,50	10,20	30,70	0,33	7,73	0,00	0,0124	0,0000	26,89	328,89	0,00
Kriz e Raths (1964)	12,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	2,59	0,00	0,0031	0,0000	29,23	351,65	0,00
Kriz e Raths (1964)	13,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	2,60	0,00	0,0025	0,0000	31,58	351,65	0,00
Kriz e Raths (1964)	14,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,50	0,25	2,62	0,00	0,0021	0,0000	31,30	351,65	0,00
Kriz e Raths (1964)	15,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	4,00	0,00	0,0048	0,0000	31,03	331,65	0,00
Kriz e Raths (1964)	16,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	4,00	0,00	0,0048	0,0000	23,65	330,96	0,00
Kriz e Raths (1964)	17,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	4,00	0,00	0,0048	0,0000	27,51	660,54	0,00
Kriz e Raths (1964)	18,00	20,30	45,72	45,72	30,50	15,20	41,10	0,37	4,00	0,00	0,0048	0,0000	29,03	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	19,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	3,96	0,00	0,0038	0,0000	26,13	297,86	0,00
Kriz e Raths (1964)	20,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	3,96	0,00	0,0038	0,0000	24,48	660,54	0,00
Kriz e Raths (1964)	21,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,50	0,25	4,00	0,00	0,0032	0,0000	27,03	297,86	0,00
Kriz e Raths (1964)	22,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,50	0,25	4,00	0,00	0,0032	0,0000	25,79	660,54	0,00
Kriz e Raths (1964)	23,00	20,30	66,04	66,04	30,50	15,20	61,50	0,25	4,00	0,00	0,0032	0,0000	27,24	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	24,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	0,00	0,0093	0,0000	29,30	326,13	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	25,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	0,00	0,0093	0,0000	44,20	321,31	0,00
Kriz e Raths (1964)	26,00	20,30	45,72	45,72	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	0,00	0,0093	0,0000	29,51	367,50	0,00
Kriz e Raths (1964)	27,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	7,78	0,00	0,0075	0,0000	29,79	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	28,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	7,70	0,00	0,0062	0,0000	31,92	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	29,00	20,30	66,04	40,64	30,50	15,20	61,20	0,25	7,70	0,00	0,0062	0,0000	25,72	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	30,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	50,80	0,30	10,21	0,00	0,0099	0,0000	29,37	314,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	31,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,00	0,25	10,15	0,00	0,0082	0,0000	27,86	321,31	0,00
Kriz e Raths (1964)	32,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,00	0,25	10,15	0,00	0,0082	0,0000	30,27	314,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	33,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	15,44	0,00	0,0186	0,0000	26,41	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	34,00	20,30	45,72	45,72	30,50	15,20	40,90	0,37	15,44	0,00	0,0186	0,0000	28,06	367,50	0,00
Kriz e Raths (1964)	35,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	15,46	0,00	0,0149	0,0000	26,34	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	36,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	15,41	0,00	0,0124	0,0000	27,30	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	37,00	20,30	66,04	66,04	30,50	15,20	61,20	0,25	15,41	0,00	0,0124	0,0000	25,99	374,40	0,00
Kriz e Raths (1964)	38,00	20,30	45,72	15,24	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	0,00	0,0093	0,0000	32,41	365,44	0,00
Kriz e Raths (1964)	39,00	20,30	45,72	22,86	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	0,00	0,0093	0,0000	30,96	375,78	0,00
Kriz e Raths (1964)	40,00	20,30	45,72	30,48	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	0,00	0,0093	0,0000	29,92	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	41,00	20,30	45,72	45,72	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	0,00	0,0093	0,0000	28,96	306,14	0,00
Kriz e Raths (1964)	42,00	20,30	66,04	27,94	30,50	24,10	61,20	0,39	7,70	0,00	0,0062	0,0000	33,44	361,99	0,00
Kriz e Raths (1964)	43,00	20,30	66,04	40,64	30,50	24,10	61,20	0,39	7,70	0,00	0,0062	0,0000	28,55	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	44,00	20,30	66,04	66,04	30,50	24,10	61,20	0,39	7,70	0,00	0,0062	0,0000	26,48	313,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	45,00	20,30	45,72	22,86	30,50	24,10	40,90	0,59	15,44	0,00	0,0186	0,0000	29,51	348,20	0,00
Kriz e Raths (1964)	46,00	20,30	45,72	30,48	30,50	24,10	40,90	0,59	15,44	0,00	0,0186	0,0000	26,48	305,45	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	47,00	20,30	45,72	45,72	30,50	24,10	40,90	0,59	15,44	0,00	0,0186	0,0000	27,99	306,14	0,00
Kriz e Raths (1964)	48,00	20,30	66,04	15,24	30,50	24,10	61,20	0,39	15,41	0,00	0,0124	0,0000	33,92	313,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	49,00	20,30	66,04	27,94	30,50	24,10	61,20	0,39	15,41	0,00	0,0124	0,0000	28,82	330,96	0,00
Kriz e Raths (1964)	50,00	20,30	66,04	66,04	30,50	24,10	61,20	0,39	15,41	0,00	0,0124	0,0000	30,27	313,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	51,00	20,30	66,04	66,04	30,50	24,10	61,20	0,39	15,41	0,00	0,0124	0,0000	30,96	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	52,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	41,10	0,62	4,00	0,00	0,0048	0,0000	27,30	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	53,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	41,10	0,62	4,00	0,00	0,0048	0,0000	43,85	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	54,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	41,10	0,62	4,00	0,00	0,0048	0,0000	27,24	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	55,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,30	0,50	3,96	0,00	0,0038	0,0000	27,65	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	56,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,50	0,41	4,00	0,00	0,0032	0,0000	25,99	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	57,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,50	0,41	4,00	0,00	0,0032	0,0000	28,48	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	58,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	25,65	307,52	0,00
Kriz e Raths (1964)	59,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	24,20	298,55	0,00
Kriz e Raths (1964)	60,00	20,30	45,72	30,48	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	26,34	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	61,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	28,34	374,40	0,00
Kriz e Raths (1964)	62,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	7,78	0,00	0,0075	0,0000	22,48	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	63,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	23,58	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	64,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	45,09	321,31	0,00
Kriz e Raths (1964)	65,00	20,30	66,04	40,64	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	25,24	366,81	0,00
Kriz e Raths (1964)	66,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	27,86	304,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	67,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	27,99	364,06	0,00
Kriz e Raths (1964)	68,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	23,31	296,49	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	69,00	20,30	45,72	30,48	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	25,37	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	70,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	27,65	367,50	0,00
Kriz e Raths (1964)	71,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	16,49	0,00	0,0159	0,0000	30,41	314,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	72,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	28,34	314,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	73,00	20,30	66,04	40,64	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	27,92	304,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	74,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	30,06	363,37	0,00
Kriz e Raths (1964)	75,00	20,30	114,30	30,48	60,90	31,80	105,90	0,30	20,42	0,00	0,0095	0,0000	28,34	313,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	76,00	20,30	114,30	30,48	60,90	31,80	105,90	0,30	19,35	0,00	0,0090	0,0000	28,20	322,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	77,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,50	0,14	5,99	0,00	0,0048	0,0000	15,24	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	78,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,20	0,15	11,55	0,00	0,0093	0,0000	15,17	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	79,00	20,30	66,04	66,04	30,50	8,90	61,20	0,15	15,41	0,00	0,0124	0,0000	16,55	324,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	80,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	5,10	0,00	0,0049	0,0000	16,75	299,93	0,00
Kriz e Raths (1964)	81,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	9,75	0,00	0,0094	0,0000	17,72	307,52	0,00
Kriz e Raths (1964)	82,00	20,30	45,72	15,24	30,50	12,10	40,60	0,30	10,14	0,00	0,0123	0,0000	14,55	310,96	0,00
Kriz e Raths (1964)	83,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	41,10	0,53	4,00	0,00	0,0048	0,0000	15,93	315,79	0,00
Kriz e Raths (1964)	84,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,90	0,53	7,72	0,00	0,0093	0,0000	15,79	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	85,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,60	0,53	10,14	0,00	0,0123	0,0000	14,96	307,52	0,00
Kriz e Raths (1964)	86,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,50	0,14	5,99	0,00	0,0048	0,0000	28,82	319,24	0,00
Kriz e Raths (1964)	87,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,20	0,15	11,55	0,00	0,0093	0,0000	26,75	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	88,00	20,30	66,04	66,04	30,50	8,90	61,20	0,15	15,41	0,00	0,0124	0,0000	26,34	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	89,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	5,10	0,00	0,0049	0,0000	27,65	308,90	0,00
Kriz e Raths (1964)	90,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	9,75	0,00	0,0094	0,0000	29,23	320,62	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	91,00	20,30	45,72	15,24	30,50	12,10	40,60	0,30	10,14	0,00	0,0123	0,0000	27,99	322,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	92,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	41,10	0,53	4,00	0,00	0,0048	0,0000	28,68	315,79	0,00
Kriz e Raths (1964)	93,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,90	0,53	7,72	0,00	0,0093	0,0000	27,44	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	94,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,60	0,53	10,14	0,00	0,0123	0,0000	27,17	322,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	95,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,50	0,14	5,99	0,00	0,0048	0,0000	43,51	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	96,00	20,30	66,04	15,24	30,50	8,90	61,20	0,15	11,55	0,00	0,0093	0,0000	44,33	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	97,00	20,30	66,04	66,04	30,50	8,90	61,20	0,15	15,41	0,00	0,0124	0,0000	44,27	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	98,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	5,10	0,00	0,0049	0,0000	45,58	306,83	0,00
Kriz e Raths (1964)	99,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	9,75	0,00	0,0094	0,0000	45,30	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	100,00	20,30	45,72	15,24	30,50	12,10	40,60	0,30	10,14	0,00	0,0123	0,0000	44,33	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	101,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	41,10	0,53	4,00	0,00	0,0048	0,0000	43,92	319,24	0,00
Kriz e Raths (1964)	102,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,90	0,53	7,72	0,00	0,0093	0,0000	46,06	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	103,00	20,30	45,72	45,72	30,50	21,60	40,60	0,53	10,14	0,00	0,0123	0,0000	45,44	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	104,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	41,10	0,17	4,00	0,00	0,0048	0,0000	29,03	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	105,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,30	0,14	3,96	0,00	0,0038	0,0000	26,61	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	106,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,50	0,11	4,00	0,00	0,0032	0,0000	27,86	326,13	0,00
Kriz e Raths (1964)	107,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	7,72	0,00	0,0093	0,0000	28,13	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	108,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,37	7,78	0,00	0,0075	0,0000	26,61	328,89	0,00
Kriz e Raths (1964)	109,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,20	0,11	7,70	0,00	0,0062	0,0000	29,23	332,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	110,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	15,44	0,00	0,0186	0,0000	29,30	327,51	0,00
Kriz e Raths (1964)	111,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	15,46	0,00	0,0149	0,0000	26,89	336,48	0,00
Kriz e Raths (1964)	112,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,20	0,11	15,41	0,00	0,0124	0,0000	29,72	335,79	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

Kriz e Raths (1964)	113,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	3,92	0,00	0,0047	0,0000	30,34	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	114,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	3,96	0,00	0,0038	0,0000	29,79	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	115,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,50	0,25	4,00	0,00	0,0032	0,0000	34,13	315,10	0,00
Kriz e Raths (1964)	116,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	0,00	0,0093	0,0000	26,68	333,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	117,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	7,78	0,00	0,0075	0,0000	26,75	308,21	0,00
Kriz e Raths (1964)	118,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	7,70	0,00	0,0062	0,0000	29,23	333,72	0,00
Kriz e Raths (1964)	119,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	15,44	0,00	0,0186	0,0000	29,03	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	120,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,48	328,89	0,00
Kriz e Raths (1964)	121,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	15,41	0,00	0,0124	0,0000	27,37	332,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	122,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	41,10	0,62	4,00	0,00	0,0048	0,0000	23,31	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	123,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,30	0,50	3,96	0,00	0,0038	0,0000	29,23	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	124,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,50	0,41	4,00	0,00	0,0032	0,0000	29,23	320,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	125,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	22,41	330,27	0,00
Kriz e Raths (1964)	126,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	30,89	368,19	0,00
Kriz e Raths (1964)	127,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	7,78	0,00	0,0075	0,0000	22,75	330,27	0,00
Kriz e Raths (1964)	128,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	24,89	330,96	0,00
Kriz e Raths (1964)	129,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	28,41	324,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	130,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	27,10	328,89	0,00
Kriz e Raths (1964)	131,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	29,10	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	132,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,41	308,21	0,00
Kriz e Raths (1964)	133,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	28,82	333,72	0,00
Kriz e Raths (1964)	134,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	29,58	302,69	0,00
Kriz e Raths (1964)	135,00	20,30	35,56	20,32	30,50	7,60	30,70	0,25	7,73	0,00	0,0124	0,0000	44,33	322,69	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	136,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	41,10	0,17	4,00	0,00	0,0048	0,0000	26,68	324,07	0,00
Kriz e Raths (1964)	137,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,30	0,14	3,96	0,00	0,0038	0,0000	31,79	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	138,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,50	0,11	4,00	0,00	0,0032	0,0000	26,68	322,69	0,00
Kriz e Raths (1964)	139,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	7,72	0,00	0,0093	0,0000	30,48	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	140,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	7,78	0,00	0,0075	0,0000	26,82	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	141,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,20	0,11	7,70	0,00	0,0062	0,0000	27,58	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	142,00	20,30	45,72	15,24	30,50	7,00	40,90	0,17	15,44	0,00	0,0186	0,0000	28,75	305,45	0,00
Kriz e Raths (1964)	143,00	20,30	55,88	15,24	30,50	7,00	51,10	0,14	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,34	325,44	0,00
Kriz e Raths (1964)	144,00	20,30	66,04	15,24	30,50	7,00	61,20	0,11	15,41	0,00	0,0124	0,0000	29,30	336,48	0,00
Kriz e Raths (1964)	145,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	41,10	0,37	4,00	0,00	0,0048	0,0000	25,65	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	146,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,30	0,30	3,96	0,00	0,0038	0,0000	29,65	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	147,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,50	0,25	4,00	0,00	0,0032	0,0000	27,86	310,28	0,00
Kriz e Raths (1964)	148,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	7,80	0,00	0,0094	0,0000	29,30	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	149,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	7,78	0,00	0,0075	0,0000	29,79	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	150,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	7,70	0,00	0,0062	0,0000	27,92	300,62	0,00
Kriz e Raths (1964)	151,00	20,30	45,72	15,24	30,50	15,20	40,90	0,37	15,44	0,00	0,0186	0,0000	29,17	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	152,00	20,30	55,88	15,24	30,50	15,20	51,10	0,30	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,48	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	153,00	20,30	66,04	15,24	30,50	15,20	61,20	0,25	15,41	0,00	0,0124	0,0000	27,30	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	154,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	41,10	0,62	4,00	0,00	0,0048	0,0000	32,75	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	155,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,30	0,50	3,96	0,00	0,0038	0,0000	28,41	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	156,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,50	0,41	4,00	0,00	0,0032	0,0000	25,30	334,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	157,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	28,61	312,34	0,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	158,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	29,65	314,41	0,00
Kriz e Raths (1964)	159,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	0,00	0,0093	0,0000	31,30	313,72	0,00
Kriz e Raths (1964)	160,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	7,78	0,00	0,0075	0,0000	28,96	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	161,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	28,20	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	162,00	20,30	66,04	27,94	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	30,82	297,86	0,00
Kriz e Raths (1964)	163,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	7,70	0,00	0,0062	0,0000	29,99	322,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	164,00	20,30	45,72	15,24	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	28,13	333,03	0,00
Kriz e Raths (1964)	165,00	20,30	45,72	45,72	30,50	25,40	40,90	0,62	15,44	0,00	0,0186	0,0000	31,17	312,34	0,00
Kriz e Raths (1964)	166,00	20,30	55,88	15,24	30,50	25,40	51,10	0,50	15,46	0,00	0,0149	0,0000	28,34	293,04	0,00
Kriz e Raths (1964)	167,00	20,30	66,04	15,24	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	30,61	293,04	0,00
Kriz e Raths (1964)	168,00	20,30	66,04	66,04	30,50	25,40	61,20	0,42	15,41	0,00	0,0124	0,0000	31,37	322,00	0,00
Kriz e Raths (1964)	169,00	20,30	35,56	20,32	30,50	7,60	30,70	0,25	15,46	0,00	0,0248	0,0000	45,85	322,69	0,00
Kriz e Raths (1964)	1S	20,30	45,70	22,90	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	2,82	0,0093	0,0034	29,92	303,38	344,75
Kriz e Raths (1964)	2S	20,30	45,70	22,90	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	5,15	0,0093	0,0062	31,65	303,38	318,55
Kriz e Raths (1964)	3S	20,30	45,70	22,90	30,50	24,10	40,90	0,59	7,72	7,72	0,0093	0,0093	30,54	310,28	323,38
Kriz e Raths (1964)	4S	20,30	45,70	22,90	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	2,82	0,0093	0,0034	29,86	304,76	391,64
Kriz e Raths (1964)	5S	20,30	45,70	22,90	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	5,15	0,0093	0,0062	29,92	304,76	340,61
Kriz e Raths (1964)	6S	20,30	45,70	22,90	30,50	15,20	40,90	0,37	7,72	7,72	0,0093	0,0093	30,89	304,76	338,54
Kriz e Raths (1964)	7S	20,30	66,00	27,90	30,50	24,10	61,20	0,39	11,55	4,22	0,0093	0,0034	28,34	310,28	384,05
Kriz e Raths (1964)	8S	20,30	66,00	27,90	30,50	24,10	61,20	0,39	11,55	7,70	0,0093	0,0062	29,65	310,28	344,75
Kriz e Raths (1964)	9S	20,30	66,00	30,50	30,50	24,10	61,20	0,39	11,55	11,55	0,0093	0,0093	29,17	319,24	355,09
Kriz e Raths (1964)	10S	20,30	45,70	22,90	30,50	12,10	61,20	0,30	11,55	7,70	0,0093	0,0062	28,61	327,51	338,54

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Kriz e Raths (1964)	12S	20,30	45,70	22,90	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	5,15	0,0093	0,0062	42,20	327,51	346,13
Kriz e Raths (1964)	13S	20,30	45,70	22,90	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	2,82	0,0093	0,0034	26,89	327,51	337,86
Kriz e Raths (1964)	14S	20,30	45,70	22,90	30,50	25,40	40,90	0,62	7,72	7,72	0,0093	0,0093	29,99	327,51	344,06
Kriz e Raths (1964)	15S	20,30	45,70	22,90	30,50	16,50	40,90	0,40	7,72	5,15	0,0093	0,0062	28,34	327,51	338,54
Kriz e Raths (1964)	16S	20,30	66,00	30,50	30,50	12,10	61,20	0,20	11,55	7,70	0,0093	0,0062	28,27	327,51	338,54
Mattock <i>et al.</i> (1976)	A2	15,20	25,40	12,70	25,40	15,20	22,69	0,67	4,00	0,00	0,0116	0,0000	25,32	321,07	0,00
Mattock <i>et al.</i> (1976)	A3	15,20	25,40	12,70	33,02	22,82	22,59	1,01	6,39	0,00	0,0186	0,0000	26,53	372,75	0,00
Mattock <i>et al.</i> (1976)	B1	15,20	25,40	12,70	20,16	9,96	22,64	0,44	2,58	1,29	0,0075	0,0038	25,01	334,17	447,85
Mattock <i>et al.</i> (1976)	B2	15,20	25,40	12,70	25,40	15,20	22,69	0,67	4,00	1,29	0,0116	0,0037	23,77	320,39	461,63
Mattock <i>et al.</i> (1976)	B3A	15,20	25,40	12,70	33,02	22,82	22,59	1,01	6,39	2,58	0,0186	0,0075	28,70	361,73	451,30
Mattock <i>et al.</i> (1976)	C1	15,20	25,40	12,70	20,36	10,16	22,58	0,45	6,97	1,29	0,0203	0,0038	27,63	344,50	413,40
Mattock <i>et al.</i> (1976)	C2	15,20	25,40	12,70	25,56	15,36	22,59	0,68	8,52	1,29	0,0248	0,0038	25,60	347,26	464,39
Mattock <i>et al.</i> (1976)	C2A	15,20	25,40	12,70	25,60	15,40	22,65	0,68	7,68	1,29	0,0223	0,0037	25,53	344,50	451,98
Mattock <i>et al.</i> (1976)	C3	15,20	25,40	12,70	33,10	22,90	22,45	1,02	10,58	2,58	0,0310	0,0076	30,21	344,50	451,30
Mattock <i>et al.</i> (1976)	D1	15,20	25,40	12,70	20,39	10,19	22,64	0,45	5,68	0,65	0,0165	0,0019	26,94	345,88	482,30
Mattock <i>et al.</i> (1976)	D2	15,20	25,40	12,70	25,56	15,36	22,58	0,68	6,97	1,29	0,0203	0,0038	26,22	328,65	440,96
Mattock <i>et al.</i> (1976)	D3	15,20	25,40	12,70	33,02	22,82	22,59	1,01	8,52	1,61	0,0248	0,0047	25,49	333,48	465,76
Mattock <i>et al.</i> (1976)	E1	12,70	25,40	12,70	15,17	4,97	22,58	0,22	5,42	0,97	0,0189	0,0034	27,77	407,20	440,96
Mattock <i>et al.</i> (1976)	E2	12,70	25,40	12,70	20,32	10,12	22,50	0,45	6,00	0,97	0,0210	0,0034	30,66	407,20	461,63
Mattock <i>et al.</i> (1976)	E3	12,70	25,40	12,70	25,55	15,35	22,58	0,68	6,97	1,61	0,0243	0,0056	29,08	430,63	447,85
Mattock <i>et al.</i> (1976)	E4	12,70	25,40	12,70	33,00	22,80	22,58	1,01	8,52	2,26	0,0297	0,0079	27,94	430,63	461,63
Mattock <i>et al.</i> (1976)	F2	12,70	25,40	12,70	20,32	10,12	22,50	0,45	6,00	0,97	0,0210	0,0034	25,60	430,63	469,90

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>pw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Mattock <i>et al.</i> (1976)	F3	12,70	25,40	12,70	25,55	15,35	22,58	0,68	6,97	1,61	0,0243	0,0056	25,70	430,63	440,96
Mattock <i>et al.</i> (1976)	F4	12,70	25,40	12,70	33,00	22,80	22,58	1,01	8,52	2,26	0,0297	0,0079	27,80	435,45	469,90
Mattock <i>et al.</i> (1976)	F4A	12,70	25,40	12,70	33,00	22,80	22,58	1,01	8,52	2,26	0,0297	0,0079	25,60	436,83	468,52
Mattock <i>et al.</i> (1976)	G4	12,70	25,40	12,70	32,78	22,58	22,81	0,99	4,26	1,94	0,0147	0,0067	25,84	430,63	464,39
Mattock <i>et al.</i> (1976)	H1	12,70	25,40	12,70	15,37	5,17	22,50	0,23	6,00	1,29	0,0210	0,0045	27,01	446,47	440,96
Mattock <i>et al.</i> (1976)	H2	12,70	25,40	12,70	20,36	10,16	22,58	0,45	6,97	1,61	0,0243	0,0056	27,08	429,94	440,96
Mattock <i>et al.</i> (1976)	H3	12,70	25,40	12,70	25,55	15,35	22,58	0,68	8,52	2,26	0,0297	0,0079	26,56	435,45	461,63
Mattock <i>et al.</i> (1976)	H3A	12,70	25,40	12,70	25,55	15,35	22,58	0,68	8,52	2,26	0,0297	0,0079	27,28	442,34	472,65
Mattock <i>et al.</i> (1976)	H3B	12,70	25,40	12,70	25,55	15,35	22,58	0,68	8,52	2,26	0,0297	0,0079	26,32	430,63	468,52
Mattock <i>et al.</i> (1976)	J4	12,70	25,40	12,70	33,00	22,80	22,58	1,01	5,68	1,61	0,0198	0,0056	25,11	446,47	440,96
Naegeli (1997)	SP-1	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	0,62	0,00	0,0013	0,0000	35,20	614,00	0,00
Naegeli (1997)	SP-2	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,00	0,0038	0,0000	39,80	614,00	0,00
Naegeli (1997)	SP-3	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	0,62	1,25	0,0013	0,0026	35,20	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-4	12,00	45,00	22,50	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,00	0,0038	0,0000	39,80	614,00	0,00
Naegeli (1997)	SP-5	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	1,25	0,0038	0,0026	38,10	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-6	12,00	45,00	22,50	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	36,80	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-7	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	34,50	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-8	12,00	45,00	22,50	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,00	0,0038	0,0000	68,90	614,00	0,00
Naegeli (1997)	SP-9	12,00	45,00	22,50	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,00	0,0038	0,0000	84,20	614,00	0,00
Naegeli (1997)	SP-10	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	1,25	0,0038	0,0026	84,20	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-11	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	80,10	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-12	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	39,90	614,00	614,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Naegeli (1997)	SP-13	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	44,30	614,00	614,00
Naegeli (1997)	SP-14	12,00	45,00	45,00	22,50	15,00	40,50	0,37	1,87	0,62	0,0038	0,0013	42,00	614,00	614,00
Torres (1998)	CH0V0	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,00	4,91	0,00	0,0127	0,0000	74,16	486,00	0,00
Torres (1998)	CH5V5	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,37	4,91	0,79	0,0127	0,0020	72,15	486,00	760,00
Torres (1998)	CH5V0	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,37	4,91	0,79	0,0127	0,0020	69,04	486,00	760,00
Torres (1998)	CH0V5	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,00	4,91	0,00	0,0127	0,0000	67,90	486,00	0,00
Torres (1998)	CH4V0	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,00	4,91	0,00	0,0127	0,0000	69,01	486,00	0,00
Torres (1998)	CH4V4	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,37	4,91	0,55	0,0127	0,0014	79,25	486,00	695,00
Torres (1998)	CH6V0	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,37	4,91	1,25	0,0127	0,0032	70,41	486,00	594,30
Torres (1998)	CH4V4	15,00	35,00	35,00	25,00	15,00	25,75	0,37	4,91	0,55	0,0127	0,0014	50,38	486,00	695,00
Yong e Balaguru (1994)	B1	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	3,87	2,84	0,0042	0,0031	49,80	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	B2	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	3,87	2,84	0,0042	0,0031	48,60	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	C1	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	5,16	2,84	0,0057	0,0031	63,30	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	C2	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	5,16	2,84	0,0057	0,0031	55,50	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	D1	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	6,00	2,84	0,0066	0,0031	39,20	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	D2	25,40	40,60	20,30	50,80	14,00	35,90	0,39	6,00	2,84	0,0066	0,0031	54,40	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	E1	25,40	40,60	20,30	50,80	8,90	35,60	0,25	8,00	2,84	0,0088	0,0031	62,10	420,00	420,00

Tabela B-1 – Resumo dos dados dos consolos realizados por outros pesquisadores (cont.).

<b>Pesquisador</b>	<b>Consolo</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>h' (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>a/d</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>ρw</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>fyk (MPa)</b>	<b>fykw (MPa)</b>
Yong e Balaguru (1994)	E2	25,40	40,60	20,30	50,80	8,90	35,60	0,25	8,00	2,84	0,0088	0,0031	64,90	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	E3	25,40	40,60	20,30	50,80	8,90	35,60	0,25	13,03	5,68	0,0144	0,0063	79,50	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	F1	25,40	40,60	20,30	50,80	17,80	35,60	0,50	10,00	4,26	0,0111	0,0047	82,20	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	F2	25,40	40,60	20,30	50,80	17,80	35,60	0,50	16,39	5,68	0,0181	0,0063	62,50	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	G1	25,40	40,70	25,40	35,60	26,70	35,60	0,75	12,90	5,68	0,0143	0,0063	61,40	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	G2	25,40	40,70	25,40	35,60	26,70	35,60	0,75	12,90	5,68	0,0143	0,0063	66,20	420,00	420,00
Yong e Balaguru (1994)	G3	25,40	40,70	25,40	35,60	26,70	35,60	0,75	19,23	10,32	0,0213	0,0114	70,80	420,00	420,00