

COMPORTAMENTO À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO COM AGREGADOS GRAÚDOS RECICLADOS

JULIANA CORRÊA TRINDADE

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF

Campos dos Goytacazes – RJ

Março – 2022

COMPORTAMENTO À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO COM AGREGADOS GRAÚDOS RECICLADOS

JULIANA CORRÊA TRINDADE

Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para a obtenção do título de Doutora
em Engenharia Civil.

Orientador: D.Sc. Sergio Luis González Garcia

Coorientador: D.Sc. Thomás Lima de Resende

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF

Campos dos Goytacazes – RJ

Março – 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pela autora.

T833

Trindade, Juliana Corrêa.

COMPORTAMENTO À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO COM AGREGADOS GRAÚDOS RECICLADOS / Juliana Corrêa Trindade. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2022.

254 f. : il.

Inclui bibliografia.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2022.

Orientador: Sergio Luis González Garcia.

1. Força cortante. 2. Agregados graúdos reciclados. 3. Vigas de concreto. 4. Mecanismos de resistência ao cisalhamento . 5. Ductilidade. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

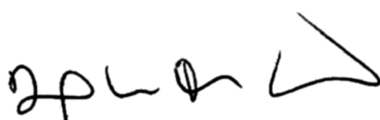
COMPORTAMENTO À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO COM AGREGADOS GRAÚDOS RECICLADOS

JULIANA CORRÊA TRINDADE

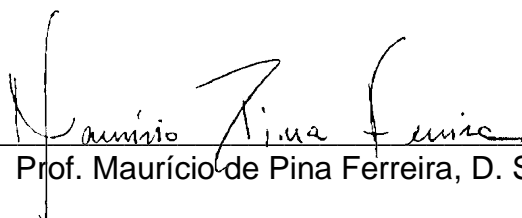
Tese apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

Aprovada em 07 de março de 2022.

Comissão examinadora:

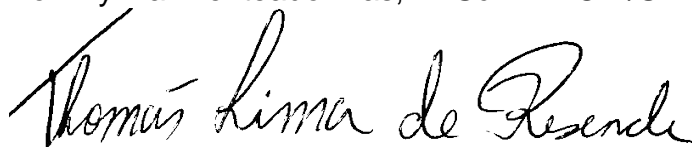


Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso, D. Sc. – PUC-Rio



Prof. Maurício de Pina Ferreira, D. Sc. – UFPA

Prof. Dylmar Penteado Dias, D. Sc. – LECIV/UENF



Prof. Thomás Lima de Resende, D. Sc. – UFVJM
(Coorientador)

Prof. Sergio Luís González Garcia, D. Sc. – LECIV/UENF
(Orientador)

Agradecimentos

À Deus, por me conceder força e coragem para lidar com os desafios encontrados ao longo desta jornada e por me abençoar com a presença de pessoas especiais que me auxiliaram de forma incansável na conclusão deste objetivo.

Aos meus pais, Jailton e Cristina, e ao meu irmão, Vinícius, pelo amor, apoio e carinho de sempre.

Ao João Alberto, meu equilíbrio. Agradeço pelo companheirismo, pelo incentivo e por dividir comigo, diariamente, os fardos e conquistas oriundos desta etapa.

Ao meu orientador e amigo Sergio Luis, que nunca mediu esforços para o desenvolvimento deste trabalho. Sempre presente, atuante, disposto a agregar, positivo, compreensivo e incentivador. Agradeço pela orientação, por todos os ensinamentos e pela amizade genuína.

Ao meu coorientador, Thomás Resende, pela paciência, dedicação e imensa contribuição, fundamentais para a melhoria desta pesquisa. Agradeço não só por ter me auxiliado, mas por tê-lo feito de uma forma tão gentil e generosa.

Aos professores Dylmar Penteado e Rances Castilho, pela disponibilidade em ajudar sempre que necessário, pela presteza e atenção. Aos professores e colaboradores da Centrífuga Geotécnica pelo auxílio em etapas da pesquisa.

À grande amiga Kíssila, por compartilhar comigo, ainda que à distância (física), a rotina árdua e desafiadora de uma pesquisa de doutorado. Agradeço muito pela parceria e cuidado de sempre.

Aos bolsistas e amigos Gabriel e Thaís, pela imensa ajuda na execução das etapas experimentais do trabalho.

Aos amigos da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF) que, de uma forma ou de outra, participaram da minha trajetória nesta instituição e contribuíram para a realização desta tese.

À UENF, pela formação profissional e acadêmica e pelos onze anos de história.

RESUMO

O objetivo deste trabalho é contribuir para um entendimento mais racional sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado com agregados graúdos reciclados de concreto. Para isto, inicialmente, foi feito um estudo bibliográfico, no qual os resultados de resistência à força cortante de 110 vigas foram analisados, permitindo a avaliação de possíveis diferenças de comportamento entre vigas de concreto com agregados naturais e reciclados. Na etapa experimental, nove espécimes *push-off* foram submetidos a ensaio de cisalhamento direto e posterior análise das ondulações da superfície gerada pela ruptura. Na fase seguinte, doze vigas de concreto armado, seis com agregados naturais e seis com 100% dos agregados graúdos reciclados, foram ensaiadas sob flexão a quatro pontos, onde empregou-se a técnica de Correlação de Imagem Digital (CID) para avaliar a cinemática da fissura diagonal crítica. A relação a/d das vigas foi de cerca de 2,5 e diferentes taxas de armadura longitudinal ($\rho_s = 1,15\%$, $1,75\%$ e $2,50\%$) e transversal ($\rho_{sw} = 0\%$, $0,0856\%$ e $0,114\%$) foram empregadas. Os resultados mostraram redução média de 24% na resistência à força cortante das vigas com agregados reciclados sem estribos em comparação com suas respectivas vigas de referência. Já para as vigas com armadura de cisalhamento, a resistência à força cortante, a ductilidade e a resistência residual, foram similares entre vigas com agregados graúdos naturais e reciclados de mesmas características. A quantificação da contribuição dos mecanismos resistentes mostrou que, para as vigas sem estribos, o engrenamento dos agregados foi o principal responsável pela transferência de força cortante enquanto que, para as vigas com estribos, foi a armadura transversal. A presença dos agregados reciclados reduziu a contribuição do engrenamento, mas não afetou o desenvolvimento dos demais mecanismos. As prescrições para força cortante resistente das normas consideradas se mostraram passíveis de serem aplicadas às vigas de concreto com agregados graúdos reciclados desta pesquisa.

Palavras-chave: Vigas de concreto armado; Resistência à força cortante, Agregados graúdos reciclados; Mecanismos resistentes à força cortante, Ductilidade.

ABSTRACT

The objective of this work is to contribute to a more rational understanding of the shear behavior of reinforced concrete beams with coarse recycled concrete aggregates. For this, initially, a bibliographic study was carried out, in which the results of shear strength of 110 beams were analyzed, allowing the evaluation of possible differences in behavior between concrete beams with natural and recycled aggregates. In the experimental stage, nine push-off specimens were subjected to direct shear testing and subsequent analysis of surface undulations generated by the rupture. In the next phase, twelve reinforced concrete beams, six with natural aggregates and six with 100% of the recycled coarse aggregates, were tested under bending at four points, where the Digital Image Correlation (DIC) technique was used to evaluate the kinematics of the critical diagonal crack. The a/d ratio of the beams was about 2.5 and different rates of longitudinal ($\rho_s = 1,15\%$, $1,75\%$ e $2,50\%$) and transversal ($\rho_{sw} = 0\%$, $0,0856\%$ e $0,114\%$) were employed. The results showed an average reduction of 24% in the shear strength of beams with recycled aggregates without stirrups compared to their respective reference beams. For beams with shear reinforcement, the shear strength, ductility and residual strength were similar between beams with natural and recycled coarse aggregates of the same characteristics. The quantification of the contribution of the resistant mechanisms showed that, for the beams without stirrups, the meshing of the aggregates was the main responsible for the transfer of shear force, while, for the beams with stirrups, it was the transverse reinforcement. The presence of recycled aggregates reduced the contribution of the mesh, but did not affect the development of the other mechanisms. The requirements for resistant shear force of the considered norms proved to be likely to be applied to concrete beams with recycled coarse aggregates in this research.

Keywords: Reinforced concrete beams; Shear strength, recycled coarse aggregates; Mechanisms resistant to shear force, Ductility.

SUMÁRIO

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Escopo e metodologia.....	4
1.4 Estrutura da tese.....	5
2 CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Resistência à força cortante de vigas de concreto armado.....	7
2.2 Mecanismos que contribuem para a resistência à força cortante	10
2.2.1 Engrenamento dos agregados	10
2.2.2 Efeito de pino	24
2.2.3 Resistência à tração residual do concreto	27
2.2.4 Concreto comprimido não fissurado	29
2.2.5 Armadura transversal	31
2.3 Modelos de avaliação da força cortante resistente em vigas	34
2.4 Armadura transversal mínima	42
2.4.1 Critérios para determinação da ductilidade	43
2.4.2 Taxa de armadura transversal mínima proposta por normas	45
2.4.3 Vigas de concreto com agregados reciclados com A_{swmin}	47
2.5 Resistência à força cortante de vigas de concreto com agregado reciclado	49
2.5.1 Comportamento à força cortante de vigas RAC	49
2.5.2 Propriedades dos agregados graúdos reciclados de pesquisas que avaliaram a força cortante resistente em vigas RAC	51
2.5.3 Análise dos dados das vigas ensaiadas.....	55
2.5.4 Análise da influência dos parâmetros relevantes na resistência à força cortante de vigas de concreto armado com agregados reciclados.....	60
2.5.5 Comparação de forças cortantes experimentais com calculadas	66
3 CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL	76
3.1 Considerações gerais.....	76

3.2	Materiais.....	77
3.2.1	Cimento de alta resistência inicial.....	77
3.2.2	Agregados	77
3.2.3	Aditivo químico	77
3.2.4	Água	77
3.2.5	Armaduras	77
3.3	Produção dos agregados graúdos reciclados	77
3.3.1	Coleta dos concretos originais.....	77
3.3.2	Procedimento de britagem e peneiramento	79
3.4	Caracterização dos agregados	80
3.4.1	Composição granulométrica	80
3.4.2	Massa específica real	82
3.4.3	Massa unitária	83
3.4.4	Absorção de água.....	84
3.4.5	Abrasão Los Angeles.....	85
3.4.6	Ataque químico.....	87
3.5	Composição e produção dos concretos	89
3.6	Propriedades do concreto no estado fresco.....	90
3.7	Propriedades do concreto no estado endurecido	91
3.7.1	Resistência à compressão.....	92
3.7.2	Resistência à tração por compressão diametral	93
3.7.3	Módulo de Elasticidade.....	93
3.8	Ensaio de cisalhamento direto em corpos-de-prova <i>Push-off</i>	95
3.8.1	Detalhes dos espécimes.....	95
3.8.2	Produção dos espécimes	96
3.8.3	Preparação e instrumentação dos espécimes.....	97
3.8.4	Execução do ensaio	98
3.9	Análise das superfícies de ruptura	99

3.10	Ensaio em vigas	101
3.10.1	Caracterização das barras de aço	102
3.10.2	Detalhes das vigas	104
3.10.3	Produção e instrumentação das vigas	110
3.10.4	Execução do ensaio	112
4	CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	114
4.1	Ensaio de cisalhamento direto	114
4.1.1	Resistência ao cisalhamento direto	114
4.1.2	Análise das superfícies de ruptura por cisalhamento direto	116
4.2	Ensaio em vigas	128
4.2.1	Resistência à força cortante	130
4.2.2	Deslocamentos verticais	131
4.2.3	Deformações específicas do concreto comprimido e das armaduras..	134
4.2.4	Evolução da fissura diagonal crítica	139
4.3	Análise dos mecanismos resistentes	160
4.4	Avaliação das taxas de armadura transversal empregadas.....	179
4.5	Comparação do V_u experimental com valores calculados por normas.....	184
5	CAPÍTULO V – CONCLUSÕES.....	193
6	CAPÍTULO IV – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	197
	APÊNDICE A.....	206
	APÊNDICE B.....	230
	APÊNDICE C.....	239

Lista de símbolos

Letras romanas

a/c – Relação água/cimento em massa

a/d – Relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga

A_{sw} – Área da seção transversal da armadura transversal no comprimento s

A_{tot} – Área total por unidade de plano de fissura (modelo densidade de contato)

b_w – Largura da alma da seção transversal

d – Altura útil

dl – Segmento infinitesimal de um trecho da fissura crítica simplificada

E_c – Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_s – Módulo de elasticidade da barra de aço

F_z – Força de compressão de contato

f_c – Resistência à compressão do concreto média

f_{ck} – Resistência à compressão do concreto característica

f_{ct} – Resistência do concreto à tração direta

$f_{ct,sp}$ – Resistência à tração por compressão diametral do concreto

f_y – Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal

f_{yw} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal

f_{ywk} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal característica

$f_{yw,m}$ – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal média

G_F – Energia de fratura do concreto

h – Altura da seção transversal

h_{cz} – Altura da zona comprimida de concreto

$K(w)$ – Parâmetro que leva em consideração a redução da área de contato entre as faces da fissura (modelo densidade de contato)

l_{cr} – Comprimento total de trecho da fissura crítica simplificada

n – Número de barras de aço da armadura longitudinal de tração

r – Razão entre Δ e w

R_z – Rugosidade da superfície de concreto

s – Espaçamento da armadura transversal

$s_{máx}$ – Espaçamento máximo da armadura transversal

V – Força cortante

V_{ag} – Força cortante resistente correspondente ao engrenamento dos agregados entre as faces da fissura diagonal crítica

V_c – Força cortante resistente de viga sem estribos

V_{cr} – Força cortante correspondente ao início da fissura crítica

V_{cz} – Força cortante resistente correspondente ao concreto não fissurado acima da fissura diagonal crítica

V_d – Força cortante resistente correspondente ao efeito de pino

V_i – Força cortante correspondente a um mecanismo resistente

V_R – Força cortante resistente da viga calculada

V_{res} – Força cortante resistente correspondente à resistência à tração residual do concreto

V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo

V_{sw} – Força cortante resistente provida pela armadura transversal

V_{swi} – Força cortante resistente provida por um estribo de dois ramos

V_u – Força cortante resistente da viga experimental

w – Abertura de fissura

w_{lim} – Abertura da fissura a partir da qual a resistência à tração do concreto é nula

Letras gregas

α – ângulo da armadura transversal da viga com o eixo longitudinal

α_{cr} – Inclinação entre dl e o eixo longitudinal da viga

Δ – Deslocamento relativo entre as faces da fissura na direção paralela a essas faces

Δ_{cr} – flecha correspondente ao cortante de fissuração diagonal nas vigas ensaiadas

Δ_u – flecha correspondente ao cortante último nas vigas ensaiadas

ε_{cu} – Deformação específica do concreto para a condição $V = V_u$

ε_{su} – Deformação específica da barra de aço para a condição $V = V_u$

ε_x – Deformação específica na superfície lateral da viga na direção horizontal

ε_y – Deformação específica na superfície lateral da viga na direção vertical

ε_y – Deformação específica de escoamento do aço correspondente ao gráfico tensão normal-deformação específica bilinear.

θ – Ângulo entre a direção transversal ao plano de cisalhamento e a direção perpendicular à unidade de contato

θ_s – Ângulo entre a direção transversal ao plano de cisalhamento e a direção da força Fz

μ – coeficiente de atrito entre as unidades de contato da fissura

ρ_s – Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_{sw} – Taxa geométrica de armadura transversal

$\rho_{sw\min}$ – Taxa geométrica de armadura transversal mínima

σ – Tensão normal

σ_{res} – Tensão de tração residual do concreto

σ_{sw} – Tensão na armadura transversal

τ – Tensão cisalhante

τ_{max} – Tensão de cisalhamento correspondente à carga máxima

τ_{wy} – tensão de cisalhamento nominal correspondente ao início do escoamento da armadura transversal

τ_{wy}^* – tensão de cisalhamento nominal média correspondente ao escoamento ε_y^* de todos os estribos;

τ_{wcr} – tensão de cisalhamento nominal de fissuração

ϕ – Diâmetro da barra de aço

Ω – Função densidade de probabilidade dos ângulos θ de contato

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A exploração exacerbada de recursos naturais e a grande geração de resíduos, principalmente os chamados resíduos de construção e demolição (RCD), são inconvenientes associados diretamente à indústria da construção civil. A preocupação com o meio ambiente e com o esgotamento de tais recursos tem direcionado este setor a buscar alternativas que promovam sustentabilidade. Neste contexto, a reciclagem apresenta-se como uma prática promissora capaz de reduzir a quantidade de resíduos dispostos em aterros, preservar recursos naturais e, até mesmo, gerar economia de custos.

Apesar do evidente potencial benéfico do reaproveitamento de RCD no que diz respeito à promoção das alternativas sustentáveis, há uma grande variação no nível de reciclagem e recuperação de materiais em vários países ao redor do mundo. Os dados coletados por Tam *et al.* (2018) apontaram que enquanto alguns países da Europa como Dinamarca e Holanda reaproveitaram mais de 90% dos seus resíduos de construção e demolição já no ano de 2011, no Brasil, este índice foi de apenas 6,14% em 2015. De acordo com os autores, essa variação é devida às diferenças nas metodologias construtivas tradicionais, às legislações vigentes nos países e ao nível de aceitação deste novo material por parte do setor construtivo.

A produção de agregados reciclados através dos processos de britagem e peneiramento de RCD é a aplicação mais viável para o reaproveitamento destes resíduos e o setor de pavimentação, bem como a confecção de novos concretos são as principais fontes de absorção destes agregados (Tam *et al.* 2018).

A aplicação dos agregados reciclados em concreto é limitada devido à falta de diretrizes que regulamentam seu uso em vários países e porque os profissionais permanecem céticos sobre seus efeitos nas propriedades estruturais de curto e longo prazo. A preocupação é mais evidente quando o elemento de concreto armado é submetido a tensões cujos mecanismos de resistência dependem significativamente da qualidade dos agregados graúdos e da zona de transição interfacial, como ocorre por exemplo na resistência à força cortante (Rahal e Alrefaei, 2017).

Quando um elemento de concreto armado é submetido a um esforço cortante, ao atingir a carga de fissuração, parte do esforço passa a ser transferido através do plano fissurado, ocorrendo uma tendência de deslizamento relativo entre as partes do concreto, que provoca tração na armadura transversal à interface e compressão nas faces da fissura. Neste estágio os mecanismos resistentes à força cortante são mobilizados, a saber: a contribuição do concreto comprimido não fissurado, a resistência à tração residual do concreto na zona da fissura com menor abertura, o engrenamento dos agregados e o efeito de pino da armadura longitudinal tracionada que atravessa essa fissura. Em vigas com estribos tem-se também a contribuição oferecida por esta armadura.

Como os agregados graúdos reciclados possuem uma camada de argamassa residual aderida ao agregado original, geralmente há a presença de uma interface fraca na própria composição do grão reciclado, que constitui um caminho mais fácil para a propagação da fissura. Dessa forma, ao invés de contornar o grão, a fissura tende a romper o próprio agregado, gerando uma interface mais lisa. Tal fato pode acarretar redução na contribuição do engrenamento dos agregados, que depende essencialmente dos pontos de contato entre as faces da fissura (Fonteboa *et al.* 2010; Xiao *et al.* 2012 e outros).

A menor contribuição do mecanismo de engrenamento dos agregados após a formação da fissura crítica diagonal pode levar a redução da resistência residual à força cortante, compreendida como a razão entre o cortante último e o de fissuração e, considerada por diversos autores, como um indicativo de ductilidade (Johnson e Ramirez, 1989; Ozcebe *et al.*, 1999; Garcia 2002). Este fato abre margem para a observância de um comportamento frágil por parte das vigas de concreto com agregados reciclados, que carece de investigações, principalmente quando pequenas taxas de armadura transversal são empregadas.

A qualidade inferior dos agregados reciclados também acarreta em concretos menos densos, mais porosos e com propriedades mecânicas reduzidas quando comparadas às dos concretos convencionais (Hansen, 1992; Leite, 2001; Xiao, 2018 e outros), o que pode acarretar em prejuízos na contribuição dos demais mecanismos, na resistência à força cortante e na ductilidade.

A falta de consenso sobre a melhor maneira de avaliar a resistência à força cortante de elementos de concreto armado, o caráter empírico dos métodos

existentes em normas e a dificuldade na quantificação da contribuição de cada mecanismo na transferência dos esforços cortantes são entraves até mesmo quando se trata de concreto com agregados naturais. O adequado entendimento do desenvolvimento dessas parcelas resistentes e da sua interação até a ruptura é fundamental para a avaliação da capacidade resistente à força cortante de vigas de concreto armado, sendo uma importante ferramenta para a compreensão do comportamento de vigas nas quais se avalia a aplicação de materiais não convencionais.

Neste sentido, investigações experimentais voltadas para a quantificação dos mecanismos resistentes à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados, bem como para avaliação da ductilidade destas vigas sob taxas de armadura transversal mínimas foram conduzidas no presente trabalho, visando melhorar o entendimento a respeito do comportamento estrutural de tais elementos e permitir esclarecimentos quanto a possível aplicação de procedimentos de dimensionamento disponíveis para concreto convencional mediante o emprego de agregados reciclados.

1.2 Objetivos

O objetivo geral desta tese é contribuir para o maior conhecimento sobre o comportamento, em termos de resistência e ductilidade, à força cortante de vigas de concreto armado com agregados graúdos reciclados sem e com armadura transversal.

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- Realizar amplo estudo da influência dos agregados reciclados na resistência à força cortante de vigas de concreto armado a partir de dados de pesquisas anteriores.
- Avaliar experimentalmente o comportamento ao cisalhamento direto de concretos com agregados naturais e reciclados através de ensaios em espécimes *push-off*.
- Analisar a rugosidade das superfícies de concretos com agregados naturais e reciclados geradas a partir da ruptura por cisalhamento direto.
- Compreender como diferentes mecanismos contribuem para a resistência à força cortante de vigas de concreto armado e investigar como os agregados reciclados afetam essa contribuição.

- Investigar como a forma e a evolução da fissura diagonal crítica influenciam a capacidade resistente à força cortante de vigas de concreto armado.
- Avaliar a ductilidade de vigas de concreto armado com taxa de armadura transversal mínima recomendadas por normas e analisar como os agregados reciclados afetam esta propriedade.
- Comparar os resultados experimentais obtidos neste trabalho com os relatados por pesquisas anteriores e com as prescrições de diferentes procedimentos de dimensionamento.

1.3 Escopo e metodologia

A pesquisa teve como escopo a avaliação do comportamento resistente à força cortante e a ductilidade de vigas de concreto armado com agregados reciclados sem e com estribos, cuja relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d) manteve-se em cerca de 2,55 e a resistência à compressão do concreto em torno de 40 MPa. Uma viga de referência de concreto convencional foi produzida para cada viga de concreto com agregado reciclado, visando uma avaliação comparativa e mais esclarecedora.

Os agregados reciclados utilizados neste estudo, assim como os empregados na maioria das pesquisas voltadas para a aplicação estrutural deste material, foram apenas os grãos e os resíduos dos quais tais agregados foram originados limitaram-se aqueles compostos exclusivamente por concreto simples. A taxa de substituição dos agregados grãos naturais por reciclados foi de 100%.

Nas vigas ensaiadas variaram-se a taxa de armadura longitudinal ($\rho_s = 1,15\%$, $1,75\%$ e $2,50\%$) e transversal, sendo esta última ausente na metade dos espécimes avaliados e, quando presente, fornecida sob taxa mínima de acordo com as normas do ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014).

A fim de aumentar a compreensão do comportamento das vigas ensaiadas, aplicou-se a técnica fotogramétrica de Correlação de Imagem Digital (CID) aos ensaios.

O estudo englobou as seguintes etapas:

- Ampla pesquisa bibliográfica com enfoque na resistência à força cortante de vigas esbeltas sem e com agregados reciclados a partir de compilação de dados de pesquisas anteriores.

- Realização de ensaios de cisalhamento direto em 9 espécimes *push-off*, nos quais a resistência original dos agregados reciclados foi avaliada como uma variável (Grupo 1: 15 a 20 MPa e Grupo 2: 50 a 55 MPa) e posterior análise das superfícies geradas após a ruptura.

- Realização de 12 ensaios de vigas, monitorando-se o desenvolvimento da fissura crítica ao longo do carregamento por meio de correlação de imagem digital (CID).

- Quantificação da parcela de contribuição dos diferentes mecanismos para a resistência à força cortante das vigas ensaiadas a partir de modelos propostos na literatura.

- Avaliação da ductilidade das vigas ensaiadas sob taxas de armadura transversal mínimas através da quantificação da resistência residual e demais índices de ductilidade sugeridos por pesquisadores.

- Verificação da aplicabilidade das previsões propostas por diferentes normas para a força cortante resistente de vigas de concreto convencional quando da utilização de concreto com agregados reciclados.

1.4 Estrutura da tese

Esta tese, além do Capítulo 1, onde consta a parte introdutória, é composta de cinco capítulos, e dois apêndices.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o comportamento à força cortante de vigas de concreto agregados naturais e reciclados. São destacados os parâmetros que influem sobre este comportamento e sobre as parcelas que contribuem para a resistência à força cortante dessas vigas. Neste sentido, um banco de dados contendo 110 vigas é abordado e diversas comparações são realizadas a fim de elucidar questões importantes sobre a influência dos agregados reciclados na força cortante resistente de vigas de concreto armado. O comportamento de vigas com taxa de armadura transversal mínima recomendada por normas também é comentado, bem como os índices

definidos por pesquisadores como parâmetros capazes de avaliar a ductilidade de vigas de concreto submetidas à força cortante.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental desenvolvido, incluindo etapas como a caracterização física e mecânica dos agregados e dos concretos, respectivamente, além da descrição dos ensaios de cisalhamento direto, avaliação da superfície de ruptura dos espécimes *push-off* e produção e ruptura das vigas.

No Capítulo 4 são analisados e discutidos os resultados do programa experimental. A cinemática da fissura diagonal crítica é avaliada e os dados gerados pela aplicação da técnica fotogramétrica de correlação de imagem digital são explorados para a quantificação da contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante. A ductilidade apresentada pelas vigas ensaiadas também é analisada e comparações dos resultados obtidos no presente estudo com pesquisas anteriores e com valores de força cortante prescritos por normas são realizadas.

No capítulo 5 são feitas as considerações finais do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas voltadas para o tema em questão.

No apêndice A estão contidos os resumos das 19 pesquisas que avaliaram a força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados, consideradas para a elaboração do item 2.5 da revisão bibliográfica. No apêndice B têm-se a compilação dos principais dados destas pesquisas, utilizados nas análises comparativas entre vigas de concreto com agregados naturais e reciclados, feitas nos itens 2.5.3 a 2.5.5.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Resistência à força cortante de vigas de concreto armado

Em vigas de concreto armado submetidas a momento fletor e a força cortante, as primeiras fissuras tendem a se formar devido à flexão, quando a tensão de tração supera a resistência à tração do concreto. Enquanto tais fissuras se propagam verticalmente em direção à face comprimida, outras são formadas sob determinada inclinação, devido à combinação dos esforços de flexão e cisalhamento. Estas últimas avançam em direção a seção de aplicação do carregamento e, para manter o equilíbrio, uma redistribuição de tensões é necessária. Por fim, a ocorrência da fissura diagonal crítica permite a ativação dos mecanismos resistentes à força cortante (Wight e Macgregor, 2012).

Em princípio, pode-se considerar, segundo Wight e Macgregor (2012), que vigas de concreto armado sem estribos submetidas à força cortante se comportam de três maneiras distintas, de acordo com a relação entre seu vão de cisalhamento de ruptura e sua altura efetiva (a/d).

Para a/d menor do que 1,0, tem-se preponderantemente a transferência de força cortante diretamente para o apoio, pelo que é chamado efeito de arco. Para a/d entre 1,0 e 2,5, parte é transmitida por este efeito e parte pela ação dos mecanismos resistentes atuantes na fissura diagonal crítica. Para a/d maior que 2,5, a ação de efeito de arco tende a ser desprezível, ficando a transferência de força cortante a cargo dos mecanismos resistentes atuantes na principal fissura.

Considerando o último caso mencionado, sob a configuração fissurada, conforme mostra a Figura 2.1, a resistência à força cortante de vigas de concreto armado sem estribos é dada pelo somatório da contribuição do concreto comprimido não fissurado (V_{cz}) com o dos mecanismos resistentes ativados ao longo da fissura diagonal, ou seja, o engrenamento dos agregados (V_{ag}), o efeito de pino da armadura longitudinal (V_d) e a resistência à tração residual do concreto (V_{res}) (Muttoni e Ruiz, 2008). Esta última parcela, de acordo com Sherwood (2008) é provavelmente pequena em comparação às demais, particularmente na presença de fissuras mais largas, o que pode ser uma justificativa para o fato da mesma ser frequentemente desprezada por pesquisadores (Kim e Park 1996; Wight e Macgregor, 2012 e outros).

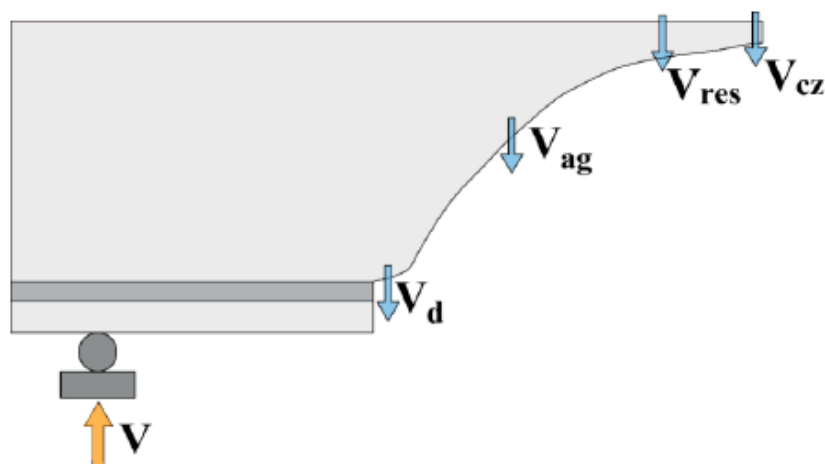


Figura 2.1: Forças internas de uma viga sem estribos depois do surgimento da fissura diagonal crítica (Resende, 2020).

As proporções relativas da contribuição de cada um desses componentes em uma viga de concreto armado ainda têm sido objeto de diversas pesquisas recentes (Campana *et al.*, 2013; Huber *et al.*, 2016; López *et al.* 2021 e outros), embora a capacidade de transferência de força cortante através da região fissurada tenha sido introduzida há décadas, por Fenwick e Paulay (1968) e Taylor (1970), os quais avaliaram o desenvolvimento do engrenamento dos agregados nas faces da fissura.

Em uma visão geral, segundo Wight e Macgregor (2012) quanto menor a abertura da fissura crítica, maior a quantidade de pontos de contato entre suas faces, o que promove melhor atuação de V_{ag} . Para maiores valores de abertura desta fissura V_{ag} é reduzida enquanto que, relativamente, a contribuição de V_d e V_{cz} aumentam. Quando V_d leva ao fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal, esta parcela diminui e V_{cz} torna-se a principal responsável pela resistência à força cortante até que a capacidade resistente da região comprimida seja atingida.

No caso de vigas com armadura de cisalhamento, além da inclusão de uma nova parcela resistente à força cortante, as contribuições de alguns dos demais mecanismos são potencializadas como, por exemplo, o efeito de pino, visto que os estribos controlam a abertura de fissuras e restringem as fissuras de fendilhamento que tendem a ocorrer no nível da armadura longitudinal de tração (Resende, 2014).

Ademais, pode-se considerar que a resistência à força cortante de uma viga depende não somente da presença da armadura transversal, mas também da altura da linha neutra, da presença de mesa na região comprimida e da taxa de armadura

longitudinal de tração, além dos diversos fatores que influenciam na capacidade de transmissão de cortante na fissura diagonal (Resende, 2014). Tais fatores incluem a taxa de armadura longitudinal (ρ_s), a altura útil (d), a resistência à compressão do concreto (f_c), a relação a/d , a dimensão máxima do agregado ($d_{m\acute{a}x}$), entre outros.

A falta de entendimento sobre a influência dos parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento é fonte de discordância na literatura. Embora a análise da interferência de cada parâmetro, por si só, já seja motivo suficiente para impor dificuldades no estudo dos mecanismos, a interação existente entre eles eleva o grau de complexidade do problema e torna ainda mais desafiadora a investigação quantitativa da participação de cada parcela.

A estreita relação entre o desenvolvimento dos mecanismos resistentes e a cinemática da fissura diagonal crítica, bem como sua forma e localização, também pode ser considerado um fator pertinente para a divergência de informações a respeito da quantificação da atuação dos mecanismos de transferência de cisalhamento (Campana, 2013).

O entendimento do comportamento desta fissura é complexo pois requer um nível elevado de monitoramento do elemento a ser ensaiado. Inspeções visuais e medições pouco sofisticadas foram utilizadas em larga escala nas últimas décadas a fim de se quantificar, por exemplo, as cargas correspondentes ao surgimento destas fissuras, bem como as aberturas das mesmas. Entretanto, a falta de precisão destas metodologias aliada à aleatoriedade dos locais onde aparecem tais fissuras tornaram a análise do comportamento da fissura crítica diagonal uma tarefa árdua.

Dessa forma, pesquisas recentes sobre resistência à força cortante de vigas de concreto armado têm sido conduzidas com o auxílio da técnica óptica de Correlação de Imagem Digital (Huber *et al.*, 2016; López *et al.* 2021 e outros). Segundo Resende *et al.* (2019), a ideia básica desta técnica consiste em, a partir da imagem digital da superfície investigada para a situação inicial de teste e de outra para situação de carregamento e deformação de interesse, determinar o campo de deslocamentos e deformações do espécime, por meio das análises comparativas das diferenças entre essas imagens.

Segundo Huber *et al.* (2016), esta metodologia é adequada para realizar medição do campo total da cinemática da fissura. Em contraste com técnicas de medição convencionais, esta é capaz de rastrear, continuamente, a fissura diagonal crítica. Assim é possível obter uma melhor visão sobre o comportamento à força cortante de vigas de concreto armado, mesmo imediatamente antes da ruptura.

Já Resende *et al.* (2019) afirmam que a aplicação da CID, além de permitir o acompanhamento da evolução da cinemática da fissura crítica, possibilita monitorar a fissuração ao longo da armadura longitudinal de tração e dos campos de deformações da zona comprimida de concreto não fissurado, mapeando os campos de deslocamentos e deformações em todo o vão de ruptura.

Desta forma, a CID tornou possível o acesso a informações de imprescindível importância para o adequado entendimento do comportamento à força cortante de vigas de concreto e da atuação dos mecanismos resistentes que, até recentemente, eram limitadas.

2.2 Mecanismos que contribuem para a resistência à força cortante

Este item discorre, de maneira mais precisa, sobre os mecanismos resistentes brevemente supracitados, bem como sobre os parâmetros considerados influentes na atuação dos mesmos com base em pesquisas anteriores. Alguns métodos desenvolvidos para a quantificação da atuação de cada parcela resistente à força cortante também são comentados, além dos resultados de trabalhos recentes que visaram avaliar a contribuição destes mecanismos em vigas de concreto armado.

2.2.1 Engrenamento dos agregados

Conforme se sabe a respeito da formação de fissuras no concreto, a interface entre a argamassa e os agregados graúdos forma uma região fraca denominada zona de transição interfacial, onde existem microfissuras mesmo antes de qualquer solicitação externa. Aplicando-se um carregamento, há um aumento destas microfissuras e uma tendência de propagação na direção das tensões solicitantes. Quando a quantidade e o tamanho das microfissuras se elevam a ponto de as mesmas conectarem-se entre si, ocorre o surgimento de um plano fissurado. Uma vez que agregados graúdos atravessam a superfície plana e interagem entre si,

significativos esforços cortantes são transmitidos antes da total separação entre as partes. Sob esta perspectiva, o engrenamento dos agregados pode ser compreendido como esta ação mecânica das partículas sobressalentes de uma face da fissura que, por meio dos deslocamentos relativos, reagem contra as partículas da face oposta.

Para investigar a atuação do mecanismo de engrenamento dos agregados e o comportamento ao longo da fissura, ensaios em corpos de prova tipo *push-off* foram amplamente adotados em pesquisas anteriores (Walraven, 1980; Sagasseta e Vollum, 2011; Xiao *et al.*, 2012 e outros). Este espécime é formado por duas partes em forma de “L” que são densamente armadas, para que haja rigidez e resistência, e concretadas em conjunto. Um entalhe é feito ao longo da altura da seção transversal, ligando ambas as partes, para direcionar a formação da fissura, fazendo com que ela se desenvolva nesse plano. Uma armadura transversal ao plano de cisalhamento pode ser colocada, conforme a Figura 2.2, além da realização da pré-fissuração do mesmo, caso seja o objetivo da investigação experimental.

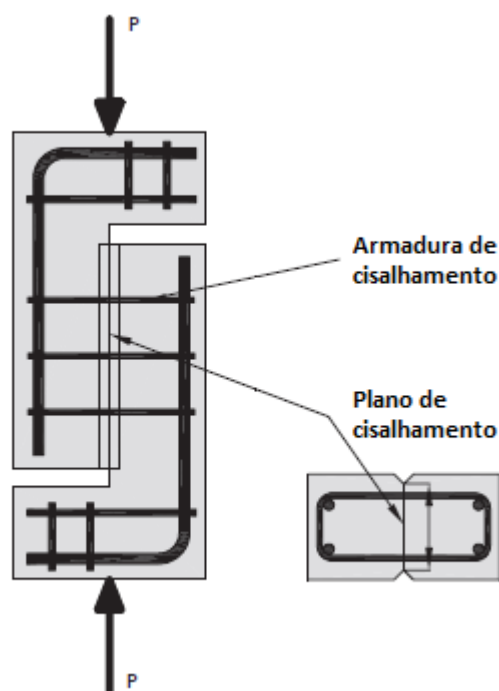


Figura 2.2: Configuração dos espécimes do tipo *push-off* (Adaptado de Sagasseta e Vollum, 2011).

Walraven (1980) realizou ensaios de cisalhamento em espécimes *push-off* para os quais os resultados mostraram que a força cortante através das fissuras induziu deslocamentos tangenciais e normais entre as faces da mesma e que estes deslocamentos geraram tensões normais e cisalhantes, levando a crer que a

abertura e o deslizamento da fissura, bem como as tensões geradas, estão inter-relacionados.

Dessa forma, pode-se afirmar que esse mecanismo é algo complexo, pois envolve interação entre tensões normais e cisalhantes. Enquanto as fissuras preexistentes em um plano de cisalhamento tendem a se dilatar em consequência do deslizamento relativo entre as faces, a abertura dessa fissura é restringida por uma armadura atravessando a interface, introduzindo tensões normais ao plano em questão. À medida que a abertura das fissuras é ampliada, a perda de contato entre as faces reduz o engrenamento dos agregados (Sagasetta e Vollum, 2011).

No que tange à abertura da fissura, as taxas de armaduras longitudinal (ρ_s) e transversal (ρ_{sw}), assim como a altura efetiva e a relação a/d de uma viga de concreto armado, desempenham papéis importantes. Enquanto maiores valores de ρ_s e ρ_{sw} controlam a abertura da fissura contribuindo para o engrenamento, altura efetiva e vão de cisalhamento elevados levam ao surgimento de fissuras mais largas, o que limita a atuação deste mecanismo (Kim e Park, 1996; Sherwood, 2008; Khaja e Sherwood, 2013 e outros).

Além da abertura da fissura, a rugosidade da interface gerada pelo esforço cortante também se apresenta como um fator importante a ser considerado, de forma que, quanto mais rugosa a superfície, maior a quantidade de pontos de contato para a transferência de força cortante. Segundo Taylor (1974), a relação entre a resistência mecânica do agregado graúdo e da matriz é um dos principais parâmetros influentes nesta rugosidade.

Em geral, a fissura ocorre na zona de transição interfacial, contornando o agregado graúdo, quando este é mais resistente do que a matriz. Do contrário, a tendência é invertida e a fissura rompe o próprio agregado, gerando uma superfície mais lisa e com menor potencial de engrenamento (Walraven *et al.*, 1987; Mattock, 2001 e Mansur *et al.*, 2008). De forma análoga, os agregados graúdos leves, ou oriundos de rochas menos resistentes, apresentam o mesmo comportamento (Hamadi e Regan, 1980; Emiko *et al.* 2011 e Sagasetta e Vollum, 2011).

Em concretos com agregados graúdos reciclados, partículas provenientes de resíduos de construção e demolição são incorporadas em argamassa de cimento. Tais partículas são consideradas heterogêneas, uma vez que são constituídas por

diversos materiais envolvidos no processo construtivo. Atualmente, a maioria das pesquisas que abordam este assunto concentra seus esforços na utilização de agregados reciclados provenientes exclusivamente de estruturas de concreto, pois reduzem a heterogeneidade, aumentando a resistência mecânica destes agregados.

Tomando como referência os agregados graúdos reciclados de concreto, três fases distintas podem ser destacadas em sua composição, sendo estas as mesmas fases presentes em um concreto convencional: o agregado natural, a zona de transição interfacial (ZTI) e a matriz de cimento. Isto ocorre porque, durante o processo de beneficiamento do agregado graúdo reciclado, a argamassa residual aderida ao agregado natural não é removida. Uma vez que este material é introduzido em um novo concreto, uma segunda ZTI é formada e uma nova argamassa de cimento é responsável por envolver as partículas recicladas.

Desta forma, com base em uma análise microestrutural, o concreto com agregado graúdo reciclado pode ser descrito como um composto de cinco fases que consiste em agregados naturais, antiga ZTI, antiga argamassa, nova ZTI e nova argamassa (Xiao *et al.*, 2012).

Vale ressaltar que a antiga ZTI se refere à interface formada entre o agregado natural e a argamassa residual enquanto que, em uma análise extensiva, a nova zona pode ser dividida em: interface entre a parte rochosa dos agregados graúdos reciclados e a nova pasta de cimento e a interface entre a argamassa residual e nova pasta (Xiao, 2018), conforme mostra a Figura 2.3.

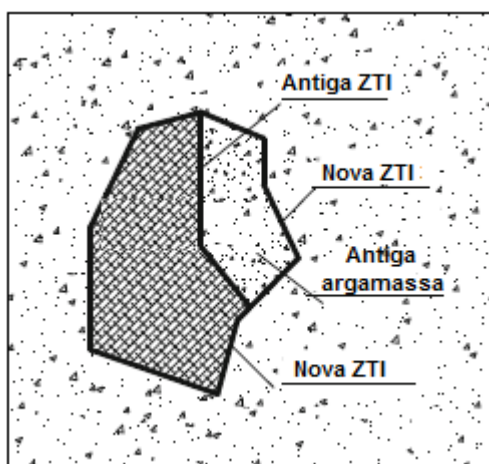


Figura 2.3: Zonas de transição interfacial (ZTI) presentes no concreto com agregados reciclados (Adaptado de Xiao, 2018).

No que se refere à transferência de esforço cortante, a interface antiga entre a argamassa residual e o agregado natural atua como um elo fraco dentro do concreto com agregado graúdo reciclado (Choi *et al.*, 2010). Sob esse pressuposto, as fissuras serão formadas predominantemente nesta zona, o que tende a tornar o agregado reciclado mecanicamente menos resistente do que o natural (Ignjatovic *et al.*, 2017).

A ruptura do agregado reciclado resulta em menos partículas atravessando o plano de cisalhamento fissurado, acarretando na diminuição da rugosidade das faces da fissura e conseqüentemente na possível redução da efetividade do engrenamento dos agregados (Fonteboa *et al.*, 2010; Xiao *et al.*, 2012 e outros). Este comportamento é, portanto, aproximado daquele observado para concretos de alta resistência e leve (Fonteboa *et al.* 2010), conforme mostra a Figura 2.4.

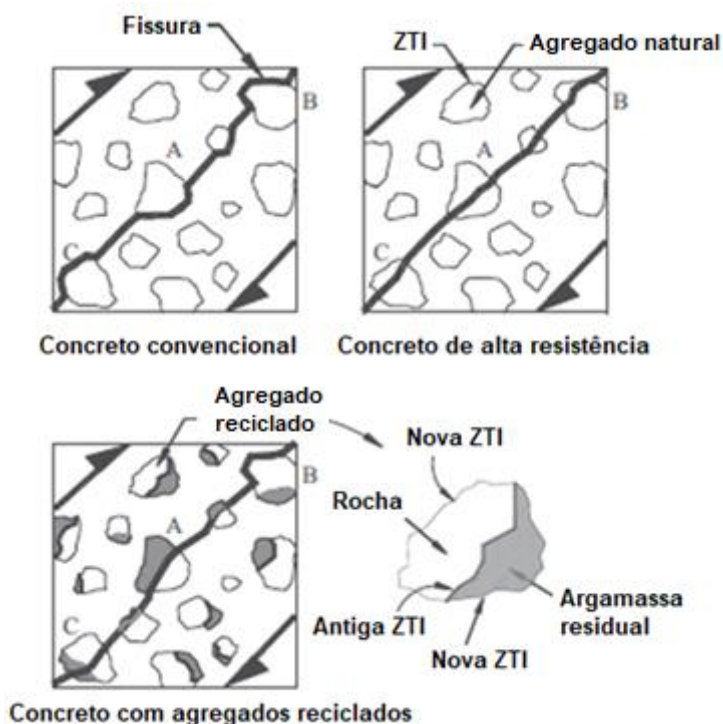


Figura 2.4: Configuração do desenvolvimento da fissura em diferentes tipos de concreto (Adaptado de Rahal e Alrefaei, 2018).

Partindo deste raciocínio, nos últimos anos, muitas pesquisas se dedicaram ao estudo da transferência de cisalhamento em concretos com agregados reciclados. Fonteboa *et al.* (2010) avaliaram espécimes *push-off* produzidos a partir de concreto com 50% de agregados graúdos reciclados e duas taxas de armadura transversal (0,39% e 0,57%), além de espécimes de referência, moldados com

concreto convencional. Seus resultados apontaram redução, em comparação às amostras de referência, de 10,6% e 16,2% na resistência à força cortante dos espécimes de concreto com agregados reciclados com ρ_{sw} iguais a 0,39% e 0,57%, respectivamente.

Já Xiao *et al.* (2012) avaliaram a força cortante de espécimes *push-off* de concretos produzidos a partir de diferentes porcentagens de substituição de agregados graúdos naturais por reciclados (0%, 30%, 50, 70% e 100%) e três taxas de armadura transversal (0,56%, 0,83% e 1,12%). Os resultados mostraram que não houve variação significativa da força cortante última, em comparação com a amostra de referência, quando apenas 30% de agregados reciclados foram empregados, porém uma redução em torno de 15% desta força foi observada quando a taxa de substituição foi igual ou superior a 50%, independentemente do valor de ρ_{sw} .

Outras investigações experimentais envolvendo espécimes *push-off* também apresentaram resultados nos quais houve redução da força cortante última mediante o uso de agregados graúdos reciclados (Rahal e Al-Khaleefi, 2015; Waseem e Singh, 2016 e Sun *et al.*, 2021). De modo geral, os pesquisadores atribuem este comportamento a menor atuação do engrenamento dos agregados, acarretada, principalmente, pela presença da argamassa residual aderida ao grão reciclado.

Embora os estudos supracitados justifiquem seus resultados com base no engrenamento dos agregados, afirmando que superfícies mais lisas são obtidas na presença de agregados graúdos reciclados, apenas Sun *et al.* (2021) avaliaram a configuração das superfícies do plano de cisalhamento de suas amostras *push-off*. Para tanto, os autores pré-fissuraram os espécimes e através de silicone líquido obtiveram a réplica da superfície de ruptura, a qual foi escaneada com o auxílio de um escâner 3D. Posteriormente, os espécimes foram ensaiados com uma restrição lateral externa, formada por um sistema de placas e barras rosqueadas.

Para as superfícies obtidas, foi calculado o parâmetro de rugosidade média R_a (média aritmética dos valores absolutos das ordenadas de afastamento dos pontos do perfil de rugosidade em relação à linha média, dentro do percurso de medição), o qual foi correlacionado com a força cortante última atingida por cada espécime *push-off*.

Neste trabalho, muitas variáveis foram avaliadas como a porcentagem de agregados reciclados, o diâmetro máximo do agregado graúdo, a relação a/c e a velocidade de aplicação do carregamento. Para cada dosagem, 3 espécimes foram moldados e grande variabilidade dos resultados foi observada, tanto para a R_a quanto para a força cortante última.

Apesar da dispersão dos resultados, a comparação entre os espécimes com todas as variáveis equivalentes, exceto a taxa de substituição de agregado natural por reciclado (0%, 50% e 100%), mostrou que, quando 100% de agregados graúdos reciclados foram utilizados, houve uma redução média em torno de 13% e 10% na resistência à força cortante e na R_a , respectivamente. Para 50% de substituição de agregados naturais por reciclados, nenhuma redução na força cortante última foi registrada e o parâmetro R_a reduziu, em média, 4%.

Os resultados dos espécimes envolvendo as demais variáveis mostrou uma tendência ascendente da força cortante última com o aumento do valor de R_a , porém nenhuma influência direta da presença dos agregados reciclados neste parâmetro foi constatada. A dispersão nos resultados foi justificada, por Sun *et al.* (2021), como consequência da não homogeneidade do concreto e dos defeitos iniciais presentes nos agregados reciclados que, segundo eles, acarretam em uma propagação aleatória de fissuras, elevando os valores de R_a . Em suas conclusões os autores destacaram a importância da análise da superfície de ruptura de espécimes *push-off* de concreto com agregado reciclado e recomendaram mais estudos neste sentido.

Em se tratando da atuação do mecanismo de engrenamento dos agregados em vigas de concreto armado, os resultados das investigações experimentais que avaliaram a contribuição da parcela de força cortante transferida por este mecanismo apontam que esta depende da geometria, localização e cinemática da fissura crítica diagonal (Huber *et al.* 2016; Cavagnis *et al.*, 2018a e López *et al.*, 2021).

A mobilização do engrenamento ocorre de maneira mais efetiva em fissuras mais íngremes, onde se desenvolve um maior potencial de deslizamento entre as faces (Huber *et al.* 2016 e Cavagnis *et al.*, 2018a). Nos estudos de vigas de concreto com agregados naturais onde esta última configuração da fissura crítica foi observada, V_{ag} atingiu valores de até 72% em Campana *et al.* (2013) e López *et al.* (2021) e 80% em Cavagnis *et al.* (2018a). Embora a variabilidade da contribuição

deste mecanismo em vigas de um mesmo estudo tenha sido observada, em geral, este se apresentou dominante em relação aos demais mecanismos quando não fornecida armadura transversal (Huber *et al.*, 2016; Cavagnis *et al.*, 2018a e Cavagnis *et al.*, 2018b).

Quanto às vigas de concreto com agregados reciclados, diversas pesquisas que avaliaram a resistência à força cortante destas vigas obtiveram resultados reduzidos de força cortante última, em comparação com as vigas convencionais. Na maioria dos trabalhos, este comportamento foi atribuído à menor atuação do mecanismo de engrenamento dos agregados, embora nenhuma destas pesquisas tenha se dedicado a quantificação da força cortante transferida pelo engrenamento (Fathifazl *et al.*, 2009; Etman *et al.*, 2018; Rahal e Alrefaei 2018 e outros)

Tal quantificação é realizada por meio da integração das tensões normais e cisalhantes que ocorrem ao longo do comprimento da fissura, como mostra a eq. 2.1, compreendida com o auxílio da Figura 2.5.

$$V_{ag} = b_w \left[\int_0^{l_{cr}} \tau_r \text{sen}(\alpha_{cr}) dl - \int_0^{l_{cr}} \sigma_r \text{cos}(\alpha_{cr}) dl \right] \quad \text{eq. (2.1)}$$

onde

b_w é a largura da alma da viga;

τ_r e σ_r são, as tensões de cisalhamento e normal, respectivamente, referentes ao engrenamento dos agregados;

α_{cr} é o ângulo entre o segmento dl analisado e o eixo longitudinal da viga;

l_{cr} é o comprimento total do trecho da fissura analisado.

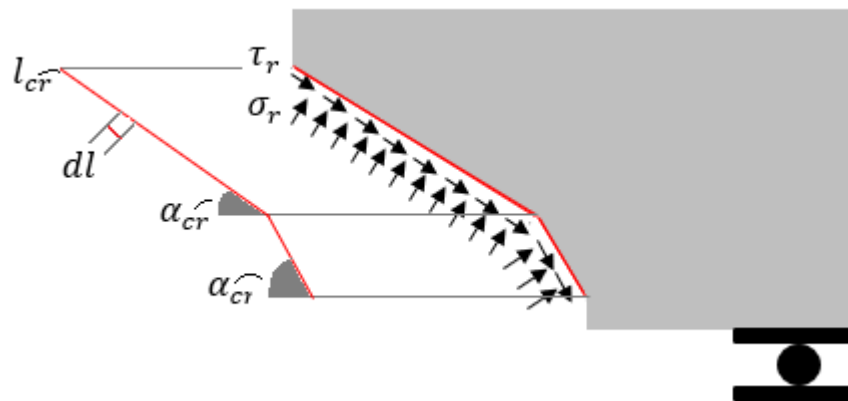


Figura 2.5: Tensões de cisalhamento e normal resistentes correspondentes ao engrenamento dos agregados nas vigas.

Apesar da aplicação desta equação depender de alguns parâmetros obtidos de forma direta, como a largura da viga, a inclinação e o comprimento da fissura crítica diagonal, a modelagem para a obtenção dos valores de tensões normal e cisalhante atuando no plano fissurado, também necessários para o cálculo de V_{ag} , é considerada desafiadora dada a quantidade de parâmetros envolvidos e o difícil controle sobre os mesmos.

Modelos propostos para a quantificação destas tensões a partir de embasamento empírico foram desenvolvidos por pesquisadores nos últimos anos (Bazant e Gambarova, 1980; Walraven e Reinhardt, 1981 e Gambarova e Karakoç, 1983), porém, a busca por um entendimento mais racional, por parte desta pesquisa, no que tange a contribuição do engrenamento dos agregados, levou à preferência pela adoção de modelos teóricos / empíricos.

Neste sentido, o modelo de duas fases, desenvolvido por Walraven (1980) e Walraven e Reinhardt (1981) e o modelo de densidade de contato proposto por Li e Maekawa (1987) e ajustado por Li *et al.* (1989) foram considerados para o cálculo das tensões normais e cisalhantes atuantes no plano fissurado.

No primeiro modelo, Walraven e Reinhardt (1981) admitiram que o concreto é composto por duas fases: a matriz de cimento e os agregados com dimensão máxima maior que 0,25 mm. Tais agregados foram considerados como esferas rígidas, para fins de simplificação, as quais são contornadas pela fissura. Dessa forma, a microrrugosidade da fissura, decorrente do contato entre os agregados sobressalentes em ambas as faces, foi considerada como dominante. Por esta

razão, a macro rugosidade, compreendida pela ondulação das faces da fissura foi desprezada.

Porém, o fato de o modelo de duas fases ter sido desenvolvido com base nas premissas de ter-se granulometria contínua, fissura contornando os agregados e macro rugosidade desprezível, limita a sua aplicação. O emprego de agregados reciclados, por exemplo, conforme já citado, ocasiona a ruptura da partícula graúda, ou seja, a fissura não tende a contornar o grão, como propõe o modelo. No mais, de acordo com alguns pesquisadores (Sagasetta e Vollum, 2011 e Cavagnis, 2017), a desconsideração da macro rugosidade não é oportuna, sobretudo em concretos com tendência de ruptura transgranular.

Já o modelo da densidade de contato apresenta-se como mais adequado para a aplicação em diferentes tipos de concreto. Isto porque este modelo é capaz de representar a rugosidade da superfície da fissura, considerando-se uma distribuição probabilística dos ângulos de contato entre as partículas. Tal distribuição probabilística foi denominada, pelos autores, como função densidade de contato.

A área unitária da superfície da fissura foi idealizada como composta por potenciais planos de contato (dA_θ), dada pela eq. 2.2, com inclinação θ em relação ao eixo Y coincidente com o ângulo da tensão normal de contato θ_s , conforme mostra a Figura 2.6.

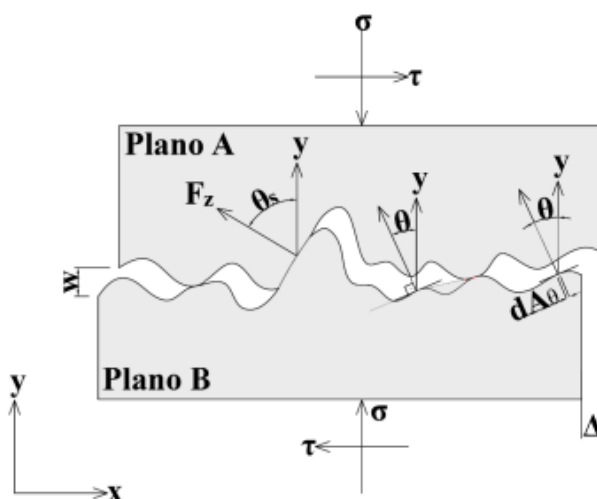


Figura 2.6: Idealização da geometria da fissura considerada no modelo de densidade de contato (Resende, 2020).

$$dA_\theta = A_{tot} \Omega(\theta) d\theta \quad \text{eq. 2.2}$$

onde

A_{tot} é a relação entre a área da superfície da fissura e a área do plano fissurado e

$\Omega(\theta)$ é a função densidade de contato que deve satisfazer a eq. 2.3.

$$\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1 \quad \text{eq. 2.3}$$

A partir de um conjunto de resultados experimentais decorrentes da análise da rugosidade das superfícies fissuradas, os autores avaliaram, por meio dos perfis longitudinais do plano considerado, a distribuição da densidade de frequência dos ângulos de contato θ . Por simplificação e obedecendo a eq. 2.3, a função densidade de contato $\Omega(\theta)$ foi obtida (eq. 2.4), sendo aplicada a concretos com $f_c \leq 50$ MPa, independentemente do diâmetro máximo do agregado, como mostra a Figura 2.7.

$$\Omega(\theta) = 0,5 \cos(\theta) \quad \text{eq. 2.4}$$

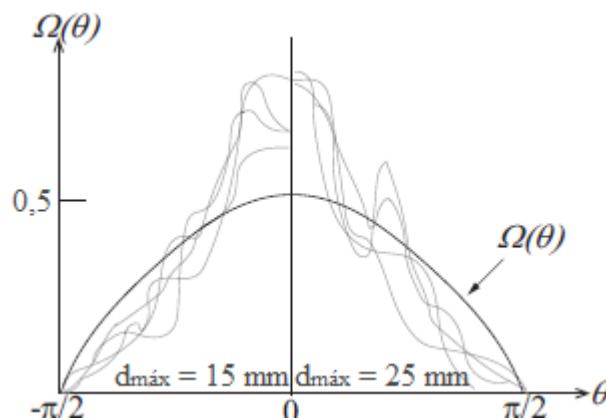


Figura 2.7: Curvas $\Omega(\theta)$ experimentais de espécimes de concretos com diferentes dimensões máximas de agregados graúdos e idealizada.

A força de compressão normal a cada contato $F_z(w, \Delta, \theta) d\theta$, indicada na Figura 2.6, é calculada pela eq. 2.5.

$$F_z(w, \Delta, \theta) d\theta = \sigma_{con}(\theta) K(w) A_{tot} \Omega(\theta) d\theta \quad \text{eq. 2.5}$$

Nesta equação, a tensão normal de compressão de contato σ_{con} na direção θ , tem o limite $f_{cy} = R_s w_{lim}'$, sendo w_{lim}' definido empiricamente pelos autores como 0,04 mm. O valor de R_s não foi definido em particular, tendo-se apenas chegado, também

de forma empírica, ao produto $R_s A_{tot} = 436 f_c^{1/3}$, que posteriormente, evitando-se superestimar os valores de σ e τ foi alterado para $R_s A_{tot} = 383 f_c^{1/3}$, com f_c em MPa.

O parâmetro $K(w)$, dado pela eq. 2.6, leva em consideração a redução da área de contato entre as faces à medida que a largura da fissura evolui.

$$K(w) = 1 - \exp\left(1 - \frac{0,5 d_{m\acute{a}x}}{w}\right) \geq 0 \quad \text{eq. 2.6}$$

O somatório das forças de contato em todas as áreas unitárias da fissura fornece as equações 2.7 e 2.8 de tensões normal e cisalhante:

$$\sigma = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} F_z(w, \Delta, \theta) \cos \theta d\theta \quad \text{eq. 2.7}$$

$$\tau = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} F_z(w, \Delta, \theta) \sen \theta d\theta \quad \text{eq. 2.8}$$

Considerando o intervalo de integração das equações 2.7 e 2.8 em que há tensão de contato (eq. 2.9), têm-se as eqs. 2.10 e 2.11.

$$w' > 0 \text{ se } \theta > \arctg\left(\frac{w}{\Delta}\right) \quad \text{eq. 2.9}$$

$$\sigma = \int_{\arctg(w/\Delta)}^{\pi/2} 0,5 K(w) f_{cy} A_{tot} \cos^2 \theta d\theta \quad \text{eq. 2.10}$$

$$\tau = \int_{\arctg(w/\Delta)}^{\pi/2} 0,5 K(w) f_{cy} A_{tot} \cos \theta \sen \theta d\theta \quad \text{eq. 2.11}$$

Por meio de comparações com seus resultados experimentais, os autores concluíram que as equações 2.10 e 2.11 foram capazes de prever de maneira adequada as tensões normais e cisalhantes que atuam no plano da fissura.

Dando seqüência aos trabalhos de Li e Maekawa (1987) e Li *et al.* (1989), Bujadham *et al.* (1989) avaliaram as superfícies de engrenamento formadas por concretos de alta resistência e leve e notaram que a função densidade de contato desenvolvida para os concretos normais não era apropriada para estes tipos de concretos. Neste sentido, novas análises de distribuição de frequência dos ângulos de contato θ foram realizadas e uma nova função foi obtida para as superfícies formadas a partir da ruptura de concretos de alta resistência e leve, segundo a eq.

2.12. A Figura 2.8, mostra a diferença entre as funções densidade de contato aplicadas a concretos normais e concretos de alta resistência e leve.

$$\Omega(\theta) = \frac{3}{4} \exp\left(-\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \times 18\right) \quad \text{eq. 2.12}$$

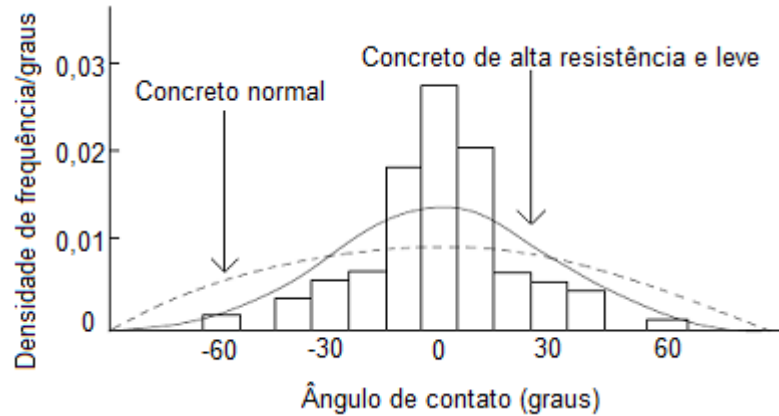


Figura 2.8: Distribuição de densidade de frequência de θ para concretos de alta resistência e leve (Bujadham *et al.* 1989).

Outra alteração proposta por Bujadham *et al.* (1989) refere-se ao parâmetro $K(w)$ que, de acordo com os mesmos, é mais sensível em concretos de alta resistência e leve. Na eq. 2.6, a metade da dimensão máxima do agregado, empregada por Li *et al.* (1989) para calcular $K(w)$, refere-se ao valor de R , considerado pelos autores como a rugosidade máxima da superfície e definido como a máxima diferença entre os picos e vales dos perfis longitudinais da mesma. Com base na Figura 2.9, Bujadham *et al.* (1989) concluíram que o valor de R adotado na equação de $K(w)$ para concreto convencional, não era adequado para o cálculo de tal parâmetro em concretos de alta resistência e leve, sendo sugerido pelos autores um valor médio de R igual a 3 mm, conforme a eq. 2.13

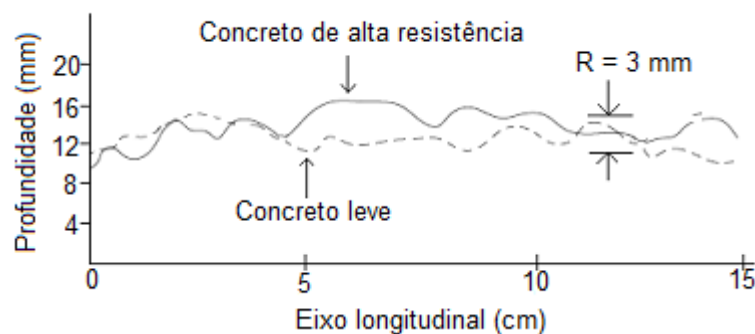


Figura 2.9: Valor da rugosidade máxima (R) considerada para concretos de alta resistência e leve (Bujadham *et al.* 1989).

$$K(w) = 1 - \exp\left(1 - \frac{3}{w}\right) \geq 0 \quad \text{eq. 2.13}$$

A Figura 2.10 mostra a diferença na consideração deste parâmetro para os diferentes tipos de concretos analisados.

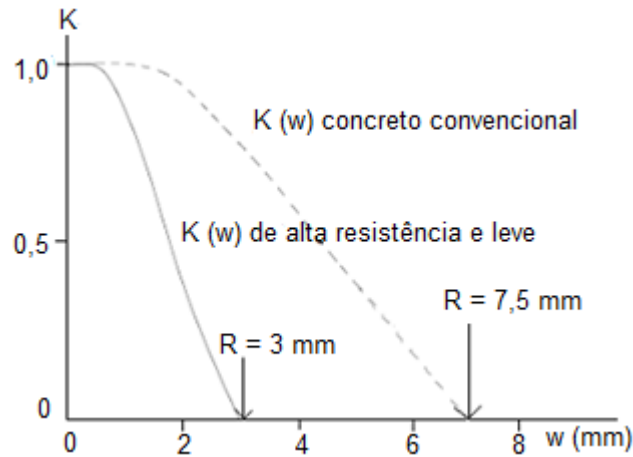


Figura 2.10: Comparação do coeficiente $K(w)$ para concretos normais e concretos de alta resistência e leve (Bujadham *et al.*, 1989).

Após as modificações citadas, as equações 2.10 e 2.11 foram alteradas para as eq. 2.14 e 2.15, respectivamente, as quais foram consideradas por Bujadham *et al.* (1989) como representativas para as superfícies mais lisas apresentadas pelos concretos de alta resistência e leve.

$$\sigma = \int_{\arctg(w/\Delta)}^{\pi/2} \frac{3}{4} \exp\left(-\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \times 18\right) K(w) f_{cy} A_{tot} \cos \theta \, d\theta \quad \text{eq. 2.14}$$

$$\tau = \int_{\arctg(w/\Delta)}^{\pi/2} \frac{3}{4} \exp\left(-\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \times 18\right) K(w) f_{cy} A_{tot} \sen \theta \, d\theta \quad \text{eq. 2.15}$$

A principal vantagem oferecida pelo modelo da densidade de contato é a sua possibilidade de aplicação a qualquer superfície de cisalhamento, sendo os agregados contornados ou não. Entretanto, para uma aplicação mais racional, faz-se necessária, a princípio, a compreensão da rugosidade da superfície em questão, para posterior definição de uma função densidade de contato compatível com tal superfície, conforme feito por Resende *et al.* (2021) para seus espécimes de concreto sem e com fibras de aço.

Embora a calibração de alguns parâmetros utilizados pelo modelo tenha sido realizada com base nos resultados experimentais obtidos por Li e Maekawa (1987) e

Bujadham *et al.* (1989), o que pode comprometer, em partes, sua adoção, esta metodologia se destaca pela abrangência e pela viabilidade de aplicação, uma vez que seja possível a aferição da rugosidade da interface avaliada.

2.2.2 Efeito de pino

Nas vigas de concreto armado, a maior rigidez do aço em relação ao concreto faz com que as barras da armadura longitudinal funcionem como pinos de ligação que solidarizam os diferentes trechos da viga separados pelas fissuras de concreto. Esse comportamento da armadura longitudinal acarreta em um mecanismo de transferência de força cortante conhecido como efeito de pino, que de acordo com Walraven e Reinhardt (1981), pode ser compreendido como a capacidade das armaduras de transferir forças perpendiculares ao seu eixo.

Pode-se considerar, basicamente, que em casos de cobrimentos da armadura maiores que 6 a 7 vezes o diâmetro das barras, o efeito de pino é governado pelo escoamento da armadura e esmagamento do concreto sob a mesma. Por outro lado, nos casos de cobrimentos menores, em elementos sem estribos, V_d atinge seu valor máximo quando se inicia o fendilhamento do concreto no nível da armadura (Vintzeleou e Tassios, 1986), conforme ilustrado na Figura 2.11.

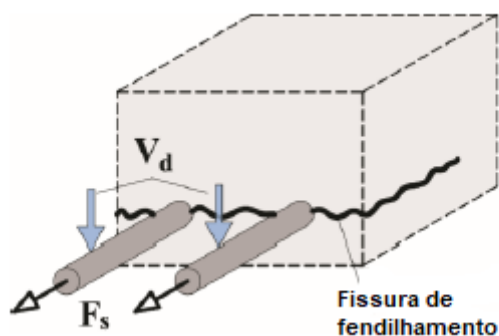


Figura 2.11: Fissura de fendilhamento ao longo da armadura longitudinal em decorrência do efeito de pino (Resende, 2020).

Diversos parâmetros são apontados na literatura como sendo capazes de afetar a contribuição do efeito de pino para a resistência à força cortante de vigas, como por exemplo, o diâmetro das barras, a espessura do cobrimento, a resistência do concreto e outras variáveis relacionadas à presença e à disposição dos estribos (Baumann & Rüsç, 1970; Sarkar e Bose, 1999; Panda e Gangolu, 2017 e outros). Entretanto, não há um consenso quanto a relevância da influência de cada

parâmetro e, até mesmo, quanto a relevância da contribuição de tal mecanismo para a força cortante de vigas de concreto armado (Jelic *et al.* 1999; Singh e Chintakindi (2013); Sarkar e Bose, 1999; Panda e Gangolu, 2017).

Apesar da falta de consenso, em geral, é esperado que esta parcela seja mais representativa em elementos com armadura transversal, uma vez que a máxima força cortante provida por este mecanismo não fica limitada à resistência à tração do concreto do cobrimento ao redor das barras, sendo proporcionado maior controle de fissuração.

Pesquisas recentes que quantificaram a contribuição deste mecanismo em vigas de concreto armado submetidas a ruptura por força cortante relataram que, quanto mais limitada a distância entre a fissura crítica diagonal e o apoio, maior a força provida por V_d (Campana *et al.*, 2013; Cavagnis *et al.*, 2018a e outros). Em outras palavras, fissuras mais íngremes tendem a ter a contribuição do efeito de pino reduzida. Em Campana *et al.* (2013), por exemplo, o valor de V_d em vigas com fissuras íngremes foi de 5% a 10% da força cortante última, enquanto que em uma viga cuja fissura crítica estendeu-se até o apoio este valor foi de 45%.

Nas investigações experimentais que objetivaram avaliar a contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante com o auxílio da CID, o monitoramento da cinemática da fissura crítica levou a valores de V_d aproximados. Nos resultados de Huber *et al.* (2016) a contribuição de V_d manteve-se entre 10% e 18% para as vigas sem estribos e chegou a 25% para os espécimes com armadura transversal. Nas vigas sem estribos ensaiadas por Cavagnis *et al.* (2018a) esta contribuição foi, no máximo, de 20%, assim como em López *et al.* (2021), apesar de este último avaliar espécimes com estribos.

Em vigas de concreto com agregados reciclados, a força cortante provida pelo efeito de pino pode ser reduzida caso a utilização destes agregados acarrete em diminuição da resistência mecânica do concreto, principalmente na ausência de estribos (Rahal e Alrefaei, 2018). Embora a quantificação da contribuição de V_d não tenha sido calculada por Ignjatovic *et al.* (2017), estes autores afirmaram que, aparentemente, o desenvolvimento deste mecanismo ocorreu de forma semelhante nas vigas de concreto com agregados naturais e reciclados ensaiadas em seu programa experimental. Esta afirmação foi baseada no padrão de fissuração

semelhante observado para as vigas na altura da armadura longitudinal de tração. É importante destacar que todas as vigas desta pesquisa continham estribos.

Em decorrência da ausência de estudos voltados para a avaliação dos mecanismos resistentes à força cortante em vigas de concreto com agregados reciclados, a compreensão da atuação de V_d mediante o emprego destes agregados ainda é limitada.

Quanto à quantificação da contribuição do efeito de pino, embora metodologias distintas sejam adotadas (Campana *et al.*, 2013, Cavagnis *et al.*, 2018a e outros), a Eq. 2.16, proposta por Ruiz *et al.* (2013) para contribuição deste mecanismo provido pela armadura de flexão na resistência pós-punção de lajes lisas e aplicada por Cavagnis *et al.*, 2018b, mostrou-se, segundo estes últimos, adequada para previsão do valor de V_d em vigas sem estribos.

$$V_d = n f_{ct,ef} b_{ef} l_d \quad \text{eq. 2.16}$$

Nesta equação, n é o número de barras de aço, $f_{ct,ef}$ é a resistência à tração efetiva do concreto (eq. 2.17), b_{ef} é a largura efetiva de concreto onde tem-se tensão de tração relativa a cada barra, calculada pela eq.2.18 e l_d é o comprimento de desenvolvimento da força de tração, adotado igual a 2ϕ .

$$f_{ct,ef} = K_b f_{ct} \quad \text{eq. 2.17}$$

$$b_{ef} \leq \left\{ \left(\frac{b_w}{n - \phi} \right) \right. \\ \left. 4c \right. \quad \text{eq. 2.18}$$

Na eq. 2.17, f_{ct} é a resistência à tração do concreto e o coeficiente K_b , segundo dados experimentais de Ruiz *et al.* (2010), é o menor valor entre os calculados pela eq. 2.19, na qual ε_s é deformação específica da armadura de flexão e w_c é a abertura da fissura crítica no nível da armadura longitudinal.

$$K_b \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,063 \varepsilon_s^{-0,25} \\ 0,063 \left(\frac{d - c}{w_c} \right)^{0,25} \leq 1 \end{array} \right. \quad \text{eq. 2.19}$$

Já para as vigas com armadura transversal, a eq. 2.20 oriunda do modelo empírico de Baumann e Rüsç (1970) e aplicada no estudo de Huber *et al.* (2016), mostrou-se apropriada para a quantificação da parcela do efeito de pino.

$$V_d = \frac{1}{f} \sqrt{\frac{w_c I_v}{0,45}} \quad \text{eq. 2.20}$$

O valor de f , na eq. 2.20, refere-se à distância entre a fissura do efeito de pino e o estribo mais próximo e I_v é o momento de inércia das barras da armadura e do cobrimento de concreto imediatamente abaixo destas.

2.2.3 Resistência à tração residual do concreto

Conforme mostrado por Hillerborg *et al.* (1976), após o desenvolvimento de uma fissura, o concreto exibe uma resistência residual de tração (σ_{res}) que permite a transferência de tensões ao longo da superfície em questão. Uma vez atingida a resistência à tração do concreto, o processo de fissuração se inicia e, conforme a abertura da fissura evolui a capacidade resistente se reduz, tornando-se nula quando a abertura limite para o desenvolvimento desse mecanismo é atingida. A região onde ocorre esse processo é chamada de zona de processamento de fratura (ZPF), a qual geralmente se localiza na extremidade superior da fissura, onde menores aberturas são observadas (Campana *et al.*, 2013).

De acordo com o comentado anteriormente, a força cortante resistida por este mecanismo é desconsiderada por alguns pesquisadores, os quais alegam que o valor de V_{res} é desprezível, principalmente devido à limitação imposta pela abertura da fissura (Sherwood, 2008; Yang, 2014 e outros). Campana *et al.* (2013), por exemplo, calculou V_{res} em seus estudos sobre a quantificação dos mecanismos resistentes à força cortante e afirmou que o aumento da altura efetiva da viga reduz a contribuição desta parcela a valores muito pequenos, uma vez que os valores de w são maiores. López *et al.* (2021), que adotaram a técnica de correlação de imagem digital para obtenção dos campos de deslocamentos, ensaiaram 25 vigas, cuja parcela de V_{res} foi nula em praticamente todos os espécimes ensaiados, apesar da presença dos estribos.

Por outro lado, outros estudos recentes, onde também se aplicou CID, mostraram que essa contribuição pode ser relevante, chegando-se a valores de V_{res}

de cerca de 30% de V_u (Huber *et al.*, 2016 e Cavagnis *et al.*, 2018a) ainda que na ausência de estribos.

As pesquisas voltadas para a investigação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados reciclados não mencionam quaisquer informações a respeito da atuação deste mecanismo. Entretanto, uma redução na contribuição da resistência à tração residual pode ser esperada quando o emprego destes agregados acarretar em prejuízos nas propriedades mecânicas do concreto.

No que tange a quantificação da contribuição deste mecanismo, o valor de V_{res} é calculado a partir da componente vertical da resistência à tração residual do concreto desenvolvida ao longo da fissura crítica, conforme a eq. 2.21 (Figura 2.12).

$$V_{res} = b_w \int_0^{l_{cr}} \sigma_{res} \cos(\alpha_{cr}) dl \quad \text{eq. 2.21}$$

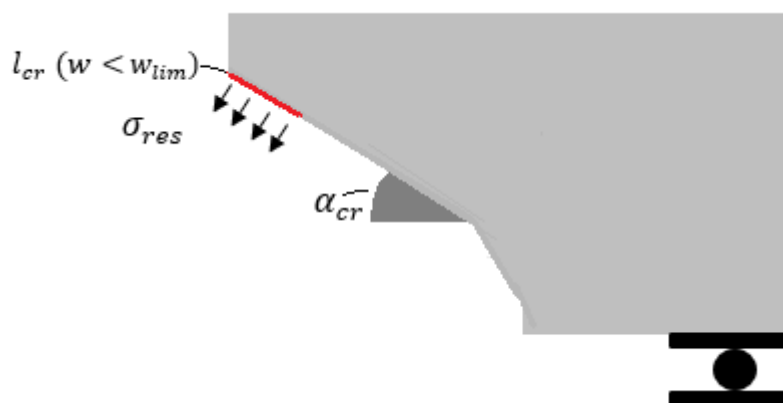


Figura 2.12: Resistência à tração residual do concreto na fissura crítica das vigas quando $w < w_{lim}$.

Nesta equação α_{cr} é o ângulo entre o segmento dl analisado e o eixo longitudinal da viga, l_{cr} é o comprimento total do trecho da fissura e σ_{res} é a resistência à tração residual do concreto.

Para a estimativa de σ_{res} , Reinhardt (1984) desenvolveu uma expressão que relaciona a tensão com a abertura da fissura, de acordo com a eq. 2.22. Alguns estudos recentes aplicaram tal equação para a quantificação da parcela de V_{res} , considerando a previsão de Reinhardt (1984) adequada para esta finalidade (Cavagnis *et al.*, 2018b e López *et al.*, 2021).

$$\sigma_{res} = f_{ct} \left[1 - \left(\frac{w}{w_{lim}} \right)^{0,31} \right] \quad \text{eq. 2.22}$$

Nesta expressão f_{ct} é a resistência à tração do concreto, w é a abertura da fissura e w_{lim} é a abertura limite da fissura para a atuação deste mecanismo, dada pela eq. 2.23, na qual G_F representa a energia da fratura do concreto.

$$w_{lim} = 4,226 \frac{G_F}{f_{ct}} \quad \text{eq. 2.23}$$

As pesquisas anteriores que utilizaram tais expressões para a obtenção de V_{res} , estimaram a energia da fratura do concreto (G_F) através da eq. 2.24, proposta pelo FIB MC 2010 (2013).

$$G_F = 0,073 f_c^{0,18} \quad \text{eq. 2.24}$$

Para concretos com agregados reciclados, não foram encontrados estudos anteriores com equações capazes de prever a energia da fratura experimentada por tal material. Ainda assim, Ghorbel *et al.* (2019) e Li *et al.* (2019), em suas pesquisas sobre mecânica da fratura em concretos contendo agregados graúdos reciclados concluíram que a energia da fratura deste concreto é inferior à do concreto convencional. Os resultados deste último estudo, inclusive, mostraram valores de G_F 24% menores quando 100% de agregados graúdos reciclados foram utilizados.

2.2.4 Concreto comprimido não fissurado

Este mecanismo representa a capacidade de transmissão de força cortante na zona não fissurada de concreto comprimido pela flexão (banzo de concreto). De acordo com Marí *et al.* (2014) a contribuição do concreto comprimido não fissurado depende da resistência à compressão do concreto, das dimensões da seção e das taxas de armadura longitudinal e transversal.

Nas vigas com estribos ensaiadas por Huber *et al.* (2016), a contribuição de V_{cz} foi considerada desprezível, enquanto que nas vigas sem estribos a força cortante transferida por este mecanismo chegou a um terço da força cortante última. Em López *et al.* (2021), a contribuição da zona de concreto comprimido não fissurado foi nula para todas as vigas ensaiadas, exceto para duas vigas contínuas sem estribos, nas quais V_{cz} foi cerca de 5% de V_u e para uma viga com estribos na

qual V_{cz} foi igual a 16,1% de V_u . Em Campana *et al.* (2013) tal parcela também se mostrou desprezível, apesar da presença dos estribos.

A considerável variabilidade observada na contribuição da região de concreto comprimido não fissurado até mesmo em vigas com parâmetros equivalentes mostra que, assim como para os demais mecanismos, as características da fissura diagonal crítica, como o formato e a posição, influenciam na força cortante transferida por esta região (Huber *et al.*, 2016; Cavagnis *et al.*, 2018b).

De acordo com Cavagnis *et al.* (2018b), considerando a cinemática da fissura diagonal crítica, a contribuição do concreto comprimido não fissurado depende, mais precisamente, da relação r_f/h_{cz} , sendo r_f a distância horizontal entre o topo da fissura crítica e o eixo de aplicação de carga e h_{cz} a altura da zona comprimida, sendo o valor de V_{cz} menor quanto maior esta relação.

Em vigas de concreto com agregados reciclados, mais uma vez, a contribuição deste mecanismo pode ser afetada caso as propriedades mecânicas deste concreto, principalmente a resistência à compressão, sejam reduzidas devido à presença destes agregados (Rahal e Alrefaei, 2018), porém a ausência de pesquisas voltadas para tal investigação não permite maiores esclarecimentos a respeito.

Embora algumas metodologias para a quantificação de V_{cz} possam ser encontradas na literatura (Taylor, 1974; Cladera *et al.*, 2016 e Cavagnis *et al.*, 2018a), a expressão proposta por Mörsch (1909), a partir da distribuição de tensão cisalhante ao longo da altura da seção, além de apresentar simples aplicação, pode ser considerada capaz de estimar de forma adequada a contribuição do concreto comprimido não fissurado (Sherwood, 2008), sendo utilizada em trabalhos recentes para tal finalidade (Resende, 2020, por exemplo).

Admitindo a seção no estágio II e o comportamento elástico-linear do concreto e desprezando a resistência à tração do mesmo, Mörsch (1909) chegou à distribuição parabólica acima da linha neutra e constante abaixo dela, conforme a Figura 2.13 e a eq. 2.25.

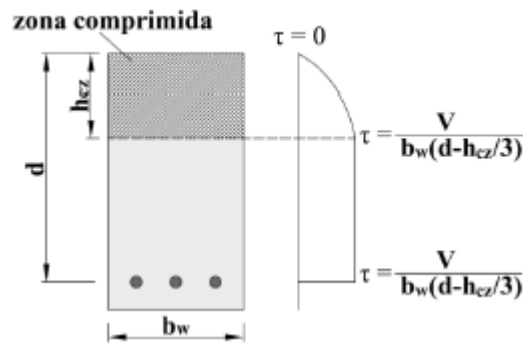


Figura 2.13: Distribuição da tensão de cisalhamento na seção transversal de acordo com Morsch (1909) (Resende, 2020).

$$V_{cz} = \frac{2}{3} \frac{h_{cz}}{\left(d - \frac{h_{cz}}{3}\right)} V \quad \text{eq. 2.25}$$

Nesta equação, h_{cz} é a altura do concreto comprimido não fissurado medida junto à seção transversal de aplicação de carga (análise fotogramétrica), d é altura útil da viga e V é a força cortante experimental no estágio analisado.

2.2.5 Armadura transversal

Em uma viga com armadura transversal, antes do início da fissura diagonal, a deformação nos estribos é igual à deformação correspondente do concreto. Dessa forma, somente em um instante posterior ao surgimento dessa fissura a atuação dos estribos torna-se mais efetiva. Se a viga contém uma quantidade suficiente de armadura transversal, maior carga pode ser suportada após a fissuração por cisalhamento, pois as tensões de tração agindo na fissura diagonal são redistribuídas para os estribos (Wight e Macgregor, 2012).

A presença dos estribos, além de acrescentar uma contribuição direta para a resistência à força cortante, fornece alguns efeitos favoráveis no que se refere a ativação dos demais mecanismos. A restrição da abertura da fissura diagonal crítica, por exemplo, aumenta o contato entre as faces, favorecendo o engrenamento e as tensões residuais de tração. Além disso, as tensões verticais de confinamento na zona de concreto comprimido elevam a contribuição deste componente e, o apoio às barras longitudinais restringe os deslocamentos verticais, aumentando a capacidade de transferência de força cortante (Marí *et al.*, 2014).

Outra vantagem conferida pela armadura transversal e relatada na literatura está associada à redução do efeito escala em vigas de concreto armado (Sherwood *et al.*, 2008, Huber *et al.*, 2016 e Liu *et al.*, 2019). Os estudos apontam que este efeito não é totalmente eliminado pela presença dos estribos, mas é consideravelmente mitigado.

Um dos principais parâmetros que influenciam na efetividade da armadura transversal é o espaçamento entre os estribos. A fim de avaliar esta variável, Murty e PapaRao (2012) e Latha *et al.* (2018), produziram vigas com valores equivalentes de ρ_{sw} , porém fornecidos sob diferentes diâmetros nominais e espaçamentos entre os estribos. Ambos os estudos concluíram que, à medida que o espaçamento diminuiu, a resistência à fissuração das vigas aumentou e após o surgimento das fissuras, a integridade do concreto foi menos lesada mediante os menores espaçamentos, o que mobilizou resistência à força cortante adicional.

A inclinação da fissura diagonal crítica também é um fator relevante, pois determina o número de estribos que serão ativados. Considerando que menores ângulos da fissura levam à ativação de mais estribos, a contribuição do engrenamento dos agregados é minimizada devido aos deslizamentos reduzidos na superfície da fissura (Campana *et al.*, 2013 e Huber *et al.*, 2016).

Nas pesquisas voltadas para a quantificação da contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante em vigas com estribos, a atuação de V_{sw} foi dominante em comparação aos demais mecanismos. Os resultados de Huber *et al.* (2016) apontaram que mesmo uma quantidade mínima de armadura transversal foi suficiente para fornecer a principal contribuição para a resistência à força cortante. Para as vigas ensaiadas nesta pesquisa, a parcela de força conferida por V_{sw} foi de 42% a 94%. Campana *et al.* (2013), assim como López *et al.* (2021) também empregaram pequenas taxas de armadura transversal (valores próximos aos mínimos) e obtiveram parcelas relevantes da contribuição dos estribos. No primeiro estudo, os autores destacaram que vigas com fissuras diagonais menos inclinadas chegaram à contribuição de 38%, enquanto para fissuras mais íngremes este valor foi de 18%. Já López *et al.* (2021), relataram contribuição de cerca de 89% por parte dos estribos.

Embora um número reduzido de trabalhos tenha avaliado o comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados reciclados com estribos, (Exteberria *et al.* 2007; Fonteboa e Abella, 2007; Ignjatovic *et al.* 2017), os resultados destes trabalhos revelam valores de força cortante última semelhantes para as vigas de concreto com agregados naturais e reciclados, principalmente quando altas taxas de armadura longitudinal são empregadas (entre 3% e 4%).

Ainda que a quantificação da contribuição de V_{sw} não tenha sido realizada em nenhuma destas pesquisas, a presença dos estribos aproxima o comportamento das vigas de concreto com agregados reciclados do observado para vigas convencionais, em termos de resistência à força cortante, padrão de fissuração e modo de ruptura. Tal proximidade leva a crer que, além da atuação deste mecanismo ser semelhante em ambos os tipos de vigas, a atuação dos demais mecanismos é menos afetada pela presença dos agregados reciclados quando do provimento da armadura transversal (Rahal e Alrefaei, 2018).

Quanto à quantificação da contribuição deste mecanismo, o método proposto por Ruiz *et al.* (2010), onde é assumido comportamento de aderência rígido-plástico entre a armadura e o concreto, permite o estabelecimento de uma relação entre a abertura da fissura crítica (w) e a deformação da armadura (ε_s), conforme a Eq. 2.26, onde $l_{tot,i}$ representa o comprimento total da barra.

$$w = \int_0^{l_{tot,i}} \varepsilon_s dx \quad \text{eq. 2.26}$$

Uma vez conhecida a deformação da barra, sua tensão (σ_{sw}) é obtida a partir da Lei de Hooke e a força cortante provida pelos estribos é calculada conforme a eq. 2.27, na qual ϕ refere-se ao diâmetro da barra.

$$V_{swi} = 2\sigma_{sw} \frac{\phi^2 \pi}{4} \quad \text{eq. 2.27}$$

A contribuição total da armadura transversal (V_{sw}) para a resistência ao cisalhamento é obtida a partir da soma das forças de cisalhamento transferidas por cada estribo interceptado pela fissura crítica diagonal (V_{swi}).

2.3 Modelos de avaliação da força cortante resistente em vigas

Embora o enfoque desta pesquisa seja a avaliação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados graúdos reciclados, não há, nos procedimentos de dimensionamento atuais, orientações específicas voltadas neste sentido.

Apesar da aplicação estrutural do concreto com agregado reciclado ser praticada em alguns países como Reino Unido, Japão e Alemanha, por exemplo, tais países limitam-se a estabelecer pré-requisitos nas propriedades físicas dos agregados reciclados e critérios para a produção deste concreto, como porcentagem máxima de substituição de agregado natural por reciclado e faixa de valores de resistência à compressão (Tam *et al.*, 2018). Uma vez atendidos os requisitos, o dimensionamento dos elementos de concreto com agregados reciclados é realizado seguindo as prescrições estabelecidas para os elementos de concreto convencional.

Esta ausência de maiores informações voltadas para o dimensionamento, principalmente no que se refere a força cortante, tem sido o incentivo de diversas pesquisas (ver Apêndice A) que buscam esclarecer as principais diferenças nos comportamentos de vigas de concreto com agregados naturais e reciclados. Nestes trabalhos, a comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os valores calculados por meio de equações prescritas para elementos de concreto convencional é uma prática comum. Este processo permite concluir sobre a aplicabilidade de tais prescrições, bem como sobre a necessidades de possíveis ajustes das mesmas para o dimensionamento de elementos de concreto com agregados reciclados, tal como é um dos objetivos da presente pesquisa.

Mesmo para o caso do concreto convencional, não há consenso sobre a melhor forma de avaliar a capacidade resistente ao cortante de elementos de concreto armado, havendo considerável divergência entre as resistências fornecidas por diferentes expressões presentes na literatura.

No geral, para vigas com altura constante e sem força normal, a força cortante resistente (V_R) é obtida pela soma entre a parcela V_c , que representa a contribuição do concreto, resultante da ativação dos diversos mecanismos de transferência de força cortante citados anteriormente, e V_{sw} , que configura a resistência provida pelos estribos. Para a determinação desta última parcela adota-

se um modelo de treliça com diagonais comprimidas, a partir das quais se estabelece um valor limite máximo para V_R , correspondente à força cortante que acarreta na ruptura das mesmas.

Neste sentido, a parcela V_c , que comumente é dada por meio de expressões empíricas, torna-se a principal responsável pelas incongruências na quantificação de V_R . A falta de consenso em como considerar parâmetros tais como, resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal e altura efetiva, por exemplo, levam os diferentes procedimentos de dimensionamento a prescrições que por vezes podem superestimar à força cortante de um elemento ou, por outro lado, denotar altas taxas de conservadorismo.

A ABNT NBR 6118 (2014), ao recomendar uma expressão capaz de prever V_R , aborda dois modelos de cálculo. No primeiro deles considera que as diagonais de compressão formam um ângulo de 45° com o eixo longitudinal da viga e a parcela V_c é suposta como constante. Já no segundo modelo, as diagonais têm ângulos que podem variar de 30 a 45° e V_c é reduzido à medida que a força cortante aumenta com relação à força cortante resistente da biela inclinada ($V_{Rd,max}$).

Nas equações de V_c do ACI 318 (2019) e do EN 1992 -1 -1 (2004), a taxa de armadura longitudinal é considerada como uma variável influente, embora no segundo código haja uma limitação para a consideração deste parâmetro.

Para as vigas sem armadura transversal mínima, permitidas pelo ACI 318 (2019), conforme será visto mais adiante, leva-se em conta o efeito de tamanho a partir de um coeficiente que reduz a contribuição do concreto com o aumento da altura efetiva.

No FIB MC 2010 (2013), a expressão dada para V_c é baseada na teoria dos campos de compressão modificada, a qual considera que a maior parte da força cortante de vigas sem armadura transversal é resistida por engrenamento dos agregados. A complexidade na aplicação desta teoria, que necessita de processo iterativo, levou a respectiva norma a adotar processos simplificados em suas recomendações. Desta forma, três níveis de aproximação foram introduzidos para o cálculo da força cortante: I, II e III. O nível de aproximação eleva a complexidade do cálculo, porém valores mais compatíveis com os reais são obtidos.

Nas Tabelas 2.1 a 2.4 são abordadas as expressões para o cálculo de V_R que constam nas recomendações e normas de projeto de estruturas de concreto citadas nesta seção. As equações das tabelas direcionam-se para vigas de massa específica convencional, altura constante, sem força normal e com armadura transversal perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

Tabela 2.1: Avaliação de V_{Rd} de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) (Adaptado de Resende, 2014).

<p>Modelo I</p>	$V_R = \frac{(0,42 b_w d f_{ct,m})}{\gamma_c} + \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d}{\gamma_s} \leq V_{R,m\acute{a}x} = \frac{\left[0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d\right]}{\gamma_c}$	$\gamma_c = 1,4$ $\gamma_s = 1,15$
<p>Modelo II</p>	$V_R = V_c + \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d \cotg\theta}{\gamma_s} \leq V_{R,m\acute{a}x} = \frac{\left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d \frac{\cotg\theta}{1+\cotg^2\theta}\right]}{\gamma_c}$ <p style="text-align: center;">$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ (1,00 \leq \cotg\theta \leq 1,73)$</p> $V_c = \frac{(0,42 b_w d f_{ct,m})}{\gamma_c} \quad se \quad V_{sd} \leq \frac{(0,42 b_w d f_{ct,m})}{\gamma_c}$ $V_c = 0 \quad se \quad V_{sd} \leq \frac{\left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d \frac{\cotg\theta}{1+\cotg^2\theta}\right]}{\gamma_c}$ <p>interpolando-se linearmente para valores intermediários de V_{sd}.</p>	$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}),$ $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $f_{yw} \leq 500 \text{ MPa}$

Tabela 2.2: Avaliação de V_{Rd} de acordo com a ACI 318 (2019) (Adaptado de Resende, 2014).

$$V_R = \Phi (V_c + V_{sw})$$

Para vigas com $A_{sw} \geq A_{swmín}$:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_{ck}} b_w d \leq 0,42 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

ou

$$V_c = 0,66 (\rho)^{1/3} \sqrt{f_{ck}} b_w d \leq 0,42 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

Para vigas com $A_{sw} < A_{swmín}$:

$$V_c = 0,66 \lambda_s (\rho)^{1/3} \sqrt{f_{ck}} b_w d \leq 0,42 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{254}}} \leq 1$$

$$V_{sw} = \rho_w f_{yw} b_w d \leq 0,66 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

$\Phi = 0,75$ (coeficiente redutor da resistência à força cortante)

$$f_{yw} \leq 420 \text{ MPa}$$

Tabela 2.3: Avaliação de V_{Rd} de acordo com o EN 1992-1-1 (2004) (Adaptado de Resende, 2014).

$$V_c = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \geq \left[0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right] b_w d$$

$$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$\rho \leq 0,02$ (taxa de armadura longitudinal que se estende além da seção considerada de comprimento igual ao de ancoragem mais d)

Quando $V_{Sd} > V_c$,

$$V_R = \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d \cotg\theta}{\gamma_s} \leq \frac{\left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} b_w d \frac{\cotg\theta}{1+\cotg^2\theta} \right]}{\gamma_c}$$

$$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \text{ (} 1,00 \leq \cotg\theta \leq 2,50 \text{)}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Tabela 2.4: Avaliação de V_{Rd} de acordo com o FIB MC 2010 (2013) (Adaptado de Resende, 2014) (continua).

$$V_c = 0,9k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_w d$$

$$\text{com } \sqrt{f_{ck}} \leq 8MPa$$

$$V_R \leq 0,9 b_w dk_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(\frac{\cot g \theta}{1 + \cot g^2 \theta} \right)$$

$$k_c = k_\varepsilon \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq k_\varepsilon$$

$$k_\varepsilon = \left(\frac{1}{1,2 + 55\varepsilon_1} \right) \leq 0,65$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cot g^2 \theta$$

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{sd}}{z} + V_{sd} \right)}{2E_s A_s} \approx \frac{\left(\frac{1,11M_{sd}}{d} + V_{sd} \right)}{2E_s A_s}$$

ε_1 : Deformação específica principal de tração

E_s : Módulo de elasticidade do aço

Obs: Para cálculo de ε_x (deformação específica à meia altura da viga, feita igual à metade daquela na armadura longitudinal tracionada), considera-se a simplificação de adotar $\cot g \theta / 2 = 1$.

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Tabela 2.4: Avaliação de V_{Rd} de acordo com o FIB MC 2010 (2013) (Adaptado de Resende, 2014) (continuação).

Nível de aproximação I	Nível de aproximação II	Nível de aproximação III
<p>Aplicável para vigas com $f_{yw} \leq 600 \text{ MPa}$, $f_{ck} \leq 70 \text{ MPa}$, $\epsilon_x \leq 0,001$, $d_{max} \geq 10 \text{ mm}$</p> $k_v = \frac{180}{1000 + 1,125d}$ $V_R = \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d \cot g \theta}{\gamma_s}$ <p>$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ $k_\epsilon = 0,55$</p> <p>Obs: admite-se $\epsilon_x = 0,00125$ (metade da deformação de escoamento de armadura com $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$), $d_{max} = 9,6 \text{ mm}$.</p>	$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\epsilon_x} \frac{1300}{1000 + 0,9k_{dg}d}$ $k_{dg} = \frac{32}{16 + d_{max}} \geq 0,75$ <p>Para $d_{max} > 16 \text{ mm}$, $k_{dg} = 1$ Para $f_{ck} > 70 \text{ MPa}$, $d_{max} = 0$</p> $V_R = \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d \cot g \theta}{\gamma_s}$ <p>$20^\circ + 10000\epsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$</p>	$V_R = V_c + \frac{0,9 \rho_w f_{yw} b_w d \cot g \theta}{\gamma_s}$ <p>$20^\circ + 10000\epsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$</p> $k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\epsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,max,\theta,min}} \right) \geq 0$ $V_{R,max,\theta,min} = 0,9 b_w d k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(\frac{\cot g \theta_{min}}{1 + \cot g^2 \theta_{min}} \right)$

2.4 Armadura transversal mínima

Vigas submetidas a níveis de carga e/ou com dimensões que as levam, segundo cálculo, a não precisar de armadura, são normalmente providas de armadura mínima. De acordo com Garcia (2002), a armadura transversal mínima (A_{swmin}) de vigas pode ser provida visando atender a um ou mais dos seguintes objetivos:

- fazer com que, na eventualidade da existência de sobrecargas não previstas, as vigas não apresentem ruptura brusca assim que ocorra a fissuração diagonal;
- limitar a inclinação das bielas e a abertura de fissuras inclinadas;
- evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida.

Em outras palavras, as normas ao recomendarem um valor de taxa de armadura transversal mínima (ρ_{swmin}) visam garantir que para uma viga com uma dada geometria e propriedades dos materiais, esta armadura irá aumentar a capacidade ao cisalhamento para uma força cortante maior do que à força cortante de fissuração (V_{cr}), permitindo a esta estrutura exibir certa ductilidade (Appa Rao e Injagneri, 2013).

A taxa de armadura transversal mínima não eleva significativamente a força cortante de fissuração da viga. No entanto, a presença desta armadura altera o comportamento das vigas de concreto armado e aumenta a resistência à força cortante por meio da ação aprimorada do efeito de pino da armadura longitudinal, por exemplo, e da ativação de um mecanismo adicional de transferência de esforço cortante (Appa Rao e Injagneri, 2013).

Em vigas de concreto com agregados reciclados, os valores de força cortante de fissuração, no geral, são próximos aos obtidos para as vigas de concreto com agregados naturais, independentemente da presença da armadura transversal (Fonteboa e Abella, 2007; Choi *et al.*, 2010; Ignjatovic *et al.*, 2017 e outros). Porém, a menor capacidade de transferir carga cortante após a formação da fissura crítica apresentada pela maioria das vigas de concreto com agregados reciclados, geralmente sem estribos (Choi *et al.*; 2010; Kim *et al.*, 2013; Arezoumandi *et al.*, 2015 e outros), pode levar a ruptura prematura em relação às vigas de referência.

A menor contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante, principalmente o engrenamento dos agregados, é comentada por pesquisadores (Fathifazl *et al.*, 2009; Choi *et al.*, 2010; Etman *et al.*, 2018; Rahal e Alrefaei 2018) como a principal razão para redução da capacidade de carga cortante das vigas de concretos com agregados reciclados após a fissuração diagonal. A quantidade reduzida de pontos de contato entre as faces da fissura, mediante o emprego dos agregados graúdos reciclados, tende a aproximar o comportamento das vigas produzidas a partir destes do observado para vigas de concreto de alta resistência.

Neste contexto, é importante mencionar que o advento de concretos com resistências à compressão elevadas gerou intensos estudos voltados para avaliação da taxa de armadura transversal mínima. Pesquisas mostraram que as equações voltadas para o cálculo de ρ_{swmin} em vigas de concreto convencional não eram aplicáveis às vigas de concreto de alta resistência (Johnson e Ramirez, 1989; Ozcebe *et al.*, 1999; Garcia, 2002 e outros) e a menor contribuição do engrenamento dos agregados reduzia a ductilidade dos elementos.

No geral, os trabalhos que avaliaram a força cortante resistente de vigas com estribos apresentaram resultados semelhantes para os concretos com agregados naturais e reciclados, tanto para força cortante de fissuração quanto para a última (Fonteboa e Abella, 2007; Exteberria *et al.*, 2007 e Ignjatovic *et al.*, 2017). Entretanto, a avaliação da taxa de armadura transversal mínima e a ductilidade das vigas não foi o enfoque destas pesquisas, o que leva a crer que maiores investigações experimentais devam ser conduzidas neste sentido.

2.4.1 Critérios para determinação da ductilidade

Embora prover ductilidade seja um objetivo comum aos procedimentos de dimensionamento ao recomendarem armadura transversal mínima, não há um critério estabelecido por norma para a quantificação desta propriedade, nem valores de referência que possam ser utilizados como um indicativo para a avaliação da efetividade de um determinado valor de ρ_{swmin} .

Diante da ausência de critérios de referência, pesquisas voltadas para a análise do comportamento de vigas sob taxa de armadura transversal mínima (Johnson e Ramirez, 1989; Ozcebe *et al.*, 1999; Garcia 2002 e outros) estabeleceram índices e razões capazes de refletir a ductilidade destes elementos.

Um fator comum a maioria destas pesquisas, trata-se da abordagem de vigas de concreto de alta resistência, uma vez que o surgimento deste material gerou questionamentos sobre as prescrições estabelecidas em normas até então e desencadeou uma série de investigações experimentais voltadas para a determinação de um valor de ρ_{swmin} capaz de prover a ductilidade adequada.

Johnson e Ramirez (1989), por exemplo, ao avaliarem o emprego do ρ_{swmin} em vigas de concreto de alta resistência, propuseram em sua pesquisa o cálculo da relação entre a força cortante correspondente à ruptura e ao início da fissura crítica como sendo uma forma de quantificar a resistência residual da viga. De acordo com os autores, esta resistência residual poderia ser considerada como um indicativo da ductilidade. Para esta relação os pesquisadores não estabeleceram nenhum valor limite como referência. Rahal e Al-Shaleh (2004), ao aplicarem este índice em sua pesquisa, consideraram, sem maiores justificativas, que 1,3 seria um valor adequado para que a ruptura fosse considerada dúctil.

O trabalho de Xie *et al.* (1994), ao analisar a ductilidade de vigas submetidas a força cortante, quantificou este parâmetro por meio de dois índices relacionados com a área sob a de força cortante *versus* deslocamento vertical no meio do vão, como mostra a Figura 2.14. Para ambos os índices não foram definidos valores de referência, sendo estes aplicados apenas para fins de comparação da ductilidade exibida pelas vigas ensaiadas na pesquisa.

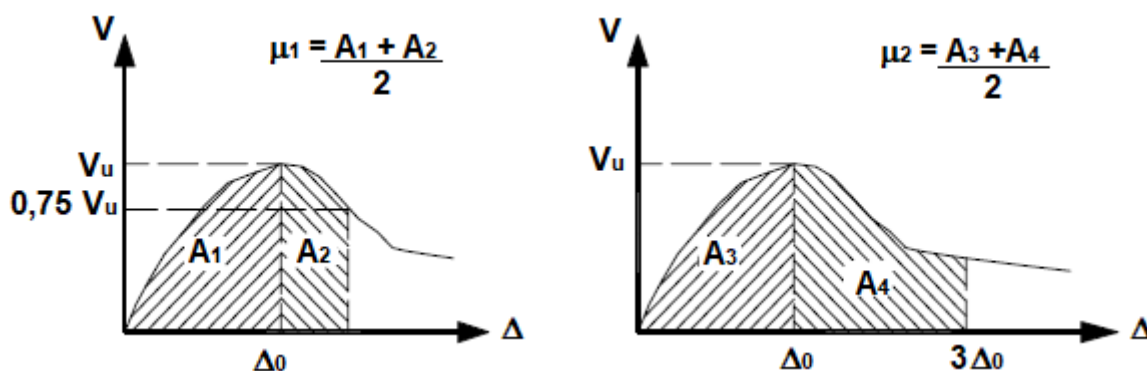


Figura 2.14: Análise da curva de força cortante *versus* deslocamento vertical (Δ) medido no meio do vão para a determinação dos índices de ductilidade de acordo com Xie *et al.* (1994).

Mais tarde, com o intuito de avaliar o comportamento de vigas de concreto de alta resistência com ρ_{swmin} , Ozcebe *et al.* (1999) propuseram o cálculo da relação entre a força cortante correspondente à ruptura (V_u) e à parcela de contribuição do concreto, calculada a partir da equação proposta pelo ACI-318 (1995) (V_{cACI}), como

sendo um valor capaz de representar a resistência residual de uma viga submetida à força cortante. Para esta última, os autores estabeleceram que, quando $V_u/V_{cACI} \geq 1,5$, a resistência residual apresentada pela viga seria considerada suficiente.

Outro critério proposto por Ozcebe *et al.* (1999) trata-se do índice de ductilidade, obtido a partir da relação entre o deslocamento vertical medido no meio do vão correspondente ao cortante último (Δ_u) e ao cortante de fissuração (Δ_{cr}). Para este índice, os autores estipularam que a ductilidade seria suficiente se $\Delta_u/\Delta_{cr} \geq 2,5$. Garcia (2002), ao aplicar o limite estabelecido por Ozcebe *et al.* (1999) para determinação da taxa de armadura transversal mínima das vigas de alta resistência de sua pesquisa, sugeriu a alteração deste limite para $\Delta_u/\Delta_{cr} \geq 2,0$.

Além do critério citado anteriormente, Garcia (2002) também sugeriu o cálculo do nível de ductilidade a partir da relação τ_{wy}^*/τ_{wcr} onde o parâmetro τ_{wy}^* representa o valor médio dos valores de τ_{wy} correspondentes aos estribos que atingiram a tensão de escoamento e τ_{wcr} a tensão de cisalhamento de fissuração. Para este critério o autor sugeriu que quando τ_{wy}^*/τ_{wcr} resulta em valores entre 1,25 e 1,6 a taxa de armadura transversal empregada pode ser considerada a mínima.

2.4.2 Taxa de armadura transversal mínima proposta por normas

Não há um consenso entre os diversos procedimentos de dimensionamento no que se refere a taxa de armadura transversal mínima que deve ser adotada em vigas de concreto armado, apesar de o fornecimento desta armadura visar objetivos em comum. Garcia (2002) afirma que esta diferença pode ser decorrente dos seguintes fatores:

- diferentes procedimentos adotados para definir o valor da força cortante de fissuração diagonal em vigas ensaiadas;
- quantidade de incertezas nas expressões existentes para avaliar a força cortante de fissuração diagonal, cujo valor depende de vários parâmetros;
- falta de critério unificado para definir taxas de armadura mínima em elementos de concreto armado.

Embora haja uma gama de equações fornecidas por normas para o cálculo de ρ_{swmin} , nos itens seguintes foram enfocadas as equações da norma brasileira e

norte-americana, uma vez que apenas ambas foram utilizadas no programa experimental conduzido nesta pesquisa.

- **NBR 6118/2014**

De acordo com a norma brasileira, todos os elementos lineares submetidos à força cortante, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica segundo a eq. 2.28:

$$\rho_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (\text{eq. 2.28})$$

Onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos;

s é o espaçamento dos estribos;

α é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

b_w é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (limitada a 500 MPa);

$f_{ct,m}$ é a resistência à tração direta média, calculada pelas eqs. 2.29 e 2.30:

- Para concretos de até 50 MPa: $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ (eq. 2.29)

- Para concretos de 55 a 90 MPa: $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$ (eq. 2.30)

Onde:

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias.

O espaçamento máximo entre os estribos deve ser calculado conforme as eqs. 2.31 e 2.32:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6d \leq 300 \text{ mm se } V_{sd} \leq 0,67V_{Rd,m\acute{a}x} \quad (\text{eq. 2.31})$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,3d \leq 200 \text{ mm se } V_{sd} > 0,67V_{Rd,m\acute{a}x} \quad (\text{eq. 2.32})$$

- **ACI 318/2019**

A ACI 318 (2019) permite a execução de vigas de concreto armado sem armadura transversal mínima, uma vez que a resistência última ao cisalhamento (V_u) não exceda o valor de $0,5\phi V_c$, sendo ϕ o fator de redução de resistência dependente do tipo de esforço solicitante (0,75 no caso de cisalhamento). Neste caso, excetuam-se as vigas com $h \leq 250$ mm e as vigas ligadas às lajes com:

$$h \leq \begin{cases} 600 \text{ mm} \\ 0,25 h_f \\ 0,5 b_w \end{cases}$$

sendo h_f a altura da laje.

De acordo com esta norma, a taxa de armadura transversal mínima é dada pela eq. 2.33, conforme a seguir:

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,062\sqrt{f_c}}{f_{yt}} \geq \frac{0,35}{f_{yt}} \quad (\text{eq. 2.33})$$

Onde:

f_c' é a resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias;

f_{yt} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (limitada a 420 MPa).

O espaçamento máximo entre os estribos é dado de acordo com as eqs. 2.34 e 2.35:

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \quad \text{se } V_s \leq 0,33\sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{eq. 2.34})$$

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} \quad \text{se } V_s > 0,33\sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{eq. 2.35})$$

2.4.3 Vigas de concreto com agregados reciclados com A_{swmin}

Conforme será visto no item 2.5, muitos dos estudos que abordaram o comportamento de vigas de concreto com agregados reciclados voltaram seus esforços para a análise de vigas sem armadura transversal, buscando compreender melhor a parcela de força cortante resistida pelo concreto (V_c).

Dentre os estudos consultados que avaliaram vigas com armadura transversal, apenas três (Fonteboa *et al.*, 2007; Exteberria *et al.*, 2007 e Rahal e Alrefaei 2018) forneceram, entre as taxas empregadas, o valor de ρ_{sw} próximo ao mínimo exigido por algum procedimento de dimensionamento, embora a investigação da taxa de armadura transversal mínima não fosse o objetivo dessas pesquisas.

Uma única viga, com 50% de agregados graúdos reciclados, foi produzida por Fonteboa e Abella (2007) com valor de ρ_{swmin} de acordo com o EHE (1999), enquanto três com esta mesma taxa foram ensaiadas por Exteberria *et al.* (2007), a partir de diferentes porcentagens de substituição de agregados graúdos naturais por reciclados (20%, 50% e 100%). Ambas as pesquisas adotaram taxa de armadura longitudinal de 2,98% e resistência à compressão do concreto em torno de 40 MPa.

Os resultados de força cortante de fissuração e última das vigas de concreto com agregados reciclados com ρ_{swmin} foram semelhantes aos das vigas de referência. Dessa forma, as reservas de resistência à força cortante apresentadas pelas vigas feitas com ambos os tipos de concretos foram similares, indicando comportamentos análogos quanto à ductilidade.

Posteriormente, Rahal e Alrefaei (2018) analisaram a força cortante resistente de vigas com duas porcentagens de substituição de agregados graúdos naturais por reciclados (20% e 100%). Dentre as seis taxas de armadura transversal empregadas, uma era próxima (10% maior) do valor mínimo recomendado pelo ACI 318 (2014) e a taxa de armadura longitudinal de todas as vigas ensaiadas foi de 1,38%.

Os resultados de Rahal e Alrefaei (2018) mostraram redução de 8% e 11% na força cortante última das vigas com 20% e 100% de agregados reciclados e ρ_{swmin} , respectivamente. Os autores afirmaram que a incorporação destes agregados não alterou o padrão de fissuração nem o modo de ruptura dos espécimes. Uma vez que a carga de fissuração não foi registrada, não é possível inferir a respeito da resistência residual experimentada por estas vigas.

Dessa forma, conclusões envolvendo a aplicação das taxas de armadura transversal mínima recomendadas por normas em vigas de concreto com agregados reciclados são muito limitadas. A variação na resistência à força cortante destas

vigas provocada pela interação entre ρ_{swmin} e a taxa de armadura longitudinal, por exemplo, ainda não foi avaliada.

Na verdade, de acordo com Rahal e Alrefaei (2018) e Pacheco *et al.* (2021), o comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados com estribos, em geral, carece de testes adicionais, principalmente para níveis de ρ_s mais praticáveis.

2.5 Resistência à força cortante de vigas de concreto com agregado reciclado

Nesta seção o comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados em comparação às vigas de concreto convencional é comentado. As siglas “NAC” e “RAC” foram utilizadas para designar as vigas de concreto com agregados graúdos naturais e reciclados, respectivamente. Tais siglas são originárias da língua inglesa a partir dos termos *Natural Aggregate Concrete* e *Recycled Aggregate Concrete* e utilizadas internacionalmente para referir-se a estes concretos.

2.5.1 Comportamento à força cortante de vigas RAC

O estudo do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado geralmente inclui a avaliação de diversos fatores, como por exemplo: o padrão de fissuração, a ductilidade, o modo de ruptura e a resistência à força cortante. Para vigas de concreto com agregados reciclados, essa prática é semelhante à maioria das pesquisas presentes na literatura investiga e conclui baseando-se nessas premissas.

O padrão de fissuração de vigas de concreto armado com agregados reciclados é geralmente relatado como sendo semelhante ao observado para vigas convencionais (Sogo *et al.*, 2004; Fathifazl *et al.*, 2011; Arezoumandi *et al.*, 2015 e outros). Apesar disto, Fonteboa e Abella (2007) destacaram que fissuras prematuras e com maiores aberturas foram observadas na altura da armadura longitudinal de tração em suas vigas de concreto com 50% de agregados graúdos reciclados. Já Choi *et al.* (2010) afirmaram que, para estágios de carregamento próximos à força cortante última, a quantidade de fissuras de flexão formadas na parte central de suas vigas RAC era maior e que a extensão da fissura crítica diagonal era mais elevada à medida que se aumentava a porcentagem de agregados reciclados.

Ignjatovic *et al.* (2017) observaram que as fissuras em suas vigas convencionais eram mais inclinadas quando comparadas com as das vigas RAC. Além disso, as fissuras de cisalhamento foram ligeiramente maiores nas vigas com agregados reciclados contendo armadura transversal em comparação com as das vigas de concreto convencional. A formação de uma série de fissuras mais finas e mais curtas entre a fissura inclinada principal também foi observada para as vigas RAC. Já para as vigas sem armadura transversal as fissuras de cisalhamento foram formadas para níveis de carga semelhantes independentemente do agregado empregado.

A resistência residual à força cortante, considerada como um indicativo de ductilidade e calculada conforme comentado no item 2.4.1, foi avaliada por algumas das pesquisas que estudaram o comportamento à força cortante de vigas com estribos (Fonteboa e Abella, 2007; Exteberria *et al.* 2007 e Ignjatovic *et al.*, 2017). Em todas estas pesquisas, as reservas de resistência obtidas para as vigas RAC foram próximas às das vigas NAC e seus valores estavam entre 1,7 e 2,4.

O modo de ruptura à força cortante das vigas RAC sem estribos foi o mesmo observado para as vigas convencionais na maioria dos trabalhos consultados, embora, após a fissuração diagonal, as vigas NAC tenham apresentado superior capacidade de carga (Fathifazl *et al.*, 2009; Choi *et al.* 2010, Arezoumandi *et al.*, 2015 e outros). Nestas pesquisas, a ruptura das vigas ocorreu de maneira frágil na direção da fissura diagonal principal e foi marcada pelo esmagamento do concreto nas proximidades da aplicação da carga. Mediante a adoção da armadura transversal, a similaridade entre os modos de ruptura das vigas NAC e RAC também foi observada (Fonteboa e Abella, 2007; Exteberria *et al.*, 2007; Ignjatovic *et al.*, 2017 e Rahal e Alrefaei, 2018).

Quanto à resistência à força cortante, os resultados disponíveis na literatura apontam diferentes comportamentos para as vigas de concreto com agregados reciclados. Enquanto alguns estudos não apresentaram diferenças significativas nesta resistência (Fonteboa e Abella, 2007; Kim *et al.*, 2013; Ignjatovic *et al.*, 2017), outros trabalhos como Choi *et al.* (2010); Arezoumandi *et al.* (2015) e Rahal e Alrefaei (2017) indicaram redução desta propriedade. Valores superiores de força cortante resistente para vigas RAC em comparação com vigas convencionais também foram relatadas (Fathifazl *et al.*, 2009; Katkhuda e Shatarat, 2016).

A dispersão desses resultados é compreensível, uma vez que diferentes estudos abordam variáveis distintas e as conclusões encontradas são um reflexo disso. Além disso, as características físicas dos agregados reciclados empregados, tais como absorção de água, massa específica e a quantidade de argamassa residual presente no grão reciclado podem interferir de forma relevante nos resultados, assim como a maneira com o qual o programa experimental foi conduzido.

2.5.2 Propriedades dos agregados graúdos reciclados de pesquisas que avaliaram a força cortante resistente em vigas RAC

Nas pesquisas voltadas para a investigação do comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados graúdos reciclados é recorrente a avaliação e a quantificação das propriedades físicas destes agregados. Alguns estudos anteriores (Fathifazl *et al.*, 2009; Katkhuda e Shatarat, 2016 e Etman *et al.*, 2018), inclusive, utilizaram diferentes tipos de agregados reciclados ou aplicaram algum método de tratamento nestes últimos a fim de conferir aos mesmos melhores desempenhos.

Porém, ainda que cuidados e procedimentos sejam adotados para com os agregados reciclados, no geral as propriedades físicas destes últimos exibem alterações mediante à comparação com os agregados naturais, principalmente devido à presença da argamassa residual.

A Figura 2.14 mostra a relação entre a massa específica real do agregado reciclado (AR) e natural (AN), cujos valores foram retirados de uma base de dados elaborada a partir de pesquisas disponíveis na literatura (ver Tabela B.1 do Apêndice B). Na Figura 2.15 nota-se que todos os agregados reciclados empregados nas pesquisas apresentaram densidade inferior à do agregado natural. Os valores de redução oscilam entre 3% e 18%. O resultado mais próximo ao agregado natural foi o relatado por Katkhuda e Shatarat (2016) que aplicaram tratamento com ácido em seus agregados reciclados.

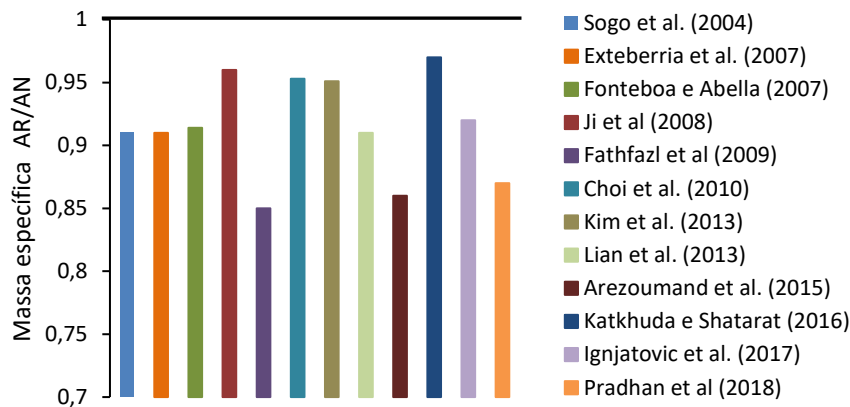


Figura 2.15: Relação entre a massa específica de agregados reciclados e naturais da base de dados.

Outra propriedade afetada pela argamassa residual é a capacidade de absorção de água dos agregados reciclados. A Figura 2.16 apresenta a relação entre a absorção de água do agregado reciclado e do natural (AR / AN). A maior porosidade é conferida pela argamassa antiga que faz com que os valores de absorção destes agregados sejam até 9 vezes maiores que os resultados obtidos para os agregados naturais (ver Tabela B.2 do Apêndice B).

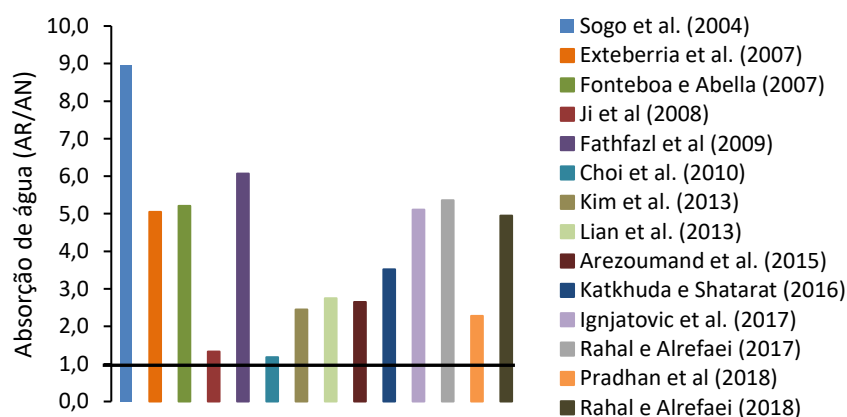


Figura 2.16: Relação entre a absorção de água de agregados reciclados e naturais da base de dados.

Este aumento na absorção de água acarreta em uma redução da relação água / cimento interna que pode resultar em pastas excessivamente secas, prejudicando, portanto, a trabalhabilidade das mesmas. Além disso, essa redução pode afetar o processo de hidratação do cimento, deixando uma elevada quantidade de partículas não hidratadas (Leite, 2001).

Embora a porosidade esteja intimamente relacionada à resistência mecânica e ao módulo de deformação dos agregados, não foi observado nos trabalhos

consultados uma tendência de comportamento que torne possível a correlação entre as propriedades físicas dos agregados reciclados e a resistência à força cortante alcançada pelas vigas produzidas a partir destes.

A absorção de água dos agregados naturais e reciclados utilizados por Choi *et al.* (2010), por exemplo, foi de 1,63% e 1,93%, respectivamente, sendo a relação entre eles igual a 1,2. No entanto, a resistência à força cortante das vigas produzidas com agregados reciclados apresentou reduções de até 30% quando comparadas àquelas produzidas a partir de agregados naturais. Por outro lado, os agregados reciclados utilizados por Fonteboa e Abella (2007), Fathifazl *et al.* (2009) e Ignjatovic *et al.* (2017) apresentaram absorção de água cerca de 5 vezes maior que os agregados naturais, entretanto nenhuma diferença significativa foi relatada na resistência à força cortante das vigas produzidas a partir de ambos.

O desgaste superficial dos agregados, quantificado por meio do ensaio de Abrasão Los Angeles, também foi avaliado em alguns dos trabalhos consultados (ver Tabela B.3 do Apêndice B). A Figura 2.17 mostra a relação entre a perda por abrasão dos agregados reciclados e naturais.

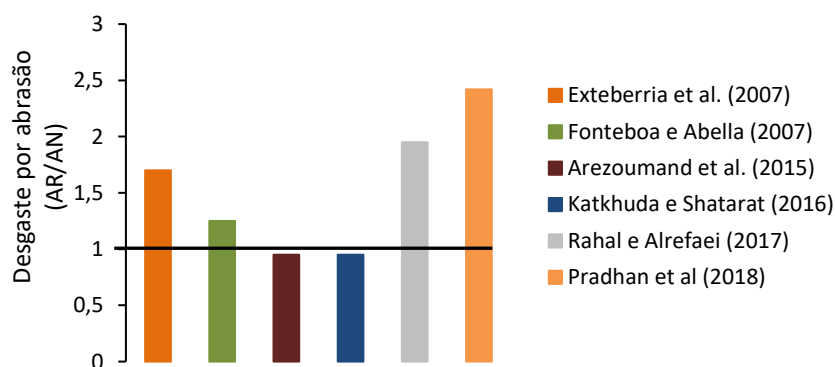


Figura 2.17: Relação entre as perdas por abrasão dos agregados reciclados e naturais da base de dados.

Os agregados reciclados empregados por Arezoumand *et al.* (2015) e Katkhuda e Shatarat (2016) exibiram valores de perda por abrasão levemente inferiores aos calculados para os agregados naturais. No geral, este comportamento não é esperado, visto que a presença da argamassa residual induz a um maior desgaste superficial. O tratamento dos agregados reciclados realizado por Katkhuda e Shatarat (2016), bem como o fato de Arezoumand *et al.* (2015) ter confeccionado o

seu próprio concreto original a ser reciclado podem ser justificativas para estes valores reduzidos.

Por fim, a Figura 2.18 mostra a porcentagem de argamassa residual aderida à partícula dos agregados reciclados utilizados. Através de ataque ácido e por diferença de massa, é possível quantificar a parcela de argamassa antiga presente no grão reciclado. Embora as alterações nas propriedades físicas dos agregados reciclados sejam devidas, em grande parte, à presença desta argamassa residual, ao comparar esta quantidade nos grãos reciclados e às diferenças apresentadas em suas propriedades (nas pesquisas em questão) não é observada uma relação direta.

As porcentagens de argamassa residual calculadas por Exteberria *et al.* (2007), Fathifazl *et al.* (2009) e Arezoumand *et al.* (2015), por exemplo, possuem valores próximos, e de fato, seus resultados de densidade e absorção de água são aproximados. No entanto, Rahal e Alrefaei (2017) utilizaram agregados reciclados com cerca da metade de quantidade de argamassa residual relatada pelos demais e a absorção de água dos mesmos excedeu os resultados dos outros autores, conforme mostra a Figura 2.19. A falta de uma metodologia padronizada para a quantificação da argamassa residual pode ser uma explicação para este fato. A qualidade do agregado utilizado no concreto original também influencia nas propriedades físicas apresentadas pelos agregados reciclados produzidos a partir deles e pode ser também uma das razões para a divergência nos resultados.

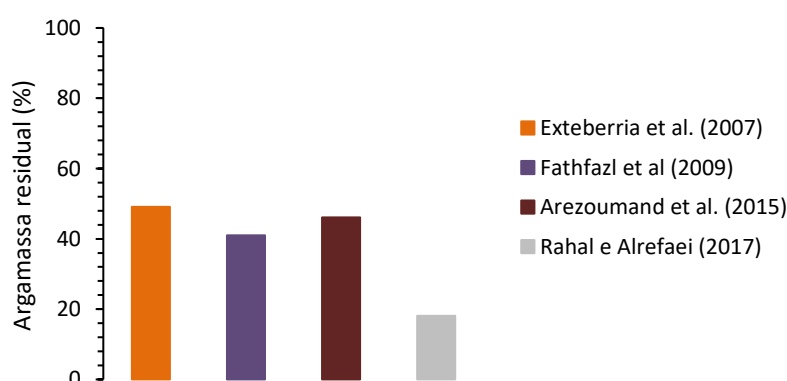


Figura 2.18: Quantidade de argamassa aderida aos agregados reciclados da base de dados.

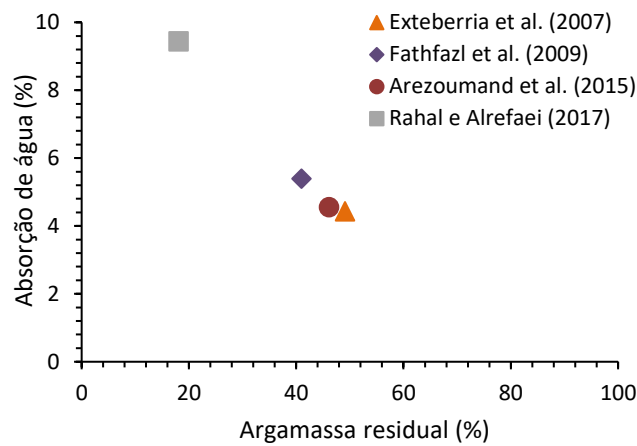


Figura 2.19: Influência da quantidade de argamassa aderida na absorção de água dos agregados reciclados da base de dados.

De fato, a aplicação de agregados reciclados em novos concretos influi nas propriedades mecânicas e estruturais destes últimos devido, em maioria, às diferentes propriedades físicas apresentadas por estas partículas. A argamassa residual aderida aos grãos reciclados afeta desde a absorção de água até o mecanismo de engrenamento entre os agregados, por exemplo, passando ainda pelo enfraquecimento das zonas de transição e prejuízos na resistência à tração.

Dessa forma, a caracterização dos agregados reciclados empregados em novos concretos é de suma importância, embora uma correlação direta entre suas propriedades físicas e o seu comportamento estrutural não seja claramente observada na revisão da literatura realizada. A gama de parâmetros influentes na resistência à força cortante de vigas de concreto armado torna ainda mais difícil a análise da representatividade das propriedades físicas dos agregados na redução desta resistência.

Nos itens 2.5.3 a 2.5.5, alguns destes parâmetros influentes são abordados em uma análise envolvendo um banco de dados contendo vigas de concreto armado com agregados naturais e reciclados. Com isto buscou-se compreender melhor a influência de cada parâmetro na resistência à força cortante de vigas RAC. Também foi realizado um estudo comparativo entre as forças cortantes experimentais de tais pesquisas e os valores calculados a partir de diferentes normas.

2.5.3 Análise dos dados das vigas ensaiadas

A análise foi feita com base nas vigas ensaiadas nos 19 estudos resumidos no Apêndice A, totalizando 196 vigas. Para esta amostragem foi feito um apanhado

geral para avaliar o panorama destas pesquisas, a partir de histogramas com a quantidade de vigas para cada parâmetro considerado relevante. A porcentagem de agregados reciclados, a altura efetiva (d), a resistência à compressão (f_c), a taxa de armadura longitudinal (ρ_s), a relação a/d e a taxa de armadura transversal (ρ_{sw}) foram os parâmetros analisados nos histogramas mostrados na Figura 2.19.

Com base nos histogramas, é possível avaliar quais faixas de parâmetros têm sido mais exploradas pelos pesquisadores, bem como quais ainda não foram investigadas de maneira assídua. Um ponto importante a se destacar a partir da observação da Figura 2.20 é a pequena quantidade de vigas com estribos estudadas nas pesquisas anteriores, o que torna o objetivo do presente estudo ainda mais relevante.

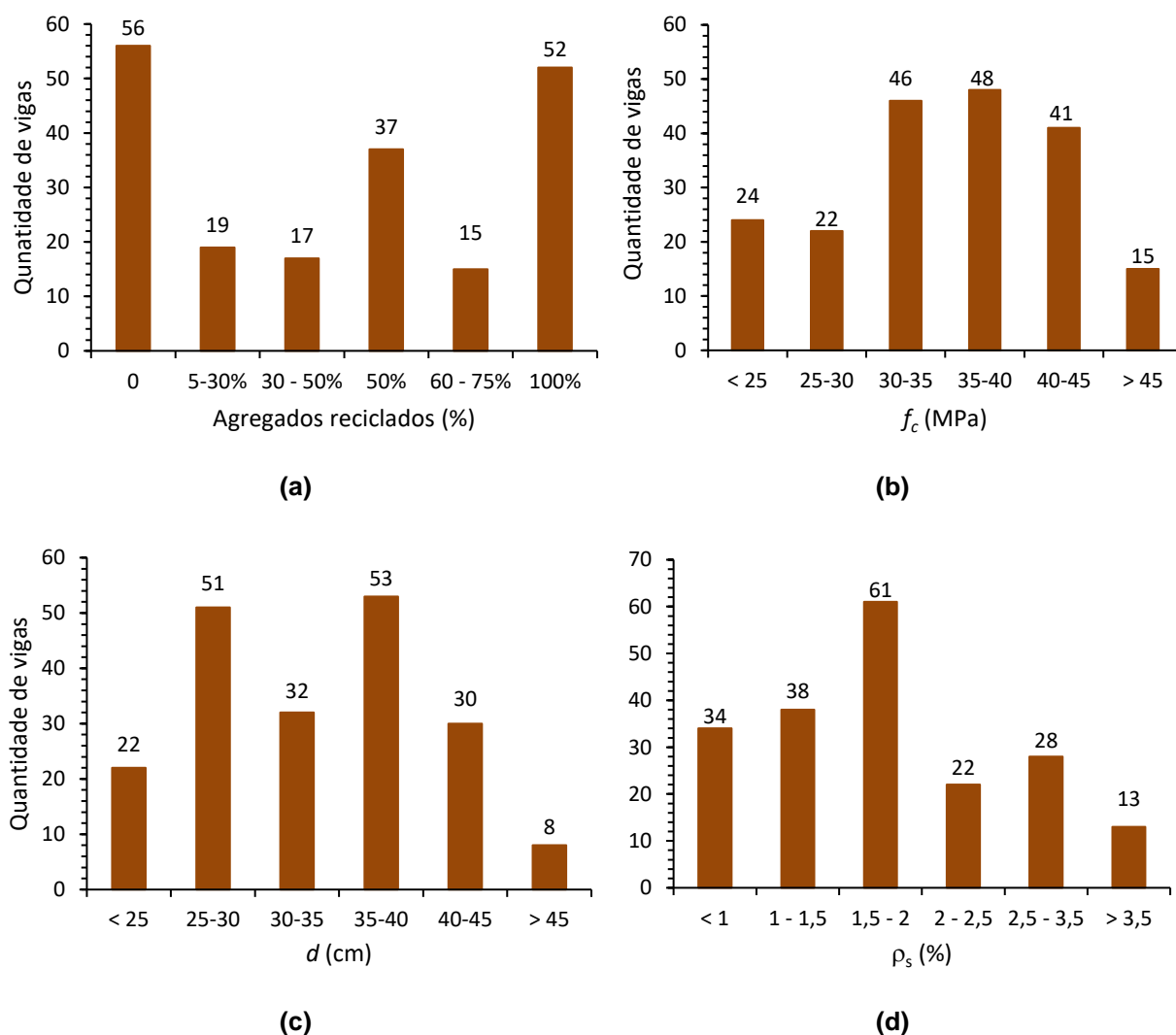


Figura 2.20: Histogramas do número de vigas (a partir de um total de 196 vigas) versus: (a) porcentagem de agregados reciclados, (b) f_c , (c) d , (d) ρ_s , (e) a/d e (f) ρ_{sw} (continua).

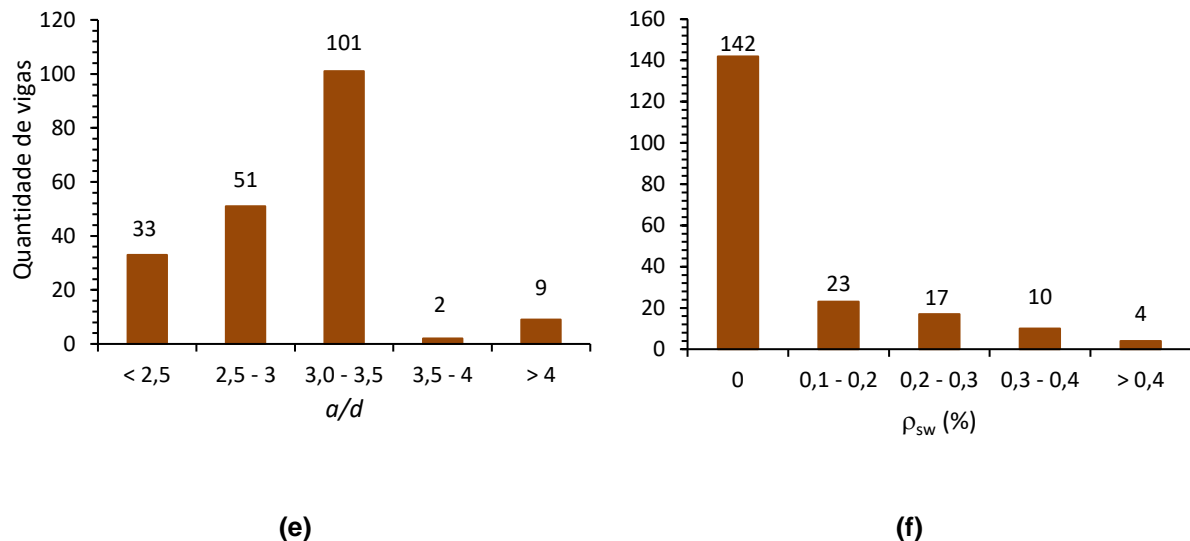


Figura 2.20: Histogramas do número de vigas (a partir de um total de 196 vigas) *versus*: (a) percentagem de agregados reciclados, (b) f_c , (c) d , (d) ρ_s , (e) a/d e (f) ρ_{sw} (continuação).

Após esta primeira análise, foi realizado um refinamento desta amostragem mais ampla, desconsiderando-se as vigas com agregados reciclados com percentagem inferior a 50%, vigas com relação a/d menor do que 2,5 (onde ocorre desenvolvimento da ação de arco) e vigas que apresentassem características que pudessem levar a resultados destoantes. Neste último caso enquadram-se aquelas com agregados miúdos reciclados e com adições de fibras. Desse modo, a quantidade de vigas avaliadas foi reduzida, conforme mostra a Tabela 2.5. Todos os dados referentes às vigas consideradas na análise apresentada ao longo deste item encontram-se nas Tabela B.4 e B.5 do Apêndice B.

Tabela 2.5 Número de vigas consideradas na análise.

A_{sw}	Tipo de agregado	Quantidade de vigas
Ausente	Natural	27
	Reciclado	53
		110
Presente	Natural	13
	Reciclado	17
		30

A partir desta amostragem refinada novos histogramas foram elaborados conforme mostra a Figura 2.21, referente às vigas sem estribos. Tal figura mostra que, para cada faixa de parâmetro avaliada, há uma quantidade aproximada de vigas de concreto com agregados naturais, com 50% de agregados graúdos reciclados e com 100% destes agregados. A maioria das vigas sem estribos

tomadas para análise possuem altura efetiva entre 35 e 40 centímetros, resistência à compressão superior a 30 MPa, ρ_s entre 1,5 e 2,0% e relação a/d entre 2,5 e 3,0.

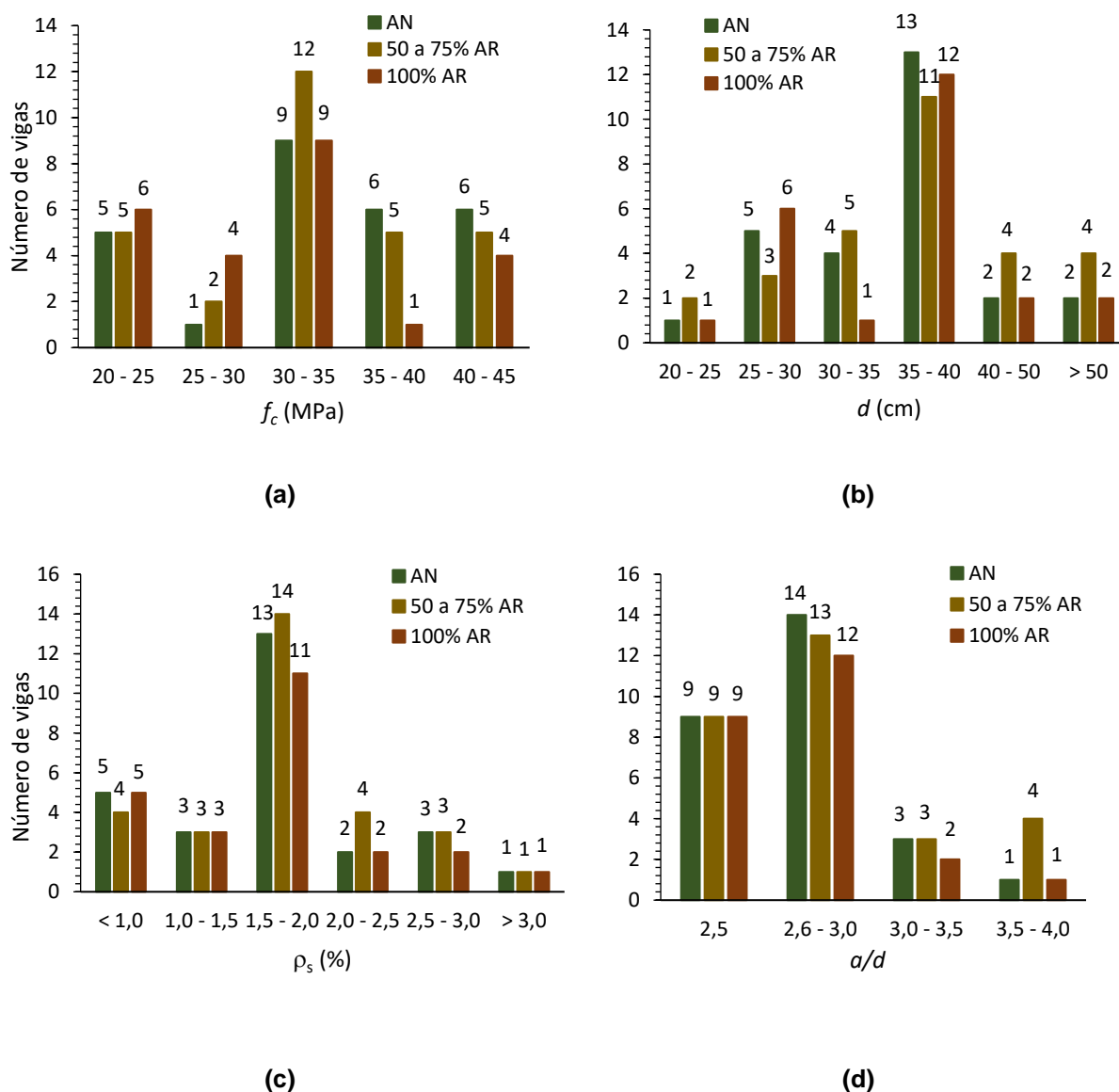
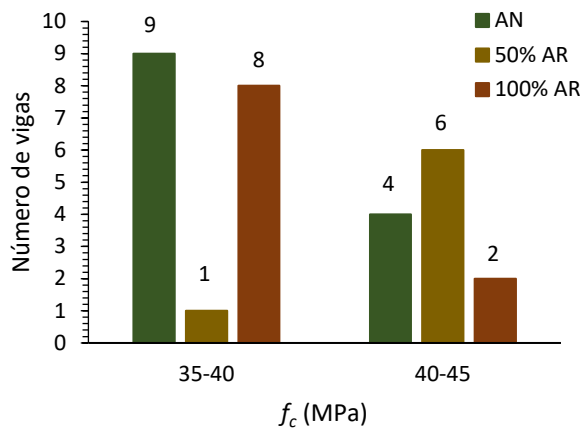
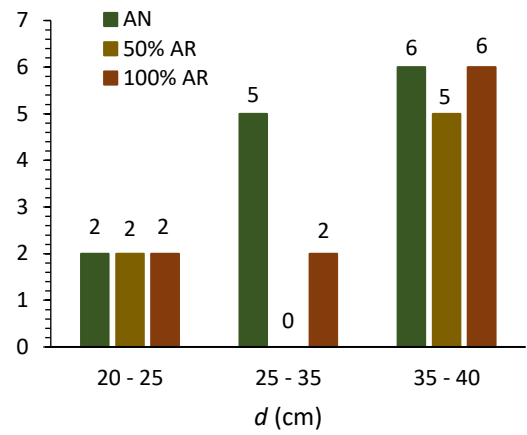


Figura 2.21: Histogramas das vigas de concreto com agregados naturais (AN) e reciclados (AR) sem estribos (a partir de um total de 80 vigas) versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d .

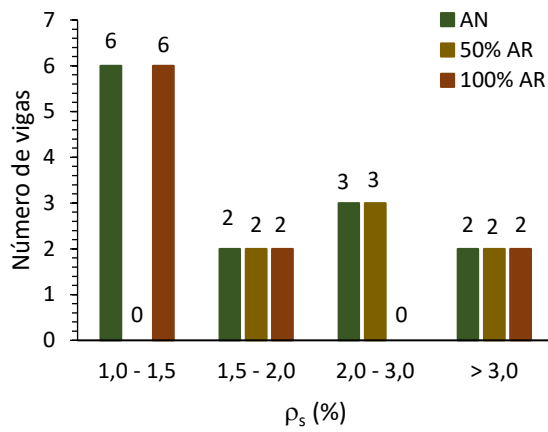
De forma similar, foram gerados os histogramas para caracterizar o grupo de vigas com estribos, mostrados na Figura 2.22. Nestes histogramas, nota-se que a faixa de variação de f_c foi inferior quando comparada à variação das vigas sem estribos, estando toda concentrada entre 35 e 45 MPa. Além disso, na presença da armadura transversal, menores valores de ρ_s foram empregados, enquanto a relação a/d manteve-se concentrada entre 2,5 e 3,0 assim como observado para o grupo de vigas sem estribos.



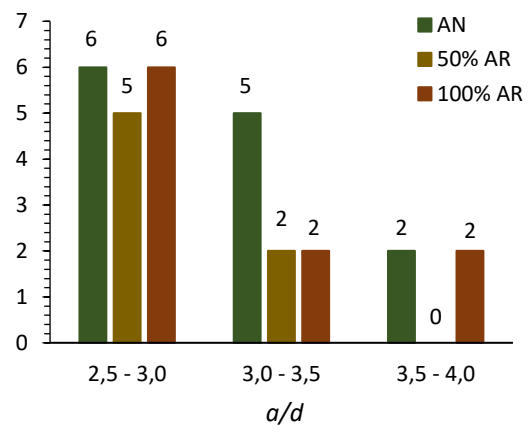
(a)



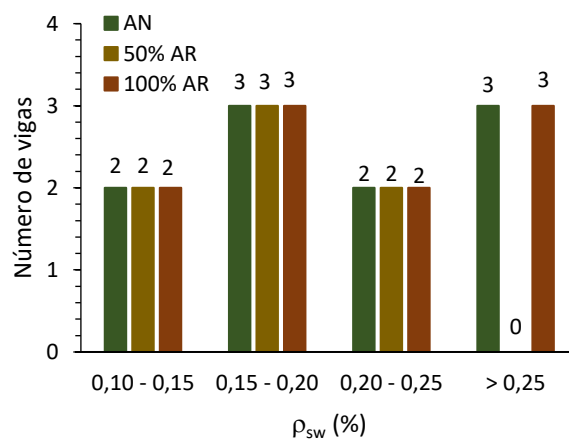
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 2.22: Histogramas das vigas de concreto com agregados naturais (AN) e reciclados (AR) com estribos (a partir de um total de 30 vigas) versus: (a) f_c , (b) d , (d) ρ_s e (d) a/d e (e) ρ_{sw} .

2.5.4 Análise da influência dos parâmetros relevantes na resistência à força cortante de vigas de concreto armado com agregados reciclados

Da mesma forma que diversas investigações foram conduzidas para avaliar os principais parâmetros influentes no comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados naturais, as pesquisas voltadas para a avaliação deste comportamento em vigas de concreto com agregados reciclados também buscaram analisar a influência de tais parâmetros.

Dentre os trabalhos consultados, apenas Fathifazl *et al.* (2009) e Kim *et al.* (2013) avaliaram o efeito escala em vigas RAC. Em ambas as pesquisas, o aumento da altura útil na seção transversal das vigas acarretou em maior força cortante última e menor resistência, conforme o esperado. A limitação na quantidade de vigas de referência em Fathifazl *et al.* (2009) não permitiu maiores esclarecimentos quanto a sensibilidade da variação da altura útil na presença de agregados reciclados, uma vez que o efeito escala não foi investigado nas vigas com agregados naturais. Já os resultados de Kim *et al.* (2013) mostraram que, para os espécimes ensaiados na pesquisa, o efeito escala ocorreu em proporções semelhantes independentemente do tipo de agregado.

Quanto à relação a/d , dentre as pesquisas consideradas, Choi *et al.* (2010), Lian *et al.* (2013) e Katkhuda e Shatarat (2016) avaliaram a influência deste parâmetro em vigas RAC. Porém, com o intuito de focar o comportamento das vigas nas quais houve contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante, o banco de dados avaliado neste item é composto apenas por espécimes cujo valor de a/d é igual ou superior a 2,50, conforme descrito no item 2.5.3.

Sendo assim, dos três estudos citados acima, somente Choi *et al.* (2010) variou valores de relação a/d dentro da faixa considerada. Seus resultados de força cortante resistente mostraram que, para a taxa de substituição de 50% de agregados graúdos naturais por reciclados, a redução desta força foi de cerca de 5% tanto para $a/d = 2,50$ quanto para $a/d = 3,25$ em comparação com as vigas NAC. Já mediante a taxa de substituição de 100%, a viga RAC com $a/d = 2,50$ alcançou a mesma resistência à força cortante da sua viga de referência, enquanto o espécime com $a/d = 3,25$ apresentou redução de 20% nesta resistência.

A variação de ρ_s em estudos anteriores gerou um comportamento padrão e semelhante ao de vigas de concreto armado convencionais. Como esperado, as

vigas com maiores taxas de armadura longitudinal apresentaram maiores valores de força cortante resistente, o que pode ser atribuído ao efeito de pino adicional e à restrição da abertura das fissuras de cisalhamento.

Quanto à comparação da sensibilidade da variação deste parâmetro em vigas de concreto com agregados naturais e reciclados, os trabalhos que avaliaram a influência de ρ_s apresentaram resultados divergentes. Enquanto em Choi *et al.* (2010) a redução na resistência à força cortante das vigas RAC foi maior em comparação às NAC para menores taxas de armadura longitudinal, um comportamento oposto foi observado para as vigas ensaiadas por Arezoumandi *et al.* (2015). Já em Pradhan *et al.* (2018), a defasagem da força cortante resistente entre as vigas RAC e NAC ocorreu independentemente do valor de ρ_s .

A resistência à compressão do concreto não foi avaliada como um parâmetro variável em nenhum dos trabalhos consultados, o que limita as análises neste sentido. A variação da taxa de armadura transversal foi estudada por Sogo *et al.* (2004), Exteberria *et al.* (2004), Ignjatovic *et al.* (2017) e Rahal e Alrefaei (2018), cujos resultados mostraram que, uma vez utilizada armadura transversal, os resultados de força cortante resistente das vigas RAC são próximos aos das vigas NAC independentemente da taxa desta armadura.

De forma geral, a observância dos resultados experimentais das pesquisas mencionadas mostra que, qualitativamente, a influência dos parâmetros avaliados na força cortante resistente das vigas RAC e NAC são semelhantes. Porém, análises quantitativas são necessárias para avaliar se as proporções entre as influências exercidas pelos parâmetros também são similares.

Neste sentido, os resultados experimentais das 110 vigas que compõem o banco de dados considerado no item 2.5.3 foram postos em análise. As Figuras 2.23 e 2.24 mostram a resistência à força cortante destas vigas em relação a cada um dos parâmetros relevantes, tratando-se, respectivamente, das vigas sem e com armadura transversal.

Na sequência são apresentadas as Figuras 2.25 e 2.26, nas quais a relação entre a força cortante resistida por uma viga de concreto com agregado reciclado e por sua respectiva viga de referência (V_{RAC}/V_{NAC}) foi avaliada em função dos

mesmos parâmetros. O valor unitário nos gráficos denota a equivalência entre V_{RAC} e V_{NAC} e o valor médio obtido.

Esta análise buscou investigar as diferenças na sensibilidade da influência das variáveis estudadas para vigas com agregados naturais e reciclados, baseando-se na disparidade de V_{RAC}/V_{NAC} a partir da variação dos parâmetros abordados.

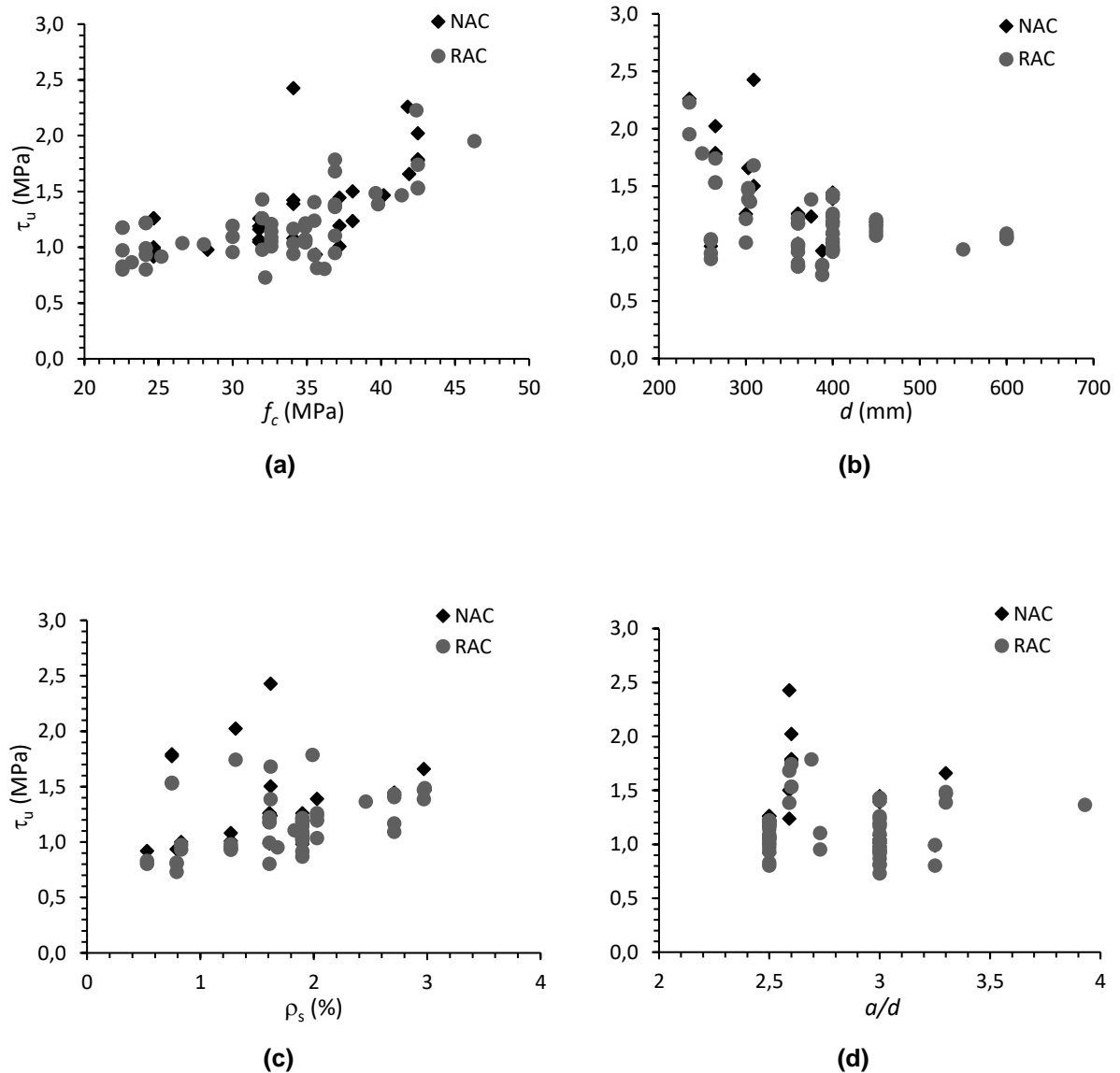


Figura 2.23: Resistência ao cisalhamento de vigas sem estribos em função dos parâmetros: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d .

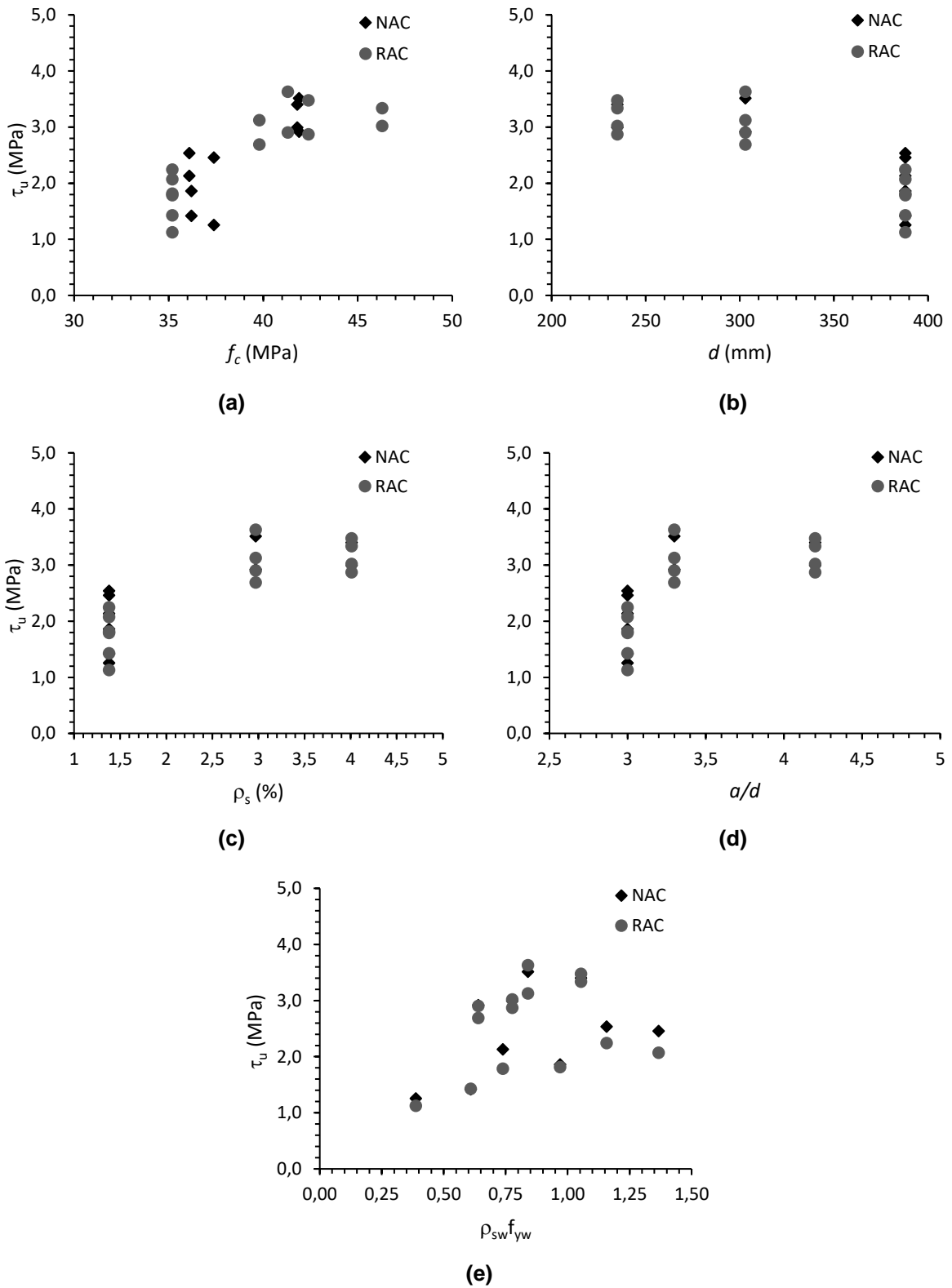


Figura 2.24: Resistência ao cisalhamento de vigas com estribos em função dos parâmetros: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$.

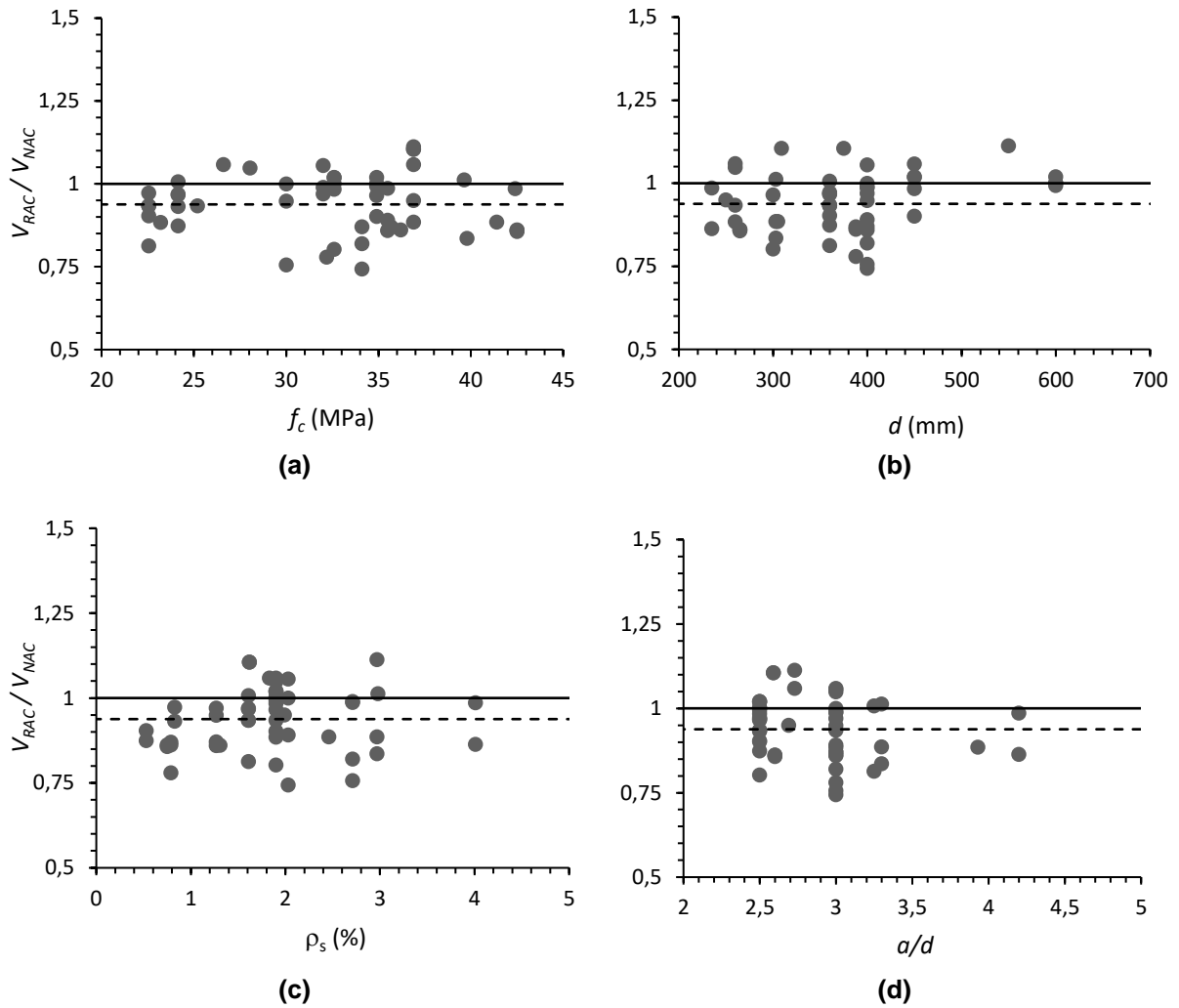


Figura 2.25: Relação entre a força cortante de uma viga reciclada (V_{RAC}) e a de sua respectiva viga natural (V_{NAC}) sem estribos em função dos parâmetros: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d .

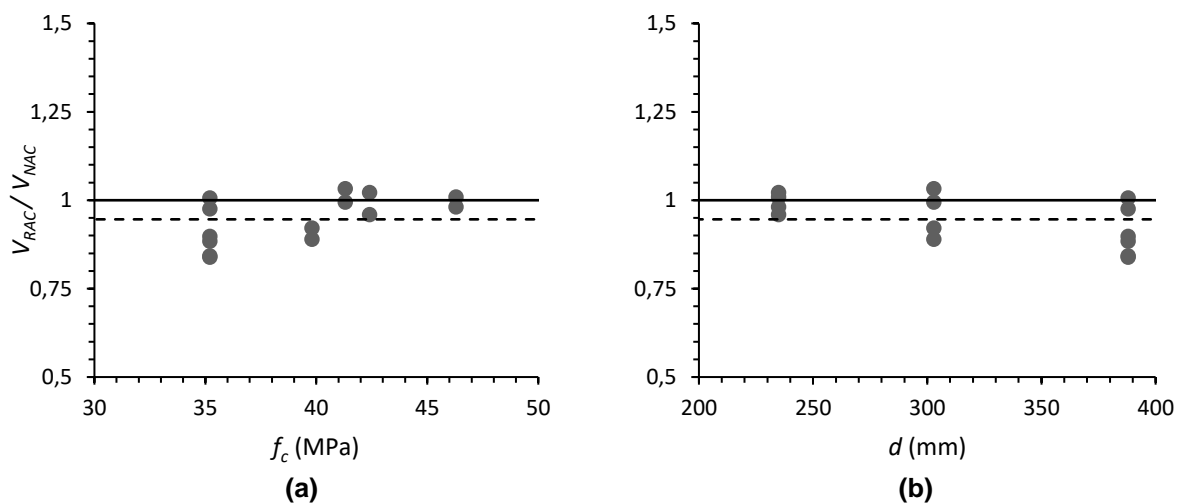


Figura 2.26: Relação entre a força cortante de uma viga reciclada (V_{RAC}) e a de sua respectiva viga natural (V_{NAC}) com estribos em função dos parâmetros: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_s w f_{yw}$ (continua).

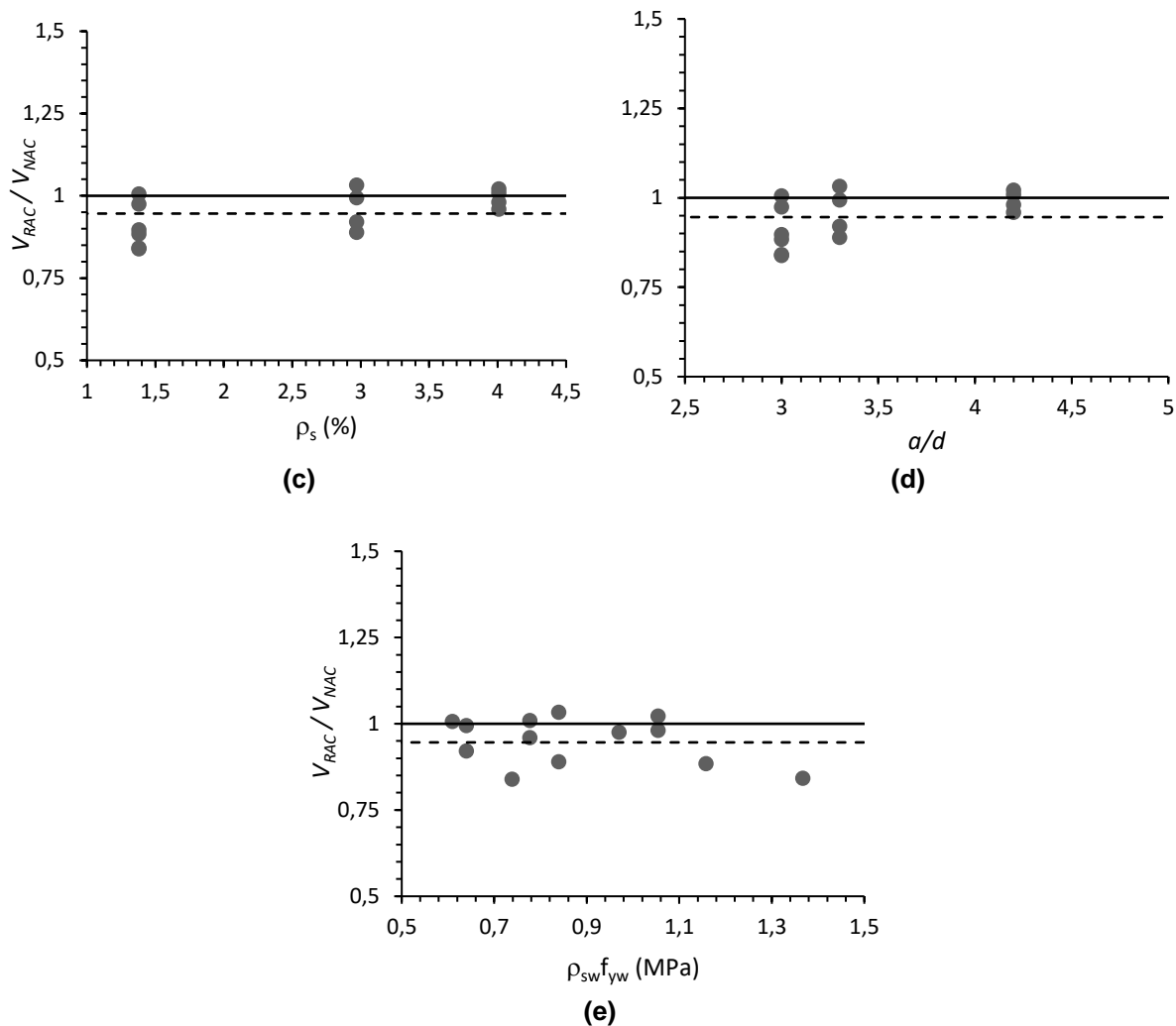


Figura 2.26: Relação entre a força cortante de uma viga reciclada (V_{RAC}) e a de sua respectiva viga natural (V_{NAC}) com estribos em função dos parâmetros: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ (continuação).

Com a análise das Figuras 2.23 e 2.24, nota-se que a variação dos parâmetros considerados acarreta em uma tendência de resposta semelhante na resistência à força cortante das vigas NAC e RAC. O aumento de f_c , por exemplo, eleva a força cortante resistente na presença de ambos os tipos de agregados, independentemente do fornecimento da armadura transversal. O mesmo comportamento pode ser observado mediante a variação de ρ_s . O efeito escala produzido a partir da variação da altura útil também é observado para ambos os tipos de vigas, sem e com taxa de armadura transversal.

Ainda de acordo com as Figuras 2.23 e 2.24, a variação da relação a/d não permitiu a observância de uma tendência clara. Na ausência dos estribos, a variação deste parâmetro na faixa considerada, parece não ter afetado a resistência à força cortante das vigas NAC e RAC, enquanto nos espécimes com estribos uma

tendência ascendente nesta resistência foi observada somente no intervalo de a/d entre 3,0 e 3,3 para ambos os tipos de vigas. Por fim, o aumento da taxa de armadura transversal elevou a resistência à força cortante das vigas de concreto com agregados naturais e reciclados, conforme o esperado.

Já as Figuras 2.25 e 2.26 mostram que, para os resultados experimentais considerados, os parâmetros adotados no estudo exercem a mesma influência em vigas de concreto contendo agregados naturais e reciclados. Esta afirmação se baseia no fato de que nenhuma tendência clara pôde ser verificada nos gráficos em questão, uma vez que os valores de V_{RAC}/V_{NAC} mantiveram-se dentro de uma faixa de variação constante.

Em outras palavras, os resultados levam a crer que a variação de um determinado parâmetro na avaliação de vigas de concreto com agregados reciclados produz o mesmo efeito, qualitativa e quantitativamente, observado para as vigas de concreto com agregados naturais, de acordo com os dados considerados neste estudo.

Informações complementares quanto aos comentários feitos ao longo deste item podem ser encontradas nos Apêndices A e B deste trabalho que contêm o resumo de cada pesquisa mencionada, bem como seus resultados de força cortante resistente e os valores dos principais parâmetros avaliados, respetivamente.

2.5.5 Comparação de forças cortantes experimentais com calculadas

Após a triagem e caracterização do grupo de vigas ensaiadas a serem utilizadas para análise, as equações para previsão da força cortante abordadas no item 2.3 foram aplicadas e os valores obtidos foram comparados com os resultados experimentais.

Nas Tabelas B.4 e B.5 do apêndice B, juntamente com os dados mais relevantes das vigas, são apresentadas as forças cortantes últimas calculadas segundo estas prescrições (V_R) e as relações entre as forças cortantes últimas experimentais e calculadas (V_u/V_R).

Os valores de V_R foram calculados considerando-se os coeficientes de minoração das resistências unitários, substituindo f_{ck} por f_c e f_{ywk} por f_{ywm} e desconsiderando os limites para f_{ywk} e de f_{ck} . A equação utilizada para a aplicação da

ABNT NBR 6118 (2014) refere-se ao Modelo I, já para a adoção do ACI 318 (2019) considerou-se a expressão mais simplificada de V_c e os calculados segundo o FIB MC 2010 (2013) referem-se ao nível de aproximação I. Para adotar esse nível de aproximação, desconsiderou-se a limitação de $\varepsilon_x \leq 0,001$. Embora os valores de ε_x em algumas das vigas ensaiadas, na ruptura, possam ter sido maiores que 0,001, essa desconsideração visou simplificação de cálculo.

Para as vigas com armadura transversal, no caso do FIB MC 2010 (2013) e do EN 1992-1-1 (2004) considerou-se para aplicação das equações o ângulo de inclinação mínimo, os quais resultaram em maiores valores de V_R e previsões menos conservadoras.

As relações entre as forças cortantes últimas experimentais e as calculadas segundo expressões de normas (V_u/V_R), em função de diferentes parâmetros, são mostradas nas Figuras 2.27 a 2.30 para as vigas sem estribos e nas Figuras 2.31 a 2.34 para as vigas com armadura transversal. Nos gráficos também são destacados os valores médios de V_u/V_R obtidos para os grupos de vigas com agregados naturais e reciclados, bem como o valor igual a 1 que corresponde à equivalência entre o resultado experimental e a prescrição da norma.

Com base na média dos resultados é possível afirmar que a equação da ABNT NBR 6118 (2014) se mostrou a prescrição mais próxima dos valores experimentais e o FIB MC 2010 (2013), com o nível de aproximação I, a mais conservadora para as vigas sem estribos. Para as vigas com armadura transversal as maiores taxas de conservadorismo foram observadas mediante aplicação do ACI 318 (2019) e da EN 1992-1-1 (2004). A partir da análise dos gráficos também se observa uma tendência de menores valores de V_u/V_R com o aumento da altura efetiva e o acréscimo de $\rho_{sw}f_{yw}$. Por outro lado, o aumento de f_c levou a maiores valores de V_u/V_R para todas as normas aplicadas.

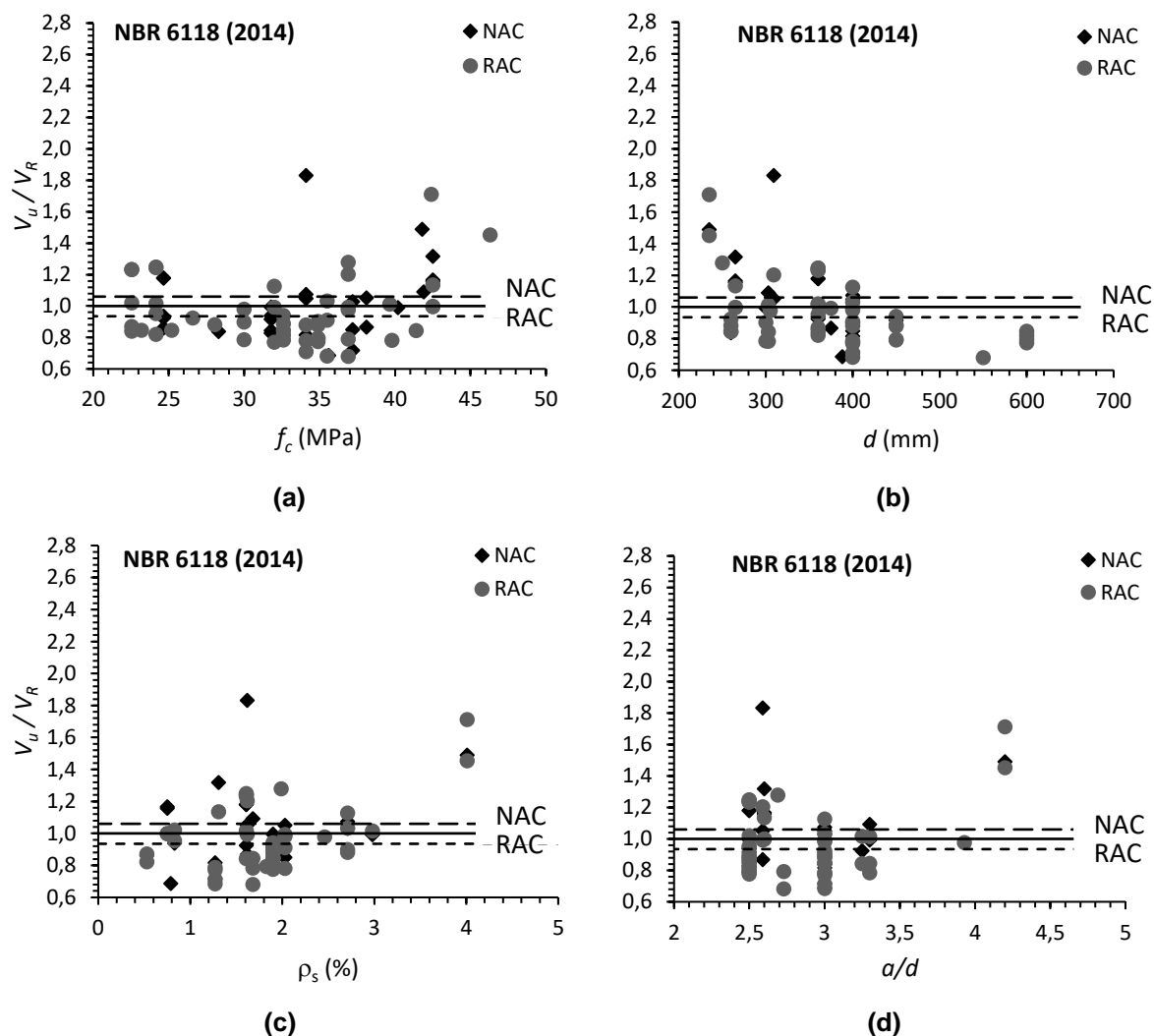


Figura 2.27: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação da NBR 6118 (2014).

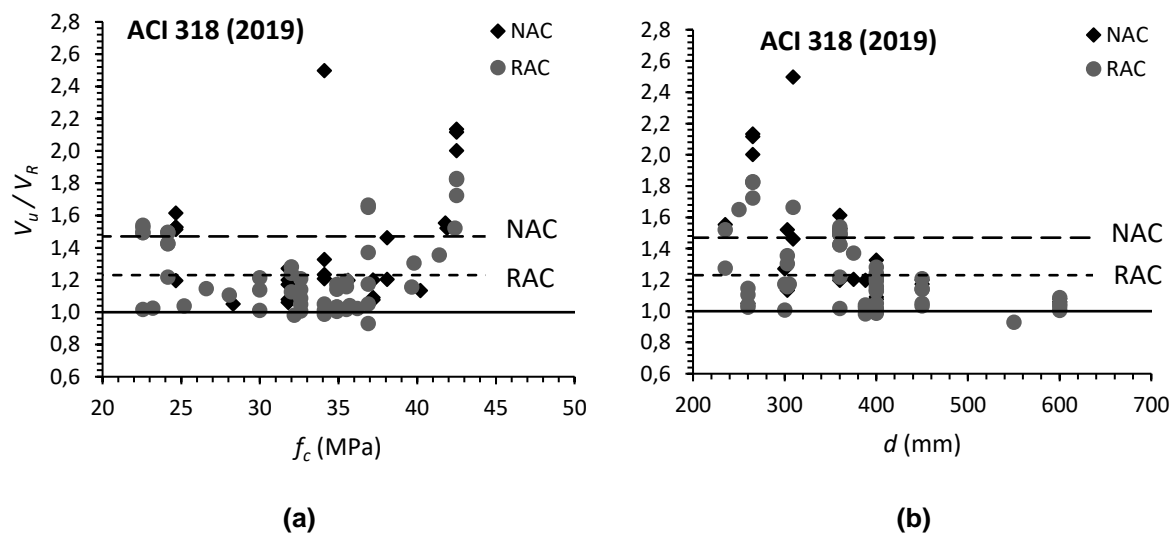
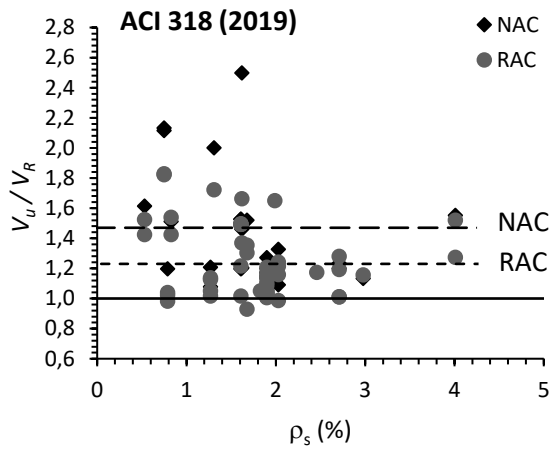
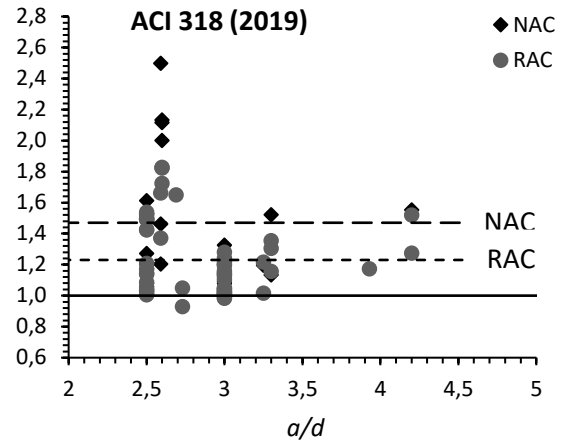


Figura 2.28: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação da ACI 318 (2019) (continua).

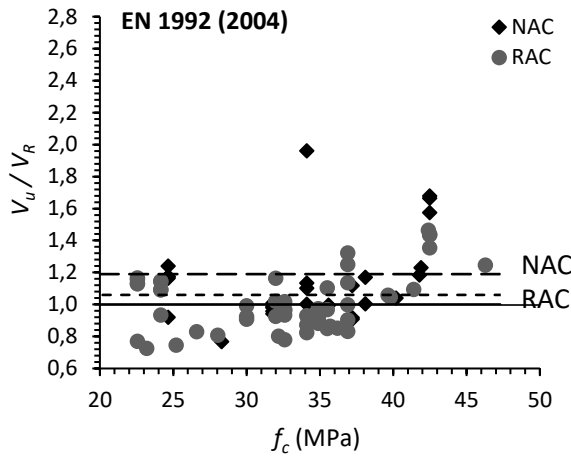


(c)

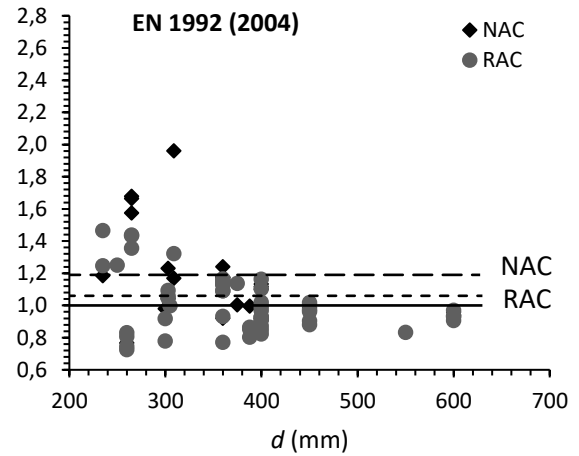


(d)

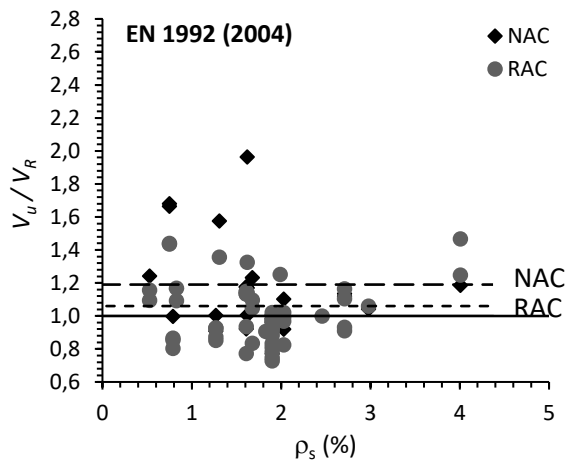
Figura 2.28: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação da ACI 318 (2019) (continuação).



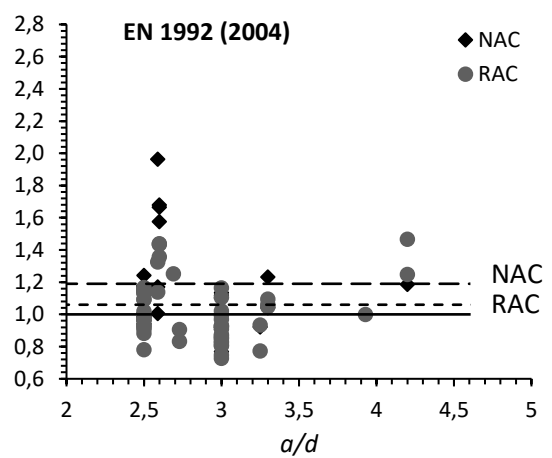
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.29: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do EN 1992-1-1 (2004).

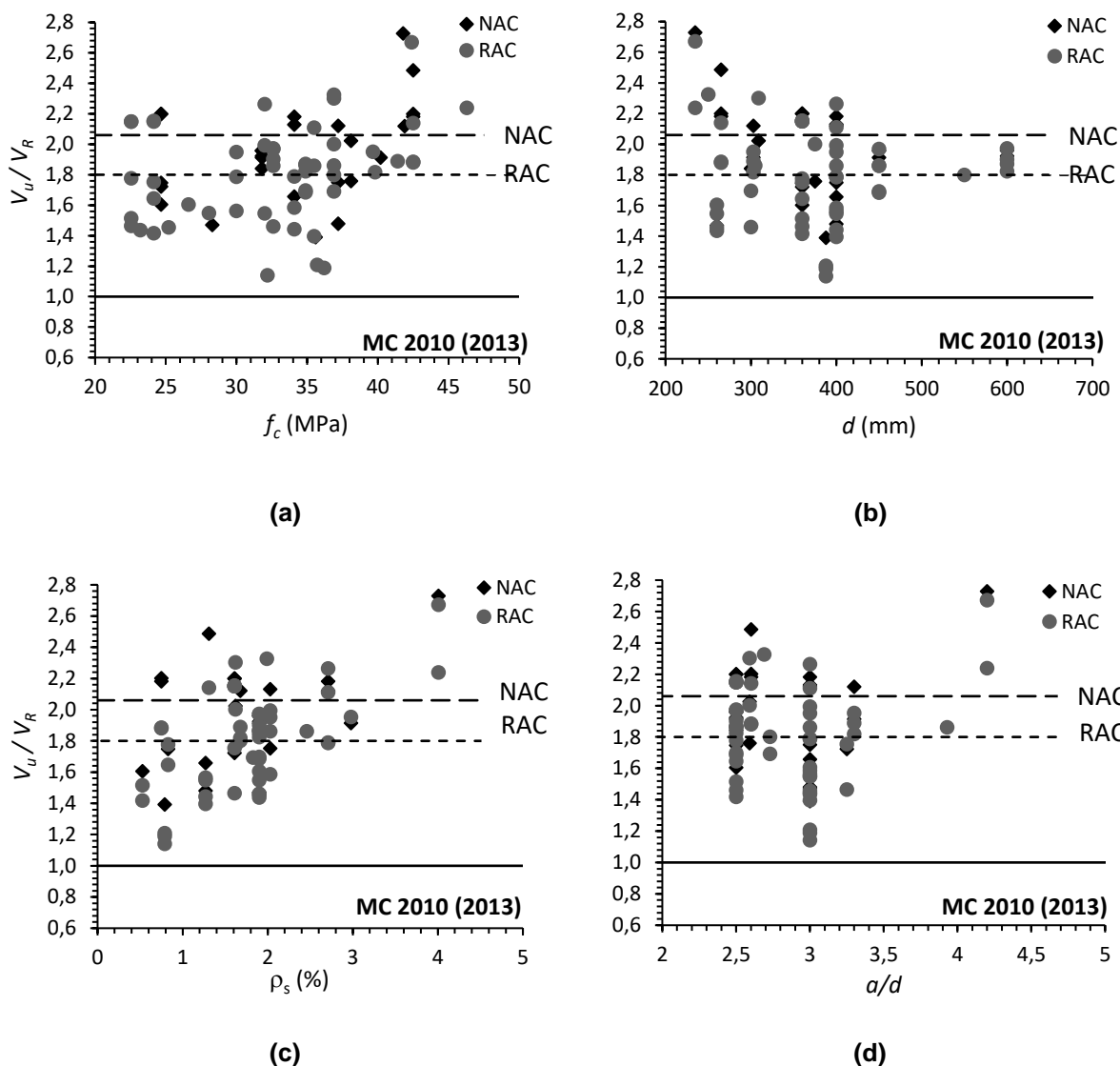


Figura 2.30: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do FIB-MC 2010 (2013).

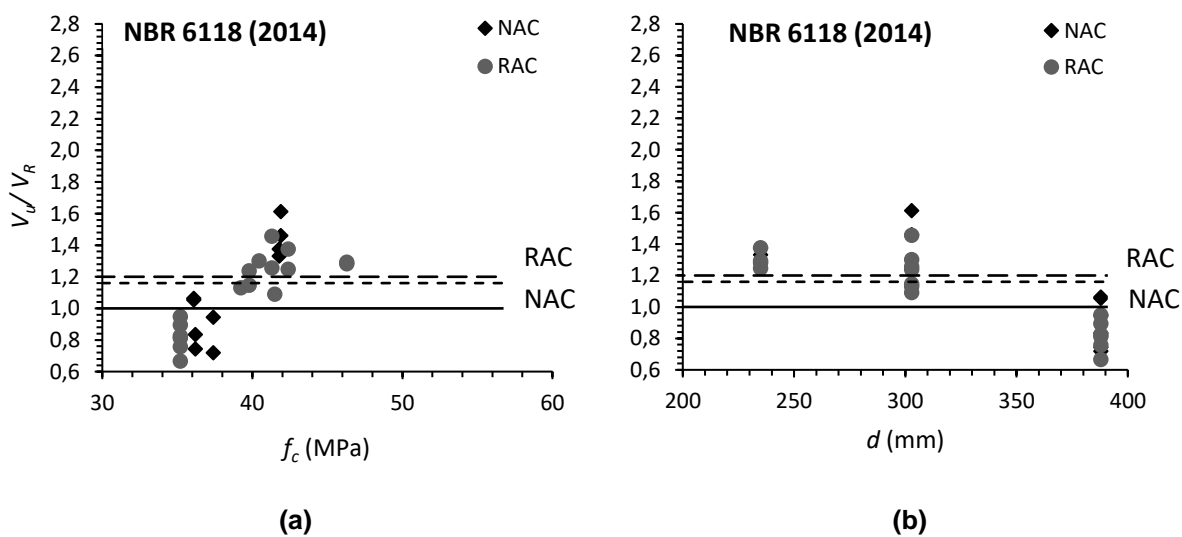


Figura 2.31: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação da NBR 6118 (2014) (continua).

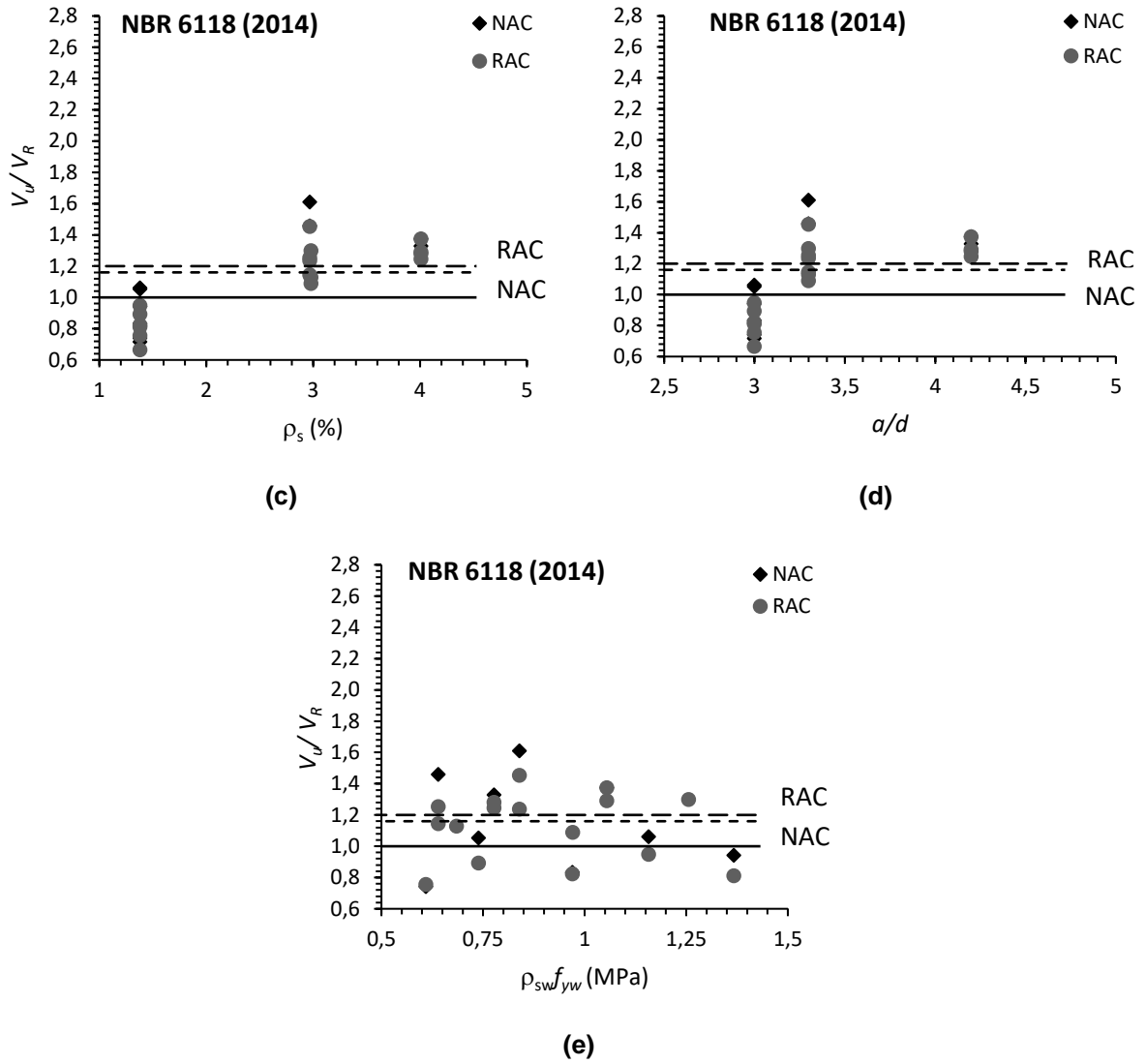


Figura 2.31: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação da NBR 6118 (2014) (continuação).

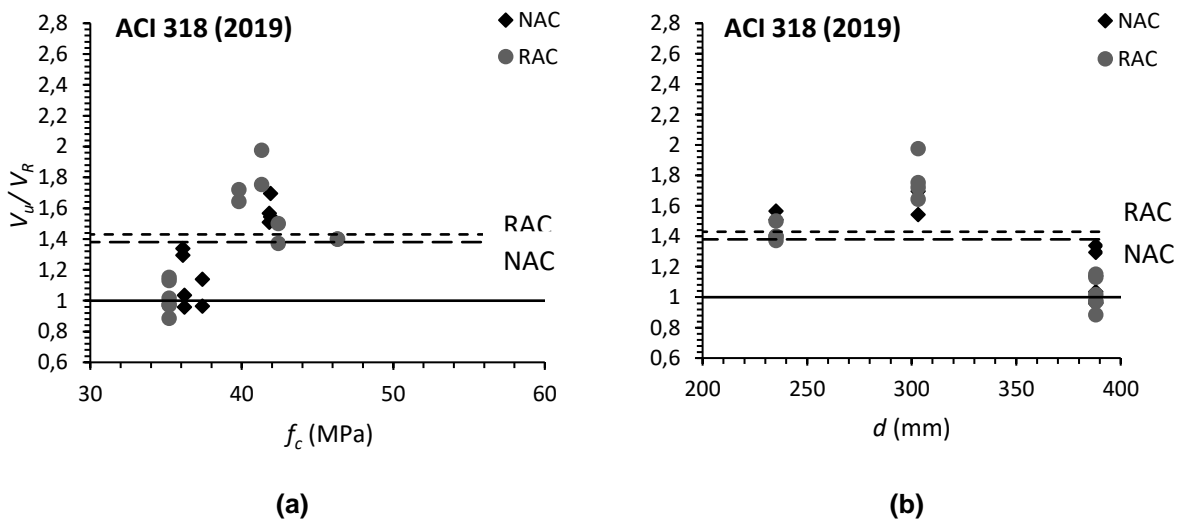


Figura 2.32: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação da ACI 318 (2019) (continua).

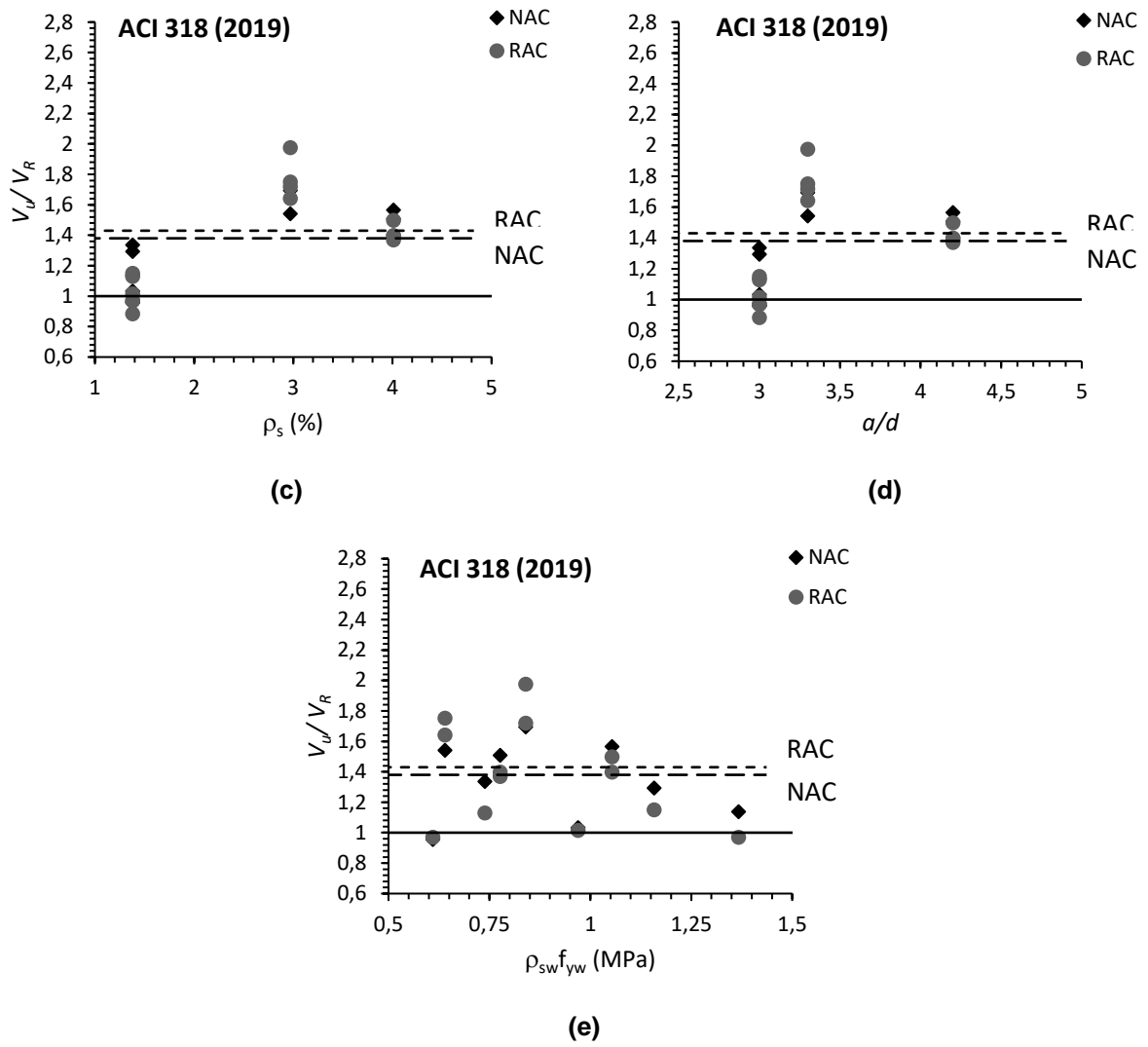


Figura 2.32: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação da ACI 318 (2019) (continuação).

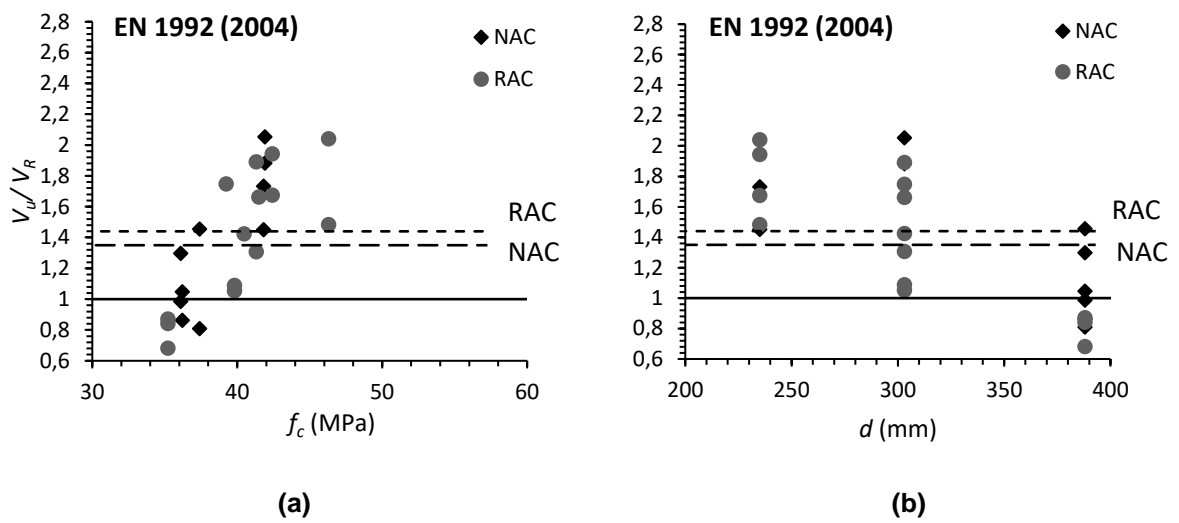


Figura 2.33: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do EN 1992-1-1 (2004) (continua).

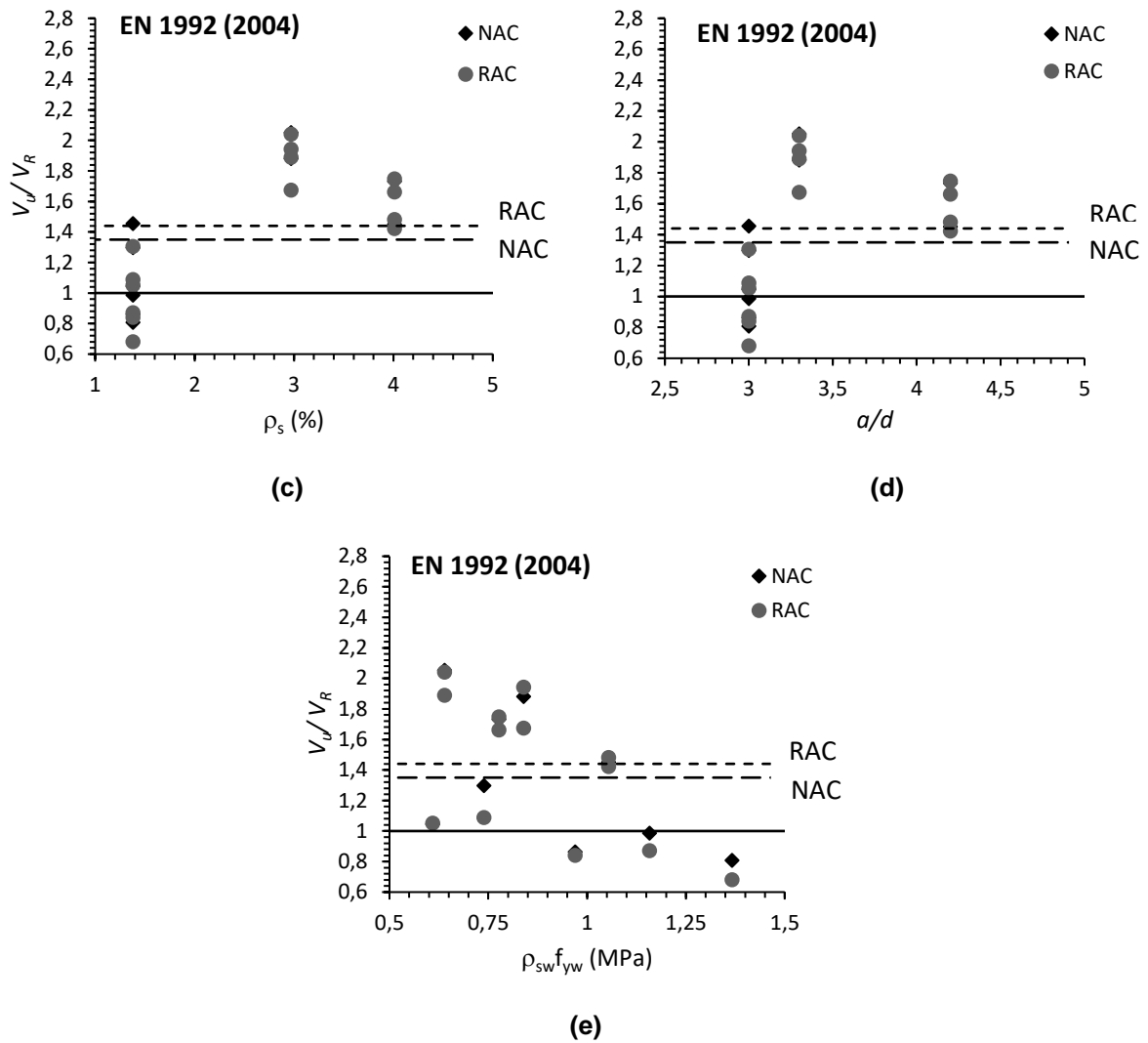


Figura 2.33: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do EN 1992-1-1 (2004) (continuação).

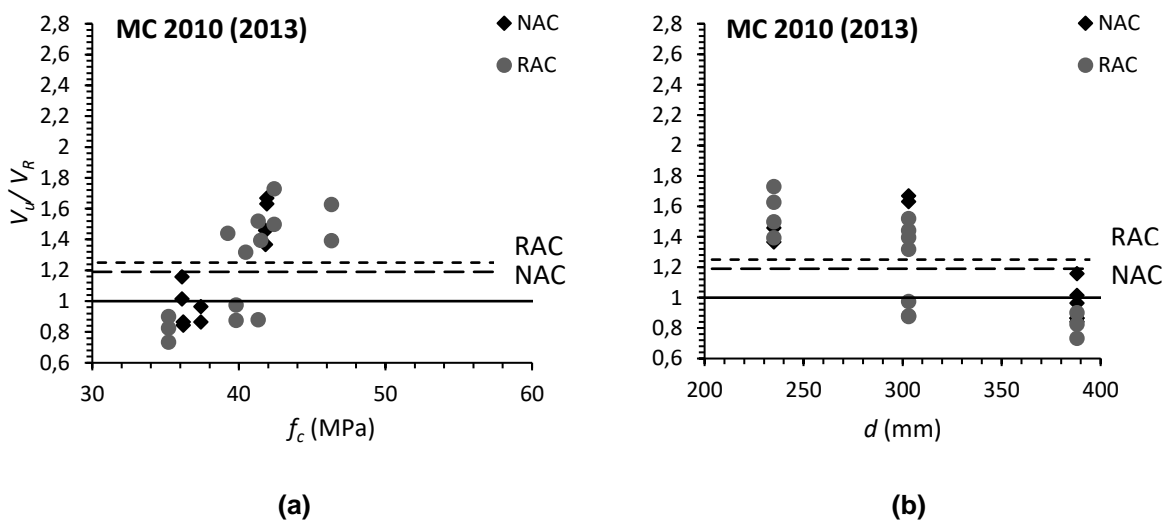


Figura 2.34: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do FIB-MC 2010 (2013) (continua).

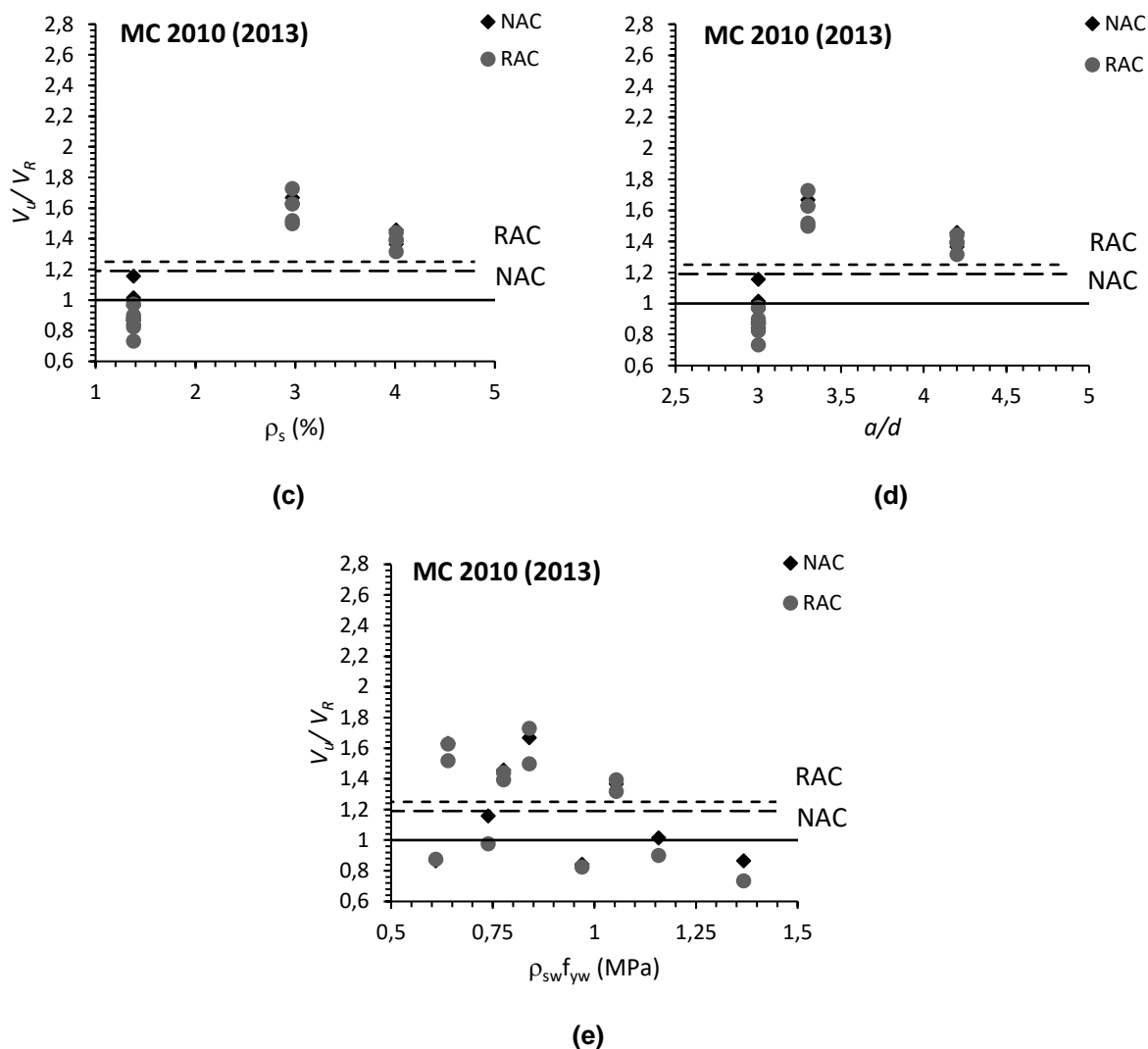


Figura 2.34: Relação V_u/V_R versus: (a) f_c , (b) d , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do FIB-MC 2010 (2013) (continuação).

Na Tabela 2.6 são mostrados, para as vigas NAC e RAC (valores entre parênteses), os resultados da média, da mediana e do coeficiente de variação das relações V_u/V_R correspondentes às diferentes normas, bem como a porcentagem de valores menores que a unidade.

Tabela 2.6: Dados estatísticos das relações V_u/V_R , para vigas de concreto com agregado natural.

	Vigas sem A_{sw}			
	Média	Mediana	Coef. de Variação	$V_u/V_R < 1$
ABNT NBR 6118 (2014)	1,02 (0,93)	0,99 (0,89)	0,23 (0,23)	56% (70%)
ACI 318 (2019)	1,41 (1,23)	1,23 (1,16)	0,26 (0,19)	0% (2%)
EN 1992-1-1 (2004)	1,14 (1,01)	1,10 (0,97)	0,23 (0,18)	26% (53%)
FIB MC 2010 (2013)	2,00 (1,80)	1,96 (1,82)	0,21 (0,17)	0% (0%)
	Vigas com A_{sw}			
	Média	Mediana	Coef. de Variação	$V_u/V_R < 1$
ABNT NBR 6118 (2014)	1,12 (1,10)	1,06 (1,17)	0,24 (0,22)	31% (35%)
ACI 318 (2019)	1,30 (1,36)	1,29 (1,46)	0,18 (0,21)	25% (17%)
EN 1992-1-1 (2004)	1,31 (1,42)	1,27 (1,42)	0,29 (0,29)	23% (18%)
FIB MC 2010 (2013)	1,16 (1,24)	1,10 (1,36)	0,24 (0,25)	31% (35%)

A comparação entre os resultados apresentados nas Tabelas 2.6 e 2.7 aponta para o fato de que as vigas de concreto com agregados reciclados sem estribos possuem menores valores de V_u/V_R , o que leva a crer que a presença destes agregados, no geral, reduz a força cortante resistida pelas vigas produzidas a partir deste material. Em contrapartida, na presença da armadura transversal, os valores de V_u/V_R foram similares para as vigas NAC e RAC. Este comportamento corrobora com as conclusões feitas por Exteberria *et al.* (2004), Fonteboa e Abella (2007), Ignjatovic *et al.* (2017) e Rahal e Alrefaei (2018), nas quais os autores afirmam que na presença dos estribos os efeitos negativos dos agregados reciclados perante à resistência à força cortante são mitigados.

CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações gerais

Ao longo deste capítulo são apresentados os detalhes do programa experimental desenvolvido para atender aos objetivos especificados no item 1.2.

Inicialmente foi realizada a coleta dos concretos para a produção dos agregados graúdos reciclados. A resistência original foi uma das variáveis avaliadas neste trabalho. Duas faixas de resistência à compressão foram estudadas: a de 20 a 25 MPa, dando origem aos agregados reciclados do Grupo 1 e a de 50 a 55 MPa, referente ao Grupo 2.

Após a produção e caracterização física dos agregados reciclados, foram confeccionados nove espécimes tipo *push-off*, a partir de três dosagens distintas. A primeira contendo agregados graúdos naturais e a segunda e terceira contendo agregados reciclados dos Grupos 1 e 2, respectivamente. Os espécimes foram submetidos ao ensaio de cisalhamento direto e, na sequência, as superfícies de ruptura obtidas nos ensaios foram analisadas. Esta etapa foi fundamental para o entendimento a respeito do mecanismo de engrenamento dos agregados.

Por fim foram confeccionadas doze vigas de concreto armado para a avaliação da resistência à força cortante. Seis vigas foram produzidas com agregados graúdos naturais e as outras seis com agregados reciclados do Grupo 1. O desempenho de vigas contendo taxas de armadura transversal próximas as mínimas, segundo as normas ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014), também foi avaliado. Para melhor compreensão do desenvolvimento dos mecanismos de transferência de cisalhamento, a evolução da fissura crítica foi monitorada por meio da técnica de correlação de imagem digital.

Os resultados dos ensaios realizados possibilitaram a análise do comportamento à força cortante das vigas de concreto armado contendo agregados reciclados, bem como a avaliação dos mecanismos resistentes à força cortante. Os detalhes de cada etapa do programa experimental são descritos nos itens subsequentes. Os resultados da caracterização dos materiais empregados nesta pesquisa, como os agregados e os concretos elaborados, também são apresentados e discutidos neste capítulo.

3.2 Materiais

3.2.1 Cimento de alta resistência inicial

Para a confecção dos concretos foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI) da empresa Mizu®.

3.2.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado na pesquisa foi areia quartzosa do Rio Paraíba do Sul do município de Campos dos Goytacazes/RJ.

Os agregados graúdos foram brita granítica e brita reciclada proveniente de resíduos de concreto.

3.2.3 Aditivo químico

Para confecção dos concretos foi utilizado o aditivo super plastificante de terceira geração Glenium® 51 produzido pela empresa BASF S.A. Este aditivo tem base química de éter carboxílico modificado, que atua como dispersante do material cimentício, propiciando super plastificação e alta redução de água, resultando em um concreto com maior trabalhabilidade e sem alteração no tempo de pega.

3.2.4 Água

O fornecimento de água foi realizado pela concessionária Águas do Paraíba, empresa responsável pela rede de abastecimento do Município de Campos dos Goytacazes/RJ.

3.2.5 Armaduras

Foram utilizadas barras de alta aderência CA-50 e CA-60 da Gerdau para a confecção das armaduras longitudinal e transversal, respectivamente.

3.3 Produção dos agregados graúdos reciclados

3.3.1 Coleta dos concretos originais

Os agregados reciclados do Grupo 1 foram originados de corpos de prova cilíndricos de concreto, provenientes de laboratórios de controle tecnológico das cidades de Campos dos Goytacazes/RJ, Macaé/RJ e Muriaé/MG. As amostras, já rompidas à compressão, possuíam resistência entre 20 e 25 MPa. Já os agregados reciclados do Grupo 2 derivaram de vigas pré-moldadas descartadas no pátio de uma empresa de estruturas pré-moldadas localizada em Macaé/RJ. As Figuras 3.1 e

3.2 mostram os concretos originais coletados para produzir os agregados dos Grupos 1 e 2, respectivamente.



Figura 3.1: Concreto original do Grupo 1.



Figura 3.2: Concreto original do Grupo 2.

As vigas pré-moldadas que originaram os agregados do Grupo 2, de acordo com os laudos do controle tecnológico do concreto realizado pela empresa, possuíam resistência à compressão entre 50 e 55 MPa.

Para tornar viável o transporte e o armazenamento do concreto proveniente das vigas, as mesmas foram cominuídas com o auxílio de um martelete. A Figura 3.3 mostra este procedimento.



Figura 3.3: Fragmentação da viga pré-moldada com auxílio de um martelete.

Os corpos de prova cilíndricos e os resíduos das vigas pré-moldadas foram transportados até o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), onde foram armazenados, em local coberto, até a etapa de produção dos agregados reciclados.

3.3.2 Procedimento de britagem e peneiramento

O britador utilizado para a produção dos agregados foi do tipo mandíbula, da marca Fritsch®, que possui a compressão como principal mecanismo de funcionamento. De acordo com Hansen (1992), este tipo de britador apresenta as seguintes características:

- proporciona distribuição granulométrica dos agregados mais adequada para o uso em concreto;
- gera alterações pequenas na estrutura do agregado original do concreto a ser reaproveitado;
- produz apenas 20% de finos abaixo de 4,8 mm.

Uma vez que a abertura do local de alimentação do britador era limitada, os corpos de prova passaram por um procedimento de redução do tamanho antes de submetidos à britagem em si. Esse procedimento foi realizado com o auxílio de uma prensa manual que fragmentou os espécimes. Após os resíduos possuírem dimensões adequadas, os mesmos foram inseridos no equipamento e britados, conforme mostra a Figura 3.4.



(a)



(b)

Figura 3.4: Britagem do resíduo: (a) material após a fragmentação e (b) inserção no britador.

O peneiramento foi realizado com o auxílio de peneiras granulométricas quadradas com dimensões de 50 x 50 x 10 cm, cujas aberturas eram de 12,5 e 4,75 mm. Também se utilizou um peneirador elétrico da marca Pavitest®, onde as

peneiras foram encaixadas, e a vibração produzida pelo equipamento possibilitou a divisão das diferentes frações. O material retido na peneira 4,75 mm e passante na peneira 12,5 mm foi aproveitado para a pesquisa, enquanto que a fração fina depositada no fundo foi descartada e a fração não passante na peneira 12,5 mm foi rebitada e submetida a novo processo de peneiramento. A Figura 3.5 mostra o peneiramento do material no equipamento vibratório.



Figura 3.5: Peneiramento do material.

3.4 Caracterização dos agregados

Todos os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) campus Macaé. Nos itens seguintes estão descritos os ensaios relativos a esta etapa.

3.4.1 Composição granulométrica

O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com a ABNT NBR NM 248 (2003). Para o agregado miúdo foi utilizada uma amostra de 1 kg de massa seca. Já para os agregados graúdos utilizaram-se amostras de 2 kg, conforme a Figura 3.6.



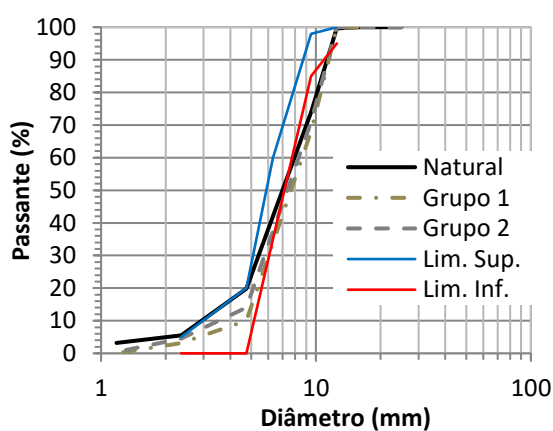
(a)

(b)

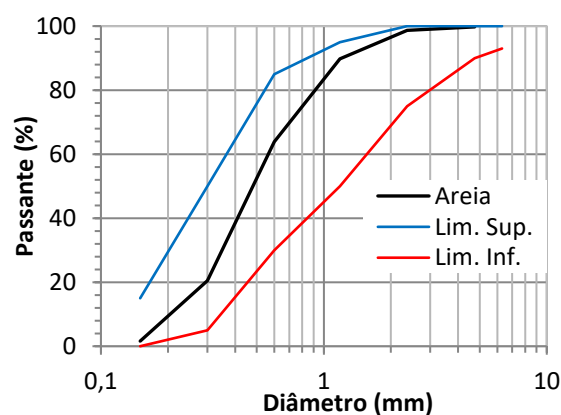
(c)

Figura 3.6: Amostras de 2kg dos agregados graúdos: (a) Grupo 1, (b) naturais e (c) Grupo 2.

As curvas granulométricas dos agregados miúdos e graúdos, bem como os limites impostos pela ABNT NBR 7211 (2009) são apresentadas na Figura 3.7.



(a)



(b)

Figura 3.7: Curvas granulométricas dos agregados: (a) graúdos e (b) miúdo.

A distribuição granulométrica do agregado miúdo se manteve dentro dos limites da zona utilizável da ABNT NBR 7211 (2009). Os agregados graúdos reciclados e naturais apresentaram curvas semelhantes entre si. Quanto aos limites da zona utilizável estabelecidos por norma, nenhuma destas curvas atendeu aos valores relativos à peneira de abertura igual a 9,5 mm. Os agregados miúdos e graúdos apresentaram dimensão máxima de 1,18 e 9,5 mm respectivamente. O módulo de finura da areia foi de 2,25.

3.4.2 Massa específica real

A massa específica real do agregado miúdo foi determinada com o auxílio de um Frasco de Chapman. Já para os agregados graúdos foi realizado o ensaio presente na ABNT NBR NM 53 (2009). A Figura 3.8 mostra a execução dos ensaios para os agregados miúdos e graúdos.

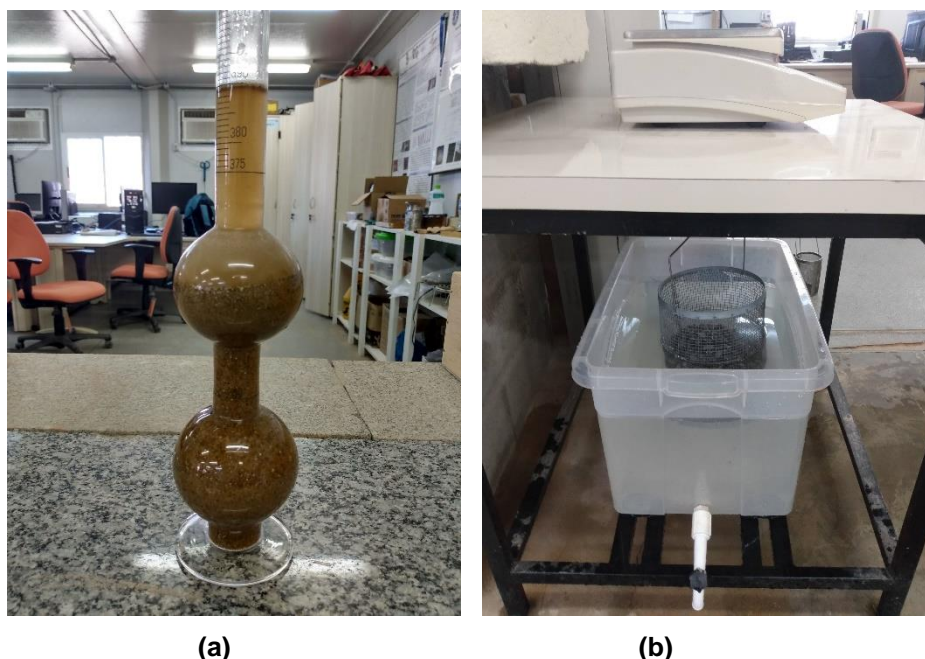


Figura 3.8: Ensaio de massa específica real: (a) agregado miúdo e (b) agregados graúdos.

Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 3.1. De acordo com os valores obtidos, houve diferença relativa de 20 e 15% da massa específica real dos agregados reciclados dos Grupos 1 e 2, respectivamente, em comparação com o agregado natural. A presença da argamassa residual aderida ao grão reciclado é uma das razões que justifica tal redução. Os valores de massa específica real obtidos para os agregados reciclados desta pesquisa e de outros trabalhos são mostrados na Figura 3.9.

Tabela 3.1: Massa específica real dos agregados.

Agregado		Massa específica real (g/cm ³)
Areia		2,63
	Natural	2,73
Agregado graúdo	Reciclado Grupo 1	2,18
	Reciclado Grupo 2	2,33

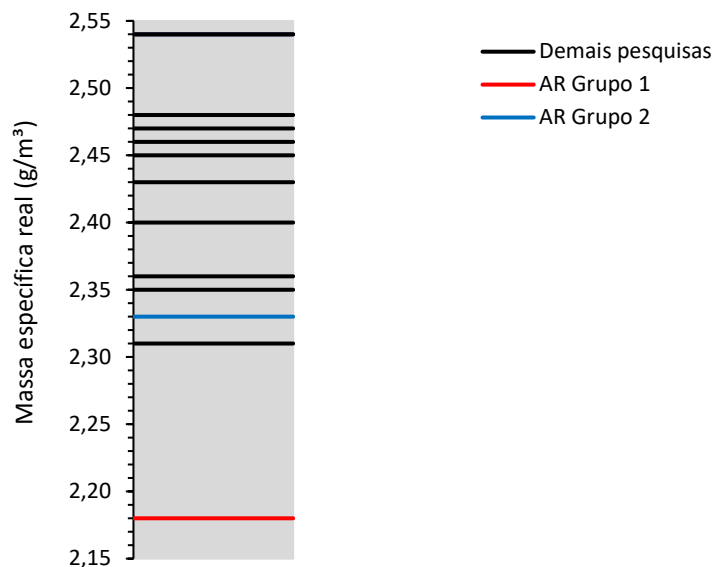


Figura 3.9: Comparação dos resultados de massa específica real com pesquisas anteriores.

3.4.3 Massa unitária

A massa unitária dos agregados graúdos foi determinada conforme as recomendações na ABNT NBR NM 45 (2006). A Figura 3.10 mostra o recipiente de volume padronizado para a execução deste ensaio, preenchido com agregados graúdos reciclados e a haste utilizada para a compactação das camadas. Os resultados são apresentados na Tabela 3.2. Constatou-se uma diferença relativa de 20 e 10% para os agregados dos Grupos 1 e 2, respectivamente, em comparação ao agregado natural. Esta diferença foi próxima à obtida para massa específica real.



Figura 3.10: Ensaio de massa unitária.

Tabela 3.2: Massa unitária dos agregados graúdos.

Agregado graúdo	Massa unitária (g/cm³)
Natural	1,58
Grupo 1	1,26
Grupo 2	1,32

3.4.4 Absorção de água

A absorção de água dos agregados graúdos foi determinada por meio da ABNT NBR NM 53 (2009). Os agregados, após secos em estufa à temperatura de 100 ± 5 °C por 24 horas, foram submersos em água onde permaneceram também por 24 horas. Após este período, os agregados foram superficialmente secos a fim de se atingir a condição denominada “Saturada com Superfície Seca” (SSS), conforme a Figura 3.11. Por diferença de massa, determinou-se a absorção de água, cujos valores estão mostrados da Tabela 3.3.



Figura 3.11: Ensaio de absorção de água.

Tabela 3.3: Absorção de água dos agregados graúdos.

Agregado graúdo	Absorção de água (%)
Natural	0,95
Grupo 1	8,50
Grupo 2	5,25

Conforme os valores da Tabela 3.3, a absorção de água dos agregados reciclados dos Grupos 1 e 2 foi cerca de 9 e 5 vezes maior do que a absorção

apresentada pelo agregado graúdo natural, respectivamente, fato justificado pela presença da argamassa residual. A Figura 3.12 mostra a comparação destes resultados com valores relatados em outras pesquisas. Para este parâmetro tem-se divergência de resultados, o que pode ser atribuída às diferentes composições e porosidades das pastas que definem a argamassa residual ou, até mesmo, à metodologia adotada no ensaio. Pode-se observar na Figura 3.12 que os resultados de absorção para os agregados reciclados deste trabalho estão dentro da faixa de valores relatados na literatura.

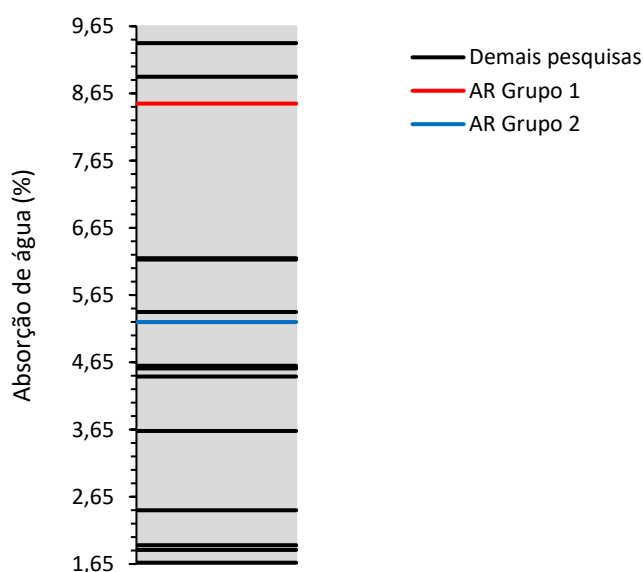


Figura 3.12: Comparação dos resultados de absorção de água com pesquisas anteriores.

3.4.5 Abrasão Los Angeles

O desgaste superficial dos agregados graúdos foi calculado através do ensaio de Abrasão Los Angeles recomendado pela ABNT NBR NM 51 (2001), para o qual foram utilizados 5 kg de amostra, 8 esferas de aço padronizadas e 500 rotações. A perda de massa por abrasão foi obtida por diferença de massa. A Figura 3.13 (a) mostra os agregados reciclados do Grupo 1 antes de serem inseridos no tambor juntamente com as esferas utilizadas no ensaio, que totalizaram carga abrasiva de 3330 ± 20 g. Na Figura 3.13 (b) tem-se a configuração da amostra após as rotações.

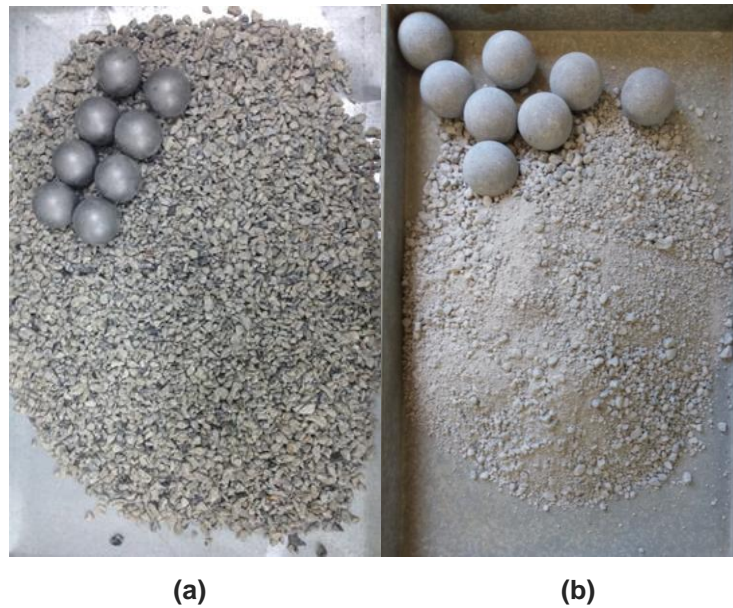


Figura 3.13: Abrasão Los Angeles: (a) amostra antes do ensaio e (b) amostra após o ensaio.

A Tabela 3.4 apresenta os resultados de perda por abrasão das amostras ensaiadas e a Figura 3.14 mostra os valores obtidos comparados com pesquisas anteriores.

Tabela 3.4: Desgaste por abrasão dos agregados graúdos.

Agregado graúdo	Perda por abrasão (%)
Natural	46,7
Grupo 1	51,5
Grupo 2	59,1

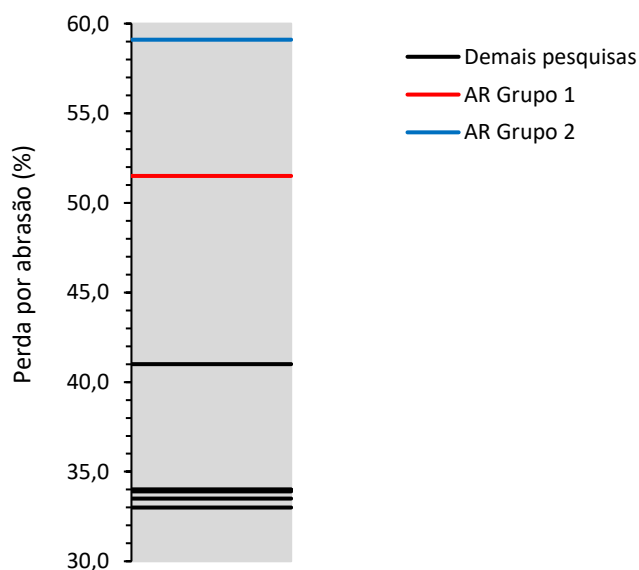


Figura 3.14: Comparação dos resultados de desgaste por abrasão com pesquisas anteriores.

De acordo com a Figura 3.14, os agregados reciclados deste estudo apresentaram perda por abrasão maior quando comparados com outras pesquisas. Em contrapartida, cabe comentar que o valor de 46,7% obtido para o agregado natural, também é superior aos relatados nos demais trabalhos consultados. A perda por abrasão dos agregados naturais dos estudos abordados para comparação foi de no mínimo 17% e no máximo 43%, sendo a média equivalente a 25%.

3.4.6 Ataque químico

Para determinação da quantidade de argamassa residual aderida ao agregado reciclado utilizou-se o procedimento descrito por Bazuco (1999). O ensaio consiste em um ataque ácido por meio de uma solução contendo ácido clorídrico com concentração de 10% massa/volume. Três amostras de 100 gramas foram ensaiadas para cada grupo de britas. Durante a execução do ensaio, a amostra ficou imersa na solução por 24 horas e apenas a argamassa residual foi atacada. Por diferença de massa, foi possível determinar a porcentagem da massa do grão do agregado reciclado que compreende a argamassa antiga aderida. A Figura 3.15 mostra os frascos contendo as soluções ácidas preparadas e as amostras inseridas para o ataque. As Figuras 3.16 (a) e 3.16 (b) mostram a configuração de parte dos agregados reciclados dos Grupos 1 e 2, respectivamente, antes do ensaio e após a execução do mesmo.

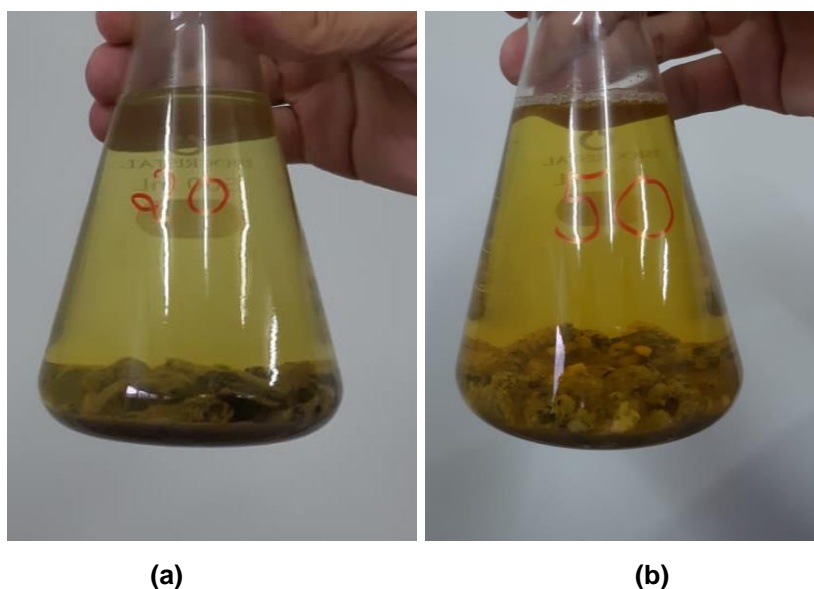


Figura 3.15: Ensaio de ataque químico: (a) amostra Grupo 1 e (b) amostra Grupo 2.



Figura 3.16: Amostras antes e depois do ataque químico: (a) Grupo 1 e (b) Grupo 2.

O valor de perda de massa determinado para os agregados do Grupo 1 foi 44,7%, já para o Grupo 2 foi de 53,5%, ou seja, cerca de metade da massa do grão do agregado reciclado produzido nesta pesquisa consistia em argamassa residual.

Uma possível justificativa para a maior perda de massa observada para os agregados do Grupo 2 está no fato de que estes agregados, por derivarem de um concreto original com maior resistência à compressão, provavelmente, possuem maior teor de cimento em sua composição e, conseqüentemente, maior conteúdo de pasta.

Os agregados do Grupo 1, embora tenham apresentado menor perda de massa após o ataque químico, exibiram maior valor de absorção de água. De fato, se espera que o agregado com maior conteúdo de argamassa residual apresente também maior absorção de água, uma vez que esta argamassa é apontada como a principal responsável pelo aumento desta propriedade. Entretanto, outras circunstâncias devem ser consideradas, como por exemplo, as resistências originais dos concretos.

A maior absorção de água dos agregados do Grupo 1 pode ser explicada pelo fato de que a resistência à compressão deste grupo, por ser de no máximo 25 MPa, aparentemente, foi obtida a partir de maiores valores de relação água/cimento, o que acarretou em uma pasta mais porosa e com maior capacidade de absorção. A Figura 3.17 mostra os resultados obtidos nesta etapa em comparação com estudos anteriores.

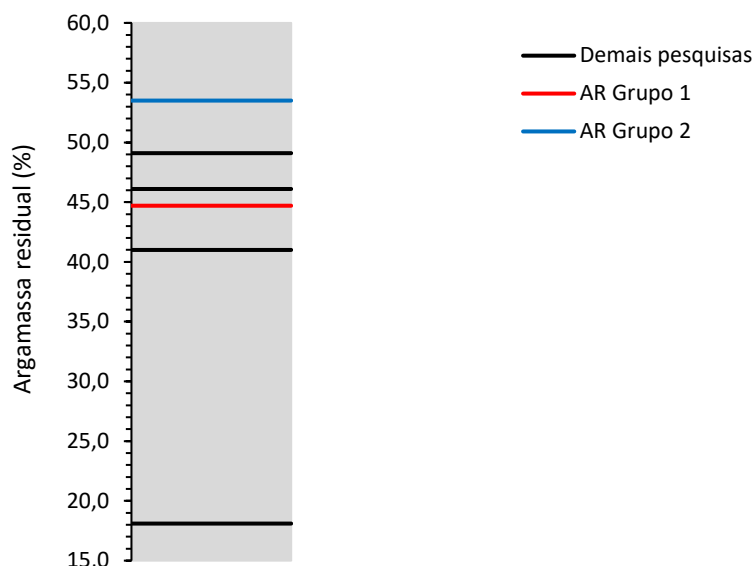


Figura 3.17: Comparação da quantidade de argamassa residual com pesquisas anteriores.

3.5 Composição e produção dos concretos

As composições dos concretos foram elaboradas com base no trabalho de Rahal e Alrefaei (2017). A relação água/cimento e a quantidade de aditivo super plastificante foram ajustados durante o desenvolvimento da pesquisa.

Em uma primeira etapa de concretagem, que consistiu na produção dos espécimes *push-off*, as proporções dos materiais aplicados na produção dos concretos foram idênticas, diferindo-se apenas pelo tipo de agregado graúdo empregado. A resistência projetada aos 28 dias foi de 35 MPa, sendo esta intermediária entre os valores de resistência original estudados.

A outra etapa de concretagem compreendeu a produção dos concretos para moldagem das vigas sem armadura transversal, na qual a mesma composição foi utilizada. Porém, na última etapa de concretagem, referente às vigas com estribos no vão de cisalhamento, a dosagem do concreto com agregado graúdo natural foi ajustada. Este ajuste fez-se necessário visando-se obter a mesma resistência à tração para os concretos com agregados naturais e reciclados, uma vez que, mantidas as mesmas proporções, a resistência à tração foi diferente.

A Tabela 3.5 mostra as composições utilizadas para os concretos nas diferentes etapas de concretagem.

Tabela 3.5: Composição dos concretos.

Materiais	Kg/m ³			
	Natural		Grupo 1*	Grupo 2**
	Push-off e vigas sem estribos	Vigas com estribos		
Cimento CPV ARI	410	410	410	410
Agregado miúdo	710	710	710	710
Agregado graúdo natural	1100	1100	-	-
Agregado graúdo Grupo 1	-	-	1100	-
Agregado graúdo Grupo 2	-	-	-	1100
Água	195	220	195	195
Super plastificante	2,5	0,5	2,5	2,5
Relação a/c	0,47	0,53	0,47	0,47

* Composição usada para *push-off* e vigas sem e com estribos.

** Composição usada para espécimes *push-off* (não foram produzidas vigas com este agregado).

Para o procedimento de mistura na produção dos concretos foram executadas as seguintes etapas:

- umedecimento da betoneira com água;
- adição dos agregados graúdos e da metade da água com homogeneização por 1 minuto;
- acréscimo do cimento e da outra metade da água misturando-se por mais 1 minuto;
- adição da areia e homogeneização por 2 minutos;
- acréscimo do aditivo super plastificante com homogeneização final de 1 a 2 minutos.

3.6 Propriedades do concreto no estado fresco

Para a caracterização dos concretos no estado fresco, foi realizado o ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone da ABNT NBR NM 67 (1998). A Figura 3.18 mostra a sequência de execução do ensaio e a Tabela 3.6 apresenta os valores de abatimento obtidos para os concretos nas três etapas de concretagem desenvolvidas nesta pesquisa. Uma vez que, as vigas esbeltas foram confeccionadas apenas para os agregados naturais e reciclados do Grupo 1, as células da tabela referentes às etapas de concretagem das vigas com agregados do Grupo 2 não possuem resultados de abatimento.



Figura 3.18: Ensaio de abatimento do tronco de cone.

Tabela 3.6: Valores de abatimento dos concretos.

Concreto	Valores de abatimento (mm)	
Natural	<i>Push-off</i> e vigas sem estribos	150
	Vigas com estribos	125
Grupo 1		135
Grupo 2		140

3.7 Propriedades do concreto no estado endurecido

Para determinar as propriedades dos concretos no estado endurecido, foram realizados os ensaios de resistência à compressão (f_c), resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e módulo de elasticidade (E_c).

Os corpos-de-prova cilíndricos de concreto receberam adensamento através de um vibrador de imersão em contato com a face lateral externa dos moldes. Após a concretagem, eles foram cobertos por uma manta úmida por 24 horas, sendo, então, desmoldados e submetidos a cura submersa em água saturada com cal.

Após 28 dias de cura, as extremidades dos corpos-de-prova foram regularizadas com o auxílio de uma máquina retificadora, conforme a Figura 3.19, e os mesmos foram submetidos aos ensaios mecânicos.



Figura 3.19: Retificação dos corpos-de-prova cilíndricos.

3.7.1 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi realizado de acordo com a ABNT NBR 5739 (2018) em prensa hidráulica elétrica de 100 tf da Contenco®, conforme a Figura 3.20, sendo ensaiadas 3 amostras para cada dosagem avaliada.



Figura 3.20: Ensaio de resistência à compressão.

A Tabela 3.7 apresenta o valor médio e o desvio padrão desta propriedade para cada tipo de concreto analisado.

Tabela 3.7: Resistência à compressão dos concretos com desvio-padrão entre parênteses.

Concreto	Resistência à compressão (Mpa)	
Natural	<i>Push-off</i> e vigas sem estribos	41,2 (1,18)
	Vigas com estribos	37,9 (0,42)
Grupo 1		38,1 (0,65)
Grupo 2		37,6 (1,94)

3.7.2 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) foi realizado segundo as recomendações da ABNT NBR 7222 (2011) com auxílio do mesmo equipamento anteriormente citado, além de suporte padronizado para apoio das amostras. Para cada dosagem foram ensaiados 3 espécimes. A Figura 3.21 mostra a sequência de execução do ensaio e a Tabela 3.8 apresenta os valores médios e os desvios padrão obtidos para cada tipo concreto em cada etapa de concretagem da pesquisa.



Figura 3.21: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Tabela 3.8: Resistência à tração por compressão diametral dos concretos com desvio-padrão entre parênteses.

Concreto	Resistência à tração (Mpa)	
Natural	Push-off e vigas sem estribos	3,72 (0,47)
	Vigas com estribos	3,15 (0,42)
Grupo 1		3,08 (0,72)
Grupo 2		2,93 (0,55)

3.7.3 Módulo de Elasticidade

O ensaio de módulo de elasticidade foi realizado apenas nas amostras referentes a última concretagem, ou seja, relativas aos concretos produzidos para moldagem das vigas esbeltas com estribos. O procedimento seguiu as recomendações da ABNT NBR 8522 (2017). Para cada tipo de concreto 3 espécimes foram ensaiados.

O ensaio foi realizado em uma máquina universal de ensaios mecânicos Shimadzu® UH-F500kNI, com uma velocidade de 0,5 mm/min. A medição do deslocamento vertical e horizontal durante o carregamento foi feita por meio de dois transdutores de deslocamentos. A Figura 3.22 mostra a execução do procedimento.



Figura 3.22: Ensaio de módulo de elasticidade.

A Tabela 3.9 mostra os resultados do módulo de elasticidade para os concretos com agregados naturais e reciclados do Grupo 1.

Tabela 3.9: Módulo de elasticidade dos concretos com desvio-padrão entre parênteses.

Concreto	Módulo de elasticidade (GPa)
Agregado natural	25,7 (0,33)
Agregado Grupo 1	20,2 (0,62)

De acordo com os dados da tabela, o módulo de elasticidade longitudinal do concreto com agregado reciclado apresentou redução de 21% em comparação com o concreto contendo agregados naturais. A compilação de dados da literatura feita por Xiao (2018), aponta que quando 100% de agregados graúdos reciclados são empregados, o módulo de elasticidade sofre uma redução de até 45%. Além da presença da argamassa residual, a matriz antiga por ser menos densa reflete em menores valores de módulo de elasticidade do agregado reciclado e, quando estes são utilizados, tal redução influencia o concreto como um todo.

3.8 Ensaio de cisalhamento direto em corpos-de-prova *Push-off*

Com o intuito de avaliar a influência da resistência à compressão original no comportamento à força cortante dos concretos com agregados reciclados e, visando também, determinar um modelo capaz de auxiliar na quantificação da parcela do mecanismo de engrenamento dos agregados desenvolvido nas vigas a serem estudadas, foram produzidos nove espécimes do tipo *push-off*, sendo três para cada tipo de concreto. Na Tabela 3.10 estão listados os espécimes ensaiados.

Na nomenclatura utilizada, o termo “NAC” refere-se ao concreto produzido com agregado natural, enquanto “RAC” é relativo aos concretos com agregados reciclados. A identificação “G1” e “G2” também foi utilizada para diferir os espécimes contendo agregados com diferentes resistências originais (Grupos 1 e 2, respectivamente). As letras “a”, “b” e “c” distinguem espécimes de um mesmo tipo de concreto.

Tabela 3.10: Corpos-de-prova *push-off* ensaiados.

Corpo-de-prova	Agregado graúdo	Resistência original (MPa)
NAC (a)	Natural	-
NAC (b)		
NAC (c)		
RAC - G1 (a)	Reciclado – Grupo 1	20 a 25 MPa
RAC - G1 (b)		
RAC - G1 (c)		
RAC - G2 (a)	Reciclado – Grupo 2	50 a 55 MPa
RAC - G2 (b)		
RAC - G2 (c)		

3.8.1 Detalhes dos espécimes

Os espécimes foram constituídos por duas partes em “L” armadas com barras de diâmetro de 8 mm no contorno e 4 estribos de diâmetro igual a 4,2 mm. O plano de cisalhamento era retangular com dimensões de 90 mm x 210 mm e ambas as faces laterais continham um entalhe contornando a seção de cisalhamento.

A Figura 3.23 mostra um esquema da geometria dos espécimes e das armaduras auxiliares.

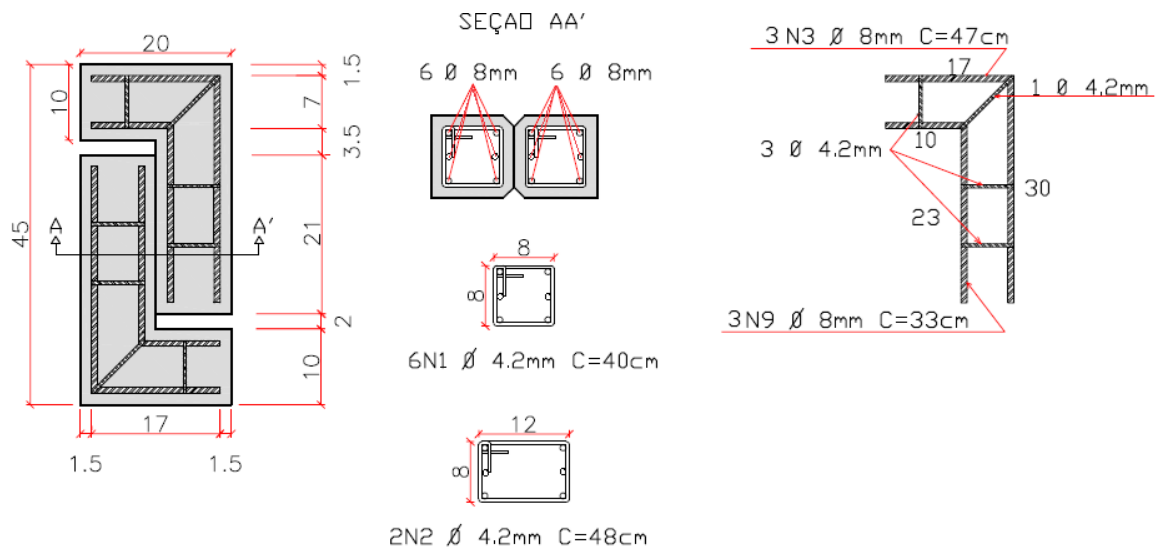


Figura 3.23: Geometria dos espécimes *push-off* e detalhes das armaduras auxiliares (dimensões em centímetros, exceto para os diâmetros que estão em milímetros).

Em nenhum dos espécimes foi empregada armadura no plano de cisalhamento, ou seja, apenas a contribuição do concreto à força cortante foi investigada. A utilização da armadura auxiliar no contorno dos espécimes visou garantir movimento de corpo rígido de ambas as partes em “L”. A Figura 3.24 mostra a configuração das armaduras utilizadas.



Figura 3.24: Armaduras auxiliares.

3.8.2 Produção dos espécimes

Para a produção dos espécimes *push-off* foram utilizadas fôrmas metálicas que possuíam, no fundo e no topo, uma saliência com o objetivo de criar um entalhe para delimitar o plano de cisalhamento. Foram usadas duas placas de isopor com espessura de 20 mm, fixadas à forma, para promover a separação das partes em “L”. A Figura 3.25 mostra o procedimento que antecede a concretagem dos

espécimes, sendo este compreendido pela aplicação de desmoldante nas paredes da fôrma, encaixe das armaduras e das placas de isopor e posterior travamento da haste superior. A Figura 3.26 mostra os corpos-de-prova logo após a execução da concretagem.



Figura 3.25: Forma e armadura do *push-off*.



Figura 3.26: Espécimes após a concretagem.

Após o lançamento do concreto, os espécimes receberam adensamento por vibrador de imersão. Posteriormente, os espécimes foram molhados e cobertos por uma manta úmida durante as primeiras 24 horas e, após este período, foram desmoldados e submetidos a cura submersa em água saturada com cal por 28 dias.

3.8.3 Preparação e instrumentação dos espécimes

Antes de serem ensaiados, os espécimes *push-off* foram pintados para a aplicação da técnica de Correlação de Imagem Digital (CID). Embora não pudesse ser observado o desenvolvimento de mecanismos resistentes pós-fissuração, optou-se pela aplicação do padrão de pontos na região do plano de cisalhamento com o intuito de aferir a aplicação da técnica fotogramétrica e confirmar o comportamento de corpo rígido.

O processo de pintura dos espécimes iniciou-se com a execução de um padrão de fundo branco fosco e, depois de sua secagem, um padrão de pontos pretos foscos espaçados aleatoriamente, conforme mostra a Figura 3.27. Todo o processo foi manual e utilizou-se tinta *spray*.

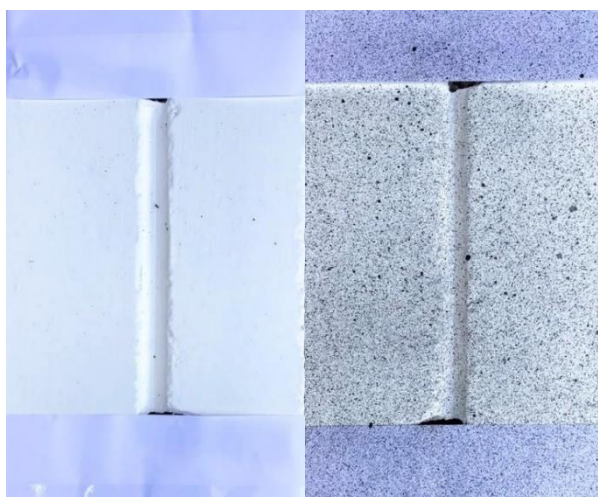


Figura 3.27: Execução do padrão de pontos para a CID.

Para a realização do ensaio, os espécimes foram instrumentados com relógios comparadores digitais com precisão de 0,01 mm, conforme o desenho esquemático das vistas frontal e posterior apresentado na Figura 3.28. Já a Figura 3.29, mostra um espécime com instrumentação montada. Foram posicionados dois relógios para medir o deslocamento vertical, e um para medir o deslocamento horizontal. Com o auxílio de pequenas chapas metálicas e massa plástica adesiva, os instrumentos foram fixados na face posterior dos espécimes e pontos de referência para a medição foram estabelecidos.

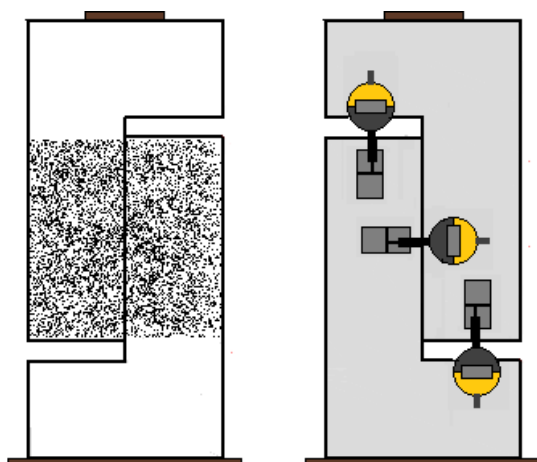


Figura 3.28: Esquema do espécime *push-off*.



Figura 3.29: Espécime RAC-G1 (a).

3.8.4 Execução do ensaio

Os ensaios foram realizados num intervalo de 28 a 30 dias após a produção dos espécimes. Para tanto, foi utilizado um atuador hidráulico modelo 661.23F-01 controlado pelo sistema servo-hidráulico MTS®, com capacidade de carga de 500

kN, localizado na laje de reação do Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da UENF, com velocidade de aplicação de carga de 1 mm/min até a ruptura.

Os valores medidos pelos relógios comparadores foram registrados com o auxílio de uma câmera, cujo acionamento se deu no mesmo instante do início do carregamento, de modo a facilitar a correlação de força e deslocamentos.

A câmera utilizada para o registro fotográfico para as análises por CID foi uma Canon® EOS Rebel T1i com lente 18-55 mm f/4.5. As fotografias foram tiradas em uma resolução mínima de 3,7 megapixels e a uma frequência de 0,20 Hz. A aquisição destas fotos foi realizada pelo software digiCamControl®, de modo independente da aquisição dos demais dados. A Figura 3.30 mostra o esquema de ensaio dos espécimes *push-off*.



Figura 3.30: Configuração dos ensaios dos espécimes *push-off*.

3.9 Análise das superfícies de ruptura

Com o objetivo de analisar as ondulações das superfícies geradas nos ensaios de cisalhamento direto, foi criado um esquema de medição de coordenadas tridimensionais foi elaborado e as faces rompidas foram analisadas.

Para esta finalidade, foi ajustado um sistema composto por um manipulador, responsável pela movimentação do espécime no plano, usando para isto a plataforma Arduíno de prototipagem eletrônica de hardware livre e um sensor de deslocamento. O sensor utilizado foi o High-Performance Distance Sensor, modelo CP35MHT80, da empresa Wenglor®, com faixa de medição de deslocamentos entre

50 e 350 mm. O manipulador foi programado para deslocar o espécime no sentido de sua largura e comprimento, com passo de 5 mm. Dessa forma, os valores eram adquiridos com uma frequência de 100 Hz. Essa aquisição era feita pelo software LabVIEW® 2020, que através de uma programação específica desenvolvida para essa finalidade era capaz de processar os dados emitidos pelo sensor de deslocamento interligado ao computador.

Finalizados os ensaios dos espécimes *push-off*, nos quais houve separação entre as partes “L”, uma das partes foi selecionada para o mapeamento das irregularidades da superfície. Tal seleção foi arbitrária, partindo-se do princípio que ambas as partes possuíam superfícies similares, conforme relatado em Resende (2020). A metade selecionada foi então cortada, reduzindo-se a uma amostra retangular, correspondente a área do plano cisalhado. Na Figura 3.31 têm-se as imagens das superfícies dos concretos geradas após o cisalhamento. Já a Figura 3.32 mostra um espécime preparado para a varredura.

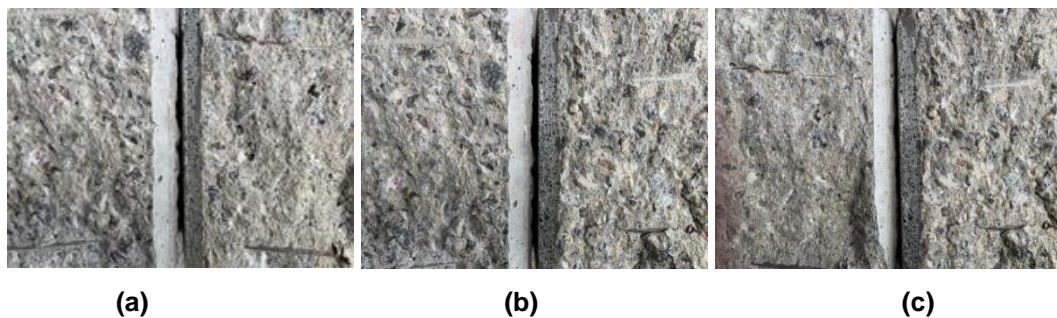


Figura 3.31: Superfícies: (a) Natural e Grupo 1, (b) Natural e Grupo 2 e (c) Grupo 1 e Grupo 2.

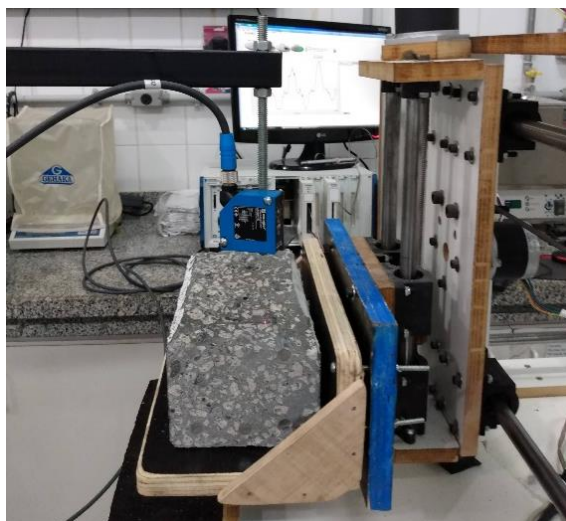


Figura 3.32: Análise da superfície dos espécimes rompidos por cisalhamento.

3.10 Ensaaios em vigas

Com o objetivo de investigar o comportamento à força cortante de vigas contendo agregados graúdos reciclados foram produzidas doze vigas esbeltas de concreto armado, das quais a metade continha agregados naturais e a outra metade apresentava 100% de substituição dos agregados graúdos naturais por agregados reciclados do Grupo 1.

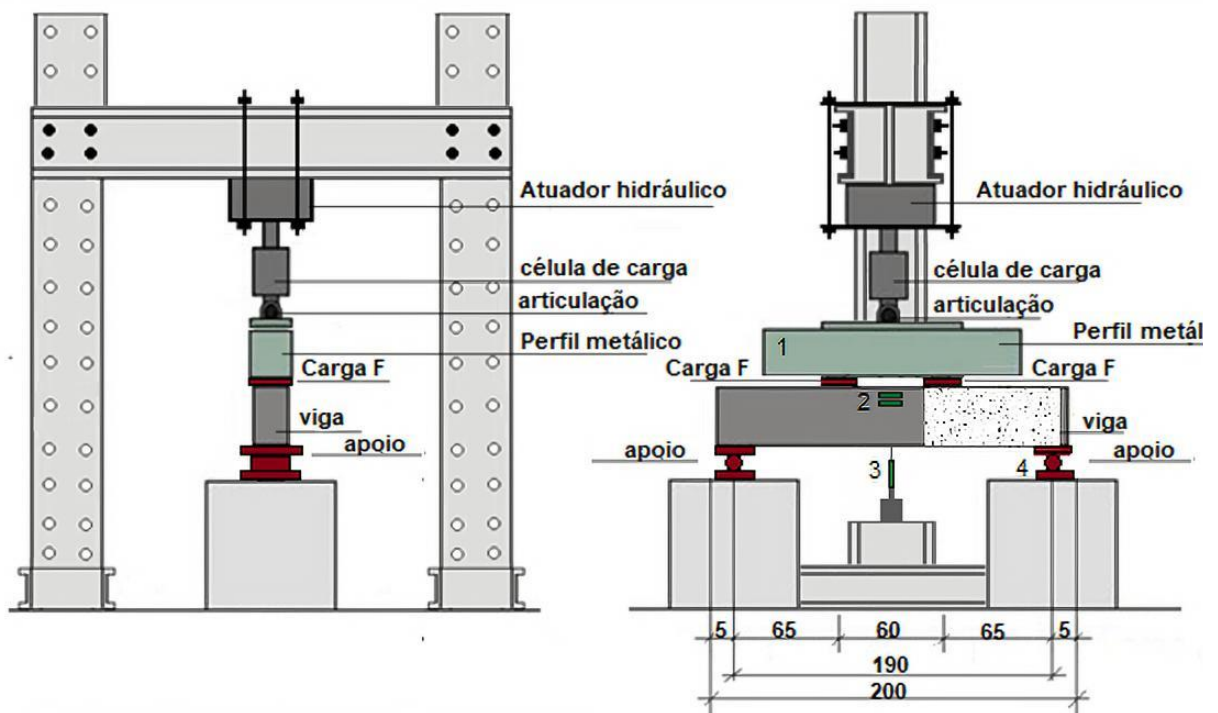
Além do tipo de agregado graúdo empregado nas composições, as taxas de armaduras longitudinal e transversal também foram variáveis analisadas nesta etapa. Três taxas longitudinais foram empregadas no estudo da resistência das vigas sem estribos (1,15%, 1,75% e 2,50%) e duas dessas taxas (1,75% e 2,50%) foram aplicadas às vigas com estribos.

Duas taxas de armadura transversal foram avaliadas, 0,0855% e 0,1136%, sendo estas baseadas nas taxas de armadura transversais mínimas recomendadas pelo ACI 318 (2019) e pela ABNT NBR 6118 (2014), respectivamente.

Uma única viga foi ensaiada para cada conjunto de parâmetros definidos para análise. A nomenclatura utilizada contém, novamente, os termos “NAC” e “RAC” já mencionados anteriormente. O número à frente refere-se ao tipo de viga ensaiada e varia do 1 ao 6. A Tabela 3.11 mostra o resumo das variáveis aplicadas às vigas e a Figura 3.33 mostra o esquema utilizado no ensaio.

Tabela 3.11: Resumo das vigas ensaiadas.

Tipo	Viga	Agregado	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	d (cm)
1	NAC 1	Natural	1,15	0	25,0
	RAC 1	Reciclado Grupo 1	1,15	0	25,0
2	NAC 2	Natural	1,75	0	24,5
	RAC 2	Reciclado Grupo 1	1,75	0	24,5
3	NAC 3	Natural	2,5	0	24,5
	RAC 3	Reciclado Grupo 1	2,5	0	24,5
4	NAC 4	Natural	1,75	0,0856	24,5
	RAC 4	Reciclado Grupo 1	1,75	0,0856	24,5
5	NAC 5	Natural	1,75	0,114	24,5
	RAC 5	Reciclado Grupo 1	1,75	0,114	24,5
6	NAC 6	Natural	2,5	0,114	24,5
	RAC 6	Reciclado Grupo 1	2,5	0,114	24,5



- 1- Perfil metálico seção I com 20 cm de altura;
- 2- Transdutores de deslocamento para medição da deformação do concreto;
- 3- Transdutor de deslocamento para medição do deslocamento vertical no meio do vão;
- 4- Placas auxiliares para apoio e aplicação de carga com 10 mm de espessura.

Figura 3.33: Esquema de ensaio das vigas esbeltas.

3.10.1 Caracterização das barras de aço

Para produção das vigas foram utilizadas barras de aço da Gerdau® do tipo CA-50 e CA-60, para as armaduras longitudinal e transversal respectivamente, de acordo com as especificações da ABNT NBR 7480 (2007). As propriedades mecânicas das barras de aço com diâmetros de 4,2 mm, 12,5 mm e 16 mm, as quais foram instrumentadas antes dos ensaios das vigas, foram obtidas por meio do ensaio de tração direta. Para cada tipo de aço, três amostras de 300 mm de comprimento foram testadas no Laboratório de Materiais Avançados (LAMAV) da UENF em uma máquina de ensaios INSTRON® 5582, com capacidade máxima de 100 kN e velocidade de deslocamento do travessão de 2 mm/min, seguindo as recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1 (2015). As amostras de 12,5 mm e 16 mm foram preparadas antes de serem submetidas ao ensaio, sendo o diâmetro da região central destas barras reduzido em cerca de 4 e 6 mm, respectivamente. A Figura 3.34 mostra a execução do ensaio.



Figura 3.34: Execução do ensaio de tração nas barras de aço.

Os corpos-de-prova foram instrumentados com *clip gauge* para medir as deformações durante a execução do ensaio. A Figura 3.35 mostra as curvas tensão *versus* deformação das barras de aço CA-50 de 12, mm e 16 mm utilizadas na armadura longitudinal e a Figura 3.36 mostra a curva gerada para a barra de 4,2 mm que constituía a armadura transversal das vigas.

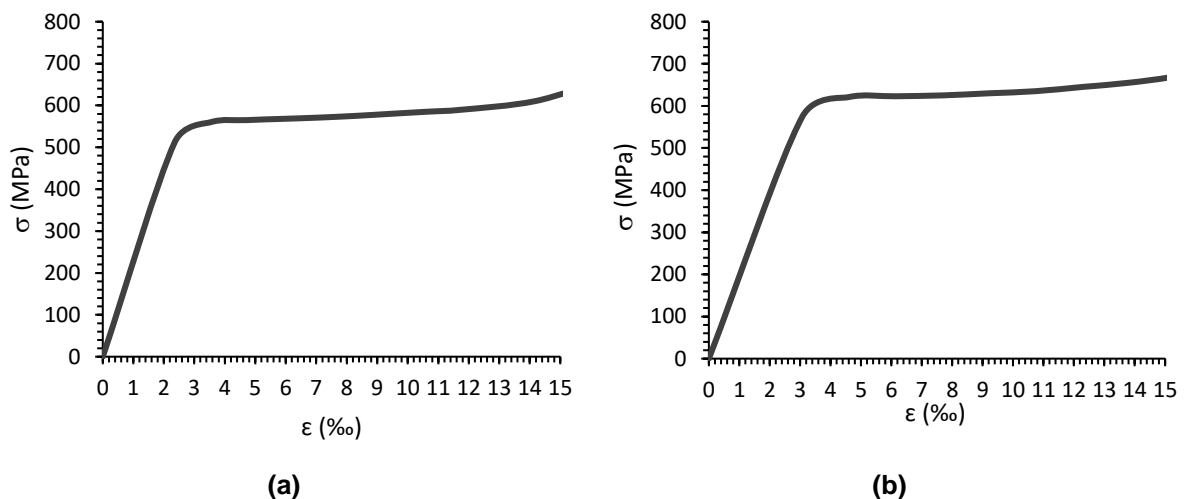


Figura 3.35: Curvas tensão (σ) *versus* deformação específica (ϵ): (a) barras de 12,5 mm e (b) barras de 16 mm.

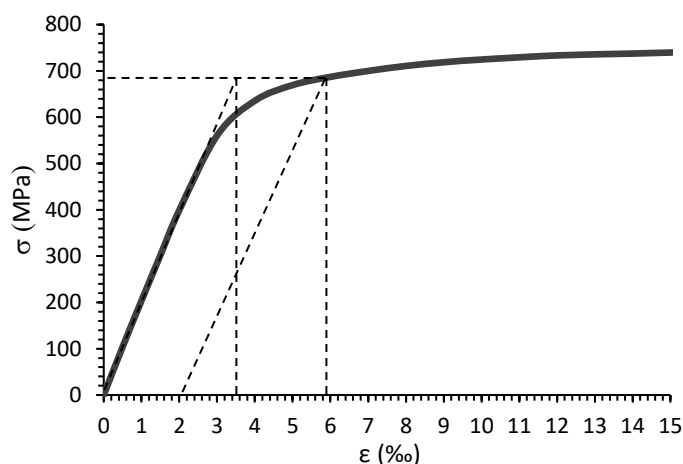


Figura 3.36: Curva tensão (σ) versus deformação específica (ϵ) das barras de 4,2 mm.

As propriedades físicas e mecânicas das barras de aço ensaiadas são mostradas na Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Propriedades físicas e mecânicas das barras de aço.

Classe do aço	ϕ (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y * (‰)
CA - 50	12,5	122,71	520	2,65
CA - 50	16	201,05	580	3,15
CA - 60	4,2	13,85	680	3,50

3.10.2 Detalhes das vigas

As doze vigas ensaiadas tinham seção retangular com 15 cm de largura e 30 cm de altura. O comprimento das vigas era de 200 cm e o vão de cisalhamento era de 65 cm. A relação a/d manteve-se entre 2,5 e 2,6.

De acordo com a taxa de armadura longitudinal e transversal, seis configurações distintas foram estudadas. Nas vigas sem estribos, objetivou-se analisar a parcela de contribuição do concreto à força cortante, avaliando-se o desenvolvimento dos mecanismos pós-fissuração já nas vigas com armadura transversal, foi analisado como esta última interfere nas parcelas de contribuição de cada mecanismo. Nos subitens a seguir estão descritas as seis diferentes configurações das vigas ensaiadas.

3.10.2.1 Vigas sem armadura transversal no vão analisado

A Figura 3.37 mostra os detalhes da seção longitudinal das vigas tipo 1, 2 e 3, nas quais o espaçamento e o diâmetro dos estribos foram padrão ($\rho_{sw} = 0,209\%$),

bem como a armadura longitudinal construtiva posicionada na região superior do elemento. Nestas vigas, a armadura transversal foi disposta em todo o comprimento da viga, exceto na região definida para a ocorrência da ruptura por cisalhamento. Já as Figuras 3.38 a 3.40 mostram o detalhamento das armaduras longitudinais de tração das vigas do Tipo 1, 2 e 3, respectivamente.

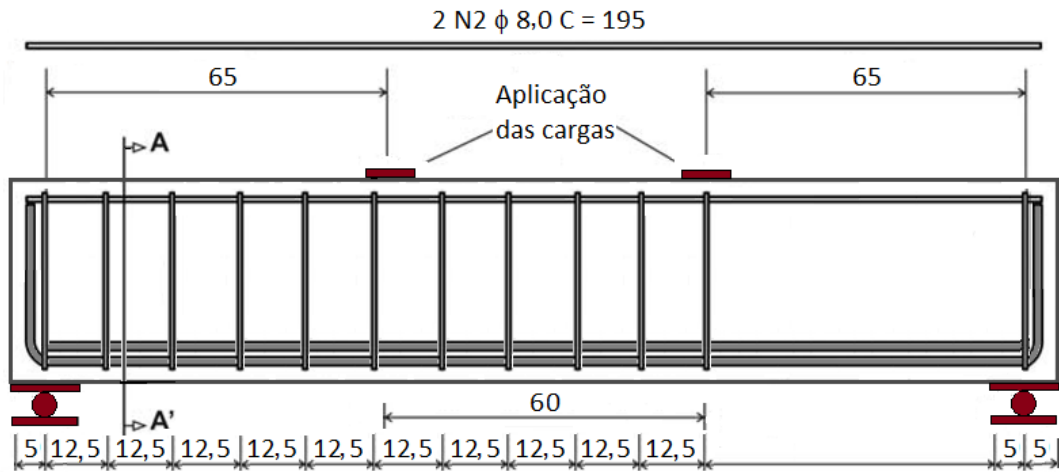


Figura 3.37: Configuração longitudinal das vigas do Tipo 1, 2 e 3 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

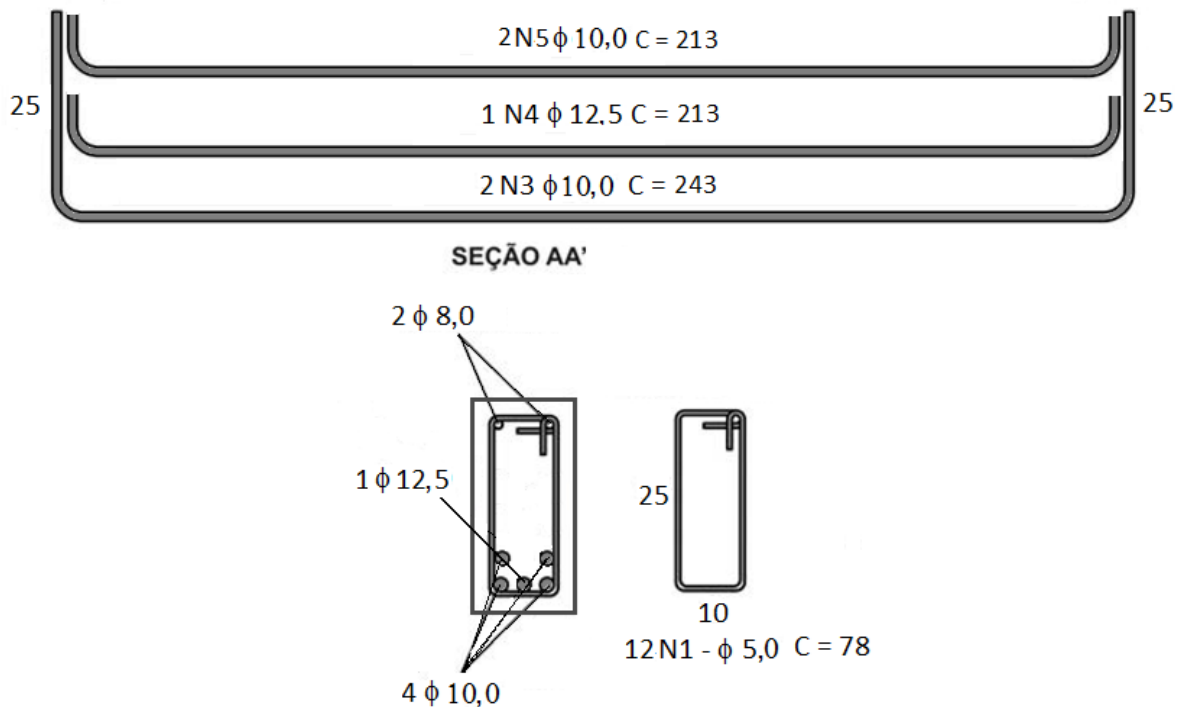


Figura 3.38: Armaduras das vigas do Tipo 1 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

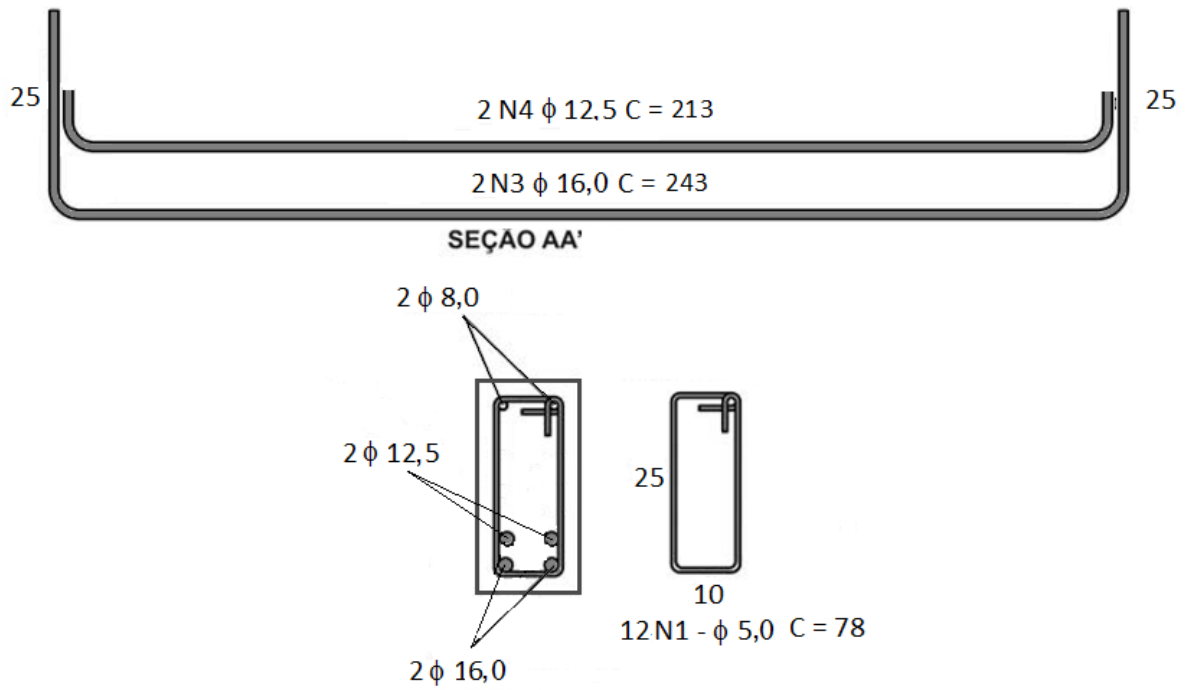


Figura 3.39: Armaduras das vigas do Tipo 2 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

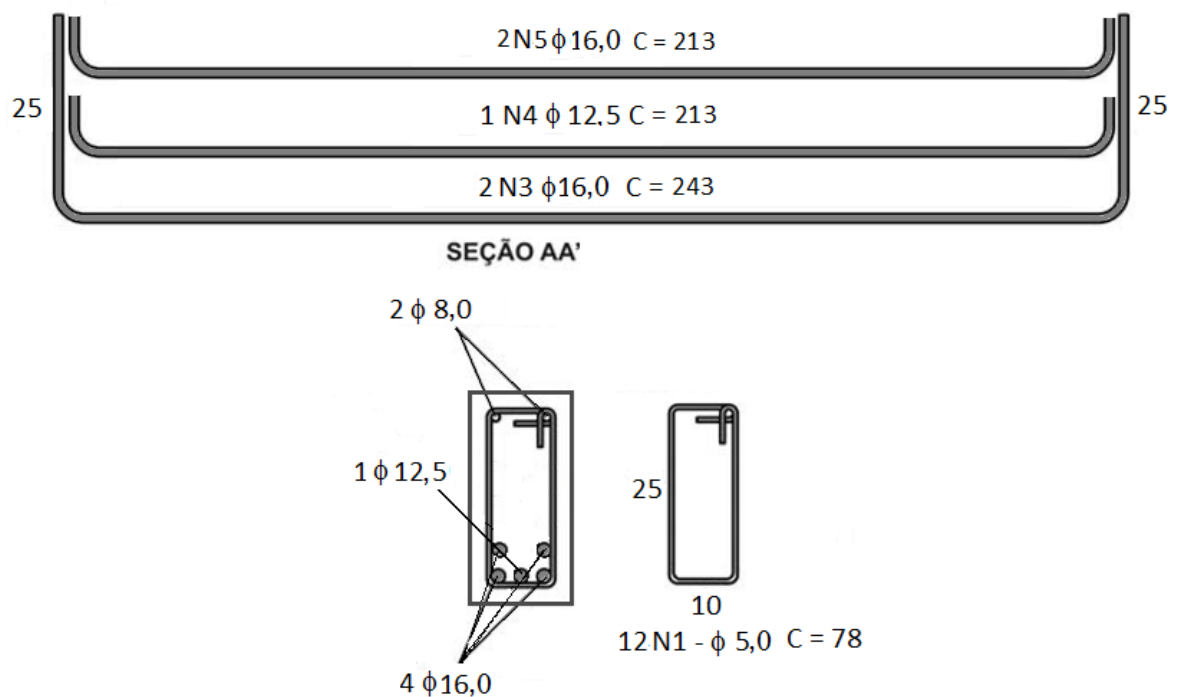


Figura 3.40: Armaduras das vigas do Tipo 3 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

3.10.2.2 Vigas com armadura transversal no vão analisado

As vigas do Tipo 4, 5 e 6 compreenderam este segundo grupo. Nos tópicos a seguir estão os detalhes sobre a configuração destas vigas de maneira individual.

- **Vigas Tipo 4**

As vigas deste tipo possuíam taxa de armadura transversal mínima recomendada pelo ACI 318 (2019) de acordo com a Equação 2.6 (p. 46). O fornecimento da taxa se deu apenas no vão definido para ruptura, através de estribos de um único ramo com diâmetro de 4,2 mm. O espaçamento foi de 10,8 cm de eixo a eixo dos estribos. Uma configuração alternada dos estribos foi executada, ou seja, os ramos foram intercalados ora na face frontal ora na face posterior da viga. Em todo o comprimento restante foi fornecida a mesma taxa de armadura transversal empregada nas vigas anteriores ($\rho_{sw} = 0,209\%$). A Figura 3.41 mostra os detalhes das vigas do Tipo 4.

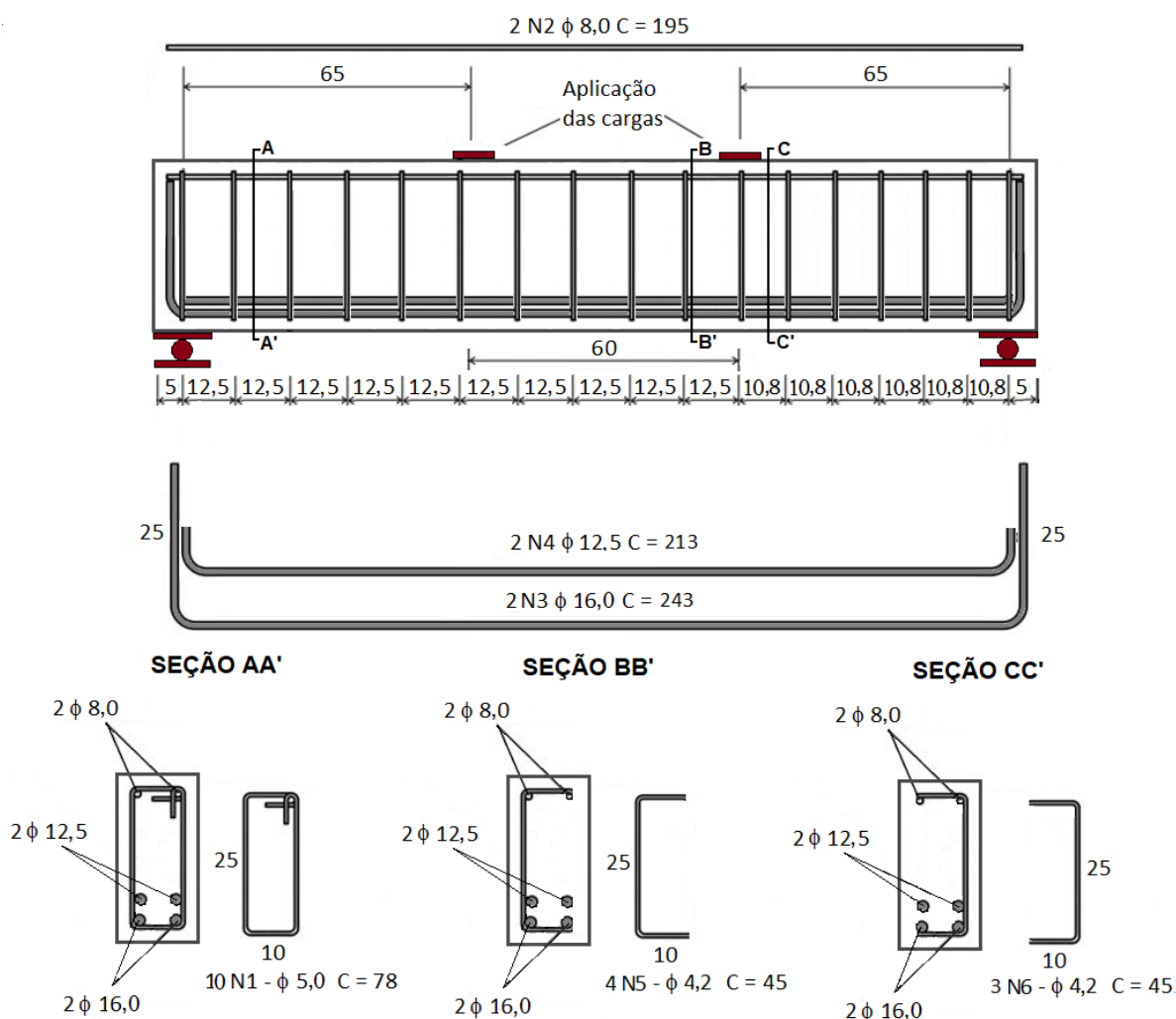


Figura 3.41: Armaduras das vigas do Tipo 4 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

- **Vigas Tipo 5**

As vigas do Tipo 5 possuíam ρ_{swmin} recomendada pela ABNT NBR 6118 (2014) de acordo com a Equação 2.1 (p. 45), onde f_{ctm} foi considerada como 90% do valor de $f_{ct,sp}$ obtido no ensaio. A adoção se deu apenas no vão definido para ruptura, através de estribos de dois ramos com diâmetro de 4,2 mm. O espaçamento foi de 16,2 cm de eixo a eixo dos estribos. No comprimento restante a mesma taxa de armadura transversal padronizada para as demais vigas foi fornecida ($\rho_{sw} = 0,209\%$). A Figura 3.42 mostra os detalhes das vigas do Tipo 5.

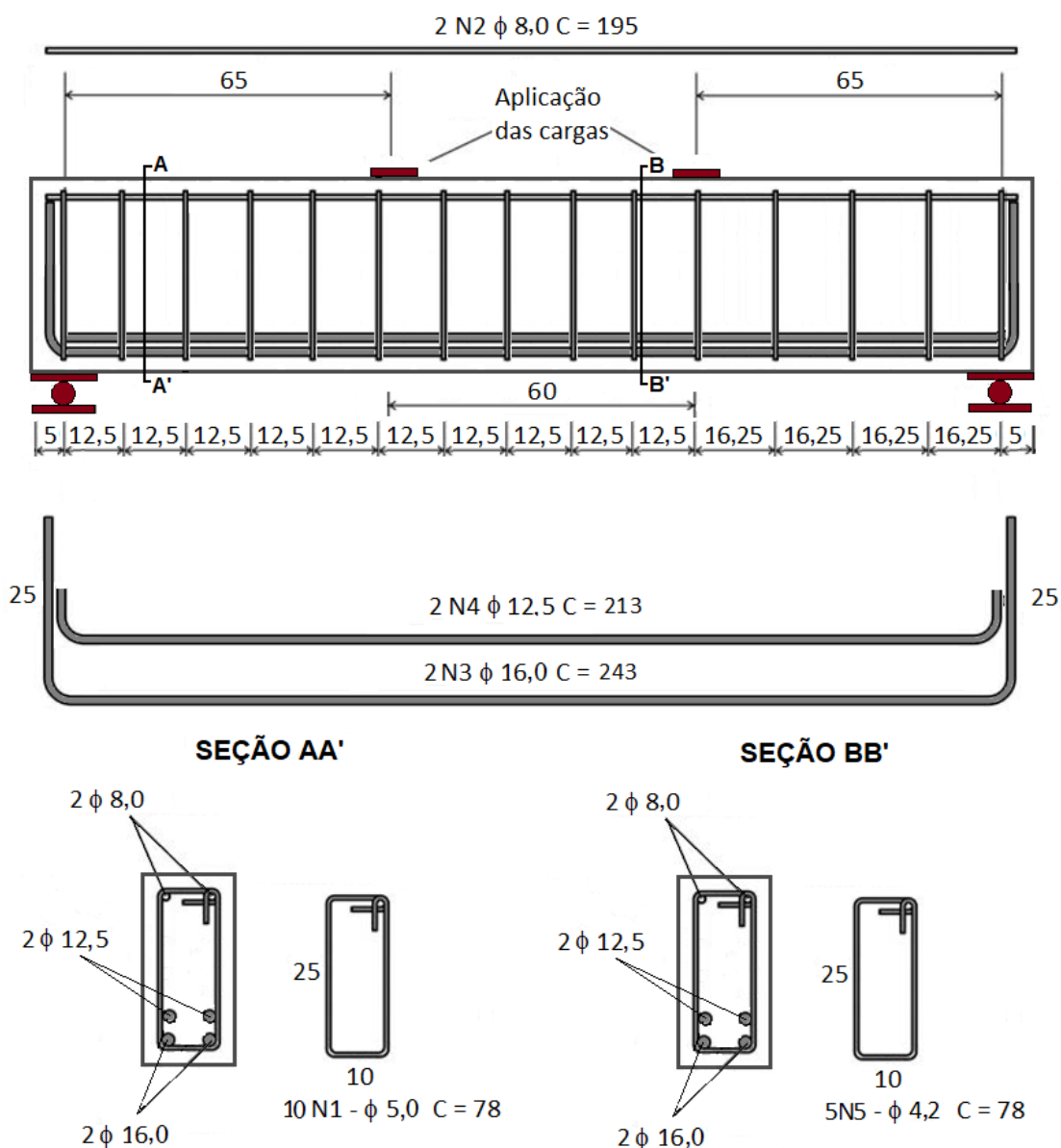


Figura 3.42: Armaduras das vigas do Tipo 5 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

- **Vigas Tipo 6**

As vigas do Tipo 6 possuíam a mesma configuração dos estribos que as vigas do Tipo 5, ou seja, a mesma taxa de armadura transversal foi fornecida no vão definido para a ruptura e no comprimento restante da viga. O que diferiu esses dois tipos de vigas foi a taxa de armadura longitudinal, sendo $\rho_s = 2,50\%$ nas vigas do Tipo 6. A Figura 3.43 mostra os detalhes destas vigas.

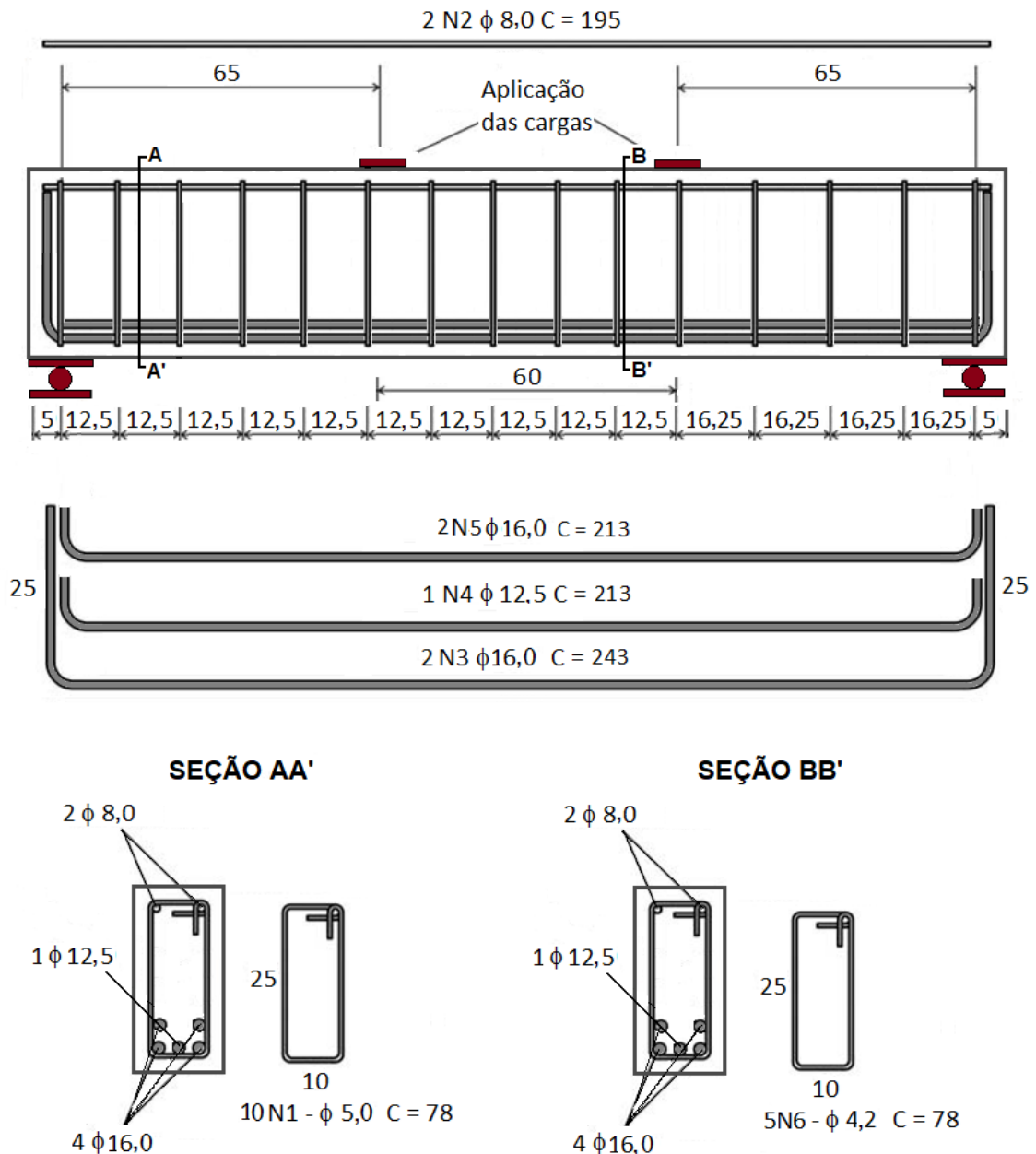


Figura 3.43: Armaduras das vigas do tipo 6 (dimensões em centímetros, exceto diâmetros que estão em milímetros).

3.10.3 Produção e instrumentação das vigas

A deformação específica da armadura longitudinal foi medida por meio de extensômetro elétrico de resistência (*strain gauge*), modelo PA-06-500BA-120LEN, colado nas barras de aço no meio do vão. Para a instalação do extensômetro, a superfície da região destinada à colagem foi lixada com a retirada das nervuras da barra. Cerca de 24 horas após a fixação do instrumento, foi aplicada uma camada de cera de proteção contra água e umidade e, novamente, após o intervalo de 24 horas, aplicou-se uma fina camada de borracha de silicone. Esta última trata-se de um produto, na forma de pasta, que se polimeriza em contato com a umidade do ar, transformando-se em uma camada de borracha protetora. Tais materiais aplicados a fim de proteger o extensômetro são apropriados para a situação em questão. A Figura 3.44 mostra a execução deste procedimento.

A deformação específica das armaduras transversais posicionadas nos vãos definidos para ruptura nas vigas do Tipo 4, 5 e 6, também foram medidas com extensômetros elétricos de resistência. Em cada vão analisado, os três estribos centrais foram instrumentados e o mesmo procedimento descrito acima foi executado.

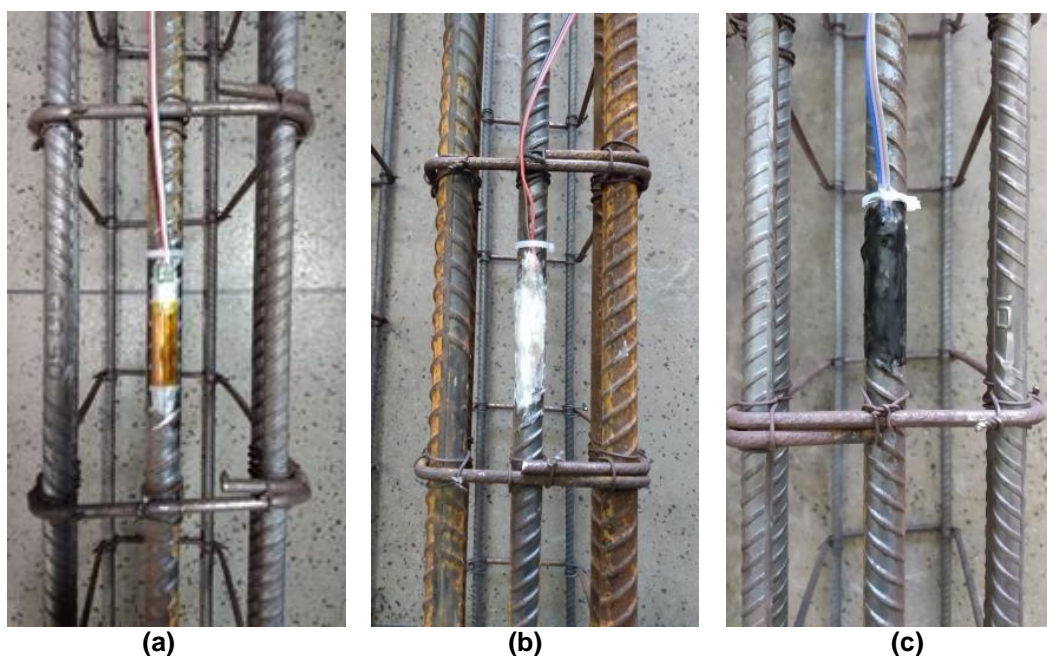
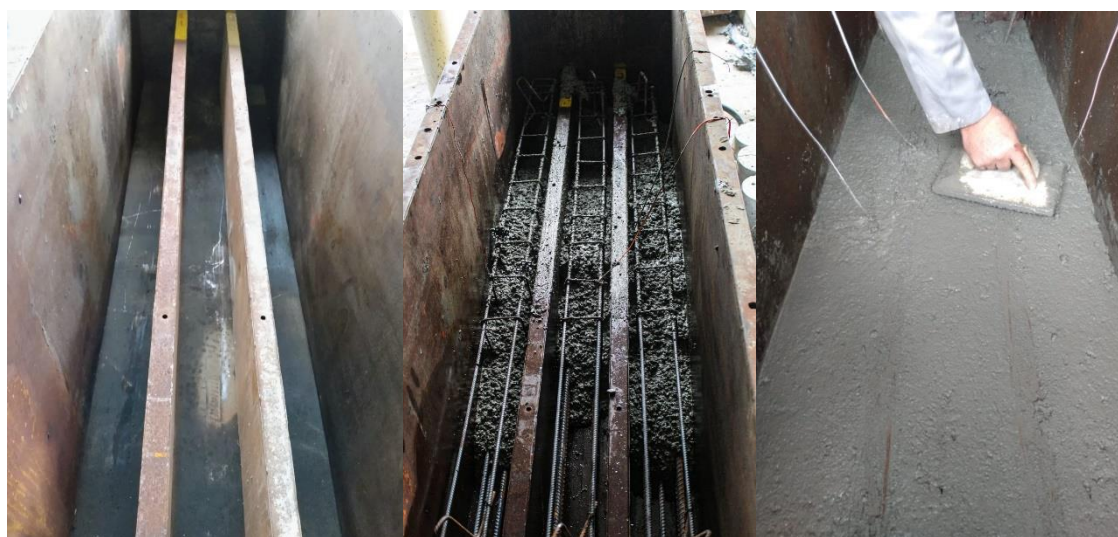


Figura 3.44: Instalação do *strain gauge*: (a) fixação do extensômetro, (b) aplicação da cera protetora e (c) aplicação da borracha de silicone.

A deformação específica do concreto na face superior da viga foi medida usando dois transdutores de deslocamento na seção central da viga, afastados 2 cm entre si. Para medir o deslocamento vertical no meio do vão foi utilizado também um transdutor de deslocamento (ver Figura 3.33).

Para a produção das vigas foram utilizadas formas constituídas por chapas metálicas e espaçadores de plástico para garantir o cobrimento de 25 mm. Após a montagem das formas e a aplicação do desmoldante, as armaduras foram posicionadas e, na sequência, o concreto produzido foi lançado. Para cada viga foi realizada uma betonada da qual foi retirado um corpo-de-prova para a análise das características mecânicas.

As vigas receberam adensamento com o auxílio de um vibrador de imersão. Com o concreto ainda fresco, ganchos foram posicionados nas extremidades das vigas a fim de facilitar seu manuseio no estado endurecido. As vigas foram molhadas e cobertas por uma manta úmida durante as primeiras 24 horas e, após 72 horas, foram desmoldadas. A cura foi realizada durante 28 dias com ciclos de molhagem três vezes ao dia. A Figura 3.45 mostra o procedimento de produção das vigas.



(a)

(b)

(c)

Figura 3.45: Produção das vigas: (a) fôrma metálica, (b) lançamento do concreto e (c) regularização da superfície das vigas.

Antes de serem submetidas ao ensaio, as vigas tiveram os vãos de cisalhamento de ruptura preparados para a utilização da técnica de fotogrametria. O processo de pintura dos espécimes para a CID consistiu primeiramente na aplicação

um padrão de fundo branco fosco e, depois de sua secagem, um padrão de pontos pretos foscos espaçados aleatoriamente. O processo foi manual e utilizou-se tinta *spray*. A Figura 3.46 mostra o padrão de pontos no vão definido para a ruptura da viga RAC 2.



Figura 3.46: Padrão de pontos do vão de cisalhamento da viga RAC 2.

3.10.4 Execução do ensaio

O equipamento utilizado para os ensaios das vigas foi o mesmo descrito no item 3.8.4, para os espécimes *push-off*, com velocidade de aplicação da carga equivalente (1 mm/min). A idade de ruptura das vigas foi de 28 a 30 dias.

Os transdutores de deslocamento e extensômetros tiveram o registro das medições feitas com um sistema de aquisição NI PXI-1052 SCXI-1314 da National Instruments®.

A câmera utilizada para o registro fotográfico para as análises por CID foi uma Canon® EOS Rebel T1i com lente 18-55 mm f/4.5. As fotografias foram tiradas em uma resolução mínima de 3,7 megapixels e a uma frequência de 0,20 Hz. A aquisição destas fotos foi realizada pelo software digiCamControl®, de modo independente da aquisição dos demais dados. A Figura 3.47 mostra o esquema de ensaio das vigas.



Figura 3.47: Configuração do ensaio das vigas.

CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos para os ensaios em espécimes *push-off*, assim como as análises das superfícies de ruptura destes ensaios. Os resultados obtidos nos ensaios das vigas também são apresentados e considerados para o estudo dos mecanismos de transferência de cisalhamento. A ductilidade proporcionada pelas taxas de armadura transversal empregadas nas vigas é avaliada e os resultados desta pesquisa são comparados com estudos anteriores envolvendo vigas de concreto armado contendo agregados reciclados.

4.1 Ensaios de cisalhamento direto

4.1.1 Resistência ao cisalhamento direto

Devido à ausência de tensão normal ao plano de cisalhamento, todos os espécimes romperam de maneira frágil. Para a Correlação de Imagem Digital (CID), foi utilizado o software *Gom Correlate®*, com *subset* de tamanho 19 x 19 *pixels* e passo de 16 *pixels*. As análises por CID mostraram que, até a carga de ruptura, os espécimes apresentaram comportamento de corpo rígido, nas partes em “L”, sendo constatado apenas um pequeno deslocamento vertical relativo entre estes elementos, devido a sua deformação. Quando a carga de ruptura foi atingida, a qual foi equivalente a carga de fissuração, a ruptura ocorreu na região do entalhe. As leituras feitas pelos relógios e CID apresentaram coerência entre si.

A Figura 4.1 mostra os valores da tensão de cisalhamento normalizada pela raiz quadrada da resistência à compressão média *versus* o deslocamento vertical relativo entre as partes em “L” para todos os espécimes ensaiados. O gráfico referente às amostras RAC-G2 contém apenas duas curvas, pois o corpo-de-prova RAC-G2 (b) apresentou ruptura prematura devido a uma falha no sistema de carregamento.

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores de carga última, resistência ao cisalhamento e resistência ao cisalhamento normalizada, bem como suas respectivas médias e desvios padrão.

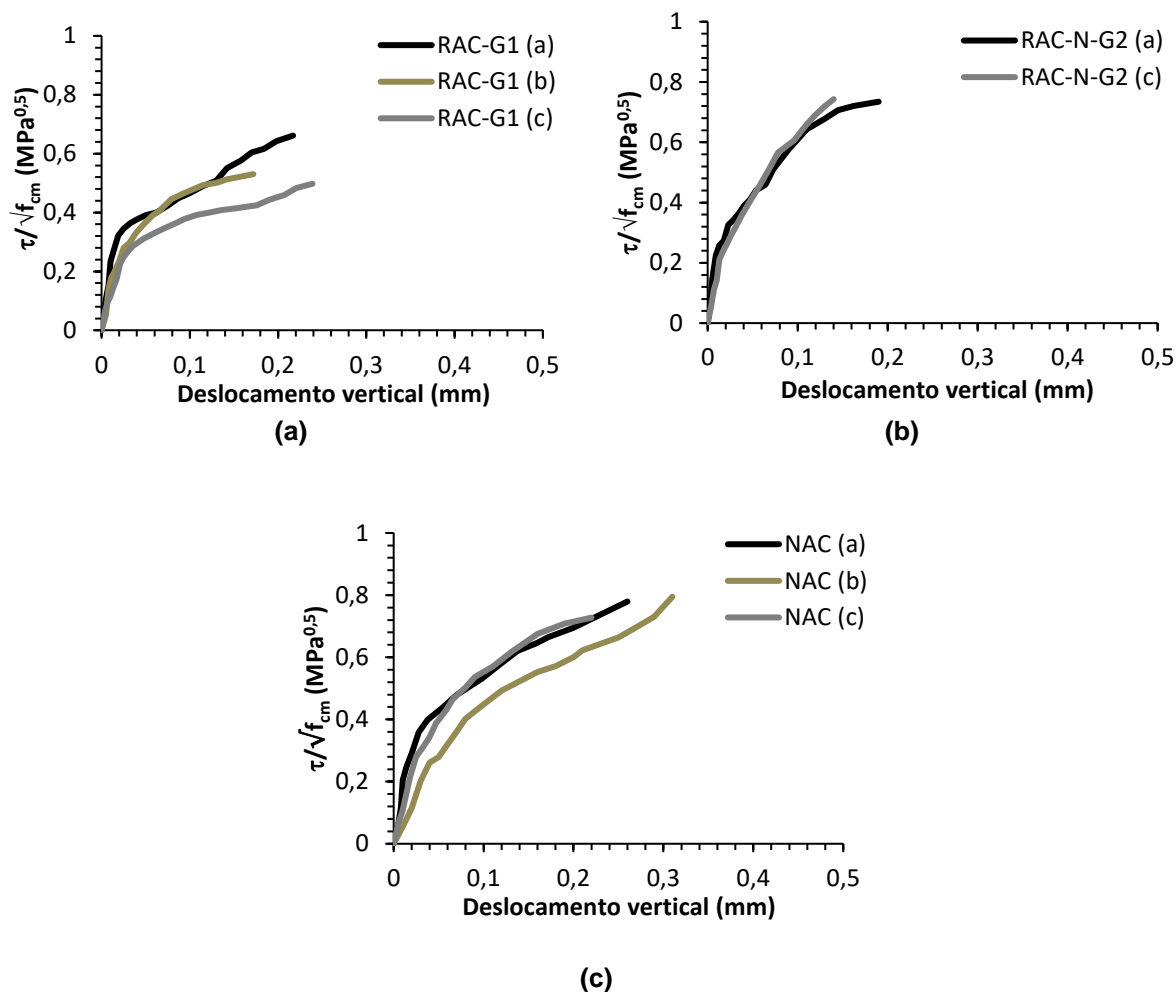


Figura 4.1: Curvas de $\tau/\sqrt{f_c}$ versus deslocamento vertical para os espécimes: (a) RAC-G1; (b) RAC-G2 e (c) NAC.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em espécimes *push-off*.

Espécime	Carga (kN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)		$\tau_u/\sqrt{f_c}$ ($\text{MPa}^{0.5}$)		
			Média	Desv.Pad.	$\tau_u/\sqrt{f_c}$	Média	Desv.Pad
RAC-G1 (a)	76,3	4,04	3,6	0,40	0,659	0,59	0,072
RAC-G1 (b)	61,2	3,24			0,529		
RAC-G1 (c)	67,3	3,56			0,581		
RAC-G2 (a)	85,1	4,50	4,5	0,04	0,734	0,74	0,014
RAC-G2 (c)	86,2	4,56			0,744		
NAC-N (a)	95	5,03	4,7	0,59	0,779	0,73	0,091
NAC-N (b)	96,9	5,13			0,795		
NAC-N (c)	76,8	4,06			0,630		

A análise estatística para comparação das médias de $\tau_u/\sqrt{f_c}$ ao nível de 5% de significância, ou seja, com 95% de confiabilidade, mostrou que os três valores de médias obtidos são estatisticamente iguais entre si, ou seja, embora os espécimes

contendo agregados reciclados do Grupo 1 tenham apresentado redução neste parâmetro, tal redução não expressa uma diferença significativa.

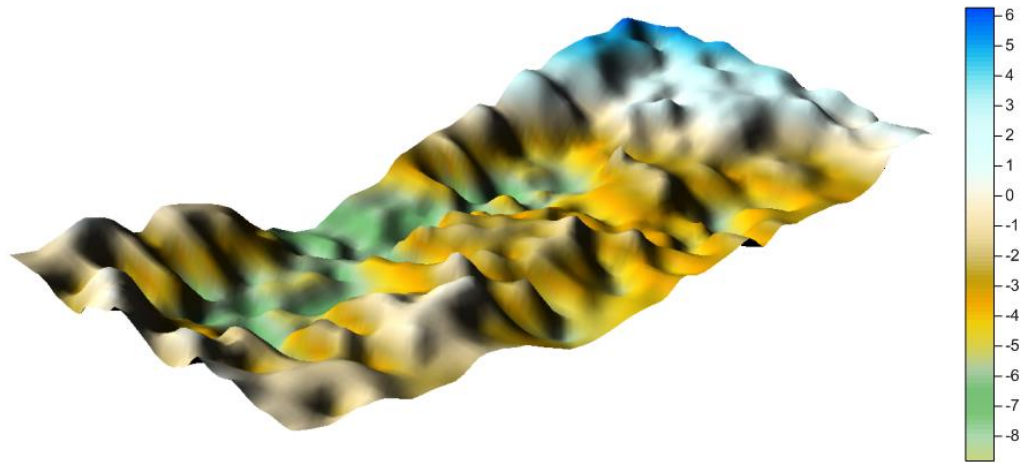
Este resultado, somado às curvas apresentadas na Figura 4.1, mostram que para cargas inferiores à de fissuração, ou seja, quando não há a presença de uma interface, os comportamentos ao cisalhamento direto de concretos com agregados naturais e reciclados apresentam grande semelhança, independentemente da resistência original dos mesmos. Uma vez que as composições dos concretos são análogas e as resistências à compressão e à tração apresentam valores similares, a proximidade das resistências ao cisalhamento direto apresentada pelos espécimes expressa certa coerência.

4.1.2 Análise das superfícies de ruptura por cisalhamento direto

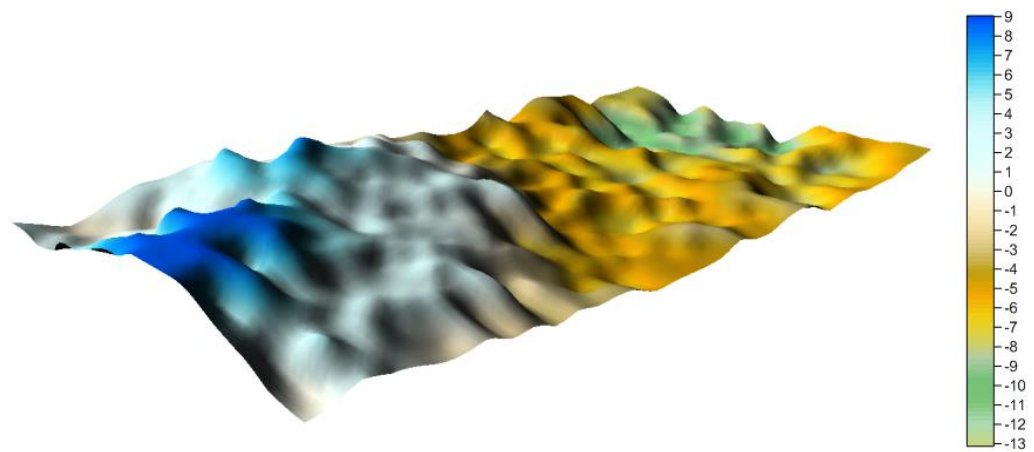
Após a ruptura por cisalhamento, uma das partes em “L” de cada espécime foi analisada para quantificar as ondulações da superfície gerada. Os resultados desta etapa são apresentados nos itens subsequentes, juntamente com os valores do parâmetro R_z (contido no FIB MC 2010, 2013) e uma função densidade de contato representativa para as superfícies obtidas.

4.1.2.1 Superfícies 3D

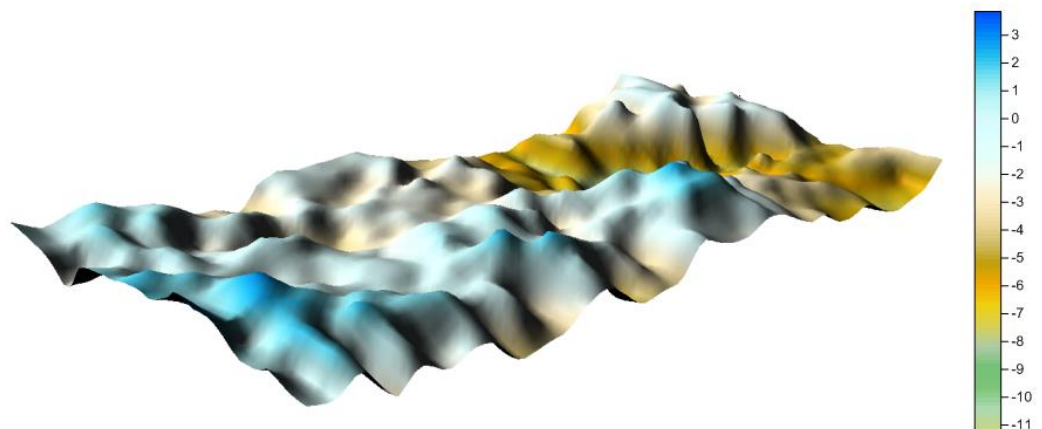
As coordenadas obtidas foram inseridas no software Surfer®, tornando possível a elaboração tridimensional das superfícies, conforme mostram as Figuras 4.2, 4.3 e 4.4, referentes aos corpos-de-prova RAC-G1, RAC-G2 e NAC respectivamente. Na escala de cores posicionada ao lado de cada superfície observa-se a amplitude máxima de profundidade para cada espécime. A Tabela 4.2 mostra os valores máximos de amplitude para fins de comparação entre as superfícies em questão.



(a)

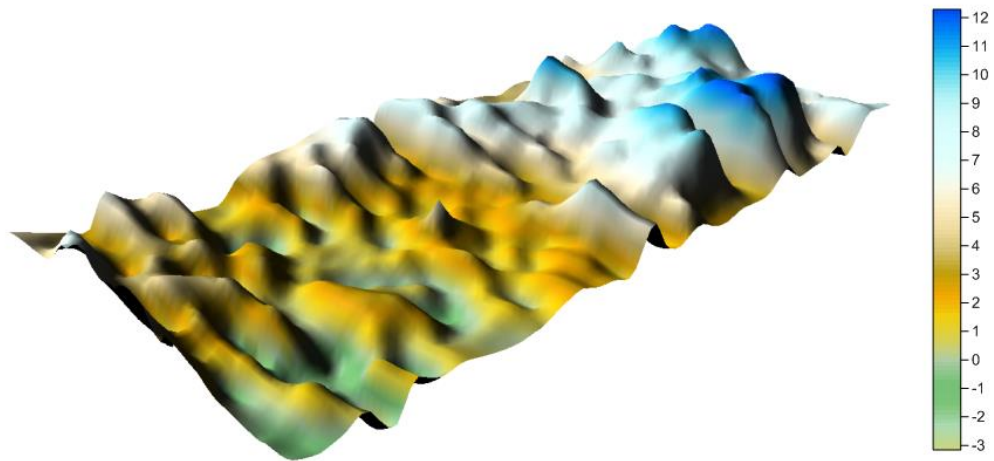


(b)

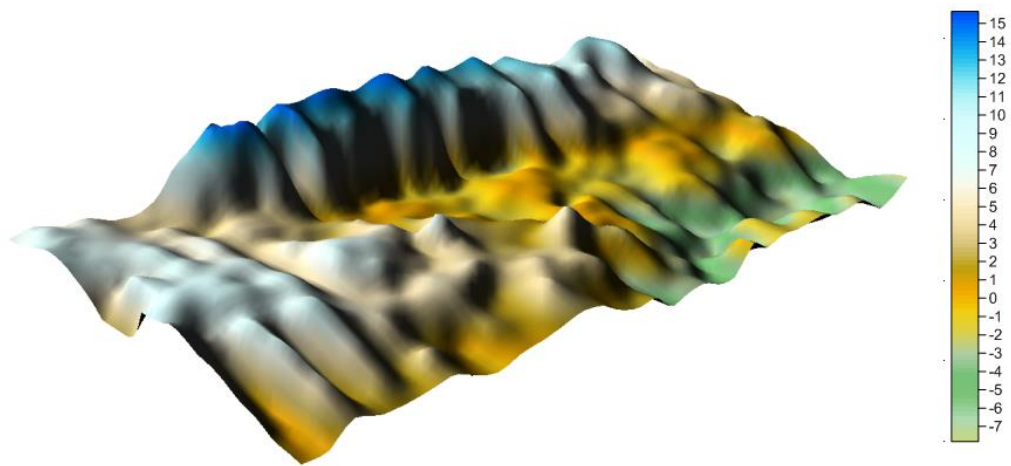


(c)

Figura 4.2: Superfícies de ruptura por cisalhamento direto dos espécimes *push-off* (escala de cores em milímetros): (a) RAC-G1 (a), (b) RAC-G1 (b) e (c) RAC-G1 (c).

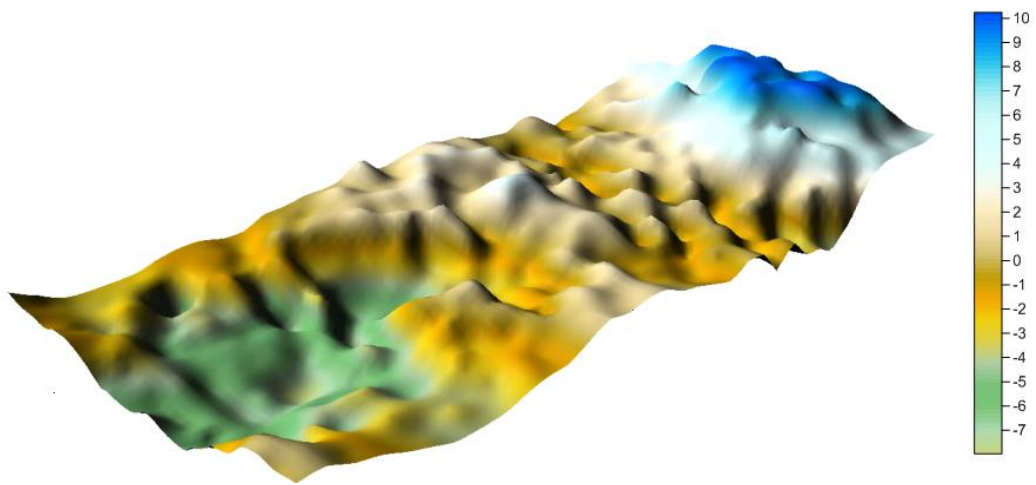


(a)



(b)

Figura 4.3: Superfícies de ruptura por cisalhamento direto dos espécimes *push-off* (escala de cores em milímetros): (a) RAC-G2 (a) e (b) RAC-G2 (c).



(a)

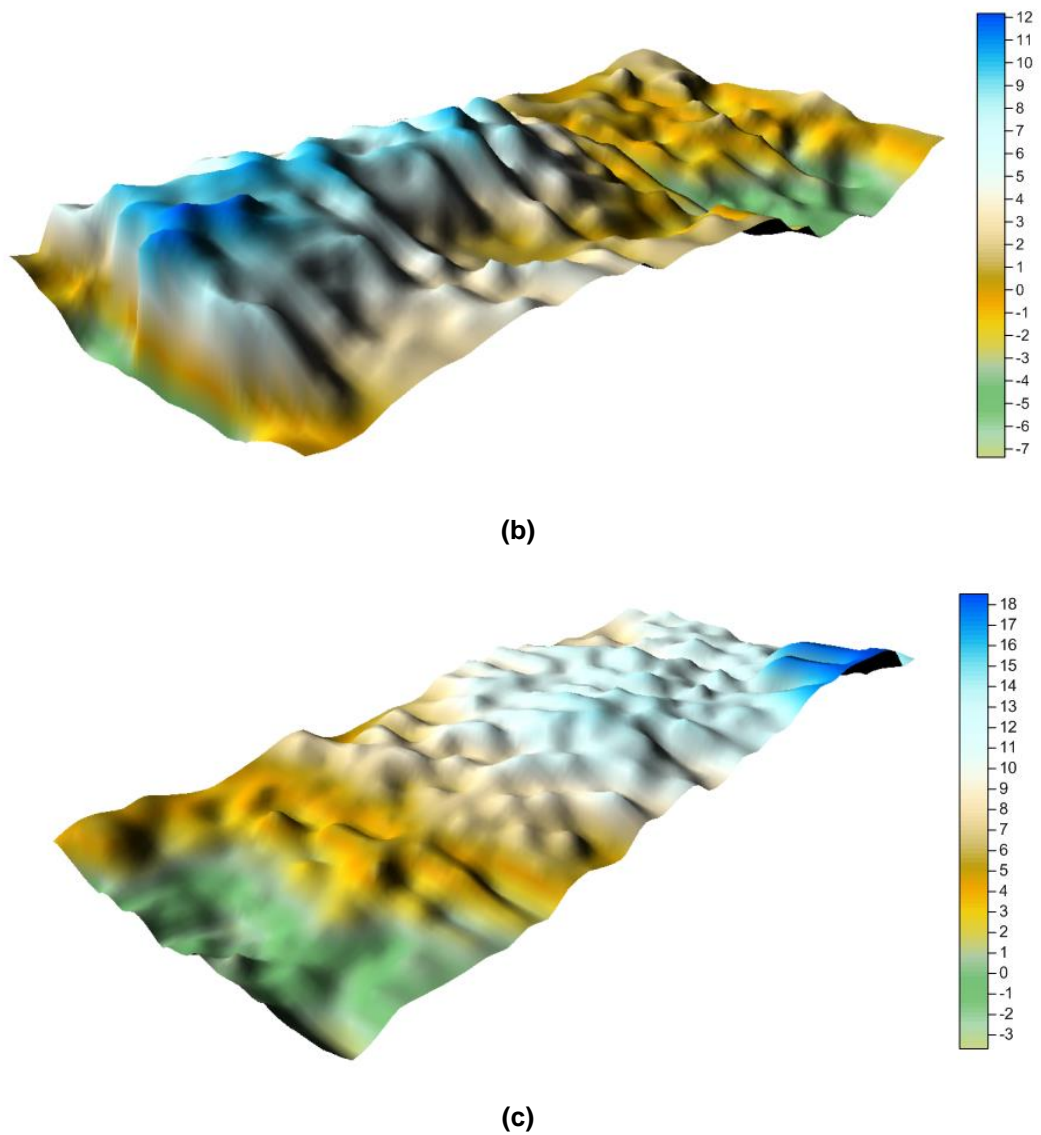


Figura 4.4: Superfícies de ruptura por cisalhamento direto dos espécimes *push-off* (escala de cores em milímetros): (a) NAC (a), (b) NAC (b) e (c) NAC (c).

Tabela 4.2: Amplitude máxima de profundidade das superfícies geradas.

Espécime	Amplitude máxima (mm)	Média (mm)
RAC-G1 (a)	14,1	
RAC-G1 (b)	21,4	16,6
RAC-G1 (c)	14,3	
RAC-G2 (a)	15,2	
RAC-G2 (c)	22,2	18,7
NAC-N (a)	16,7	
NAC-N (b)	18,2	18,9
NAC-N (c)	21,8	

Cabe ressaltar que o diâmetro máximo dos agregados graúdos utilizados nas composições dos concretos foi igual a 9,5 mm, ou seja, os agregados apresentavam

diâmetros inferiores aos valores apresentados na Tabela 4.2. Este fato leva a crer que a macro rugosidade decorrente das ondulações das faces da fissura não deve ser ignorada na análise de engrenamento dos agregados desses espécimes, o que contraria à premissa do modelo de duas fases de Walraven (1980).

A partir das superfícies geradas também foi possível, com o auxílio do software utilizado, o cálculo da razão entre a área da superfície rugosa (A_{tot}) e a área plana (A_{plana}) analisada. Os valores obtidos para cada espécime são apresentados na Tabela 4.3.

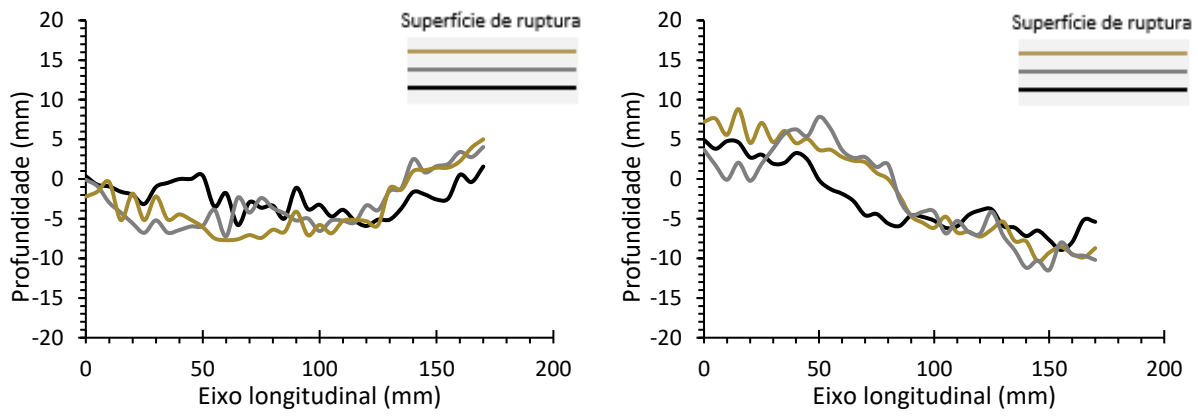
Tabela 4.3: Valores de A_{total}/A_{plana} para as superfícies analisadas.

Espécime	A_{total}/A_{plana}	Média
RAC-G1 (a)	1,07	1,07
RAC-G1 (b)	1,06	
RAC-G1 (c)	1,07	
RAC-G2 (a)	1,11	1,11
RAC-G2 (c)	1,12	
NAC-N (a)	1,08	1,09
NAC-N (b)	1,11	
NAC-N (c)	1,09	

A análise estatística para comparação das médias da amplitude máxima de profundidade ao nível de 5% de significância mostrou que os três valores de médias obtidos são estatisticamente iguais entre si. O mesmo ocorreu para a análise envolvendo a razão entre as áreas rugosa e plana (A_{total}/A_{plana}). Tais resultados apontam para uma semelhança entre as superfícies geradas, independentemente do agregado graúdo empregado no concreto.

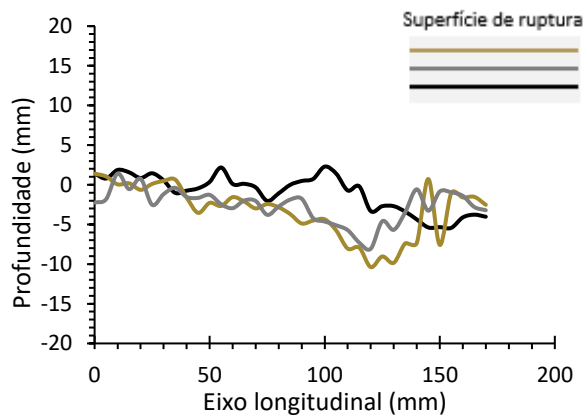
4.1.2.2 Parâmetro de rugosidade R_z

Para uma análise quantitativa das superfícies de ruptura, inicialmente foram traçados os perfis longitudinais a partir da escolha de três planos equidistantes entre si e paralelos à direção de deslizamento da superfície de ruptura. As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 mostram, respectivamente, os perfis obtidos para os corpos-de-prova *push-off* RAC-G1, RAC-G2 e NAC.



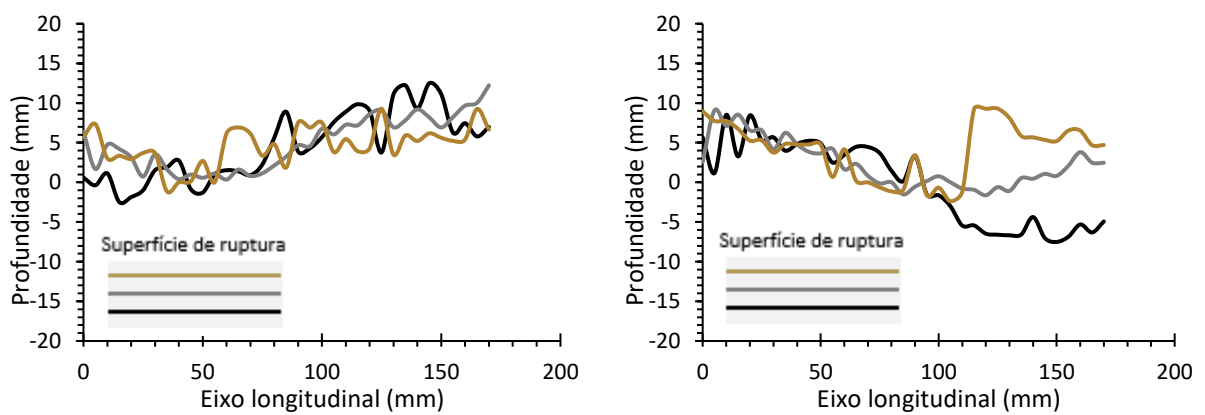
(a)

(b)



(c)

Figura 4.5: Perfis longitudinais das superfícies de ruptura dos espécimes *push-off*.
(a) RAC-G1 (a), (b) RAC-G1 (b) e (c) RAC-G1 (c).



(a)

(b)

Figura 4.6: Perfis longitudinais das superfícies de ruptura dos espécimes *push-off*.
(a) RAC-G2 (a) e (b) RAC-G2 (c).

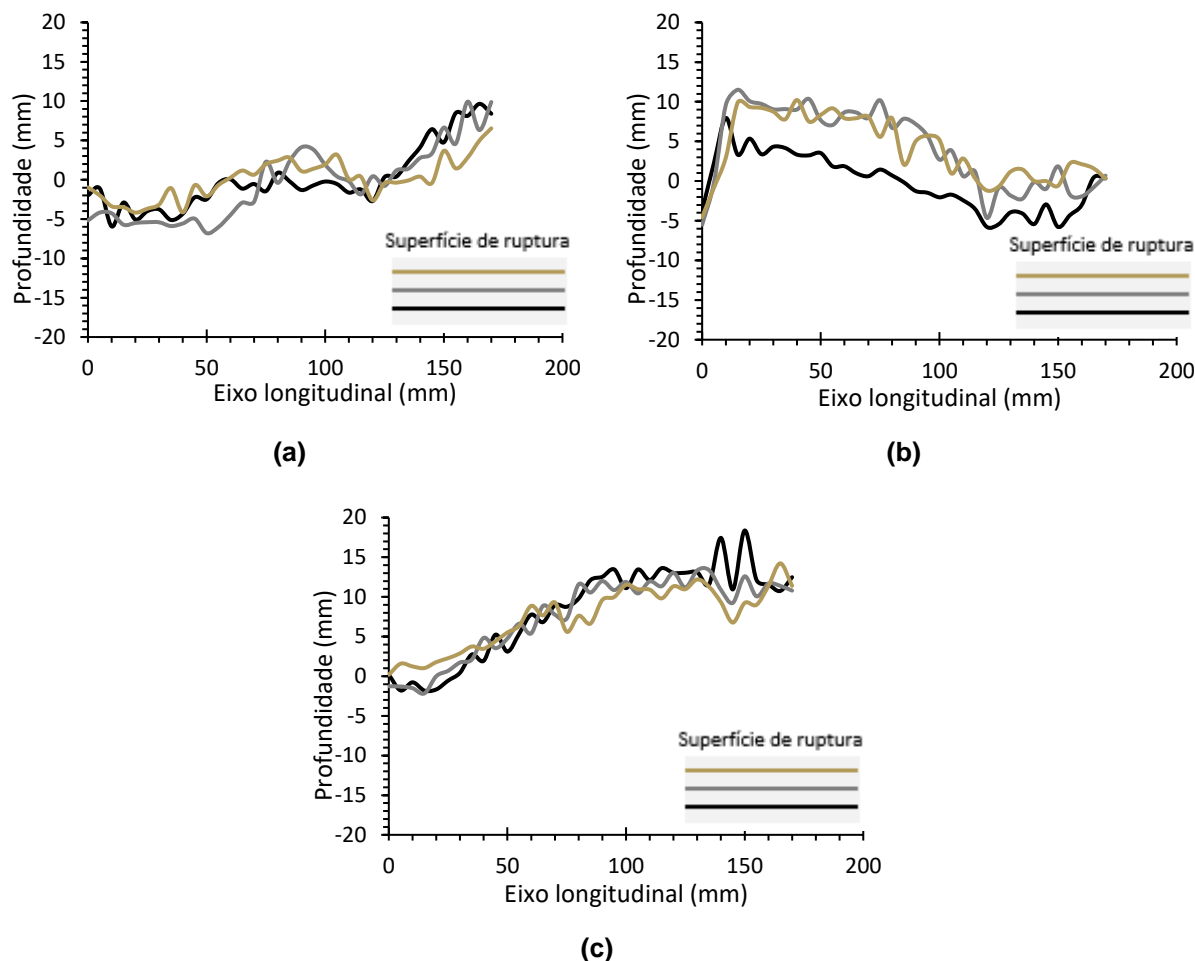


Figura 4.7: Perfis longitudinais das superfícies de ruptura dos espécimes *push-off*.
 (a) NAC (a), (b) NAC (b) e (c) NAC (c).

O parâmetro de rugosidade R_z pode ser compreendido como a variação máxima de profundidade medida para n trechos do comprimento total considerado, conforme mostra a Figura 4.8. O valor médio desta variação é apresentado pelo FIB MC 2010 (2013) como uma das formas para quantificação da rugosidade de uma superfície de concreto. O número n de trechos não é especificado, porém utilizou-se $n = 5$, valor adotado por Resende (2020) para esta mesma finalidade. Ainda de acordo com o FIB MC 2010 (2013), considerando-se $R_t \approx R_z/2$, é possível classificar as superfícies geradas como suaves, rugosas ou muito rugosas para os respectivos valores de $R_t < 1,5$ mm, $R_t \geq 1,5$ mm e $R_t \geq 3$ mm.

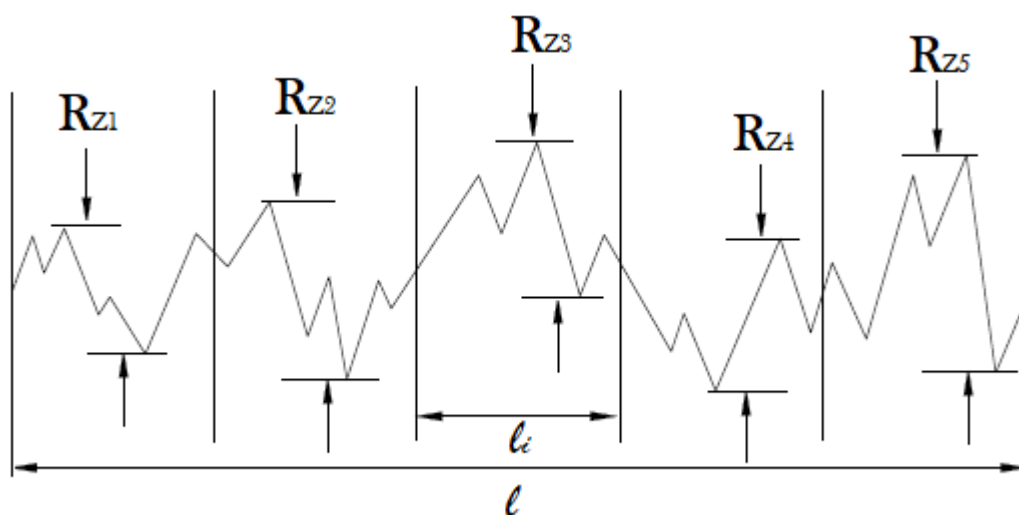


Figura 4.8: Variações máximas de profundidade para cada trecho do comprimento total considerado.

Dessa forma, para cada perfil longitudinal foram efetuadas cinco medições, totalizando quinze valores de R_z para cada superfície analisada. As médias dos valores obtidos nesta etapa são mostradas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Valores de R_z para as superfícies dos espécimes *push-off*.

Espécime	R_z (mm)	Média (mm)
RAC-G1 (a)	3,97	
RAC-G1 (b)	3,49	3,67
RAC-G1 (c)	3,56	
RAC-G2 (a)	4,70	
RAC-G2 (c)	4,62	4,66
NAC-N (a)	4,02	
NAC-N (b)	5,63	4,73
NAC-N (c)	4,54	

A análise estatística para comparação das médias de R_z ao nível de 5% de significância mostrou que os três valores de médias obtidos são estatisticamente iguais entre si. Todas as superfícies analisadas foram classificadas como rugosas.

4.1.2.3 Função densidade de contato

Com o intuito de quantificar a parcela do engrenamento dos agregados na resistência à força cortante das vigas ensaiadas, os perfis longitudinais das superfícies de ruptura RAC-G1 e NAC foram também utilizados para se obter a densidade de frequência do ângulo de contato θ de acordo com o proposto por Li e Maekawa (1987).

Considerando-se θ como o ângulo formado entre a direção transversal ao plano de cisalhamento e a direção perpendicular à reta que une dois pontos de controle consecutivos (com distância de 5 mm entre tais pontos), os histogramas de frequência deste ângulo foram determinados e a densidade de contato foi obtida pela interpolação de uma curva cujos pontos têm a abscissa sendo o valor médio do intervalo de cada classe de frequência e a ordenada dada pela divisão de cada frequência angular pela amplitude do intervalo de sua classe, sendo o somatório da área deste gráfico unitária.

As Figuras 4.9 e 4.10 mostram para os espécimes RAC-G1 e NAC, respectivamente, a distribuição da densidade do ângulo θ , enquanto a Figura 4.11 mostra a comparação entre essas curvas.

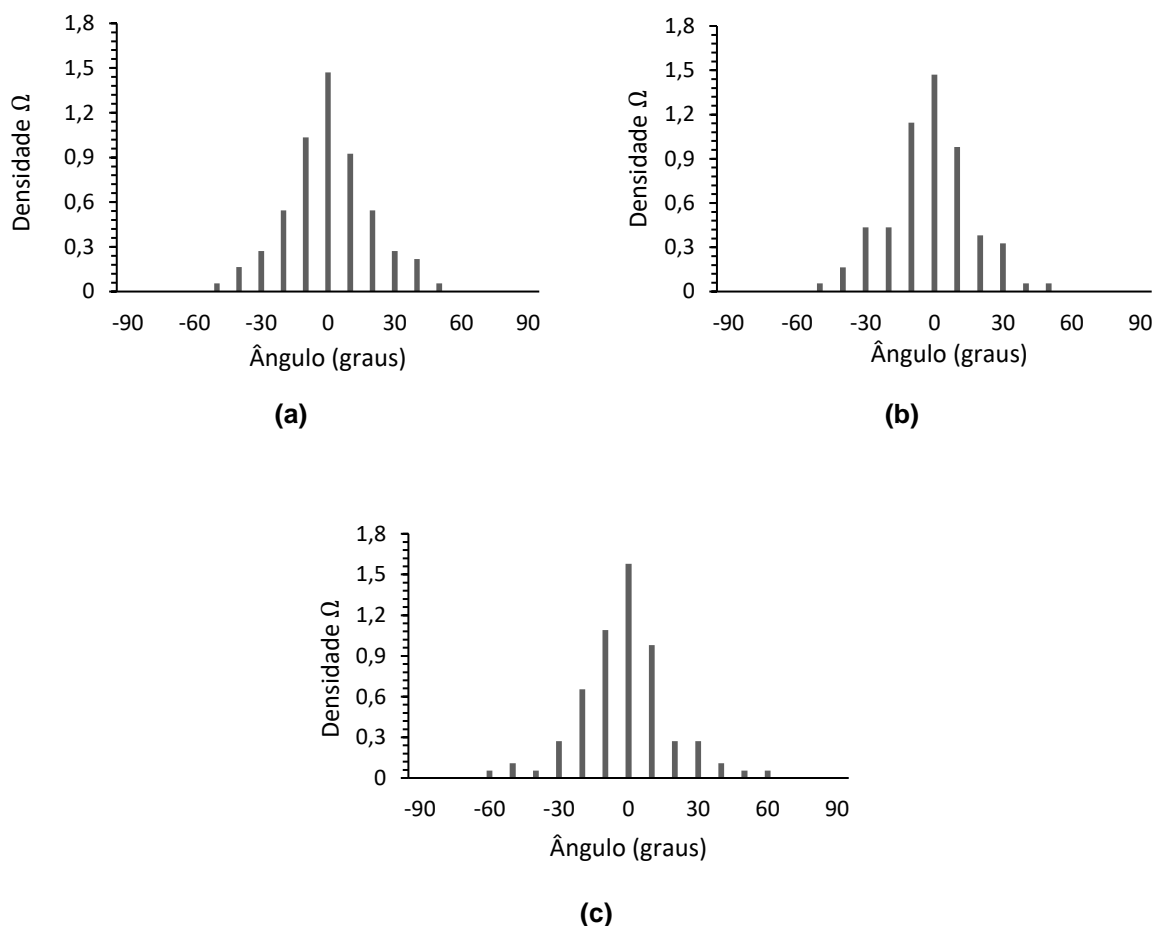


Figura 4.9: Densidade de frequência de θ para os espécimes: (a) RAC-G1 (a), (b) RAC-G1 (b) e (c) RAC-G1 (c).

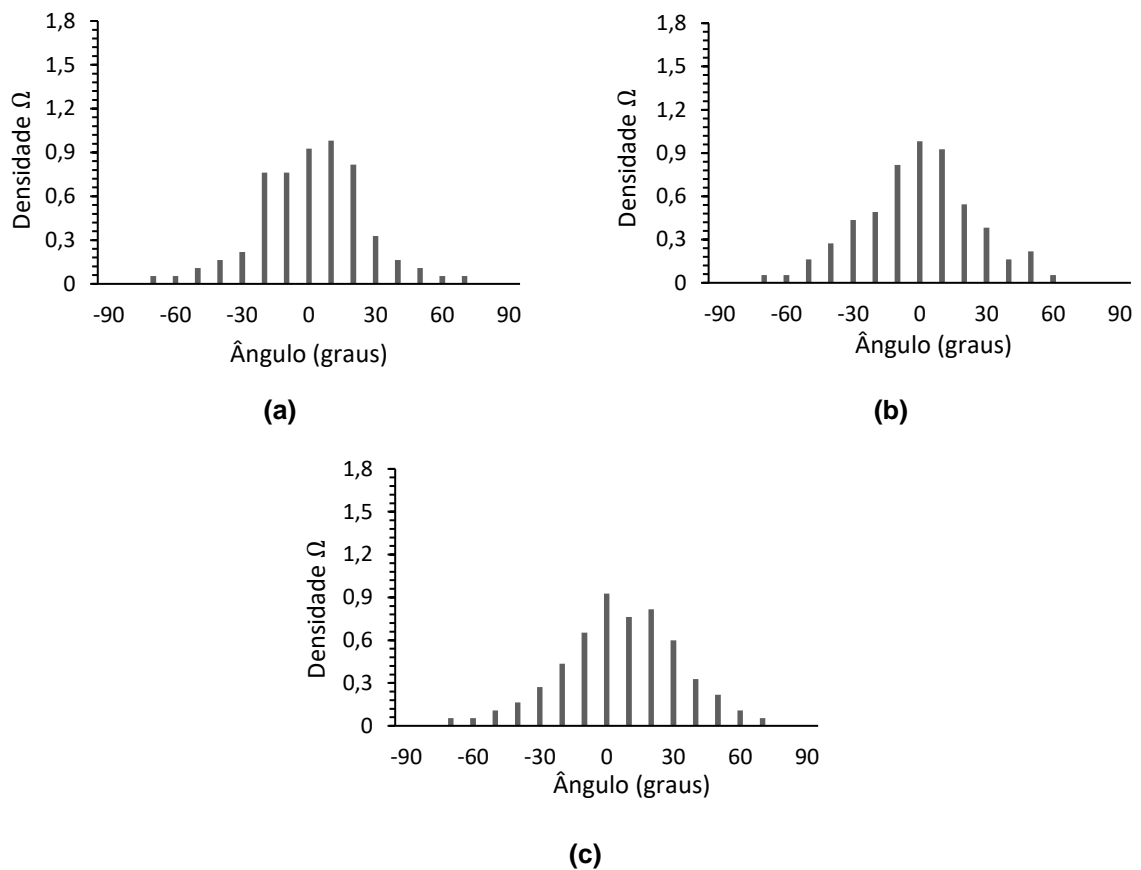


Figura 4.10: Densidade de frequência de θ para os espécimes: (a) NAC (a), (b) NAC (b) e (c) NAC (c).

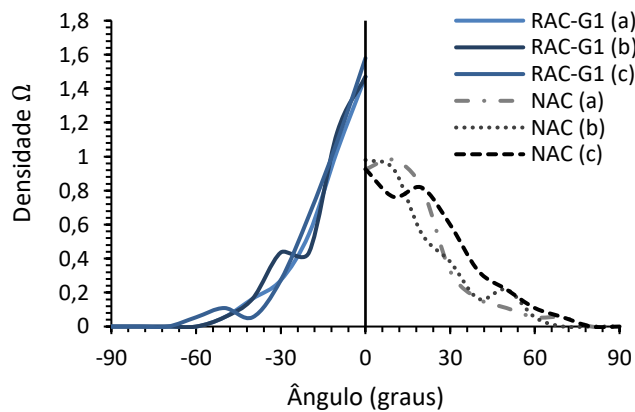


Figura 4.11: Comparação das curvas de densidade de frequência dos espécimes.

Apesar de o parâmetro R_z apontar para uma semelhança na rugosidade das superfícies em questão, a distribuição de frequência do ângulo θ nas superfícies de concreto com agregados reciclados resultou em curvas mais alongadas e estreitas. Este comportamento permite a interpretação de que estas últimas superfícies são,

aparentemente, mais lisas, uma vez que este formato de curva caracteriza maior quantidade de ângulos próximos a zero, ou seja, menor variação de profundidade entre dois pontos de controle.

Na sequência, as curvas dos espécimes RAC-G1 foram comparadas com as obtidas por Bujadham *et al.* (1989) para as superfícies de amostras de concreto contendo agregados graúdos leves e concreto de alta resistência, como mostram as Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente. Nestas figuras também é mostrada a função densidade de contato determinada por estes pesquisadores para tais tipos de concretos (eq. 2.12, p. 22).

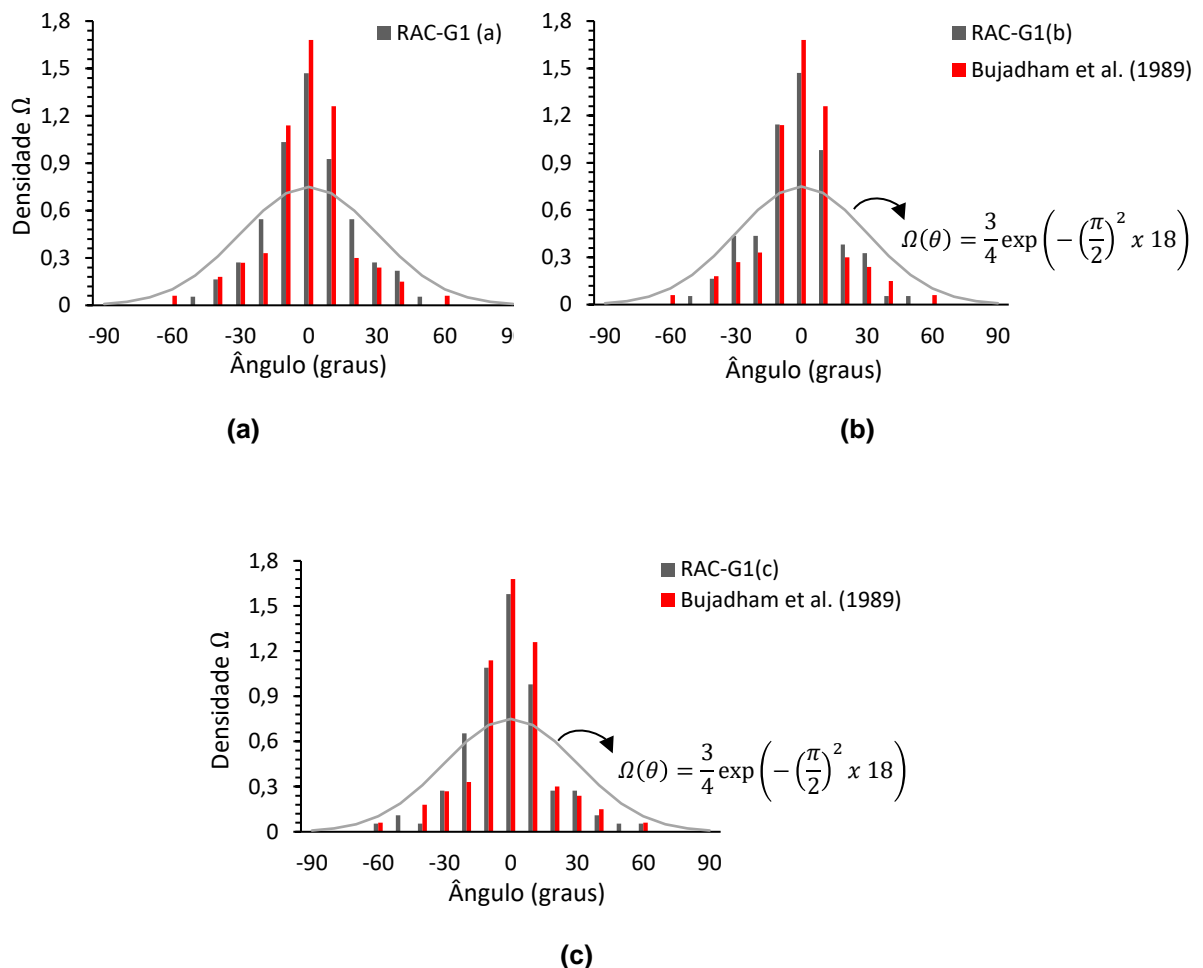


Figura 4.12: Comparação dos gráficos de Bujadham *et al.* (1989) para concreto leve com os obtidos para os espécimes: (a) RAC-G1(a), (b) RAC-G1(b) e (c) RAC-G1(c).

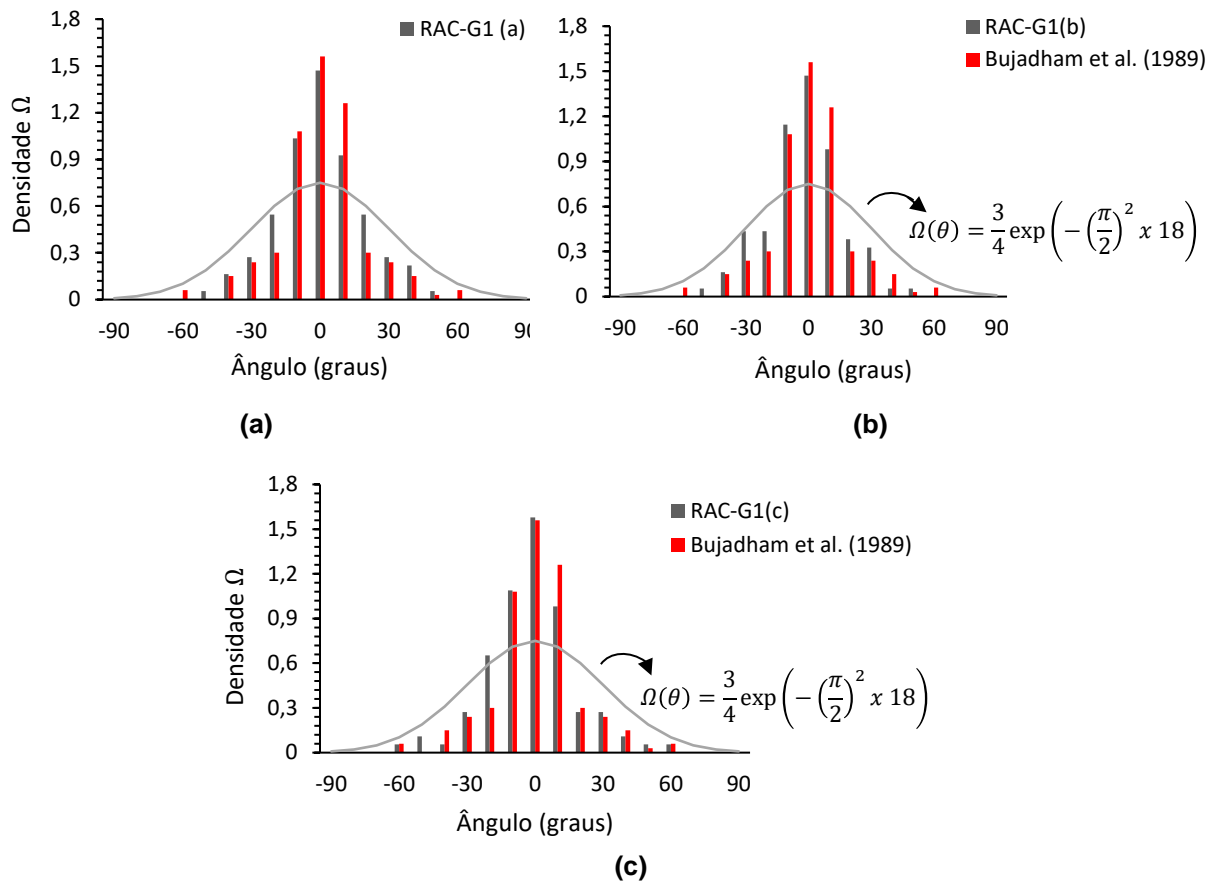


Figura 4.13: Comparação dos gráficos de Bujadham *et al.* (1989) para concreto leve com os obtidos para os espécimes: (a) RAC-G1(a), (b) RAC-G1(b) e (c) RAC-G1(c).

A partir da comparação apresentada nas Figuras 4.12 e 4.13, nota-se a semelhança entre a densidade de frequência do ângulo θ obtida por Bujadham *et al.* (1989) e a determinada para os espécimes RAC-G1, tanto considerando-se concreto leve quanto concreto de alta resistência.

Diante da conformidade observada na comparação das superfícies, é razoável considerar que a função densidade de contato desenvolvida por Bujadham *et al.* (1989) para concreto leve e de alta resistência, também seja considerada representativa para o concreto com agregado reciclado estudado nesta pesquisa, sendo, portanto, utilizada esta função para a quantificação da parcela de engrenamento dos agregados das vigas ensaiadas (item 4.3).

O mesmo comportamento foi observado para as densidades de frequência obtidas para as superfícies dos espécimes NAC. A comparação das curvas obtidas por Li e Maekawa (1987), para concreto convencional, com aquelas determinadas para estes espécimes apresenta similaridade, conforme mostra a Figura 4.14. Nesta

figura também é mostrada a função densidade de contato determinada por estes pesquisadores (eq. 2.4, p. 20).

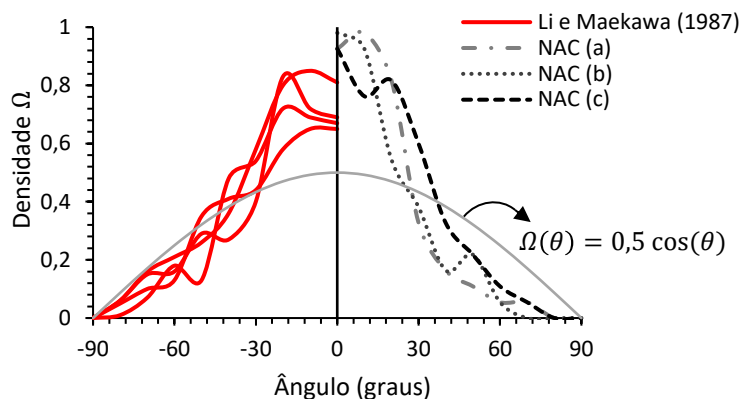


Figura 4.14: Comparação das curvas de densidade de frequência de Li e Maekawa (1987) com as obtidas para os espécimes NAC.

De forma equivalente ao ocorrido para as superfícies de concreto com agregados reciclados, a semelhança entre as curvas apresentadas na Figura 4.14 leva a crer que a função densidade de contato desenvolvida por Li e Maekawa (1987), para concretos com agregados naturais, seja capaz de representar de maneira satisfatória as superfícies dos espécimes NAC, tornando pertinente o emprego desta função na mensuração da parcela do engrenamento dos agregados para o concreto convencional desta pesquisa.

4.2 Ensaios em vigas

Em todas as vigas ensaiadas houve ruptura por cisalhamento, sem o escoamento da armadura longitudinal de tração e sem esmagamento do concreto comprimido. Devido a uma falha no sistema de aplicação de carga, a viga NAC-4 não atingiu a ruptura, sendo registrados apenas os dados obtidos até a paralisação do ensaio. Uma vez que a força cortante alcançada por esta viga se aproximou da carga de ruptura esperada, os resultados desta foram considerados nas análises.

A Tabela 4.5 mostra os principais resultados obtidos para as vigas, os quais são analisados separadamente nos itens subsequentes. Nesta tabela são mostrados os valores de força cortante de fissuração (V_{cr}), força cortante última (V_u), resistência à força cortante (τ_u), resistência à força cortante normalizada pela raiz quadrada da resistência à compressão ($\tau_u/\sqrt{f_c}$), deslocamento vertical máximo no meio do vão (Δ_u) e deformações máximas do concreto (ϵ_{cu}) e da armadura longitudinal (ϵ_{su}).

Tabela 4.5: Resultados dos ensaios das vigas.

Viga	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	$\rho_{swf_{yd}}$ (MPa)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_u/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{-0,5})	Δ_u (mm)	ϵ_{cu} (‰)	ϵ_{su} (‰)
NAC-1	1,15	0	0	48,1	74,3	1,98	0,31	9,65	1,22	2,48
RAC-1	1,15	0	0	52,1	54,8	1,46	0,24	4,82	0,53	1,85
NAC-2	1,75	0	0	53,6	82,7	2,20	0,34	9,01	0,92	2,52
RAC-2	1,75	0	0	49,2	56,6	1,51	0,25	6,61	0,62	1,64
NAC-3	2,50	0	0	64,7	85,4	2,27	0,35	7,25	0,92	1,28
RAC-3	2,50	0	0	54,7	63,1	1,68	0,27	4,97	0,69	1,19
NAC-4*	1,75	0,0856	0,63	60,3	81,9	2,18	0,35	9,87	1,05	1,91
RAC-4	1,75	0,0856	0,63	61,2	84,2	2,24	0,36	8,72	0,90	2,39
NAC-5	1,75	0,114	0,84	59,2	95,5	2,54	0,41	10,17	1,09	2,49
RAC-5	1,75	0,114	0,84	64,8	94,5	2,52	0,41	8,45	0,94	1,96
NAC-6	2,50	0,114	0,84	70,9	124,2	3,31	0,54	10,03	1,32	1,85
RAC-6	2,50	0,114	0,84	64,3	115,9	3,09	0,50	8,89	1,29	2,15

* Não atingiu a carga de ruptura.

4.2.1 Resistência à força cortante

As Figuras 4.15 (a) e 4.15 (b) mostram os resultados de $\tau_u/\sqrt{f_c}$ em função de ρ_s e ρ_{sw} , respectivamente, para as vigas ensaiadas. De acordo com o apresentado na Tabela 4.5 e na Figura 4.15 (a), o incremento de ρ_s de 1,15% para 2,50% nas vigas sem armadura transversal acarretou em um acréscimo de 13% no valor de $\tau_u/\sqrt{f_c}$, tanto para as vigas com agregados naturais quanto para as com agregados reciclados. Na presença dos estribos, com a taxa de armadura transversal próxima a mínima da norma brasileira ($\rho_{sw} = 0,114\%$), a resistência à força cortante normalizada aumentou 23% e 18% quando ρ_s evoluiu de 1,75% para 2,50% nas vigas NAC e RAC, respectivamente. Estes resultados apontam para o fato de que a taxa de armadura longitudinal se mostrou mais influente na resistência à força cortante quando na presença dos estribos.

No que se refere a taxa de armadura transversal, considerando a Tabela 4.5 e a Figura 4.15 (b), primeiramente cabe a comparação entre as vigas sem e com estribos, sob o mesmo valor de ρ_s . Dessa forma, ao comparar a RAC-2 ($\rho_{sw} = 0\%$) com a RAC-4 ($\rho_{sw} = 0,0856\%$) e a RAC-5 ($\rho_{sw} = 0,114\%$), obteve-se um acréscimo de 33 e 40%, respectivamente, na resistência à força cortante. A comparação entre a RAC-3 ($\rho_{sw} = 0\%$) e a RAC-6 ($\rho_{sw} = 0,114\%$) levou ao aumento da resistência de 46%. Já para as vigas com agregados naturais, observou-se um acréscimo de 13% na resistência à força cortante, quando comparadas as vigas NAC-2 com NAC-5 e 31% quando consideradas a NAC-3 e NAC-6.

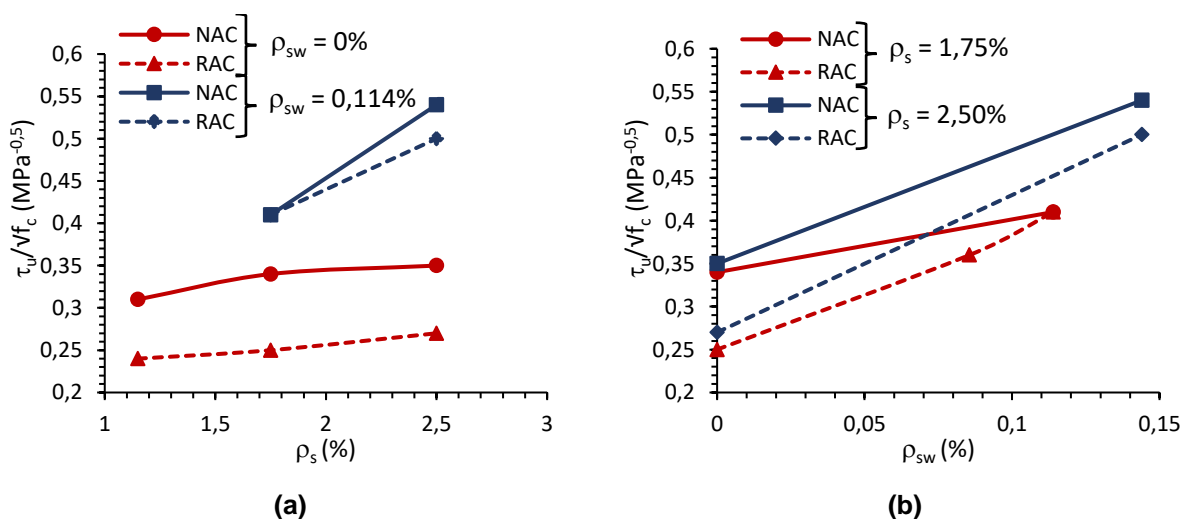


Figura 4.15: Valores de $\tau_u/\sqrt{f_c}$ das vigas ensaiadas em função de: (a) ρ_s e (b) ρ_{sw} .

De acordo com o descrito, é possível inferir que, para as vigas analisadas neste trabalho, a taxa de armadura transversal se mostrou uma variável mais influente na presença dos agregados reciclados.

Por fim, foi realizada a comparação entre os valores de $\tau_u/\sqrt{f_c}$ obtidos para as vigas de concreto com agregados reciclados e suas respectivas vigas de referência, conforme a Tabela 4.5 e a Figura 4.16. Na ausência dos estribos (Tipos 1, 2 e 3), a redução da resistência à força cortante foi de cerca de 24% quando agregados reciclados foram empregados no concreto, independentemente da taxa de armadura longitudinal. Quando provida armadura transversal (Tipos 4, 5 e 6), a resistência atingida pelas vigas NAC e RAC foram próximas entre si, o que leva a crer que a contribuição dos estribos prevalece em relação aos demais mecanismos resistentes.

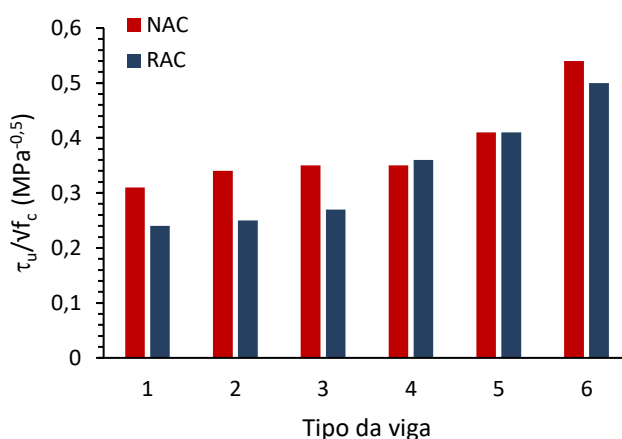
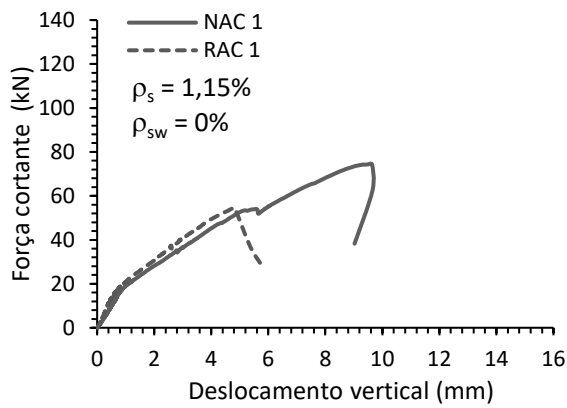


Figura 4.16: Comparação entre os valores de $\tau_u/\sqrt{f_c}$ das vigas NAC e RAC ensaiadas.

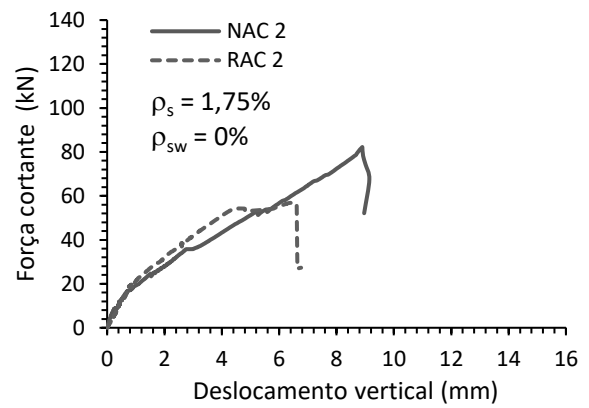
Evidentemente, apenas os valores de força cortante última e resistência à força cortante não são suficientes para refletir o comportamento das vigas e permitir comparações minuciosas sobre a influência dos agregados reciclados. Desta forma, nos itens 4.2.2 a 4.2.4 são apresentados e discutidos os demais resultados experimentais obtidos.

4.2.2 Deslocamentos verticais

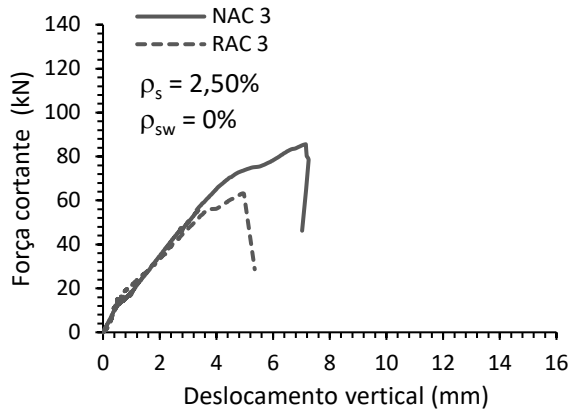
Os deslocamentos verticais apresentados pelas vigas foram obtidos por meio de um transdutor de deslocamento posicionado no meio do vão. A Figura 4.17 mostra as curvas de força cortante *versus* deslocamento vertical obtidas para as vigas ensaiadas.



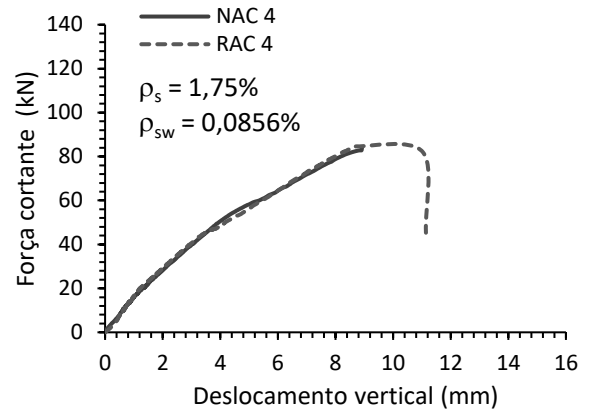
(a)



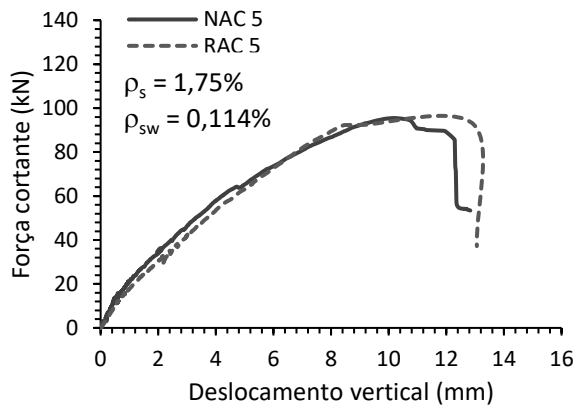
(b)



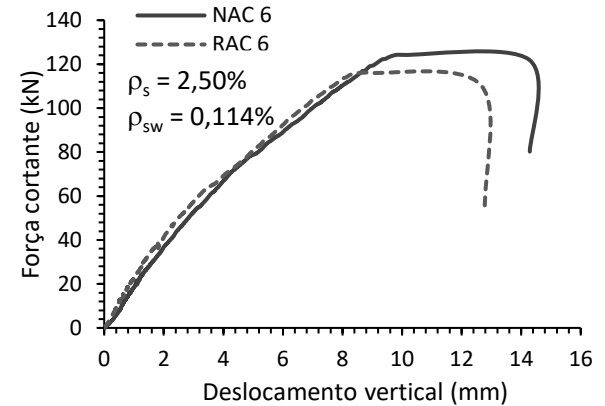
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.17: Curvas força cortante-deslocamento vertical para as vigas:
 (a) Tipo 1, (b) Tipo 2, (c) Tipo 3, (d) Tipo 4, (e) Tipo 5 e (f) Tipo 6.

As Figuras 4.18 (a) e 4.18 (b) mostram as comparações das curvas de força cortante *versus* deslocamento vertical, obtidas para as vigas sem e com estribos, respectivamente.

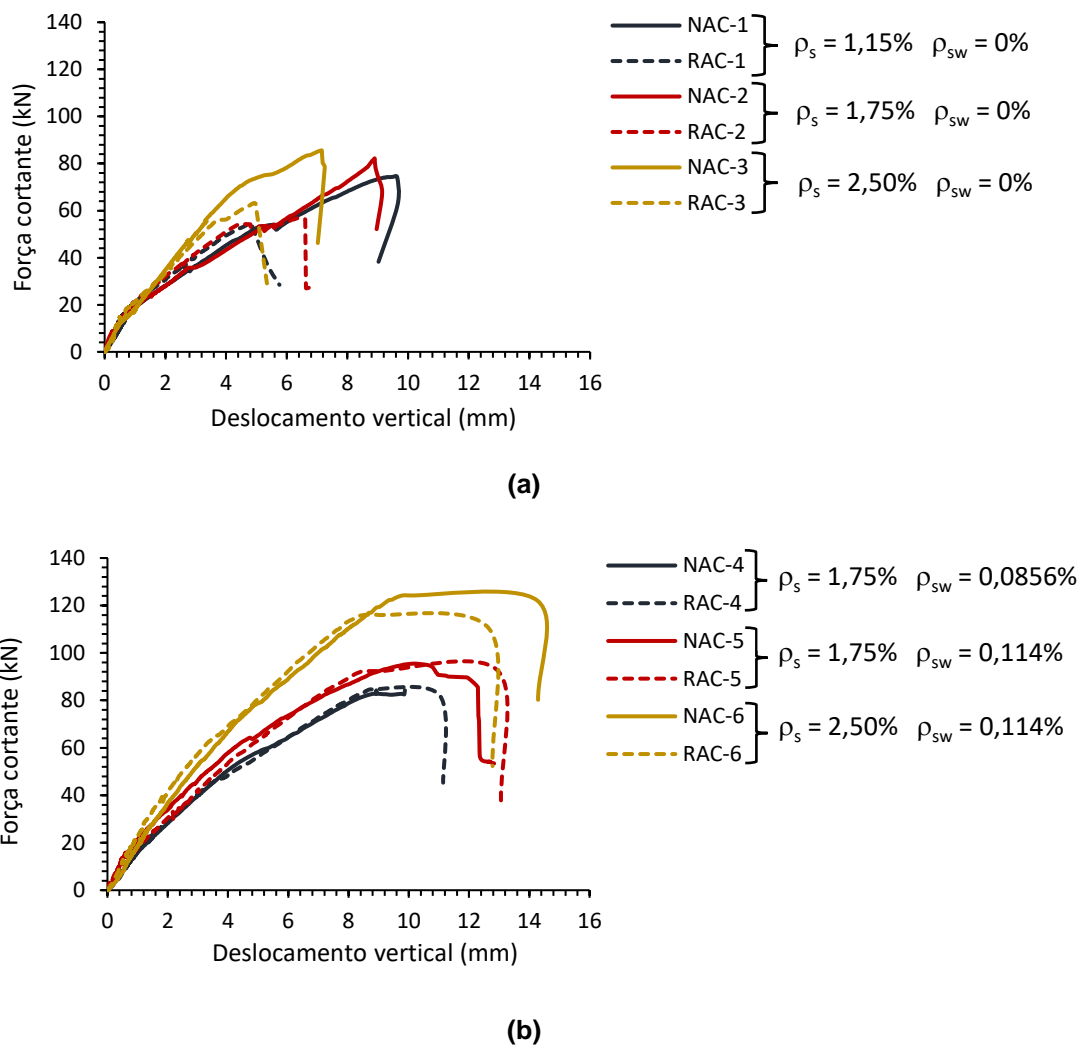


Figura 4.18: Comparação das curvas de força cortante-deslocamento vertical para as vigas: (a) sem estribos e (b) com estribos.

De acordo com a Figura 4.18 (a), as vigas NAC atingiram maiores valores de deslocamentos verticais últimos. Para um mesmo nível de carga, curvas NAC e RAC respectivas se mostraram semelhantes, com uma pequena tendência de maiores deslocamentos verticais para menores valores de ρ_s .

Mediante ao provimento da armadura transversal, nota-se na Figura 4.18 (b) que as vigas NAC e RAC de um mesmo tipo apresentaram curvas próximas, com aumento da rigidez à medida que as taxas de armadura longitudinal e transversal aumentam.

Apesar do menor valor de módulo de elasticidade do concreto com agregados reciclados em comparação ao do concreto convencional, os deslocamentos verticais obtidos para as vigas NAC e RAC, para um mesmo nível de carregamento, foram semelhantes. Este comportamento está em conformidade com o relatado por alguns

estudos anteriores, como por exemplo, Choi *et al.* (2010), embora em outras pesquisas, como em Rahal e Alrefaei (2018), maiores valores de deslocamentos verticais tenham sido obtidos para vigas de concreto com agregados reciclados.

Posteriormente, com auxílio do *software Gom Correlate®*, os deslocamentos verticais obtidos na direção do ponto de aplicação da carga no vão considerado para análise foram calculados. Mais uma vez, nenhuma tendência foi observada entre as vigas NAC e RAC, sendo as curvas obtidas similares entre si para vigas respectivas.

4.2.3 Deformações específicas do concreto comprimido e das armaduras

A deformação específica do concreto comprimido foi obtida a partir da relação entre os deslocamentos registrados por dois transdutores, posicionados na região central superior das vigas, e a distância inicial considerada. A Figura 4.19 mostra as curvas de força cortante *versus* deformação específica do concreto comprimido para as vigas ensaiadas.

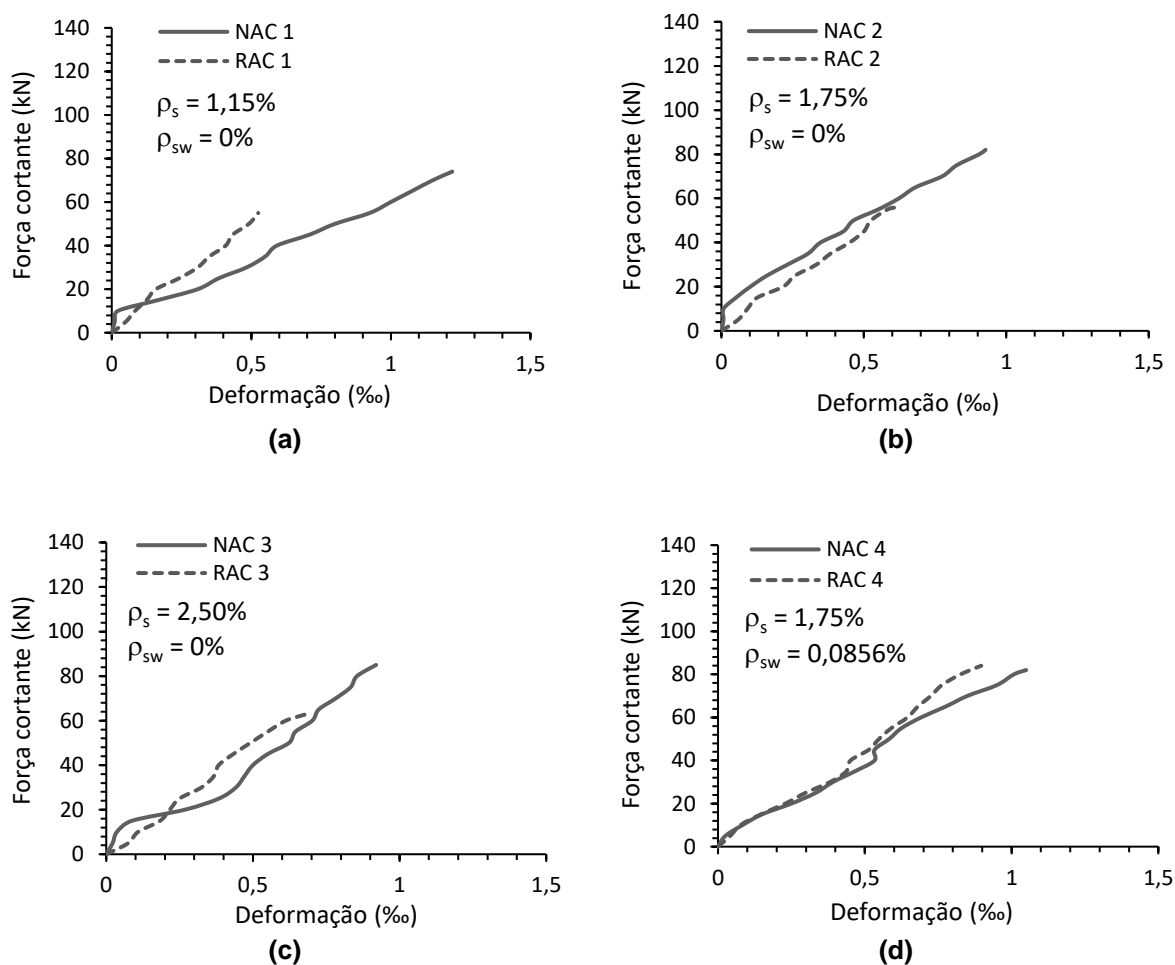
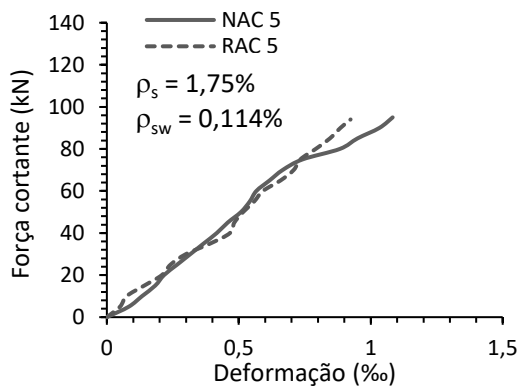
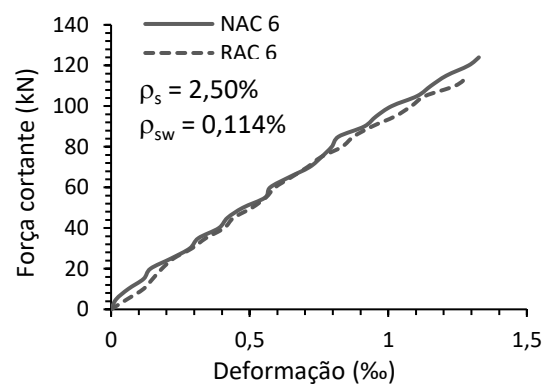


Figura 4.19: Deformações específicas do concreto comprimido das vigas: (a) Tipo 1, (b) Tipo 2, (c) Tipo 3, (d) Tipo 4, (e) Tipo 5 e (f) Tipo 6 (continua).



(e)

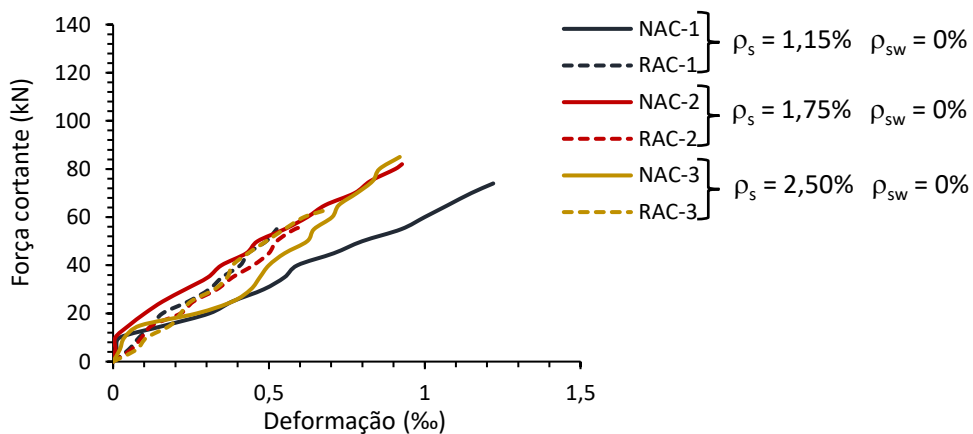


(f)

Figura 4.19: Deformações específicas do concreto comprimido das vigas: (a) Tipo 1, (b) Tipo 2, (c) Tipo 3, (d) Tipo 4, (e) Tipo 5 e (f) Tipo 6 (continuação).

As Figuras 4.20 (a) e 4.20 (b) mostram todas as curvas de força cortante *versus* deformação específica do concreto comprimido obtidas para as vigas sem e com estribos, respectivamente.

As curvas mostradas na Figura 4.20 também apresentam certa similaridade, mostrando que os valores de deformação específica do concreto comprimido obtidos para as vigas RAC foram próximos aos das vigas NAC, apesar da diferença entre os módulos de elasticidade destes concretos.



(a)

Figura 4.20: Comparação das curvas de força cortante *versus* deformação específica do concreto para as vigas: (a) sem estribos e (b) com estribos (continua).

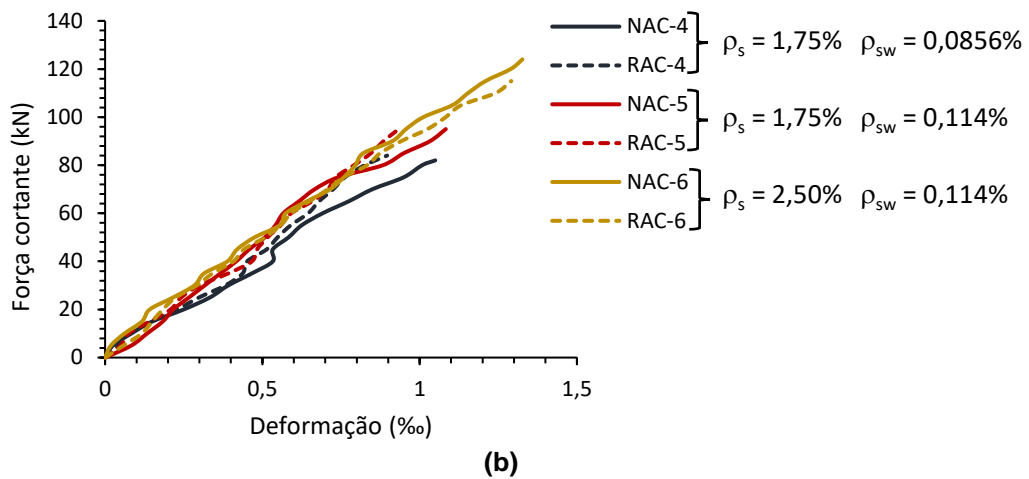


Figura 4.20: Comparação das curvas de força cortante *versus* deformação específica do concreto para as vigas: (a) sem estribos e (b) com estribos (continuação).

As deformações específicas da armadura longitudinal foram medidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, instalados nas barras de aço no meio do vão. A Figura 4.21 mostra as curvas de força cortante *versus* deformação específica da armadura longitudinal para as vigas.

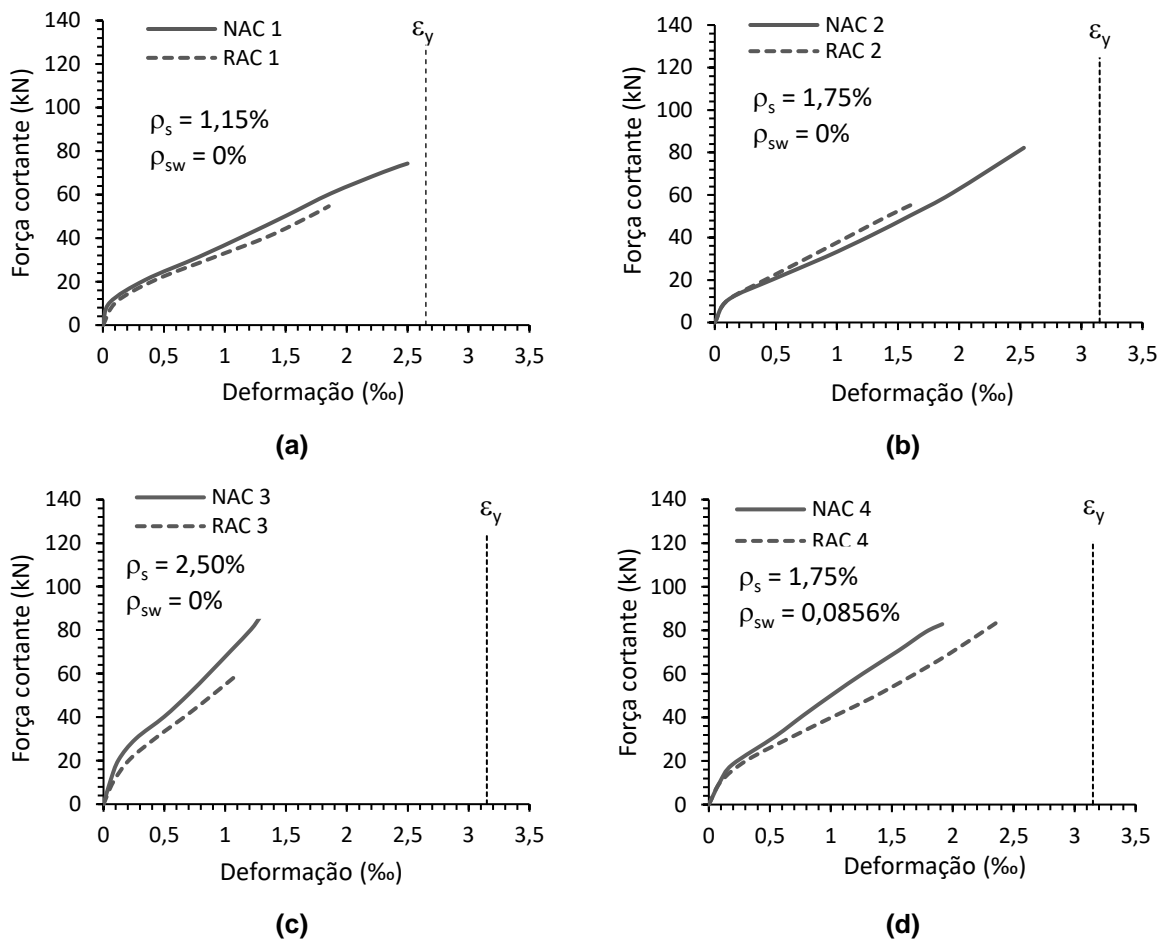


Figura 4.21: Deformações específicas da armadura longitudinal das vigas: (a) Tipo 1, (b) Tipo 2, (c) Tipo 3, (d) Tipo 4, (e) Tipo 5 e (f) Tipo 6 (continua).

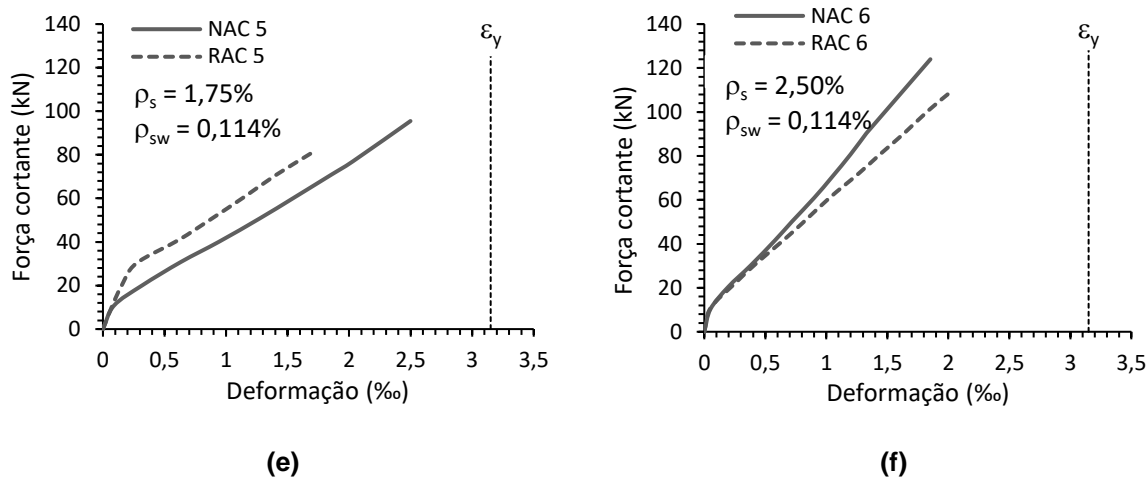


Figura 4.21: Deformações específicas da armadura longitudinal das vigas: (a) Tipo 1, (b) Tipo 2, (c) Tipo 3, (d) Tipo 4, (e) Tipo 5 e (f) Tipo 6 (continuação).

As Figuras 4.22 (a) e 4.22 (b) mostram todas as curvas de força cortante *versus* deformação específica das armaduras longitudinais obtidas, respectivamente, para as vigas sem e com estribos.

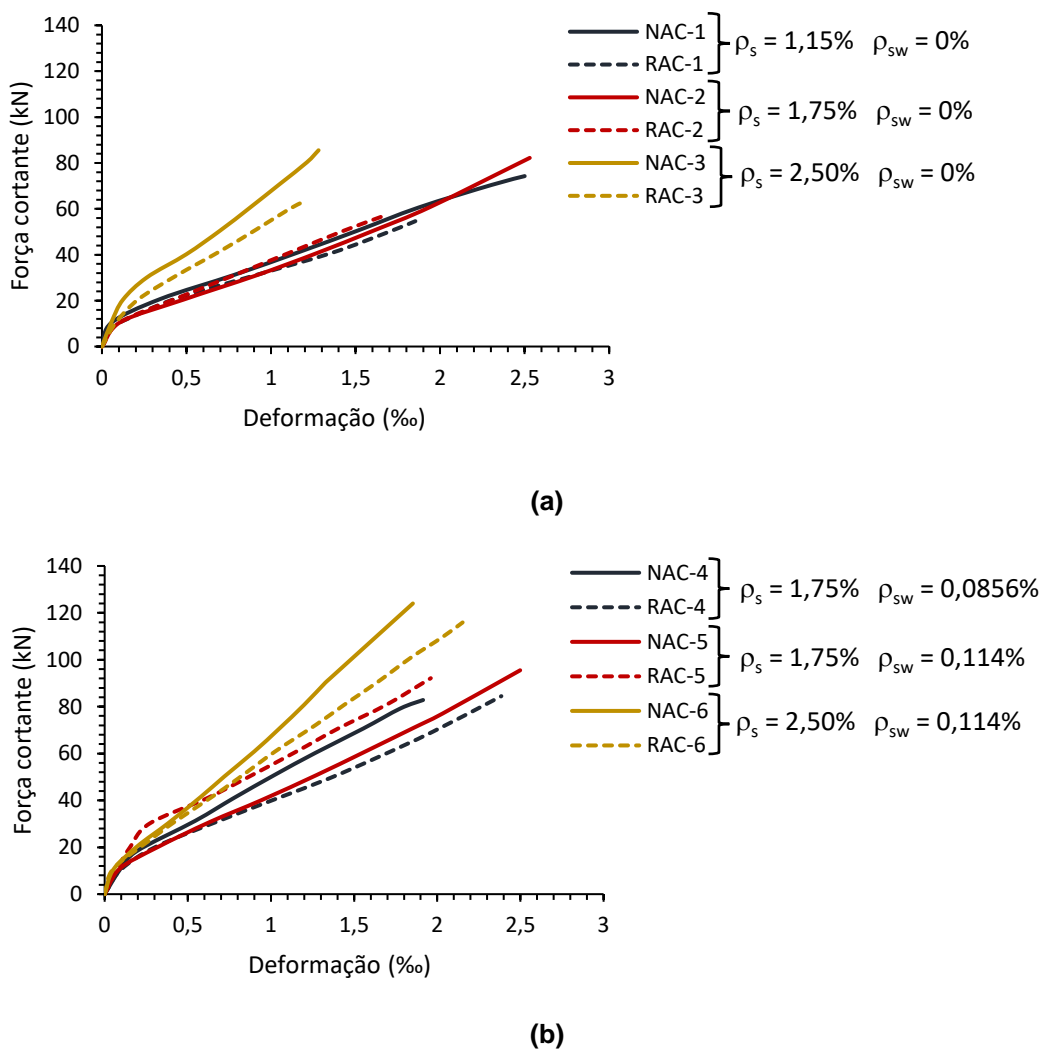


Figura 4.22: Comparação das curvas de força cortante *versus* deformação específica da armadura longitudinal para as vigas: (a) sem estribos e (b) com estribos.

A comparação realizada na Figura 4.22 permite inferir que a deformação específica da armadura longitudinal foi semelhante para as vigas NAC e RAC. Nota-se uma tendência de menor deformação à medida que se aumenta a taxa de armadura longitudinal fornecida. Na Figura 4.22 (a) esta tendência se mostra mais clara para $\rho_s = 2,50\%$, uma vez que as curvas das vigas NAC-3 e RAC-3 apresentam deformações consideravelmente menores do que as demais, para um mesmo nível de carga.

Na Figura 4.22 (b), analisando-se as curvas referentes as vigas RAC para um mesmo nível de carregamento, também se constata uma redução da deformação conforme o acréscimo das taxas de armadura longitudinal e transversal. Para as vigas NAC, este comportamento pode ser observado entre a NAC-5 e a NAC-6. Por fim, a tendência de maior rigidez das vigas com estribos fica evidente ao se comparar as Figuras 4.22 (a) e 4.22 (b).

Com o auxílio de extensômetros elétricos de resistência também foram medidas as deformações específicas das armaduras transversais. Para cada viga foram instrumentados três estribos, localizado na altura média do vão de cisalhamento determinado para a análise da ruptura. A Figura 4.23 mostra as curvas de força cortante *versus* deformação específica da armadura transversal para as vigas em questão. Os gráficos referentes às vigas NAC-4, RAC-4 e RAC-6 possuem apenas duas curvas, pois um dos extensômetros foi danificado durante o processo de produção destas vigas, impossibilitando a aferição das deformações.

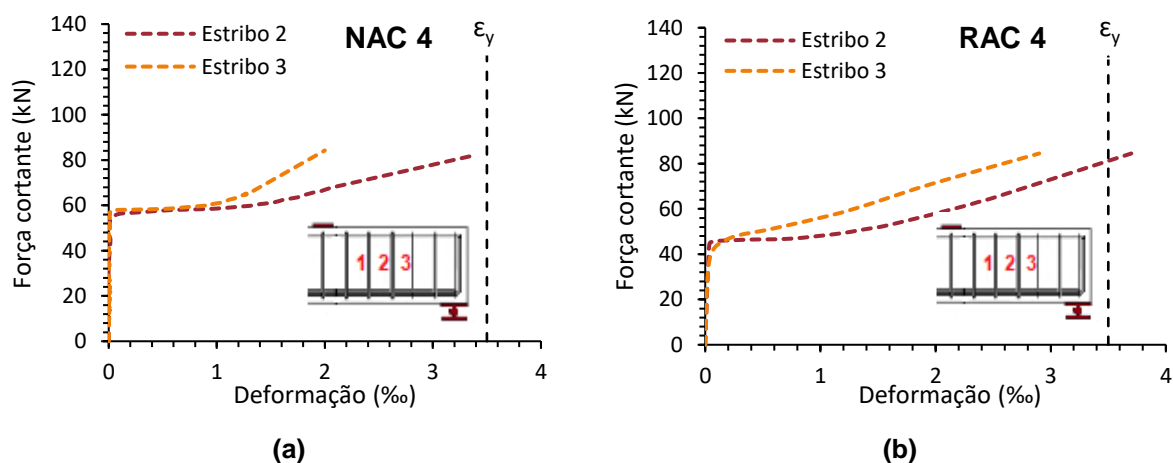


Figura 4.23: Deformações específicas da armadura transversal das vigas: (a) NAC-4, (b) RAC-4, (c) NAC-5, (d) RAC-5, (e) NAC-6 e (f) RAC-6, com a deformação de escoamento (ϵ_y) em destaque (continua).

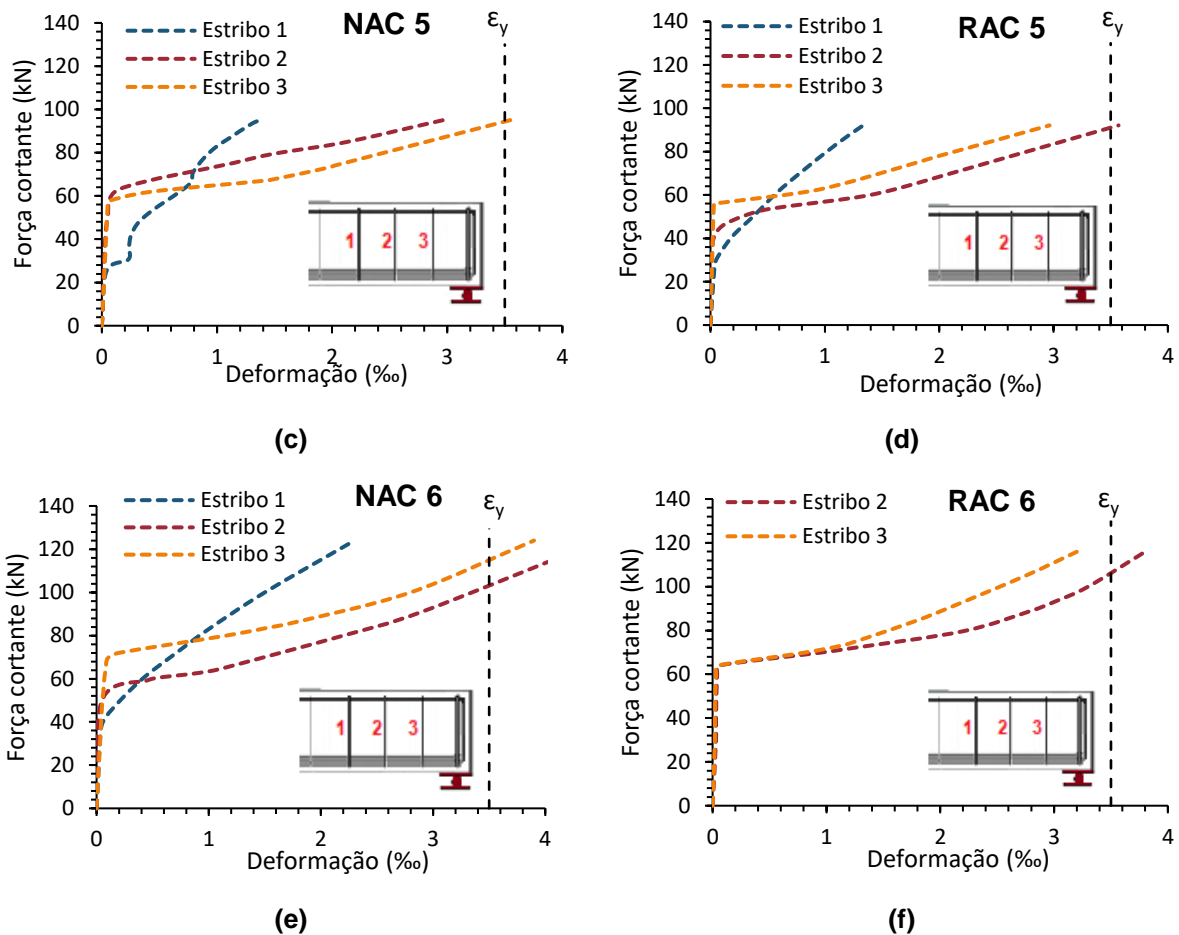


Figura 4.23: Deformações específicas da armadura transversal das vigas: (a) NAC-4, (b) RAC-4, (c) NAC-5, (d) RAC-5, (e) NAC-6 e (f) RAC-6, com a deformação de escoamento (ϵ_y) em destaque (continuação).

De acordo com a Figura 4.23 nota-se que ocorreu o escoamento de pelo menos um dos estribos para todas as vigas ensaiadas, exceto para a NAC-4, que não atingiu a ruptura. A presença dos agregados reciclados não influenciou a deformação da armadura transversal das vigas, uma vez que as curvas mostradas na Figura 4.23 possuem semelhança, principalmente quando cada viga RAC é comparada com sua correspondente viga de referência NAC.

4.2.4 Evolução da fissura diagonal crítica

A partir da aplicação da técnica fotogramétrica foi possível monitorar o desenvolvimento da fissura diagonal crítica durante a execução dos ensaios. Para viabilizar as análises, a fissura foi simplificada considerando-se trechos retilíneos capazes de representar o seu formato original, levando-se em conta também trechos derivados da fissura principal. As Figuras 4.24 e 4.25 mostram, respectivamente, as vigas sem e com estribos, destacando os trechos observados para cada fissura diagonal, bem como os ângulos de inclinação dos mesmos com o eixo longitudinal

das vigas. Os trechos inclinados de maior comprimento tiveram este ângulo entre 24° e 47° e, em geral, o trecho situado na altura média das vigas apresentou maior inclinação.

Na Figura 4.25 se observa que a posição do vão de cisalhamento determinado para a análise na viga NAC-6 foi oposta à posição do vão para as demais vigas. Isto se deu devido a um erro na pintura do trecho para aplicação da análise fotogramétrica, tornando mais viável a repintura na face oposta.

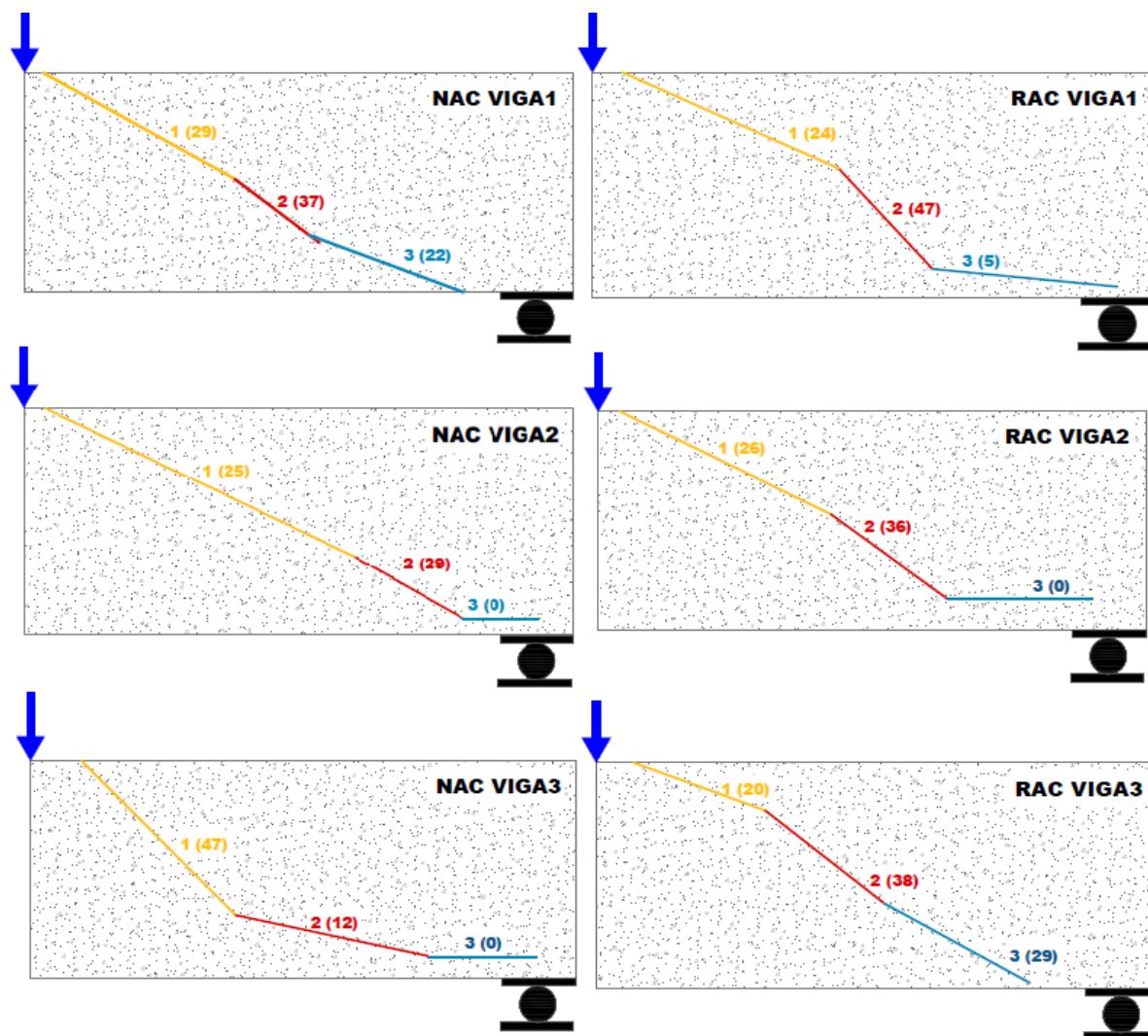


Figura 4.24: Formato simplificado da fissura diagonal crítica das vigas sem estribos.

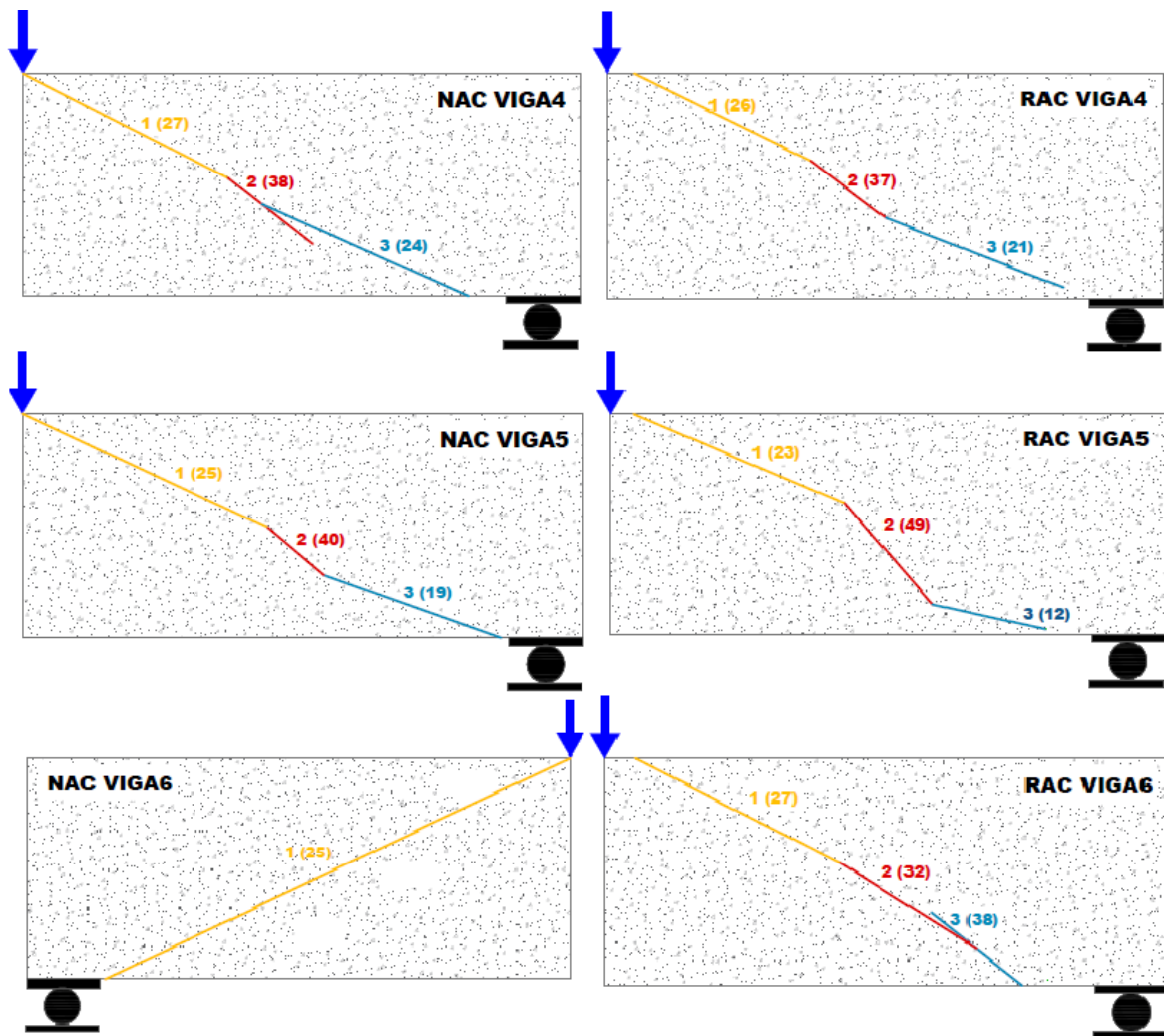


Figura 4.25: Formato simplificado da fissura diagonal crítica das vigas com estribos.

Após a divisão dos trechos, a abertura da fissura crítica assim como seu deslizamento foram analisados e quantificados, com o auxílio do *software Gom Correlate®*, desde a carga de fissuração até a ruptura das vigas. Foram utilizados cerca de 80 pontos de controle, metade acima e metade abaixo da fissura.

A variação das posições dos pontos durante a aplicação do carregamento foi medida, bem como as distâncias entre dois pontos pareados. A variação das distâncias perpendiculares à fissura permitiu a quantificação da abertura das mesmas, enquanto que as medições paralelas aos trechos fissurados representaram o deslizamento. A Figura 4.26 exemplifica o procedimento utilizado nesta etapa a partir dos pontos criados para a análise da viga RAC-3.

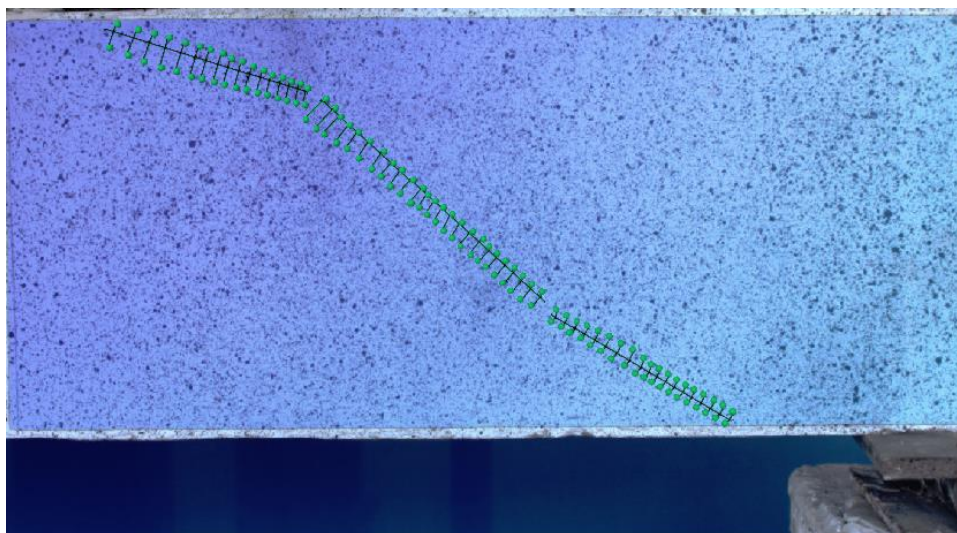
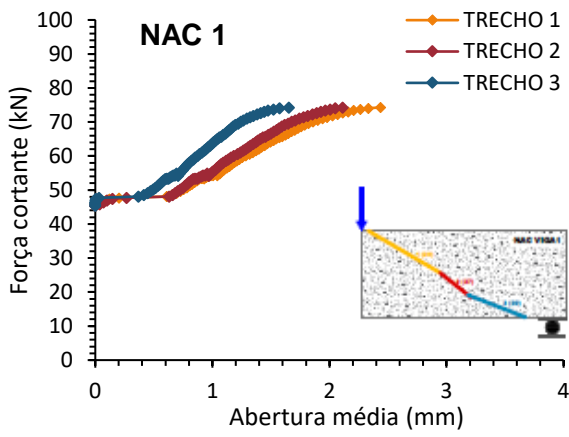


Figura 4.26: Viga RAC-3 com os pontos auxiliares lançados para se obter a cinemática da fissura de cisalhamento.

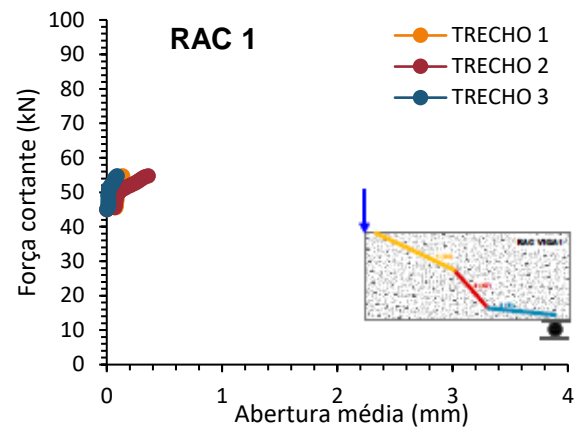
Para estimar a magnitude dos erros de medição dos deslocamentos relativos entre as faces da fissura (abertura e deslizamento), eles foram avaliados entre duas fotografias consecutivas imediatamente antes do início do ensaio, sendo constatado um erro absoluto médio de $(5,4 \times 10^{-3})$ mm. Para avaliar uma possível influência da curvatura das vigas na obtenção dos deslocamentos entre as faces da fissura crítica, foi adotada a verificação proposta Houtl *et al.* (2016) através da qual concluiu-se que tal influência foi desprezível.

A partir dos diversos valores de distância registrados para pontos pareados, calcularam-se a abertura média da fissura e o deslizamento médio para cada trecho. As Figuras 4.27 e 4.28 mostram as curvas de força cortante *versus* abertura média de cada trecho da fissura crítica das vigas sem e com estribos, respectivamente. Da mesma forma, as Figuras 4.29 e 4.30 mostram os gráficos de força cortante *versus* deslizamento médio dos trechos desta fissura.

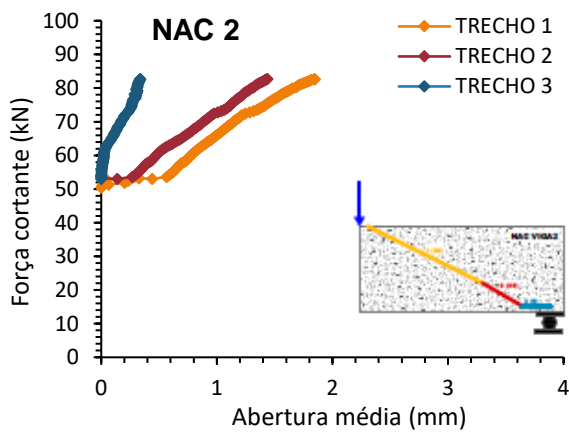
No geral, observou-se uma predominância dos valores de abertura de fissura em relação ao deslizamento, tanto para vigas NAC quanto para as RAC. Além disso, para a maioria das vigas, o trecho de maior inclinação em relação ao eixo longitudinal da viga foi o responsável pelos maiores valores de deslizamento, A abertura da fissura exibiu valores, geralmente, aproximados para os Trechos 1 e 2.



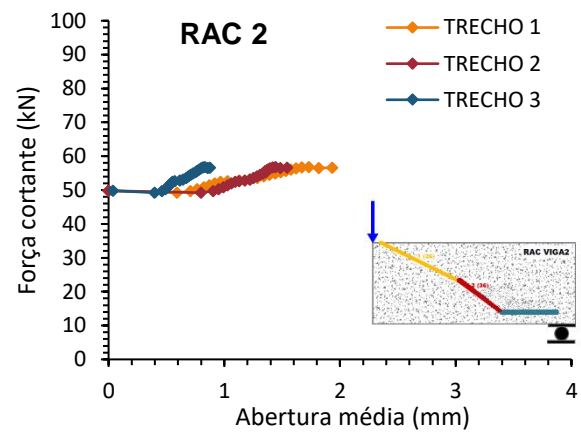
(a)



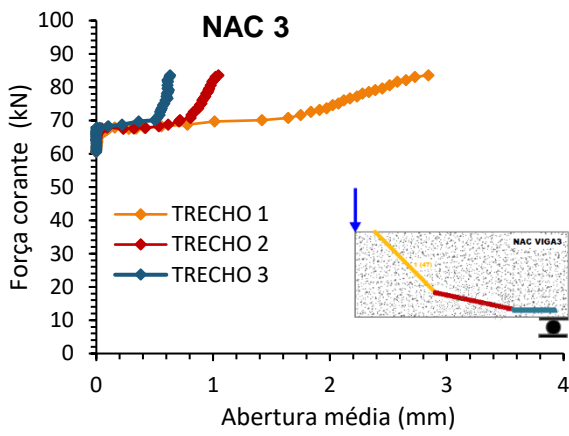
(b)



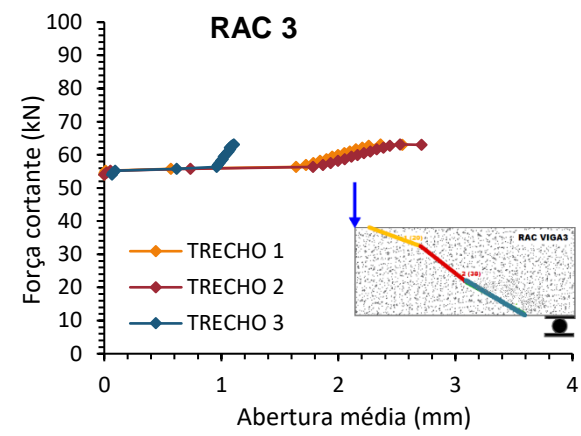
(c)



(d)

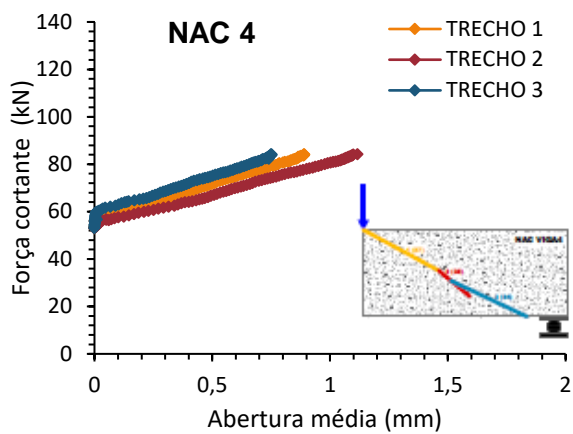


(e)

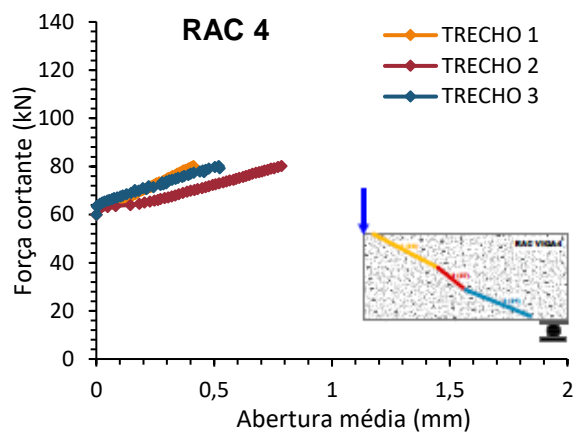


(f)

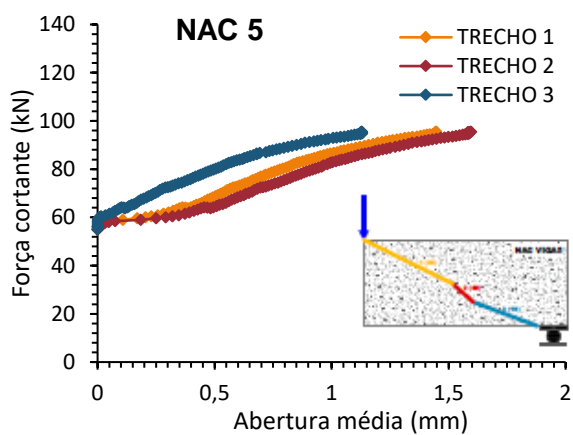
Figura 4.27: Abertura média dos trechos da fissura crítica para as vigas: (a) NAC-1, (b) RAC-1, (c) NAC-2, (d) RAC-2, (e) NAC-3 e (f) RAC-3.



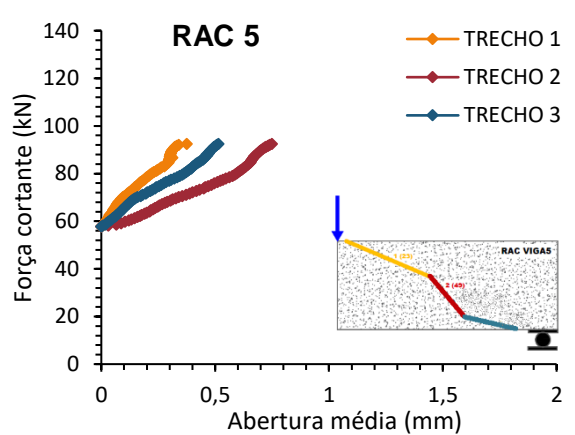
(a)



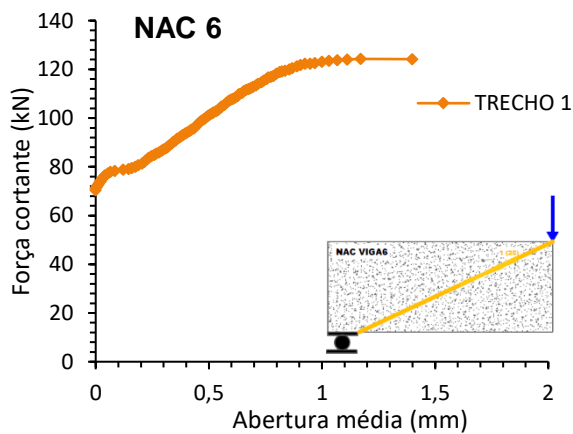
(b)



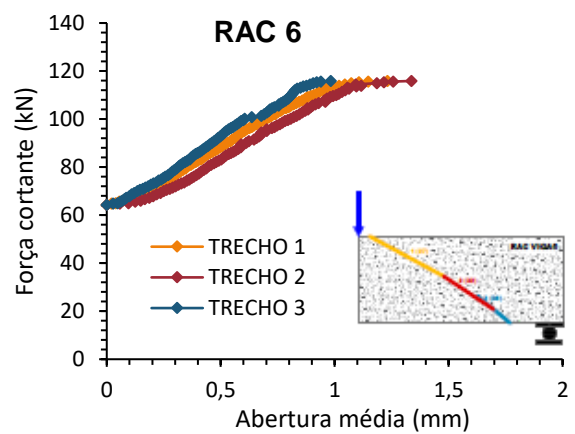
(c)



(d)

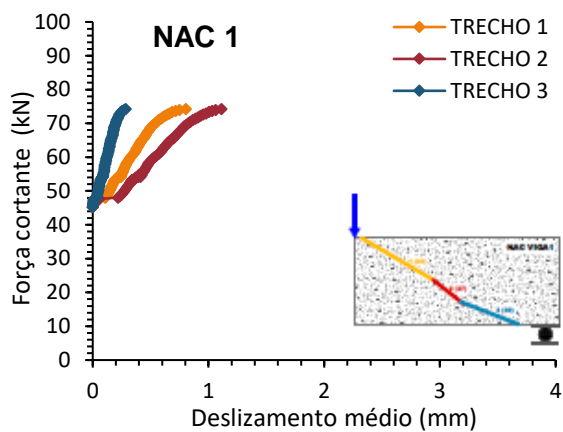


(e)

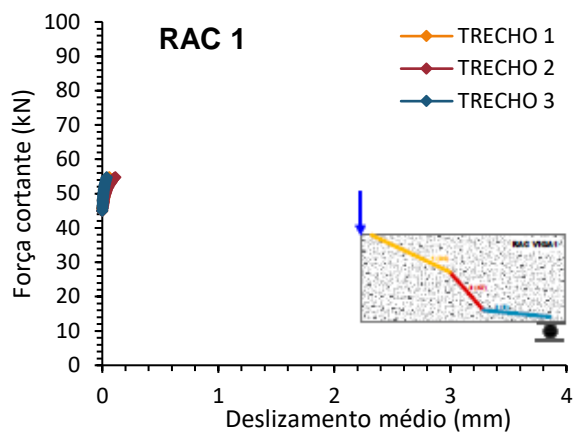


(f)

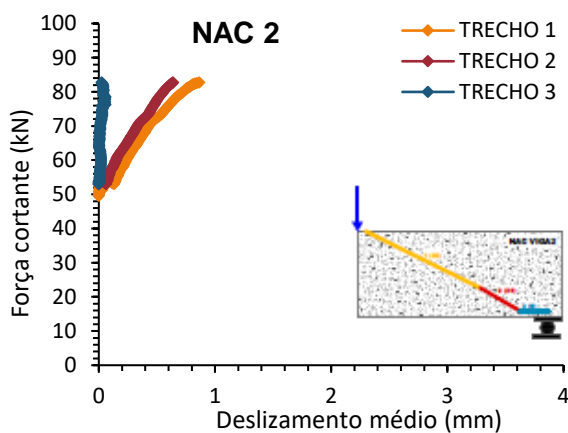
Figura 4.28: Abertura média dos trechos da fissura crítica para as vigas: (a) NAC-4, (b) RAC-4, (c) NAC-5, (d) RAC-5, (e) NAC-6 e (f) RAC-6.



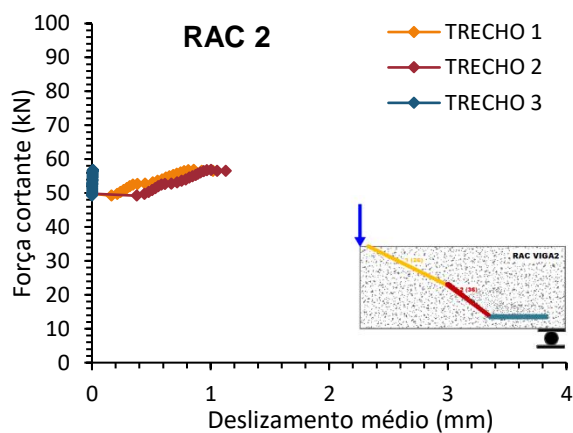
(a)



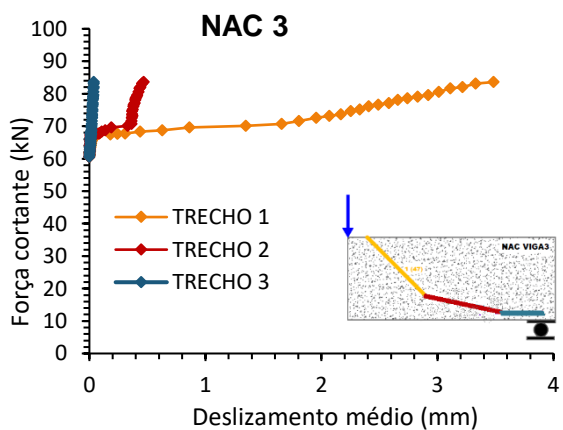
(b)



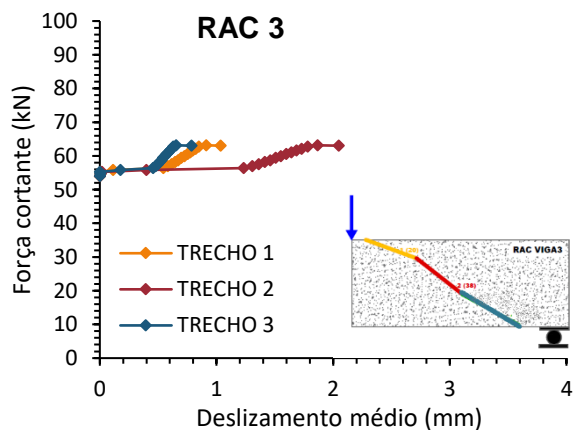
(c)



(d)

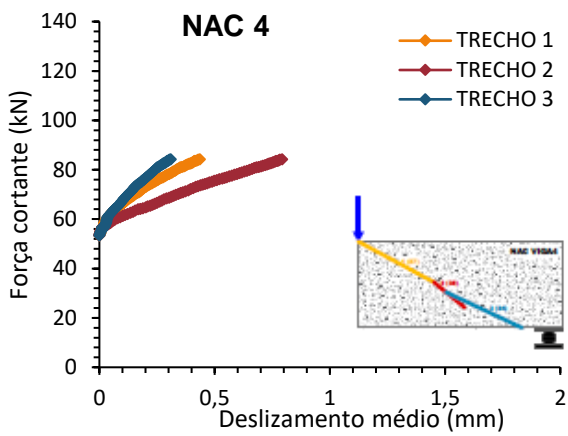


(e)

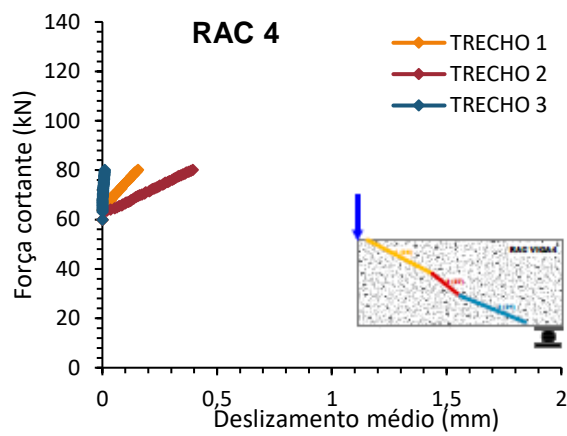


(f)

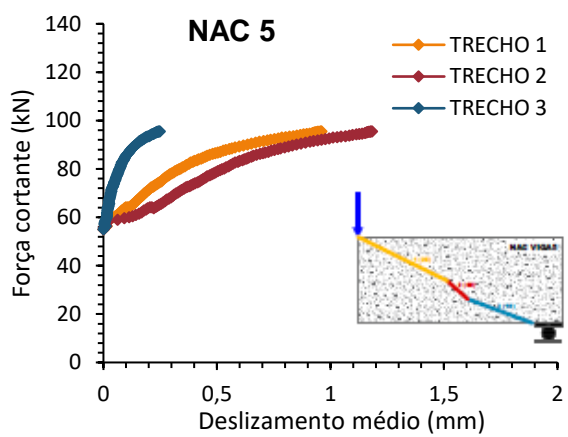
Figura 4.29: Deslizamento médio dos trechos da fissura crítica para as vigas: (a) NAC-1, (b) RAC-1, (c) NAC-2, (d) RAC-2, (e) NAC-3 e (f) RAC-3.



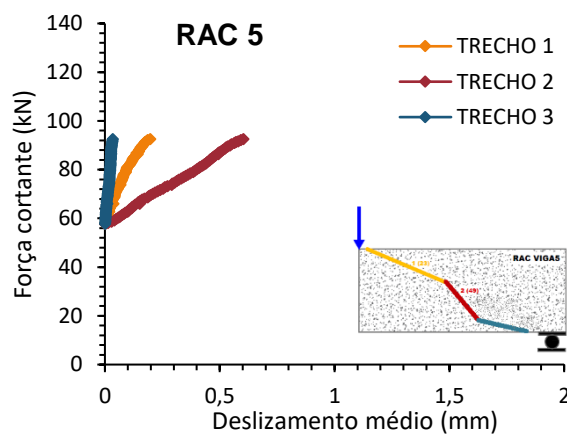
(a)



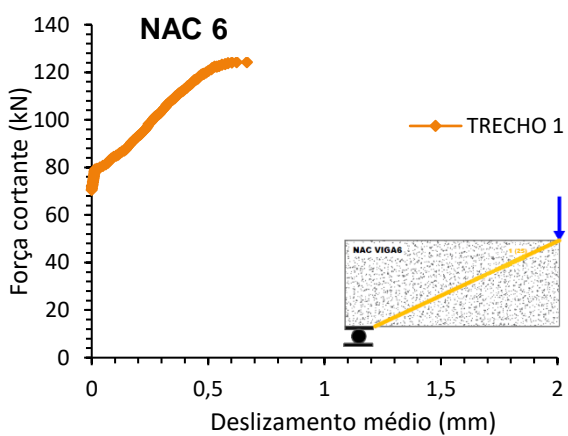
(b)



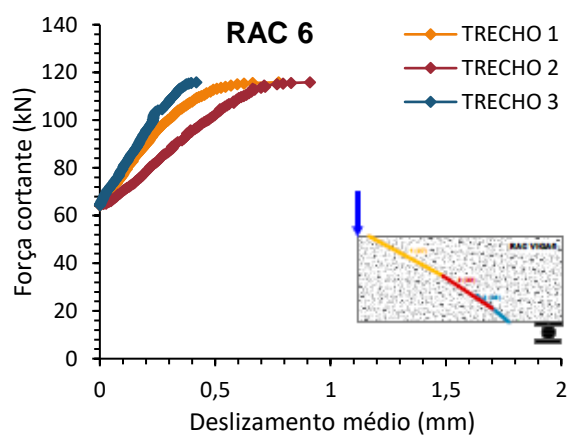
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.30: Deslizamento médio dos trechos da fissura crítica para as vigas: (a) NAC-4, (b) RAC-4, (c) NAC-5, (d) RAC-5, (e) NAC-6 e (f) RAC-6.

Além das curvas apresentadas, a análise fotogramétrica possibilitou a verificação da cinemática da fissura no estágio de V_u . Dessa forma, a partir dos trechos estabelecidos, foram gerados os desenhos esquemáticos da configuração da fissura crítica diagonal no instante imediatamente antes da ruptura. Tais esquemas são apresentados nas Figura 4.31 a 4.42.

Nestas figuras, os gráficos que aparecem acima da linha delimitadora do trecho referem-se a abertura da fissura (w) e os que estão abaixo indicam os resultados obtidos para o deslizamento (Δ). Os números exibidos em cada trecho expressam, em milímetros, os valores máximos e mínimos registrados para ambos os parâmetros analisados.

A comparação entre cada viga RAC com sua respectiva referência NAC mostrou que, na ausência dos estribos, a presença dos agregados reciclados conduziu as vigas à ruptura frágil, sendo a força cortante última próxima dos valores de cortante de fissuração. A viga RAC-1 rompeu imediatamente após o início da fissura diagonal crítica, enquanto as vigas RAC-2 e RAC-3 exibiram uma pequena capacidade de carga após V_{cr} .

Com a adoção da armadura transversal, as vigas RAC conseguiram transferir carga cortante após a fissuração. As aberturas de fissuras destas últimas foram, em geral, menores do que os valores registrados para as vigas NAC, com exceção da viga RAC-6.

As imagens originais das vigas no instante imediatamente anterior à ruptura são mostradas no Apêndice C, ao final deste trabalho. Os padrões de fissuração e os modos de rupturas das vigas apresentaram certa aleatoriedade à variação dos parâmetros, ou seja, nenhum comportamento tendencioso ou diferenciado pôde ser observado mediante o uso dos agregados graúdos reciclados e a variação das taxas de armaduras longitudinal e transversal.

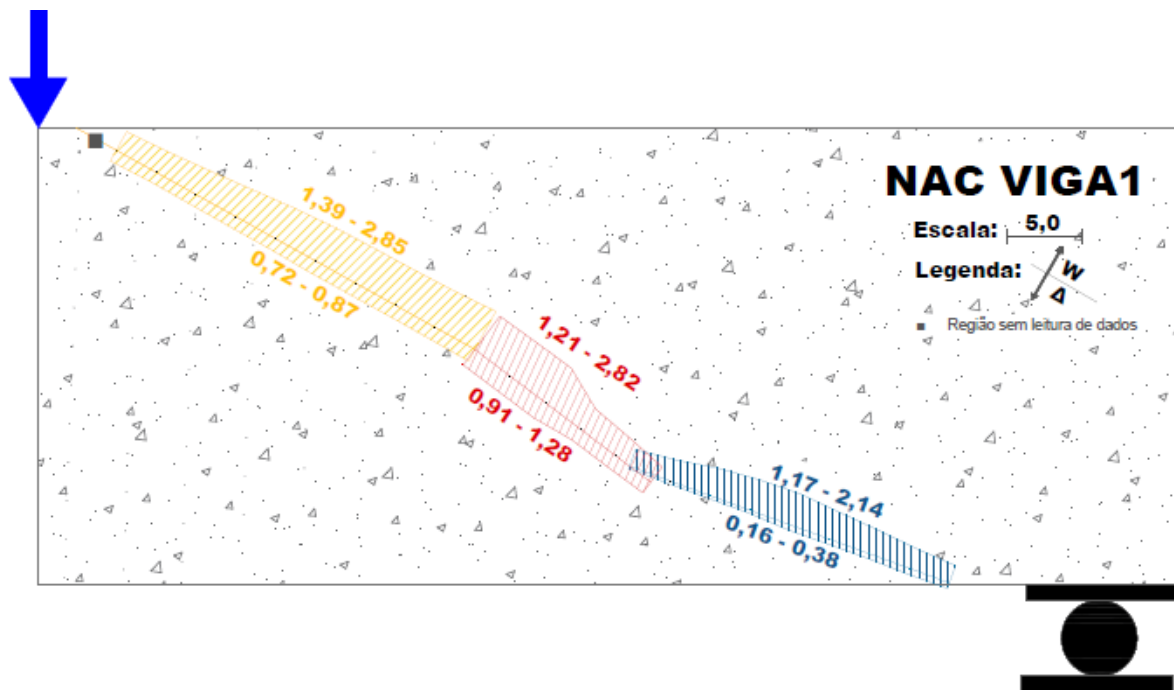


Figura 4.31: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-1.

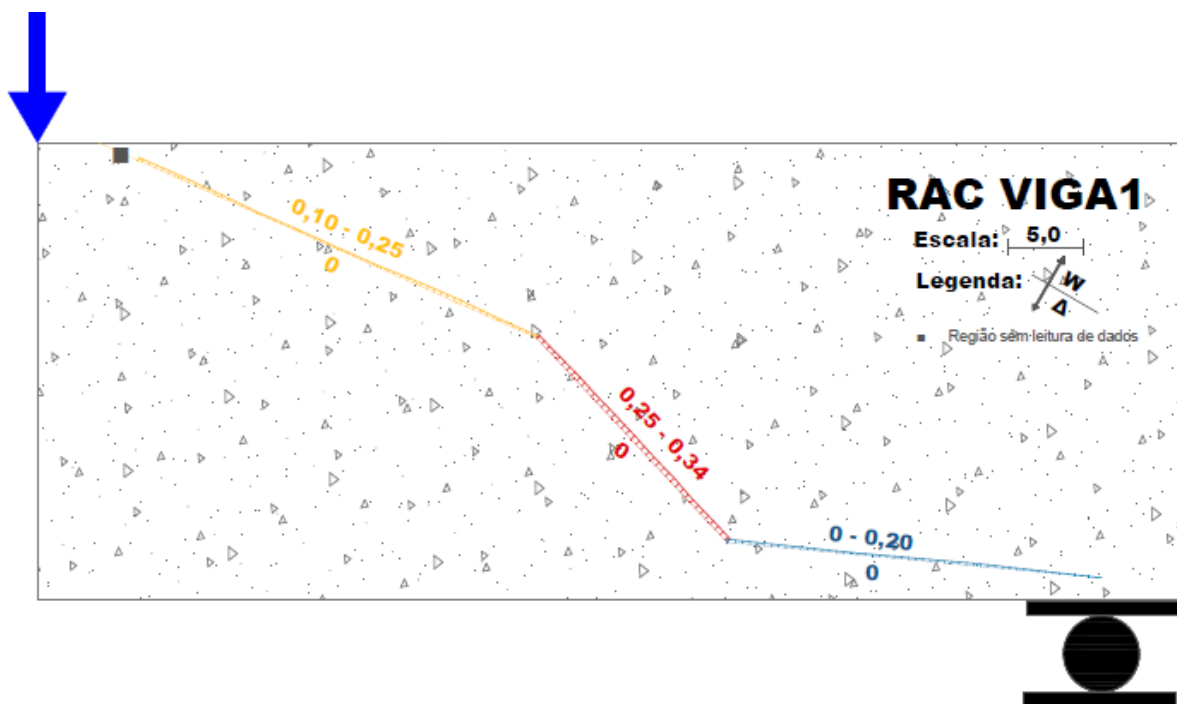


Figura 4.32: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-1.

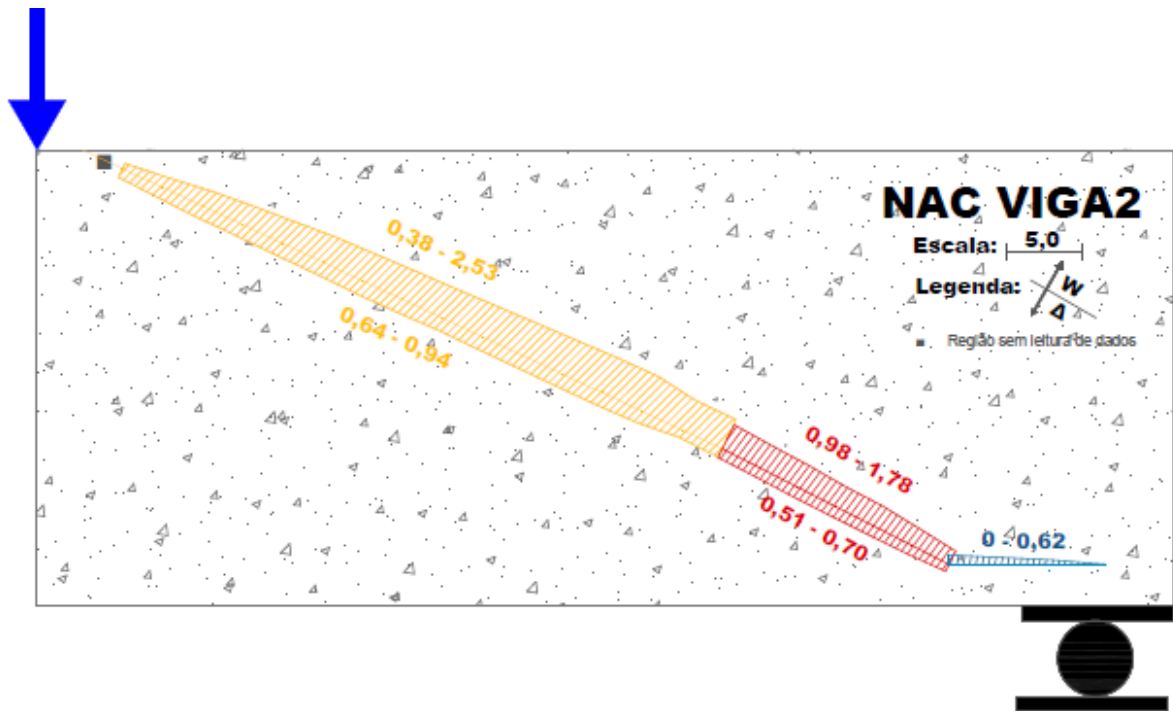


Figura 4.33: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-2.

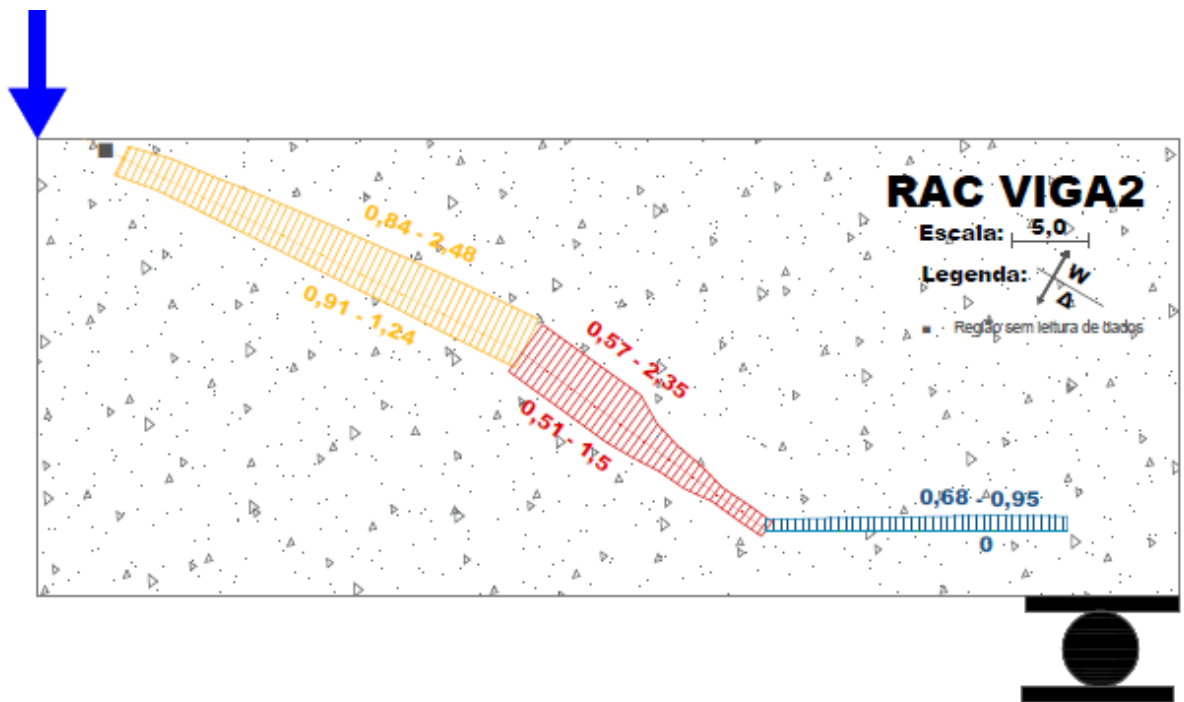


Figura 4.34: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-2.

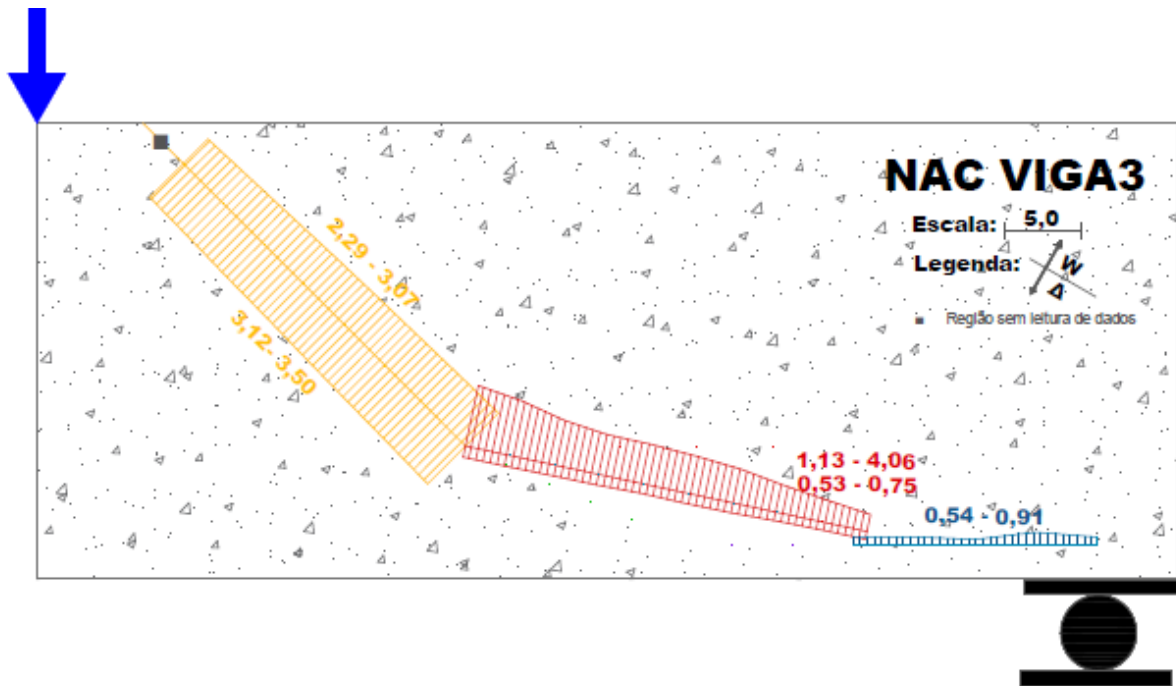


Figura 4.35: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-3.

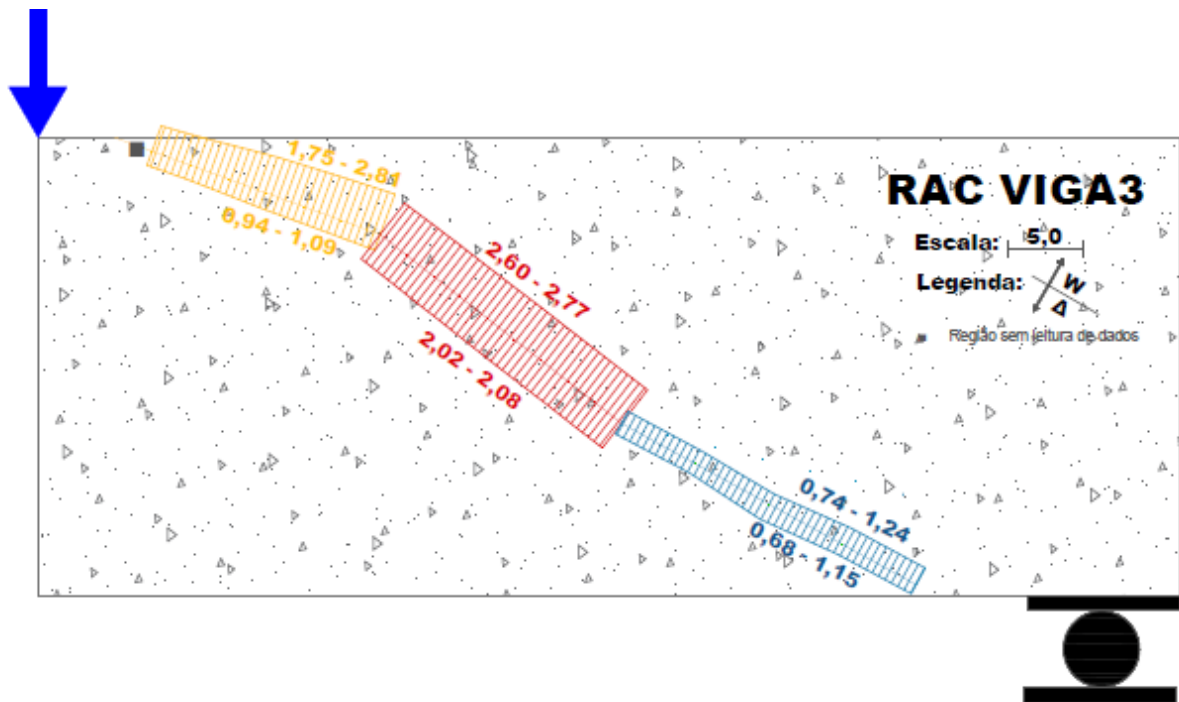


Figura 4.36: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-3.

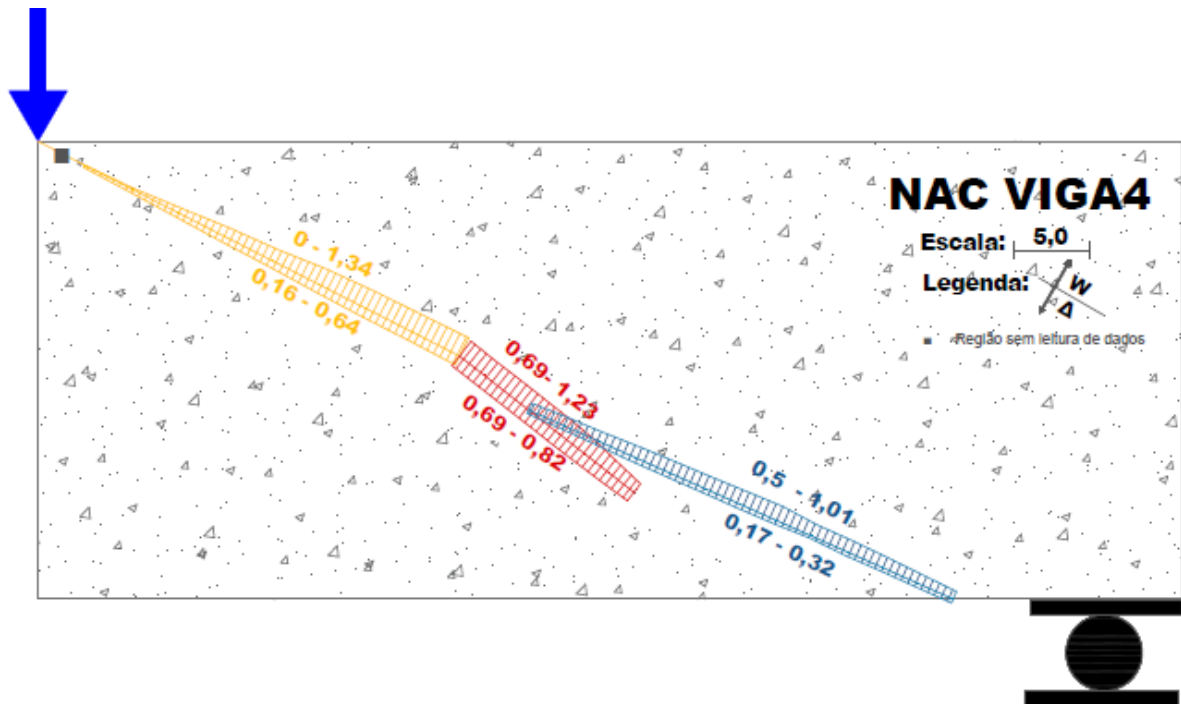


Figura 4.37: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-4.

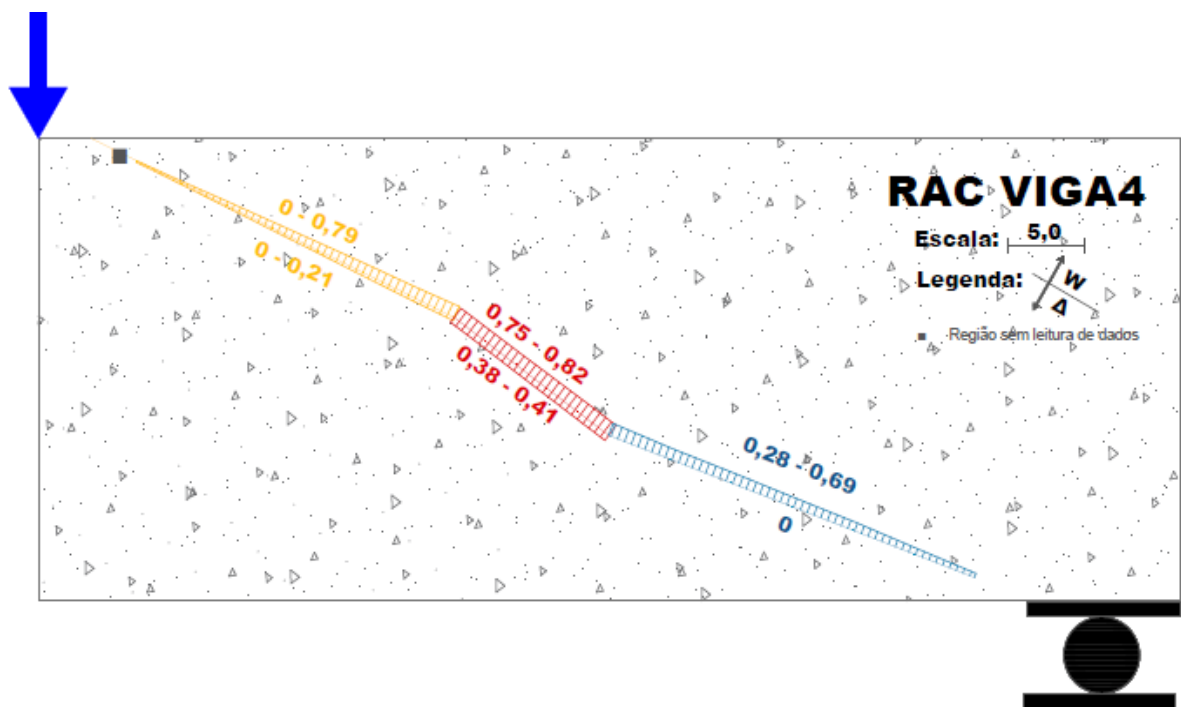


Figura 4.38: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-4.

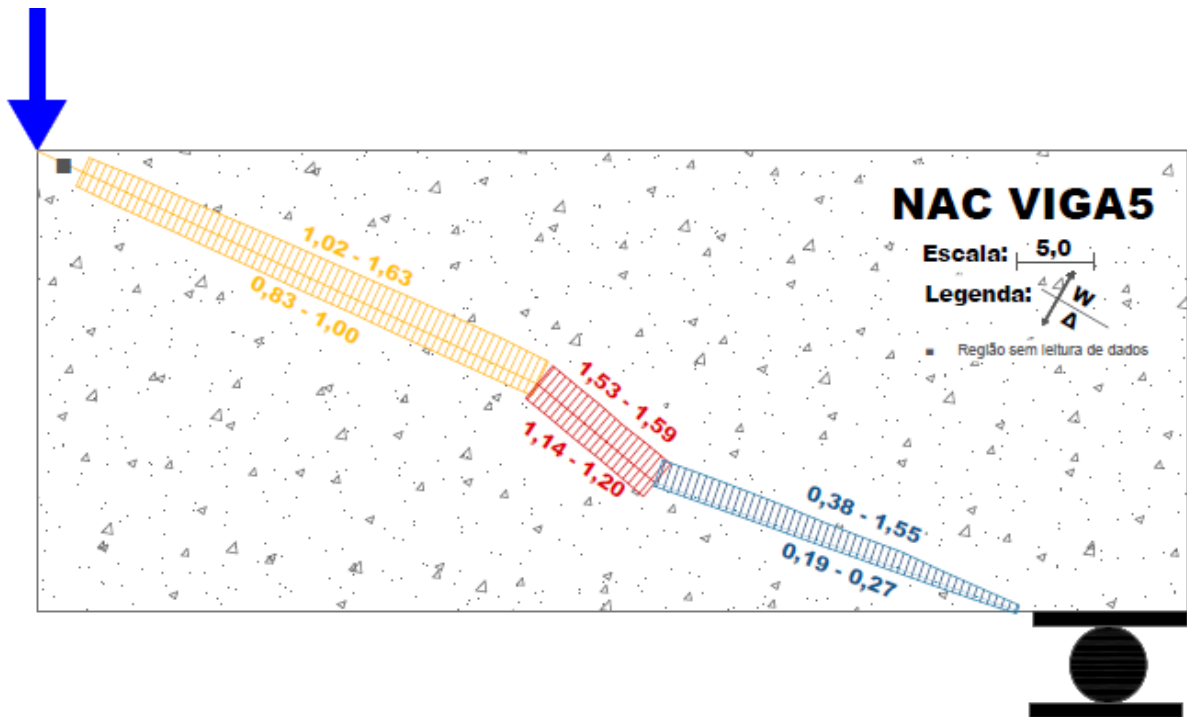


Figura 4.39: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-5.

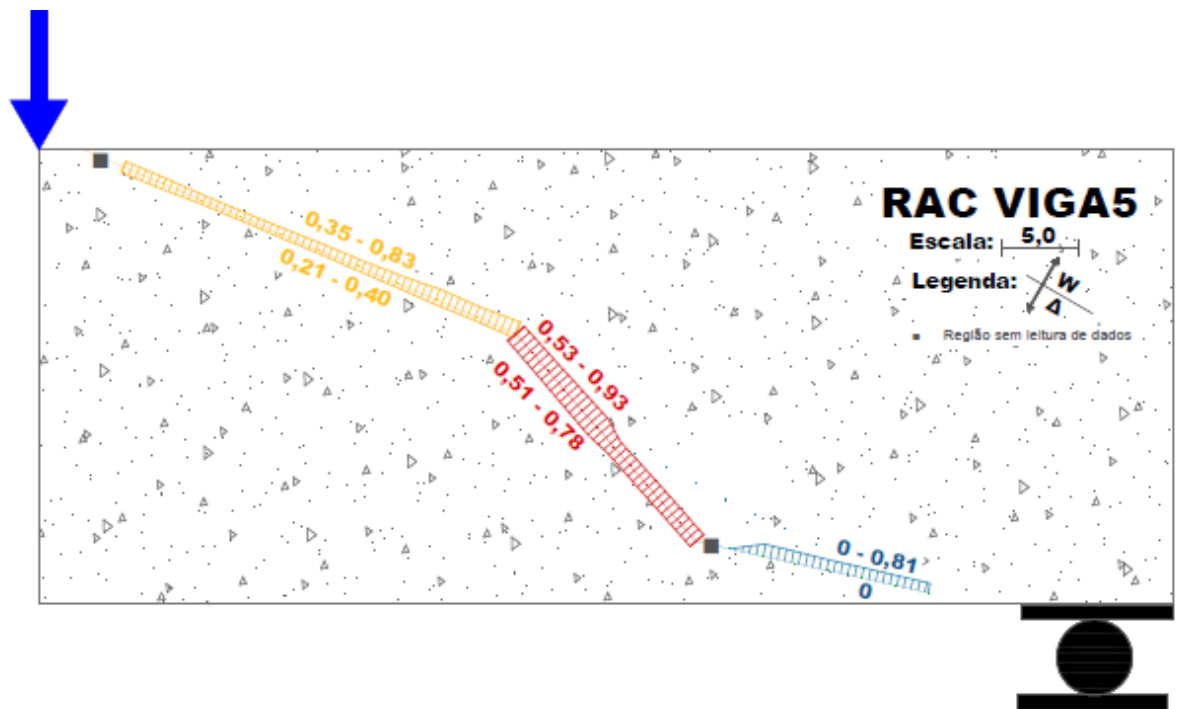


Figura 4.40: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-5.

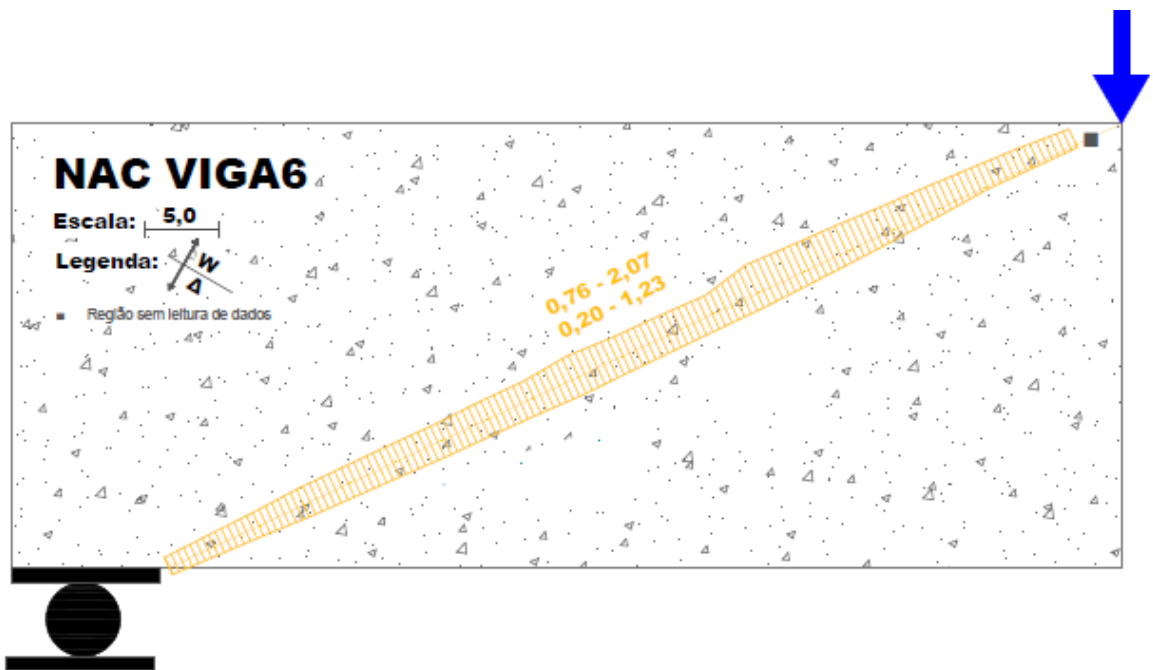


Figura 4.41: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga NAC-6.

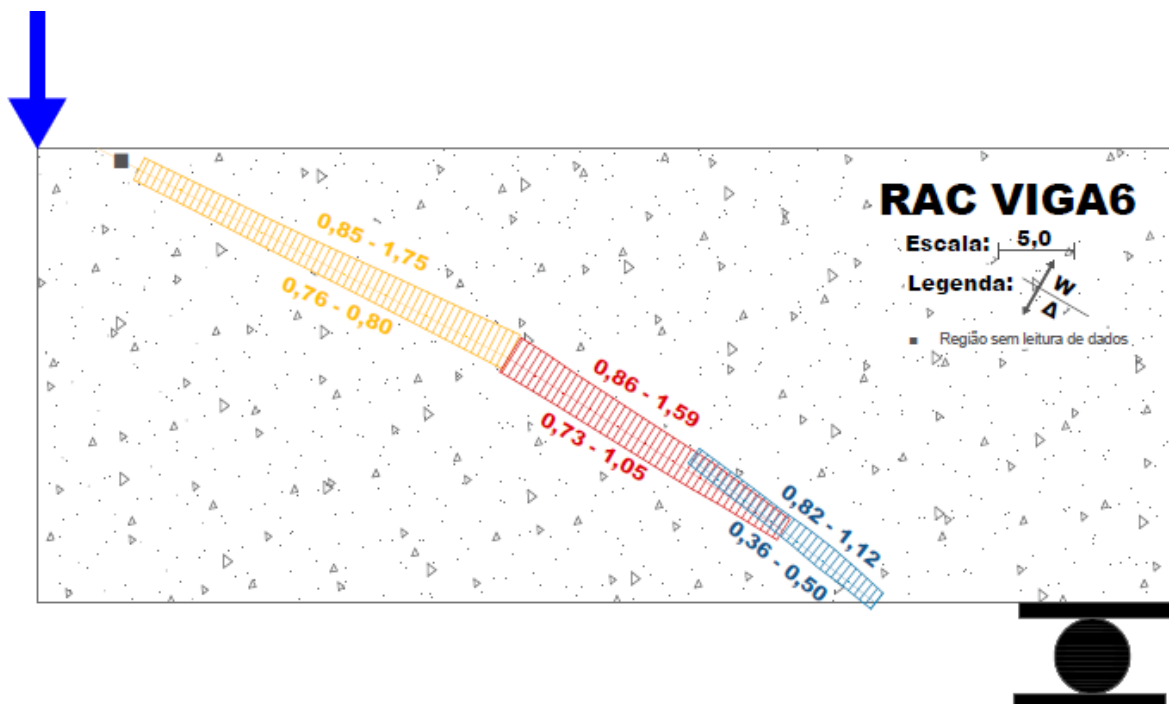


Figura 4.42: Abertura (w) e deslizamento (Δ) da fissura diagonal crítica da viga RAC-6.

Para visualizar o estado de fissuração do vão de ruptura nos instantes relativos à força cortante de fissuração e à força cortante última foram geradas imagens dos campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) destes vãos. Tais imagens são mostradas da Figura 4.43 a 4.48.

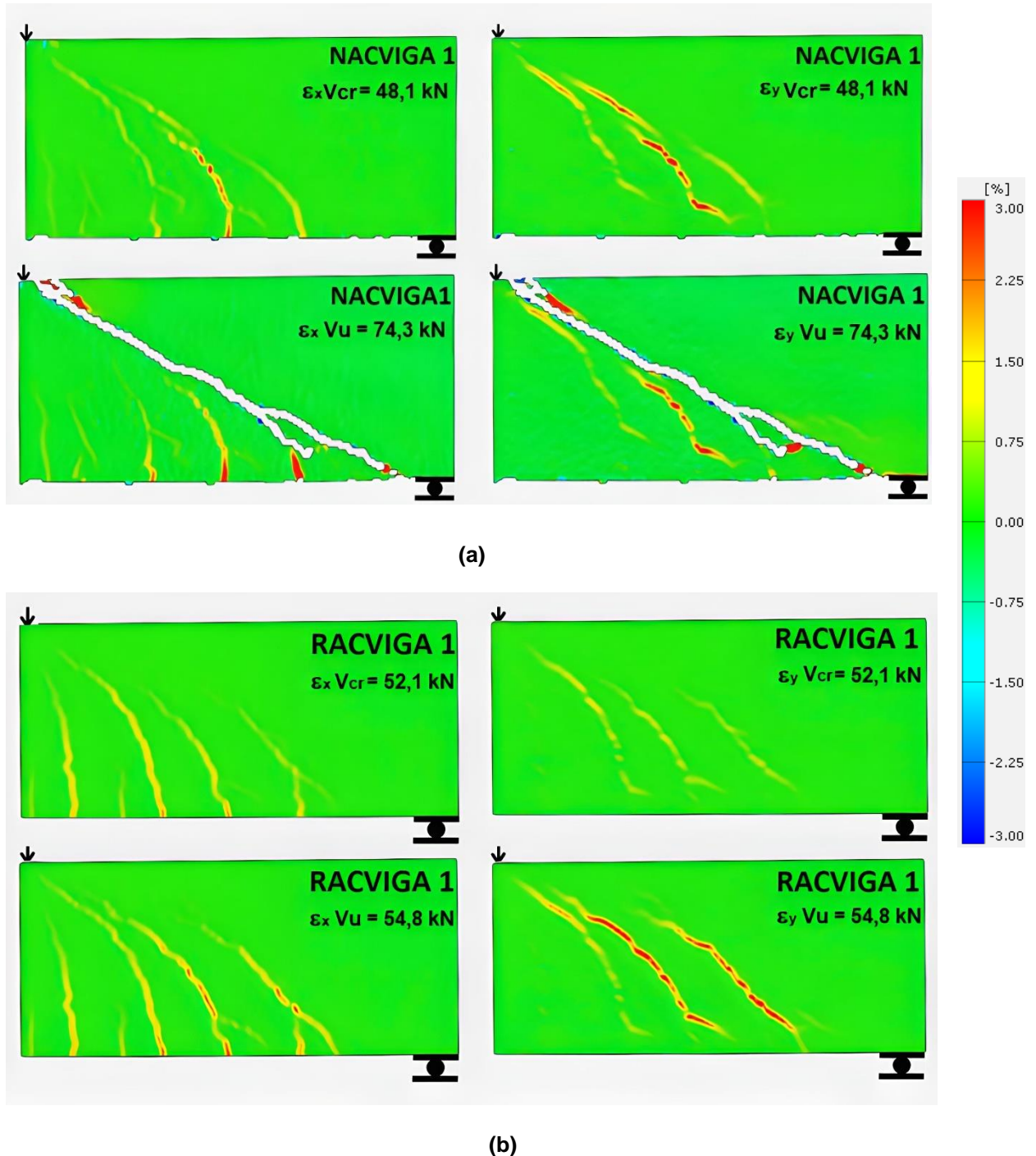
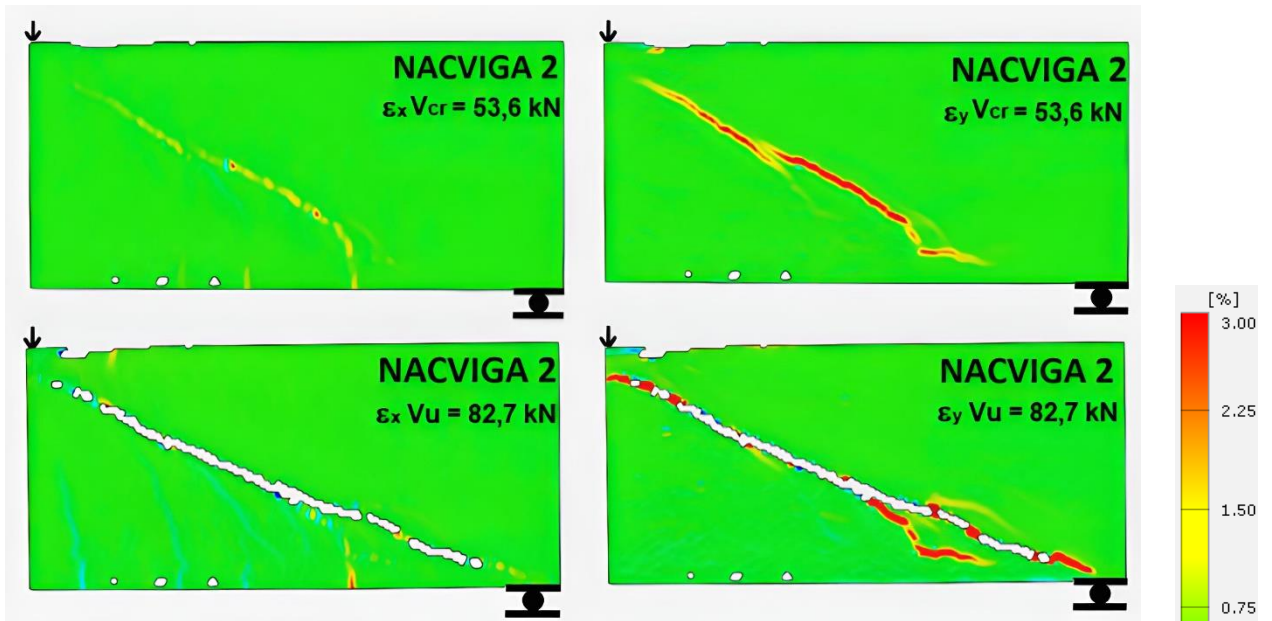
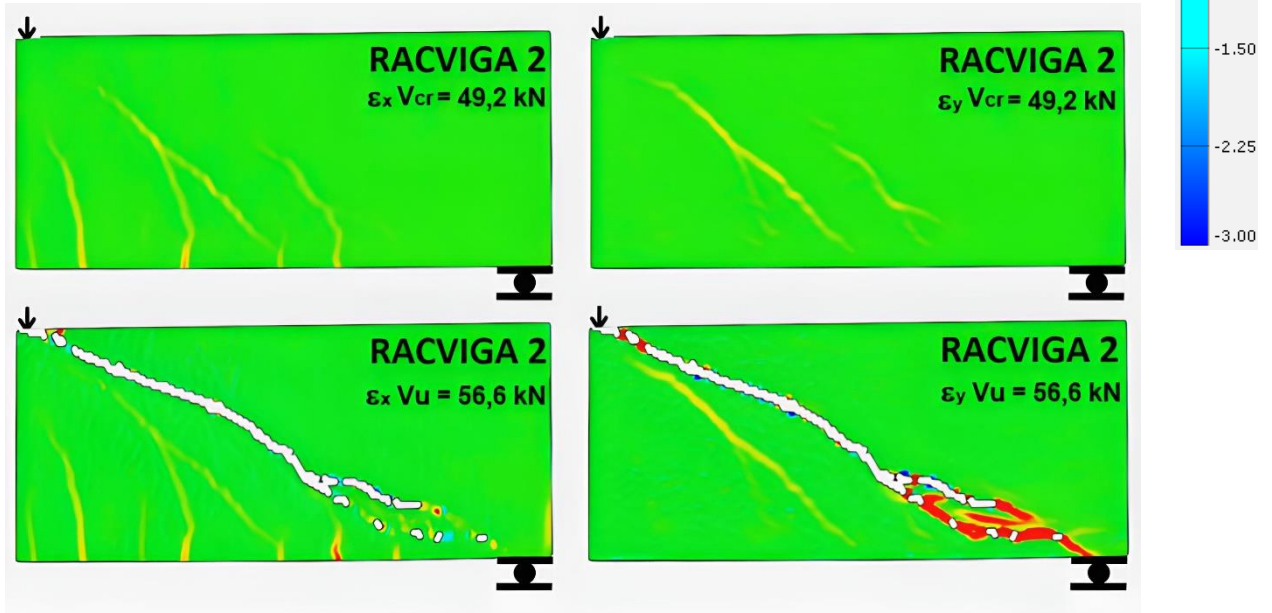


Figura 4.43: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-1 e (b) RAC-1.

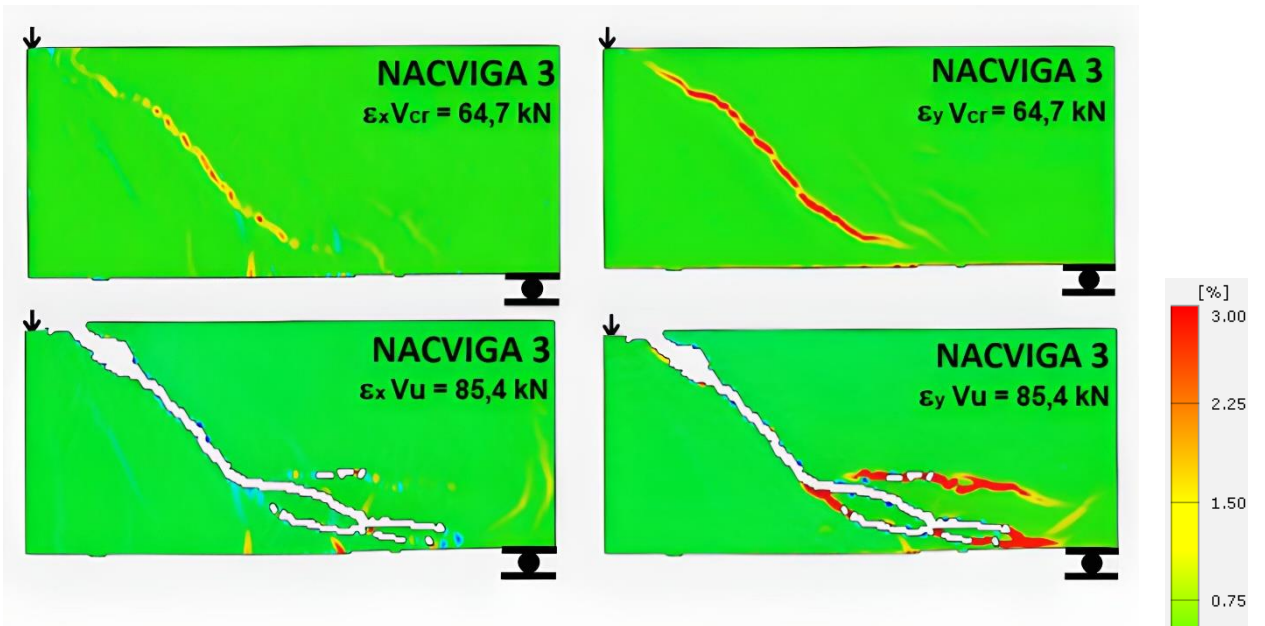


(a)

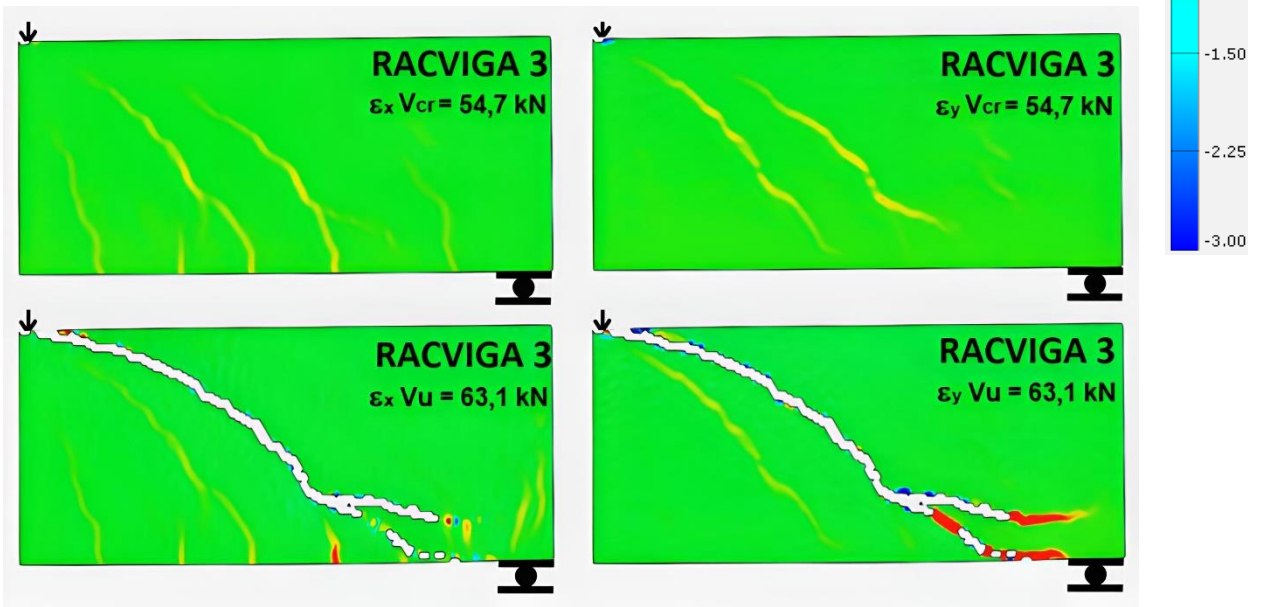


(b)

Figura 4.44: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-2 e (b) RAC-2.

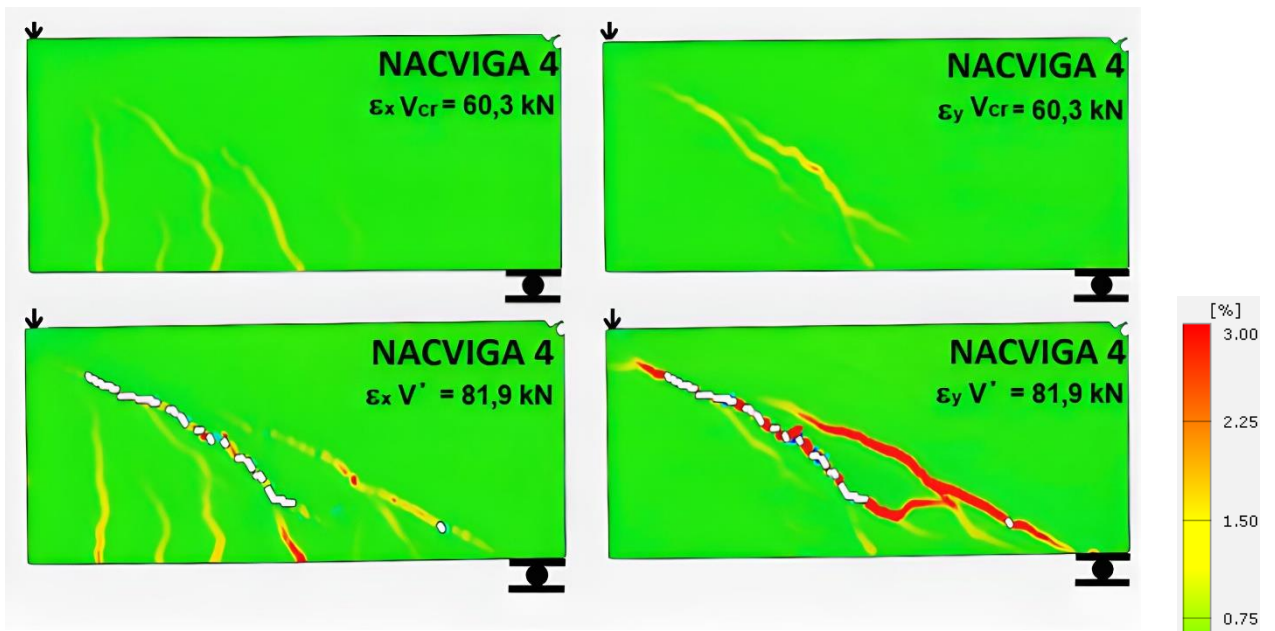


(a)

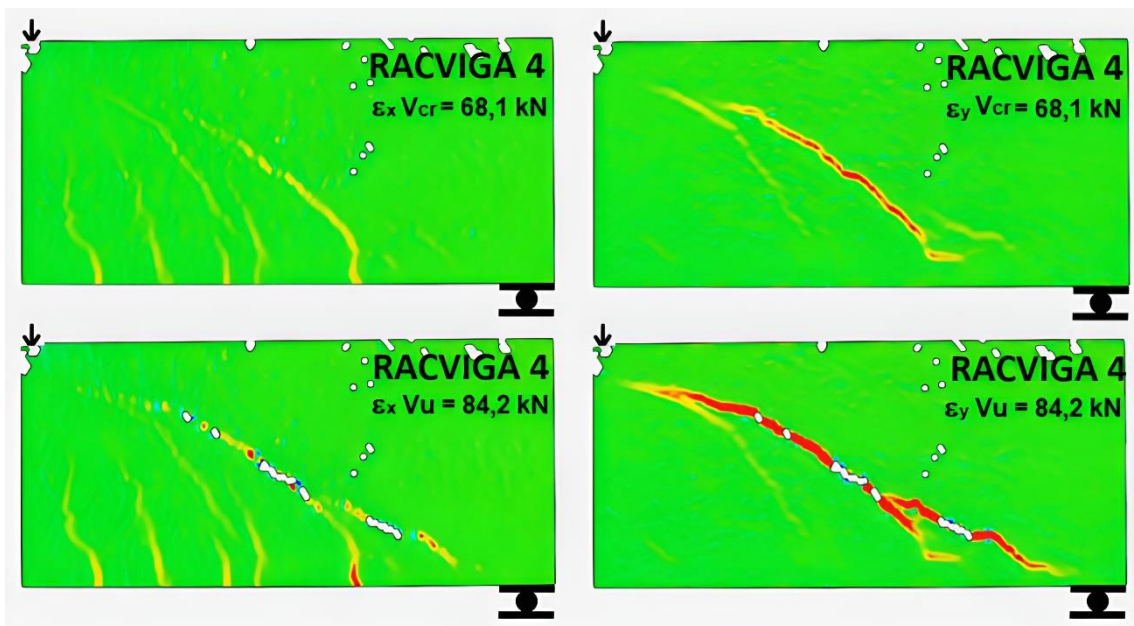


(b)

Figura 4.45: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-3 e (b) RAC-3.

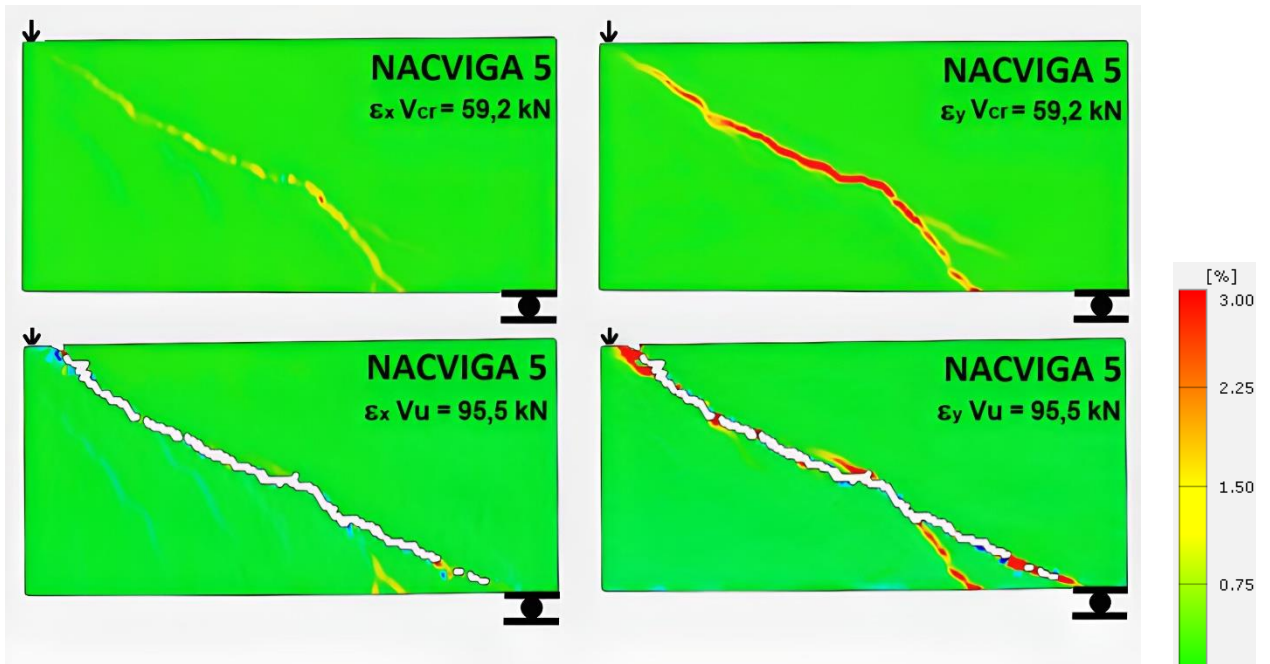


(a)

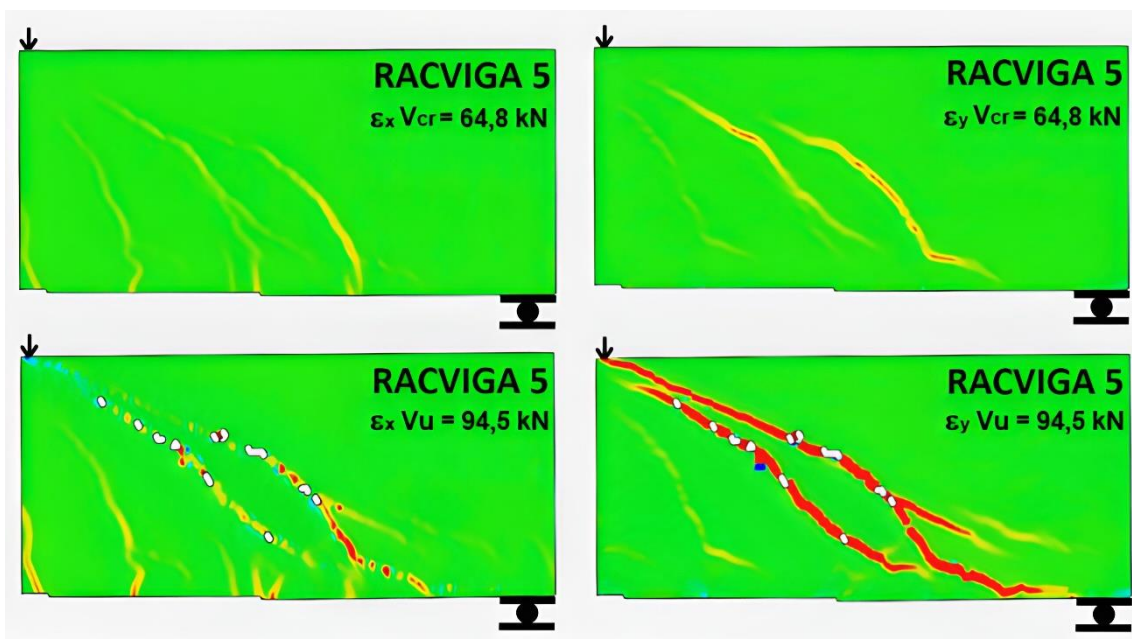


(b)

Figura 4.46: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-4 e (b) RAC-4.

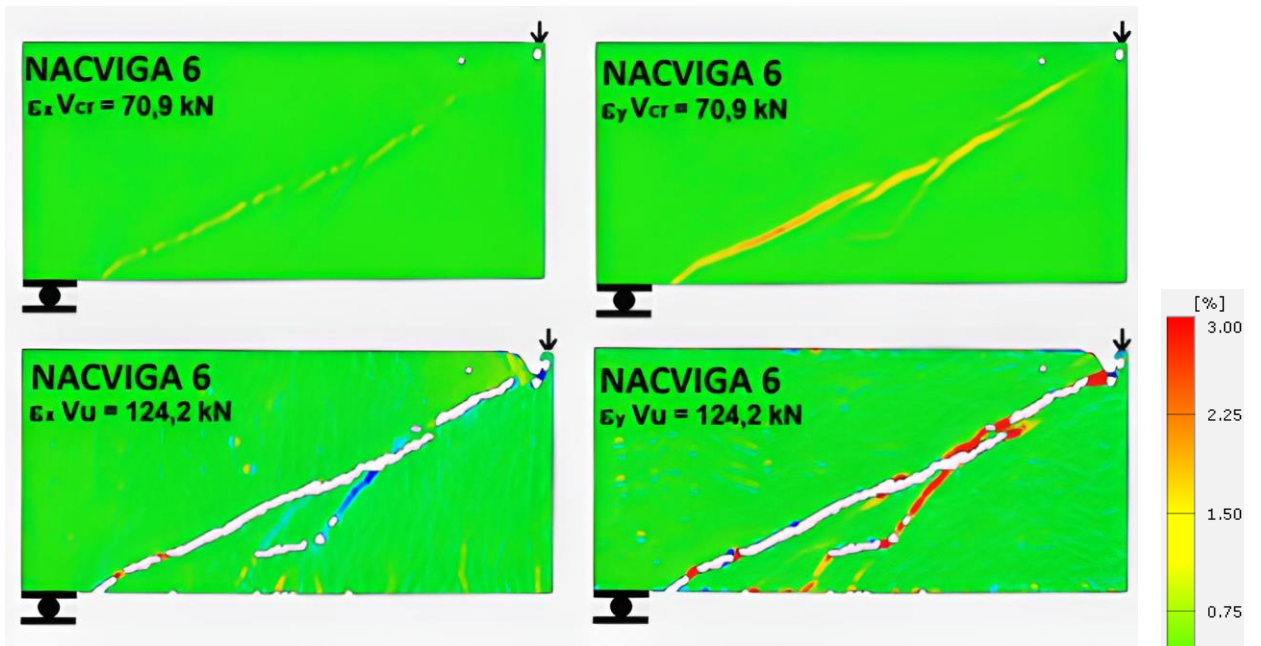


(a)

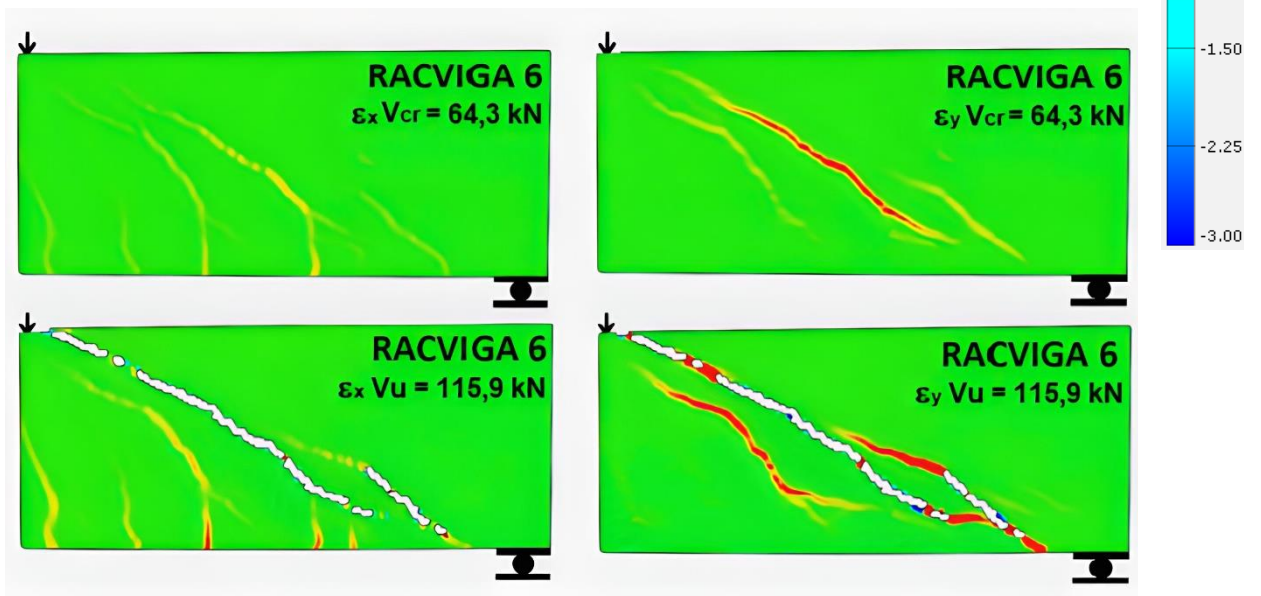


(b)

Figura 4.47: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-5 e (b) RAC-5.



(a)



(b)

Figura 4.48: Campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) nos instantes de V_{cr} e V_u da viga: (a) NAC-6 e (b) RAC-6.

A partir das análises dos campos de deformações horizontal (ϵ_x) e vertical (ϵ_y) dos vãos de ruptura observa-se que as vigas RAC apresentaram maior número de fissuras de flexão-cisalhamento. Este comportamento pode ser constatado para todas as comparações entre as vigas RAC com suas respectivas vigas de referência.

Outro ponto importante a ser destacado é a força cortante de fissuração diagonal. As vigas NAC e RAC apresentaram valores próximos, apontando para o fato de que, aparentemente, antes da ativação dos mecanismos de transferência de força cortante pela fissura diagonal crítica, o esforço cortante absorvido pelas vigas é praticamente o mesmo, independentemente do tipo de agregado graúdo empregado. Este resultado corrobora com os ensaios de cisalhamento direto nos espécimes *push-off*, nos quais a resistência atingida pelos corpos-de-prova RAC foi estatisticamente igual a obtida para os corpos-de-prova NAC.

Para as vigas sem estribos, no geral, o aumento de ρ_s levou a menores quantidades de fissuras e maiores valores de força cortante de fissuração, exceto para a RAC-1 em comparação com a RAC-2. Na presença da armadura transversal, não foram observadas diferenças nos campos de deformação das vigas RAC-4, RAC-5 e RAC-6, apesar das diferentes taxas de armaduras. Comparando-se a viga NAC-4 com a NAC-5, ainda que a primeira não tenha atingido a carga de ruptura, é possível ver que o aumento de ρ_{sw} levou a uma menor quantidade de fissuras e comparando-se a NAC-5 com a NAC-6, nota-se que o acréscimo de ρ_s elevou a força cortante de fissuração.

Os resultados experimentais analisados neste tópico envolvendo a cinemática da fissura diagonal crítica permitiram uma compreensão mais lúcida a respeito do comportamento das vigas de concreto com agregados reciclados. Além do mais, tais resultados extraídos da análise fotogramétrica, são fundamentais para o estudo da quantificação das parcelas dos mecanismos de transferência de força cortante, do qual dispõe o item subsequente.

4.3 Análise dos mecanismos resistentes

A avaliação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado, assim como a quantificação da contribuição dos mecanismos resistentes, tornara-se a motivação de diversas pesquisas anteriores (Huber *et al.*, 2016; Resende, 2020;

López et al., 2021 e outros). Entretanto, há grande divergência de resultados a partir da aplicação de diferentes modelos propostos, visto que alguns destes últimos derivam de origem empírica, enquanto outros são baseados em premissas com certas limitações. A interação entre esses mecanismos e a gama de parâmetros influentes no desenvolvimento dos mesmos são questões que dificultam as investigações e justificam a disparidade entre os modelos.

Para a análise dos mecanismos resistentes das vigas NAC e RAC foram utilizados os resultados da cinemática da fissura simplificada e adotados os modelos supostamente mais representativos, conforme as considerações listadas a seguir.

a-) Força cortante conferida pelo engrenamento dos agregados (V_{ag})

O modelo de densidade de contato, proposto por Li e Maekawa (1987) e comentado no item 2.2.1 (p. 10), ao permitir a utilização de uma função densidade derivada da topografia da superfície de ruptura gerada para um determinado concreto em particular, torna a adoção deste modelo mais viável e abrangente. Os resultados apresentados no item 4.1.2 (p. 115) mostram a afinidade entre as superfícies de ruptura dos espécimes *push-off* desta pesquisa e as obtidas pelos pesquisadores em questão. Desta forma, este modelo foi considerado o mais representativo para quantificar a parcela do engrenamento dos agregados desenvolvida pelas vigas NAC e RAC.

A força cortante provida pelo engrenamento dos agregados foi, então, calculada com o auxílio da equação 2.1 (p. 17), na qual a tensão normal e cisalhante, para as vigas NAC, foi obtida pela aplicação das equações 2.10 e 2.11 (p. 21), com a função densidade de contato conforme a equação 2.4 (p. 20). Já para as vigas RAC, utilizou-se a função densidade dada pela equação 2.12 (p. 22) e tensões normais e cisalhantes conforme as equações 2.14 e 2.15 (p. 23).

b-) Força cortante conferida pelo efeito de pino (V_d)

A parcela da força cortante conferida pelo efeito de pino da armadura longitudinal para vigas sem estribos foi calculada de acordo com a equação sugerida por Ruiz *et al.* (2013), (ver equações 2.16 a 2.19 do item 2.2.2, p. 24) e aplicada por Cavagnis *et al.* (2018b) em sua proposta de equação para a resistência à força cortante de vigas de concreto armado sem estribos via somatório das parcelas dos mecanismos resistentes.

Já para as vigas com taxa de armadura transversal, foi utilizado o modelo empírico proposto por Baumann e Rüschi (1970) (ver eq. 2.20, p. 24) e aplicada por Huber *et al.* (2016).

c-) Força cortante conferida pela resistência à tração residual do concreto (V_{res})

Para estimar a contribuição desta parcela foi utilizada a equação 2.21 com a tensão de tração residual calculada pela expressão proposta por Reinhardt (1984) descrita do item 2.2.3 (eq. 2.22, p. 28), aplicada recentemente por López *et al.* (2021) na quantificação dos mecanismos resistentes em vigas com estribos. No cálculo da energia de fratura (G_F) foi utilizada a formulação do FIB MC 2010 (2013) (eq. 2.24, p. 28) para as vigas de concreto convencional, obtendo-se o valor de w_{lim} em torno de 0,22 mm (eq. 2.23, p. 28). A mesma equação foi utilizada para o cálculo de G_F das vigas de concreto com agregados graúdos reciclados, porém os valores obtidos foram reduzidos em 24%, de acordo com Li *et al.* (2019). Para estas vigas w_{lim} foi igual a 0,18 mm.

Em nenhum dos trechos da fissura crítica analisados considerou-se simultaneamente as contribuições V_{res} e V_{ag} . Para $w < w_{lim}$ levou-se em conta a parcela de V_{res} , caso contrário, considerou-se V_{ag} .

d-) Força cortante conferida pelo concreto comprimido não fissurado (V_{cz})

Para estimar a parcela de contribuição correspondente ao concreto comprimido não fissurado, foi adotada a eq. 2.25 (item 2.2.4, p. 29), obtida a partir da distribuição de tensão de cisalhamento de Mörsch (1909). A facilidade de aplicação, bem como as indicações da literatura de que se trata de uma boa estimativa foram consideradas para a adoção desta metodologia.

e-) Força cortante conferida pela armadura transversal (V_{sw})

A força cortante transferida pela armadura transversal foi calculada a partir da equação 2.27 (item 2.2.5, p. 30). Para cada estribo, a tensão foi obtida a partir da Lei de Hooke, uma vez que, a maioria dos estribos tinham deformações conhecidas. Para os estribos não instrumentados, as tensões foram estimadas a partir do procedimento recomendado por Campana *et al.* (2013), também descrito no item 2.2.5 (p. 30).

Após a definição das equações para avaliar a contribuição de cada mecanismo resistente, foi possível se obter a força cortante resistente da viga (V_R), a partir do somatório de todas as parcelas.

Para facilitar a compreensão a respeito das contribuições dos mecanismos resistentes ao longo dos estágios de carregamento das vigas, considerou-se, além do seu somatório, cada parcela em separado. Tais análises são apresentadas nas Figuras 4.49 a 4.60.

A partir das Figuras 4.49 a 4.54 nota-se que nas vigas NAC e RAC sem estribos, com exceção da viga RAC-1, a parcela de contribuição proveniente da resistência à tração residual do concreto foi nula, não sendo este mecanismo desenvolvido após a fissuração destas vigas. No instante da abertura da fissura, a largura da mesma já superava a largura calculada como crítica (w_{lim}), sendo, portanto, considerada de imediato a parcela do engrenamento dos agregados.

Para a viga RAC-1 (Figura 4.50), observou-se o comportamento oposto, com pequena largura da fissura crítica e ruptura frágil antes mesmo de ser atingir w_{lim} . Desta forma, para esta última considerou-se apenas o desenvolvimento de V_{res} , e não a contribuição de V_{ag} .

Em seguida, nas Figuras 4.61 e 4.62, é mostrada a contribuição de cada mecanismo resistente (V_i) em relação à força cortante (V) atuante da viga (V_i/V) entre o início da fissura crítica (V_{cr}) e a ruptura (V_u) para as vigas sem e com estribos, respectivamente. Em todas as análises feitas envolvendo os mecanismos resistentes a viga NAC-4 foi considerada, embora não tenha atingido a ruptura. O valor tomado como V_u para esta viga foi equivalente ao último registrado, obtido no momento da interrupção do ensaio.

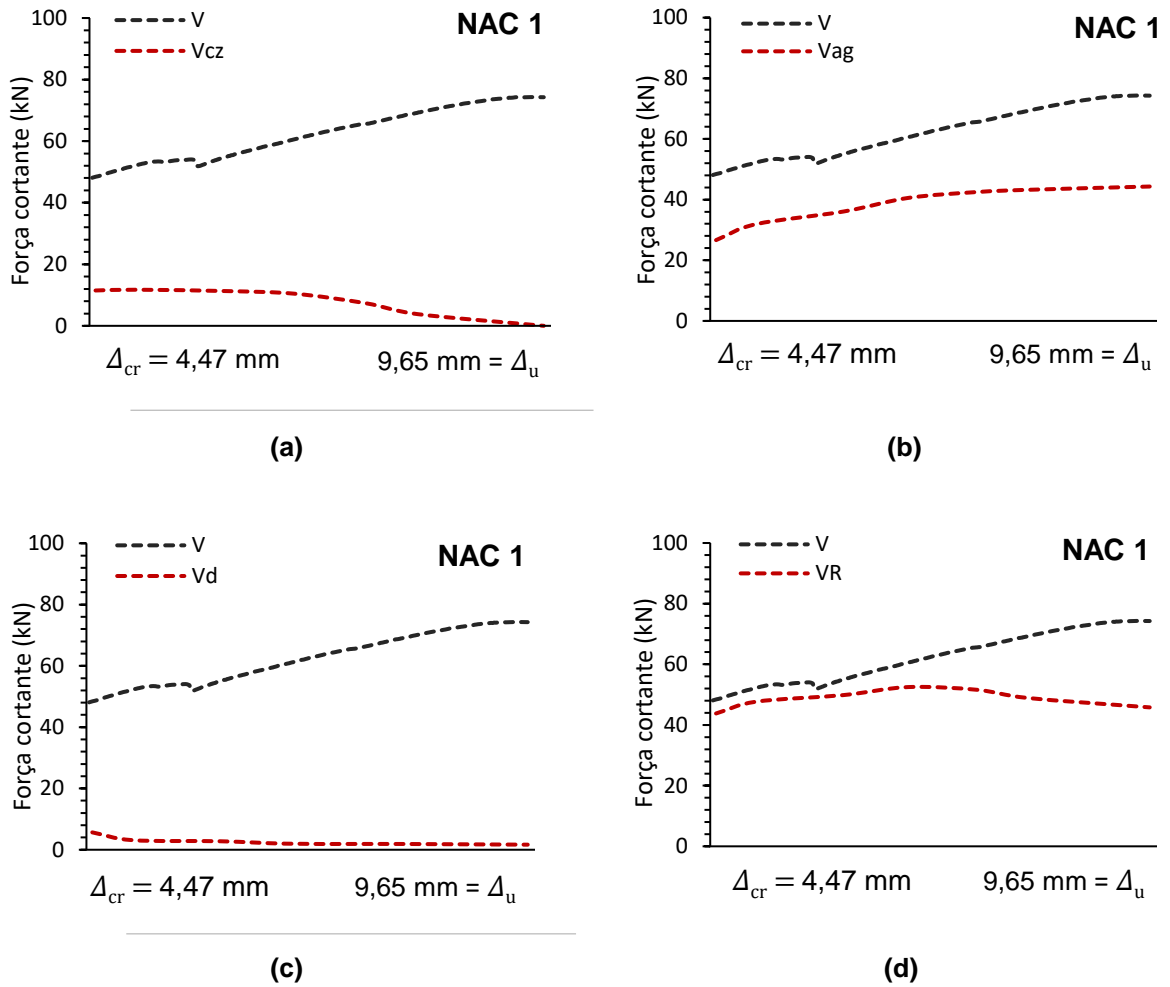


Figura 4.49: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-1.

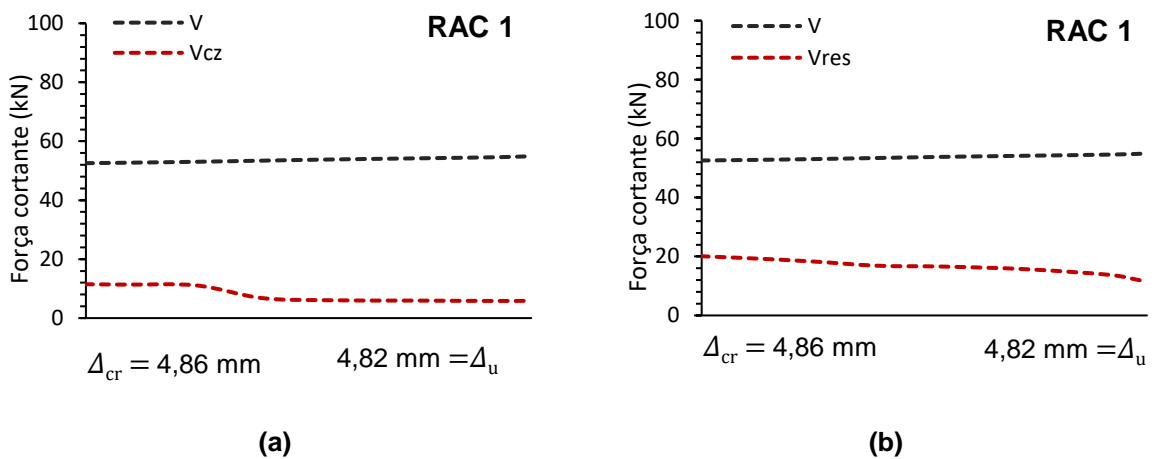


Figura 4.50: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-1 (continua).

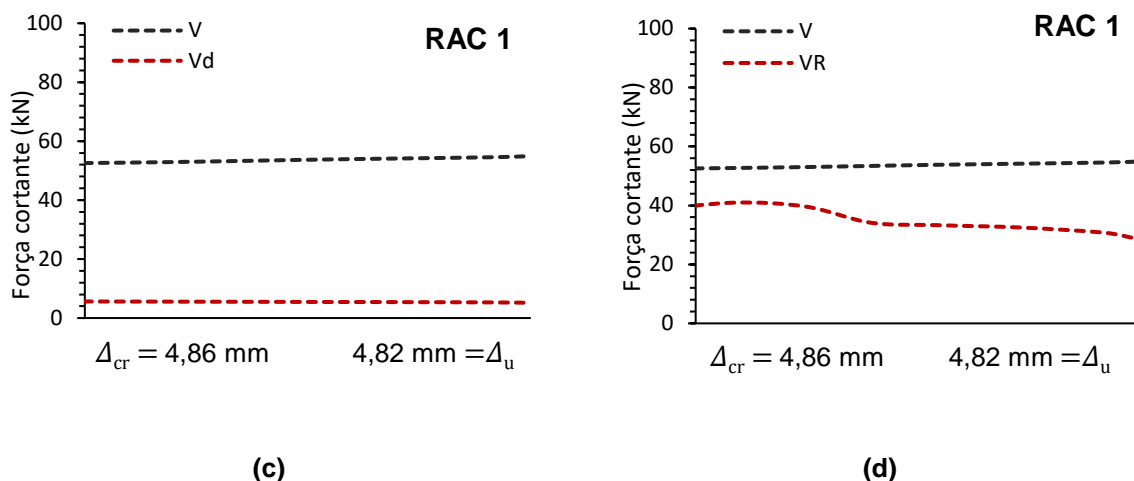


Figura 4.50: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-1 (continuação).

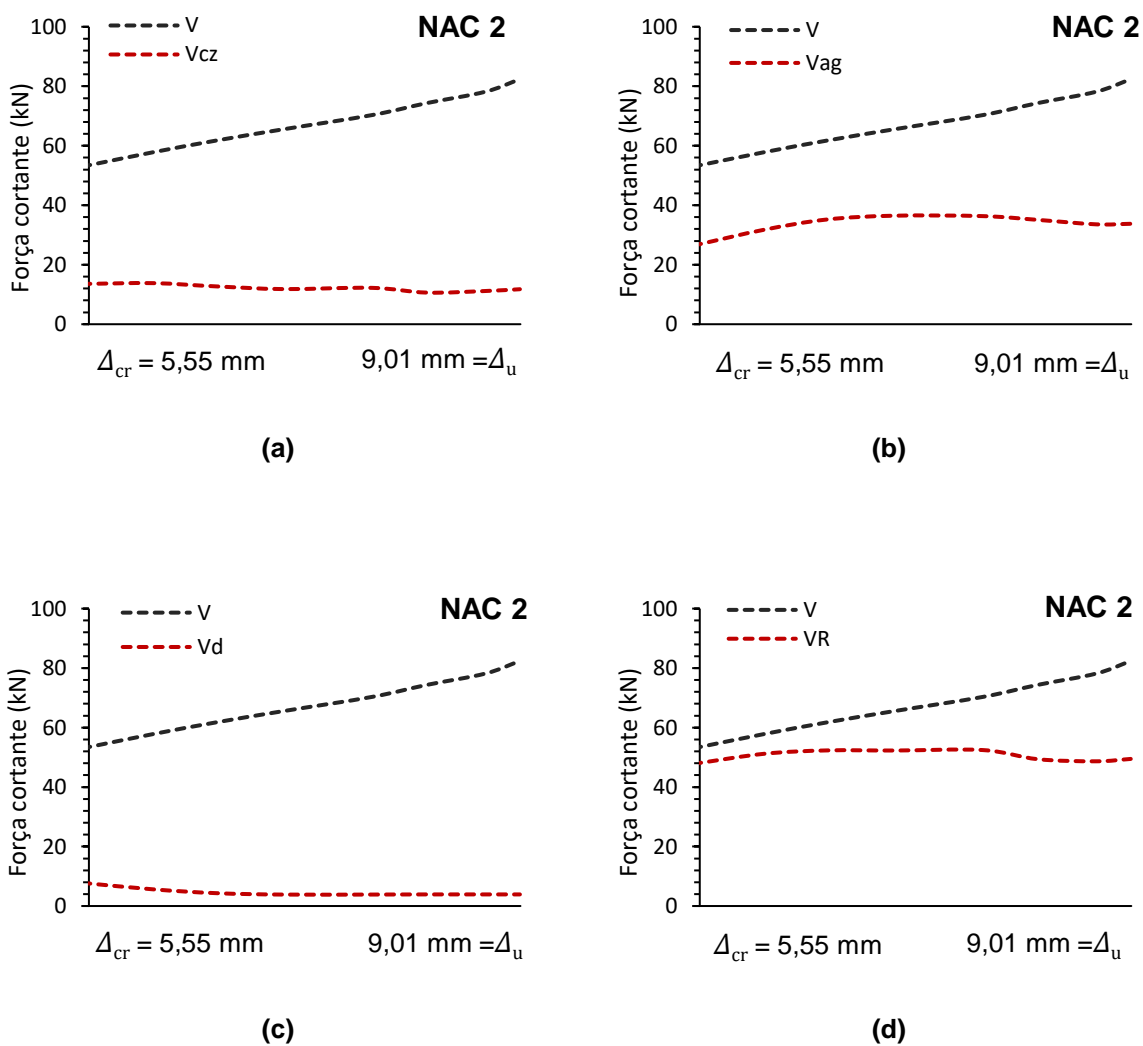
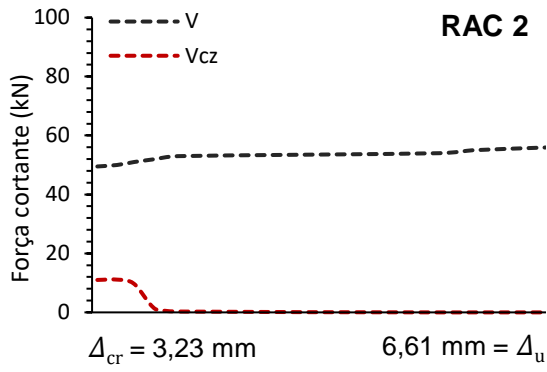
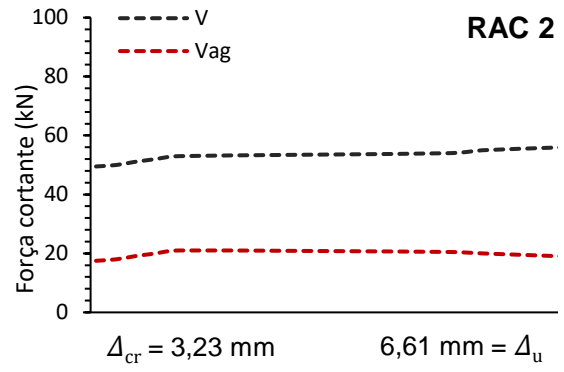


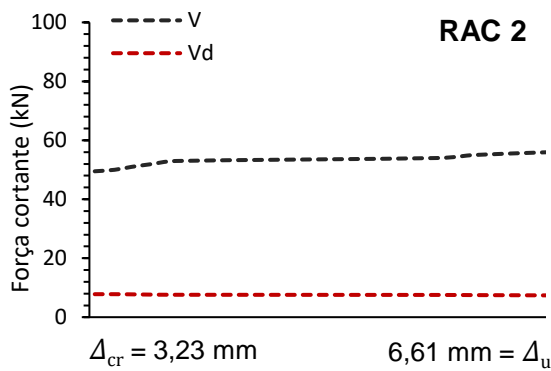
Figura 4.51: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-2.



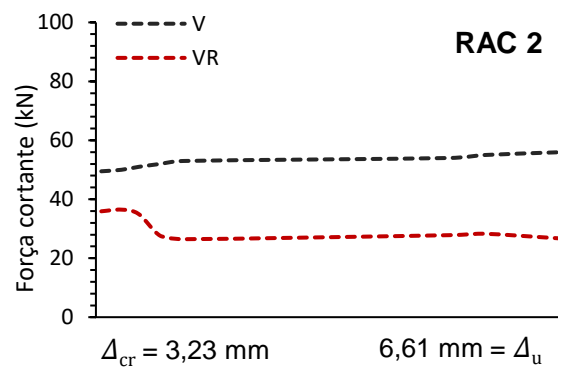
(a)



(b)

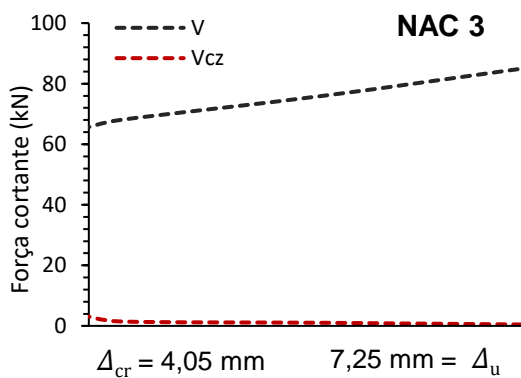


(c)

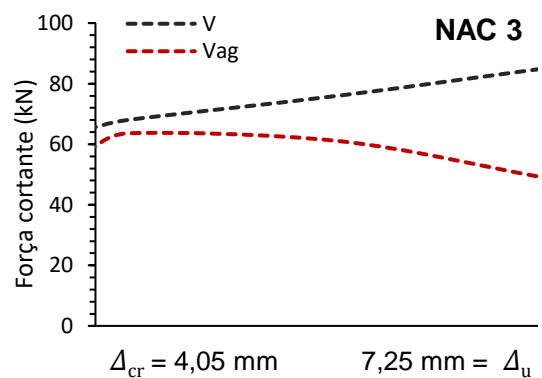


(d)

Figura 4.52: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-2.

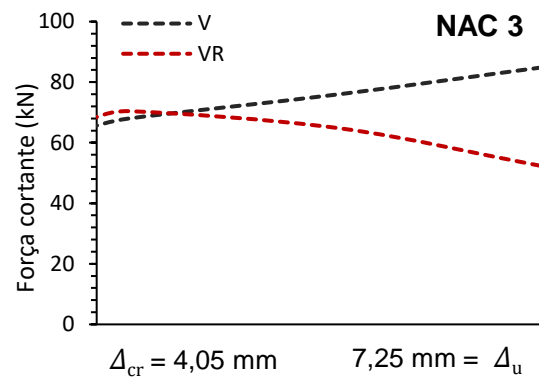
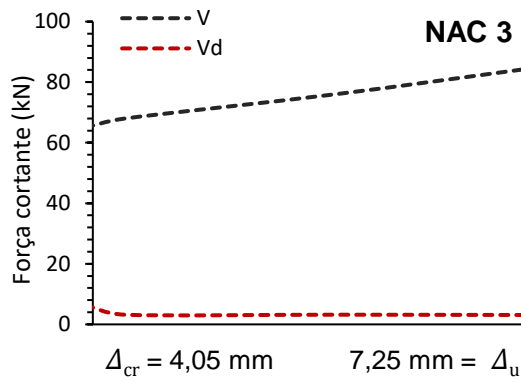


(a)



(b)

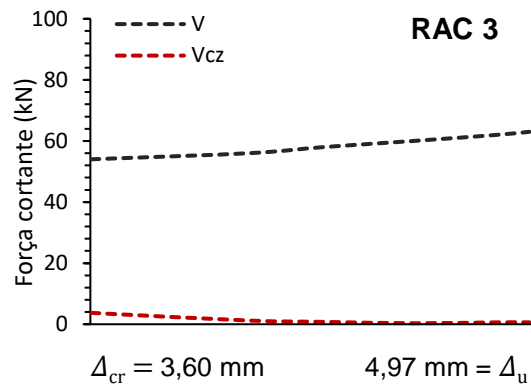
Figura 4.53: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-3 (continua).



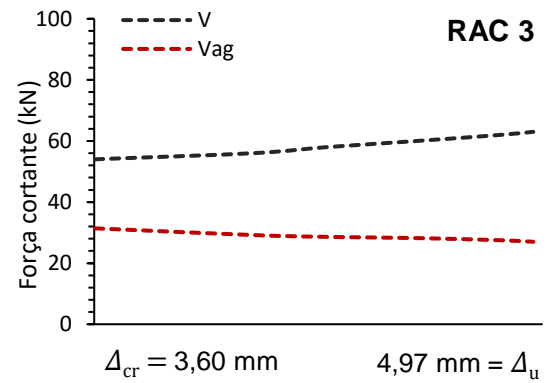
(c)

(d)

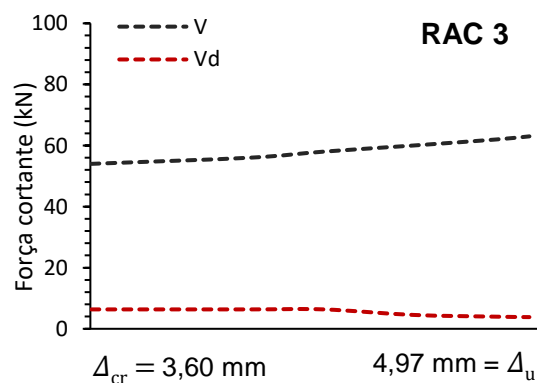
Figura 4.53: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-3 (continuação).



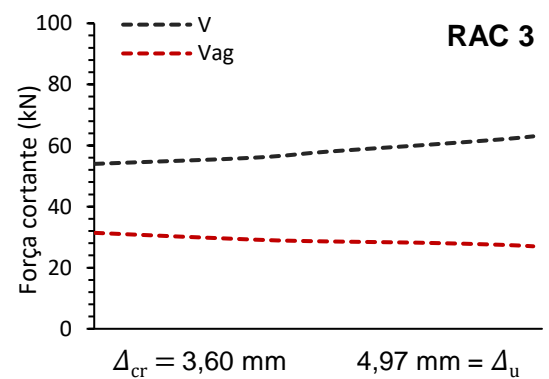
(a)



(b)

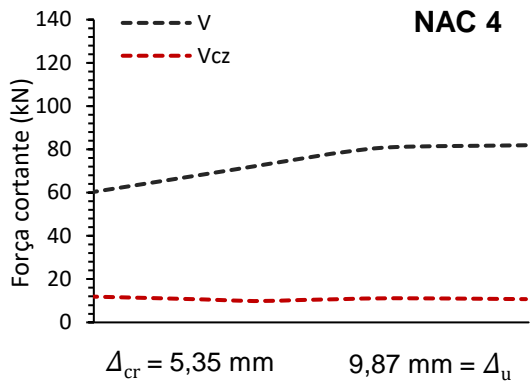


(c)

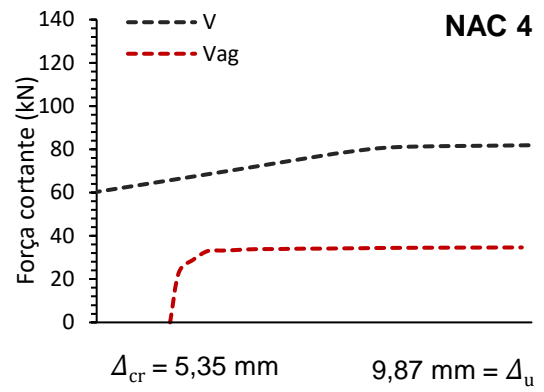


(d)

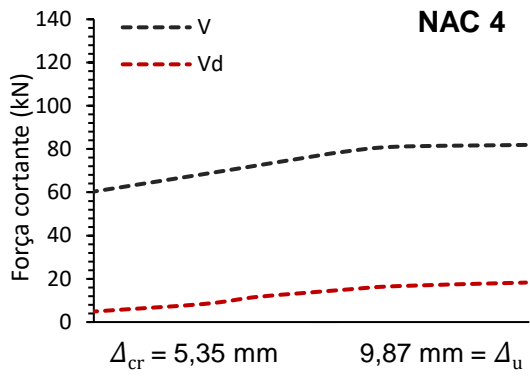
Figura 4.54: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-3.



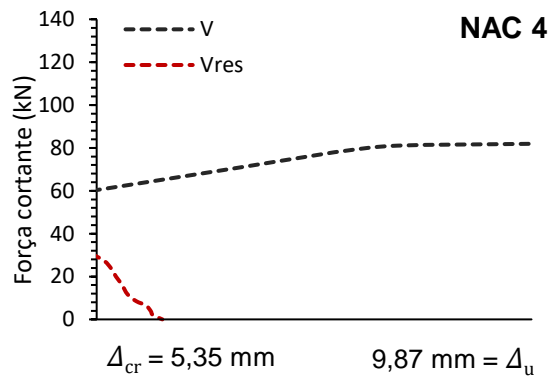
(a)



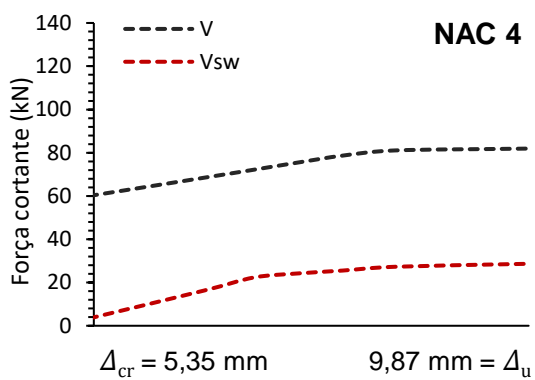
(b)



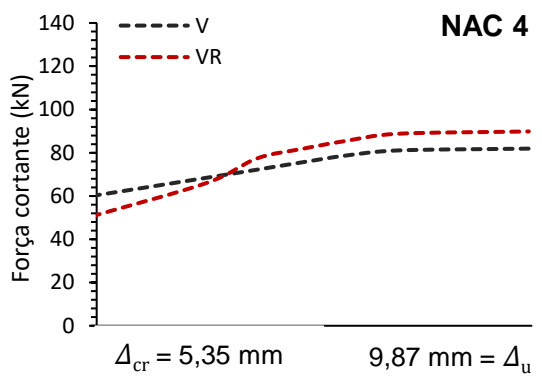
(c)



(d)

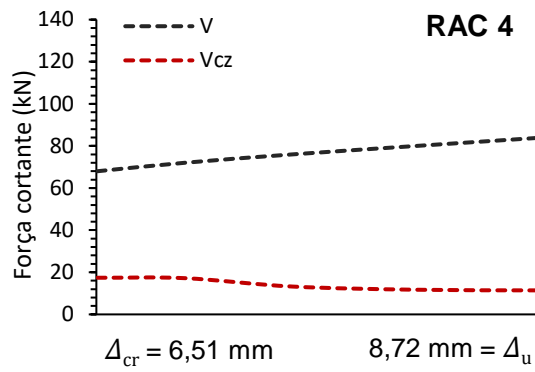


(e)

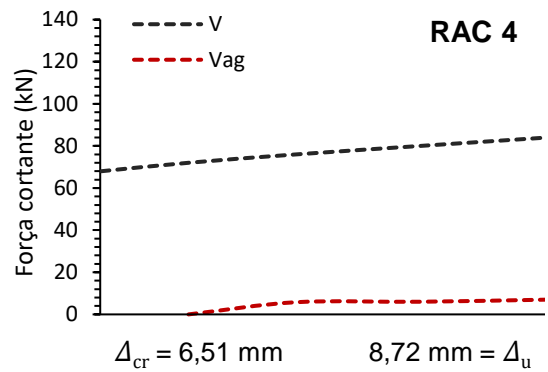


(f)

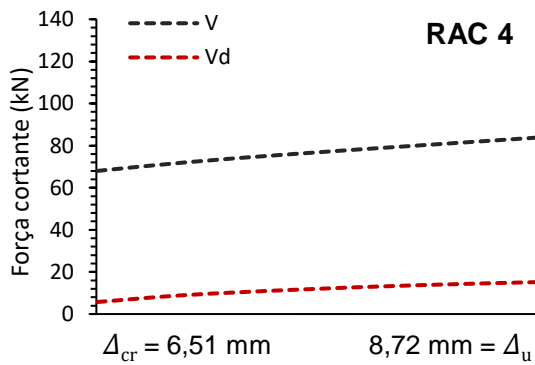
Figura 4.55: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-4.



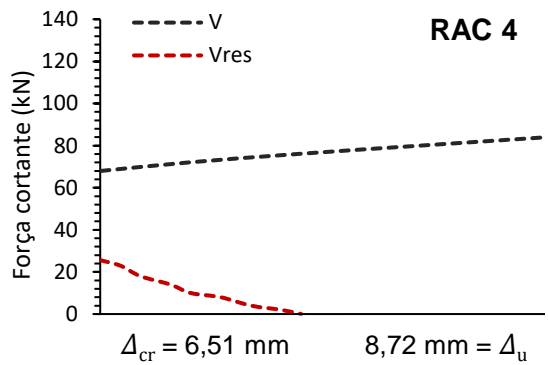
(a)



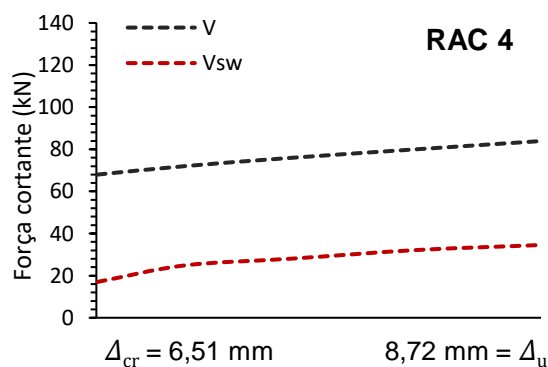
(b)



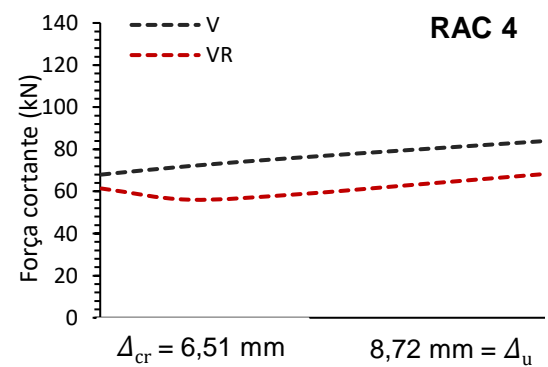
(c)



(d)

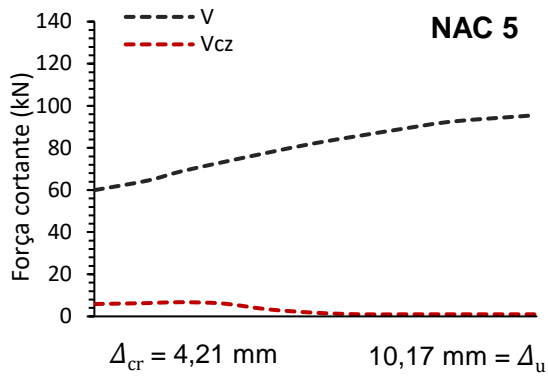


(e)

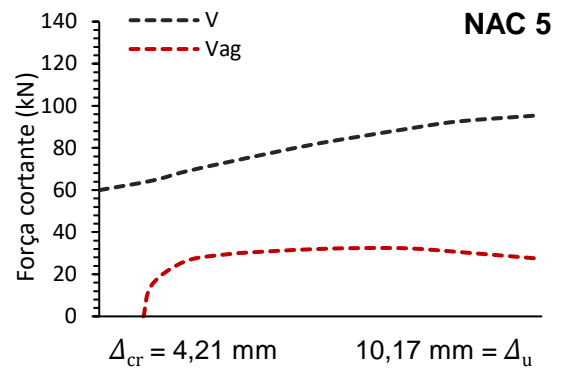


(f)

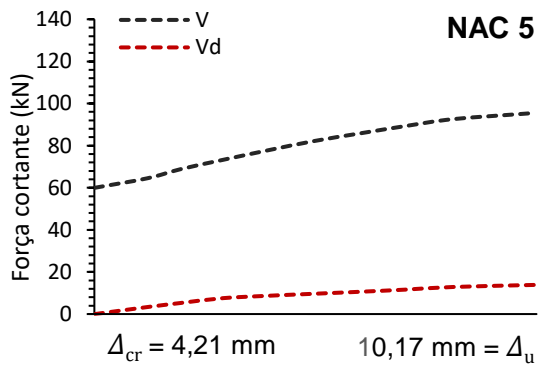
Figura 4.56: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-4.



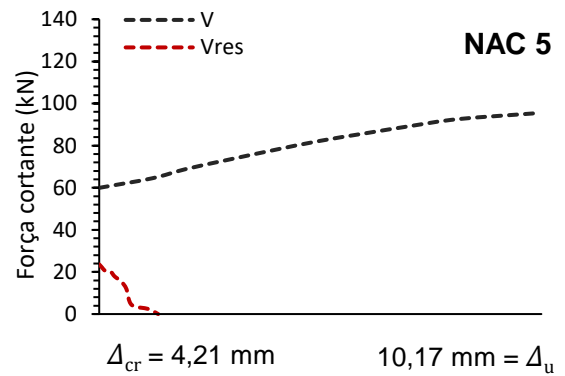
(a)



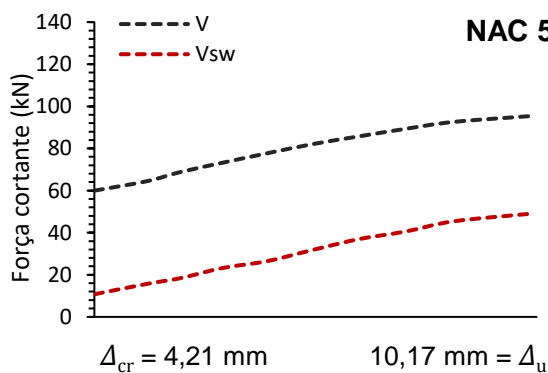
(b)



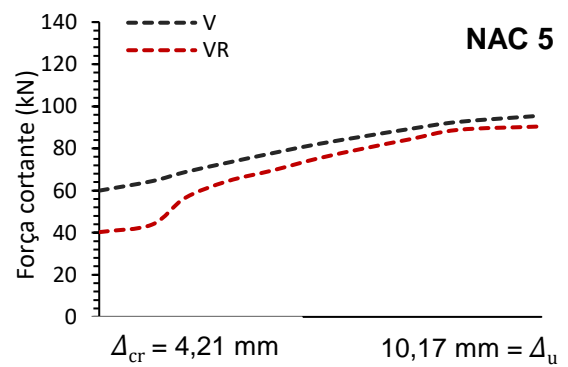
(c)



(d)

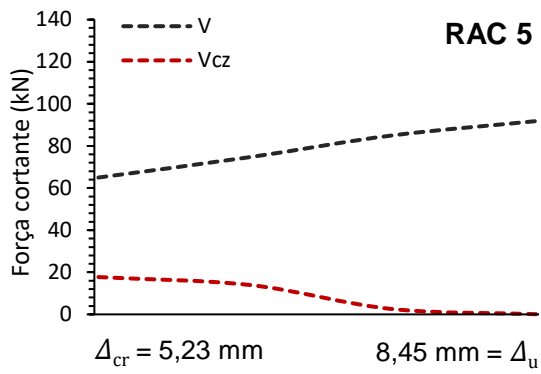


(e)

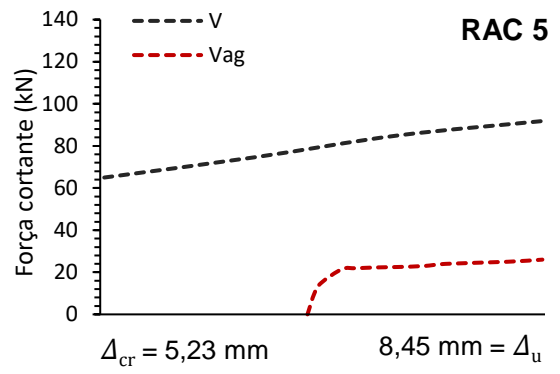


(f)

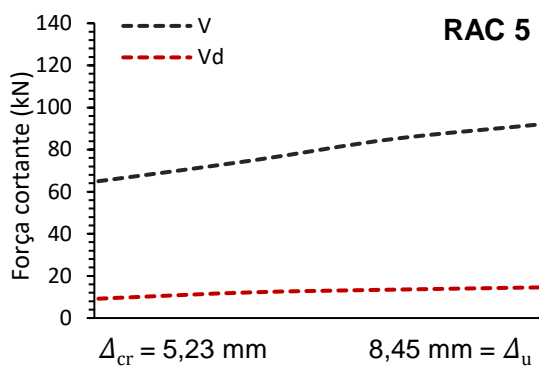
Figura 4.57: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-5.



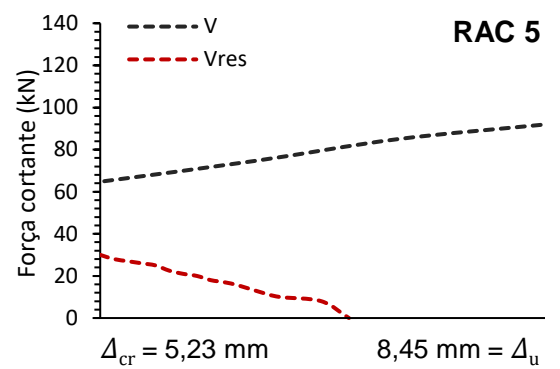
(a)



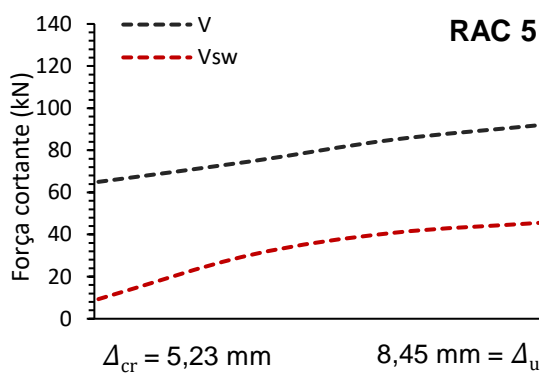
(b)



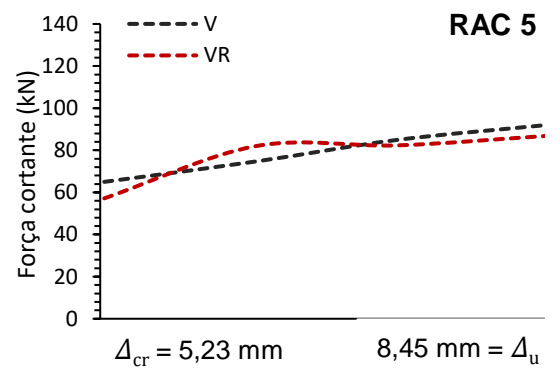
(c)



(d)

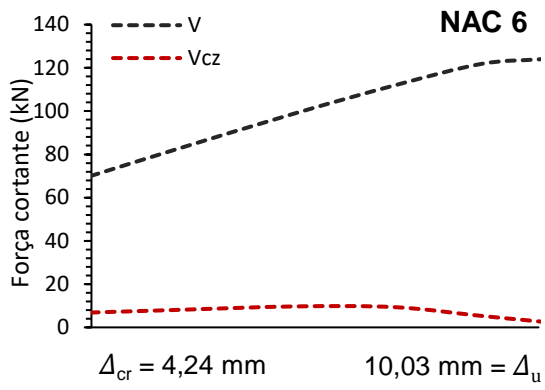


(e)

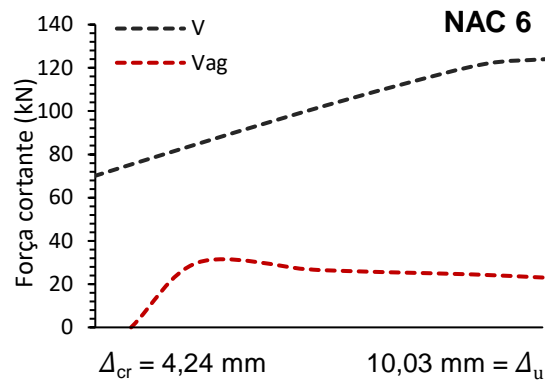


(f)

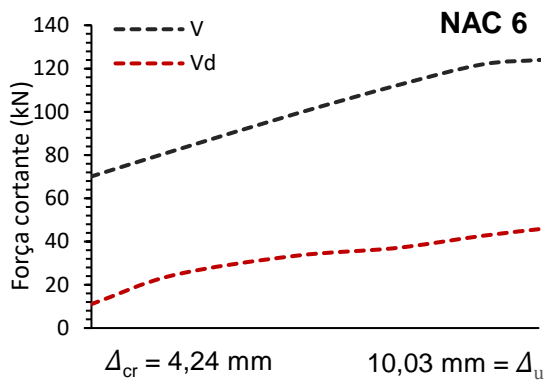
Figura 4.58: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-5.



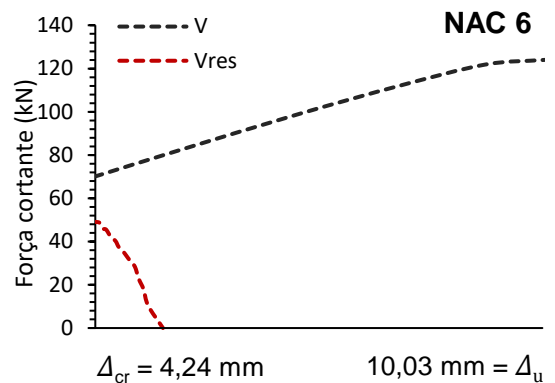
(a)



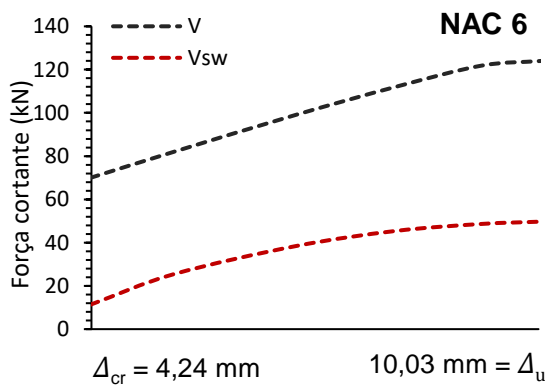
(b)



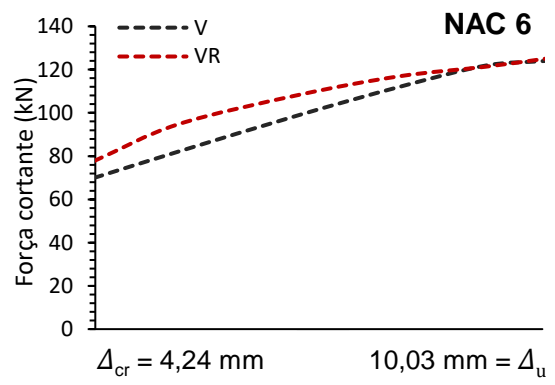
(c)



(d)

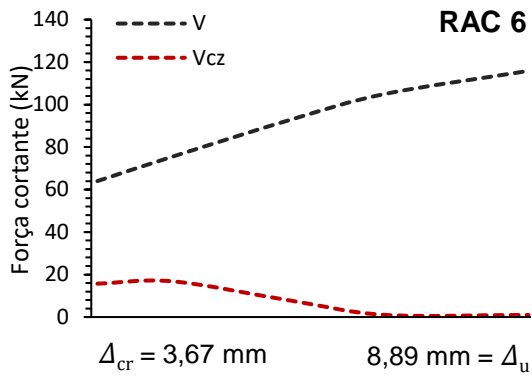


(e)

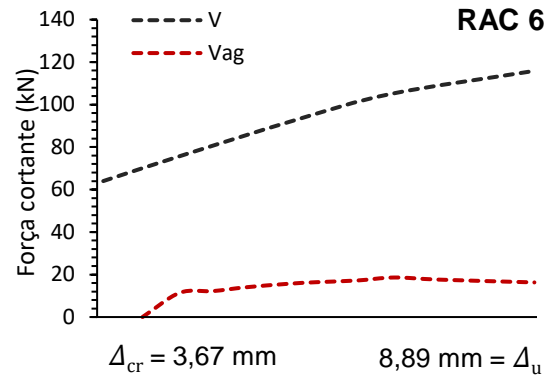


(f)

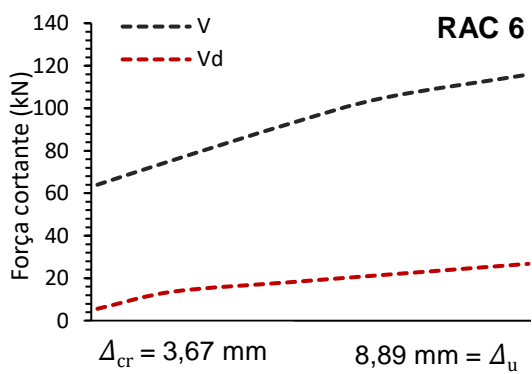
Figura 4.59: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga NAC-6.



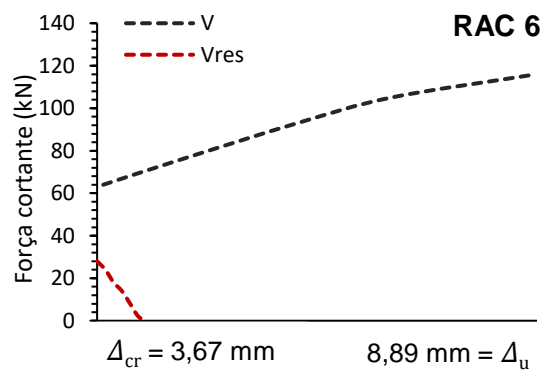
(a)



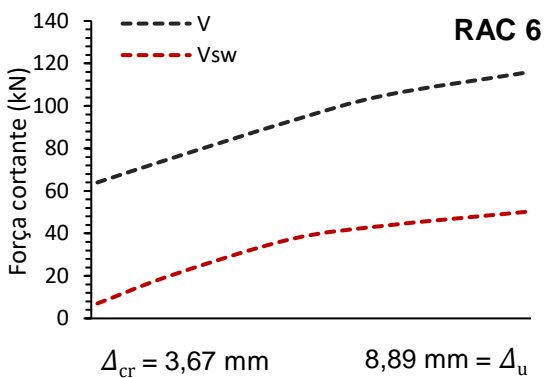
(b)



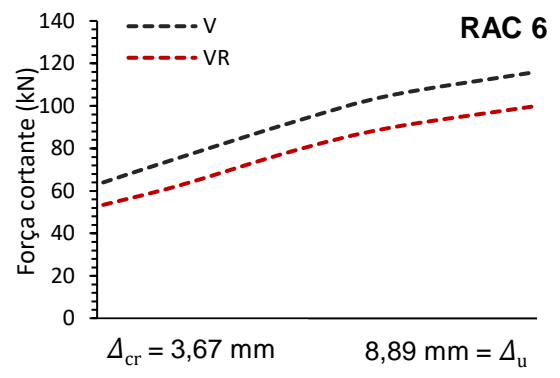
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.60: Curvas de força cortante experimental (V) e contribuição dos mecanismos resistentes entre a flecha de fissuração (Δ_{cr}) e a flecha máxima (Δ_u) da viga RAC-6.

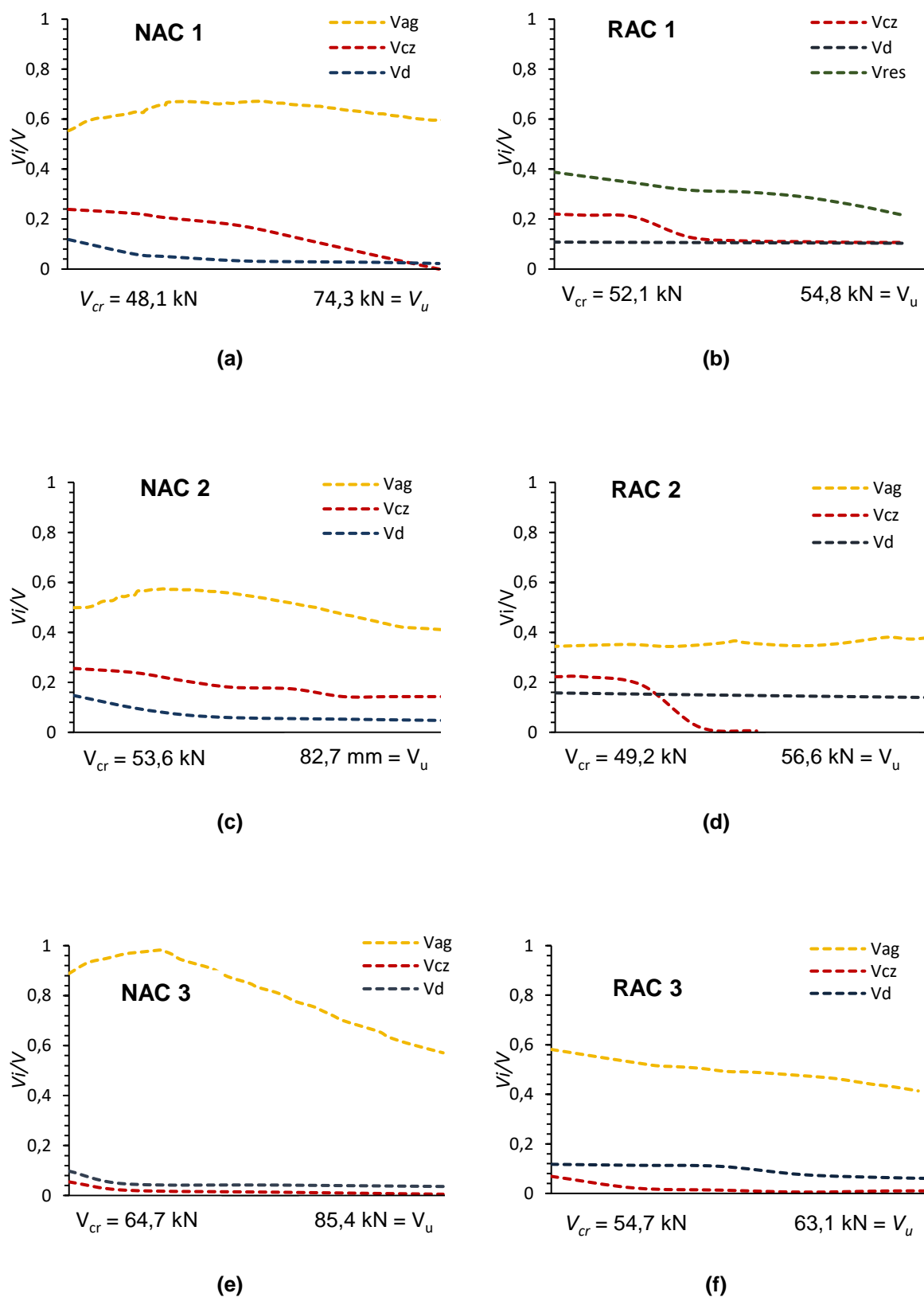


Figura 4.61: Curvas de contribuição de cada mecanismo resistente (V_i) em relação à força cortante atuante na viga (V) entre o início da fissura crítica (V_{cr}) e a ruptura da viga (V_u):
 (a) NAC-1; (b) RAC-1; (c) NAC-2; (d) RAC-2; (e) NAC-3 e (f) RAC-3.

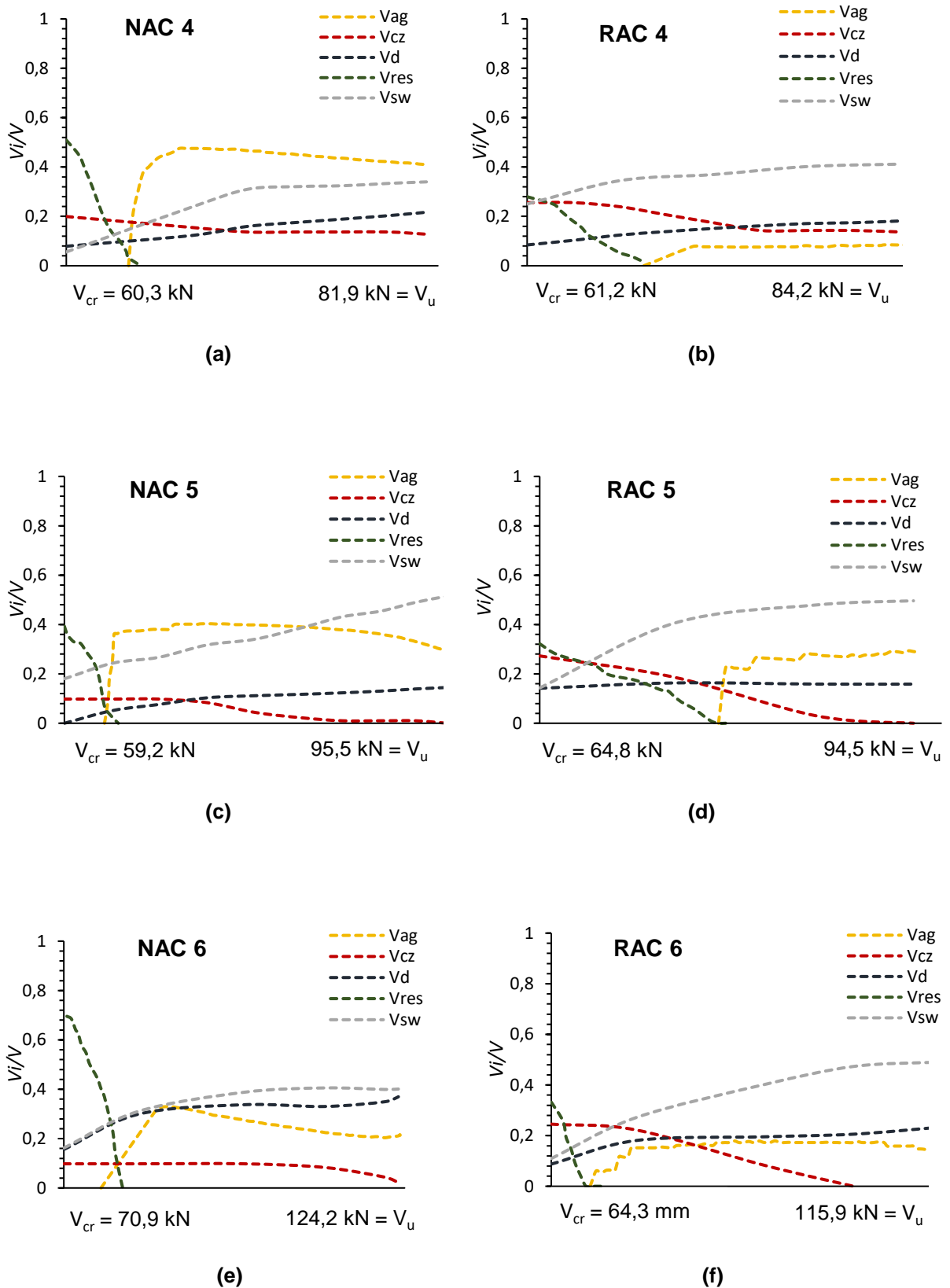


Figura 4.62: Curvas de contribuição de cada mecanismo resistente (V_i) em relação à força cortante atuante na viga (V) entre o início da fissura crítica (V_{cr}) e a ruptura da viga (V_u):
 (a) NAC-4; (b) RAC-4; (c) NAC-5; (d) RAC-5; (e) NAC-6 e (f) RAC-6.

Por fim nas Figuras 4.63 e 4.64 é apresentado o somatório da contribuição de todos os mecanismos resistentes nos instantes correspondentes ao início da fissura crítica (V_{cr}) e a ruptura da viga (V_u), respectivamente. Nestas figuras também foram destacados os valores experimentais registrados para cada viga.

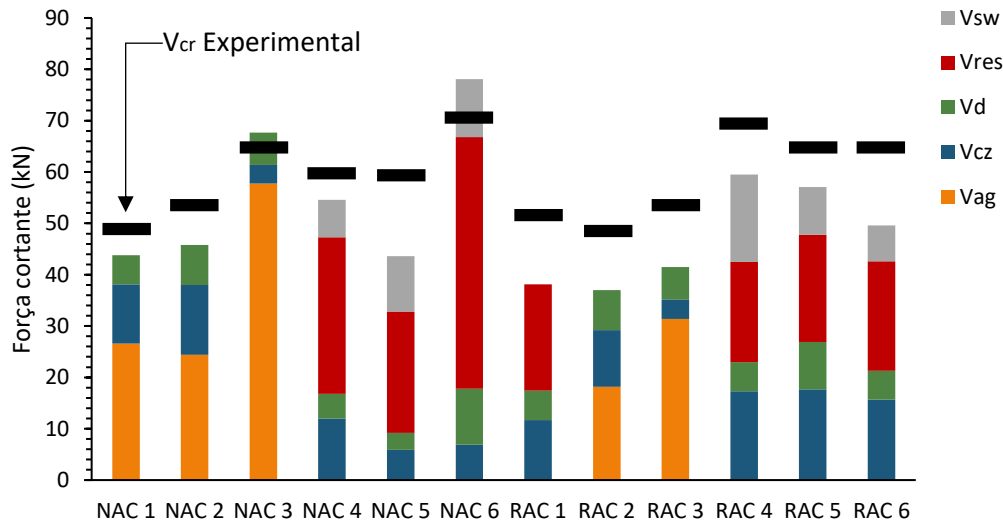


Figura 4.63: Somatório da contribuição dos mecanismos resistentes no instante imediatamente após a força cortante de fissuração (V_{cr}).

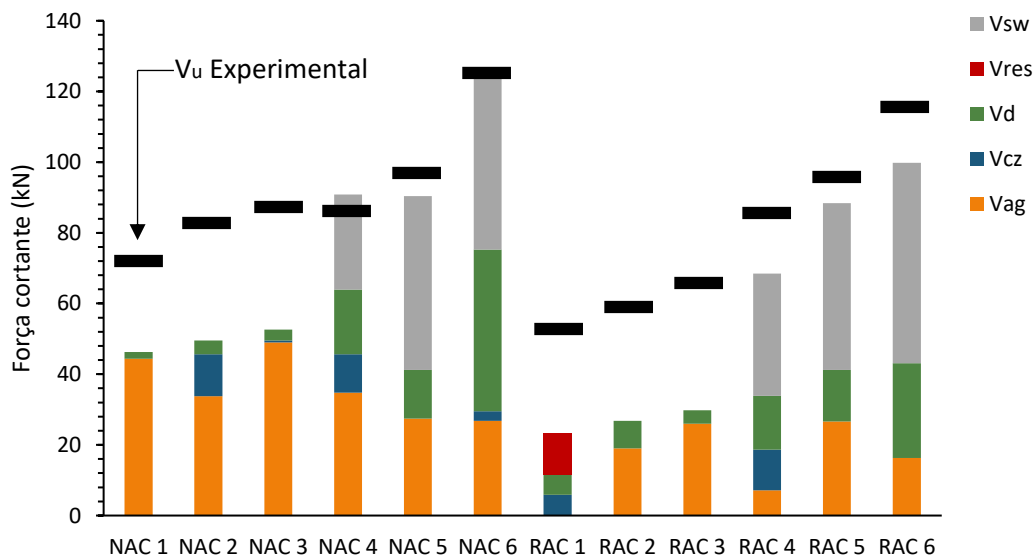


Figura 4.64: Somatório da contribuição dos mecanismos resistentes no instante correspondente à ruptura das vigas (V_u).

Com base nas Figuras 4.63 e 4.64, nota-se que o engrenamento dos agregados foi o mecanismo mais atuante na transferência de força cortante nas vigas sem estribos (28% a 97% de V), com exceção da RAC-1. No instante da ruptura, a parcela do engrenamento representou, em média, cerca de 80% da força cortante calculada via somatório dos mecanismos resistentes, tanto para as vigas NAC quanto para as RAC. Porém, na presença da armadura transversal, a força cortante resistida por este mecanismo foi reduzida, principalmente nas vigas de concreto com agregados reciclados. Embora as aberturas de fissuras fossem menores quando $\rho_{sw} \neq 0$, o deslizamento apresentado pelas vigas foi pequeno e este fato acarretou na redução da contribuição do engrenamento dos agregados em termos de carga cortante.

Ainda no que se refere a força cortante resistida, é possível notar uma menor contribuição do engrenamento dos agregados nas vigas RAC em comparação com as vigas NAC, conforme mostram as Figuras 4.64 e 4.65. Enquanto as vigas RAC-2 e RAC-3 apresentaram, respectivamente, cerca de 19,2 e 26,5 kN resistidos por este mecanismo no instante relativo a V_u , nas vigas com agregados naturais de mesmas características, a parcela de força conferida pelo engrenamento foi, em média, igual a 44 kN. Esta diferença se reduz na comparação entre as vigas com armadura transversal, onde a média de contribuição para as vigas NAC foi de 29,2 kN e de apenas 16,7 kN para as RAC.

A parcela conferida pela resistência à tração residual do concreto mostrou maior contribuição na presença dos estribos (0 a 65% de V), visto que as aberturas de fissura foram mais controladas. Quanto ao efeito de pino, maior efetividade também foi observada mediante o provimento da armadura transversal (14% a 46% de V), porém este mecanismo se mostrou, em geral, pouco representativo para as vigas sem estribos. A contribuição do concreto comprimido não fissurado não apresentou uma tendência clara de comportamento no que se refere à presença dos estribos e dos agregados reciclados e também apresentou pouca relevância (5% a 19% de V). A contribuição da parcela V_{sw} se mostrou muito semelhante para as vigas NAC e RAC, sendo esta parcela a maior responsável pela transferência de força cortante das vigas com estribos (32% a 49% de V).

As Figuras 4.63 e 4.64 mostram que a quantificação dos mecanismos resistentes a partir do somatório das parcelas calculadas nesta seção foi mais

efetiva no instante referente a força cortante de fissuração (V_{cr}), principalmente quando $\rho_{sw} = 0$. Na ausência dos estribos, todos os mecanismos de transferência de força cortante tenderam a reduzir sua atuação mediante a evolução da abertura e do comprimento da fissura crítica diagonal. Dessa forma, no instante da ruptura (V_u), os valores de força cortante obtidos pelo somatório dos mecanismos se mostraram inferiores aos resultados experimentais. Para $\rho_{sw} \neq 0$, a redução do engrenamento dos agregados e da contribuição do concreto comprimido foi compensada pelo aumento da contribuição dos estribos e do efeito de pino, tornando possível a obtenção de valores mais compatíveis com os registrados experimentalmente.

Pode-se considerar que os valores calculados a partir do somatório das parcelas, embora conservadores, são aceitáveis para a previsão da força cortante resistida pelas vigas ensaiadas, estando próximos, inclusive, das previsões fornecidas pelas normas consideradas nesta pesquisa (ver Tabela 4.7, item 4.5).

É importante ressaltar o fato de que as vigas RAC sem estribos romperam logo após a formação da fissura crítica diagonal, sem apresentar um aumento significativo da resistência a partir da ativação dos mecanismos pós-fissuração. Já as vigas NAC, mesmo na ausência dos estribos, atingiram maiores valores de força cortante, e conseqüentemente, mostraram-se menos frágeis. Esta análise permite inferir que o desenvolvimento dos mecanismos resistentes não ocorreu de forma similar entre as vigas NAC e RAC sem estribos e os próprios valores de resistência à força cortante obtidos para estas vigas corroboram com este raciocínio.

Com a adoção da armadura transversal, o comportamento das vigas RAC aproximaram-se do observado para as NAC em termos de resistência à força cortante e ductilidade. O controle das aberturas de fissuras conferido pelos estribos contribuiu para assemelhar o desenvolvimento do engrenamento entre vigas NAC e RAC. Em contrapartida, a quantificação desta parcela, observada na Figura 4.64, aponta para a redução da contribuição do engrenamento dos agregados na presença dos estribos. Este comportamento também foi observado no trabalho de Campana *et al.* (2013), Huber *et al.* (2016) e López *et al.* (2021). Nestes últimos, a força cortante transferida via engrenamento dos agregados foi superior na ausência dos estribos, mesmo com a utilização de uma outra metodologia (baseada no modelo de duas fases) para a quantificação da mesma.

A força cortante conferida pelos estribos também está de acordo com os valores de contribuição deste mecanismo calculados em pesquisas anteriores. O fato de se ter empregado pequenas taxas de armadura transversal, inclusive muito próximas a mínima, remete a ideia de que este mecanismo terá pouca participação na força cortante resistida, sendo responsável, mais precisamente, pela melhoria do desempenho dos demais mecanismos. Contudo, não foi este o comportamento observado mediante ao somatório das parcelas contribuintes no presente trabalho e nas pesquisas de Campana *et al.* (2013), Huber *et al.* (2016) e López *et al.* (2021), conforme comentado no item 2.2.5 (p. 30).

Os resultados discutidos levam a crer que, a partir das análises feitas, foi possível ter um melhor entendimento do comportamento à força cortante das vigas NAC e RAC em diferentes estágios de carregamento, ainda que as características reais da superfície da fissura diagonal crítica não fossem conhecidas. Também foi verificado, a partir dos resultados mostrados neste item, que a contribuição dos diferentes mecanismos resistentes à força cortante, além das características das vigas, depende da posição e do formato da fissura diagonal crítica, que podem variar mesmo em vigas similares.

4.4 Avaliação das taxas de armadura transversal empregadas

De acordo com a quantificação dos mecanismos resistentes (item 4.3), a armadura transversal, quando adotada, foi a principal responsável pela transferência de força cortante, permitindo, inclusive, que as vigas RAC atingissem valores próximos de resistência em comparação com suas respectivas vigas NAC.

Neste item, com o intuito de avaliar se tais vigas foram capazes de apresentar ductilidade e resistência residual suficientes, os critérios propostos por pesquisas anteriores comentados em 2.4.1 (p. 42) foram analisados. A viga NAC-4 não foi incluída nas análises devido a ausência de informações necessárias para os cálculos dos critérios em questão.

O índice de ductilidade (μ_1), proposto por Xie *et al.* (1994), foi calculado conforme o procedimento descrito no item 2.4.1. A Figura 4.65, mostra o caso da viga NAC-6.

Embora nenhum valor limite tenha sido estabelecido como referência por estes pesquisadores, o cálculo deste coeficiente permite a comparação entre as

vigas no que se refere a ductilidade. A Figura 4.66 mostra os valores de μ_1 obtidos para as vigas NAC e RAC com estribos.

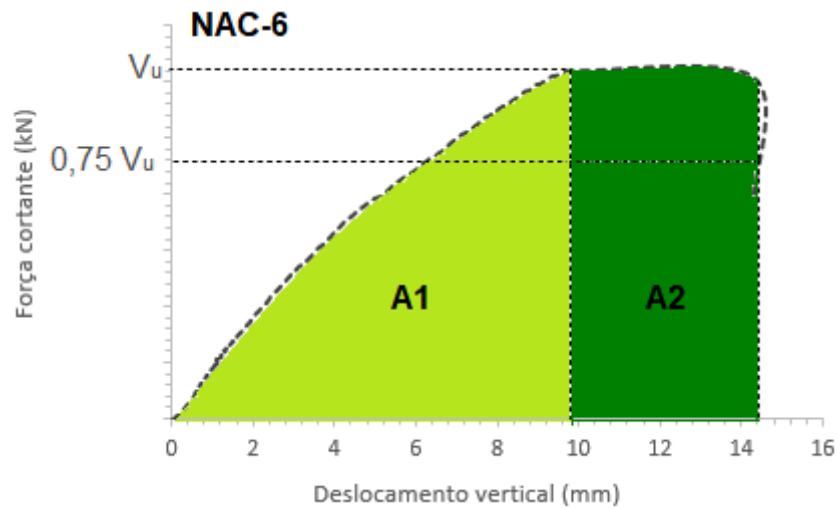


Figura 4.65: Desenho esquemático com a definição das áreas para o cálculo de μ_1 .

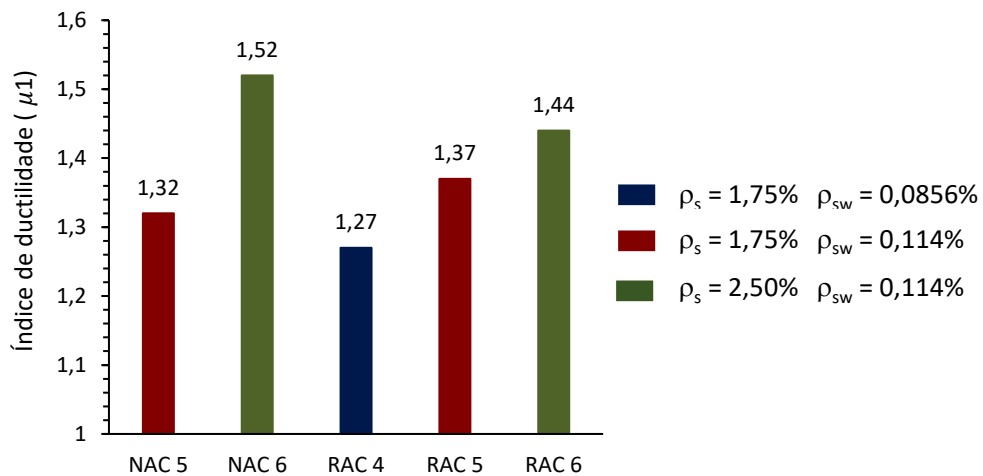


Figura 4.66: Índice de ductilidade (μ_1) calculado para as vigas de acordo com Xie *et al.* (1994).

A partir da Figura 4.66 nota-se que o índice de ductilidade μ_1 tende a aumentar conforme maiores taxas de armadura longitudinal e transversal são fornecidas. Os valores obtidos para as vigas RAC foram próximos aos calculados para suas respectivas vigas NAC, sendo inclusive superior quando $\rho_s = 1,75\%$ e $\rho_{sw} = 0,12\%$.

As reservas de resistência das vigas, calculadas a partir da relação proposta por Johnson e Ramirez (1989) são mostradas na Figura 4.67. Nota-se que este

índice também tende a aumentar conforme maiores taxas de armadura longitudinal e transversal são empregadas. Os valores obtidos para as vigas NAC foram superiores aos obtidos pelas respectivas RAC, com exceção da viga NAC-6.

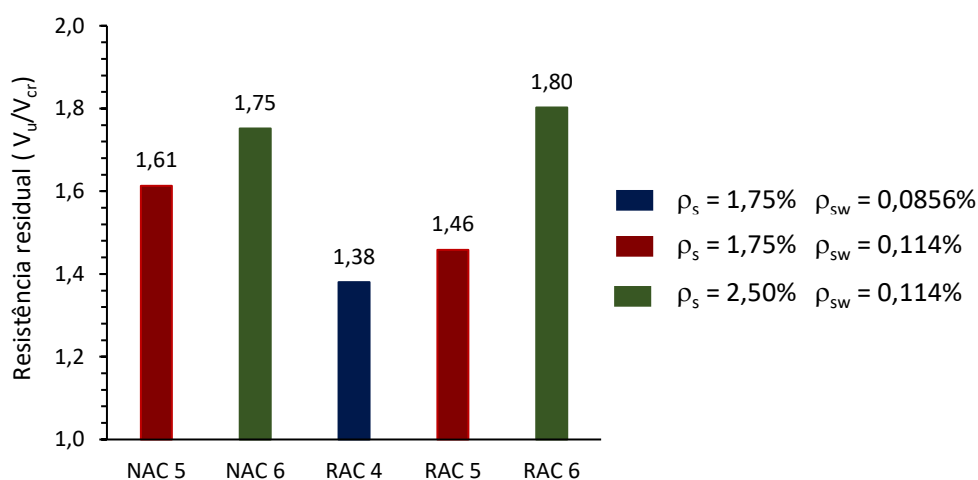


Figura 4.67: Resistência residual (V_u/V_{cr}) calculadas para as vigas com estribos segundo Johnson e Ramirez (1989).

Outro critério avaliado foi a resistência residual proposta por Ozcebe *et al.* (1999). Na presente pesquisa, este índice foi empregado calculando-se V_c a partir das equações propostas pelo ACI-318 (2019) e pela ABNT NBR 6118 (2014), conforme mostra a Figura 4.68.

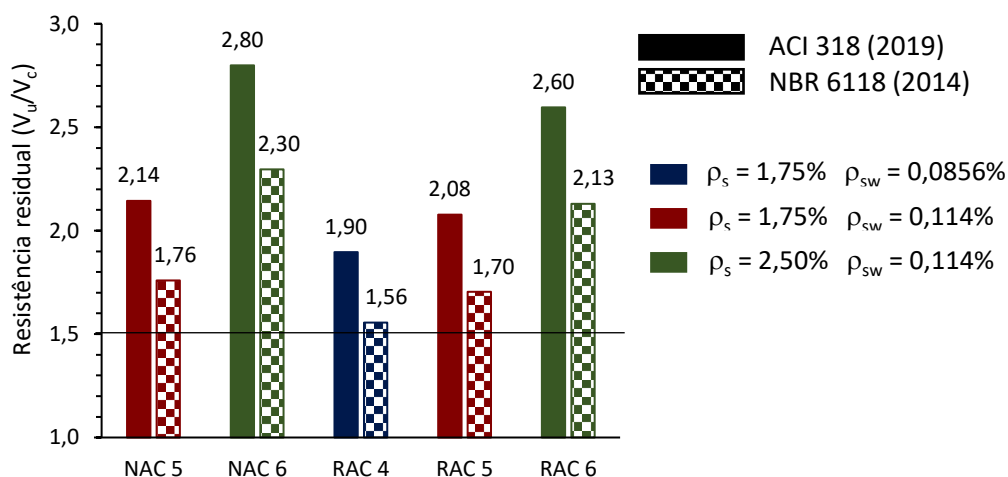


Figura 4.68: Relação entre V_u/V_c para as vigas com estribos com V_c calculado segundo a norma ACI 318 (2019).

A partir da Figura 4.68 nota-se que, para ambas as normas, todas as vigas atenderam a este critério ($V_u/V_c \geq 1,5$) e a tendência crescente de resistência residual com o aumento de ρ_s e ρ_{sw} mais uma vez pôde ser observada. As relações

obtidas para as vigas NAC e RAC foram próximas, sendo menores mediante a utilização da ABNT NBR 6118 (2014), uma vez que a equação de V_c proposta pelo ACI-318 (2019) levou a resultados mais conservadores.

Na Figura 4.69 são apresentados os índices de ductilidade das vigas, a partir do proposto por Ozcebe *et al.* (1999). Conforme comentado no item 2.4.1 (p. 32), tais autores estipularam que a ductilidade seria suficiente uma vez que $\Delta_u/\Delta_{cr} \geq 2,5$, enquanto Garcia (2002), sugeriu a alteração deste limite para $\Delta_u/\Delta_{cr} \geq 2,0$. Ambos os limites recomendados são destacados na Figura 4.69.

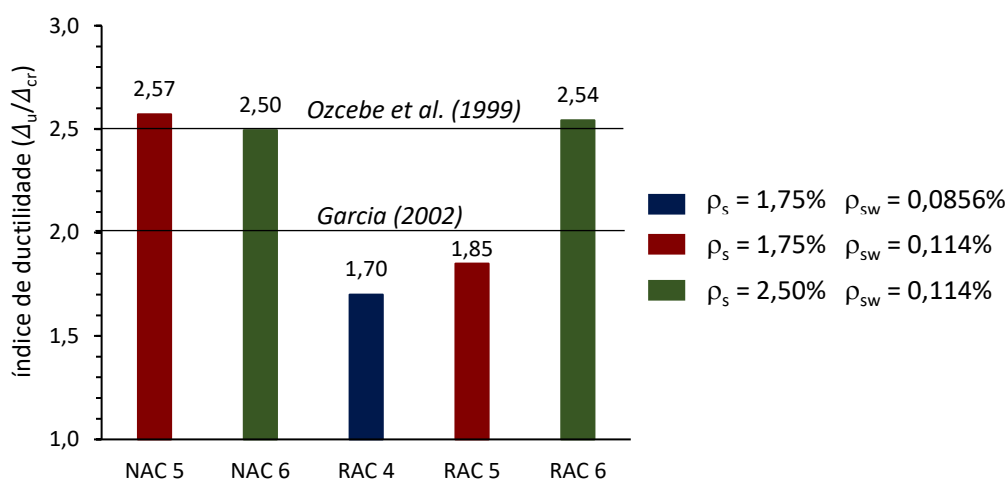


Figura 4.69: Índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) calculado para as vigas com estribos.

Os resultados apresentados na Figura 4.69 mostram que os índices de ductilidade calculados para as vigas RAC-4 e RAC-5 não atingiram os valores mínimos recomendados por Ozcebe *et al.* (1999) e Garcia (2002), enquanto a viga RAC-6, assim como a NAC-5 e NAC-6, alcançou um valor satisfatório, atendendo aos dois limites estabelecidos.

A relação de τ_{wy}^*/τ_{wcr} (parâmetros definidos no item 2.4.1, p. 44) proposta por Garcia (2002), também foi analisada para as vigas desta pesquisa. A Figura 4.70 mostra os valores obtidos juntamente com o intervalo de valores recomendado por este autor. Com base nesta figura, pode-se afirmar que as vigas NAC e RAC apresentaram um comportamento semelhante ao esperado para vigas sob taxa de armadura transversal mínima, de acordo com o valor proposto por Garcia (2002).

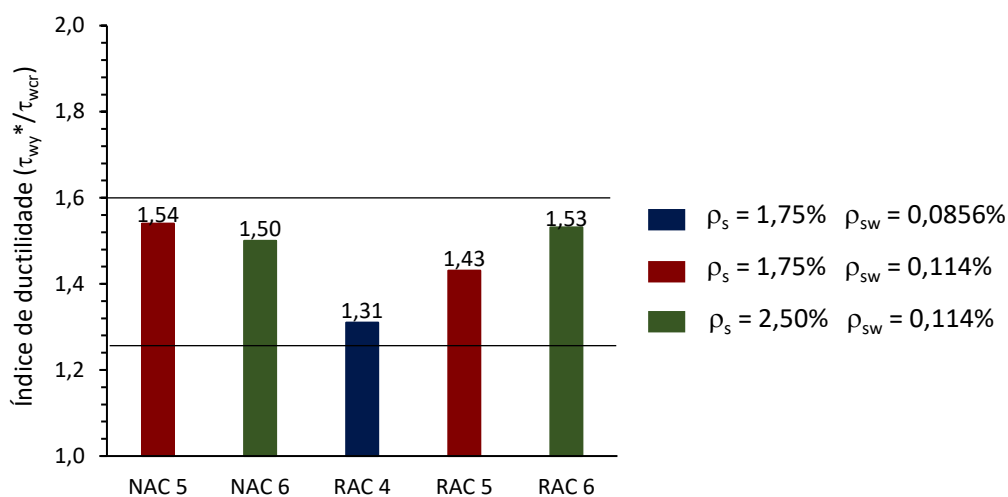


Figura 4.70: Relação entre τ_{wy}^*/τ_{wcr} para as vigas com estribos.

A Tabela 4.6 mostra o resumo dos valores obtidos para os critérios analisados nesta seção. De acordo com esta tabela, as vigas NAC avaliadas apresentaram resistência residual e ductilidade adequadas, atendendo a todos dos critérios estabelecidos. A mesma conclusão se estende à viga RAC-6, que atendeu aos critérios, atingindo valores semelhantes à sua viga NAC de referência. As vigas RAC-4 e RAC-5, embora tenham apresentado valores satisfatórios para a maioria dos parâmetros analisados, não atenderam aos limites de índice de ductilidade ($\Delta u/\Delta_{cr}$) propostos por Ozcebe *et al.* (1999) e Garcia (2002).

Tabela 4.6: Valores obtidos pelas vigas para os critérios de ductilidade avaliados.

Pesquisa	Critério	Limite	NAC-5	NAC-6	RAC-4	RAC-5	RAC-6
Xie <i>et al.</i> (1994)	μ_1	-	1,32	1,52	1,27	1,37	1,44
Johnson e Ramirez (1989)	V_u/V_{cr}	-	1,61	1,75	1,38	1,46	1,80
Ozcebe <i>et al.</i> (1999)	V_u/V_{cACI}	$\geq 1,50$	2,14	2,80	1,90	2,08	2,60
	V_u/V_{cNBR}	$\geq 1,50$	1,76	2,30	1,56	1,70	2,13
	$\Delta u/\Delta_{cr}$	$\geq 2,50$	2,57	2,50	1,70*	1,85*	2,54
Garcia (2002)	$\Delta u/\Delta_{cr}$	$\geq 2,00$	2,57	2,50	1,70*	1,85*	2,54
	τ_{wy}^*/τ_{wcr}	$\geq 1,25$	1,54	1,50	1,31	1,43	1,53

*Valores abaixo do limite estabelecido para o critério.

As análises realizadas levam a crer que, para pequenos valores de ρ_{sw} , as vigas com agregados reciclados apresentam uma pequena redução na ductilidade em comparação com as vigas convencionais, a menos que maiores taxas de armadura longitudinal sejam fornecidas, conforme apontam os resultados calculados para a viga RAC-6.

Ainda assim, embora a não observância do índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) proposto por Ozcebe *et al.* (1999) e Garcia (2002) por parte das vigas RAC-4 e RAC-5, no geral, as vigas RAC apresentaram um comportamento satisfatório em termos de ductilidade quando fornecida taxa de armadura transversal mínima, atendendo a maioria dos critérios avaliados e apresentando abertura de fissuras controladas e resistência à força cortante semelhante a obtida para suas respectivas vigas NAC de referência.

4.5 Comparação do V_u experimental com valores calculados por normas

Inicialmente, os resultados experimentais de força cortante resistente (V_u) das vigas ensaiadas neste trabalho foram comparados com os valores de força cortante resistente calculados (V_R). Estes últimos foram obtidos através da aplicação de diferentes normas (ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), EN 1992-1-1 (2004) e FIB MC 2010 (2013)) e do somatório das contribuições dos mecanismos resistentes à força cortante (item 4.3, p. 159). A aplicação dos códigos de dimensionamento seguiu as considerações descritas no item 2.5.5 (p. 65).

A Tabela 4.7 mostra as relações V_u/V_R calculadas juntamente com os respectivos valores médios obtidos para estas relações quando consideradas as vigas sem e com estribos. A viga NAC-4 não foi incluída nesta análise.

Tabela 4.7: Valores de V_u/V_R obtidos para as vigas ensaiadas.

	V_u/V_R				
	NBR 6118	ACI 318	EN 1992-1-1	FIB MC 2010	Σ Mecanismos
NAC-1	1,32	2,08	1,61	2,45	1,60
RAC-1	1,02	1,58	1,20	1,86	2,35
NAC-2	1,46	2,01	1,55	2,71	1,67
RAC-2	1,06	1,43	1,09	1,94	2,11
NAC-3	1,51	1,84	1,53	2,78	1,62
RAC-3	1,18	1,42	1,16	2,16	2,12
Média	1,26	1,73	1,36	2,32	1,91
RAC-4	1,26	1,60	1,61	1,40	1,23
NAC-5	1,29	1,60	1,33	1,21	1,05
RAC-5	1,34	1,67	1,36	1,57	1,07
NAC-6	1,67	1,92	1,69	1,58	0,99
RAC-6	1,62	1,85	1,64	1,46	1,16
Média	1,44	1,73	1,53	1,45	1,10

Nota-se na Tabela 4.7 que as forças cortantes resistentes experimentais (V_u) obtidas para as vigas NAC e RAC apresentaram valores superiores aos calculados pelas diferentes previsões teóricas. No que tange os códigos de dimensionamento abordados, tanto para as vigas sem estribos quanto para as com estribos a equação da ABNT NBR 6118 (2014) se mostrou a prescrição mais próxima dos valores experimentais desta pesquisa.

Para as vigas NAC e RAC sem estribos, os valores de força cortante obtidos via somatório dos mecanismos resistentes estão dentro do intervalo de variação dos calculados a partir da aplicação das normas. Já para as vigas com estribos, a soma da contribuição destes mecanismos mostrou-se a previsão mais aproximada dos resultados experimentais em comparação com os códigos de dimensionamento.

Com base na Tabela 4.7 é possível afirmar que a quantificação das parcelas contribuintes dos mecanismos resistentes à força cortante, realizada no item 4.3, levou a valores coerentes de V_R , principalmente mediante a presença da armadura transversal.

Na sequência, de forma análoga ao estudo desenvolvido no item 2.5.5 (p. 65), os valores de V_u experimentais desta pesquisa e dos trabalhos anteriores citados na revisão da bibliografia foram comparados com os resultados calculados pelas normas supracitadas. A influência de variáveis como altura efetiva, resistência à compressão, relação a/d e taxas de armaduras longitudinal e transversal foram, novamente, tratadas individualmente.

As comparações obtidas a partir das normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), EN 1992-1-1 (2004) e FIB MC 2010 (2013) para as vigas sem estribos são mostradas nas Figuras 4.71 a 4.74, respectivamente. Nos gráficos estão os valores das relações entre as forças cortantes resistentes experimentais e as calculadas (V_u/V_R) juntamente com os valores médios desta relação, obtidos para as vigas de concreto com agregados naturais e reciclados.

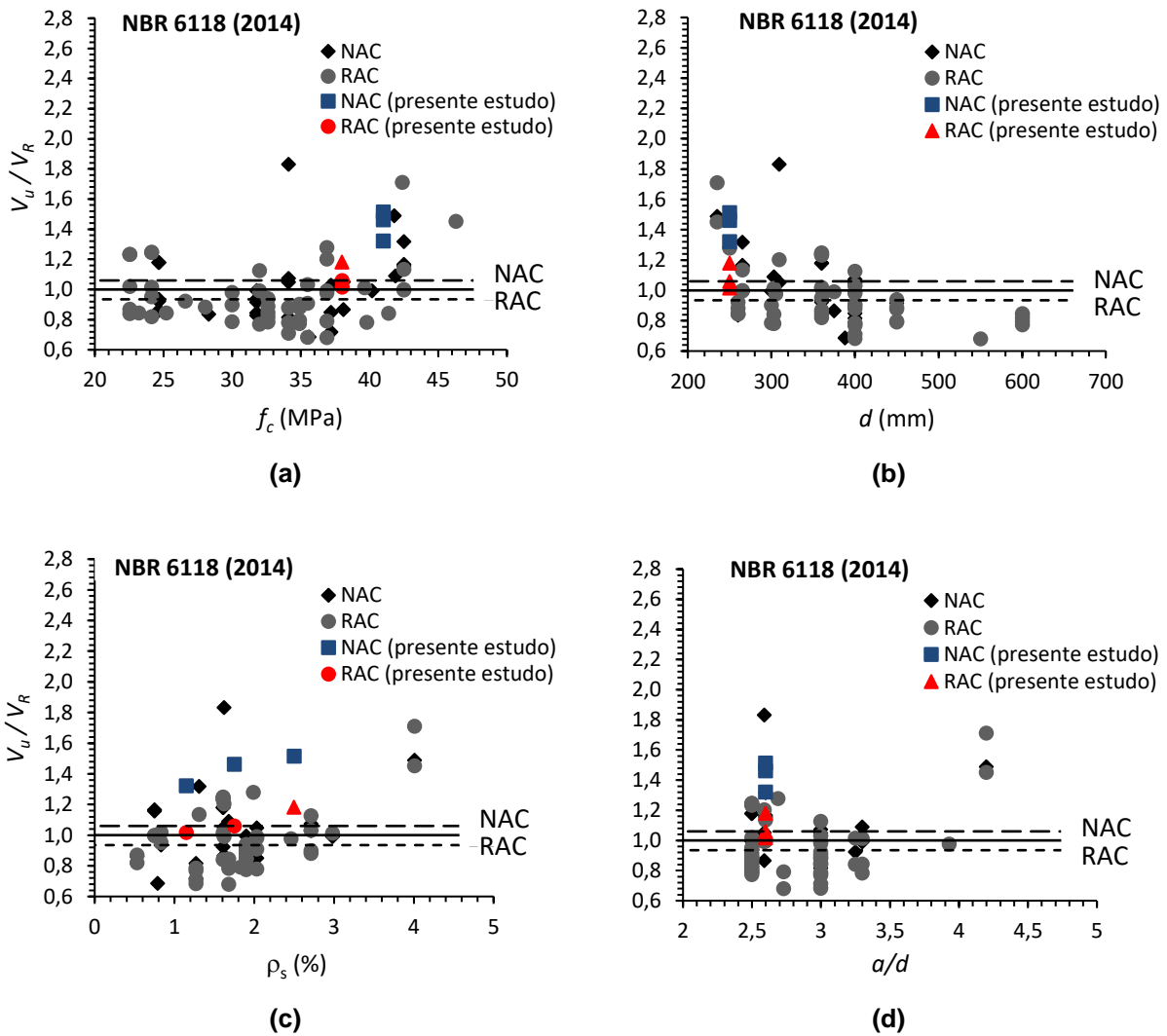


Figura 4.71: Relação V_u/V_R versus: (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação da NBR 6118 (2014).

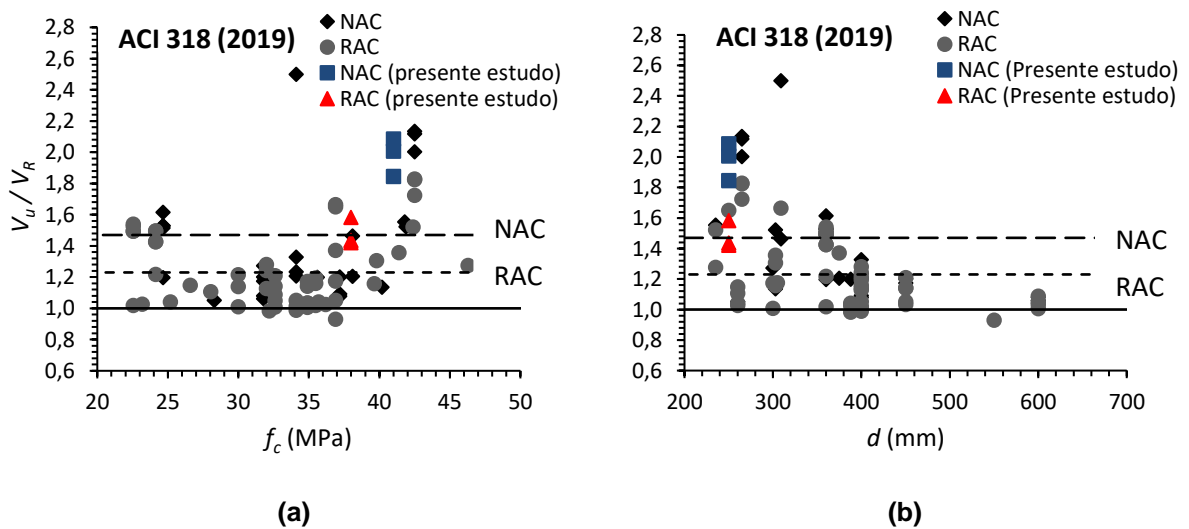
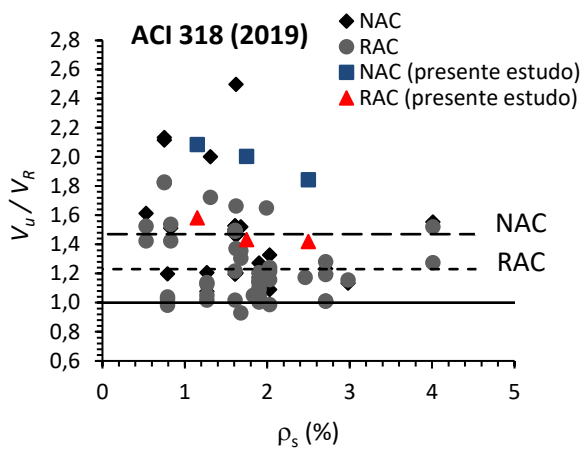
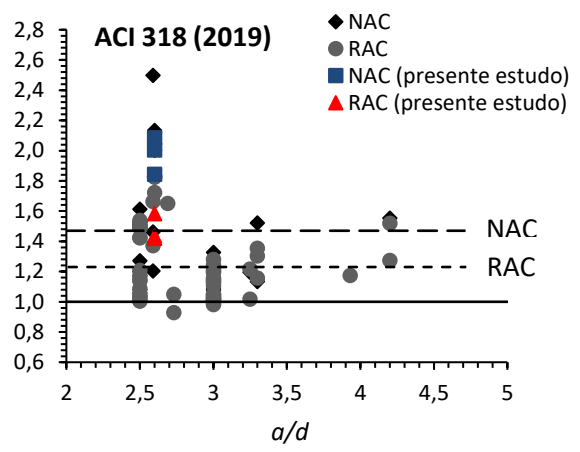


Figura 4.72: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do ACI 318 (2019) (continua).

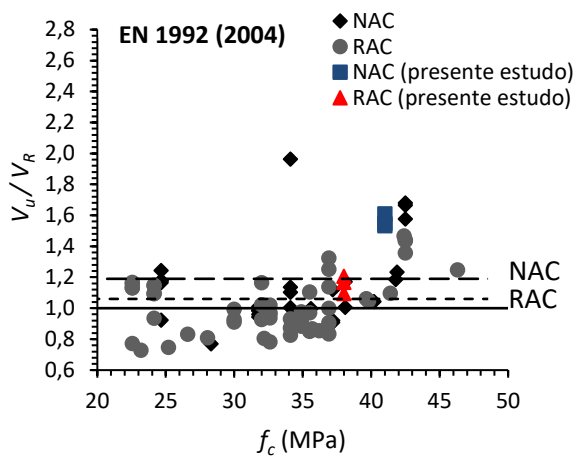


(c)

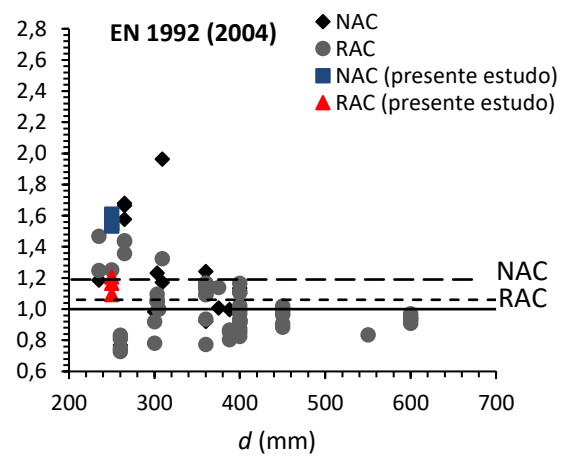


(d)

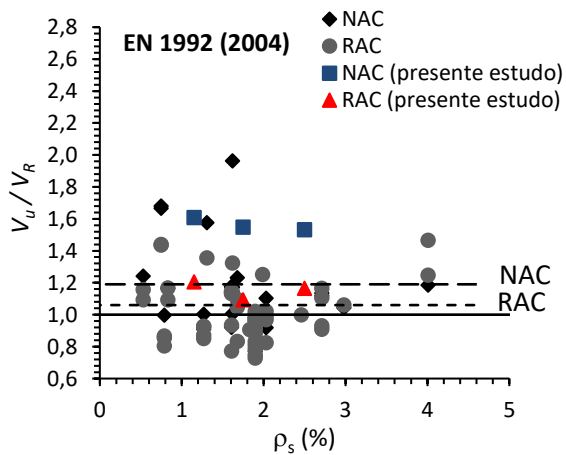
Figura 4.72: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do ACI 318 (2019) (continuação).



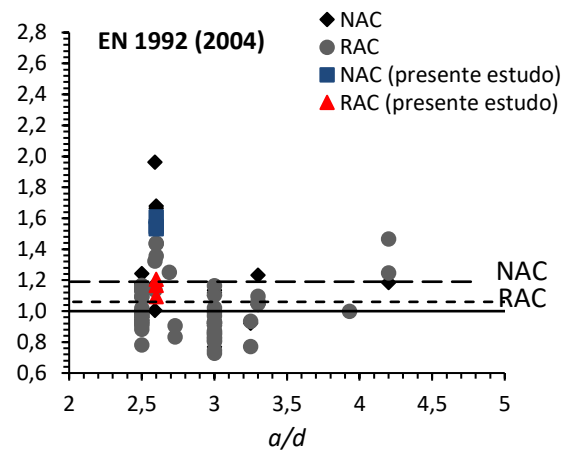
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.73: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do EN 1992-1-1 (2004).

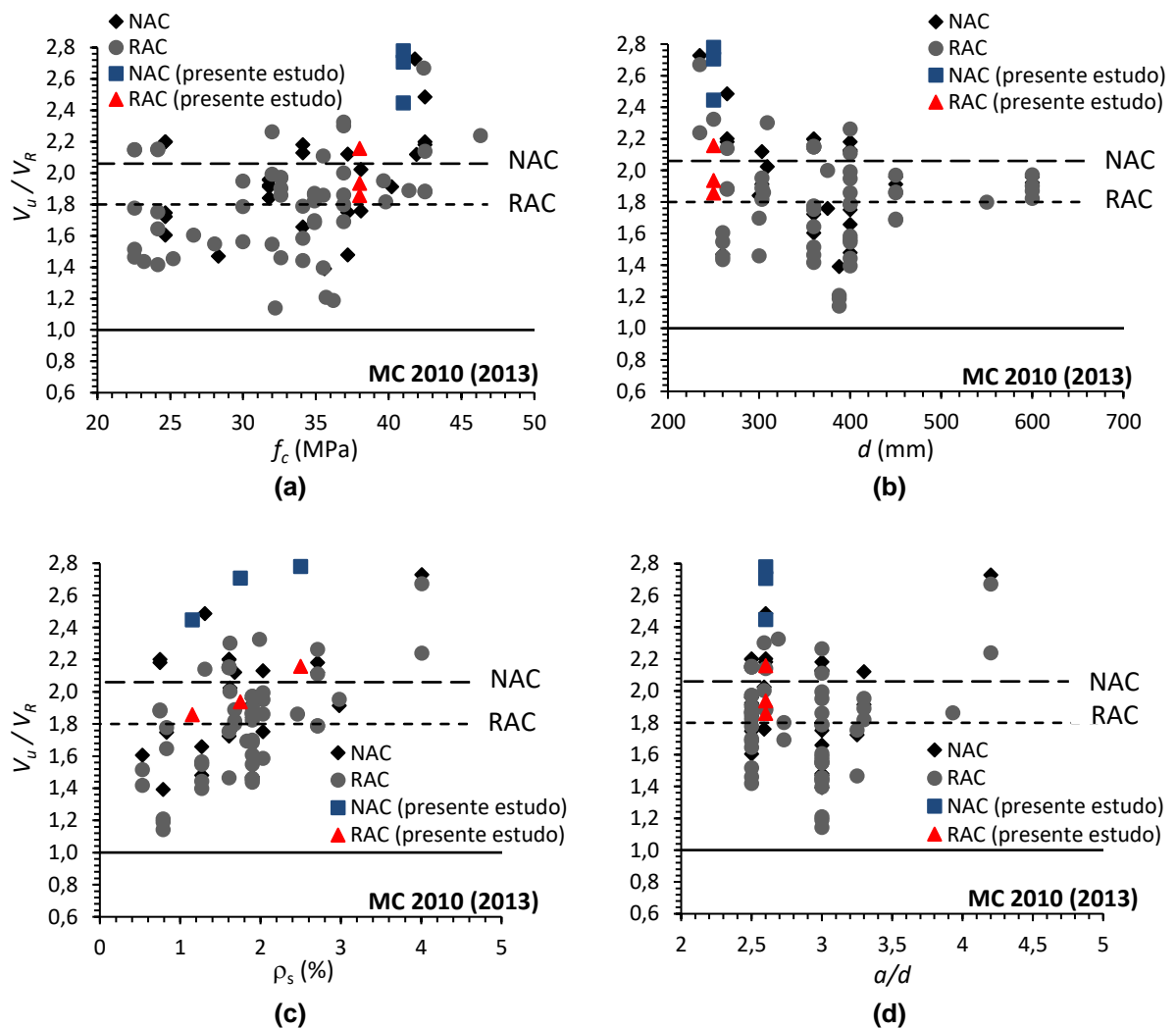


Figura 4.74: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s e (d) a/d para vigas sem estribos com aplicação do FIB MC 2010 (2013).

Nota-se nas Figuras 4.71 a 4.74 que as forças cortantes resistentes das vigas NAC sem estribos apresentaram valores experimentais superiores às médias obtidas a partir das comparações com os trabalhos anteriores. A mesma afirmação pode ser estendida para as vigas RAC. Quanto aos parâmetros individualmente avaliados, os valores obtidos para as vigas NAC e RAC acompanharam as tendências observadas na literatura.

A mesma análise foi realizada para as vigas com estribos. As Figuras 4.75 a 4.78 mostram as relações V_u/V_R obtidas quando utilizada a ABNT NBR 6118 (2014), o ACI 318 (2019), o EN 1992-1-1 (2004) e o FIB MC 2010 (2013), respectivamente. Adicionalmente foi incluído o termo $\rho_{sw}f_{yw}$. Com base nestas figuras nota-se que as vigas NAC e RAC com armadura transversal também atingiram forças cortantes resistentes superiores às médias calculadas de acordo com os dados dos estudos anteriores.

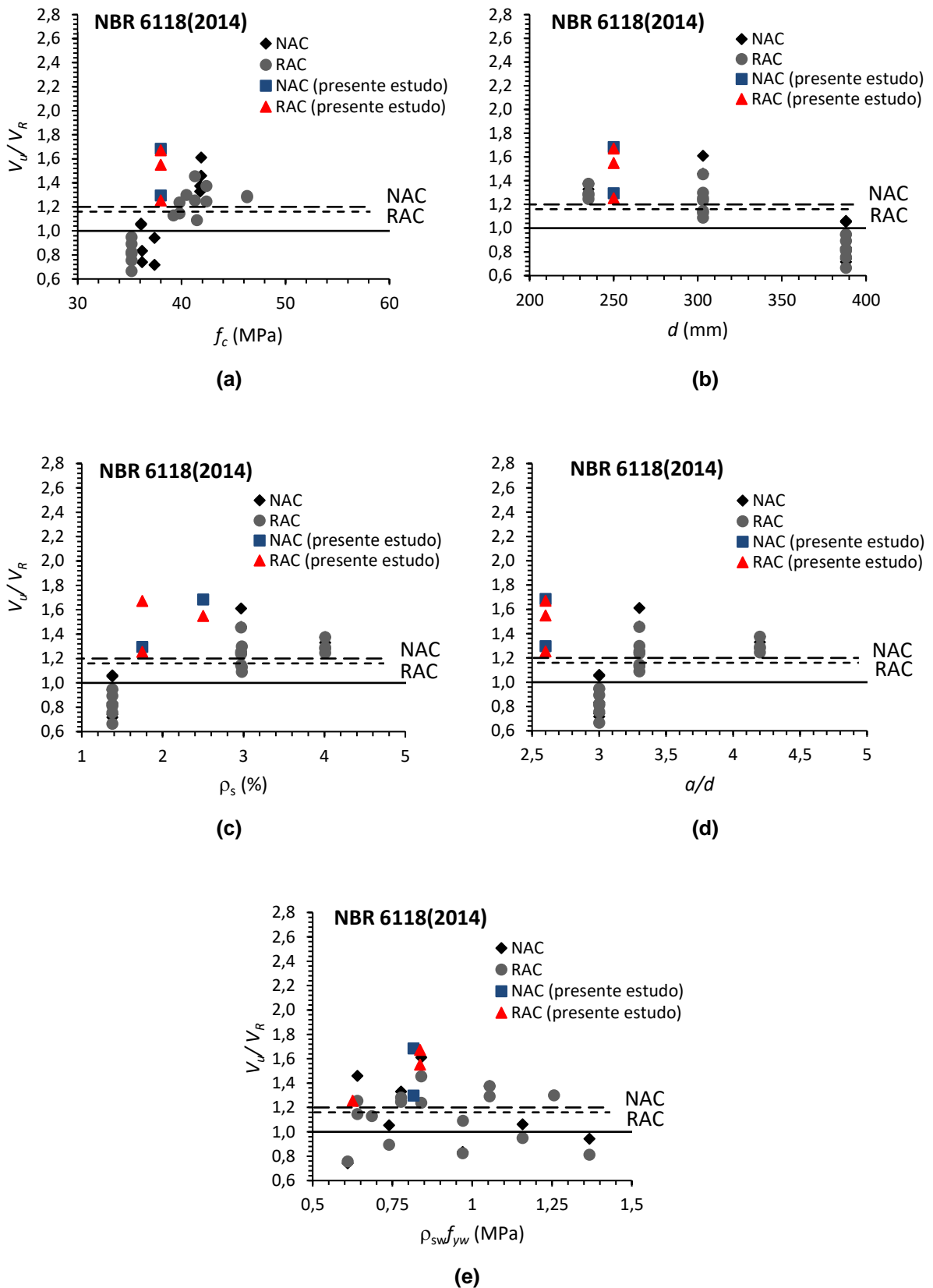


Figura 4.75: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação da NBR 6118 (2014).

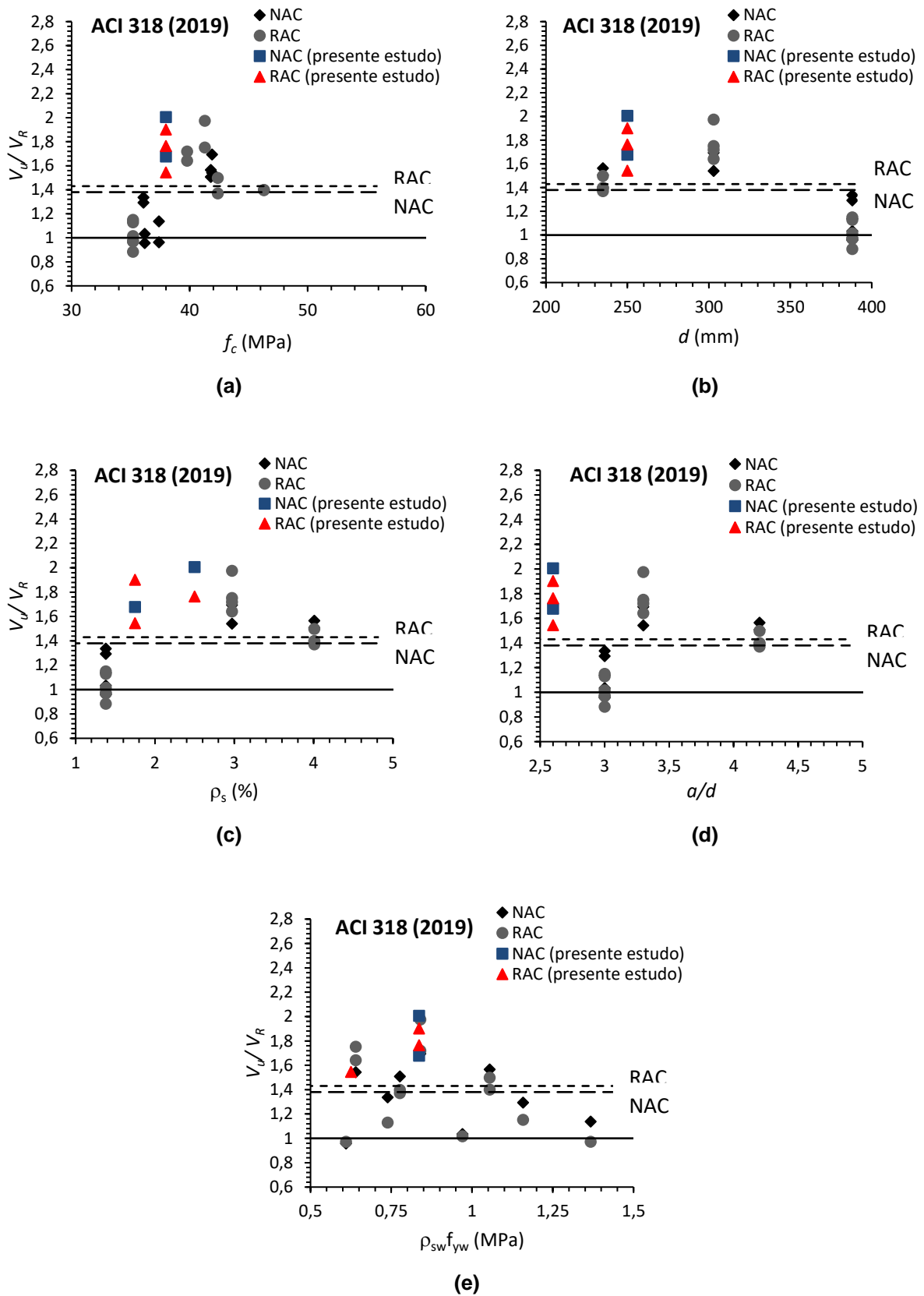


Figura 4.76: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do ACI 318 (2019).

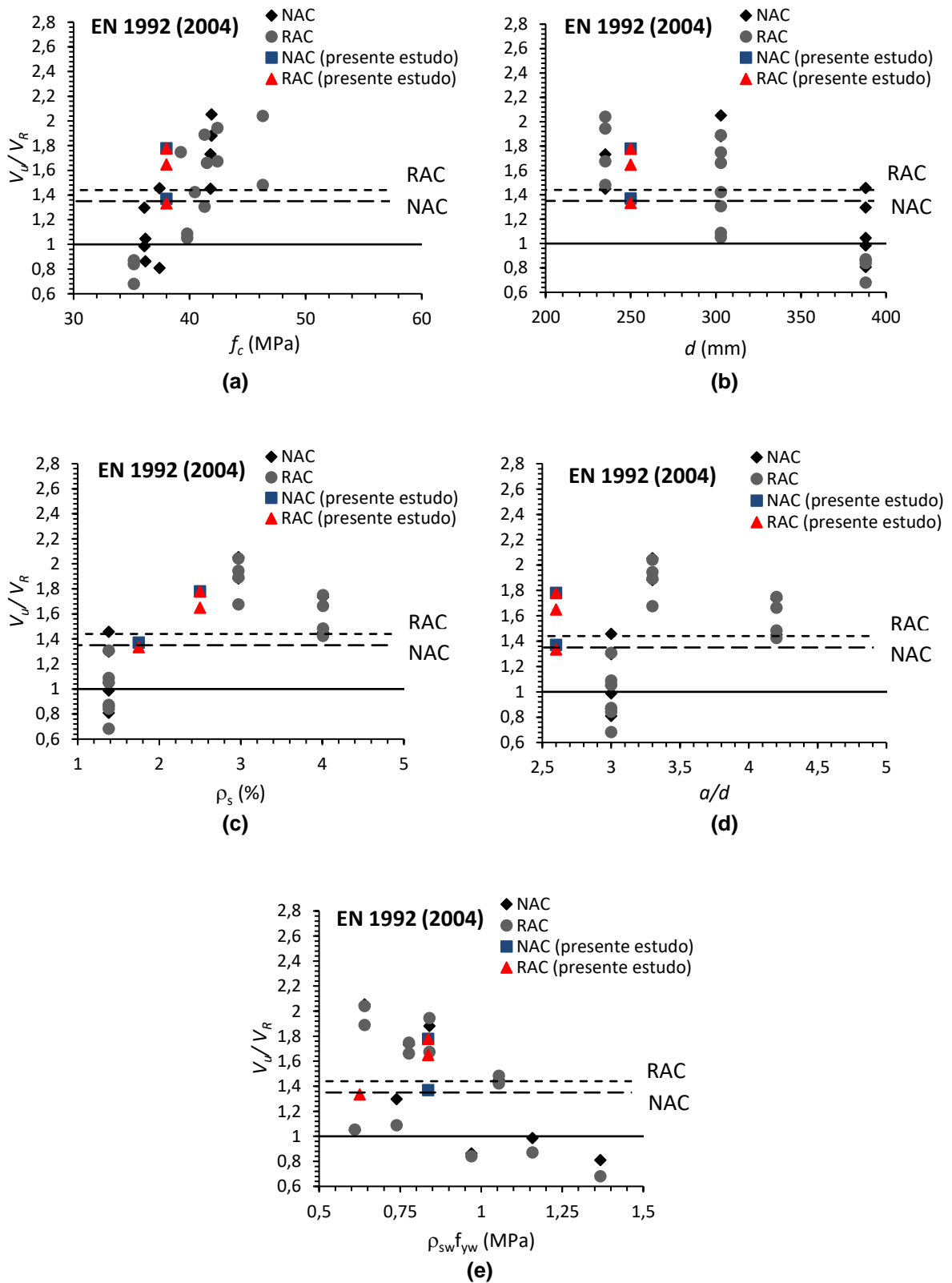


Figura 4.77: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do EN 1992-1-1 (2004).

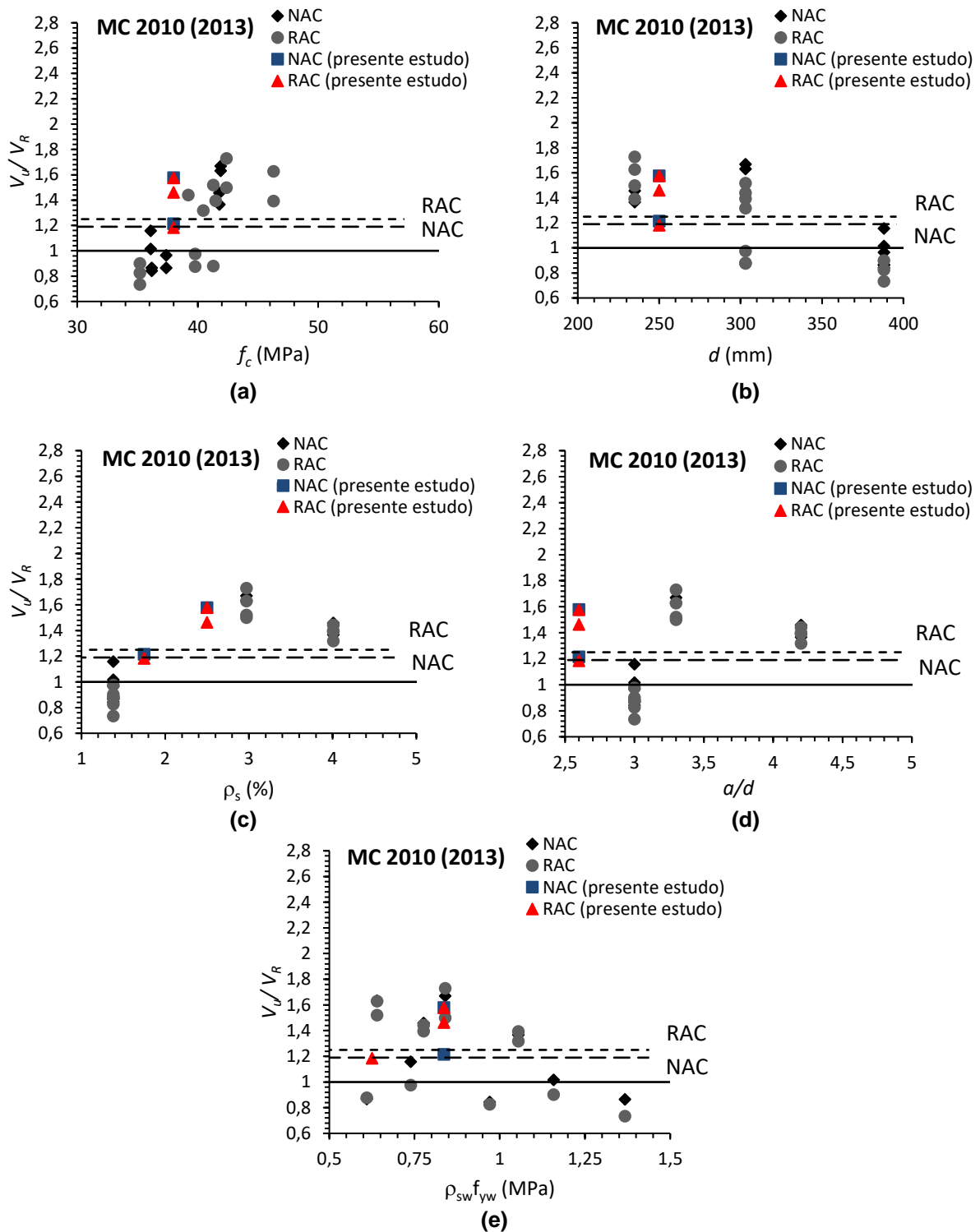


Figura 4.78: Relação V_u/V_R : (a) d , (b) f_c , (c) ρ_s , (d) a/d e (e) $\rho_{sw}f_{yw}$ para vigas com estribos com aplicação do FIB MC 2010 (2013).

De acordo com os resultados das análises realizadas ao longo deste item, é possível inferir que os códigos de dimensionamento analisados permitem a previsão da força cortante resistente das vigas com agregados reciclados desta pesquisa, porém os coeficientes de ponderação devem ser calibrados em função da variabilidade dos parâmetros e do índice de confiabilidade desejado.

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O estudo aqui descrito foi desenvolvido com o objetivo de contribuir para um entendimento mais racional do comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados sem e com estribos. Para tanto foram conduzidos ensaios experimentais com o auxílio de fotogrametria que permitiu maior acurácia na análise da cinemática da fissura diagonal crítica e, conseqüentemente, maior compreensão sobre a atuação dos mecanismos resistentes à força cortante. A ductilidade das vigas sob taxa de armadura transversal mínima também foi avaliada e os resultados obtidos ao longo da pesquisa foram comparados com trabalhos anteriores e previsões por parte de diferentes procedimentos de dimensionamento. As conclusões que puderam ser tiradas a partir do estudo realizado são resumidas neste capítulo.

5.1 Conclusões

O ensaio de cisalhamento direto realizado nos espécimes *push-off* mostrou que para cargas inferiores à de fissuração, ou seja, quando não há a ativação dos mecanismos resistentes através de uma interface fissurada, o comportamento à força cortante do concreto com agregado graúdo reciclado foi semelhante ao observado para o concreto convencional. De acordo com a análise estatística aplicada para a avaliação dos resultados desta etapa, independentemente da resistência à compressão original dos agregados graúdos reciclados, as resistências à força cortante normalizadas dos espécimes ensaiados não mostraram diferenças significativas entre si.

As análises das superfícies de rupturas obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto permitiram o cálculo do parâmetro de rugosidade R_z e a classificação de todas as superfícies analisadas como rugosas, de acordo com o FIB MC 2010 (2013). O estudo estatístico mostrou que todos os valores de R_z calculados foram iguais entre si, apontando para uma semelhança entre as rugosidades das diferentes superfícies avaliadas.

Em contrapartida, a análise das superfícies a partir da distribuição de frequência do ângulo de contato, resultou em maior quantidade de ângulos próximos a zero, ou seja, menor variação de profundidade entre dois pontos de controle consecutivos, nas superfícies de ruptura dos concretos com agregados reciclados.

Dessa forma, os resultados levaram a crer que, estas últimas, trataram-se de interfaces mais lisas e, conseqüentemente, com menor potencial para o desenvolvimento do mecanismo de engrenamento dos agregados.

A redução na força cortante resistida por parte das vigas de concreto com agregados reciclados sem estribos corroborou a ideia de que a atuação dos mecanismos de transferência de força cortante não é equivalente para ambos os tipos de concretos avaliados nesta pesquisa. Na ausência da armadura transversal, a redução da resistência à força cortante foi de cerca de 24% quando agregados reciclados foram empregados no concreto, independentemente da taxa de armadura longitudinal. Quando do provimento dos estribos, esta redução praticamente não foi observada, o que mostra que os mecanismos resistentes desenvolvidos na presença desta armadura possuem contribuições similares.

Quanto a avaliação dos mecanismos resistentes à força cortante, nas vigas sem estribos, a maior contribuição foi provida pelo engrenamento dos agregados. Na presença da armadura transversal, a força cortante transferida por este mecanismo foi reduzida, principalmente nas vigas produzidas com agregados reciclados. O menor deslizamento medido entre as faces da fissura crítica diagonal mediante o fornecimento dos estribos foi considerado como uma justificativa para esta redução. Este comportamento se mostrou semelhante aos observados nas pesquisas de Campana *et al.* (2013), Huber *et al.* (2016) e López *et al.* (2021).

Os demais mecanismos avaliados não mostraram uma tendência clara de influência por partes dos agregados reciclados. As contribuições providas pela resistência à tração residual do concreto, pela zona de concreto comprimido não fissurado e pelo efeito de pino da armadura longitudinal foram, em geral, pouco representativas para o instante relativo a V_u em vigas sem armadura transversal. Nas vigas com estribos, o efeito de pino mostrou contribuição significativa, principalmente para as vigas do Tipo 6.

O cálculo de $V_R = V_d + V_{ag} + V_{cz} + V_{res}$ nas vigas com estribos, levou a valores próximos aos experimentais. Já nas vigas sem estribos, uma defasagem entre os valores experimentais e calculados foi observada, embora, a previsão via somatório das parcelas dos mecanismos resistentes esteja próxima aos resultados de força cortante obtidos a partir da aplicação das previsões das normas abordadas nesta pesquisa.

Foi verificado que a contribuição dos diferentes mecanismos resistentes, além das características das vigas, depende da posição e forma da fissura diagonal crítica, que podem variar mesmo em vigas semelhantes. Esta conclusão é partilhada por outros pesquisadores que utilizaram a técnica de correlação de imagem digital para a avaliação dos mecanismos de transferência de força cortante como, por exemplo, Resende (2020).

As vigas com agregados reciclados e com estribos apresentaram ductilidade e resistência residual compatíveis com a maioria dos critérios estabelecidos por pesquisas anteriores e as fissuras apresentaram aberturas controladas, sobretudo quando maior taxa de armadura longitudinal foi fornecida. Estes resultados apontaram para o fato de que as equações recomendadas pela ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019) para o cálculo da taxa de armadura transversal mínima, mostraram-se aplicáveis para as vigas RAC desta pesquisa, sem a necessidade de quaisquer alterações.

As relações V_u/V_R calculadas a partir das normas da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), EN 1992-1-1 (2004) e FIB MC 2010 (2013) mostraram que as forças cortantes resistentes das vigas RAC desta pesquisa podem ser previstas pelas equações presentes nestes códigos de dimensionamento, mantendo-se, na maioria dos casos, o caráter conservador observado para as vigas NAC.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados graúdos reciclados ainda carece de muitos pontos de investigação para uma melhor compreensão acerca deste tema. Nesta pesquisa, devido às limitações do programa experimental, poucas variáveis foram consideradas e um número reduzido de vigas foram ensaiadas. Dessa forma, a ampliação deste estudo com a inclusão de novas variáveis, mantendo o uso da técnica de fotogrametria, poderia trazer contribuições importantes.

A avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento de forma separada poderia permitir uma análise mais detalhada sobre o comportamento das vigas de concreto com agregados reciclados à força cortante. Ensaios de efeito de pino da armadura longitudinal, assim como a ruptura de espécimes *push-off* onde pudesse ser observado o desenvolvimento do mecanismo de engrenamento dos agregados,

seria uma maneira de agregar conhecimento ao tema e poderia elucidar melhor as diferenças no comportamento destas vigas em comparação às vigas convencionais.

Por fim, uma investigação do caminho de forças resistentes em função das respostas dos mecanismos resistentes e da posição e geometria da fissura crítica poderia contribuir para um melhor entendimento do comportamento à força cortante de vigas de concreto.

CAPÍTULO IV – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD: Bridge design specifications**, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, 1995.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, 2019.

APPA RAO, G.; INJAGANERI, S. S. Minimum shear reinforcement for optimum ductility of reinforced concrete beams. **International Journal of Research in Engineering and Technology**, v. 2, n. 10, p. 25–32, 2013.

AREZOUMANDI, M. et al. An experimental study on shear strength of reinforced concrete beams with 100% recycled concrete aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 53, p. 612–620, 28 fev. 2014.

AREZOUMANDI, M. et al. Effect of recycled concrete aggregate replacement level on shear strength of reinforced concrete beams. **ACI Materials Journal**, v. 112, n. 4, p. 559–568, 1 jul. 2015.

ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ). **Standard for structural calculation of reinforced concrete structure**, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 51: Agregado**

gráudo-Ensaio de abrasão “Los Ángeles”. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211: Agregados para concreto-Especificação**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53: Agregado gráudo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1: Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018.

AUSTRALIA STANDARD. **Australia standard for concrete structures**, AS 3600, 2009.

BAUMANN, T.; RUSCH, H. Versuche zum stadium der verdubelungswirkung der biegezugbewehrung eines stahlbetonbalkens. **Deutscher Ausschuss fur**

Stahlbeton, Heft 210, p. 45–83, 1970.

BAZANT, Z. P.; GAMBAROVA, P. G. Rough crack models in reinforced concrete. **ASCE – Journal of Structural Engineering**, v. 106, n. 4, p. 819–842, 1980.

BAZANT Z. P., Kim J. K. Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. **ACI Structural Journal** v. 81, n. 5, p.456–468, 1984.

BAZANT, Z. P., YU, Q. Design against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups. **Journal Structural Engineering**, v. 131, n. 12, p. 1877–1885, 2005.

BAZUCO, S. R. **Utilização de agregados reciclados de concreto para produção de novos concretos**. 1999. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.

BUJADHAM, B.; LI, B.; MAEKAWA, K. Path-dependent stress transfer along crack in concrete. **JCI Colloquium**. 1989.

CAMPANA, S. et al. Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. **Magazine of Concrete Research**, v. 65, n. 6, p. 386–404, 1 mar. 2013.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **Design of concrete structures CSA A23.3**, 2002.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **Design of concrete structures CSA A23.3**, 2004.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **Design of concrete structures CSA A23.3**, 2007.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **Design of concrete structures CSA A23.3**, 2010.

CAVAGNIS, F. **Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models**. 2017. Tese de Doutorado - École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suíça, 2017.

CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, n. 1, p.

49–64, 1 fev. 2018a.

CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack. **Engineering Structures**, v. 157, p. 300–315, 15 fev. 2018b.

CHOI, H. B. et al. Experimental study on the shear strength of recycled aggregate concrete beams. **Magazine of Concrete Research**, v. 62, n. 2, p. 103–114, 1 fev. 2010.

CLADERA, A. et al. The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. **Structural Concrete**, v. 17, n. 6, p. 1017–1032, 1 dez. 2016.

EMIKO, L. et al. Shear transfer in lightweight concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 6, p. 393–400, 1 jun. 2011.

ETMAN, E. E. et al. Improving the shear performance of reinforced concrete beams made of recycled coarse aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 185, p. 310–324, 10 out. 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Bruxelas, Bélgica, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2 (2020), Final version of PT1-draft prEN1992-1-1:2018 Eurocode 2: Part 1-1 of April 2018**. Bruxelas, Bélgica, 2020.

FATHIFAZL, G. et al. Shear strength of reinforced recycled concrete beams without stirrups. **Magazine of Concrete Research**, v. 61, n. 7, p. 477–490, 1 set. 2009.

FATHIFAZL, G. et al. Shear capacity evaluation of steel reinforced recycled concrete (RRC) beams. **Engineering Structures**, v. 33, n. 3, p. 1025–1033, mar. 2011.

FENWICK, R. C.; PAULAY, T. Mechanism of shear resistance of concrete beams. **Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.**, v. 94, n. ST10, p. 2325–2350, 1968.

FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MIRZAEI, Y.; MUTTONI, A. Post-Punching Behavior of Flat Slabs. **ACI Structural Journal**, v. 110, n. 5, p. 801–812, 2013.

FONTEBOA, B. G. et al. Cortante-fricción de los hormigones reciclados. **Materiales de Construcción**, v. 60, n. 299, p. 53–67, 30 set. 2010.

FONTEBOA, B. G.; ABELLA, F. M. Shear strength of recycled concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 4, p. 887–893, abr. 2007.

GAMBAROVA, P. G.; KARAKOC, C. A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements. *In: Proceeding of 7th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. Chicago, 1983. p. 251-261.

GARCIA, S. L. G. **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. 2002. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

GASTEBLED, O. J., MAY, I. M. Fracture mechanics model applied to shear failure of reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 2, p. 184–190, 2001.

GOLDEN SOFTWARE, INC. SURFER for windows: release 11, contouring, and 3D surface mapping for scientist's engineer's user's guide.

GOM: Precise Industrial 3D METROLOGY. **GOM CORRELATE**. Disponível em: <<https://www.gom-correlate.com/>>. Acesso em: 26 de nov. 2020.

HAMADI, Y. D.; REGAN, P. E. Behaviour of normal and lightweight aggregate beams with shear cracks. **The Structural Engineer**, v. 58, n. 4, p. 71–79, 1980.

HANSEN, T. C. **Recycled of demolished concrete and masonry**. London: Chapman & Hall, 1992. Part One: Recycled aggregates and recycled aggregate concrete, p. 1-160. 1992.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.-E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, p. 773–782, 1976.

HUBER, P.; HUBER, T.; KOLLEGGGER, J. Investigation of the shear behavior of RC

beams on the basis of measured crack kinematics. **Engineering Structures**, v. 113, p. 41–58, 15 abr. 2016.

IGNJATOVIĆ, I. S.; MARINKOVIĆ, S. B.; TOŠIĆ, N. Shear behaviour of recycled aggregate concrete beams with and without shear reinforcement. **Engineering Structures**, v. 141, p. 386–401, 15 jun. 2017.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). **FIB Model Code for Concrete Structures 2010**. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Alemanha, 2013.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE). **Standard Specification for Concrete Structure**, 2007.

JELIC, I.; PAVLOVIĆ, M. N.; KOTSOVOS, M. D. A study of dowel action in reinforced concrete beams. **Magazine of Concrete Research**, v. 51, n. 2, p. 131–141, abr. 1999.

JI, S. K.; LEE, W. S.; DOYUN, H. Shear strength of reinforced concrete beams with recycled aggregates. *In: Walraven, Stoelhorst (Eds.), Tailor Made Concrete Structures*. Taylor & Francis Group, Londres, 2008. p. 1089–1091.

JOHNSON, M. K.; RAMIREZ, J. A. Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 86, n. 4, p. 376–382, 1989.

KATKHUDA, H.; SHATARAT, N. Shear behavior of reinforced concrete beams using treated recycled concrete aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 63–71, 30 out. 2016.

KHAJA, M. N.; SHERWOOD, E. G. Does the shear strength of reinforced concrete beams and slabs depend upon the flexural reinforcement ratio or the reinforcement strain? **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 40, n. 11, p. 1068–1081, nov. 2013.

KIM, S.-W. et al. Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete Beams with Recycled Aggregate. **Journal of Asian Architecture and Building Engineering**, v. 12, n. 2, p. 323–330, 2013.

LATHA, M. S.; REVANASIDDAPPA, M.; NAVEEN KUMAR, B. M. Influence of stirrup spacing on shear resistance and deformation of reinforced concrete beams.

International Journal of Engineering & Technology, v. 7, n. 1, p. 126–134, 3 fev. 2018.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. 2001. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LI, B.; MAEKAWA, K. Contact density model for cracks in concrete. *In: IABSE Colloquium*. Delft: 1987, p. 51-62.

LI, B.; MAEKAWA, K.; OKAMURA, H. Contact density model for stress transfer across cracks in concrete. **Journal of the Faculty of Engineering – The University of Tokyo**, v. 40, n. 1, p. 9–52, 1989.

LIAN, O. C. et al. Experimental Study on Shear Behaviour of High Strength Reinforced Recycled Concrete Beam. **Science & Technology**, v. 21, n. 2, p. 601–610, 2013.

LÓPEZ, A. M.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; SOSA, P. F. M. The influence of transverse reinforcement and yielding of flexural reinforcement on the shear-transfer actions of RC members. **Engineering Structures**, v. 234, p. 17, 1 maio 2021.

MANSUR, M. A.; VINAYAGAM, T.; TAN, K.-H. Shear Transfer across a Crack in Reinforced High-Strength Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 20, n. 4, p. 294–302, abr. 2008.

MARÍ, A. et al. Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 11, n. 11, p. 1399–1419, 2 nov. 2014.

MATTOCK, A. H. Shear Friction and High-Strength Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 1, p. 50–59, 2001.

MÖRSCH, E. **Der Eisenbetonbau** (publicado em inglês como: Concrete-Steel Construction). The Engineering News Publishing Company, 368 p. 1909.

MURTY, D. S. R. C.; PAPAARAO, G. Influence of stirrup spacing on shear resistance of reinforced concrete beams. **Magazine of Concrete Research**, v. 65, n. 14, p. 829–836, 1 jul. 2013.

MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. **ACI Structural Journal**, v. 105, n. 2, p. 163–172, 2008.

OZCEBE, G.; ERSOY, U.; TANKUT, T. Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete by. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 3, p. 361–369, 1999.

PACHECO, J. N. et al. Uncertainty of shear resistance models: Influence of recycled concrete aggregate on beams with and without shear reinforcement. **Engineering Structures**, v. 204, 1 fev. 2020.

PANDA, S. S.; GANGOLU, A. R. Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beam by Factorial Design of Experiment. **ACI Structural Journal**, v. 114, n. 6, p. 1495–1505, 1 nov. 2017.

PRADHAN, S.; KUMAR, S.; BARAI, S. V. Shear performance of recycled aggregate concrete beams: An insight for design aspects. **Construction and Building Materials**, v. 178, p. 593–611, 30 jul. 2018.

RAHAL, K. N.; AL-KHALEEFI, A.-L. Shear-Friction Behavior of Recycled and Natural Aggregate Concrete—An Experimental Investigation. **ACI Structural Journal**, v. 112, n. 6, p. 725–734, 1 nov. 2015.

RAHAL, K. N.; AL-SHALEH, K. S. Minimum Transverse Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, v. 101, n. 6, p. 872–878, 2004.

RAHAL, K. N.; ALREFAEI, Y. T. Shear strength of longitudinally reinforced recycled aggregate concrete beams. **Engineering Structures**, v. 145, p. 273–282, 15 ago. 2017.

RAHAL, K. N.; ALREFAEI, Y. T. Shear strength of recycled aggregate concrete beams containing stirrups. **Construction and Building Materials**, v. 191, p. 866–876, 10 dez. 2018.

REINHARDT, H. W. Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material Like Concrete. **Heron, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology**, v. 29, n. 2, 1984.

RESENDE, T. L. **Resistência à força cortante de vigas de concreto auto-**

adensável. 2014. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

RESENDE, T. L. **Contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante em vigas de concreto armado sem e com fibras de aço**. 2020. Tese de Doutorado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

RUIZ, M. F.; PLUMEY, S.; MUTTONI, A. Interaction between Bond and Deviation Forces in Spalling Failures of Arch-Shaped Members without Transverse Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 3, p. 346–354, 2010.

SADATI, S. et al. Shear performance of reinforced concrete beams incorporating recycled concrete aggregate and high-volume fly ash. **Journal of Cleaner Production**, v. 115, p. 284–293, 1 mar. 2016.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 2, p. 119–137, 1 fev. 2011.

SARKAR, S.; ADWAN, O.; BOSE, B. Shear stress contributions and failure mechanisms of high strength reinforced concrete beams. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 32, p. 112–116, 1999.

SHERWOOD, E. G. **One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs**. 2008. Tese de Doutorado - University of Toronto, Toronto, Canadá, 2008.

SINGH, B.; CHINTAKINDI, S. An appraisal of dowel action in reinforced concrete beams. *In*: Proceedings of Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings. n. SB5, mai. 2013. p. 257-267.

SOGO, M. et al. Shear behavior of reinforced recycled concrete beams. *In*: Proceedings of the International RILEM Conference. Barcelona, Espanha: 2004.

SUN, C. et al. Study on aggregate interlock behavior of pre-cracked recycled aggregate concrete without stirrups. **Journal of Building Engineering**, v. 39, 1 jul. 2021.

TAYLOR, H. P. J. Investigation of the dowel shear forces carried by the tensile steel in reinforced concrete beams. **Cement and Concrete Association**, Technical

Report 431, 24 p., 1969.

TAYLOR, H. P. J. The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear. **ACI Special Publication**, v. 42, p. 43–77, 1974.

VINTZÉLEOU, E. N.; TASSIOS, T. P. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. **Magazine of Concrete Research**, v. 38, n. 134, p. 13–22, 1 mar. 1986.

WALRAVEN, J. C. **Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis**. 1980. Tese de Doutorado - Delft University, Delft, Holanda, 1980.

WALRAVEN, J. C.; REINHARDT, H. W. Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. **Heron**, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, v. 26, n. 1, p. 68, 1981.

WALRAVEN, J.; FRENAY, J.; PRUIJSSERS, A. Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members. **PCI Journal**, p. 66–84, jan./fev. 1987.

WASEEM, S. A.; SINGH, B. Shear transfer strength of normal and high-strength recycled aggregate concrete – An experimental investigation. **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 29–40, 30 out. 2016.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 6. ed. Upper Saddle River: Pearson, 2009.

XIAO, J. **Recycled Aggregate Concrete Structures**. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2018.

XIAO, J.; XIE, H.; YANG, Z. Shear transfer across a crack in recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 42, n. 5, p. 700–709, maio 2012.

XIE, Y. et al. Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 2, p. 140–149, 1994.

XU, S., ZHANG, X. e REINHARDT, W. Shear capacity prediction of reinforced concrete beams without stirrups using fracture mechanics approach. **ACI Structural Journal**, v. 109, n.5, p. 705–714, 2012.

YANG, Y. **Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement: a new look at an old problem.** 2014. Tese de Doutorado - Universidade Técnica de Delft, Delft, Holanda, 2014.

ZSUTTY, T. C. Beam shear strength prediction by analysis of existing data. **ACI Structural Journal**, v. 65, n.11, p. 942–951, 1968.

APÊNDICE A

Resumos de trabalhos que avaliaram o comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados reciclados

A.1 Sogo *et al.* (2004)

O principal objetivo desta pesquisa foi a avaliação experimental do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado contendo agregados

miúdos e graúdos reciclados. O programa experimental foi composto por 16 vigas de concreto armado divididas em duas séries, a saber:

- Série A: composta por 12 vigas, das quais 4 continham apenas agregados naturais (VC), 4 tinham agregados miúdos naturais e 100% dos graúdos reciclados (CRC) e as demais eram compostas por 100% de agregados graúdos e miúdos reciclados (CFRC). Nesta série três valores de relação água/cimento (a/c) foram avaliadas: 0,30, 0,45 e 0,60, bem como diferentes teores de aditivos super plastificantes, incorporadores de ar e retentores de água. As variáveis foram concentradas nas composições dos concretos e os parâmetros relacionadas às vigas foram mantidos fixos.
- Série B: composta por 4 vigas, 2 do tipo VC e as outras 2 do tipo CFRC. Nesta série o valor de a/c foi fixado em 0,55 e as proporções dos aditivos também não foram variadas. Em contrapartida, os parâmetros das vigas como comprimento (L), altura efetiva (d), vão de cisalhamento (a) e taxas de armaduras (ρ_s e ρ_{sw}), bem como o espaçamento dos estribos (s) foram explorados como variáveis.

A relação a/d de todas as vigas foi igual a 3,1, a largura da base foi de 150 mm e a resistência à compressão atingida pelos concretos não foi mencionada. A Tabela A.1 mostra o resumo dos detalhes das vigas ensaiadas.

Tabela A.1: Detalhes das vigas ensaiadas (Sogo *et al.*,2004).

Série	Tipo	L (mm)	d (mm)	a (mm)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	s (mm)
A	-	1800	160	500	2,39	0,00	0
	VC	1800	160	500	4,22	0,00	0
B	CFRC	1800	160	500	4,22	0,53	80
	VC	3000	335	1050	4,03	0,00	0
	CFRC	3000	335	1050	4,03	0,26	160

Para as vigas da Série A os resultados mostraram redução de 20% e 30% da resistência à força cortante na presença de apenas agregados graúdos reciclados e de ambos os tipos de agregados reciclados, respectivamente, quando comparada à resistência da viga de referência. A diminuição da relação a/c aumentou a resistência à força cortante independentemente do tipo de agregado, sendo este aumento igual a 25% para $a/c = 0,3$ e 10% para $a/c = 0,45$, quando comparadas aos

espécimes com $a/c = 0,6$. O aditivo incorporador de ar utilizado aumentou em 10% a carga cortante última das vigas.

Na Série B, as vigas contendo agregados graúdos e miúdos reciclados apresentaram maior efeito escala. A resistência à força cortante destas últimas quando fornecida armadura transversal foi similar a observada para as vigas VC sem estribos.

No geral, o padrão de fissuração e o modo de ruptura das vigas com agregados naturais e reciclados foram semelhantes e o modelo de dimensionamento baseado na teoria da treliça modificada mostrou-se adequado para prever a força cortante última das vigas de concreto com agregados reciclados desta pesquisa.

A.2 Exteberria *et al.* (2007)

Neste estudo voltado para a investigação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados graúdos reciclados foi executado um programa experimental contendo 12 vigas com 200 mm de largura, 350 mm de altura efetiva e comprimento total de 3050 mm. A relação a/d avaliada foi de 3,3, a resistência à compressão dos concretos foi de cerca de 40 MPa e a taxa de armadura longitudinal foi de 2,97%.

Diferentes porcentagens de agregados graúdos naturais foram substituídas por reciclados (0%, 25%, 50% e 100%) e três taxas de armadura transversal foram avaliadas (0,00%, 0,16% e 0,21%). O valor de 0,16% está de acordo com a taxa de armadura transversal mínima recomendada pelo Código de Concreto Espanhol EHE.

Os resultados da pesquisa mostraram que as vigas sem estribos contendo apenas 25% de agregados reciclados não apresentaram diferenças significativas no comportamento à força cortante quando comparadas com as vigas de concreto convencional. Para as porcentagens de 50 e 100%, uma redução de 10% na carga última foi observada na ausência da armadura transversal. Estas vigas também apresentaram cargas de fissuração diagonal inferiores às das vigas convencionais. Os autores relacionaram este fato ao enfraquecimento das zonas de transição devido a presença de argamassa residual.

Na presença de estribos, ocorreu redução de 13% na resistência à força cortante das vigas contendo 25% de agregados reciclados enquanto as demais não apresentaram diferenças significativas. Os autores associaram este comportamento ao fato de que as vigas com 50 e 100% de agregados reciclados necessitaram de 6 e 8% a mais de cimento em suas dosagens para alcançar a mesma resistência à compressão do concreto convencional. Já as vigas com apenas 25% de agregados reciclados atingiram esta resistência à compressão sem nenhuma alteração na quantidade de cimento.

Por fim, a comparação dos valores experimentais com os calculados a partir de diferentes códigos de dimensionamento como o CSA (2002) e o Eurocode 2 (2004) mostraram que nenhum ajuste foi necessário quando no máximo 25% de agregados graúdos naturais foram substituídos por reciclados.

A.3 Fonteboa e Abella (2007)

Com o objetivo de estudar o comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados, um programa experimental contendo 8 vigas de concreto armado com largura de 200 mm, altura efetiva de 350 mm e relação a/d de 3,3 foi desenvolvido nesta pesquisa. Duas misturas de concreto foram produzidas, a primeira com agregados naturais e a segunda com 50% dos agregados graúdos naturais substituídos por reciclados. A resistência à compressão dos concretos produzidos estava em torno de 40 MPa e a taxa de armadura longitudinal foi igual a 2,98%. A principal variável envolvida na pesquisa foi a quantidade de armadura de cisalhamento. Para cada tipo de concreto foram feitas quatro vigas contendo 0,00%, 0,12%, 0,17% e 0,22% de taxa de armadura transversal.

Os valores de carga cortante de fissuração e carga cortante resistente obtidos a partir dos ensaios foram próximos para as vigas com agregados naturais e reciclados, independentemente da taxa de armadura transversal. De acordo com os autores, pequenas diferenças foram observadas no padrão de fissuração das vigas, com maiores aberturas de fissura nos espécimes com agregados reciclados. Um ajuste no espaçamento dos estribos foi recomendado pelos pesquisadores para controlar a abertura destas fissuras.

A aplicação de diferentes procedimentos de dimensionamento como o modelo baseado na teoria do campo de compressão modificado e as equações prescritas

pelo EHE (1999), CSA (2002) e ACI 318 (2005), por exemplo, mostraram-se adequadas para prever a força cortante resistente das vigas de concreto com agregados graúdos reciclados ensaiadas nesta pesquisa.

A.4 Ji *et al.* (2008)

Neste estudo um programa experimental limitado foi desenvolvido com o intuito de investigar o comportamento à força cortante de vigas de concreto armado contendo agregados miúdos ou graúdos reciclados. Para tanto, apenas 3 vigas com seção transversal de 170 mm x 300 mm foram produzidas, uma de com concreto convencional utilizada como referência, outra contendo 50% de agregados miúdos reciclados e agregados graúdos naturais e uma terceira produzida com 100% de agregados graúdos reciclados e areia natural.

A taxa de armadura longitudinal foi de 1,1% e as vigas não continham armadura transversal. A relação a/d foi de 2,0 e a resistência à compressão dos concretos foi de, respectivamente, 31,61 MPa, 36,10 MPa e 39,66 MPa, para as 3 vigas citadas anteriormente, embora nenhum ajuste tenha sido realizado na dosagem.

Os resultados experimentais não apontaram diferenças significativas no comportamento à força cortante das três vigas ensaiadas. Os modos de ruptura e as resistências atingidas foram semelhantes entre si. A aplicação de normas como o ACI 318 (2005), CSA (2002) e o Eurocode 2 (2004) levaram a previsões próximas da força cortante resistente mostrando-se aplicáveis para as vigas de concreto com agregados reciclados deste estudo.

A.5 Fathifazi *et al.* (2009) e Fathifazi *et al.* (2011)

Estas pesquisas, ambas realizadas pelo mesmo autor principal, complementam-se na investigação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com agregados graúdos reciclados utilizando um método peculiar de dosagem. A razão para o emprego de outro método está no fato de que, na dosagem convencional da mistura, a argamassa residual do agregado reciclado é tratada como parte do agregado em vez de matriz. Na opinião dos autores, o menor conteúdo de agregado natural total no concreto com agregado reciclado é um dos principais responsáveis pelos prejuízos nas propriedades mecânicas e estruturais deste material.

A principal característica do método proposto, denominado Volume de Argamassa Equivalente, é o tratamento da argamassa residual como parte do volume total da matriz do concreto. Com isso, as porcentagens de agregados naturais substituídos por reciclados não são definidas a princípio, como na maioria das vezes. Este parâmetro torna-se consequência da quantidade de argamassa residual e para estes estudos os valores foram de 63,5 e 74,3%. Além disso, os agregados reciclados tiveram duas origens diferentes: de Vancouver, onde o agregado natural do concreto original era cascalho de rio e de Montreal, originados a partir de concretos com agregados naturais de calcário.

Com o objetivo de produzir vigas de referência de concreto com agregados naturais com a mesma origem daqueles empregados nos concretos originais, quatro dosagens distintas foram estudadas:

- EM: Concreto com 63,5% de agregados graúdos reciclados provenientes de um concreto original de Montreal, cujo agregado natural era de origem calcária.
- CL: Concreto com agregados graúdos naturais de origem calcária.
- EV: Concreto com 74,3% de agregados graúdos reciclados provenientes de um concreto original de Vancouver, cujo agregado natural era cascalho.
- CG: Concreto com agregados graúdos naturais de cascalho.

A partir das dosagens supracitadas, a influência exercida pela relação a/d , além do efeito escala em vigas produzidas com diferentes alturas foram avaliados. A taxa de armadura longitudinal também foi variada e os vãos de rupturas das vigas não continham estribos. A resistência à compressão dos concretos variou entre 35 e 45 MPa. As Tabelas A.2 e A.3 mostram o resumo dos parâmetros das vigas para a avaliação da relação a/d e da altura efetiva, respectivamente.

Tabela A.2: Detalhes das vigas ensaiadas para estudo da variação de a/d (Fathifazi *et al.*, 2009).

Viga	a/d	d (mm)	L (mm)	ρ_s (%)
EM-1,5N	1,50	300	1900	1,00
EM-2,0N	2,00	300	2200	1,50
EM-2,7N	2,59	309	2600	1,62
CL-2,7N	2,59	309	2600	1,62
EM-4,0N	3,93	305	3400	2,46
EV-1,5N	1,50	300	1900	1,00
EV-2,0N	2,00	300	2200	1,50
EV-2,7N	2,59	309	2600	1,62
CG-2,7N	2,59	309	2600	1,62
EV-4,0N	3,93	305	3400	2,46

Tabela A.3: Detalhes das vigas ensaiadas para estudo da variação de d (Fathifazl *et al.*,2009).

Viga	a/d	d (mm)	L (mm)	ρ_s (%)
EM-L	2,69	201	2080	1,99
EM-M	2,59	309	2600	1,62
CL-M	2,59	309	2600	1,62
EM-H	2,73	381	3180	1,83
EM-HH	2,73	476	3700	1,68
EV-L	2,69	201	2080	1,99
EV-M	2,59	309	2600	1,62
CG-M	2,59	309	2600	1,62
EV-H	2,73	381	3180	1,83
EV-HH	2,73	476	3700	1,68

Os resultados mostraram não haver grandes diferenças entre os modos de ruptura, padrões de fissuração, ductilidade e resistência à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados e naturais. A Figura A.1 mostra que a resistência das vigas aumentou conforme a proporção a/d diminuiu, independentemente da origem do agregado reciclado, principalmente devido à maior contribuição do mecanismo de ação de arco para valores de a/d inferiores.

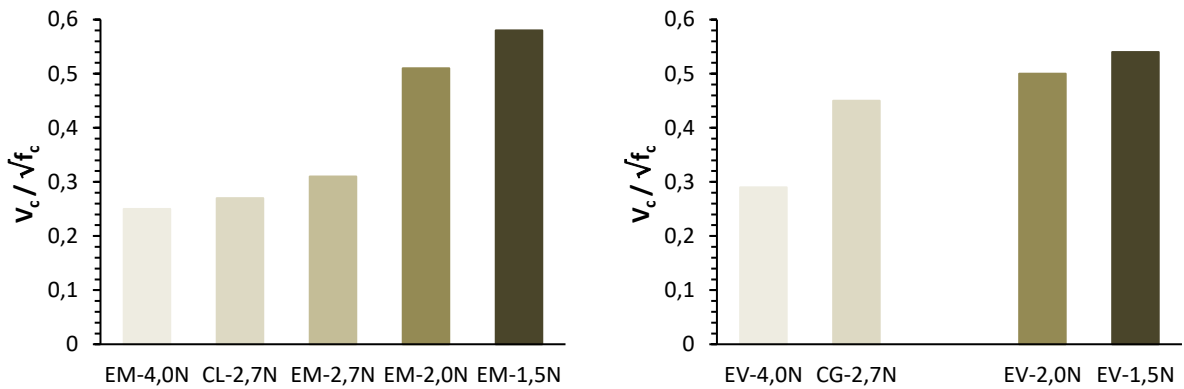


Figura A.1: Valores de $V_c/\sqrt{f_c}$ das vigas ensaiadas para estudo da variação da relação a/d com agregados de (a) Montreal e (b) Vancouver (Fathifazl *et al.*,2009).

A análise dos resultados das vigas com diferentes alturas efetivas mostrou que a resistência à força cortante das vigas diminuiu conforme a profundidade efetiva aumentou, em decorrência do conhecido efeito escala, conforme mostra a Figura A.2.

A ausência de vigas de referência para a maioria das vigas com agregados reciclados limita as análises e conclusões a respeito do emprego destes agregados nesta pesquisa. Embora as influências da relação a/d e da altura efetiva tenham ficado claras, não é possível avaliar se tais parâmetros possuem a mesma sensibilidade para agregados naturais e reciclados devido ao número limitado de vigas de referência.

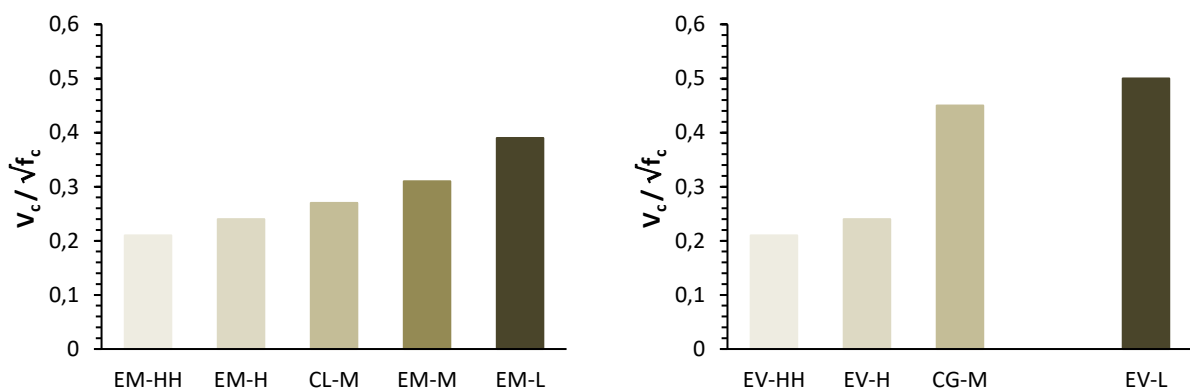


Figura A.2: Valores de $V_c/\sqrt{f_c}$ das vigas ensaiadas para estudo da variação da altura útil com agregados de (a) Montreal e (b) Vancouver (Fathifazl *et al.*,2009).

A aplicação das equações recomendadas pelo CSA (2007), ACI 318 (2005) e Eurocode 2 (2004) mostraram-se aplicáveis para a previsão da força cortante resistente das vigas de concreto com agregados reciclados de ambas as pesquisas.

A.6 Choi *et al.* (2010)

Neste estudo, 20 vigas de concreto armado sem estribos e com seção transversal de 200 mm x 400 mm foram produzidas para avaliar a resistência à força cortante de concretos com agregados graúdos reciclados. A taxa de substituição de agregados naturais por reciclados, os valores de a/d e as taxas de armadura longitudinal foram os parâmetros variáveis analisados, conforme mostra a Tabela A.4. A resistência à compressão dos concretos foi de cerca de 24 MPa.

Tabela A.4: Detalhes das vigas ensaiadas (Choi *et al.*, 2010).

	Viga	Agregado Reciclado (%)	a/d	ρ_s (%)
Série 1	NAC-H1-5	0	1,50	1,61
	NAC-H2-5	0	2,50	1,61
	NAC-H3-25	0	3,25	1,61
	RAC30-H1-5	30	1,50	1,61
	RAC30-H2-5	30	2,50	1,61
	RAC30-H3-25	30	3,25	1,61
	RAC50-H1-5	50	1,50	1,61
	RAC50-H2-5	50	2,50	1,61
	RAC50-H3-25	50	3,25	1,61
	RAC100-H1-5	100	1,50	1,61
	RAC100-H2-5	100	2,50	1,61
	RAC100-H3-25	100	3,25	1,61
Série 2	NAC-L2-5	0	2,50	0,53
	NAC-M2-5	0	2,50	0,83
	NAC-H2-5	0	2,50	1,61
	RAC30-L2-5	30	2,50	0,53
	RAC30-M2-5	30	2,50	0,83
	RAC30-H2-5	30	2,50	1,61
	RAC50-L2-5	50	2,50	0,53
	RAC50-M2-5	50	2,50	0,83
	RAC50-H2-5	50	2,50	1,61
	RAC100-L2-5	100	2,50	0,53
	RAC100-M2-5	100	2,50	0,83
	RAC100-H2-5	100	2,50	1,61

Os resultados experimentais mostraram que a resistência à força cortante das vigas de concreto com agregados reciclados foi menor em comparação com as vigas convencionais para uma mesma taxa de armadura longitudinal e relação a/d . Esta redução foi mais acentuada nas vigas com maiores taxas de substituição de agregados naturais por reciclados.

A redução na resistência foi superior para menores valores de a/d e também para menores taxas de armadura longitudinal, conforme apontam os resultados de força cortante última obtidos para as vigas das Séries I e II, respectivamente, mostrados na Figura A.3

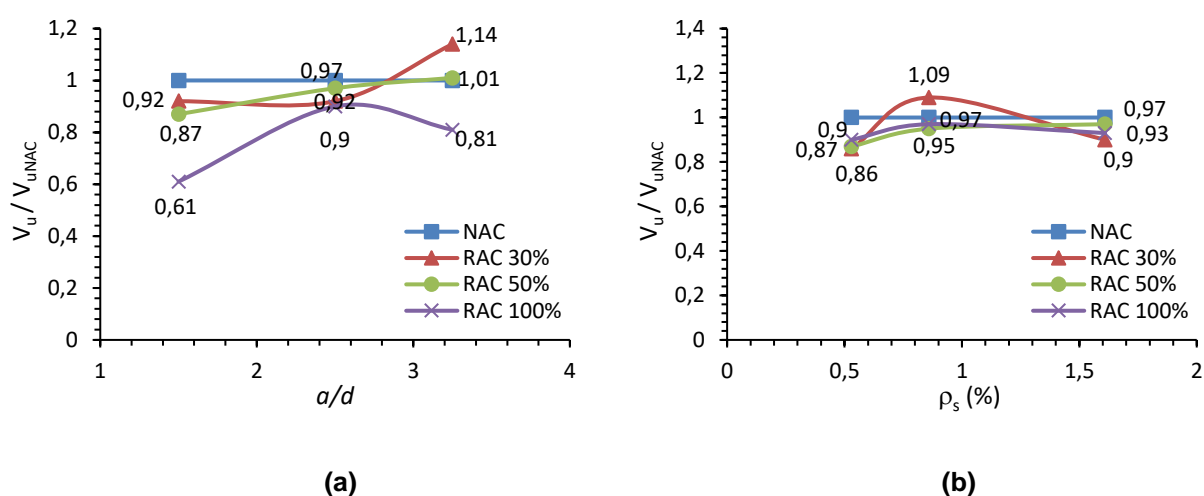


Figura A.3: Valores de V_u/V_{uNAC} das vigas ensaiadas para estudo: (a) da variação da relação a/d e (b) da taxa de armadura longitudinal (Choi *et al.*, 2010).

O agregado reciclado não produziu diferença na rigidez à flexão antes da formação da fissura crítica diagonal, mas causou mais rápida degradação após a formação desta fissura, que se mostrou mais extensa para maiores porcentagens de agregados reciclados e menores taxas de armadura.

A comparação dos resultados experimentais com os calculados a partir dos modelos de previsão de força cortante resistente propostos por Zsutty (1968), Bazant e Kim (1984) e ACI 318 (2005) foi realizada ao final da pesquisa. Enquanto a equação do ACI 318 (2005) mostrou-se aplicável para todas as vigas deste estudo, os modelos de Zsutty (1968) e Bazant e Kim (1984) levaram a valores sutilmente menores que os experimentais, principalmente mediante a presença de 100% de agregados reciclados.

A.7 Kim *et al.* (2013)

Este estudo avaliou o efeito escala na resistência à força cortante de vigas de concreto armado com diferentes taxas de substituição de agregado graúdo natural por reciclado. Um total de 15 vigas sem estribos foram ensaiadas com resistência à compressão do concreto entre 30 MPa e 35 MPa, taxa de armadura longitudinal de 1,9% e relação a/d de 2,5. Os parâmetros variáveis envolvidos na pesquisa são listados na Tabela A.5.

Tabela A.5: Detalhes das vigas ensaiadas (Kim *et al.*, 2013).

Viga	Agregados Reciclados (%)	b (mm)	d (mm)
NA-S2	0	200	300
NA-M2		200	450
NA-L2		200	600
NA-M3		300	450
NA-L4		400	600
RH-S2		200	300
RH-M2	50	200	450
RH-L2		200	600
RH-M3		300	450
RH-L4		400	600
RF-S2	100	200	300
RF-M2		200	450
RF-L2		200	600
RF-M3		300	450
RF-L4		400	600

Conforme mostra a Figura A.4, a força cortante resistente das vigas com 50% e 100% de agregados reciclados foram próximas das obtidas para as suas respectivas vigas de referência. O efeito escala foi observado para todas as vigas a partir do aumento da altura efetiva, independentemente da porcentagem de agregados reciclados empregada. A variação da largura das vigas não levou a observância do efeito escala.

A comparação dos resultados analíticos e experimentais mostrou que dentre os três códigos de dimensionamento abordados na pesquisa, a saber: ACI 318 (2011), AIJ (2010) e CEB-FIP (1991), os dois primeiros não foram adequados para prever a força cortante resistente das vigas com agregados naturais e reciclados

com altura efetiva superior a 400 mm, uma vez que não consideram o efeito escala. O CEB-FIP (1991), que possui um coeficiente que capaz de refletir este efeito, levou a valores próximos aos experimentais.

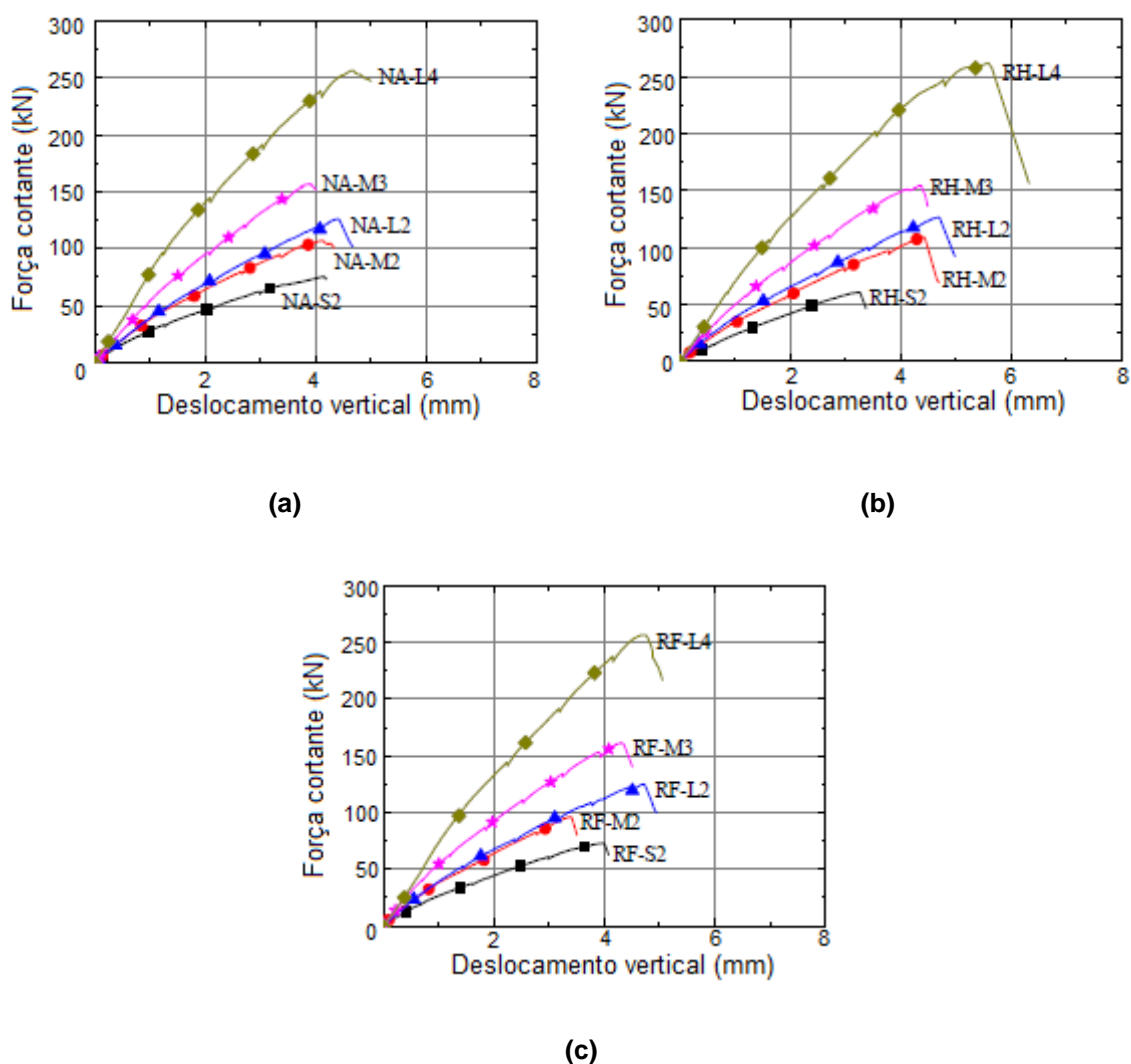


Figura A.4: Resultados de força cortante versus deslocamento vertical das vigas ensaiadas por com porcentagem de agregados graúdos reciclados iguais a (a) 0%, (b) 50% e (c) 100% (Adaptado de Kim *et al.*, 2013).

A.8 Lian *et al.* (2013)

O objetivo deste estudo foi avaliar o comportamento à força cortante de vigas de concreto com agregado reciclado de alta resistência. O programa experimental compreendeu duas séries com um total de 6 vigas com seção transversal de 150 mm x 200 mm. Na primeira série foram moldadas vigas com concreto convencional, enquanto as vigas produzidas em uma outra série possuíam 25% de agregados graúdos reciclados. A resistência à compressão dos concretos variou de 65 a 74 MPa, as taxas de armadura longitudinal e transversal foram de 0,65% e 0,19%,

respectivamente. O parâmetro avaliado como variável foi a relação a/d , cujos valores estudados foram iguais a 1,0, 1,5 e 2,0.

Os resultados mostraram que as forças cortantes resistentes das vigas de concreto com agregados reciclados foram semelhantes às observadas para as respectivas vigas de referência com agregados naturais, exceto para a relação a/d igual a 1,0, cuja redução da resistência foi de 12%. Para ambas as séries de vigas, o aumento de a/d reduziu a força cortante última em cerca de 60% e 55% quando esta relação foi de 1,0 para 2,0 nas vigas com agregados naturais e reciclados, respectivamente.

As comparações entre os resultados experimentais e calculados mediante a aplicação do ACI 318 (2005), Eurocode 2 (1992) e AS3600 (2009) mostraram semelhança com a força cortante resistente para as vigas desta pesquisa.

A.9 Arezoumand *et al.* (2014) e Arezoumand *et al.* (2015)

Ambas as investigações experimentais foram conduzidas pelo mesmo autor principal e complementam-se no estudo da resistência à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados. No total foram confeccionadas 18 vigas sem estribos, de seção transversal de 300 mm x 460 mm, com relação a/d igual a 3,0 e resistência à compressão do concreto em torno de 35 MPa.

Os parâmetros variáveis da pesquisa foram a taxa de substituição do agregado graúdo natural por reciclado (0%, 50% e 100%) e a taxa de armadura longitudinal de tração (1,27%, 2,03% e 2,71%). Para cada combinação de parâmetros, duas vigas idênticas foram ensaiadas.

O concreto original, do qual os agregados reciclados foram derivados, foi produzido pelos próprios autores em ambiente de laboratório e os materiais empregados em sua mistura foram os mesmos usados posteriormente na dosagem dos concretos com agregados reciclados. A resistência do concreto original não foi mencionada e a quantidade de argamassa residual aderida ao grão reciclado foi de cerca de 46%.

Os resultados mostraram que, em termos de morfologia e progressão da fissura e deslocamento vertical no meio do vão, o comportamento das vigas de concreto com agregados naturais e reciclados foram semelhantes. Apesar disso,

para todas as taxas de armadura longitudinal, as vigas de concreto com 100% de agregados reciclados apresentaram redução na força cortante resistente, sendo este comportamento acentuado (cerca de 20% de redução) para maiores valores de ρ_s . A Figura A.5 mostra dos resultados de força cortante última *versus* taxa de armadura longitudinal desta pesquisa.

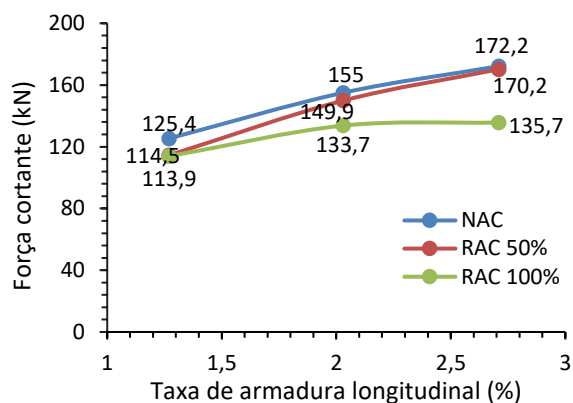


Figura A.5: Força cortante *versus* taxa de armadura longitudinal das vigas ensaiadas.

A comparação dos resultados de força cortante experimental com os valores calculados a partir de modelos envolvendo mecânica da fratura (Bazant e Yu, 2005; Gastebled e May, 2001 e Xu *et al.*, 2012), teoria do campo de compressão modificada e a equação da AASHTO LRFD (2010), mostraram-se aplicáveis para previsão de força cortante resistente das vigas de concreto com agregados graúdos reciclados desta pesquisa.

A.10 Katkhuda e Shatarat (2016)

O comportamento à força cortante de 10 vigas de concreto armado produzidas a partir de agregados naturais e reciclados não tratados e tratados foi alvo de estudo desta pesquisa. O desempenho do agregado reciclado foi melhorado através de métodos de tratamento de aprimoramento. Tais agregados foram pré-embecidos em ácido clorídrico (HCl) durante 24 horas para remover a argamassa aderida e, posteriormente, suas superfícies foram revestidas com solução de meta silicato de sódio penta-hidratado.

Ao todo foram avaliadas cinco dosagens: (1) referência contendo apenas agregados naturais (NC); (2) com 50% de agregados graúdos reciclados não tratados (R50); (3) com 100% de agregados graúdos reciclados não tratados (R100);

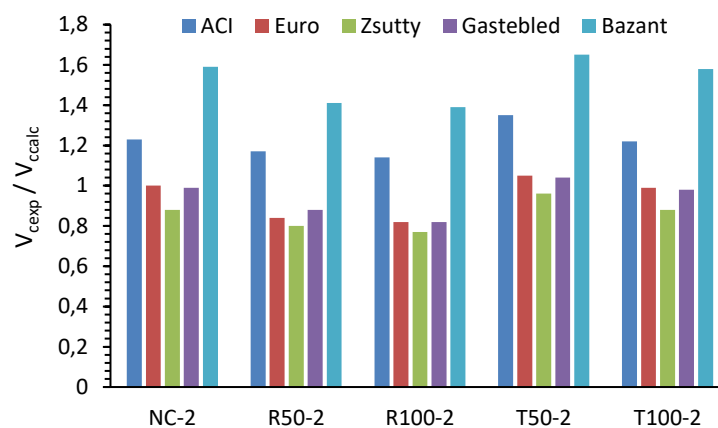
(4) com 50% de agregados graúdos reciclados tratados (T50); e (5) com 100% de agregados graúdos reciclados tratados (T100). Para cada mistura foram confeccionadas duas vigas sem estribos, uma com relação a/d igual a 2,0 e outra igual a 3,0.

A seção transversal das vigas foi de 206 mm x 300 mm, a resistência à compressão dos concretos manteve-se em torno de 25 MPa e a taxa de armadura longitudinal foi de 1,9%.

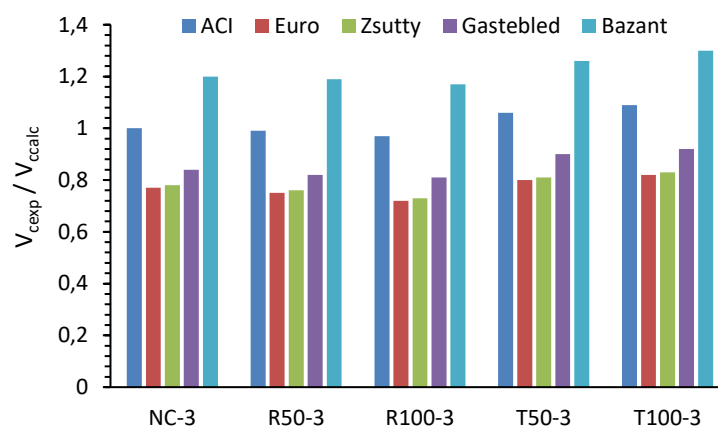
A análise dos resultados de força cortante resistente mostra que, para as vigas com a/d igual a 2,0, a redução desta força foi de 16% e 20% para as vigas com 50% e 100% de agregados reciclados não tratados, respectivamente, em comparação com as vigas de referência. Mediante ao tratamento dos agregados reciclados a resistência à força cortante de todas as vigas foram semelhantes.

Já para as vigas com relação a/d igual a 3,0, as reduções da força cortante resistente em vigas de concreto com agregados reciclados não tratados foram menos acentuadas, 5% e 10%, respectivamente para as taxas de substituição de 50% e 100%. O processo de tratamento dos agregados sanou esta redução e, inclusive, permitiu a estas vigas, ligeiro aumento na resistência à força cortante em relação às vigas de referência (em torno de 5%).

A aplicação das equações para previsão da força cortante última do ACI 318 (2014) e Eurocode 2 (2005) foram analisadas, bem como os modelos propostos por Zsutty (1968), Gastebled e May (2001) e Bazant e Yu (2005). Os valores calculados (V_{ccalc}) apresentaram maior proximidade com os experimentais (V_{cexp}) mediante o tratamento dos agregados reciclados, conforme mostra a Figura A.6.



(a)



(b)

Figura A.6: Valores de V_{cexp}/V_{ccalc} obtidos para as vigas com agregados graúdos reciclados (a) não tratados e (b) tratados (Katkhuda e Shatarat 2016).

A.11 Sadati *et al.* (2016)

Esta pesquisa trata de um estudo complementar aos realizados por Arezoumand *et al.* (2014) e Arezoumand *et al.* (2015). Vigas de concreto com 50% de agregados graúdos reciclados (RAC50) foram avaliadas juntamente com vigas convencionais (CC). Além destas, foram produzidas vigas de concreto com agregados naturais e 50% do conteúdo de cimento substituído por cinza volante (FA50) e, por fim, vigas de concreto com 50% de agregados graúdos reciclados e 50% de cinza volante (SC), chamado pelos autores de concreto sustentável.

As taxas de armadura longitudinal foram de 1,27%, 2,03% e 2,71% e a nenhum dos espécimes foi fornecida armadura transversal. A relação a/d variou

entre 3,10 e 3,25, a seção transversal das vigas foi de 300 mm x 460 mm e a resistência à compressão dos concretos foi de cerca de 30 MPa.

O estudo estatístico realizado com base nos resultados de força cortante resistente mostrou que não há diferença significativa entre os valores obtidos para as vigas CC, FA50 e RAC50. No entanto, as comparações da resistência à força cortante das vigas SC com as vigas CC, FA50 e RAC50, indicaram 10%, 18% e 16% de redução, respectivamente. Todas as vigas exibiram tendências semelhantes de deslocamento vertical e padrão de fissuração.

A comparação dos resultados experimentais com as equações de previsão de força cortante última da AASHTO LRFD (2010), ACI 318 (2011), AS 3600 (2009), CSA (2004), Eurocode 2 (2005) e JSCE (2007), mostrou que a resistência à força cortante das vigas de concreto sustentável (SC) foi superestimada pelas normas em até 10%, enquanto as demais vigas apresentaram valores próximos aos resultados experimentais.

A.12 Rahal e Alrefaei (2017)

Esta pesquisa visou a avaliação da influência da distribuição granulométrica dos agregados reciclados no comportamento à força cortante de vigas de concreto produzidas a partir destes. Para isso, 13 vigas sem estribos e com seção transversal de 150 mm x 420 mm foram produzidas e divididas em duas séries. Na primeira, as porcentagens de substituição de agregado graúdo natural por reciclado foram de 0%, 10%, 20%, 35%, 50%, 75% e 100% e grãos com dimensões iguais a 19,0 mm, 12,5 mm e 9,5 mm foram combinados em proporções equivalentes. Na outra série, as porcentagens de agregados reciclados foram de 5%, 10%, 16%, 23% e 35% e apenas agregados com diâmetro de 9,5 mm foram empregados. Para todas as vigas ensaiadas a taxa de armadura longitudinal foi de 0,79%, a relação a/d foi igual a 3,0 e a resistência à compressão do concreto foi em torno de 35 MPa.

Os resultados da primeira série de vigas apontaram que houve uma diminuição média de 15,5% da resistência à força cortante, independentemente da porcentagem de substituição de agregados naturais por reciclados.

Na outra série, onde visou-se o uso de agregados com dimensão igual a 9,5 mm, substituições de 5% a 16% do conteúdo total de agregados graúdos naturais

por reciclados não causaram efeito prejudicial na resistência à força cortante. Por outro lado, as vigas com taxas de substituição de 23% e 35% apresentaram redução nesta resistência de 10% e 21%, respectivamente.

Ao final da pesquisa, os resultados de força cortante última (V_u) obtidos nos ensaios e outros 36 dados experimentais de trabalhos disponíveis na literatura sobre o tema em questão foram comparados com as previsões do ACI 318 (2014) (V_{uACI}), e CSA (2010) (V_{uCSA}), conforme mostra a Figura A.7. As análises mostraram que tais normas não foram capazes de prever adequadamente a resistência à força cortante das vigas deste estudo, embora o ACI 318 (2014) tenha se mostrado, inclusive, conservador quando aplicado às vigas das demais pesquisas. De acordo com os autores, o pequeno valor de ρ_s avaliado por eles foi determinante na inconformidade observada entre os valores experimentais e calculados.

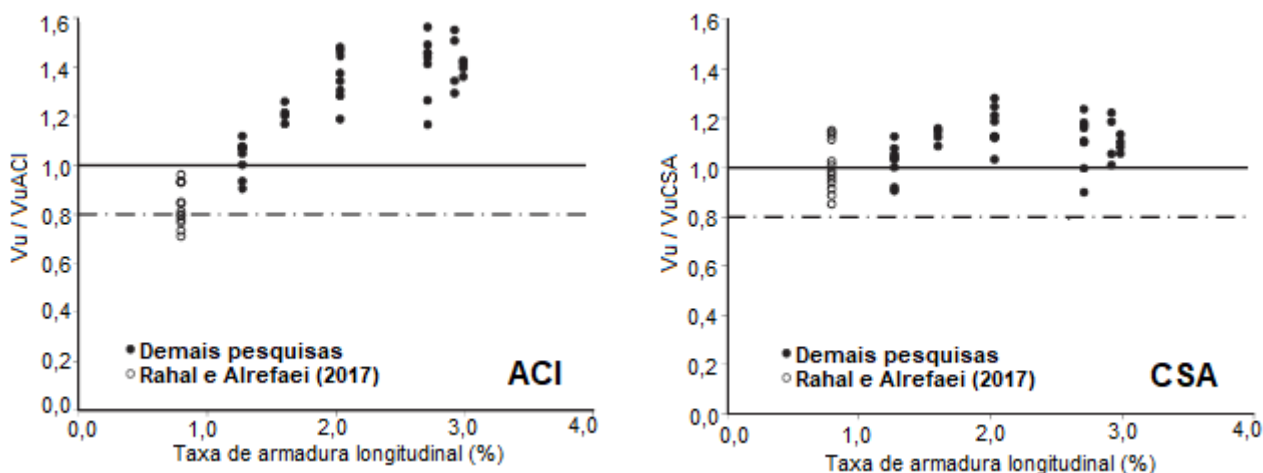


Figura A.7: Comparação dos valores de força cortante experimentais e calculados obtidos a partir da aplicação do (a) ACI 318 (2014) e (b) CSA (Adaptado de Rahal e Alrefaei 2017).

A.13 Ignjatovic *et al.* (2017)

O objetivo deste estudo foi a avaliação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com diferentes porcentagens de agregados graúdos reciclados sem e com estribos. O programa experimental foi composto por 9 vigas com seção transversal de 200 mm x 300 mm, relação a/d de 4,2, taxa de armadura longitudinal de 4,01% e resistência à compressão do concreto em torno de 45 MPa. Os parâmetros variáveis foram o índice de substituição de agregados naturais por reciclados (0%, 50% e 100%) e a taxa de armadura transversal (0,00%, 0,14% e 0,19%).

No geral, o comportamento à força cortante das vigas com mesma taxa de armadura transversal foi similar, independentemente da quantidade de agregado reciclado, com semelhanças no modo de ruptura, no padrão de fissuração e nos deslocamentos verticais no meio do vão. Diferenças na resistência à força cortante de vigas com 0%, 50% e 100% de agregados reciclados com igual quantidade de armadura de cisalhamento foram limitadas a 5% em comparação com suas respectivas vigas de referência.

A comparação dos resultados experimentais com as previsões de força cortante última propostas pelo ACI 318 (2011), CSA (2004) e Eurocode 2 (2004) apresentaram valores aproximados.

A.14 Rahal e Alrefaei (2018)

O objetivo deste estudo foi a avaliação do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com diferentes porcentagens de agregados graúdos reciclados e taxas de armadura transversal. O programa experimental foi composto por 18 vigas com seção transversal de 262 mm x 420 mm, relação a/d igual a 3,0, taxa de armadura longitudinal de 1,38% e resistência à compressão do concreto de 35 MPa. As taxas de substituição de agregados naturais por reciclados foram de 0%, 20% e 100% e as taxas de armadura transversal avaliadas foram iguais a 0,13%, 0,20%, 0,24%, 0,32%, 0,38% e 0,45%.

Os resultados experimentais mostraram que os deslocamentos verticais após o surgimento das fissuras de flexão nas vigas com 100% de agregados reciclados foram significativamente maiores do que aqueles observados nas vigas convencionais. O aumento chegou a 25%, afetando o estado limite de serviço. Por outro lado, as vigas com apenas 20% destes agregados não apresentaram alterações neste parâmetro em comparação com seus espécimes de referência.

No que tange à resistência à força cortante, uma redução média de 5% e 9% foi registrada para as vigas com 20% e 100% de agregados reciclados. Nenhuma tendência foi observada na redução desta resistência a partir da variação da taxa de armadura transversal.

De acordo com os autores, os deslocamentos verticais, aberturas de fissuras, modos de ruptura e forças cortante resistentes obtidos nos ensaios sugerem que a substituição de agregados graúdos naturais por reciclados em uma taxa de até 20%

pode ser empregada sem causar efeitos desfavoráveis no comportamento à força cortante de vigas com armadura transversal.

A.15 Etman *et al.* (2018)

O principal objetivo desta pesquisa foi compensar a diminuição da resistência à força cortante, geralmente associada à presença dos agregados reciclados, fornecendo fibras de aço e usando agregado graúdo reciclado tratado ao invés de bruto (termo usado pelos pesquisadores para designar o agregado reciclado sem qualquer tratamento).

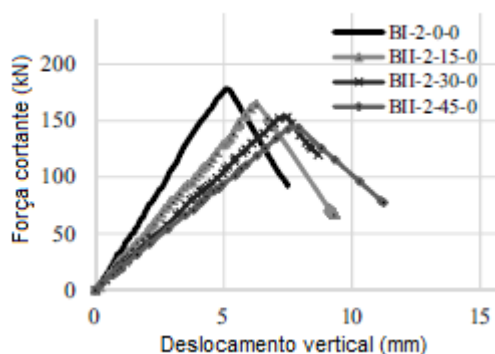
Para melhorar o desempenho físico e mecânico dos concretos com agregados reciclados, foram implementados dois métodos de cura para estes agregados usando pasta de cimento e composto de borracha de estireno butadieno (SBR).

Um total de 12 vigas sem estribos foram ensaiadas com taxa de armadura longitudinal de 1,78% e resistência à compressão do concreto em torno de 30 MPa. As vigas foram divididas em 5 grupos, um primeiro composto por apenas uma viga de referência e os demais, Grupos 2, 3, 4, e 5, nos quais avaliou-se a influência da porcentagem de agregados reciclados (RCA%), relação a/d , volume de fibra de aço (V%) e metodologia de tratamento dos agregados reciclados, respectivamente. Os parâmetros variáveis avaliados no estudo e a discriminação das vigas de cada grupo são mostrados na Tabela A.6.

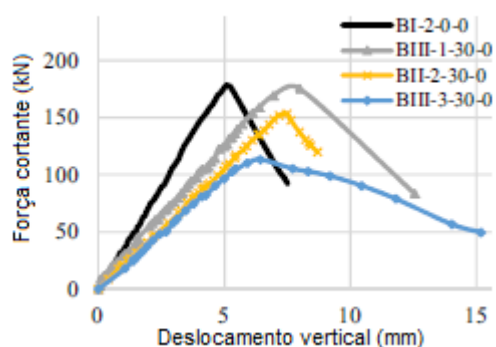
A Figura A.8 mostra as curvas de força cortante versus deslocamento vertical no meio do vão para as vigas ensaiadas de forma separada, de acordo com a variável analisada. A partir da Figura A.8 (a), nota-se uma redução na resistência à força cortante com o incremento da porcentagem de agregados reciclados. Estas reduções foram de 8%, 14% e 19%, para as vigas contendo 15%, 30% e 45% de destes agregados, respectivamente.

Tabela A.6: Parâmetros variáveis das vigas ensaiadas (Etman *et al.*, 2018).

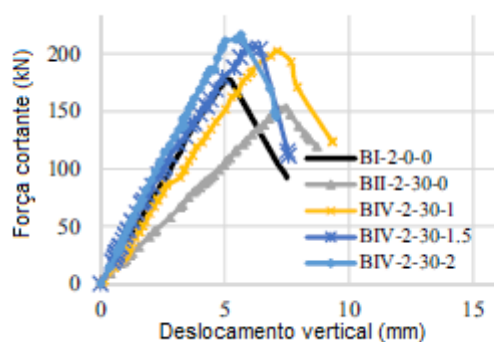
Grupo	Viga	RCA (%)	a/d	V (%)	Tratamento
1	BI-2-0-0	0	2,0	0,0%	-
	BII-2-15-0	15	2,0	0,0%	-
2	BII-2-30-0	30	2,0	0,0%	-
	BIII-2-45-0	45	2,0	0,0%	-
3	BIII-1-30-0	30	1,0	0,0%	-
	BII-3-30-0	30	3,0	0,0%	-
4	BIV-2-30-1	30	2,0	1,0%	-
	BIV-2-30-1.5	30	2,0	1,5%	-
	BIV-2-30-2	30	2,0	2,0%	-
5	BV-2-30-0-C1	30	2,0	0,0%	Pasta de cimento
	BV-2-30-0-C2	30	2,0	0,0%	Composto SBR
	BV-2-30-1.5-C1	30	2,0	1,5%	Pasta de cimento



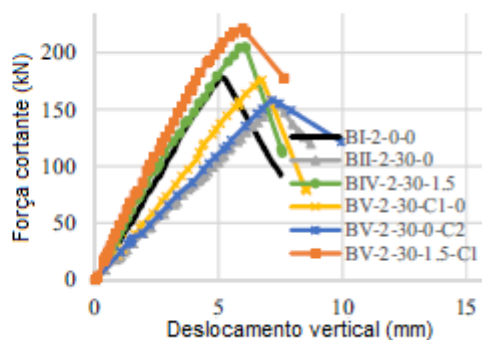
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A.8: Resultados de força cortante versus deslocamento vertical no meio do vão das vigas dos Grupos (a) 2, (b) 3, (c) 4 e (d) 5 (Adaptado de Etman *et al.*, 2018).

Já a análise da Figura A.8 (b) mostra a influência da relação a/d na força cortante resistente das vigas avaliadas. A redução na resistência foi de 2%, 14% e 37%, para as vigas com a/d iguais a 1,0, 2,0 e 3,0, respectivamente, em comparação com a viga de referência, na qual $a/d = 2,0$.

A Figura 8.A (c) mostra que o fornecimento de fibras de aço sob taxas volumétricas de 1,0%, 1,5% e 2,0% possibilitaram às vigas fabricadas com 30% de agregados reciclados a compensação das reduções na resistência à força cortante e, até mesmo, o aumento desta resistência em cerca de 13%, 15% e 22%, respectivamente, em comparação com a viga de referência.

Por fim, a Figura 8.A (d) mostra a efetividade dos tratamentos empregados nos agregados graúdos reciclados. O método baseado na pasta de cimento apresentou melhores resultados. A recuperação da resistência à força cortante foi de 15 e 3% para as vigas com agregados reciclados tratados com base na pasta de cimento e no composto de borracha, respectivamente.

A.16 Pradhan *et al.* (2018)

O programa experimental desta pesquisa envolveu 14 vigas de concreto armado com agregados naturais ou 100% de agregados graúdos reciclados. Na etapa de dosagem dos concretos foi utilizado o Método de Empacotamento de Partículas aplicado juntamente com a abordagem da mistura em duas fases estabelecidas, a fim de melhorar as propriedades mecânicas dos concretos com agregados reciclados. Este método trata-se, basicamente, de um processo de otimização, no qual agregados de menor tamanho são usados para preencher os vazios presentes entre os de tamanhos maiores.

Como resultado, a mistura de agregados graúdos de diferentes tamanhos fornece o máximo nível de empacotamento possível e um conteúdo mínimo de vazios a serem preenchidos pela pasta de cimento. A abordagem da mistura em duas fases estabelecidas, também utilizada pelos autores no processo de produção dos concretos, consistiu na adição de água à mistura em duas etapas distintas, com o intuito de melhorar a qualidade da zona de transição interfacial.

A seção transversal das vigas foi de 200 mm x 300 mm, com relação a/d de 2,6 e resistência à compressão dos concretos em torno de 40 MPa. Duas séries de vigas foram produzidas, a primeira com 6 espécimes sem armadura transversal e

duas taxas de armadura longitudinal (0,75% e 1,31%) e a segunda com 8 vigas, onde aplicou-se duas taxas de armadura transversal (0,28% e 0,32%) e longitudinal (0,75 e 1,31%).

Este foi o primeiro estudo a variar ambas as taxas de armadura simultaneamente em vigas de concreto com agregados reciclados. Devido a ausência de investigações experimentais com estas variáveis, as conclusões a respeito da influência da interação entre esses dois parâmetros na resistência à força cortante destas vigas são muito limitadas. No entanto, nesta pesquisa, as vigas com estribos foram levadas à ruptura por flexão, o que impossibilitou maiores esclarecimentos a este respeito.

Os resultados de força cortante de fissuração e última mostraram que houve redução de cerca de 20% e 14%, respectivamente, nestes valores nas vigas sem estribos, independentemente da taxa de armadura longitudinal avaliada. No que se refere às vigas com armadura transversal, todas romperam à flexão, exceto as duas vigas de concreto com agregados reciclados e ρ_s igual a 1,31% (uma com $\rho_s = 0,28\%$ e outra com $\rho_s = 0,32\%$). Nestas últimas a ruptura ocorreu por tração-cisalhamento, antes do escoamento da armadura longitudinal e através da fissura diagonal crítica.

Em outras palavras, as taxas de armadura transversal fornecidas foram suficientes para induzir a ruptura por flexão das vigas de concretos convencionais, porém estas mesmas taxas não apresentaram tal capacidade para todas as vigas de concreto com agregados reciclados. Os autores justificaram este comportamento com base na provável redução da contribuição dos mecanismos de transferência de força cortante mediante a presença destes agregados.

A.17 Pacheco et al. (2020)

Esta pesquisa não envolveu um programa experimental, mas sim um estudo analítico voltado para a validação das equações propostas por diferentes procedimentos de dimensionamento para a previsão da resistência à força cortante de vigas de concreto com agregados reciclados.

Para o estudo da incerteza das equações propostas foram postas sob análise as normas EN 1992-1-1 (2004), FIB MC 2010 (2013) e EN 1992-1-1 (2020). A

incerteza de um determinado modelo pode ser calculada com base em θ , sendo este compreendido como a relação entre a força cortante última experimental e o valor calculado para esta a partir das normas. Um modelo superestima a resistência real se a média de θ for inferior a 1,0. Altos coeficientes de variação estão associados a modelos que não explicam o mecanismo de resistência ou a modelos que representam intrinsecamente fenômenos variáveis. De acordo com os autores, a resistência à força cortante é um desses casos, mas se forem coletados dados suficientes, as distribuições de probabilidade para θ podem ser validadas e utilizadas em análises de confiabilidade.

Dois bancos de dados foram construídos: um para vigas sem armadura de cisalhamento e outro para vigas com esta armadura. Os resultados do estudo mostraram que as vigas com agregados reciclados apresentam maior valor de incerteza quando comparadas às vigas convencionais. O EN 1992-1-1 (2020) exibiu os valores de θ mais próximos de 1, seguido do EN 1992-1-1 (2004) que apresentou os menores coeficientes de variação.

A hipótese levantada pelos autores é que, uma vez que os agregados reciclados são menos resistentes que os naturais, a contribuição do engrenamento dos agregados é superestimada por alguns procedimentos de cálculo, sendo este o principal motivo pela redução na segurança do dimensionamento à força cortante das vigas de concretos com estes agregados. Segundo os pesquisadores, o banco de dados de vigas com armadura de cisalhamento carece de representatividade para que se obtenha conclusões mais claras.

APÊNDICE B

Resumos dos dados das vigas estudadas

Tabela B.1: Densidade dos agregados de pesquisas anteriores.

Pesquisa	Densidade (g/cm ³)		Reciclado/Natural
	Agregado Natural	Agregado Reciclado	
Sogo <i>et al.</i> (2004)	2,70	2,45	0,91
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	2,67	2,43	0,91
Fonteboa e Abella (2007)	2,70	2,47	0,91
Ji <i>et al.</i> (2008)	2,56	2,54	0,99
Fathfazl <i>et al.</i> (2009)	2,70	2,31	0,85
Choi <i>et al.</i> (2010)	2,60	2,48	0,95
Kim <i>et al.</i> (2013)	2,67	2,54	0,95
Lian <i>et al.</i> (2013)	2,70	2,46	0,91
Arezoumand <i>et al.</i> (2015)	2,72	2,35	0,86
Katkhuda e Shatarat (2016)	2,44	2,36	0,97
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	2,60	2,40	0,92
Pradhan <i>et al.</i> (2018)	2,93	2,54	0,87

Tabela B.2: Absorção de água dos agregados de pesquisas anteriores.

Pesquisa	Absorção de água (%)		Reciclado/Natural
	Agregado Natural	Agregado Reciclado	
Sogo <i>et al.</i> (2004)	0,69	6,18	8,95
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	0,88	4,44	5,05
Fonteboa e Abella (2007)	0,88	4,59	5,21
Ji <i>et al.</i> (2008)	1,39	1,86	1,33
Fathfazl <i>et al.</i> (2009)	0,89	5,40	6,07
Choi <i>et al.</i> (2010)	1,63	1,93	1,18
Kim <i>et al.</i> (2013)	0,68	1,67	2,45
Lian <i>et al.</i> (2013)	0,89	2,45	2,75
Arezoumand <i>et al.</i> (2015)	0,98	4,56	2,65
Katkhuda e Shatarat (2016)	1,76	6,20	3,52
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	0,90	4,60	5,11
Rahal e Alrefaei (2017)	1,76	9,44	5,36
Pradhan <i>et al.</i> (2018)	1,59	3,63	2,28
Rahal e Alrefaei (2018)	1,80	8,90	4,95

Tabela B.3: Desgaste por abrasão dos agregados de pesquisas anteriores.

Pesquisa	Desgaste por abrasão (%)		Reciclado/Natural
	Agregado Natural	Agregado Reciclado	
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	19,8	35,3	1,70
Fonteboa e Abella (2007)	27	34	1,25
Arezoumand <i>et al.</i> (2015)	43	41	0,95
Katkhuda e Shatarat (2016)	35,4	33,9	0,95
Rahal e Alrefaei (2017)	17	33	1,95
Pradhan <i>et al.</i> (2018)	14	34	2,42

Tabela B.4: Resumo dos dados das vigas sem estribos estudadas (continua).

VIGAS SEM ESTRIBOS															
Vigas de concreto com agregados graúdos reciclados															
Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
								V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	200	303	50	41	2,97	3,3	89	105,44	0,84	65,64	1,36	81,30	1,09	47,11	1,89
	200	303	100	40	2,97	3,3	84	107,26	0,78	64,36	1,31	80,24	1,05	46,19	1,82
Fonteboa e Abella (2007)	200	303	50	40	2,98	3,3	90	88,78	1,01	77,76	1,16	84,94	1,06	46,10	1,95
Fathifazi <i>et al.</i> (2009)	200	309	63,5	37	1,62	2,59	104	86,31	1,20	62,44	1,66	78,49	1,32	45,13	2,30
	200	305	63,5	37	2,46	3,93	83,2	85,19	0,98	70,84	1,17	83,35	1,00	44,69	1,86
	200	250	63,5	37	1,99	2,69	89,3	69,83	1,28	54,10	1,65	71,40	1,25	38,40	2,33
	200	375	63,5	37	1,62	2,59	104	104,74	0,99	75,77	1,37	91,33	1,14	51,91	2,00
	200	450	63,5	37	1,83	2,73	99,5	125,69	0,79	94,70	1,05	109,95	0,90	58,80	1,69
	200	550	63,5	37	1,68	2,73	105	153,62	0,68	112,49	0,93	125,62	0,83	66,87	1,80
Choi <i>et al.</i> (2010)	200	360	50	24	1,61	2,5	87,9	70,42	1,25	58,73	1,50	76,63	1,15	40,80	2,15
	200	360	50	24	1,61	3,25	71,5	70,42	1,02	58,73	1,22	76,63	0,93	40,80	1,75
	200	360	100	23	1,61	2,5	84,8	68,69	1,23	56,76	1,49	74,91	1,13	39,43	2,15
	200	360	100	23	1,61	3,25	57,8	68,69	0,84	56,76	1,02	74,91	0,77	39,43	1,47
	200	360	50	24	0,53	2,5	57,8	70,42	0,82	40,55	1,43	52,91	1,09	40,80	1,42
	200	360	50	24	0,83	2,5	67,1	70,42	0,95	47,09	1,43	61,45	1,09	40,80	1,65
	200	360	50	24	1,61	2,5	87,7	70,42	1,25	58,73	1,49	76,63	1,14	40,80	2,15
	200	360	100	23	0,53	2,5	59,8	68,69	0,87	39,19	1,53	51,72	1,16	39,43	1,52
	200	360	100	23	0,83	2,5	70,1	68,69	1,02	45,51	1,54	60,07	1,17	39,43	1,78
	200	360	100	23	1,61	2,5	84,8	68,69	1,23	56,76	1,49	74,91	1,13	39,43	2,15

b_w e d em mm
 AR e ρ_s em %
 f_c em MPa
 V_u e V_R em kN

Tabela B.4: Resumo dos dados das vigas sem estribos estudadas (continuação).

Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
								V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Kim <i>et al.</i> (2013)	200	300	50	33	1,9	2,5	60,6	77,15	0,79	60,09	1,01	77,62	0,78	41,49	1,46
	200	450	50	33	1,9	2,5	109	115,72	0,94	90,13	1,21	106,83	1,02	55,27	1,97
	200	600	50	33	1,9	2,5	126	154,30	0,82	120,17	1,05	134,80	0,94	66,27	1,90
	300	450	50	33	1,9	2,5	154	173,59	0,89	135,19	1,14	160,24	0,96	82,90	1,86
	400	600	50	33	1,9	2,5	262	308,60	0,85	240,35	1,09	269,61	0,97	132,53	1,97
	200	300	100	35	1,9	2,5	72,9	80,74	0,90	62,17	1,17	79,41	0,92	42,93	1,70
	200	450	100	35	1,9	2,5	96,4	121,11	0,80	93,25	1,03	109,28	0,88	57,18	1,69
	200	600	100	35	1,9	2,5	125	161,47	0,77	124,34	1,01	137,90	0,91	68,56	1,82
	300	450	100	35	1,9	2,5	160	181,66	0,88	139,88	1,14	163,93	0,97	85,78	1,86
	400	600	100	35	1,9	2,5	257	322,95	0,79	248,68	1,03	275,81	0,93	137,13	1,87
Arezoumand <i>et al.</i> (2015)	300	400	50	32	1,27	3	117	152,40	0,77	104,10	1,13	126,77	0,93	75,84	1,55
	300	400	50	36	1,27	3	112	163,32	0,68	109,65	1,02	131,24	0,85	79,88	1,40
	300	400	50	32	2,03	3	151	152,40	0,99	121,72	1,24	148,23	1,02	75,84	1,99
	300	400	50	36	2,03	3	149	163,32	0,91	128,20	1,16	153,45	0,97	79,88	1,86
	300	400	50	32	2,71	3	172	152,40	1,13	134,02	1,28	147,49	1,16	75,84	2,26
	300	400	50	36	2,71	3	169	163,32	1,03	141,16	1,19	152,69	1,10	79,88	2,11
	300	400	100	30	1,27	3	115	145,98	0,79	100,80	1,14	124,08	0,93	73,43	1,56
	300	400	100	34	1,27	3	113	159,00	0,71	107,46	1,05	129,49	0,87	78,29	1,44
	300	400	100	30	2,03	3	143	145,98	0,98	117,85	1,22	144,35	0,99	73,43	1,95
	300	400	100	34	2,03	3	124	159,00	0,78	125,65	0,99	150,65	0,82	78,29	1,59
	300	400	100	30	2,71	3	131	145,98	0,90	129,77	1,01	144,35	0,91	73,43	1,79
	300	400	100	34	2,71	3	140	159,00	0,88	138,35	1,01	150,65	0,93	78,29	1,79

b_w e d em mm
AR e ρ_s em %
 f_c em MPa
 V_u e V_R em kN

Tabela B.4: Resumo dos dados das vigas sem estribos estudadas (continuação).

Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
								V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Katkhuda e Shatarat (2016)	206	260	50	25	1,9	3	49,1	58,01	0,85	47,16	1,04	65,71	0,75	33,70	1,46
	206	260	100	23	1,9	3	46,4	54,90	0,85	45,25	1,03	63,93	0,73	32,33	1,44
	206	260	50	28	1,9	3	55,1	62,30	0,88	49,75	1,11	68,10	0,81	35,55	1,55
	206	260	100	27	1,9	3	55,6	60,14	0,92	48,45	1,15	66,91	0,83	34,62	1,61
Rahal e Alrefaei (2017)	150	388	100	32	0,79	3	42,5	74,22	0,57	43,23	0,98	52,93	0,80	37,24	1,14
	150	388	50	36	0,79	3	47	80,25	0,59	45,84	1,02	55,04	0,85	39,49	1,19
	150	388	75	36	0,79	3	47,4	79,51	0,60	45,52	1,04	54,78	0,87	39,22	1,21
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	200	235	50	46	4,01	4,2	91,8	63,17	1,45	71,95	1,28	73,58	1,25	40,98	2,24
	200	235	100	42	4,01	4,2	105	61,19	1,71	68,85	1,52	71,46	1,47	39,21	2,67
Pradhan <i>et al.</i> (2018)	200	265	100	43	0,75	2,6	81,1	81,33	1,00	44,46	1,82	56,53	1,43	43,12	1,88
	200	265	100	43	0,75	2,6	81,3	81,33	1,00	44,46	1,83	56,53	1,44	43,12	1,89
	200	265	100	43	1,31	2,6	92,3	81,33	1,13	53,54	1,72	68,07	1,36	43,12	2,14
Vigas de concreto com agregados naturais															
Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
								V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	200	303	0	42	2,97	3,3	101	92,11	1,09	66,04	1,52	81,63	1,23	47,39	2,12
Fonteboia e Abella (2007)	200	303	0	40	2,98	3,3	88,9	89,60	0,99	78,30	1,13	85,33	1,04	46,42	1,91
Fathifazi <i>et al.</i> (2009)	200	309	0	38	1,62	2,59	92,8	88,17	1,05	63,44	1,46	79,33	1,17	45,86	2,02
	200	309	0	34	1,62	2,59	150	81,88	1,83	60,02	2,50	76,45	1,96	43,38	3,46
	200	375	0	38	1,62	2,59	92,8	107,00	0,87	76,99	1,21	92,31	1,01	52,74	1,76
b_w e d em mm AR e ρ_s em % f_c em MPa V_u e V_R em kN															

Tabela B.4: Resumo dos dados das vigas sem estribos estudadas (continuação).

Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
								V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Choi <i>et al.</i> (2010)	200	360	0	25	1,61	2,5	90,7	76,86	1,18	59,34	1,53	77,17	1,18	41,23	2,20
	200	360	0	25	1,61	3,25	71,1	76,86	0,92	59,34	1,20	77,17	0,92	41,23	1,72
	200	360	0	25	0,53	2,5	66,2	76,86	0,86	40,98	1,61	53,28	1,24	41,23	1,60
	200	360	0	25	0,83	2,5	72	76,86	0,94	47,58	1,51	61,87	1,16	41,23	1,75
	200	360	0	25	1,61	2,5	90,7	76,86	1,18	59,34	1,53	77,17	1,18	41,23	2,20
Kim <i>et al.</i> (2013)	200	300	0	32	1,9	2,5	75,5	75,88	0,99	59,34	1,27	76,98	0,98	40,98	1,84
	200	450	0	32	1,9	2,5	107	113,82	0,94	89,02	1,20	105,95	1,01	54,59	1,96
	200	600	0	32	1,9	2,5	126	151,76	0,83	118,69	1,06	133,69	0,94	65,45	1,92
	300	450	0	32	1,9	2,5	157	170,73	0,92	133,53	1,17	158,92	0,99	81,88	1,91
	400	600	0	32	1,9	2,5	256	303,53	0,84	237,38	1,08	267,39	0,96	130,90	1,96
Arezoumand <i>et al.</i> (2015)	300	400	0	37	1,27	3	121	168,49	0,72	112,24	1,08	133,30	0,91	81,77	1,48
	300	400	0	34	1,27	3	130	159,00	0,82	107,46	1,21	129,49	1,00	78,29	1,66
	300	400	0	37	2,03	3	143	168,49	0,85	131,24	1,09	155,86	0,92	81,77	1,75
	300	400	0	34	2,03	3	167	159,00	1,05	125,65	1,33	151,40	1,10	78,29	2,13
	300	400	0	37	2,71	3	174	168,49	1,03	144,50	1,20	155,09	1,12	81,77	2,12
	300	400	0	34	2,71	3	171	159,00	1,07	138,35	1,23	150,65	1,13	78,29	2,18
Katkhuda e Shatarat (2016)	206	260	0	28	1,9	3	52,5	62,67	0,84	49,97	1,05	68,30	0,77	35,71	1,47
Rahal e Alrefaei (2017)	150	388	0	36	0,79	3	54,5	79,36	0,69	45,46	1,20	54,73	1,00	39,16	1,39
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	200	235	0	42	4,01	4,2	106	71,33	1,49	68,36	1,55	89,68	1,18	38,93	2,73
Pradhan <i>et al.</i> (2018)	200	265	0	43	0,75	2,6	94,1	81,33	1,16	44,46	2,12	56,53	1,66	43,12	2,18
	200	265	0	43	0,75	2,6	94,9	81,33	1,17	44,46	2,13	56,53	1,68	43,12	2,20
	200	265	0	43	1,31	2,6	107	81,33	1,32	53,54	2,00	68,07	1,57	43,12	2,49

b_w e d em mm
AR e ρ_s em %
 f_c em MPa
 V_u e V_R em kN

Tabela B.5: Resumo dos dados das vigas com estribos estudadas (continua).

VIGAS COM ESTRIBOS																
Vigas de concreto com agregados graúdos reciclados																
Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	$\rho_{sw}f_{yw}$	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
									V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Fonteboa e Abella (2007)	200	303	50	39,2	2,98	3,3	0,69	164,29	140,71	1,17	104,83	1,56	92,30	1,78	111,25	1,47
	200	303	50	41,5	2,98	3,3	0,97	176,99	156,31	1,13	118,48	1,49	130,76	1,35	139,80	1,26
	200	303	50	40,5	2,98	3,3	1,26	233,59	171,26	1,36	128,94	1,81	169,22	1,38	166,46	1,40
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	200	303	50	41,3	2,97	3,3	0,84	220,00	151,18	1,46	125,08	1,75	113,15	1,94	127,22	1,72
	200	303	50	41,3	2,97	3,3	0,64	176,00	140,28	1,25	114,17	1,54	86,21	2,05	108,13	1,62
	200	303	100	39,8	2,97	3,3	0,84	189,50	153,15	1,24	123,63	1,53	113,15	1,67	126,36	1,50
	200	303	100	39,8	2,97	3,3	0,64	163,00	142,24	1,15	112,72	1,44	86,21	1,89	107,27	1,52
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	200	235	50	46,3	4,01	4,2	0,78	141,95	110,83	1,28	96,82	1,46	81,18	1,75	98,49	1,44
	200	235	100	42,4	4,01	4,2	0,78	134,95	108,29	1,25	93,72	1,44	81,18	1,66	96,72	1,36
	200	235	50	46,3	4,01	4,2	1,05	156,85	121,40	1,29	105,70	1,48	110,17	1,42	119,03	1,31
	200	235	100	42,4	4,01	4,2	1,05	163,40	118,86	1,37	102,61	1,59	110,17	1,48	117,27	1,39
Rahal e Alrefaei (2018)	150	388	100	35,2	1,38	3	0,39	65,60	98,56	0,67	74,55	0,89	50,20	1,30	74,51	0,88
	150	388	100	35,2	1,38	3	0,61	83,10	109,88	0,76	85,15	0,97	78,90	1,05	94,84	0,87
	150	388	100	35,2	1,38	3	0,74	104,10	116,48	0,89	92,93	1,12	95,63	1,09	106,69	0,97
	150	388	100	35,2	1,38	3	0,97	105,60	128,26	0,82	103,52	1,01	125,52	0,84	127,87	0,82
	150	388	100	35,2	1,38	3	1,16	130,70	137,85	0,95	113,21	1,15	149,83	0,87	145,09	0,90
	150	388	100	35,2	1,38	3	1,37	120,60	148,53	0,81	124,88	0,97	176,92	0,68	164,29	0,73

b_w e d em mm
 AR e ρ_s em %
 f_c e $\rho_{sw}f_{yw}$ em MPa
 V_u e V_R em kN

Tabela B.5: Resumo dos dados das vigas com estribos estudadas (continuação).

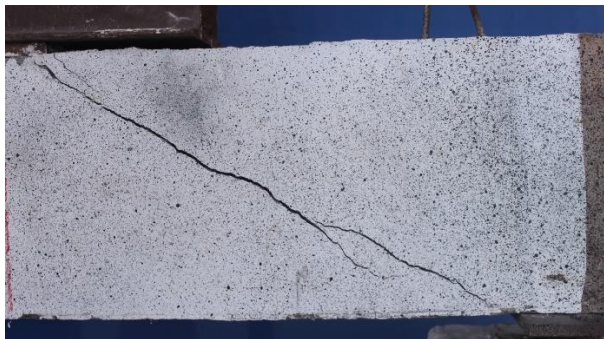
Vigas de concreto com agregados naturais																
Pesquisa	b_w	d	AR	f_c	ρ_s	a/d	$\rho_{sw}f_{yw}$	V_u	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2019)		EN 1992-1-1 (2004)		FIB MC 2010 (2013)	
									V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
Fonteboa e Abella (2007)	200	303	0	37,66	2,98	3,3	0,69	127,97	121,24	1,06	105,56	1,21	99,99	1,27	115,77	1,10
	200	303	0	39,08	2,98	3,3	0,97	150,83	134,29	1,12	116,14	1,29	130,76	1,15	138,41	1,08
	200	303	0	39,16	2,98	3,3	1,26	190,29	148,05	1,29	127,67	1,49	169,22	1,12	165,71	1,14
Exteberria <i>et al.</i> (2007)	200	303	0	41,9	2,97	3,3	0,84	213,00	132,20	1,61	125,36	1,69	113,15	1,88	127,56	1,66
	200	303	0	41,9	2,97	3,3	0,64	177,00	121,30	1,46	114,45	1,54	86,22	2,05	108,47	1,63
Ignjatovic <i>et al.</i> (2017)	200	235	0	41,8	4,01	4,2	0,78	140,65	105,75	1,33	93,86	1,51	81,18	1,73	96,45	1,45
	200	235	0	41,8	4,01	4,2	1,05	159,90	116,33	1,37	102,48	1,56	110,17	1,45	116,99	1,36
Rahal e Alrefaei (2018)	150	388	0	37,4	1,38	3	0,39	73,10	101,81	0,72	75,96	0,96	50,20	1,45	75,71	0,96
	150	388	0	36,2	1,38	3	0,61	82,60	111,36	0,74	86,27	0,96	78,90	1,04	95,39	0,86
	150	388	0	36,1	1,38	3	0,74	124,10	117,81	1,05	92,85	1,34	95,63	1,29	107,19	1,15
	150	388	0	36,2	1,38	3	0,97	108,30	129,75	0,83	104,94	1,03	125,52	0,86	128,42	0,84
	150	388	0	36,1	1,38	3	1,16	147,80	139,18	1,06	114,22	1,29	149,83	0,98	145,59	1,01
	150	388	0	37,4	1,38	3	1,37	143,20	151,78	0,94	125,89	1,14	176,92	0,81	165,49	0,86

b_w e d em mm
AR e ρ_s em %
 f_c e $\rho_{sw}f_{yw}$ em MPa
 V_u e V_R em kN

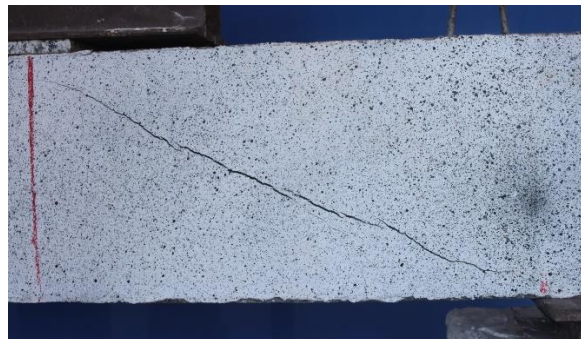
APÊNDICE C

Vigas imediatamente antes da ruptura

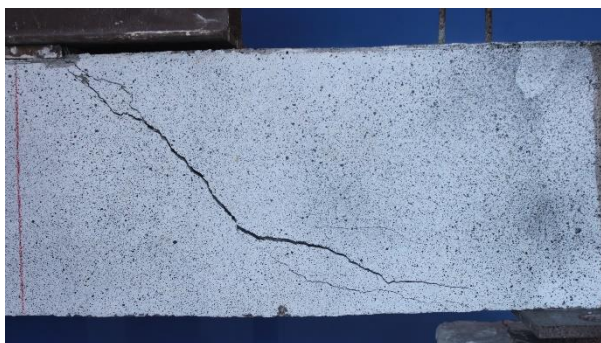
As Figuras C.1 e C.2 mostram as vigas NAC e RAC, respectivamente, no instante imediatamente antes da ruptura por cisalhamento. A imagem referente à viga NAC – 4, que não atingiu à ruptura, refere-se ao instante anterior à paralização do ensaio.



(a) NAC – 1



(b) NAC – 2



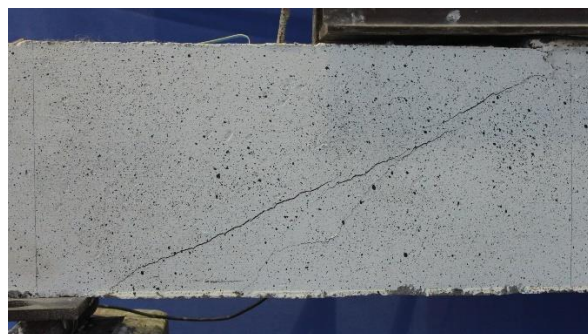
(c) NAC – 3



(d) NAC - 4



(d) NAC – 5



(f) NAC - 6

Figura C.1: Vão de cisalhamento no instante imediatamente anterior à ruptura das vigas: (a) NAC – 1, (b) NAC – 2, (c) NAC – 3, (d) NAC – 4, (e) NAC – 5 e (f) NAC – 6.



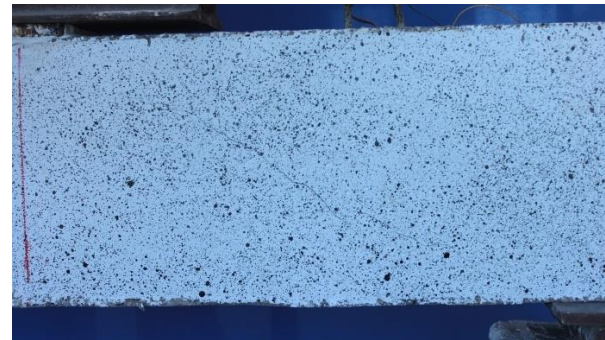
(a) RAC - 1



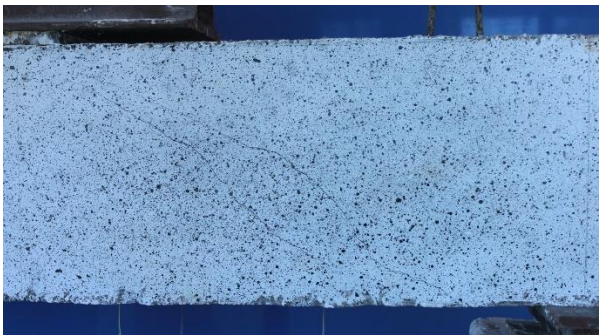
(b) RAC - 2



(c) RAC - 3



(d) RAC - 4



(e) RAC - 5



(f) RAC - 6

Figura C.2: Vão de cisalhamento no instante imediatamente anterior à ruptura das vigas: (a) RAC - 1, (b) RAC - 2, (c) RAC - 3, (d) RAC - 4, (e) RAC - 5 e (f) RAC - 6.