

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

GUSTAVO SAVARIS

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL**

**Florianópolis
2016**

Gustavo Savaris

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL**

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, PhD.

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

SAVARIS, GUSTAVO
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL /
GUSTAVO SAVARIS ; orientador, Roberto Caldas de Andrade
Pinto - Florianópolis, SC, 2016.
248 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Cisalhamento. 3. Concreto
autoadensável. 4. Engrenamento. 5. Mecanismos
complementares. I. Pinto, Roberto Caldas de Andrade. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Gustavo Savaris

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL**

Esta Tese foi julgada adequada para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC.

Florianópolis, 22 de setembro de 2016.

Prof. Glicério Trichês, Dr.
Coordenador do PPGEC

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.
Orientador

Banca Examinadora:

Prof. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, Dr.
Universidade Federal do Pará.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Prof^a. Poliana Dias de Moraes, Dr^a.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Wellington Longuini Repette, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

*Aos meus pais, Almiro e Noeli, à
minha esposa, Vaneila, e às
minhas filhas, Laura e Mariana,
pelo apoio e compreensão em
todos os momentos.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, sempre presente nos momentos em que eu mais precisava e que me deu forças nessa longa jornada;

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), por meio do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), pela oportunidade de realização deste trabalho;

À Comissão de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão de bolsas de estudos e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná por conceder o afastamento para capacitação de docente, possibilitando a realização dos créditos e desenvolvimento da etapa experimental do trabalho;

Ao professor Roberto Caldas de Andrade Pinto, por acreditar na minha capacidade, pela orientação, pelos ensinamentos, pela amizade e pelos conselhos em todos os momentos;

Ao professor Wellington Longuini Repette, pelo auxílio na definição dos traços e por suas contribuições durante o desenvolvimento do trabalho;

Aos professores Ivo José Padaratz e Giuseppe Barbosa Guimarães, pela avaliação e pelas sugestões para aprimoramento deste trabalho no exame de qualificação;

Aos professores Dênio Ramam Carvalho de Oliveira e Poliana Dias de Moraes, por terem aceitado avaliar este trabalho, contribuindo para seu aprimoramento;

Aos professores responsáveis pelos laboratórios de Materiais de Construção Civil e de Experimentação em Estruturas por disponibilizarem as instalações e equipamentos, e aos seus funcionários, Luiz Henrique dos Santos, Renato Santana da Lapa, Roque Medeiros de Lima e Ivan Ribas, pela valiosa colaboração, paciência e amizade;

Às empresas Votorantim Cimentos, Calfipar, Polimix Concreto S.A. e Grace, pela doação dos materiais empregados para realização dos ensaios experimentais;

Aos amigos que me ajudaram, tanto nas disciplinas como nos ensaios, Elisabeth Junges, Mariana Martino Caldeira, Daniel Vieira, Carlos Quintero, Flavia Gelatti, Augusto Casagrande, Mateus Hofmann, Jhulis Carelli, Idilson Nhamage, Alverlando Ricardo, Carolina Coelho da Rosa, Eduardo Schneid e Joelcio Stocco;

Aos amigos Ronaldo Pilar e Rudiele Schankoski que disponibilizaram seus conhecimentos e valioso tempo para auxiliar no desenvolvimento dos traços de concreto convencionais e autoadensáveis;

Ao amigo Paulo Junges, pelo convívio, troca de experiências, colaboração, atenção e amizade durante todo o trabalho;

Aos alunos da iniciação científica, Andréia Zanatta Giordani, Alice Fusinato, Felipe Simoni e Alexandre Vitor, pela colaboração na realização dos ensaios;

Aos professores do PPGEC, pelos ensinamentos;

Às secretárias do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Mari e Priscila, pela atenção e disposição;

À minha amada esposa Vaneila e às minhas filhas, Laura e Mariana, que sempre estiveram ao meu lado, até mesmo quando essa não era sua vontade, agradeço pelo amor, carinho, ajuda e compreensão;

Aos meus pais Almiro e Noeli, pelo amor, carinho e incentivo;

Ao professor Sergio Luis González Garcia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, pela amizade e incentivo;

A todas as pessoas que, de alguma maneira, colaboraram para a realização deste trabalho.

RESUMO

O concreto autoadensável pode ser caracterizado pela sua fluidez e estabilidade, obtida com a utilização de aditivos superplastificantes e a redução da granulometria e volume de agregado graúdo, possibilitando a transposição das armaduras e o preenchimento das formas sem a necessidade de vibração mecânica. A redução do volume e da granulometria do agregado graúdo pode acarretar em menor resistência ao cisalhamento de vigas devido a uma possível redução do efeito de engrenamento entre os agregados. Neste trabalho um programa experimental foi realizado visando investigar a influência da redução do volume e da dimensão máxima do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável, utilizando seis composições, quatro de concreto autoadensável e duas de concreto convencionalmente vibrado, com resistência à compressão axial inferior a 50 MPa. Um total de 36 vigas com armadura de flexão, sendo 18 com armadura transversal e 18 sem esta armadura, foram ensaiadas à flexão a quatro pontos, avaliando os modos de ruptura, os padrões de fissuração e as forças cortantes últimas, e comparando as resistências obtidas experimentalmente com as estimativas das normas ACI-318, CAN A23.3, EC-2 e NBR 6118. Ainda, realizaram-se ensaios de cisalhamento direto em 18 exemplares com armadura transversal, avaliando a força cortante última, a abertura da fissura de cisalhamento e a tensão na armadura transversal. De acordo com os resultados as vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal apresentaram menor resistência ao cisalhamento em relação ao concreto convencional, porém nas vigas com armadura transversal esta redução de resistência foi suprimida, com os concretos autoadensáveis apresentando resistência levemente superior aos concretos convencionais, e em ambos os casos a redução da resistência foi maior quando reduzida a dimensão máxima do agregado. Os ensaios de cisalhamento direto apresentaram resultados semelhantes aos obtidos em vigas, sendo maior a resistência à formação da fissura de cisalhamento nos concretos convencionais, enquanto a resistência última dos concretos autoadensáveis foi levemente superior aos concretos convencionais. Em relação às estimativas das normas, tanto no concreto convencional quanto no autoadensável os resultados foram conservadores para vigas com armadura transversal, e em vigas sem esta armadura as normas EC-2 e NBR 6118 apresentaram resultados semelhantes aos experimentais.

Palavras-chave: Cisalhamento; Concreto autoadensável; Engrenamento; Mecanismos complementares; Vigas.

ABSTRACT

Self-consolidating concrete is characterized by its high flowability, stability and capacity to flow around the obstacles, which can be achieved with addition of superplasticizer and reduction of the amount and size of coarse aggregates in the concrete mix. This high flowability allows the concrete to properly fill the formwork without any mechanical vibration. The reduction in volume and particle size of the coarse aggregates may result in lower shear strength of beams due to a reduced aggregate interlock. Therefore, an experimental investigation was conducted to evaluate the influence of the reduction in the volume fraction and the nominal size of coarse aggregate on concrete shear strength of self-consolidating beams. Six concrete mixes were produced, four self-consolidating and two conventionally vibrated, with axial compressive strength under 50 MPa. A total of 36 beams with flexural reinforcement, but 18 with shear reinforcement and 18 without this reinforcement were cast and tested under a four-point loading condition to evaluate their failure modes, cracking patterns and shear resistances. The shear resistances obtained experimentally were compared to the theoretical values given by the ACI-318, CAN A23.3, EC-2 and NBR 6118 codes. Also, push-off tests were performed in 18 specimens with reinforcement to evaluate the ultimate shear force, the crack width, and the shear reinforcement stresses. According to the results, the self-consolidating concrete beams without shear reinforcement showed lower shear resistance as compared to conventional concrete beams. For beams with shear reinforcement, this reduction of resistance was suppressed with the self-consolidating concrete beams showed slightly higher resistance than conventional concrete beams. However, in both cases, the reduction of resistance was higher when a reduced coarse aggregate nominal size was used. Push-off tests showed similar results to those obtained in beams, with a higher resistance to the formation of shear crack in conventional concretes, while the ultimate shear resistance of self-consolidating concrete was slightly higher than conventional concrete. Code based equations estimative were conservatives for beams with shear reinforcement regardless of the concrete mix, however for beams without this reinforcement the EC-2 and NBR 6118 standards estimative was similar to experimental results.

Keywords: Shear; Self-consolidating concrete; Interlock; Complementary mechanisms; Beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Equipamento para ensaio de espalhamento (ABNT, 2010).	49
Figura 2.2: Ensaio de habilidade passante com Caixa L (ABNT, 2010).	50
Figura 2.3: Funil V para ensaio de viscosidade plástica aparente (ABNT, 2010).	51
Figura 2.4: Coluna de segregação (ABNT, 2010).	52
Figura 3.1: Trajetória de tensões principais no Estádio I (LEONHARDT; MÖNNIG, 2008).	55
Figura 3.2: Distribuição de tensões normais e tangenciais na seção no Estádio II (CLÍMACO, 2008).	56
Figura 3.3: Ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes (FUSCO, 2008).	57
Figura 3.4: Ruptura na presença de armaduras transversais eficazes (I) Força cortante-compressão (II) Força cortante-tração (III) Força cortante-flexão (IV) Flexão da armadura longitudinal de tração (FUSCO, 2008).	58
Figura 3.5: Fissuração na região de aderência das barras longitudinais devido ao cisalhamento (FUSCO, 2008).	59
Figura 3.6: Forças internas em uma viga fissurada sem armadura de cisalhamento (WIGHT; MACGREGOR, 2009).	60
Figura 3.7: Ação de arco em viga com carga pontual (I) e com carga distribuída (II) (LEONHARDT; MÖNNIG, 2008).	61
Figura 3.8: Relação entre o vão cisalhante (a) e altura efetiva em viga (d).	62
Figura 3.9: Comportamento em relação ao momento fletor considerando a fissuração e a relação a/d (WIGHT; MACGREGOR, 2009).	63
Figura 3.10: Comportamento em relação à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d (WIGHT; MACGREGOR, 2009).	63
Figura 3.11: Tensão cisalhante para vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal (ρ) (KANI, 1966).	65
Figura 3.12: Transferência de tensões cisalhantes através de uma fissura (VECCHIO; COLLINS, 1986).	66
Figura 3.13: Influência da dimensão do agregado no plano de cisalhamento do concreto: I) Plano de ruptura através do agregado. II) Plano de ruptura circundando o agregado. (LACHEMI <i>et al.</i> , 2005).	68

Figura 3.14: Forças internas em uma viga fissurada com armadura de cisalhamento (WIGHT; MACGREGOR, 2009).....	69
Figura 3.15: Distribuição da força cortante interna em viga de concreto armado (WIGHT; MACGREGOR, 2009).....	70
Figura 3.16: Viga apresentando a biela comprimida com ângulo e os tirantes (FUSCO, 2008).	71
Figura 3.17: Deformações médias em elementos fissurados e círculo de Mohr para deformações médias (Adaptado de VECCHIO; COLLINS, 1986).	74
Figura 3.18: Diagrama de corpo livre de parte do elemento (VECCHIO; COLLINS, 1986).	75
Figura 3.19: Relação tensão-deformação para concreto fissurado em compressão (VECCHIO; COLLINS, 1986).	77
Figura 3.20: Comparação das tensões locais em uma fissura com as tensões médias calculadas (VECCHIO; COLLINS, 1986).	79
Figura 4.1: Modelo de exemplar utilizado para ensaios de cisalhamento direto.	101
Figura 4.2: Representação gráfica do critério de Mohr (CHEN; HAN, 1988).	102
Figura 4.3: Representação gráfica do critério de Mohr-Coulomb (Judice, 2002).	103
Figura 4.4: Transferência de forças através da fissura (BIRKELAND; BIRKELAND, 1966).	105
Figura 4.5: Tensão de cisalhamento última vs. parâmetro $p_v \cdot f_y$, em peças com e sem pré-fissuração (HOFBECK et al., 1969).....	106
Figura 4.6: Área de contato entre a matriz e o agregado e tensões no contato (WALRAVEN, 1980).	108
Figura 4.7: Tensão de cisalhamento máxima em função da resistência à compressão do concreto, tipo e granulometria do agregado graúdo e taxa de armadura (WALRAVEN; REINHARDT, 1981).	110
Figura 5.1: Curva de correlação entre resistência média à compressão axial e relação a/c	127
Figura 5.2: Esquema do pórtico para ensaios de vigas.	130
Figura 5.3: Detalhamento da armadura das vigas.	131
Figura 5.4: Instrumentação das vigas.	133
Figura 5.5: Dimensões dos exemplares e detalhamento da armadura.	134
Figura 5.6: Forma com armadura dos exemplares dos ensaios de cisalhamento direto.	135
Figura 5.7: Exemplares de cisalhamento direto e corpos-de-prova cilíndricos.	136

Figura 5.8: Montagem do ensaio de cisalhamento direto.	137
Figura 5.9: Vigas de concreto CC1 sem armadura transversal após ruptura.	141
Figura 5.10: Vigas de concreto CC0 sem armadura transversal após ruptura.	142
Figura 5.11: Vigas de concreto CA1N sem armadura transversal após ruptura.	142
Figura 5.12: Vigas de concreto CA1R sem armadura transversal após ruptura.	143
Figura 5.13: Vigas de concreto CA0N sem armadura transversal após ruptura.	143
Figura 5.14: Vigas de concreto CA0R sem armadura transversal após ruptura.	144
Figura 5.15: Esquema de fissuração das vigas de concreto convencional sem armadura transversal.	147
Figura 5.16: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal com volume padrão de agregado.	148
Figura 5.17: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal com volume reduzido de agregado.	149
Figura 5.18: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CC1 sem armadura transversal.	150
Figura 5.19: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CC0 sem armadura transversal.	150
Figura 5.20: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA1N sem armadura transversal.	150
Figura 5.21: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA0N sem armadura transversal.	151
Figura 5.22: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA1R sem armadura transversal.	151
Figura 5.23: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA0R sem armadura transversal.	151
Figura 5.24: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC1 sem armadura transversal.	153
Figura 5.25: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC0 sem armadura transversal.	154
Figura 5.26: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1N sem armadura transversal.	154
Figura 5.27: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0N sem armadura transversal.	155

Figura 5.28: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1R sem armadura transversal.	155
Figura 5.29: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0R sem armadura transversal.	156
Figura 5.30: Vigas de concreto CC1 com armadura transversal após ruptura.	157
Figura 5.31: Vigas de concreto CC0 com armadura transversal após ruptura.	157
Figura 5.32: Vigas de concreto CA1N com armadura transversal após ruptura.	158
Figura 5.33: Vigas de concreto CA0N com armadura transversal após ruptura.	158
Figura 5.34: Vigas de concreto CA1R com armadura transversal após ruptura.	159
Figura 5.35: Vigas de concreto CA0R com armadura transversal após ruptura.	159
Figura 5.36: Esquema de fissuração das vigas de concreto convencional com armadura transversal.	162
Figura 5.37: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume normal de agregado com armadura transversal.	163
Figura 5.38: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume reduzido de agregado com armadura transversal.	164
Figura 5.39: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CC1 com armadura transversal.	165
Figura 5.40: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CC0 com armadura transversal.	165
Figura 5.41: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA1N com armadura transversal.	166
Figura 5.42: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA0N com armadura transversal.	166
Figura 5.43: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA1R com armadura transversal.	166
Figura 5.44: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA0R com armadura transversal.	167
Figura 5.45: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC1 com armadura transversal.	169
Figura 5.46: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC0 com armadura transversal.	169

Figura 5.47: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1N com armadura transversal.	170
Figura 5.48: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0N com armadura transversal.	170
Figura 5.49: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1R com armadura transversal.	171
Figura 5.50: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0R com armadura transversal.	171
Figura 5.51: Exemplares de concreto CC1 após ruptura.	173
Figura 5.52: Exemplares de concreto CC0 após ruptura.	173
Figura 5.53: Exemplares de concreto CA1N após ruptura.	174
Figura 5.54: Exemplares de concreto CA0N após ruptura.	174
Figura 5.55: Exemplares de concreto CA1R após ruptura.	175
Figura 5.56: Exemplares de concreto CA0R após ruptura.	175
Figura 5.57: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CC1.	176
Figura 5.58: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CC0.	177
Figura 5.59: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA1N.	177
Figura 5.60: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA0N.	178
Figura 5.61: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA1R.	178
Figura 5.62: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA0R.	179
Figura 5.63: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CC1 A.	181
Figura 5.64: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CC0 A.	181
Figura 5.65: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA1N A.	182
Figura 5.66: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA0N A.	182
Figura 5.67: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA1R A.	183
Figura 5.68: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA0R A.	183
Figura 6.1: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CA1N.	188

Figura 6.2: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC0 e CA0N.....	188
Figura 6.3: cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA1N e CA1R.....	189
Figura 6.4: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA0N e CA0R.....	190
Figura 6.5: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CC0.....	191
Figura 6.6: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA1R, CA0R CA1N e CA0N.....	191
Figura 6.7: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CA0R.....	192
Figura 6.8: Forças cortantes últimas estimadas pelas normas e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão do concreto das vigas com armadura transversal.....	206
Figura 6.9: Forças cortantes últimas estimadas pelas normas e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão do concreto das vigas sem armadura transversal.....	209
Figura 6.10: Fases dos ensaios de cisalhamento direto, apresentação do exemplar CC0 A.....	210
Figura 6.11: Diagrama de deformação específica da armadura vs. deslocamento horizontal do exemplar CC0 A.....	211
Figura 6.12: Diagrama de deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal do exemplar CC0 A.....	212
Figura 6.13: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CC1xCA1N (a) e CC0xCA0N (b).....	216
Figura 6.14: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CC1xCC0 (a), CA1NxCA0N (b) e CA1RxCA0R (c).....	217
Figura 6.15: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CA1NxCA1R (a) e CA0NxCA0R (b).....	218
Figura 6.16: Diagramas de tensão na armadura transversal vs. abertura da fissura de cisalhamento.....	220
Figura 6.17: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CC1 A....	221
Figura 6.18: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CC0 A....	222
Figura 6.19: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA1N A.....	222
Figura 6.20: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA0N A.....	223

Figura 6.21: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA1R A. 223

Figura 6.22: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA0R A. 224

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.2: Coeficiente de atrito especificados em ACI 318 (ACI, 2011).	116
Tabela 4.3: Coesão e coeficiente de atrito especificados em CAN A23.3 (CSA, 2004).	117
Tabela 4.4: Características dos ensaios de cisalhamento direto publicados recentemente.	118
Tabela 5.1: Denominação dos concretos em função da dimensão e volume do agregado graúdo.	122
Tabela 5.2: Caracterização física e química do cimento CPV-ARIRS.	123
Tabela 5.3: Características físicas dos agregados empregados.	124
Tabela 5.4: Características químicas do filer calcário.	125
Tabela 5.5: Granulometria do filer calcário.	125
Tabela 5.6: Características do aditivo TEC-FLOW 8000.	126
Tabela 5.7: Características das misturas dos traços pilotos para as diferentes relações de agregados secos/massa de cimento.	127
Tabela 5.8: Características dos traços finais para produção de 1 m ³ de concreto.	128
Tabela 5.9: Propriedades mecânicas das barras e fios de aço.	131
Tabela 5.10: Propriedades dos concretos do estudo de dosagem no estado fresco.	138
Tabela 5.11: Propriedades dos concretos do estudo de dosagem no estado endurecido.	139
Tabela 5.12: Resistência média à compressão axial dos concretos utilizados nas vigas.	140
Tabela 5.13: Força cortante última e de ruptura das vigas sem armadura transversal.	145
Tabela 5.14: Abertura e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento e quantidade de fissuras nas vigas sem armadura transversal.	152
Tabela 5.15: Força cortante última das vigas com armadura transversal.	160
Tabela 5.16: Abertura e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento e quantidade de fissuras das vigas com armadura transversal.	168
Tabela 5.17: Propriedades dos concretos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	172
Tabela 5.18: Força cortante última e deslocamentos verticais e abertura de fissura dos exemplares.	180

Tabela 5.19: Força cortante última, deformação específica das barras instrumentadas e número de barras rompidas.....	184
Tabela 6.1: Força cortante última e ângulo médio da fissura de cisalhamento das vigas sem armadura transversal.....	186
Tabela 6.2: Deslocamentos verticais no centro do vão das vigas para força cortante igual a 10 kN e 27,5 kN.....	193
Tabela 6.3: Forças cortantes últimas e ângulo médio das fissuras para vigas com armadura transversal.....	195
Tabela 6.4: Deslocamentos verticais no centro do vão das vigas para força cortante igual a 20 kN e 55 kN.....	196
Tabela 6.5: Forças cortantes últimas atribuídas ao concreto e mecanismos alternativos de vigas com e sem armadura transversal. ..	198
Tabela 6.6: Equações das normas para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas.....	201
Tabela 6.7: Forças cortantes últimas experimentais e estimativas das normas para vigas com armadura transversal.....	204
Tabela 6.8: Forças cortantes últimas experimentais e estimativas das normas para vigas sem armadura transversal.....	207
Tabela 6.9: Força cortante, deslocamento horizontal e deformação específica da armadura no instante de formação da fissura.....	212
Tabela 6.10: Tensão cisalhante de fissuração e última dos concretos ensaiados.....	213
Tabela 6.11: Tensão cisalhante de fissuração normalizada.....	214
Tabela 6.12: Deslocamento vertical plano cisalhante para força cortante de fissuração e última.....	215
Tabela 6.13: Tensão cisalhante para abertura de fissura igual a 0,10mm, 0,15mm e para carga última, com suas respectivas médias.....	219
Tabela 6.14: Tensões cisalhantes obtidas experimentalmente e estimativas de equações da literatura.....	225
Tabela 6.15: Relação entre as tensões cisalhantes obtidas experimentalmente e utilizando as equações de Walraven et al. (1987) e Mattock (1988).....	226
Tabela 6.16: Tensões cisalhantes experimentais e estimativas das normas europeia, americana e canadense.....	226
Tabela 6.17: Relação entre as tensões cisalhantes últimas obtidas em ensaios de vigas e de cisalhamento direto.....	227

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas

a	Vão cisalhante
a/c	Relação entre a água e o cimento da mistura
a/d	Relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da seção transversal
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
a_g	Dimensão máxima do agregado graúdo
A_g	Área da interface cisalhada
A_{ps}	Área de aço da armadura ativa
A_s	Área de aço da armadura passiva
A_{sl}	Área de aço da armadura longitudinal
A_{sw}	Área de aço da armadura transversal
A_x	Área de contato na direção x determinada em função da dimensão do agregado graúdo, da abertura de fissura (w) e do deslocamento vertical do plano de cisalhamento (Δ)
A_y	Área de contato na direção y determinada em função da dimensão do agregado graúdo, da abertura de fissura (w) e do deslocamento vertical do plano de cisalhamento (Δ)
b_w	Largura da seção transversal de uma viga
c	Coesão
CA	Concreto autoadensável
CA0N	Concreto autoadensável produzido com brita 0 e volume padrão de agregado graúdo
CA1N	Concreto autoadensável produzido com brita 1 e volume padrão de agregado graúdo
CA0R	Concreto autoadensável produzido com brita 0 e volume reduzido de agregado graúdo
CA1R	Concreto autoadensável produzido com brita 1 e volume reduzido de agregado graúdo
CC	Concreto convencionalmente vibrado
CC0	Concreto convencionalmente vibrado produzido com brita 0
CC1	Concreto convencionalmente vibrado produzido com brita 1
CEN	Comité Européen de Normalisation
CSA	Canadian Standards Association
d	Altura efetiva da seção transversal

d_v	Altura efetiva de cisalhamento
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade do concreto
EFNARC	The European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems
E_p	Módulo de elasticidade da armadura ativa
E_s	Módulo de elasticidade da armadura passiva
f_i	Tensão residual de tração no concreto fissurado
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cc}	Resistência à compressão do concreto obtido com corpo-de-prova cúbico
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_{ctd}	Resistência de cálculo à tração do concreto
f_y	Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva
f_{yw}	Resistência ao escoamento do aço da armadura de cisalhamento
f_{ywd}	Resistência ao cálculo de escoamento do aço
f_{yx}	Resistência ao escoamento da armadura na direção x
f_{yy}	Resistência ao escoamento da armadura na direção y
H	Relação água/materiais secos
I	Momento de inércia da seção em relação ao centro de gravidade
LEE	Laboratório de Experimentação em Estruturas
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
LVDT	Transdutor linear de deslocamento
m	Relação entre os agregados secos e o cimento da mistura
M	Momento fletor atuante na seção
MDF	<i>Medium density fiberboard</i>
M_f	Momento fletor fatorado
N	Força aplicada perpendicularmente ao plano cisalhante
N_f	Força axial fatorada
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
s	Espaçamento da armadura de cisalhamento
s_0	Espaçamento das fissuras inclinadas
S_{mx}	Indicador das características de controle de fissuras da armadura x
S_{my}	Indicador das características de controle de fissuras da armadura y

S_y	Momento estático da área da seção homogênea situada acima da fibra de ordenada y em relação à linha neutra
S_{ze}	Parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras
S_z	Parâmetro de espaçamento das fissuras
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
V	Força cortante
V_a	Força cortante resistida pelo engrenamento dos agregados
V_c	Força cortante resistida pelo concreto
V_{c0}	Força cortante de referência para V_c
V_{cr}	Força cortante de formação da fissura no plano de cisalhamento
V_d	Força cortante resistida pelo efeito de pino da armadura longitudinal
V_f	Força cortante atuante majorada
V_n	Resistência nominal ao cisalhamento de vigas com estribos
V_p	Força cortante resistida pelo efeito de protensão
V_r	Força cortante resistiva minorada
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
$V_{Rd,max}$	Força cortante resistente máxima
V_{rup}	Força cortante de ruptura
V_s	Força cortante resistida pela armadura transversal
V_{Sd}	Força cortante atuante de cálculo
V_{sw}	Força cortante resistida pela armadura transversal
V_{swd}	Força cortante de cálculo resistida pela armadura transversal
V_u	Força cortante última
$V_{u,exp}$	Força cortante última obtida experimentalmente
$V_{u,exp,m}$	Força cortante última obtida experimentalmente média
$V_{uC,n}$	Força cortante última normalizada pela resistência à compressão do concreto para vigas com armadura transversal
$V_{u,m}$	Força cortante última média
V_{un}	Força cortante última normalizada
$V_{un,m}$	Força cortante última normalizada média
$V_{uS,n}$	Força cortante última normalizada pela resistência à compressão do concreto para vigas sem armadura transversal
$V_{u,teo}$	Força cortante última teórica
w	Abertura da fissura de cisalhamento

w_{cr}	Abertura da fissura de cisalhamento medida no instante de fissuração
w_m	Abertura média da fissura de cisalhamento
w_u	Abertura da fissura de cisalhamento medida na carga última
$w_{u,m}$	Abertura média da fissura de cisalhamento medida na carga última
y	Distância do centro de gravidade da seção ao ponto considerado
z	Braço de alavanca das forças internas

Letras gregas

α	Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo da viga
β	Coefficiente relativo à resistência ao cisalhamento do concreto fissurado
γ_{xy}	Deformação cisalhante relativa aos eixos x e y
Δ	Deslocamento vertical do plano de cisalhamento
Δ_{cr}	Deslocamento vertical do plano de cisalhamento relativo à força cortante de formação da fissura de cisalhamento
Δ_u	Deslocamento vertical do plano de cisalhamento relativo à força cortante última
ε_1	Deformação específica principal de tração;
ε_2	Deformação específica principal de compressão;
ε_{1i}	Deformação específica principal de tração no concreto fissurado
ε_{2i}	Deformação específica principal de compressão no concreto fissurado
ε'_c	Deformação específica no corpo-de-prova cilíndrico na tensão máxima σ'_c
ε_x	Deformação específica na direção x
ε_y	Deformação específica na direção y
θ	Ângulo de inclinação da biela de compressão em relação ao eixo da viga
θ_c	Ângulo de inclinação das tensões principais no concreto
θ_{ci}	Ângulo de inclinação da tensão principal de compressão no concreto fissurado em relação ao eixo longitudinal
θ_f	Ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento

$\theta_{f,m}$	Ângulo médio de inclinação da fissura de cisalhamento
λ	Coefficiente de redução da resistência para agregado leve
μ	Coefficiente de atrito entre superfícies
ν	Coefficiente de redução da resistência
ρ_{sx}	Taxa geométrica de armadura na direção x
ρ_{sy}	Taxa geométrica de armadura na direção y
ρ_l	Taxa geométrica de armadura longitudinal
ρ_v	Taxa geométrica de armadura transversal
σ	Tensão normal
σ'_c	Tensão máxima de compressão no corpo-de-prova cilíndrico de concreto
σ_I	Tensão principal de tração
σ_{II}	Tensão principal de compressão
σ_{cx}	Tensão no concreto na direção x
σ_{cy}	Tensão no concreto na direção y
σ_{c1}	Tensão principal de tração no concreto
σ_{c2}	Tensão principal de compressão no concreto
σ_{c2max}	Tensão principal de compressão máxima no concreto fissurado
σ_{cr}	Tensão de fissuração do concreto
σ_n	Tensão de compressão normal ao plano de cisalhamento
σ_{po}	Tensão aplicada na barra protendida
σ_{pu}	Tensão de escoamento da matriz de argamassa
σ_{sx}	Tensão média na armadura na direção x
σ_{sy}	Tensão média na armadura na direção y
σ_{sxcr}	Tensão na armadura na direção x no local da fissura
σ_{sy-cr}	Tensão na armadura na direção y no local da fissura
σ_x	Tensão normal atuante na direção x
σ_y	Tensão normal atuante na direção y
τ	Tensão de cisalhamento
τ_0	Tensão cisalhante na linha neutra
τ_{ci}	Tensão cisalhante na superfície da fissura
$\tau_{ci,max}$	Tensão cisalhante resistida máxima
τ_{cr}	Tensão cisalhante de formação da fissura de cisalhamento
$\tau_{cr,n}$	Tensão cisalhante normalizada de formação da fissura de cisalhamento
τ_{cx}	Tensão de cisalhamento no concreto na face x

τ_{cxy} e y	Tensão de cisalhamento no concreto relativa aos eixos x
τ_{cy}	Tensão de cisalhamento no concreto na face y
τ_{sx}	Tensão de cisalhamento da armadura na direção x
τ_{sy}	Tensão de cisalhamento da armadura na direção y
τ_{xy}	Tensão de cisalhamento no elemento relativo às direções x e y
τ_{yx}	Tensão de cisalhamento no elemento relativo às direções y e x
τ_u	Tensão cisalhante última
$\tau_{u,m}$	Tensão cisalhante última média
ϕ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
ϕ	Coefficiente de minoração da resistência ao cisalhamento
ϕ_I	Ângulo de inclinação da tensão principal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	35
1.1	Considerações iniciais	35
1.2	Objetivo geral	38
1.3	Objetivos específicos.....	38
1.4	Delimitação da pesquisa	38
1.5	Estrutura da tese	39
2	CONCRETO AUTOADENSÁVEL.....	41
2.1	Considerações iniciais	41
2.2	Materiais constituintes.....	42
2.3	Propriedades do concreto autoadensável no estado fresco.....	44
2.4	Propriedades do concreto autoadensável no estado endurecido	45
2.5	Métodos de verificação do concreto autoadensável no estado fresco	48
3	FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO	53
3.1	Considerações iniciais	53
3.2	Tensões de cisalhamento em vigas.....	53
3.3	Modos de ruptura de vigas por cisalhamento	56
3.4	Mecanismos de resistência ao cisalhamento em peças sem armadura transversal.....	59
3.4.1	Efeito de arco	60
3.4.2	Efeito de pino	64
3.4.3	Engrenamento dos agregados.....	65
3.5	Resistência ao cisalhamento em peças de concreto com armadura transversal.....	68
3.5.1	Modelo de Treliça	71
3.5.2	Teoria do campo de compressão modificado.....	73
3.6	Recomendações normativas em relação ao cisalhamento por força cortante	83
3.6.1	Normas baseadas no modelo de treliça	83
3.6.2	Norma baseada na teoria do campo de compressão modificada	87
3.7	Estudos experimentais com concreto autoadensável.....	90
3.7.1	Ensaio realizado por Lachemi et al. (2005).....	91
3.7.2	Ensaio realizado por De La Cruz et al. (2009)	92
3.7.3	Ensaio realizado por Cuenca e Serna (2010).....	93

3.7.4	Ensaio realizado por Hassan et al. (2010).....	94
3.7.5	Ensaio realizado por Sharifi (2012).....	95
3.7.6	Ensaio realizado por Lin e Chen (2012).....	95
3.7.7	Ensaio realizado por Helincks et al. (2013).....	96
3.7.8	Ensaio realizado por Resende (2014).....	97
3.8	Comentários	98
4	TEORIA ATRITO-CISALHAMENTO.....	101
4.1	Considerações iniciais	101
4.2	Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb	102
4.3	Desenvolvimento da teoria de resistência ao cisalhamento por atrito	104
4.4	Estudos recentes com ensaios de cisalhamento direto em concreto autoadensável.....	112
4.4.1	Ensaio realizado por Desnerck et al. (2009).....	112
4.4.2	Ensaio realizado por Kim et al. (2010).....	113
4.4.3	Ensaio realizado por Fonteboa et al. (2010).....	114
4.4.4	Ensaio realizado por Sells et al. (2013).....	115
4.5	Estimativas da resistência ao cisalhamento por atrito apresentadas em normas.....	115
4.6	Comentários	117
5	PROGRAMA EXPERIMENTAL	121
5.1	Considerações iniciais	121
5.2	Estudo de dosagem.....	121
5.2.1	Seleção e caracterização dos materiais	122
5.2.2	Definição dos traços.....	126
5.2.3	Propriedades do concreto no estado fresco	128
5.2.4	Propriedades do concreto no estado endurecido	128
5.3	Ensaio de vigas	129
5.3.1	Características geométricas e sistema de ensaio	129
5.3.2	Características da armadura.....	130
5.3.3	Moldagem das vigas e corpos-de-prova	131
5.3.4	Instrumentação e execução dos ensaios.....	132
5.3.5	Avaliação da capacidade de carga teórica das vigas	134
5.4	Ensaio de cisalhamento direto	134
5.4.1	Dimensões e armadura dos exemplares.....	134
5.4.2	Moldagem dos exemplares	135
5.4.3	Montagem e execução dos ensaios	136
5.5	Resultados dos ensaios	138
5.5.1	Propriedades dos concretos	138

5.5.2	Ensaio de vigas	140
5.5.3	Ensaio de cisalhamento direto	172
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	185
6.1	Análise dos resultados das vigas sem armadura transversal... ..	185
6.1.1	Fissuração e resistência ao cisalhamento	185
6.1.2	Análise da rigidez	193
6.2	Análise dos resultados das vigas com armadura transversal.. ..	194
6.2.1	Fissuração e resistência ao cisalhamento	194
6.2.2	Análise da rigidez	195
6.3	Comparação entre as resistências das vigas com e sem armadura transversal	197
6.4	Comparação dos resultados experimentais em vigas com as prescrições normativas	199
6.5	Análise dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.... ..	210
6.5.1	Resistência ao cisalhamento..... ..	212
6.5.2	Deslocamento vertical do plano de cisalhamento..... ..	215
6.5.3	Abertura da fissura de cisalhamento..... ..	219
6.5.4	Comparação dos resultados experimentais com equações propostas na literatura e em normas	224
6.6	Comparação dos resultados de ensaios de cisalhamento direto e das vigas com armadura transversal	227
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... ..	229
7.1	Conclusões..... ..	229
7.2	Recomendações para trabalhos futuros	231
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... ..	233

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As pesquisas na engenharia civil têm possibilitado o desenvolvimento e o aperfeiçoamento dos concretos empregados usualmente, melhorando o processo construtivo.

No final da década de 80, a escassez de mão de obra qualificada e a necessidade de aumentar a durabilidade das estruturas de concreto armado levaram os pesquisadores da Universidade de Tóquio a desenvolver um concreto de alto desempenho, caracterizado pela capacidade de fluir pelas fôrmas e entre as armaduras sem a necessidade de adensamento mecânico, denominado concreto autoadensável (OKAMURA *et al.*, 2000).

Além da redução na quantidade de mão de obra empregada, EFNARC (2005) cita como principais vantagens do concreto autoadensável a possibilidade de concretagem de estruturas com formas complexas, seções reduzidas e com alta taxa de armadura, além do alto grau de homogeneidade do elemento concretado, a redução dos vazios e a uniformidade na resistência do concreto, proporcionando melhoria no acabamento final das superfícies.

A alta fluidez do concreto autoadensável é obtida pela utilização de aditivos superplastificantes, da redução do volume e da dimensão máxima do agregado graúdo e do aumento do volume de agregado miúdo. Além disso, a viscosidade e a coesão são garantidas pela complementação da dosagem com adições de materiais finos, tais como, cinza volante, cinza da casca de arroz, escória de alto forno, sílica ativa e os fileres de calcário e quartzo (BARROS, 2009).

Devido a estas particularidades na dosagem e por se tratar de um material relativamente novo existe certa restrição em seu uso, justificada pela necessidade de mão de obra qualificada para produção e principalmente pela ausência de dados a respeito do desempenho estrutural deste material (HASSAN *et al.* 2008).

Apesar do concreto autoadensável apresentar inúmeras vantagens no estado fresco, são suas propriedades no estado endurecido que interessam os projetistas estruturais. Nos últimos anos, diversas pesquisas têm avaliado as propriedades mecânicas do concreto autoadensável no estado endurecido comparando seu desempenho em uso estrutural ao concreto convencional.

Segundo Domone (2007), as resistências à tração e compressão no concreto autoadensável são similares às do concreto convencional, entretanto o módulo de elasticidade pode ser até 40% menor no concreto

autoadensável para concretos de baixas resistências à compressão, próximo a 20 MPa, e 5% menor em concretos de alta resistência, acima de 90 MPa, em relação ao concreto convencional.

Esta redução do módulo de elasticidade no concreto autoadensável é ocasionada pelo menor volume de agregados graúdos e aumento do volume de pasta do concreto, acarretando em maiores deformações nas estruturas nos estados limites de serviço e último (DESNERCK *et al.*, 2009; BOEL; DE CORTE, 2010).

Por outro lado, Parra *et al.* (2011) ressaltam que além do adensamento mais eficiente, o uso de aditivos superplastificantes e a redução da relação água/cimento são responsáveis por um aumento da resistência à compressão do concreto autoadensável em relação ao concreto convencionalmente vibrado.

Visto que a ruptura por cisalhamento nas estruturas de concreto armado apresenta caráter brusco, devendo sempre ser evitada, algumas incertezas sobre a resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável e a falta de especificação do concreto autoadensável nas normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto armado geram certo desconforto aos projetistas quanto ao seu emprego (HASSAN *et al.*, 2008).

Apesar de ser estudado a mais de um século, a partir da Teoria de Treliça de Ritter e Mörsch, o comportamento das estruturas de concreto quando solicitadas por tensões cisalhantes continua sendo um desafio para engenheiros e pesquisadores, devido a sua complexidade e inúmeros fatores que influenciam neste comportamento.

Nos últimos quarenta anos uma grande quantidade de pesquisas tem objetivado o desenvolvimento de modelos matemáticos que representem o comportamento das estruturas de concreto armado submetidas ao cisalhamento, destacando-se a teoria do campo de compressão modificado (VECCHIO; COLLINS, 1986) por ser baseada na teoria da elasticidade e incluir em sua formulação parâmetros referentes à fissuração do concreto e à granulometria do agregado graúdo empregado.

Estudos com concretos convencionais demonstram que a dimensão máxima do agregado graúdo influencia diretamente no engrenamento dos agregados entre as faces das fissuras. Dependendo da mistura a resistência ao cisalhamento pode ser maior em concretos produzidos com agregados de maior dimensão (SHERWOOD *et al.*, 2009; YANG *et al.*, 2011).

Devido ao concreto autoadensável requerer em sua dosagem menor quantidade de agregado graúdo e menor dimensão destes

agregados, este material pode apresentar uma redução na resistência ao cisalhamento em relação ao concreto convencional (HASSAN *et al.*, 2008). Porém, esta redução da resistência ao cisalhamento no concreto autoadensável não é de consenso entre os pesquisadores.

Uma das formas de avaliar o engrenamento entre os agregados consiste na determinação da transferência de tensões cisalhantes por atrito entre as faces de fissuras, realizada em ensaios de cisalhamento direto, denominados na literatura internacional como *push-off*, desenvolvidos na década de 60 do século passado. Apesar de não ser normalizado, este tipo de ensaio vem sendo empregado frequentemente, devido às dimensões reduzidas dos corpos-de-prova e a utilização de equipamentos simples para sua execução, possibilitando a realização de ensaios em um grande número de amostras, procedidas de uma análise estatística consistente e proposição de equações para determinar a resistência ao cisalhamento por atrito dos materiais.

Utilizando este tipo de ensaio Desnerck *et al.* (2009), constataram nos concretos autoadensáveis resistência superior ao concreto convencional, sendo esta atribuída às melhorias na matriz do concreto providas pela utilização de uma quantidade maior de materiais finos, acarretando maior atrito entre as faces das fissuras, e conseqüentemente suprimindo a redução da parcela de engrenamento dos agregados.

Entretanto, Kim *et al.* (2010) constataram um maior engrenamento dos agregados no concreto convencional em relação ao autoadensável, sendo também verificado um aumento da resistência ao cisalhamento, independente do tipo de agregado, com o acréscimo do volume de agregado graúdo na dosagem do concreto.

Constata-se assim que, apesar do concreto autoadensável existir a cerca de três décadas, não há uma definição exata quanto ao seu comportamento frente a tensões cisalhantes, havendo, portanto, a necessidade de se avaliar a influência das particularidades da dosagem do concreto autoadensável, tais como a utilização de agregados graúdos de menores dimensões e em volume reduzido, na resistência ao cisalhamento de vigas empregando este material.

Apesar da diferenciação na dosagem e no comportamento mecânico dos elementos estruturais no estado endurecido, observa-se que a maioria das normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto armado desconsidera a dimensão máxima do agregado graúdo no dimensionamento de peças solicitadas por tensões tangenciais.

Desta forma, este trabalho justifica-se pelas incertezas sobre o desempenho estrutural do concreto autoadensável quanto às solicitações

tangenciais devido à força cortante, considerada como uma das principais barreiras para utilização deste material pelos projetistas (LACHEMI *et al.* 2005). A busca dessas informações motivou este projeto, do qual se esperam contribuições sobre o comportamento do concreto autoadensável visando sua utilização em estruturas de concreto armado.

1.2 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável, comparativamente ao concreto convencional, considerando a influência do volume e da dimensão máxima característica do agregado graúdo empregado na produção dos concretos.

1.3 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar o comportamento de vigas de concreto armado, com e sem armadura transversal, produzidas com concretos convencionais e autoadensáveis, quando solicitadas por tensões cisalhantes de força cortante;
- Avaliar a influência do tipo de concreto, da dimensão máxima e do volume de agregados graúdos utilizados na produção do concreto na resistência ao cisalhamento de vigas produzidas com concreto vibrado convencionalmente e autoadensável;
- Avaliar o emprego do concreto autoadensável em estruturas, comparando os resultados obtidos experimentalmente com as estimativas das equações de dimensionamento apresentadas pelos códigos normativos ACI 318-11, Eurocode 2, CAN A23.3 e NBR 6118:2014;
- Verificar a viabilidade da utilização dos ensaios de cisalhamento direto para determinação da resistência ao cisalhamento por atrito em peças de concreto armado;
- Avaliar as resistências ao cisalhamento por atrito entre faces de fissuras, obtidas em ensaios de cisalhamento direto nos concretos convencional e autoadensável.

1.4 Delimitação da pesquisa

O estudo desenvolvido nesta tese se limita a avaliar a resistência ao cisalhamento do concreto convencionalmente vibrado e autoadensável com resistência à compressão axial inferior a 50 MPa, empregando ensaios de flexão a quatro pontos em vigas e de cisalhamento direto em

corpos-de-prova, em concretos produzidos com agregado granítico com dimensão máxima característica iguais a 9,5 mm e 19 mm.

1.5 Estrutura da tese

A presente tese está estruturada em 7 capítulos, conforme a sequência abaixo:

No Capítulo 1 faz-se uma breve introdução do tema, abordando sua relevância, os objetivos do trabalho, suas delimitações e a estrutura da tese.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica com os aspectos gerais do concreto autoadensável, materiais empregados para sua produção, suas propriedades no estado fresco, métodos de verificação destas propriedades especificados na norma brasileira, além de pesquisas recentes desenvolvidas avaliando este tipo de concreto.

Os modos de ruptura e mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com e sem armadura transversal são apresentados no Capítulo 3, juntamente com as recomendações de algumas normas de dimensionamento e resultados de pesquisas publicadas recentemente.

No Capítulo 4 é apresentada a teoria da resistência ao cisalhamento por atrito entre interfaces de concreto, desenvolvida na segunda metade do século passado a partir de ensaios de cisalhamento direto, servindo de base para formulação das equações das normas de dimensionamento.

O programa experimental é detalhado no Capítulo 5, mostrando a caracterização dos materiais utilizados, as composições de concretos convencionais e autoadensáveis utilizadas, os equipamentos e métodos para determinação da resistência ao cisalhamento de vigas e dos exemplares utilizados nos ensaios de cisalhamento direto, sendo ao final apresentados os resultados obtidos nos ensaios de vigas sem e com armadura transversal, e nos ensaios de cisalhamento direto.

A análise dos resultados é apresentada no Capítulo 6, onde as resistências e o comportamento observados das vigas e exemplares de cisalhamento direto são avaliados e comparados. Avalia-se, nesse capítulo, as influências das diferentes composições de concretos empregadas nos mecanismos resistentes ao cisalhamento observados nos ensaios realizados.

O Capítulo 7 apresenta as principais conclusões obtidas, destacando a importância e a contribuição do presente trabalho, sendo também recomendados estudos para sua continuidade.

Ao final, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL

2.1 Considerações iniciais

O concreto autoadensável é definido pela NBR 15823 (ABNT, 2010) como um concreto que é capaz de fluir, autoadensar pelo seu peso próprio, preencher a forma e passar por armaduras, enquanto mantém sua homogeneidade.

Do mesmo modo, pode ser definido como um concreto de alto desempenho que apresenta pouca resistência ao escoamento, sendo capaz de fluir dentro de uma fôrma, passando pelas armaduras sem a necessidade de vibração mecânica, aumentando assim a produtividade pela redução da mão de obra no ambiente de trabalho.

Segundo Okamura *et al.* (2000), por volta de 1983 a indústria da construção no Japão demandava trabalhadores capacitados para produção de estruturas de concreto duráveis, porém ocorria uma redução gradual no número de trabalhadores qualificados, acarretando diretamente na redução da qualidade do trabalho de construção. A solução para este problema foi proposto pelo professor Okamura, em 1986, com o desenvolvimento do concreto autoadensável na Universidade de Tóquio.

Após o desenvolvimento do protótipo de concreto autoadensável, este material passou por intensas pesquisas, vindo a ser aplicado nas construções. A primeira aplicação do concreto autoadensável ocorreu no Japão em 1990 na concretagem de uma edificação, logo em seguida foi empregado na concretagem das torres da ponte estaiada *Shin Kiba Ohashi*, em Tóquio.

A partir da década de 90 do século passado, o concreto autoadensável começou a ser utilizado na Europa e desde então se expandiu para todo o mundo, sendo empregado desde obras de infraestrutura, como pontes, túneis e paredes de contenção, até grandes obras arquitetônicas, como o Edifício Burj Dubai, nos Emirados Árabes Unidos, a torre de Controle do aeroporto de Estocolmo na Suécia, com 83 metros de altura e o museu nacional de artes do século 21 em Roma, na Itália.

De acordo com Nagataki *et al.* (2010), atualmente no Japão o concreto autoadensável utilizado nos canteiros de obra corresponde entre 0,1 e 0,2% do volume de concreto produzido em centrais concreteiras, já as indústrias de pré-fabricados consomem entre 2 e 3% deste volume. Em alguns países da Europa, como a Dinamarca, o emprego do concreto autoadensável chega a 50% do concreto utilizado nas indústrias de pré-fabricados e 28% do concreto utilizado diretamente em obras.

O concreto autoadensável no Brasil tem sido utilizado em indústrias de pré-moldados, em obras correntes e especiais, entretanto uma das barreiras para emprego deste material está em seu custo e a necessidade de cuidados especiais na montagem das fôrmas, evitando desperdício do material. Estudo realizado por Repette (2007) demonstra que no Brasil o valor da mão de obra empregada na aplicação do concreto autoadensável corresponde a aproximadamente 24% do valor gasto quando utilizado concreto convencionalmente vibrado, contudo esta redução não supera o custo mais elevado do concreto autoadensável, inviabilizando sua substituição pelo concreto comum.

Neste capítulo faz-se uma breve revisão sobre o concreto autoadensável, apresentando as principais propriedades mecânicas deste tipo de concreto, nos estados fresco e endurecido, os materiais empregados em sua produção e os ensaios normalizados para verificação e aprovação do traço da mistura deste material no estado fresco.

2.2 Materiais constituintes

O concreto autoadensável é produzido utilizando os mesmos componentes básicos do concreto convencional, tais como: cimento, agregados, água, diversos tipos de aditivos e adições, variando consideravelmente na dosagem.

Segundo Repette (2011), todos os tipos de cimento Portland empregados na produção do concreto convencional podem ser empregados na produção do concreto autoadensável, sendo as propriedades no estado fresco e a quantidade de aditivo superplastificante diretamente afetadas pelo tipo de cimento empregado.

A quantidade de cimento do concreto autoadensável está em torno de 200 a 450 kg/m³, dependendo da utilização de adições reativas ou inertes. Dosagens que ultrapassam 500 kg/m³ devem ser avaliadas quanto a problemas de retração, enquanto dosagens com menos de 300 kg/m³ devem utilizar também algum outro material cimentício, tal como cinza volante, escória, entre outros (GOMES; BARROS, 2009).

Os agregados a serem utilizados no concreto autoadensável devem atender às mesmas exigências normativas vigentes para os concretos que necessitam de vibração mecânica. Em geral, o formato e o tamanho das partículas afetam diretamente o volume de vazios dos agregados e influenciam diretamente nas propriedades mecânicas do concreto. A utilização de agregados com partículas de formato mais esféricas produzem concretos com menor atrito interno, aumentando a fluidez e diminuindo o bloqueio ao passar por armaduras (EFNARC, 2005).

Como agregados miúdos, deve-se dar preferência às areias naturais, por apresentarem grãos com forma mais uniforme e arredondada, enquanto as areias de britagem da pedra apresentam grãos com elevada angulosidade e aspereza superficial, sendo menos indicadas por causar maior intertravamento das partículas e maior adsorção de água, aumentando a demanda por pasta e aditivos superplastificantes (REPETTE, 2011).

O volume de agregados graúdos no concreto autoadensável é reduzido, ocupando aproximadamente 30% do volume do concreto (OKAMURA; OUCHI, 2003), enquanto no concreto convencional os agregados graúdos correspondem entre 45% e 65% do volume do concreto dependendo da dimensão máxima do agregado (NEVILLE; BROOKS, 2013).

A redução dos agregados graúdos é compensada pelo maior consumo de materiais finos, partículas menores que 0,125 mm, que podem ser classificados como inertes, como o filer calcário e a fração mais fina da areia, reativos, pozolanas tais como a cinza da casca de arroz, o metacaulim e a sílica ativa, ou cimentantes, como a escória de alto forno.

Em alguns casos, a falta de coesão da mistura pode ocasionar a separação dos constituintes do concreto, denominada segregação, comprometendo seu desempenho mecânico e a durabilidade do concreto autoadensável (REPETTE, 2011). As adições são utilizadas comumente para melhorar a coesão e evitar esta segregação do concreto, além de reduzir a quantidade de cimento diminuindo o calor de hidratação e evitando a retração térmica (EFNARC, 2005).

A adição de finos no concreto autoadensável proporciona a melhoria de diversas propriedades, tanto no estado fresco como no endurecido. Acredita-se que os finos auxiliem as partículas de cimento a sofrer reação mais rápida com a água, ocasionando ganhos de resistências nas primeiras idades (SIMONETTI, 2008).

Os principais responsáveis pela autoadensabilidade do concreto são os aditivos superplastificantes e os modificadores de viscosidade. Outros aditivos podem ser empregados, tais como os incorporadores de ar, porém são pouco citados na literatura.

No mercado há inúmeros tipos e marcas de aditivos, além de surgirem a cada dia novos produtos direcionados especificamente para o concreto autoadensável. A adequada seleção dos aditivos é importante para a produção do concreto autoadensável, sendo recomendado conhecer as propriedades e limitações dos produtos empregados.

Segundo Gomes e Barros (2009), os superplastificantes são uma categoria especial de agentes redutores de água, formulados a partir de materiais que permitem reduções de água muito superiores ou trabalhabilidade extrema dos concretos nos quais são incorporados.

Os aditivos superplastificantes à base de policarboxilatos são os mais empregados, promovem dispersão das partículas basicamente por meio do efeito estérico, sem causar a diminuição expressiva da viscosidade da pasta, o que é desejável quanto a resistência à segregação da mistura (REPETTE, 2011).

Os aditivos que modificam a coesão do concreto autoadensável sem alterar significativamente a fluidez são denominados modificadores de viscosidade (EFNARC, 2005). Estes produtos químicos melhoram a coesão do concreto, limitando a perda de água por exsudação e minimizando a tendência a segregação. Seu emprego é necessário sempre que os finos não sejam capazes de garantir a coesão da mistura ou como controlador das variações das propriedades dos materiais, visando homogeneizar o concreto (SANTOS, 2010).

Os requisitos de qualidade da água para concreto autoadensável são os mesmos especificados na NBR 15900 (ABNT, 2009) para produção de concretos, podendo ser oriunda de estações de abastecimento público como também obtidas no meio ambiente desde que isenta de óleos, ácidos, cloretos, sulfatos e álcalis.

2.3 Propriedades do concreto autoadensável no estado fresco

As principais propriedades do concreto autoadensável no estado fresco são: a capacidade de preencher o interior das fôrmas, a capacidade de passagem entre os obstáculos, sem sofrer nenhum tipo de bloqueio provocado pelo agregado graúdo, bem como a sua resistência à segregação e/ou exsudação (GRUNEWALD, 2004).

A capacidade de se autoadensar é obtida com o equilíbrio entre a alta fluidez e moderada viscosidade. A alta fluidez é alcançada com a utilização de aditivos superplastificantes e a moderada viscosidade e coesão são conseguidas com o incremento de um percentual adequado de adição mineral com granulometria muito fina e/ou aditivos modificadores de viscosidade. Além disso, são características das misturas de concreto autoadensável um maior volume de pasta e um menor volume de agregados, em relação às misturas de concreto vibrado (GOMES; BARROS, 2009).

Com a limitação do volume de agregado graúdo para uma quantidade menor que o convencional reduz-se a energia requerida para o concreto fluir, evitando o bloqueio das partículas de agregado. Além

disso, o concreto autoadensável requer uma pasta de alta viscosidade para evitar o bloqueio dos agregados graúdos quando o concreto flui entre os obstáculos (OKAMURA *et al.*, 2000).

A autoadensabilidade envolve não somente alta fluidez da argamassa, mas também a resistência à segregação entre os agregados graúdos e a argamassa quando o concreto flui através da zona confinada pelas barras de aço (OKAMURA; OUCHI, 2003).

As propriedades relacionadas à fluidez e à deformabilidade do material são definidas pelas características reológicas do material. Assim, o concreto autoadensável deve apresentar baixa tensão de escoamento, garantindo o aumento da fluidez, e a viscosidade deve ser moderada, para promover a estabilidade necessária. Estes parâmetros são diferentes daqueles definidos para os concretos convencionais, os quais exigem tensões de escoamento muito mais altas e viscosidades muito mais baixas (GOMES, 2002).

O concreto autoadensável apresenta certa tendência à progressiva perda de fluidez quando deixado em repouso, denominada tixotropia, porém recupera sua fluidez quando aplicada certa energia. A fluidez e a resistência à segregação do concreto autoadensável garantem um alto nível de homogeneidade, redução no índice de vazios e uniformidade na resistência, resultando em estruturas com um alto nível de acabamento e aumentando sua durabilidade (EFNARC, 2005).

2.4 Propriedades do concreto autoadensável no estado endurecido

Segundo Cattaneo *et al.* (2012) devido à maior quantidade de materiais finos e reduzido volume de agregado graúdo, o concreto autoadensável apresenta uma microestrutura mais densa que afeta o comportamento estrutural, apresentando menor fissuração e consequentemente maior durabilidade.

Analisando a microestrutura da pasta de cimento hidratada na vizinhança imediata das partículas do agregado graúdo, região denominada de zona de transição de interface, Neville (1997) verificou uma diferenciação entre esta região e o restante da pasta de cimento.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), nesta zona de transição forma-se uma estrutura mais porosa em relação à matriz de argamassa, pois quando o concreto ainda se encontra no estado fresco um filme de água forma-se ao redor das grandes partículas de agregado, podendo levar a uma relação água cimento (a/c) mais elevada nesta região.

Dependendo das características do agregado, tais como distribuição granulométrica e dimensão máxima, é possível existir

grandes diferenças na relação a/c entre a matriz de argamassa e a zona de transição. Em geral, todos os outros fatores permanecendo os mesmos, quanto maior o agregado, maior será a relação a/c local na zona de transição e, conseqüentemente, menos resistente e mais permeável será o concreto (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Entretanto, a resistência da zona de interface pode aumentar com o tempo em conseqüência de uma reação secundária do hidróxido de cálcio com pozolanas (NEVILLE, 1997).

Como a utilização de pozolanas é comum no concreto autoadensável, principalmente a sílica ativa, muito mais fina do que as partículas de cimento, nestes casos pode ocorrer uma melhoria na resistência da interface, influenciando diretamente nas propriedades mecânicas do material.

Segundo Domone (2006), estudos de caso de aplicações do concreto autoadensável publicados entre 1993 e 2003 avaliando as propriedades no estado fresco, as variações nos materiais constitutivos e suas devidas proporções, e a resistência à compressão confirmam que o concreto autoadensável atende as classes de resistências definidas para o concreto convencional.

Comparado ao concreto convencional, observa-se que geralmente o concreto autoadensável é produzido com menor relação a/c, aumentando o potencial para altas resistências, retirada prévias das fôrmas e uso antecipado dos elementos estruturais (EFNARC, 2005).

Atualmente inúmeras pesquisas têm avaliado as propriedades no estado endurecido, tais como: resistência à compressão, tração e cisalhamento direto, módulo de elasticidade, fluência, retração, coeficiente de expansão térmica, aderência ao aço e durabilidade (PERSSON, 2001; OKAMURA; OUCHI, 2003; LACHEMI *et al.* 2005; BARROS, 2009; REPETTE; HASTENPFLUG, 2009; MAZZOTTI; SAVOIA, 2009; HASSAN *et al.* 2010; CASTEL *et al.*, 2010; COUTINHO, 2011).

Apesar de algumas pesquisas apresentarem divergências sobre comportamento mecânico do concreto autoadensável em relação ao concreto convencional, as Diretrizes Europeias para Concreto Autoadensável (EFNARC, 2005) consideraram que, para uma determinada classe de resistência à compressão, estes materiais apresentam propriedades mecânicas equivalentes e, se há diferenças, estas são usualmente cobertas pelos coeficientes de segurança adotados pelas normas de dimensionamento.

Castel *et al.* (2010) realizaram ensaios de tração direta e tração por compressão diametral em corpos-de-prova e tração por flexão em

vigas de concreto convencional e autoadensável, com resistência à compressão entre 30 e 50 MPa, constatando que não houve diferenças significativas entre estes materiais.

Persson (2001) comparou as propriedades mecânicas dos concretos autoadensável e convencional divididos em quatro classes de resistência à compressão, variando entre 24 e 80 MPa. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova cilíndricos com idades de 2 a 90 dias sendo que a fluência, a retração e o módulo de elasticidade do concreto autoadensável não apresentaram diferenças significativas em relação ao convencional, para uma mesma resistência a compressão.

Entretanto, Domone (2007) analisando uma grande quantidade de resultados experimentais publicados verificou que o módulo de elasticidade pode ser até 40% menor no concreto autoadensável para concretos de baixas resistências à compressão, próximo a 20 MPa, e 5% menor em concretos de alta resistência, acima de 90 MPa, em relação ao concreto convencional de igual resistência.

Uma possível variação no módulo de elasticidade do concreto influencia diretamente a deflexão de vigas produzidas com este material. Conforme apresentado por Boel e De Corte (2010), ensaios de flexão em vigas de concreto com mesma resistência à compressão demonstraram que, para cargas estáticas, as vigas de concreto autoadensável apresentam deflexões maiores em relação às vigas de concreto convencional.

Liu *et al.* (2008) ensaiaram vigas de concreto autoadensável e convencional com diferentes resistências à compressão, entre 41 e 53 MPa, verificando que devido à diferença no módulo de elasticidade as deflexões apresentam valores variados, porém a relação entre a deflexão por fluência e imediata se mostrou constante entre os dois tipos de concreto, sendo igual a 1,6.

Alguns autores tem constatado que as vigas produzidas com concreto autoadensável apresentam uma maior quantidade de fissuras, menos espaçadas e com menor abertura, quando comparadas com vigas de concreto convencional submetidas aos mesmos carregamentos. Geralmente estas vigas apresentam valores de momento fletor de formação da primeira fissura semelhantes, entretanto, o comportamento pós-fissuração difere entre os materiais, apresentando as vigas de concreto autoadensável menor resistência pós-fissuração, conforme apresentado por Choulli *et al.*(2008), Sonebi *et al.* (2003), Domone (2007), Hassan *et al.* (2008) e Lachemi *et al.*(2005).

Para Choulli *et al.* (2008), devido à redução da dimensão dos agregados graúdos e aumento da quantidade de agregados finos e de

pastas, a superfície de fissuração do concreto autoadensável torna-se mais suave, influenciando no comportamento pós-fissuração.

Segundo Lachemi *et al.* (2005) e Hassan *et al.* (2008) ocorre um comportamento similar na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto autoadensável e convencional no estágio pré-fissuração, entretanto o concreto autoadensável desenvolve menor resistência ao cisalhamento pós-fissuração.

Domone (2007) conclui que isto ocorre devido à menor contribuição do engrenamento do agregado na resistência ao cisalhamento, para concretos de um mesmo valor de resistência à compressão, acarretando uma redução de 10% na resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável em relação ao concreto vibrado convencionalmente.

Para Choulli *et al.* (2008), a falta de validação ou consideração do concreto autoadensável pelas normas de projeto é uma razão para seu uso restrito. Faz-se necessário determinar a contribuição do concreto autoadensável na resistência ao cisalhamento para concluir se as normas de dimensionamento atuais são seguras e adequadas para serem utilizadas para este material.

2.5 Métodos de verificação do concreto autoadensável no estado fresco

A norma brasileira NBR 15823 (ABNT, 2010) determina que as propriedades e características requeridas para aceitação do concreto autoadensável no estado fresco devem ser previamente comprovadas por ensaios de fluidez, viscosidade plástica aparente e habilidade passante, conforme especificado a seguir:

a. Espalhamento

O ensaio de espalhamento fornece indicações da fluidez do concreto autoadensável e de sua habilidade de preenchimento em fluxo livre. Para determinar a classe de espalhamento do material utiliza-se uma placa de base quadrada com 900 mm de lado, produzida em chapa metálica, na qual deve ser posicionado um cone de Abrams no centro, conforme apresentado na Figura 2.1.

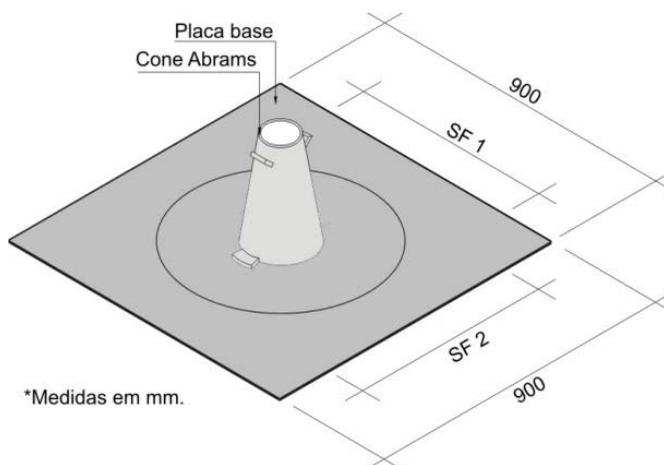


Figura 2.1: Equipamento para ensaio de espalhamento (ABNT, 2010).

Após o preenchimento do cone com uma amostra de concreto sem adensamento, de forma contínua e uniforme, é realizada a desmoldagem, levantando-se cuidadosamente o molde pelas alças, na direção vertical, em tempo não superior a cinco segundos.

A fluidez e o escoamento são determinados pela média aritmética de duas medidas perpendiculares do diâmetro da massa de concreto espalhada, SF1 e SF2, podendo variar entre 550 mm e 850 mm.

b. Habilidade passante

A habilidade passante informa sobre a capacidade do concreto fresco fluir sem perder sua uniformidade ou causar bloqueio, através de espaços confinados e discontinuidades geométricas, como áreas de alta densidade de armadura e embutidos, podendo ser determinada realizando o ensaio da caixa L.

O ensaio utiliza uma caixa metálica de seção retangular com perfil em forma de L, constituída por um compartimento vertical e outro horizontal, conforme apresentado na Figura 2.2. A caixa deve ser provida de dispositivos em forma de grade com duas ou três barras metálicas com diâmetro $12,5 \pm 0,2$ mm, equidistantes entre si e também com relação às laterais da caixa.

Após a aplicação de uma camada fina de desmoldante nas paredes da caixa, fecha-se a comporta, posicionada antes das barras verticais, e preenche-se a coluna vertical com concreto. Abrindo a comporta de forma rápida, uniforme e sem interrupção, permite-se o escoamento do concreto para a câmara horizontal. Cessado o escoamento

são medidas as alturas do concreto na parte final (H2) e inicial (H1) da seção horizontal e calculada a habilidade passante (HP) como a razão entre a altura final e a altura inicial, devendo este valor ser igual ou superior a 0,8 para que o concreto seja aprovado.

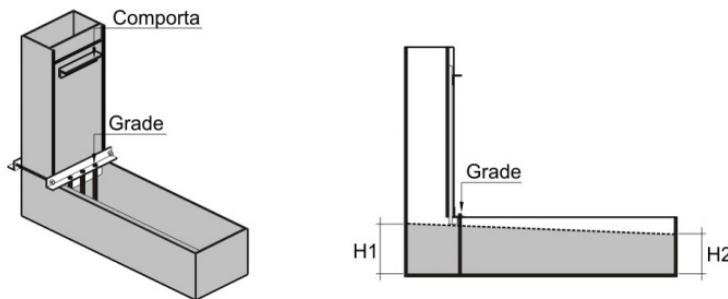


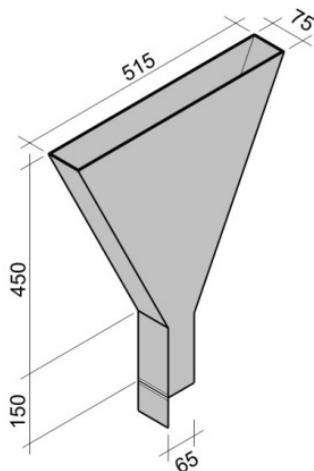
Figura 2.2: Ensaio de habilidade passante com Caixa L (ABNT, 2010).

c. Viscosidade plástica aparente

A determinação da viscosidade plástica aparente do concreto é importante quando for requerido um bom acabamento superficial ou quando a densidade de armadura for expressiva (ABNT, 2010).

O ensaio de determinação da viscosidade utiliza um funil em formato V produzido em chapa metálica, com fechamento da abertura inferior por um sistema de comporta, conforme apresentado na Figura 2.3. Preenchido totalmente o funil, de forma uniforme, a comporta é aberta e mede-se o tempo necessário para escoamento completo da massa de concreto, não devendo superar 25 segundos.

Após a execução do ensaio, pode-se preencher o funil novamente com o mesmo material e esperar 5 minutos para abertura da comporta, neste caso se o concreto estiver segregando o tempo de escoamento aumentará significativamente.



*Medidas em mm.

Figura 2.3: Funil V para ensaio de viscosidade plástica aparente (ABNT, 2010).

d. Segregação

A segregação pode ser definida como a separação dos constituintes de uma mistura heterogênea de modo que sua distribuição não seja mais uniforme, podendo ocorrer no concreto por deslizamento das partículas maiores dentro da argamassa ou pelo excesso de água na mistura (NEVILLE; BROOKS, 2013).

A segregação no concreto autoadensável pode ser classificada em dinâmica, quando ocorre durante o lançamento, influenciando no escoamento do concreto e na sua capacidade de passar por restrições, sendo geralmente associada à falta de coesão da mistura, ou estática, que se manifesta após o lançamento quando ocorre o afundamento dos agregados graúdos e a ascensão da fase líquida do material, denominada exsudação (REPETTE, 2011).

Segundo a norma NBR 15823 (ABNT, 2010) a resistência à segregação é fundamental para a qualidade do concreto autoadensável, sendo particularmente importante em concretos de maior fluidez e baixa viscosidade, podendo ser avaliada pela diferença das massas de agregado graúdo existentes no topo e na base de uma coluna de diâmetro nominal de 200 mm e altura total igual a 660 mm, seccionado em três partes, conforme Figura 2.4.

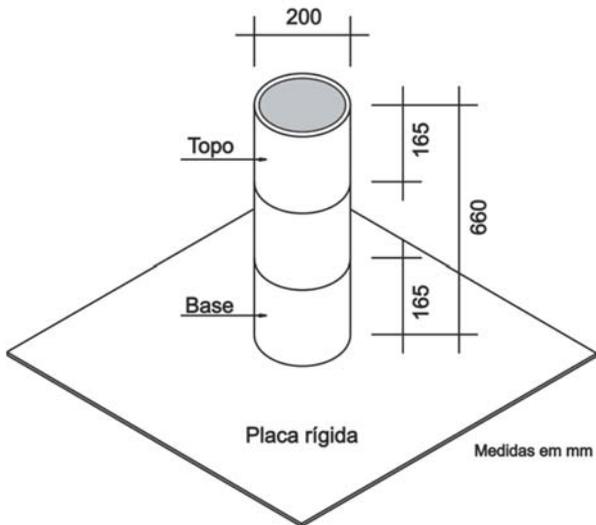


Figura 2.4: Coluna de segregação (ABNT, 2010).

Para realização do ensaio, a coluna deve ser apoiada em uma superfície rígida e plana, sendo preenchida com uma amostra de concreto sem adensamento, de forma uniforme e sem interrupção, em tempo não superior a 5 minutos. Aproximadamente 20 minutos após a moldagem as porções do topo e da base da coluna devem ser retiradas e lavadas, individualmente, sobre uma peneira com malha de 5 mm, removendo toda a argamassa aderida aos agregados graúdos.

Os agregados graúdos devem ser então submetidos a uma secagem superficial, com papel absorvente ou pano, e pesados, obtendo-se as massas das amostras do topo e da base. Os concretos autoadensáveis devem apresentar diferença percentual entre a massa de agregado graúdo retida na base e no topo da coluna inferior a 20% para aplicação em lajes de pequena espessura e estruturas de pouca complexidade, ou diferença inferior a 15% para aplicação nos demais elementos estruturais.

3 FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO

3.1 Considerações iniciais

No dimensionamento das vigas de concreto armado alguns limites são impostos para armadura longitudinal, de forma a garantir que caso venha ocorrer a ruptura, esta seja desenvolvida gradualmente, apresentando fissuras que alertem os ocupantes para tomada de medidas de proteção.

Quanto à ruptura por cisalhamento, devido ao seu caráter repentino e brusco, o dimensionamento da armadura transversal deve garantir que a resistência ao cisalhamento seja igual ou superior à resistência à flexão em todos os pontos da viga.

Neste capítulo são apresentados os conceitos sobre tensões de cisalhamento em vigas de concreto armado e os mecanismos de resistência em vigas com e sem armadura transversal. Em seguida são apresentados os modelos teóricos de dimensionamento de vigas baseados em analogia da treliça e teoria do campo de compressão e recomendações de algumas normas para o dimensionamento de vigas ao cisalhamento.

No final do capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica com estudos recentes sobre a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto autoadensável e a comparação de resultados experimentais com as estimativas das normas atuais.

3.2 Tensões de cisalhamento em vigas

Uma viga submetida a um carregamento transversal qualquer apresenta em sua seção transversal tensões normais, ocasionadas pelo momento fletor, e tensões tangenciais, devido à força cortante. Assim é formado um estado biaxial de tensões, com tensões de tração e compressão, podendo o comportamento da viga ser caracterizado em três estádios de deformação distintos.

No Estádio I o nível de carga é de pequena intensidade e o elemento não apresenta nenhuma fissura, uma vez que a tensão de tração não ultrapassa a resistência à tração do concreto, pode-se considerar que o material seja homogêneo e desta forma as tensões atuantes podem ser determinadas utilizando os conceitos da mecânica dos sólidos.

Assim, para uma viga de seção constante as tensões normais (σ) e tangenciais (τ) podem ser calculadas pelas equações 3.1 e 3.2:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \quad (3.1)$$

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{b_w \cdot I} \quad (3.2)$$

onde:

σ : tensão normal na seção transversal a uma distância y do “centro de gravidade”;

M : momento fletor atuante na seção;

y : distância do centro de gravidade da seção ao ponto considerado;

I : momento de inércia da seção em relação ao centro de gravidade;

τ : tensão cisalhante na seção transversal;

V : força cortante atuante na seção;

S_y : momento estático da área da seção homogênea situada acima da fibra de ordenada y em relação à linha neutra;

b_w : largura da seção transversal.

Devido à atuação variável do momento fletor e das forças cortantes fica estabelecido na viga um estado biaxial de tensões, no qual podem ser determinadas, empregando os princípios da teoria da elasticidade, as tensões principais e as direções dos planos principais pelas equações 3.3 e 3.4, sendo definidas como σ_I as tensões de tração e σ_{II} as tensões de compressão.

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.3)$$

$$tg(2\phi_I) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.4)$$

onde:

$\sigma_{I,II}$: tensões principais de tração e compressão, respectivamente;

σ_x : tensão normal atuante na direção x ;

σ_y : tensão normal atuante na direção y ;

τ_{xy} : tensão cisalhante no plano xy ;

ϕ_I : ângulo de inclinação da tensão principal.

Considerando a viga como uma barra prismática, com largura da seção transversal pequena em relação à altura pode-se, a partir da teoria da elasticidade (TIMOSHENKO; GOODIER, 1980), considerar que

existam tensões σ_y somente no ponto de aplicação das cargas concentradas, sendo nulas no restante da viga, resultando nas equações 3.5 e 3.6.

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x^2}{4}\right) + \tau_{xy}^2} \quad (3.5)$$

$$\operatorname{tg}(2\phi_I) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (3.6)$$

A Figura 3.1 mostra as trajetórias das tensões principais de uma viga biapoiada, na fase elástica, submetida a duas cargas concentradas simétricas. As trajetórias são linhas em que as tangentes em cada um de seus pontos fornecem as direções das tensões principais de tração e de compressão nesse ponto, sendo que na altura da linha neutra as tensões principais apresentam uma inclinação de 45° ou de 135° , entretanto a direção das tensões também varia ao longo da altura da peça.

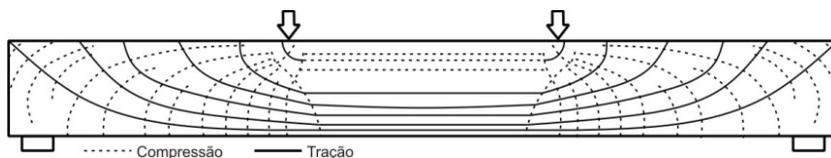


Figura 3.1: Trajetória de tensões principais no Estádio I (LEONHARDT; MÖNNIG, 2008).

A segunda fase, denominada Estádio II, inicia quando as tensões de tração superam a resistência à tração do concreto surgindo fissuras e cabendo à armadura absorver as tensões de tração, enquanto o concreto na zona comprimida continua na fase elástica.

O Estádio II tem dois momentos distintos, o primeiro onde se formam as fissuras, à medida que a carga aumenta, e o segundo onde as fissuras se estabilizam, não aparecem mais novas fissuras e suas aberturas e extensões aumentam.

Quando as tensões principais de tração, inclinadas, na alma da viga ultrapassam a resistência à tração do concreto, surgem fissuras de cisalhamento na direção das trajetórias de compressão, ocorrendo uma distribuição dos esforços para as diagonais comprimidas de concreto e para a armadura de cisalhamento.

Na linha neutra a tensão de cisalhamento pode ser obtida pela Equação 3.2 considerando que o braço de alavanca das forças internas (z) é igual a I/S_y , resultando na Equação 3.7:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_w \cdot z} \quad (3.7)$$

onde:

τ_0 : tensão cisalhante na linha neutra;
 z : braço de alavanca das forças internas.

Desta forma na região abaixo da linha neutra, a tensão tangencial é determinada pelo momento estático da armadura, tomada como área de concreto equivalente, admitindo-se como um valor constante entre a linha neutra e a armadura, conforme mostrado na Figura 3.2.

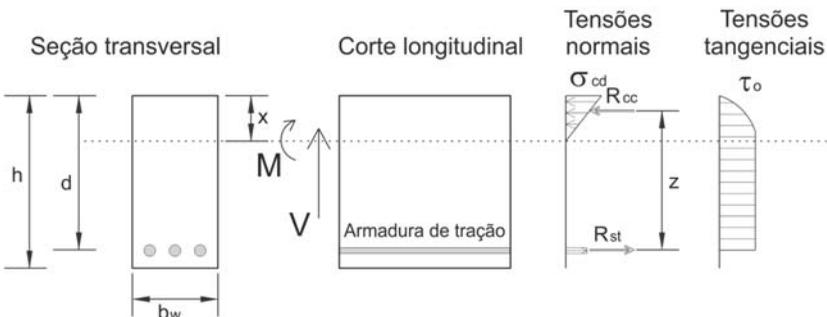


Figura 3.2: Distribuição de tensões normais e tangenciais na seção no Estádio II (CLÍMACO, 2008).

Com o início da plastificação do concreto a seção entra no Estádio III, a estrutura apresenta-se bastante fissurada, a linha neutra se desloca na direção da zona comprimida, ocorrendo o escoamento do aço, o esmagamento do concreto, ou ambos. Neste estágio a ruptura por força cortante pode ocorrer de diversos modos, conforme apresentado no próximo item.

3.3 Modos de ruptura de vigas por cisalhamento

A ruptura de vigas de concreto armado por ação da força cortante ocorre quando a tensão atuante na armadura de cisalhamento ou na diagonal comprimida de concreto supera a resistência de um dos materiais, sendo influenciada pela redistribuição de esforços internos, da

quantidade e direção da armadura de cisalhamento e também das propriedades dos materiais. De acordo com a literatura as vigas de concreto armado submetidas às forças cortantes podem apresentar ruptura física de três diferentes modos:

a. Ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes:

Considerando o fato de que a armadura de cisalhamento em vigas é obrigatória pela maioria das normas de dimensionamento como forma de evitar a ruptura frágil da viga, a ruptura por falta de armadura de cisalhamento ocorre somente em lajes ou cascas, nas quais a resistência da peça depende da resistência à tração do concreto e de outros mecanismos resistentes associados à estrutura interna da peça.

Nos casos das vigas, esta forma de ruptura pode ocorrer por espaçamento excessivo das barras das armaduras transversais, devido a erros de dimensionamento, ou pela adoção de arranjos inadequados das armaduras (Figura 3.3).

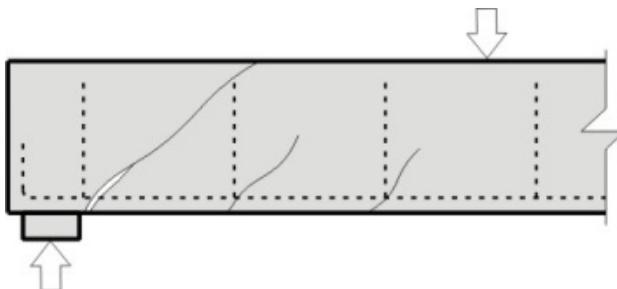


Figura 3.3: Ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes (FUSCO, 2008).

b. Ruptura na presença de armaduras transversais eficazes:

Em alguns casos, mesmo apresentando armadura transversal, pode ocorrer a ruptura da seção transversal por resistência insuficiente do aço ou do concreto das seguintes formas:

Ruptura força cortante-compressão: ocorre quando a resistência das diagonais comprimidas de concreto é superada (Figura 3.4 I);

Ruptura força cortante-tração: ocorre quando é superada a resistência à tração da armadura transversal (Figura 3.4 II);

Ruptura força cortante-flexão: ocorre nas proximidades de cargas concentradas elevadas onde há a interação entre a força cortante e o momento fletor. Em alguns casos as fissuras diagonais de cisalhamento atingem a região comprimida da peça diminuindo a seção resistente.

Além disso, a carga concentrada no banzo comprimido produz um estado múltiplo de tensões que pode chegar a dobrar as tensões locais de compressão, acarretando na ruptura da seção (Figura 3.4 III).

Ruptura por flexão da armadura longitudinal: pode ocorrer devido às tensões geradas pelas bielas de compressão quando se apoiam no banzo tracionado sobre a barra longitudinal, provocando tensões de flexão muito elevadas nessas armaduras, geralmente devido aos espaçamentos excessivos dos estribos ou ancoragem deficiente dos estribos no banzo tracionado da viga (Figura 3.4 IV).

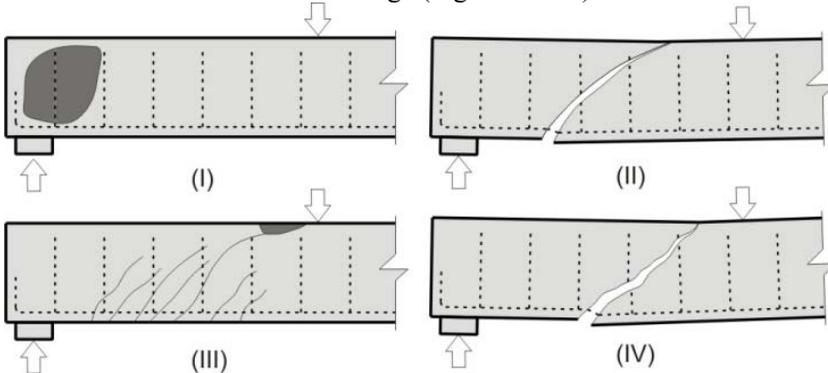


Figura 3.4: Ruptura na presença de armaduras transversais eficazes (I) Força cortante-compressão (II) Força cortante-tração (III) Força cortante-flexão (IV) Flexão da armadura longitudinal de tração (FUSCO, 2008).

c. Ruptura por deficiência das ancoragens:

Este tipo de ruptura ocorre principalmente nas extremidades das vigas e em locais de grande variação do momento fletor onde, devido ao cisalhamento horizontal na interface entre o aço das barras longitudinais e o concreto que as envolve, ocorre o fendilhamento horizontal do concreto e, conseqüente, perda de aderência, facilitando o escorregamento da armadura (Figura 3.5).

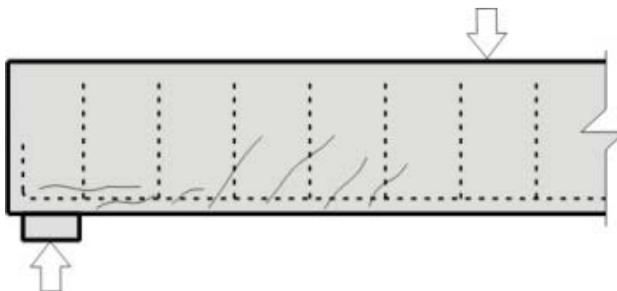


Figura 3.5: Fissuração na região de aderência das barras longitudinais devido ao cisalhamento (FUSCO, 2008).

A forma com que a ruptura ocorre depende da ação dos mecanismos de resistência aos esforços de cisalhamento, influenciados por diversos fatores, entre eles as dimensões e geometria da seção transversal, o tipo de carregamento, os níveis de tensões a que a viga está submetida, às taxas de armadura transversal e longitudinal e as propriedades dos materiais.

3.4 Mecanismos de resistência ao cisalhamento em peças sem armadura transversal

Nas estruturas de concreto não fissuradas, a resistência ao cisalhamento é decorrente da resistência à tração do concreto e de mecanismos resistentes alternativos. Os principais mecanismos de resistência ao cisalhamento são a compressão da zona não fissurada do concreto, o efeito de arco, o atrito de contato entre as superfícies das fissuras gerado pelo engrenamento entre os agregados, o efeito de pino da armadura longitudinal e a tensão residual nas fissuras, sendo o grau de importância de cada um destes mecanismos na resistência ao cisalhamento tema de controvérsias entre os pesquisadores.

Ao longo das fissuras nas vigas sem estribos, as parcelas correspondentes a força cortante na zona de concreto não fissurado ou zona comprimida (V_c), a transferência de forças pelo engrenamento dos agregados nas superfícies das fissuras inclinadas (V_a) e o efeito de pino da armadura longitudinal (V_d) podem ser representadas pela Figura 3.6 (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

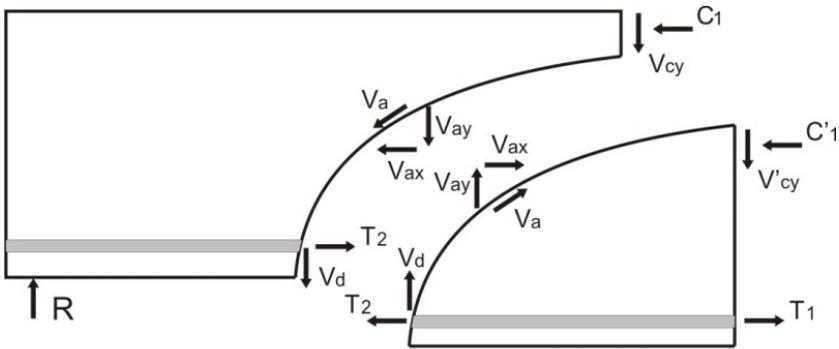


Figura 3.6: Forças internas em uma viga fissurada sem armadura de cisalhamento (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Os mecanismos de resistência ao cisalhamento atuam em conjunto conforme são aplicados os carregamentos na estrutura. O surgimento das fissuras de cisalhamento e a progressiva abertura destas fissuras acarretam na redução da contribuição do engrenamento dos agregados diminuindo a resistência ao cisalhamento das vigas.

Atuando entre as fissuras, a armadura de flexão se comporta como um pino de ligação entre as duas faces da fissura, solidarizando as faces separadas e ampliando a região de concreto responsável pela transmissão de força cortante por tensões obliquas de tração. O acréscimo de tensões na armadura longitudinal, devido ao efeito de pino, conduz à fissuração do concreto ao longo desta armadura, cabendo então à zona comprimida resistir a todos os esforços, a qual se torna muito pequena e acaba rompendo.

Verifica-se assim que estes mecanismos de resistência ao cisalhamento não atuam independentemente. A seguir serão discutidos alguns destes mecanismos e suas interdependências.

3.4.1 Efeito de arco

Em vigas simplesmente apoiadas que apresentam altura da seção transversal relativamente grande em relação ao vão, os esforços de cisalhamento são transferidos diretamente aos apoios, formando um arco de compressão, denominado efeito de arco, independentemente da fissuração da alma, conforme apresentado na Figura 3.7.

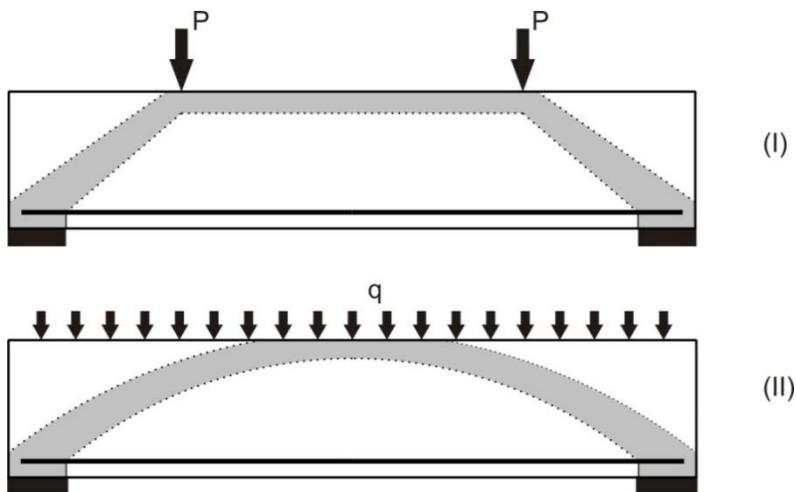


Figura 3.7: Ação de arco em viga com carga pontual (I) e com carga distribuída (II) (LEONHARDT; MÖNNIG, 2008).

O efeito de arco pode aumentar a resistência ao cisalhamento das vigas, porém a formação do arco gera uma força horizontal que deve ser suportada pela armadura longitudinal positiva, devidamente ancorada nas extremidades da viga, evitando assim a ruptura por deficiência das ancoragens.

A intensidade do efeito de arco e a configuração de ruptura da viga são influenciadas pela forma com que o carregamento é aplicado, seja carga concentrada ou distribuída, pela posição da carga e pela relação entre a altura e o vão da viga, denominada esbeltez.

A maneira com que as cargas são aplicadas determina o fluxo de tensões na viga de forma que as vigas esbeltas e sem armadura de cisalhamento quando submetidas a carregamento uniformemente distribuído, podem apresentar capacidade resistente à força cortante 20% a 30% maiores que para as vigas com carga concentrada na posição mais desfavorável (LEONHARDT; MÖNNIG, 2008).

Os efeitos da posição de aplicação da carga e da esbeltez podem ser avaliadas em vigas com cargas concentradas pela relação entre o vão cisalhante (a) e a altura efetiva da seção transversal (d) (Figura 3.8).

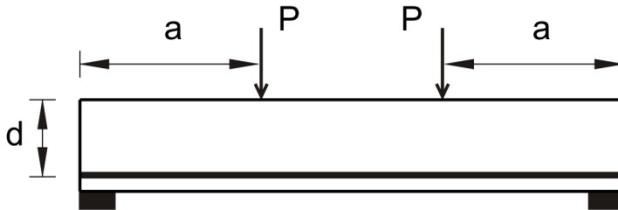


Figura 3.8: Relação entre o vão cisalhante (a) e altura efetiva em viga (d).

Wight e MacGregor (2009) apresentam uma classificação da influência da relação a/d na configuração de ruptura das vigas. Para valores de relação a/d inferiores a 1,0 as vigas são consideradas muito curtas, sendo a carga transmitida diretamente ao apoio por um comportamento de arco, apresentando fissuras inclinadas unindo o apoio à carga. As fissuras inclinadas quebram o fluxo de tensões da armadura longitudinal para a zona comprimida de forma que a ruptura destas vigas pode ocorrer por falha na ancoragem da armadura longitudinal ou pelo esmagamento do concreto da alma numa zona próxima dos apoios.

As vigas curtas, com relação a/d entre 1,0 e 2,5, apresentam fissuras inclinadas independentes das fissuras de flexão e após a redistribuição dos esforços internos, estas vigas passam a suportar um carregamento adicional devido ao efeito de arco. Nestas vigas, a ruptura pode ocorrer por falha na ancoragem, ruptura da armadura longitudinal ou esmagamento da zona comprimida.

Nas vigas esbeltas, com relação a/d entre 2,5 e 6,0, a ruptura ocorre pela ação combinada do momento fletor e da força cortante, caracterizada pela formação de uma fissura inclinada que pode se propagar até a zona comprimida.

Quando o valor de a/d supera 6,0, casos de vigas muito esbeltas, o comportamento é caracterizado por uma ruptura devido à flexão, com fissuras perpendiculares ao eixo do elemento estrutural, muito antes da formação de fissuras inclinadas.

As Figuras 3.9 e 3.10 representam o comportamento estrutural de vigas retangulares com variação da relação a/d em relação ao momento fletor e força cortante, respectivamente, onde o valor do momento máximo suportado pela viga é representado pela linha da capacidade à flexão e a área sombreada representa a redução da resistência devido ao cisalhamento.

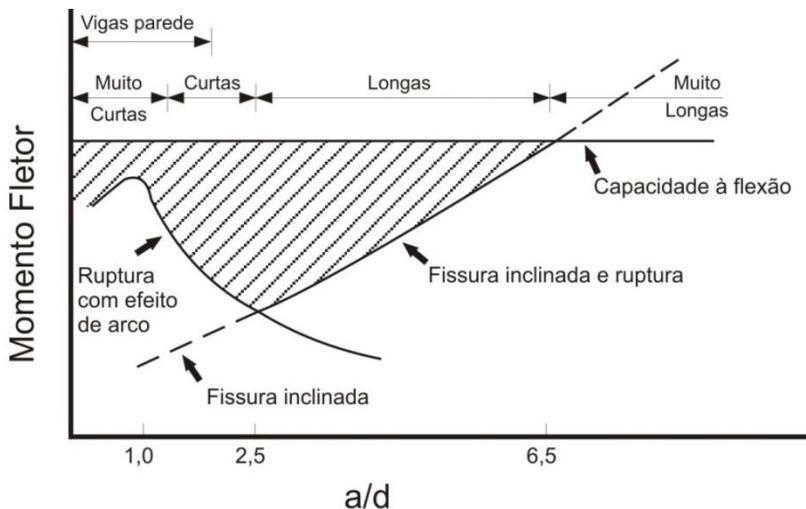


Figura 3.9: Comportamento em relação ao momento fletor considerando a fissuração e a relação a/d (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

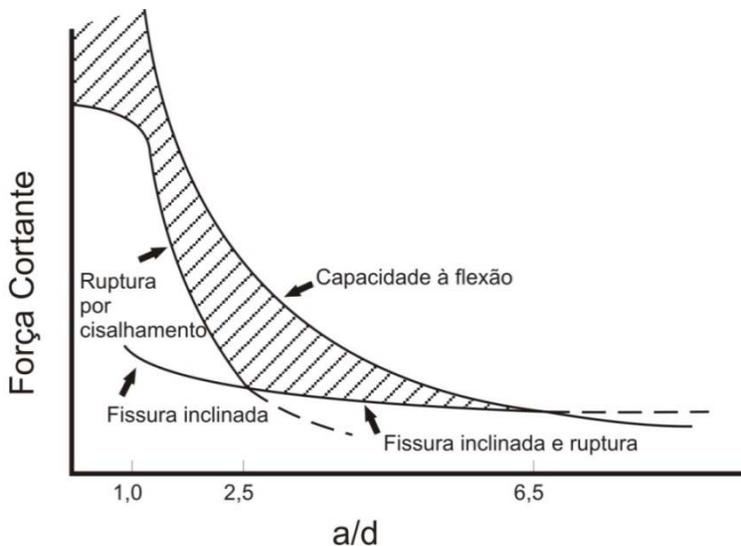


Figura 3.10: Comportamento em relação à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Evidencia-se assim que quando as cargas são dispostas próximas aos apoios ($a/d < 2,5$) há uma redução da força cortante efetiva, devido à

transmissão de esforços diretamente para o apoio por meio da formação do arco comprimido.

Kani (1964) ressalta que para um valor de a/d igual a 2,5 a ruptura da viga ocorre em um momento fletor correspondente a 50% da capacidade total da viga à flexão.

Quando a relação a/d é superior a 2,5 a resistência ao cisalhamento passa a ser governada por um comportamento de viga, o qual pode ser representado pela interação entre as tensões nas seções não fissuradas do concreto, a transferência de tensões devido ao engrenamento dos agregados nas faces das fissuras, o efeito de pino da armadura de flexão e da própria resistência à tração do concreto (SNEED; RAMIREZ, 2014).

3.4.2 Efeito de pino

O efeito de pino gerado pela armadura longitudinal impede o deslocamento vertical das faces da fissura, além disso, a armadura longitudinal é responsável pelo melhor controle da formação de fissuras de flexão que resulta no aumento da parcela de engrenamento do agregado na transferência de cisalhamento através das fissuras e pela transferência de esforços diagonais pela própria armadura. A parcela de resistência devido ao efeito de pino é limitada pela resistência à tração do concreto de cobertura da armadura longitudinal e por sua aderência à barra de aço.

Kani (1966) conduziu um experimento na Universidade de Toronto consistindo em vigas sem armadura transversal, submetidas a ensaios de flexão, tendo como variáveis a altura da seção transversal, a resistência a compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal e a relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da viga (a/d).

As vigas ensaiadas apresentavam relação a/d entre 1,0 e 10,0 e taxa de armadura longitudinal entre 0,5 % e 2,8%, sendo elaborada a Figura 3.11, na qual se verifica que a força cortante última V_u é influenciada pela relação a/d e pela taxa de armadura longitudinal.

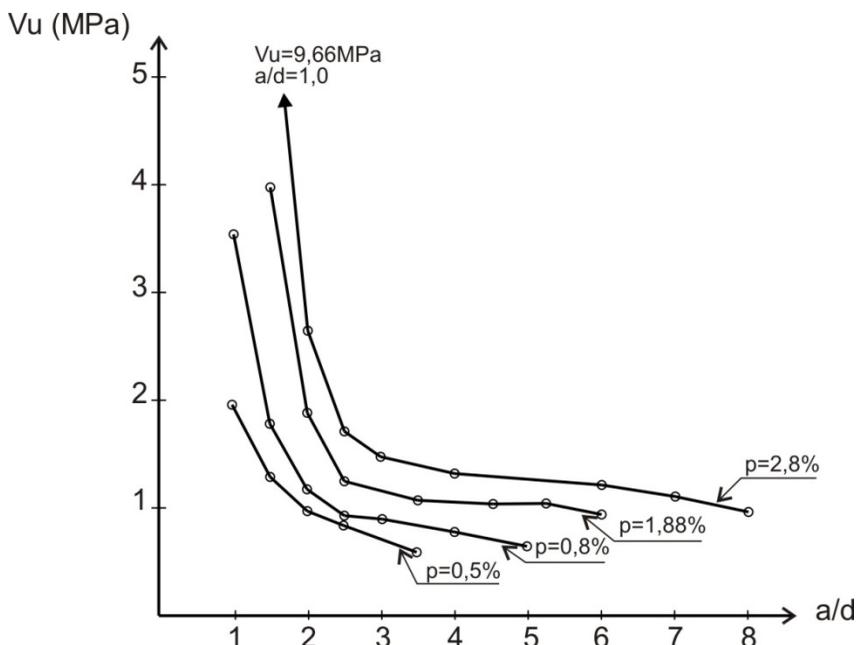


Figura 3.11: Tensão cisalhante para vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal (ρ) (KANI, 1966).

Dentro de um intervalo de a/d entre 1 e 8 o autor verificou que com o aumento da taxa de armadura longitudinal a força cortante última aumenta, principalmente em valores de a/d próximo a 2.

Segundo Singh e Chintakindi (2013) o aumento da resistência ao cisalhamento provido pela maior taxa de armadura deve ser atribuído à menor abertura das fissuras, que contribui para o maior engrenamento dos agregados devido ao aumento no atrito entre as superfícies das fissuras.

3.4.3 Engrenamento dos agregados

Uma vez que a fissuração ocorre quando é atingida a resistência à tração do concreto então, teoricamente, este fator deveria ser determinante na capacidade resistente da estrutura.

Apesar desta hipótese ser aceita por diversos pesquisadores, sendo tomada como base na formulação de diversas normas internacionais, observa-se em ensaios experimentais que os modos de ruptura são complexos, sendo muitas vezes governados por propriedades além da resistência do concreto.

Vecchio e Collins (1986) demonstraram por meio de testes realizados em painéis de concreto submetidos ao cisalhamento puro que, mesmo após a fissuração, as tensões de tração continuam a existir entre as fissuras e estas tensões podem aumentar significativamente a resistência ao cisalhamento das peças de concreto armado.

A transmissão de forças oblíquas após a fissuração ocorre em virtude do atrito gerado pela rugosidade da região de interface do concreto fissurado estando diretamente relacionada à dimensão, resistência mecânica e volume de agregado graúdo utilizado na produção do concreto.

A Figura 3.12 representa a transferência de tensões cisalhantes através de uma fissura, observa-se que faces de fissuras com superfícies irregulares e mais rugosas resultam na maior transferência de tensões cisalhantes através das fissuras devido ao engrenamento dos agregados, sendo, segundo Desnerck *et al.* (2009), o único mecanismo no qual as propriedades do concreto, tais como a granulometria do agregado e as resistências à compressão e tração, apresentam influência.

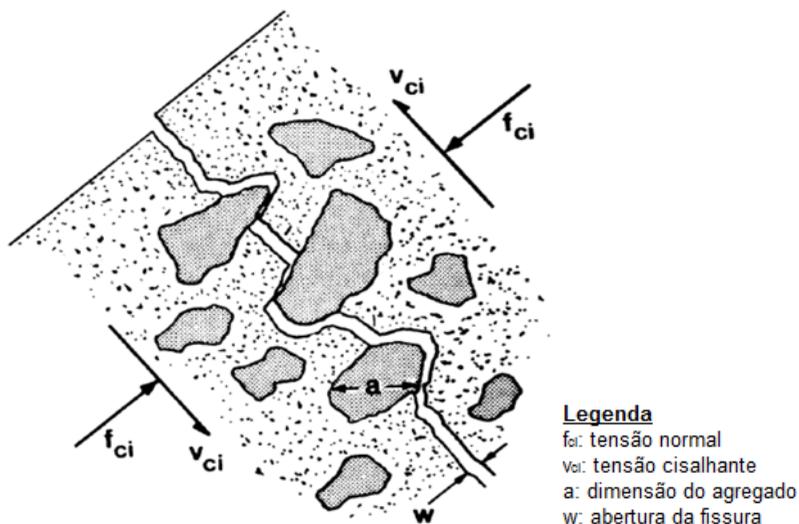


Figura 3.12: Transferência de tensões cisalhantes através de uma fissura (VECCHIO; COLLINS, 1986).

O formato dos grãos dos agregados influencia no plano de fissuração. Os agregados de formato cúbico e com arestas arredondadas geram maior engrenamento, devido ao plano de cisalhamento circundar o

agregado mais facilmente. Isto pode ser verificado no trabalho desenvolvido por Kim *et al.* (2010) comparando vigas de concreto armado produzidas com seixo rolado e rocha calcária britada submetidas às tensões cisalhantes, no qual os concretos confeccionados com seixo rolado apresentaram maior resistência ao cisalhamento.

Yang *et al.* (2011) verificaram um aumento da força cortante de ruptura em 28% para vigas de concreto devido ao aumento da dimensão dos agregados de 8 e 19 mm. Os autores ressaltam que a formação da fissura inicial ocorre em valores de força cortante semelhantes, porém há uma maior influência na parcela de resistência pós-formação da fissura inclinada nos concretos produzidos com agregados de maior dimensão.

Sherwood (2008) realizou ensaios em vigas de concreto armado sem armadura transversal demonstrando que a resistência ao cisalhamento pode aumentar até 24% quando a dimensão do agregado é aumentado de 9,5 mm para 51 mm, em vigas com seção transversal 300x1510 mm, sendo constatado menor ganho de resistência para os agregados com dimensão acima de 25 mm devido à fratura do agregado utilizado. Entretanto em vigas com seção transversal 122x330 mm, mantendo a relação a/d igual a 2,89, observou-se variação na resistência ao cisalhamento de apenas 5%.

O emprego de agregados de maior dimensão, desde que o agregado possua maior resistência que a argamassa, acarreta em maior engrenamento entre as faces das fissuras. A resistência mecânica dos agregados torna-se um fator preponderante no plano de ruptura do concreto, já que a utilização de agregados mais resistentes que a argamassa acarreta a ruptura na interface entre a pasta e o agregado, melhorando o engrenamento.

Quando a resistência da argamassa é superior à resistência dos agregados, como no caso dos concretos de alta resistência, a ruptura ocorre através do agregado (Figura 3.13 I), reduzindo o efeito do engrenamento, conforme apresentado por Cladera e Mari (2006).

Este efeito também ocorre em estruturas de concreto autoadensável, devido à redução do volume e dimensão do agregado graúdo e melhorias na argamassa (LACHEMI *et al.* 2005), conforme pode ser verificado na Figura 3.13 (II), onde o plano de cisalhamento para concretos com menor dimensão de agregado torna-se menos rugoso.

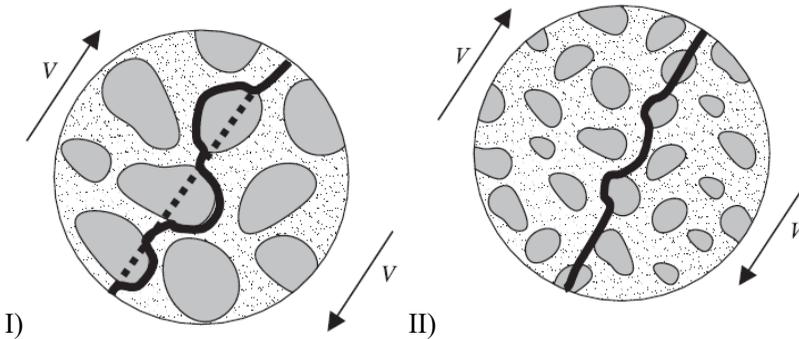


Figura 3.13: Influência da dimensão do agregado no plano de cisalhamento do concreto: I) Plano de ruptura através do agregado. II) Plano de ruptura circundando o agregado. (LACHEMI *et al.*, 2005).

Um dos fatores limitantes na parcela de engrenamento dos agregados é a abertura das fissuras, desta forma a altura da peça passa a influenciar no controle da abertura das fissuras de flexão. A medida que a altura da viga aumenta, o espaçamento entre as fissuras e suas aberturas tendem a aumentar, diminuindo assim o atrito entre as faces das fissuras e reduzindo consideravelmente a tensão cisalhante nominal última (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Como pôde ser visto, a composição do concreto influencia diretamente a resistência ao cisalhamento, devido ao tipo, dimensão máxima e volume de agregados graúdos empregado na composição. Dentre as normas internacionais destaca-se para o dimensionamento ao cisalhamento de vigas a norma canadense A23.3 (CSA, 2004), por considerar em sua formulação, além do tipo de agregado, a dimensão máxima do agregado e um parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras de cisalhamento, conforme será detalhado adiante.

3.5 Resistência ao cisalhamento em peças de concreto com armadura transversal

A fissuração da viga provocada pela flexão reduz a parcela de resistência última ao cisalhamento, podendo chegar a valores abaixo da resistência à flexão. Assim, para garantir a segurança das estruturas, as normas de dimensionamento tornam obrigatória a utilização de armaduras transversais mínimas.

No início do carregamento os estribos sofrem deformações de mesma magnitude do concreto que o envolve, não podendo evitar que as fissuras sejam formadas.

Entretanto, a presença de estribos restringe a abertura das fissuras e aumenta a resistência última devido à manutenção do engrenamento dos agregados (DESNERCK *et al.*, 2009).

O equilíbrio das forças atuantes em vigas com armadura transversal após a formação de uma fissura inclinada é composto pelas componentes relativas à força cortante no concreto não fissurado ou na zona comprimida (V_c), a transferência de forças pelo engrenamento dos agregados nas superfícies das fissuras inclinadas (V_a) e o efeito de pino da armadura longitudinal (V_d), semelhantes às vigas sem armadura transversal, sendo adicionada uma componente de tração (V_s) devido à presença da armadura que atravessa a fissura restringindo sua abertura, conforme Figura 3.14.

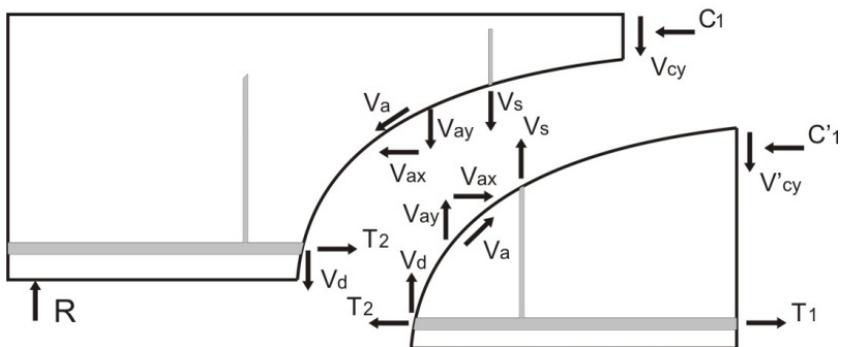


Figura 3.14: Forças internas em uma viga fissurada com armadura de cisalhamento (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

A resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com estribos (V_n) é dada pela soma de duas parcelas, conforme Equação 3.8:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.8)$$

Sendo V_c correspondente à resistência ao cisalhamento do concreto devido à resistência do material à tração e aos mecanismos alternativos, conforme apresentado no item 3.4 e V_s a parcela correspondente à resistência dos estribos à tração.

Ao analisar as parcelas de contribuição V_c e V_s verifica-se que estas não são totalmente independentes, apesar de ser considerado assim por inúmeras normas de dimensionamento. A magnitude da parcela V_s depende também da aderência do concreto nas barras de aço, que

influencia na transferência de tensões para os estribos. Da mesma forma a taxa de armadura transversal contribui para limitar a abertura das fissuras de cisalhamento, influenciando diretamente no engrenamento dos agregados e alterando a parcela V_c .

Wight e MacGregor (2009) avaliam o processo progressivo do início do carregamento até a ruptura de uma viga de concreto com armadura de cisalhamento ao longo da formação e sollicitação dos mecanismos de resistência (Figura 3.15).

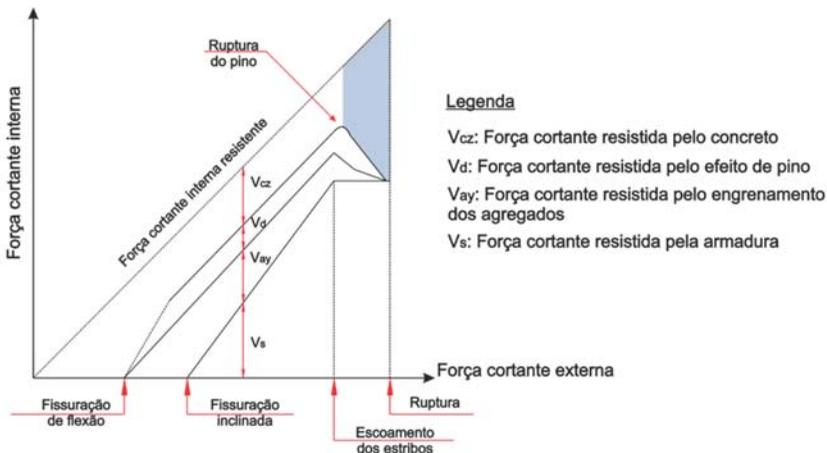


Figura 3.15: Distribuição da força cortante interna em viga de concreto armado (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Conforme as tensões de cisalhamento aumentam as parcelas de resistência vão se alternando na estrutura, assim antes da formação das fissuras de flexão toda a tensão cisalhante é resistida pelo concreto não fissurado (V_c).

Após a formação das fissuras de flexão iniciam as contribuições dos mecanismos alternativos, efeito de pino da armadura longitudinal (V_d) e engrenamento dos agregados (V_a). Com o surgimento das fissuras inclinadas o cisalhamento passa a ser resistido também pelos estribos, que auxiliam na resistência de forma a impedir a abertura das fissuras.

Atingida a resistência ao escoamento do aço dos estribos as fissuras abrem rapidamente, diminuindo a parcela de resistência do engrenamento dos agregados e ocasionando a ruptura da armadura longitudinal, eliminando assim o efeito de pino.

Na fase destacada em cinza, a zona comprimida passa a suportar todas as tensões, atingindo o limite de resistência do concreto e ocorrendo a ruptura total da seção devido ao efeito combinado do cisalhamento e de compressão.

Desta forma, a força cortante interna resistente da seção pode variar dependendo da magnitude das parcelas de contribuição, as quais dependem das resistências dos materiais, concreto e aço, das características dos materiais empregados na produção do concreto e da taxa de armadura transversal.

A determinação da força cortante resistente das estruturas de concreto armado tem sido estudada por meio de ensaios experimentais, permitindo o desenvolvimento de modelos matemáticos para o dimensionamento destas estruturas, dentre os quais se destacam o Modelo de Treliça e a mais recente Teoria do Campo de Compressão Modificada.

3.5.1 Modelo de Treliça

O modelo de treliça foi postulado por Ritter (1899) e Morsch (1902), independentemente, apresentando uma metodologia para o dimensionamento de elementos de concreto armado com armadura de cisalhamento. Este modelo consiste em uma simplificação do sistema indeterminado de tensões internas de uma viga fissurada, na qual o cisalhamento é transferido através da malha de fissuras por uma faixa diagonal comprimida e uma armadura transversal tracionada.

A partir da configuração da viga na ruptura, Morsch idealizou um mecanismo resistente que assemelha a viga da treliça, de banzos paralelos e isostática, composta por elementos tracionados, formados pelas armaduras longitudinal e transversal, e elementos comprimidos, bielas e a região do banzo superior, conforme apresentando na Figura 3.16.

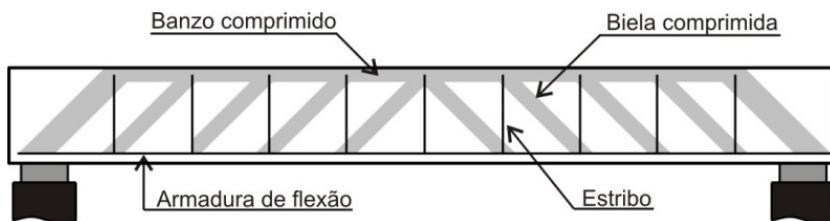


Figura 3.16: Viga apresentando a biela comprimida com ângulo e os tirantes (FUSCO, 2008).

A analogia clássica, proposta inicialmente, era baseada em duas hipóteses principais:

- i. A treliça tem banzos paralelos;
- ii. As bielas diagonais de compressão têm a inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça.

A inclinação da armadura de cisalhamento é caracterizada pela inclinação α em relação ao eixo longitudinal da peça, restrita ao intervalo entre 45° (direção das tensões principais de tração) e 90° .

Considerando o equilíbrio de forças na treliça obtêm-se as expressões que possibilitam determinar a quantidade de armadura e verificar a tensão atuante na biela comprimida.

Com o desenvolvimento de pesquisas experimentais constatou-se que a Treliça de Mörsch conduzia a uma armadura transversal exagerada devido a diversos fatores, entre eles:

- Os nós da treliça não formam rótulas perfeitas e a treliça é hiperestática;
- O ângulo de inclinação das bielas é variável, sendo em algumas regiões inferior a 45° ;
- Parte da força cortante é absorvida na zona comprimida do concreto;
- Os banzos não são paralelos, havendo um arqueamento do banzo comprimido, principalmente nas regiões dos apoios;
- A quantidade de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal, devido ao efeito de pino.

A dificuldade matemática de se introduzir todos estes fatores no modelo de dimensionamento proposto levou ao desenvolvimento de um modelo denominado treliça generalizada de Mörsch, no qual os fatores citados anteriormente são considerados empregando um coeficiente adicional.

Neste caso, com bielas inclinadas de um ângulo θ qualquer e com a armadura transversal com inclinação α qualquer, a determinação das tensões na armadura transversal e no concreto comprimido decorrem do equilíbrio das forças perpendiculares ao eixo da peça.

Apesar de ser um modelo baseado em equações de equilíbrio e da dificuldade de determinação do ângulo exato de inclinação das bielas comprimidas, o modelo de treliça generalizado tem sido amplamente empregado no dimensionamento de estruturas de concreto armado com resultados satisfatórios, servindo como base da formulação das principais normas de dimensionamento.

3.5.2 Teoria do campo de compressão modificado

A Teoria do Campo de Compressão Modificada (MCFT) apresentada por Vecchio e Collins (1986) foi desenvolvida por meio de ensaios em um grande número de painéis de concreto armado, solicitados por cisalhamento simples ou em cisalhamento combinado com tensões axiais, demonstrando o comportamento fundamental das estruturas de concreto armado em cisalhamento e apresentando como vantagens incluir na formulação os efeitos da altura da seção transversal e a dimensão do agregado graúdo utilizado no concreto.

O método consiste em determinar como as tensões no estado plano (σ_x , σ_y e τ_{xy}) são relacionadas às deformações (ε_x , ε_y e γ_{xy}), sendo para isto adotadas as seguintes hipóteses:

- Para cada estado de deformação existe somente um estado tensional correspondente;
- Tensões e deformações podem ser consideradas em termos de valores médios quando consideradas distâncias suficientes para incluir diversas fissuras;
- As armaduras longitudinal e transversal são distribuídas uniformemente pelo elemento.

a. Equações de compatibilidade

As condições de compatibilidade das deformações médias na alma assumem que a armadura está totalmente aderida ao concreto e que as deformações no concreto e no aço que o atravessa são as mesmas. Conhecidas as três componentes de deformação (ε_x , ε_y e γ_{xy}), então a deformação em qualquer outra direção pode ser determinada pelo círculo de Mohr para deformação, conforme Figura 3.17, podendo ser obtido o ângulo de inclinação da diagonal comprimida empregando relações trigonométricas.

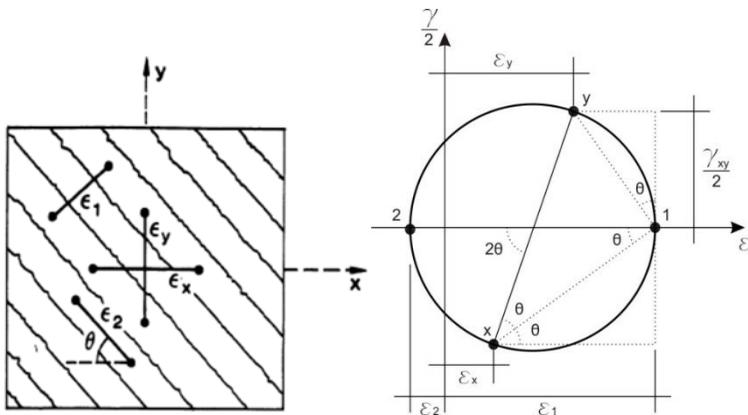


Figura 3.17: Deformações médias em elementos fissurados e círculo de Mohr para deformações médias (Adaptado de VECCHIO; COLLINS, 1986).

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\tan(\theta)} \quad (3.9)$$

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_y}{\varepsilon_1 - \varepsilon_x} \quad (3.10)$$

E por meio do primeiro invariante de deformações tem-se:

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (3.11)$$

onde:

ε_x : deformação específica na direção x;

ε_y : deformação específica na direção y;

ε_1 : deformação específica principal de tração;

ε_2 : deformação específica principal de compressão;

γ_{xy} : deformação cisalhante relativa aos eixos x e y;

θ : ângulo de inclinação das deformações principais em relação ao eixo x.

b. Equações de equilíbrio

Desconsiderando a pequena redução de área de concreto devido à presença da armadura obtêm-se, considerando as condições de equilíbrio de forças do diagrama de corpo livre da Figura 3.18, as equações de tensões:

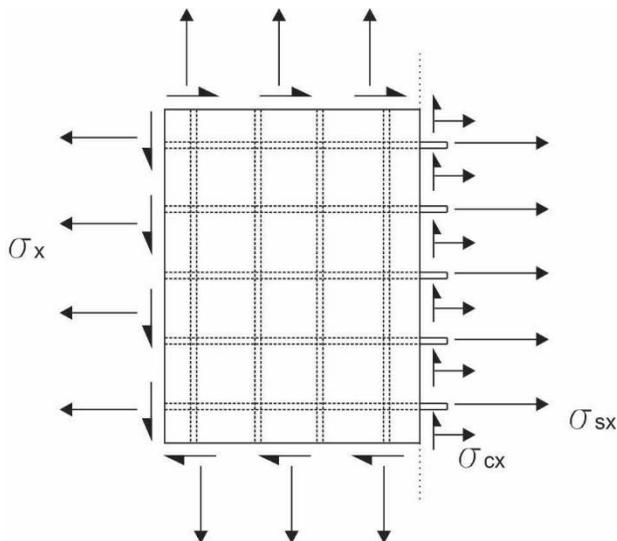


Figura 3.18: Diagrama de corpo livre de parte do elemento (VECCHIO; COLLINS, 1986).

$$\sigma_x = \sigma_{cx} + \rho_{sx} \cdot \sigma_{sx} \quad (3.12)$$

$$\sigma_y = \sigma_{cy} + \rho_{sy} \cdot \sigma_{sy} \quad (3.13)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{cx} + \rho_{sx} \cdot \tau_{sx} \quad (3.14)$$

$$\tau_{yx} = \tau_{cy} + \rho_{sy} \cdot \tau_{sy} \quad (3.15)$$

onde:

σ_x : tensão aplicada na direção x;

σ_{cx} : tensão no concreto na direção x;

σ_{sx} : tensão média na armadura na direção x;

ρ_{sx} : taxa de armadura na direção x;

σ_y : tensão aplicada na direção y;

σ_{cy} : tensão no concreto na direção y;

σ_{sy} : tensão média na armadura na direção y;

ρ_{sy} : taxa de armadura na direção y;

τ_{cx} : tensão de cisalhamento na face x do concreto;

τ_{sx} : tensão de cisalhamento da armadura na direção x;

τ_{cy} : tensão de cisalhamento na face y do concreto;

τ_{sy} : tensão de cisalhamento da armadura na direção y.

Assumindo que as tensões cisalhantes no concreto τ_{cx} e τ_{cy} são iguais a τ_{cxy} , as condições de tensão no concreto são completamente definidas pelo círculo de Mohr como:

$$\sigma_{cx} = \sigma_{c1} - \frac{\tau_{cxy}}{\tan(\theta_c)} \quad (3.16)$$

$$\sigma_{cy} = \sigma_{c1} - \tau_{cxy} \cdot \tan(\theta_c) \quad (3.17)$$

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c1} - \tau_{cxy} \cdot \left(\tan(\theta_c) + \frac{1}{\tan(\theta_c)} \right) \quad (3.18)$$

onde:

σ_{c1} : tensão principal de tração no concreto;

σ_{c2} : tensão principal de compressão no concreto;

τ_{cxy} : tensão de cisalhamento no concreto relativa aos eixos x e y;

θ_c : ângulo de inclinação das tensões principais no concreto.

c. Relações constitutivas

As relações constitutivas relacionam as tensões médias com as deformações médias, para ambos, concreto e aço. Para o aço adota-se uma relação tensão-deformação bilinear uniaxial, considerando que as tensões cisalhantes médias no plano normal à armadura são iguais a zero.

$$\sigma_{sx} = E_s \cdot \varepsilon_x \leq f_{yx} \quad (3.19)$$

$$\sigma_{sy} = E_s \cdot \varepsilon_y \leq f_{yy} \quad (3.20)$$

$$\tau_{sx} = \tau_{sy} = 0 \quad (3.21)$$

onde:

f_{yx} : resistência ao escoamento da armadura na direção x;

f_{yy} : resistência ao escoamento da armadura na direção y;

E_s : módulo de elasticidade da armadura.

Para o concreto, as direções das tensões e das deformações principais são consideradas como coincidentes, necessitando das relações entre as tensões e deformações principais de tração e de compressão do concreto para completar o modelo. Estas relações foram obtidas a partir de um programa experimental com painéis de concreto armado submetidos a ensaios uniaxial e biaxial combinados com cisalhamento.

Os ensaios indicaram que a hipótese assumida de coincidência das direções de tensões e deformações principais é razoável, havendo um desvio entre elas de cerca de $\pm 10^\circ$.

A tensão principal de compressão está relacionada com a deformação principal de compressão e também de uma deformação principal de tração coexistente. Assim, nas estruturas de concreto armado, o concreto fissurado submetido a grandes deformações de tração na direção normal à compressão torna-se menos resistente em relação aos corpos-de-prova cilíndricos, conforme apresentada na Figura 3.19.

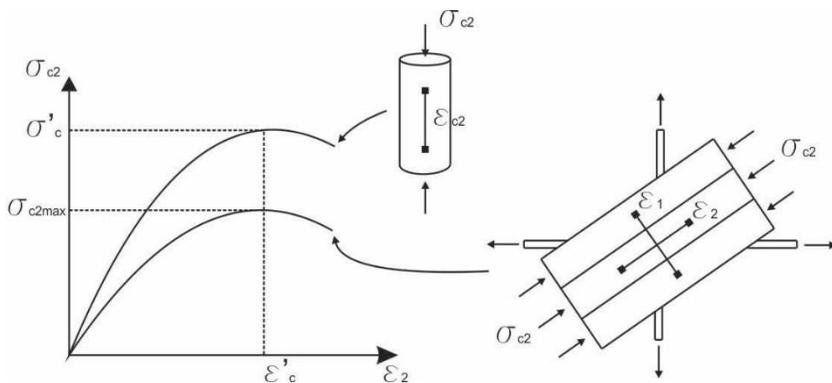


Figura 3.19: Relação tensão-deformação para concreto fissurado em compressão (VECCHIO; COLLINS, 1986).

A relação entre as tensões e deformações principais do concreto fissurado e dos corpos-de-prova ensaiados em laboratório pode ser determinada por:

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c2max} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (3.22)$$

com

$$\sigma_{c2max} = \frac{\sigma'_c}{(0,8+170 \cdot \varepsilon_1)} \leq \sigma'_c \quad (3.23)$$

onde:

σ_{c2} : tensão principal de compressão no corpo-de-prova cilíndrico de concreto;

σ_{c2max} : tensão principal de compressão máxima no concreto fissurado;

σ'_c : tensão máxima de compressão no corpo-de-prova cilíndrico de concreto;

ε'_c : deformação específica no corpo-de-prova cilíndrico na tensão máxima σ'_c .

No concreto ocorrem comportamentos diferentes antes e após a fissuração, sendo o concreto fissurado tratado como um novo material, com características de tensão-deformação própria.

Antes da fissuração a relação entre as tensões e deformações principais médias de tração são aparentemente lineares, estabelecidas por:

$$\sigma_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad (3.24)$$

Podendo o módulo de elasticidade do concreto ser considerado como:

$$E_c = \frac{2 \cdot \sigma'_c}{\varepsilon'_c} \quad (3.25)$$

onde:

σ_{c1} : tensão principal de tração máxima no concreto;
 E_c : módulo de elasticidade do concreto.

Após a fissuração ocorre um decréscimo nos valores de σ_{c1} com o aumento dos valores de ε_1 , sendo empregada a relação:

$$\sigma_{c1} = \frac{\sigma_{cr}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.26)$$

onde:

σ_{cr} : tensão de fissuração do concreto.

d. Transferência de cargas através das fissuras

Considerando a transferência de tensões nas fissuras verificou-se que a adoção de tensões médias não representa o estado real da estrutura. Na fissura, a tensão de tração na armadura será maior que a média, enquanto que na área entre fissuras será menor que a média. A tensão de tração no concreto será zero na fissura e maior que a média na área entre as fissuras. Estas variações são importantes porque a capacidade última da seção em tensão biaxial será governada pela habilidade da armadura de transmitir tensões através das fissuras.

A Figura 3.20 compara as tensões médias calculadas com as tensões locais que ocorrem em uma fissura. Em (I) observa-se as tensões aplicadas em um elemento fissurado sendo representadas em (II) as tensões médias calculadas e em (III) as tensões locais em uma fissura.

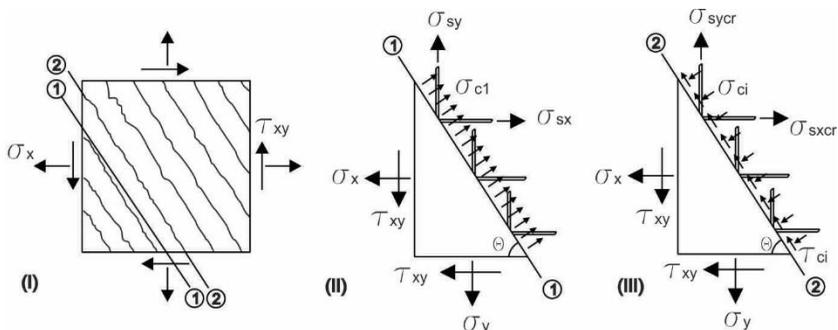


Figura 3.20: Comparação das tensões locais em uma fissura com as tensões médias calculadas (VECCHIO; COLLINS, 1986).

A direção da fissura é assumida normal à direção da principal tensão de tração. Enquanto a tensão média de cisalhamento no Plano 1-1 é igual a zero, existirão tensões locais de cisalhamento no Plano 2-2. Estas tensões de cisalhamento τ_{ci} são acompanhadas por pequenas tensões locais de compressão σ_{ci} através da fissura.

Como as tensões externas aplicadas σ_x , σ_y e τ_{xy} são fixas, os dois conjuntos de tensões mostrados na Figura 3.20 devem ser estaticamente equivalentes. Considerando uma área unitária nos planos 1 e 2 a condição para que os dois conjuntos de tensões produzam as mesmas forças nas direções x e y é dada por:

$$\rho_{sx} \cdot \sigma_{sx} \cdot \text{sen}(\theta) + \sigma_{c1} \cdot \text{sen}(\theta) = \rho_{sx} \cdot \sigma_{sxcr} \cdot \text{sen}(\theta) - \sigma_{ci} \cdot \text{sen}(\theta) - \tau_{ci} \cdot \text{cos}(\theta) \quad (3.27)$$

$$\rho_{sy} \cdot \sigma_{sy} \cdot \text{cos}(\theta) + \sigma_{c1} \cdot \text{cos}(\theta) = \rho_{sy} \cdot \sigma_{syocr} \cdot \text{cos}(\theta) - \sigma_{ci} \cdot \text{cos}(\theta) + \tau_{ci} \cdot \text{sen}(\theta) \quad (3.28)$$

onde:

σ_{sxcr} : tensão na armadura na direção x no local da fissura;

σ_{syocr} : tensão na armadura na direção y no local da fissura;

τ_{ci} : tensão cisalhante na superfície da fissura.

Dividindo todos os membros por $\text{sen}(\theta)$ e rearranjando as equações 3.27 e 3.28 temos:

$$\rho_{sx} \cdot (\sigma_{sxcr} - \sigma_{sx}) = \sigma_{c1} + \sigma_{ci} + \tau_{ci} \cdot \text{cotg}(\theta) \quad (3.29)$$

$$\rho_{sy} \cdot (\sigma_{sy-cr} - \sigma_{sy}) = \sigma_{c1} + \sigma_{ci} - \tau_{ci} \cdot tg(\theta) \quad (3.30)$$

O equilíbrio das equações 3.29 em 3.30 pode ser satisfeito sem tensões cisalhantes e de compressão na fissura somente se:

$$\rho_{sx} \cdot (\sigma_{sx-cr} - \sigma_{sx}) = \rho_{sy} \cdot (\sigma_{sy-cr} - \sigma_{sy}) = \sigma_{c1} \quad (3.31)$$

Porém esta equação não pode ser satisfeita no limite de tensão resistente da armadura, pois as tensões σ_{sx} e σ_{sy} assumem valores muito altos, requerendo que existam tensões cisalhantes na fissura, transferidas pelo engrenamento dos agregados devido à superfície rugosa da fissura.

A relação entre as tensões de cisalhamento transmitidas através da fissura, τ_{ci} , a abertura da fissura, w , e a tensão de compressão na fissura, σ_{ci} , foram estudadas experimentalmente por Walraven (1980), sendo introduzidas na MCFT por meio da Equação 3.32:

$$\tau_{ci} = 0,18 \cdot \tau_{ci,max} + 1,64 \cdot \sigma_{ci} - 0,82 \cdot \frac{\sigma_{ci}^2}{\tau_{ci,max}} \quad (3.32)$$

com

$$\tau_{ci,max} = \frac{\sqrt{\sigma'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{(a_g + 16)}} \quad (3.33)$$

onde:

- $\tau_{ci,max}$: tensão cisalhante resistida máxima;
- w : abertura da fissura de cisalhamento;
- a_g : dimensão máxima do agregado graúdo.

A abertura da fissura “ w ” a ser utilizada na Equação 3.33 deve ser a abertura média da fissura ao longo de sua superfície, determinada como o produto da deformação principal de tração e o espaçamento das fissuras:

$$w = \varepsilon_1 \cdot s_\theta \quad (3.34)$$

$$s_\theta = \frac{1}{\frac{\text{sen}(\theta)}{s_{mx}} + \frac{\text{cos}(\theta)}{s_{my}}} \quad (3.35)$$

onde:

- s_θ : espaçamento das fissuras inclinadas com ângulo θ ;
- s_{mx} : indicador das características de controle de fissuras da armadura x ;

s_{my} : indicador das características de controle de fissuras da armadura y .

Segue então um processo iterativo de determinação das tensões de cisalhamento e compressão para satisfazer as equações de equilíbrio, determinando se a armadura é capaz de transmitir as tensões no concreto através das fissuras.

Devido à sua extensa formulação, a MCFT torna-se de difícil emprego por projetistas, assim Collins *et al.* (1996) apresentaram um método geral para dimensionamento ao cisalhamento de uma variada gama de elementos de concreto armado utilizando a metodologia do MCFT por meio de expressões simples com a mesma precisão da teoria completa.

Para o dimensionamento da armadura transversal as tensões de cisalhamento foram consideradas como uniformes ao longo da seção transversal e a maior deformação longitudinal ε_x ocorrida na seção transversal é utilizada para calcular a principal deformação de tensão ε_1 .

$$\varepsilon_x = \frac{(\frac{M_f}{d_v}) + 0,5.N_f + 0,5.V_f \cdot \cot(\theta_{ci}) - A_{ps} \cdot \sigma_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \leq 0,002 \quad (3.36)$$

onde:

M_f : momento fletor fatorado;

d_v : profundidade efetiva de cisalhamento, considerada igual ao braço de alavanca de flexão;

N_f : força axial fatorada;

V_f : Força cortante fatorada;

θ_{ci} : ângulo de inclinação da tensão principal de compressão no concreto fissurado em relação ao eixo longitudinal;

σ_{po} : tensão aplicada na barra protendida;

E_s : módulo de elasticidade da armadura passiva;

E_p : módulo de elasticidade da armadura ativa;

A_s : área de aço da armadura passiva;

A_{ps} : área de aço da armadura ativa.

A partir da compatibilidade de deformações, a deformação principal de tração ε_1 pode ser relacionada à deformação longitudinal ε_x , à direção da tensão principal de compressão θ , e à magnitude da deformação principal de compressão ε_2 :

$$\varepsilon_{1i} = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_{2i}) \cdot \cot^2(\theta_{ci}) \quad (3.37)$$

onde:

ε_{11} : deformação específica principal de tração no concreto fissurado;

ε_{21} : deformação específica principal de compressão no concreto fissurado;

ε_x : deformação específica na direção x;

θ_{ci} : ângulo de inclinação da tensão principal de compressão no concreto fissurado em relação ao eixo longitudinal.

Neste método a resistência nominal ao cisalhamento V_n de elementos estruturais de concreto armado é formada por três parcelas correspondentes à resistência do concreto (V_c), resistência da armadura transversal (V_s) e resistência conferida pela protensão (V_p):

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (3.38)$$

Considerando a parcela resistente do concreto

$$V_c = f_1 \cdot b_w \cdot d_v \cdot \cot(\theta_{ci}) \quad (3.39)$$

onde:

f_1 : tensão residual de tração no concreto fissurado;

θ_{ci} : ângulo de inclinação da tensão principal de compressão no concreto fissurado em relação ao eixo longitudinal.

As tensões de tração no concreto (f_1) e de fissuração (f_{cr}) são definidas por:

$$f_1 = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_{11}}} \quad (3.40)$$

$$f_{cr} = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.41)$$

Assim a Equação 3.38 é transformada em:

$$V_n = \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d_v + \frac{A_{sw} f_{yw}}{s} \cdot d_v \cdot \cot(\theta_{ci}) + V_p \quad (3.42)$$

onde:

β : coeficiente relativo à resistência ao cisalhamento do concreto fissurado;

A_{sw} : área da armadura de cisalhamento para um espaçamento s;

f_{yw} : tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento;

s: espaçamento da armadura de cisalhamento.

Sendo o coeficiente β determinado pela Equação 3.43, limitado pela tensão de cisalhamento máxima que uma fissura de uma determinada abertura pode resistir:

$$\beta = \frac{0,33 \cdot \cot(\theta_{ci})}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_{1i}}} \leq \frac{0,18}{0,3 + \frac{24 \cdot w}{ag + 16}} \quad (3.43)$$

Nestas expressões pode ser observado que conforme a deformação de tração do concreto aumenta, a força cortante que pode ser resistida pela tensão de tração no concreto V_c diminui.

Para determinar a quantidade de estribos necessários o método fornece uma tabela que relaciona a o nível de tensão cisalhante atuante com a deformação longitudinal, fornecendo os valores de θ e β .

3.6 Recomendações normativas em relação ao cisalhamento por força cortante

3.6.1 Normas baseadas no modelo de treliça

As normas apresentadas a seguir utilizam o modelo de treliça generalizado, sendo diferenciadas pelo ângulo de inclinação das bielas considerado, pela simplificação da distância considerada como equivalente ao braço de alavanca e pela parcela de resistência atribuída ao concreto.

3.6.1.1 ACI 318 (ACI, 2011)

A formulação para dimensionamento de estruturas de concreto ao cisalhamento proposta pela norma americana é válida para concretos com resistência à compressão inferior a 70 MPa, considerando o ângulo de inclinação da biela comprimida igual a 45° e assumindo que existe uma parcela de contribuição da resistência do concreto (V_c) e o excedente é absorvido pela armadura transversal (V_s).

De forma simplificada o dimensionamento deve atender as equações 3.44 e 3.45:

$$\phi \cdot V_n \geq V_f \quad (3.44)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.45)$$

onde:

ϕ : fator de redução da resistência para cisalhamento igual a 0,75;

V_n : resistência nominal ao cisalhamento (N);

V_f : força cortante fatorada na seção considerada (N);

V_c : resistência nominal ao cisalhamento provida pelo concreto

(N);

V_{sw} : resistência nominal ao cisalhamento provida pela armadura

(N).

Para elementos estruturais de concreto não protendido submetidos a momentos fletores e forças cortantes, a parcela de contribuição do concreto é dada por:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.46)$$

onde:

f_c : resistência do concreto à compressão (MPa);

b_w : largura da seção transversal (mm);

d : altura efetiva da seção transversal (mm).

Podendo também ser utilizada a Equação 3.47, mais detalhada:

$$V_c = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_l \cdot \frac{V_f \cdot d}{M_f} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.47)$$

onde:

ρ_l : taxa de armadura longitudinal;

M_f : momento fletor fatorado na seção (N.mm);

V_f : força cortante fatorada na seção (N).

A parcela resistida pela armadura transversal é obtida pela Equação 3.48, sendo limitada como forma de evitar a abertura excessiva das fissuras.

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.48)$$

onde:

A_{sw} : área de aço da armadura transversal contida no espaçamento “s” (mm²);

f_{yw} : tensão de escoamento da armadura transversal (MPa);

s: espaçamento dos estribos da armadura transversal (mm).

Segundo Wight e MacGregor (2009), a limitação da força cortante máxima suportada pelos estribos promove, além de um controle da fissuração, a segurança adequada contra o esmagamento da biela de concreto comprimida.

3.6.1.2 Eurocode 2 (CEN, 2004)

A norma adotada pela comunidade europeia considera a resistência das bielas comprimidas de concreto, com inclinação variável entre $21,8^\circ$ e 45° , e a armadura transversal atuando sob tração, para vigas moldadas em concreto com resistência a compressão inferior a 90 MPa.

A força cortante máxima atuante em uma seção transversal é determinada pela resistência da biela comprimida:

$$V_{Rd} = V_{Sd} \quad (3.49)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (3.50)$$

com:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.51)$$

onde:

V_{Rd} : força cortante resistente de cálculo;

V_{Sd} : força cortante atuante na seção;

$V_{rd,max}$: força cortante resistente máxima;

z : braço de alavanca das forças internas;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

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

θ : ângulo de inclinação das bielas comprimidas;

α : ângulo de inclinação dos estribos.

Nos elementos estruturais com armadura transversal o dimensionamento considera que a força cortante é totalmente resistida pela armadura transversal, sendo desprezada qualquer parcela de resistência dos mecanismos alternativos da treliça.

A armadura transversal é determinada a partir da força cortante resistida pela armadura:

$$V_{swd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen} \alpha \quad (3.52)$$

onde:

V_{swd} : força cortante de cálculo resistida pela armadura transversal;

A_{sw} : área de aço da armadura transversal contida no espaçamento “s”;

f_{ywd} : resistência de projeto de escoamento da armadura transversal.

3.6.1.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) se aplica aos concretos com resistência à compressão entre 20 MPa e 90 MPa e leva em consideração a parcela de contribuição do concreto e mecanismos alternativos na resistência ao cisalhamento.

O projetista pode optar entre dois modelos de cálculo que englobam o cálculo da armadura transversal e a verificação das tensões de compressão nas bielas. O primeiro modelo considera a inclinação das bielas igual a 45° e a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente da força cortante atuante (V_{sd}).

No segundo modelo de cálculo são admitidas que as diagonais de compressão possam apresentar inclinação variável entre 30° e 45° , e ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Para assegurar a integridade das bielas comprimidas a força cortante atuante é limitada à:

$$V_{sd} \leq 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (3.53)$$

com:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.54)$$

A armadura transversal deve resistir à força cortante excedente à parcela complementar V_c , definida por:

Modelo I

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.55)$$

Modelo II

$$V_c = V_{c0} \text{ quando } V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_c = 0 \text{ quando } V_{sd} = V_{Rd2}$$

onde:

f_{ctd} : resistência de cálculo do concreto à tração;

V_{c0} : valor de referência para V_c .

Assim:

$$V_{sw} \geq V_{Sd} - V_c \quad (3.56)$$

com:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \text{sen}\theta \quad (3.57)$$

onde:

A_{sw} : área da seção transversal dos estribos;

s : espaçamento dos estribos;

f_{ywd} : valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço.

A distinção do comportamento dos concretos de alta resistência à compressão quando submetidos à força cortante é considerada por meio de equações diferenciadas para resistência à tração média do concreto ($f_{ct,m}$):

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.58)$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (3.59)$$

3.6.2 Norma baseada na teoria do campo de compressão modificada

3.6.2.1 A23.3 (CSA, 2004)

A norma canadense apresenta para dimensionamento ao cisalhamento um modelo baseado no método geral da Teoria do Campo de Compressão Modificada proposto por Collins *et al.* (1996).

As equações foram desenvolvidas simplificadamente para os fatores β , referentes à resistência do concreto fissurado, θ , relativo ao ângulo de inclinação da fissura, e ε_x , correspondente à deformação longitudinal, eliminando a necessidade de um processo iterativo.

A principal hipótese adotada neste método é que o engrenamento do agregado governa a ruptura por cisalhamento em elementos sem armadura transversal, sendo considerada a influência da dimensão máxima do agregado neste engrenamento. A resistência à compressão considerada para o dimensionamento de estruturas de concreto segundo esta norma não deve ser superior a 80 MPa.

Os elementos devem ser dimensionados de forma a atender a condição:

$$V_r \geq V_f \quad (3.60)$$

com

$$V_r \leq 0,25 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (3.61)$$

onde:

V_r : força cortante resistiva minorada;

V_f : força cortante atuante majorada;

ϕ_c : coeficiente de minoração da resistência do concreto;

d_v : altura efetiva de cisalhamento, considerada o maior dos dois valores: 0,9 d ou 0,72 h.

Para estruturas não protendidas a parcela resistiva (V_r) é formada pela soma de duas componentes: V_s , resistência fatorada da armadura transversal, e V_c , relativa à resistência fatorada do concreto ao cisalhamento.

O ângulo de inclinação da biela comprimida é variável neste modelo, conforme características do elemento estrutural e método de cálculo apresentados posteriormente.

A parcela resistente ao cisalhamento conferida pelos estribos é determinada por uma equação advinda do modelo de treliça generalizado:

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \operatorname{sen}\alpha}{s} \quad (3.62)$$

Enquanto a parcela atribuída à resistência do concreto ao cisalhamento deve ser calculada por:

$$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (3.63)$$

onde:

β : coeficiente relativo à resistência ao cisalhamento do concreto fissurado.

O coeficiente β leva em consideração a resistência ao cisalhamento do concreto fissurado podendo ser nos casos de vigas com largura da seção transversal inferior a 25 cm, ser adotado igual a 0,21 desde que a inclinação da biela comprimida seja adotada igual a 42°, para

as demais estruturas deve ser determinado por métodos simplificado ou geral apresentados a seguir.

a. Método simplificado

Nos casos em que a resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal e de compressão do concreto não excedam 400 MPa e 60 MPa, respectivamente, pode ser adotado como ângulo de inclinação da biela comprimida (θ) igual a 35° e o valor do coeficiente β pode ser determinado por:

- Nos casos em que a viga possui armadura transversal mínima β pode ser adotado igual a 0,18.
- Em elementos sem armadura transversal e a dimensão máxima do agregado graúdo não é inferior a 20 mm, β pode ser adotado igual à:

$$\beta = \frac{230}{(1000+d_v)} \quad (3.64)$$

- Alternativamente, o valor de β para vigas sem armadura transversal com agregados de qualquer granulometria, o valor de d_v da Equação 3.64 pode ser substituído pelo parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras, s_{ze} :

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_z \quad (3.65)$$

onde:

s_z : parâmetro de espaçamento das fissuras, deve ser igual ao menor valor entre a altura efetiva da seção transversal e a máxima distância entre camadas de armadura longitudinal distribuída, em mm;

a_g : dimensão máxima do agregado graúdo, em mm.

b. Método geral

Neste método o valor de β deve ser determinado por:

$$\beta = \frac{0,40}{(1+1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000+s_{ze})} \quad (3.66)$$

onde:

s_{ze} : parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras, em mm;

ε_x : deformação longitudinal na metade da altura da seção transversal.

Para vigas que apresentam armadura transversal igual ou superior ao mínimo estabelecido pela norma o parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras, s_{ze} , deve ser admitido igual a 30 cm, nos demais casos, deve ser calculado utilizando a Equação 3.65.

Para estruturas onde a resistência à compressão do concreto exceda 70 MPa a dimensão máxima do agregado (a_g) deve ser adotado igual a zero na Equação 3.65 e para valores entre 60 MPa e 70 MPa o valor de a_g deve ser determinado por interpolação.

O ângulo de inclinação da biela comprimida deve ser calculado por:

$$\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad (3.67)$$

De forma simplificada a deformação longitudinal na metade da seção transversal para vigas não protendidas, considerando a não existência de cargas normais, pode ser calculada por:

$$\varepsilon_x = \frac{(M_f/d_v) + V_f}{2 \cdot (E_s \cdot A_s)} \quad (3.68)$$

onde:

A_s : Área de aço da armadura tracionada.

A deformação longitudinal não deve apresentar valor negativo, devendo nestes casos, ser considerada como zero, e como valor limite superior deve ser considerado 3×10^{-3} .

A adoção pela norma do coeficiente β introduz no dimensionamento de elementos de concreto armado um fator inédito, a influência da dimensão do agregado na resistência do concreto ao cisalhamento, relativo ao engrenamento dos agregados no concreto fissurado. O aumento na dimensão máxima característica do agregado graúdo, até um limite de 20 mm, resulta em valores de β mais elevados, aumentando a parcela resistente V_c .

3.7 Estudos experimentais com concreto autoadensável

Na literatura podem ser encontradas diversas pesquisas realizadas com a finalidade de determinar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, tendo como variáveis o tipo, a resistência à compressão e particularidades dos materiais constituintes destes concretos. Visando

ilustrar o comportamento de vigas produzidas com concreto autoadensável são apresentados a seguir alguns trabalhos desenvolvidos recentemente.

3.7.1 Ensaios realizados por Lachemi *et al.* (2005)

Lachemi *et al.* (2005) realizaram um estudo experimental sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas feitas com concreto autoadensável e concreto convencional, com resistência à compressão entre 50 e 58 MPa, sem armadura de cisalhamento, apresentando seção transversal de largura constante, altura variável e com relação a/d entre 2,14 e 1,05. O estudo visava avaliar a influência da granulometria do agregado na resistência ao cisalhamento.

Dezoito vigas foram submetidas a ensaio de flexão a quatro pontos, destas, catorze vigas apresentaram ruptura por cisalhamento, desenvolvendo uma fissura inicial na região da linha neutra com propagação diagonal nas direções do topo e base e quatro vigas romperam por falha na ancoragem da armadura longitudinal, sendo observadas em todas as vigas pequenas fissuras de flexão.

Foram utilizadas duas composições de concreto autoadensável, com agregado graúdo de 12 mm e 19 mm, e uma de concreto convencional com agregados de 12 mm. O concreto autoadensável dosado com agregados de 12 mm apresentava menor volume de agregado graúdo, cerca de 30%, em relação aos demais concretos.

Comparando os resultados apresentados pelos concretos convencional e autoadensável de agregado de mesma dimensão, mas com redução do volume no traço do concreto autoadensável, os autores observaram um comportamento similar na resistência ao cisalhamento para o estágio pré-fissuração. Para a resistência pós-fissuração o concreto autoadensável apresentou uma redução da ordem de 5%, constatando os autores a necessidade de maiores estudos para poder afirmar que ocorre a redução da resistência ao cisalhamento.

Entretanto ao comparar a resistência pós-fissuração dos concretos autoadensáveis com agregados de 12 mm e 19 mm foi verificado um aumento de 25% para o concreto com agregados maiores, demonstrando que o uso de agregados maiores aumentou a parcela de resistência pós-fissuração devido a melhorias no engrenamento dos agregados.

Devido a esta menor contribuição do engrenamento dos agregados no estágio pós-fissuração, o concreto autoadensável com agregados de menor dimensão apresentou menor resistência ao cisalhamento entre todos os materiais.

Inspeccionando visualmente as faces das fissuras dos elementos de concreto autoadensável e convencional com agregados de 19 mm e 12 mm, respectivamente, os autores constataram que a fratura ocorreu principalmente na argamassa e na camada de interface entre argamassa e agregado, sendo que no concreto com agregados de maior dimensão a superfície de cisalhamento tornou-se mais rugosa, devido ao maior perímetro dos agregados a serem contornados, enquanto para o concreto com agregados menores esta superfície torna-se mais suave, diminuindo o efeito de engrenamento.

No efeito da relação a/d , os autores constataram que os elementos com maiores valores de a/d apresentaram deflexão similar, independente do material, entretanto para as vigas com menor relação a/d às de concreto autoadensável com agregados de 19 mm apresentaram maiores deflexões em relação às demais.

A resistência ao cisalhamento diminuiu com o aumento da relação a/d , em concordância com os resultados demonstrados por Kani (1966) no qual a resistência ao cisalhamento apresenta os menores resultados para valores de a/d próximos a 2,5.

Os resultados obtidos para força cortante de formação da primeira fissura foram comparados com as estimativas da norma canadense A23.3 (CSA, 2004). Os autores verificaram que quando a relação a/d diminui, o efeito de arco torna-se significativo e o valor estimado pela norma passou a ser bastante conservador, sendo justificado pela equação da norma não levar em consideração a filosofia de vigas paredes.

3.7.2 Ensaios realizados por De La Cruz *et al.* (2009)

Visando avaliar a influência do material na resistência ao cisalhamento De La Cruz *et al.* (2009) realizaram ensaios em vigas de concreto autoadensável e vibrado convencionalmente, ambos produzidos com a mesma composição, utilizando agregado graúdo de dimensão máxima igual a 12 mm e empregando aditivo somente para obter a autoadensabilidade, de forma que a resistência à compressão dos dois concretos fosse mantida entre 25 MPa e 30 MPa.

O programa experimental foi realizado com doze vigas isostáticas com seção transversal “I”, submetidas a ensaio de flexão a três pontos, com vãos de 2,5 m e 6,5 m e apresentando relação a/d de 2,1 e 5,4, respectivamente. Além destas foram ensaiadas seis vigas contínuas com dois vãos de 6,25 m e carga pontual aplicada em um dos vãos, distante 1,5 m do apoio central.

Em cada conjunto de seis vigas, duas foram montadas com armadura convencional, e quatro com armadura para protensão, porém em somente duas foram aplicadas as cargas de protensão.

Todas as vigas ensaiadas apresentaram ruptura por cisalhamento, com formação da fissura diagonal principal que levava à ruptura.

As vigas não protendidas de concreto autoadensável apresentaram menor resistência ao cisalhamento em relação ao concreto convencional enquanto nas vigas protendidas a resistência ao cisalhamento apresentou valores semelhantes para os dois materiais.

As vigas de concreto autoadensável apresentaram uma fissuração prematura, evidenciando uma menor resistência à tração, entretanto algumas vigas de concreto autoadensável apresentaram a formação de uma fissura horizontal na região da armadura longitudinal evidenciando uma menor aderência do concreto.

3.7.3 Ensaios realizados por Cuenca e Serna (2010)

O comportamento em relação ao cisalhamento de elementos de concreto convencional, autoadensável e reforçado com fibras foi analisado por Cuenca e Serna (2010) por meio de ensaios experimentais em vigas de seção transversal em formato I.

Os concretos foram produzidos com agregado graúdo de dimensão máxima igual a 10 mm tendo os concretos autoadensável e reforçado com fibras uma redução de aproximadamente 10% no volume de agregado graúdo em relação ao concreto convencional.

Para os ensaios experimentais foram produzidas vigas de concreto armado e protendido, com resistência à compressão entre 50,5 e 54,3 MPa. As vigas apresentavam relação a/d igual a 3, com baixa taxa de armadura de cisalhamento e alta taxa de armadura longitudinal de forma a romper por cisalhamento quando submetidas a ensaio de flexão a quatro pontos.

A ruptura das vigas de concreto convencional e autoadensável ocorreu em valores próximos, apresentando comportamento similar quanto à fissuração, abertura de fissuras e deflexão, não sendo constatada uma possível menor contribuição do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento.

Quanto ao uso de fibras, verificaram uma contribuição na resistência ao cisalhamento, atingindo cargas últimas 33,6 % maiores que as vigas produzidas com concreto autoadensável.

3.7.4 Ensaios realizados por Hassan *et al.* (2010)

Hassan *et al.* (2010) realizaram ensaio de flexão a três pontos em vinte vigas de concreto armado, sem armadura transversal visando comparar a resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável e do convencionalmente vibrado.

Os parâmetros variáveis considerados foram a altura da seção transversal, a taxa de armadura longitudinal e o volume de agregado graúdo.

As vigas foram moldadas com 40 cm de largura e alturas variando entre 15 e 75 cm, mantendo a relação a/h constante igual a 2,5. Os concretos apresentavam resistência à compressão de 45 e 47 MPa para concreto autoadensável e vibrado convencionalmente, respectivamente, e a taxa de armadura longitudinal empregada variou em 1% e 2%.

Considerando que a relação a/h foi mantida constante, verificaram que com o aumento da altura da viga, a força cortante última aumentou, porém, dividindo a força cortante última pela área da seção transversal, os valores obtidos foram aproximadamente constantes. As vigas de concreto convencional apresentaram força cortante última até 17% maior que as de concreto autoadensável, sendo a diferenças entre as resistências maiores para as vigas mais altas.

A menor resistência última ao cisalhamento apresentada pelo concreto autoadensável foi atribuída ao reduzido volume de agregados deste concreto, dosado com 25% menos agregados graúdos que o concreto convencional, que resultou em menor engrenamento dos agregados.

Com o aumento da taxa de armadura longitudinal das vigas, a resistência ao cisalhamento aumentou, ocorrendo a diminuição da diferença entre a resistência ao cisalhamento dos dois tipos de concreto.

A fissuração ocorreu de forma semelhante entre os materiais em termos de abertura, quantidade, comprimento e ângulo das fissuras, sendo que a formação da primeira fissura de cisalhamento ocorreu com cargas próximas para vigas de mesma altura e taxa de armadura. Entretanto, com o aumento da altura da viga ocorreu uma maior quantidade de fissuras, bem como o valor da abertura, independente do tipo de material e da taxa de armadura longitudinal.

Comparando a relação entre a carga de formação da primeira fissura de cisalhamento e a carga de ruptura, os autores constataram que as vigas de concreto autoadensável apresentaram menor parcela de resistência ao cisalhamento pós-fissuração.

Os resultados dos ensaios foram comparados às estimativas de resistência última ao cisalhamento das normas americana ACI 318 e

canadense A23.3, as quais apresentaram valores conservadores em relação aos resultados obtidos experimentalmente.

3.7.5 Ensaios realizados por Sharifi (2012)

De forma a validar o uso do concreto autoadensável empregando a formulação de dimensionamento de vigas das normas atuais, Sharifi (2012) realizou ensaios de flexão a quatro pontos em vigas de concreto autoadensável avaliando o comportamento estrutural quanto à resistência última, relação carga vs. deflexão e abertura de fissuras na ruptura, além de deflexão e abertura de fissuras em estado de serviço.

Seis vigas biapoiadas de concreto autoadensável, com resistência à compressão igual a 30 MPa, foram submetidas à flexão em ensaio de quatro pontos. As vigas apresentavam relação a/d igual a 3,5 e taxa de armadura longitudinal variável, sendo monitoradas as deformações nas barras de aço tracionadas e no concreto comprimido.

Os resultados experimentais foram comparados com as estimativas teóricas das normas ACI 318 e CSA A23.3, e para o cálculo da abertura de fissura foi considerada a norma britânica BS 8110.

O momento último das equações das normas apresentaram valores até 7% e 8% abaixo do valor medido experimentalmente em relação às normas ACI-318 e CSA A23.3, respectivamente.

Em estado de serviço, a abertura máxima das fissuras apresentou valores bastante conservadores em relação à norma BS 8110. Entretanto a deflexão neste estado excedeu os valores estimados pelo ACI 318.

Comparando os resultados experimentais e analíticos para determinar a posição da linha neutra no estado último o autor concluiu que a teoria utilizada para o dimensionamento de vigas de concreto convencional pode ser aplicada em elementos de concreto autoadensável.

3.7.6 Ensaios realizados por Lin e Chen (2012)

De forma a investigar o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto, Lin e Chen (2012) produziram vigas com dois tipos diferentes de concreto autoadensável (SCC1 e SCC2) e um tipo de concreto convencional (NC).

Os concretos foram produzidos com agregado graúdo com dimensão máxima característica igual a 19 mm onde o NC e SCC1 apresentavam a mesma proporção de agregado graúdo na composição, e no SCC2 esta proporção foi reduzida em 15%. Os concretos autoadensáveis empregaram em sua composição maior quantidade de agregado miúdo além de cinza volante, de forma a aumentar a fluidez e controlar a viscosidade.

As variáveis analisadas foram a resistência à compressão do concreto: 29, 39 e 49 MPa; a relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da viga (a/d): 2,5, 3,0 e 3,5; e o espaçamento da armadura transversal: 15, 17 e 20 cm.

Em geral as vigas de concreto autoadensável exibiram menor abertura de fissuras e maior parcela de resistência atribuída ao concreto, obtida pela subtração da resistência dos estribos da resistência última das vigas. As vigas de SCC1 apresentaram as maiores parcelas desta resistência em relação às demais, sendo estes resultados atribuídos ao maior volume de agregado graúdo, em relação ao SCC2, e à utilização de materiais pozolânicos não utilizados no NC.

O efeito do engrenamento dos agregados apresentou-se mais proeminente que o uso de materiais pozolânicos uma vez que a resistência última do SCC1 resultou um pouco superior ao NC, porém com grande diferença em relação ao SCC2.

A resistência última aumentou com o acréscimo da resistência do concreto e com a redução da relação a/d , sendo este último fator mais significativo devido ao acréscimo no efeito do mecanismo de arco. O espaçamento da armadura transversal não apresentou influência significativa na resistência última devido à pequena variação empregada.

Os resultados experimentais foram comparados com as equações da norma americana ACI 318-08 constando que as equações apresentam resultados um pouco conservadores. As relações entre as forças cortantes últimas, obtidas nos ensaios experimentais, e os resultados das equações da norma foram, em média, de 1,65, 1,72 e 1,55 para os concretos NC, SCC1 e SCC2, respectivamente.

Os autores concluíram que a quantidade de agregado graúdo desempenha um importante papel no comportamento ao cisalhamento do concreto endurecido, afetando sua rigidez, resistência e ductilidade.

3.7.7 Ensaios realizados por Helincks *et al.* (2013)

Helincks *et al.* (2013) realizaram um estudo comparativo de aderência do concreto às barras de aço e resistência ao cisalhamento, entre o concreto autoadensável e vibrado convencionalmente, com resistência à compressão próxima a 60 MPa. No estudo foram utilizadas quatro composições de concretos autoadensáveis e duas de concretos convencionais, para produção de 72 corpos-de-prova para ensaios de arrancamento, tendo como variáveis o tipo de concreto e o diâmetro das barras de aço (8mm, 12mm, 16mm e 20mm), e 102 vigas sem armadura de cisalhamento para ensaios de flexão a quatro pontos, tendo como

variáveis a taxa de armadura (1%, 1,5% e 2%) e a relação a/d entre 1,5 e 3,0.

A tensão última de aderência do concreto autoadensável apresentou resultados 39% superiores ao concreto convencional, devido à maior quantidade de materiais finos e alta fluidez. Para barras de aço com bitolas até 16 mm os resultados demonstraram uma melhoria na aderência com o aumento do diâmetro das barras.

As vigas de concreto autoadensável apresentaram resistência ao cisalhamento igual ou inferior ao concreto convencional, com uma redução máxima de 6,9%, acarretada ao menor volume de agregado gráúdo e menor engrenamento dos agregados no concreto.

O aumento da relação a/d resultou em redução da resistência ao cisalhamento das vigas. As vigas com menor relação a/d apresentam maior resistência devido à transmissão direta da força cortante ao apoio provida pelo efeito de arco. As vigas com maior taxa de armadura longitudinal apresentaram melhor comportamento ao cisalhamento devido à melhoria no efeito de pino gerado por esta armadura.

A resistência ao cisalhamento foi comparada às equações de algumas normas. Apesar do EC-2 não levar em consideração a relação a/d, sua equação apresentou valores em torno de 88% dos resultados experimentais. Em relação às normas FIB-MC2010 e ACI 318-11, as equações apresentaram resultados médios iguais a 52% e 67% dos valores experimentais, respectivamente.

3.7.8 Ensaios realizados por Resende (2014)

Com o objetivo de obter informações adicionais sobre o comportamento à força cortante de vigas de concreto autoadensável, Resende (2014) realizou ensaios de flexão a três pontos em seis vigas, com seção transversal retangular (175x500 mm), com comprimento igual a 5 m e relação a/d próximo a 2,82.

O concreto utilizado foi fornecido por uma concreteira, utilizando agregados gráúdos de dimensões máximas iguais 19 mm e 9,5 mm, com adição de sílica ativa e relação água/cimento de cerca de 0,30, obtendo resistência à compressão média de 65 MPa.

Para a montagem da armadura transversal foram utilizados fios com diâmetro de 4,2 mm ou barras com diâmetro de 6,3 mm de aço CA-50 e CA-60, respectivamente, enquanto a armadura longitudinal de tração era constituída de barras de aço CA-50, com diâmetros de 20 mm e 25mm. As taxas geométricas de armadura longitudinal de tração utilizadas foram 2,03 e 2,49 % e para armadura transversal foram 0,066, 0,086, 0,106, 0,127 e 0,170%, ficando os valores de $\rho_w \cdot f_{yw}$ próximos aos mínimos

estabelecidos pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), Eurocode 2 (CEN, 2004) e ACI 318 (ACI, 2011).

Comparando os resultados experimentais obtidos nas vigas de concreto autoadensável com resultados apresentados na literatura de vigas de concreto convencionalmente vibrado, com taxa de armadura transversal, resistência à compressão e volume de agregado graúdo semelhantes, o autor concluiu que vigas produzidas com concreto autoadensável tendem a ter tensão cisalhante nominal resistente menor que as de concreto convencional.

A taxa de armadura longitudinal de tração apresentou papel relevante no comportamento à força cortante, ocorrendo, com o aumento desta taxa, uma maior restrição no aumento da abertura das fissuras inclinadas originalmente de flexão, retardando a sua evolução para fissura diagonal crítica.

Nas vigas com maior taxa de armadura transversal as estimativas de resistência das normas apresentaram valores superiores aos experimentais, entretanto com a redução desta taxa de armadura a norma ACI 318 (ACI, 2011) apresentou valores próximos aos experimentais, enquanto a Eurocode 2 (CEN, 2004) apresentou valores mais conservadores e a NBR 6118 (ABNT, 2014) resultou em valores superiores aos obtidos experimentalmente, o que seria contra a segurança da estrutura.

3.8 Comentários

A formulação da teoria da elasticidade para o estudo das tensões tangenciais apresenta bons resultados quando empregada em elementos constituídos por somente um material, porém para materiais como o concreto armado, diversos fatores influenciam no comportamento estrutural, dificultando o desenvolvimento das formulações.

O modelo de treliça, baseado em equações de equilíbrio e ajustado a partir de resultados obtidos experimentalmente, representa bem o comportamento de vigas submetidas às tensões cisalhantes, tornando-se base de diversas normas internacionais e sendo empregado com resultados satisfatórios no dimensionamento de estruturas.

A teoria do campo de compressão modificada, proposta por Vecchio e Collins (1986), surge como uma forma mais precisa de dimensionamento, compreendendo em sua formulação variáveis como a dimensão dos agregados e a altura da seção transversal para determinação das deformações da estrutura, permitindo, a partir do desenvolvimento do método geral (COLLINS *et al.*, 1996), seu emprego no cotidiano dos

projetistas de estruturas, servindo como base para a norma canadense de dimensionamento de estruturas de concreto.

Estudos demonstram que a dimensão máxima característica e o volume do agregado graúdo utilizado na produção do concreto estão relacionados diretamente à fissuração e ao atrito entre as faces das fissuras nos elementos estruturais, influenciando sua resistência ao cisalhamento (MATTOCK; HAWKINS, 1972; WALRAVEN, 1980). Neste sentido, existem algumas dúvidas quanto o comportamento do concreto autoadensável quando solicitado por esforços cisalhantes e sobre a utilização das formulações das normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto, devido a sua dosagem diferenciada, com menor granulometria e menor volume de agregado graúdo.

Pesquisas recentes que avaliaram o concreto autoadensável, comparando sua resistência ao cisalhamento com o concreto convencional, demonstraram resultados divergentes, apresentando o concreto autoadensável maior resistência ao cisalhamento devido à maior quantidade de materiais finos e melhoria da matriz do concreto (CUENCA; SERNA, 2010), igualdade na resistência ao cisalhamento (LIN; CHEN, 2012) ou redução desta resistência (LACHEMI *et al.*, 2005; HASSAN *et al.*, 2010; HELINCKS *et al.*, 2013), dependendo principalmente do proporcionamento dos agregados na composição e da redução da dimensão dos agregados, sendo necessários maiores estudos para avaliar o comportamento deste material quando solicitado por tensões cisalhantes.

4 TEORIA ATRITO-CISALHAMENTO

4.1 Considerações iniciais

A resistência ao cisalhamento por atrito entre as faces das fissuras consiste em um mecanismo de transferência de tensões cisalhantes ocasionado pelas projeções de agregados entre as faces opostas. Pesquisas nesta área foram iniciadas na década de 60 do século passado, a partir da formulação de teorias sobre o comportamento de peças de concreto armado submetidas à tensões cisalhantes, principalmente em estruturas pré-moldadas.

Apesar de não ser normalizado, o ensaio denominado na literatura internacional como *push-off* tem sido empregado frequentemente, devido às dimensões reduzidas dos exemplares (Figura 4.1) e à possibilidade de realização do ensaio em prensas mecânicas, permitindo a moldagem de um grande número de amostras que possibilitam uma análise estatística consistente dos resultados.

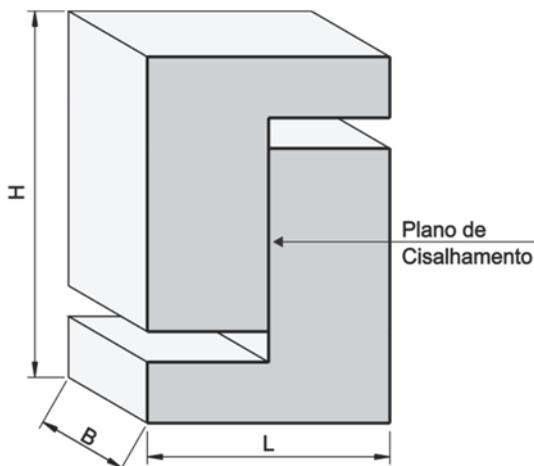


Figura 4.1: Modelo de exemplar utilizado para ensaios de cisalhamento direto.

Neste capítulo são apresentados alguns dos trabalhos que contribuíram no desenvolvimento de teorias sobre a resistência ao cisalhamento por atrito entre interfaces de concreto, descrevendo o comportamento do concreto armado quando solicitado por tensões cisalhantes, em situações monolíticas ou pré-fissuradas, resultando em equações adotadas por normas de dimensionamento.

Ao final é apresentada uma revisão bibliográfica com pesquisas publicadas recentemente, comparando a resistência ao cisalhamento por atrito do concreto autoadensável do concreto convencional e as propostas das normas de dimensionamento atuais.

4.2 Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de Mohr baseia-se na hipótese de que a tensão de cisalhamento (τ) correspondente à ruptura do material é função da tensão normal (σ) (CHEN; HAN, 1988). A representação gráfica do estado de tensões deste critério pode ser obtida traçando-se a envoltória dos círculos de Mohr correspondentes a pares de tensões principais, σ_1 e σ_3 , causadoras da ruptura do material, como apresentado na Figura 4.2.

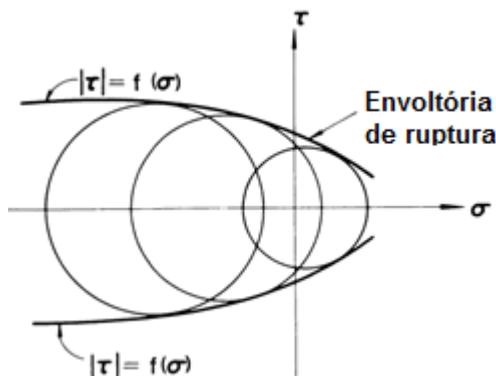


Figura 4.2: Representação gráfica do critério de Mohr (CHEN; HAN, 1988).

O critério de Mohr-Coulomb é um caso particular do critério de Mohr, supondo-se uma variação linear entre as tensões cisalhantes e normais. A envoltória pode ser obtida a partir de uma reta que faz um ângulo ϕ com o eixo das tensões normais e tangencia o círculo de Mohr que representa a ruptura por compressão uniaxial (JUDICE, 2002). Considerando o círculo de Mohr que representa a ruptura por tração uniaxial, é possível obter o círculo de Mohr tracejado, que representa a ruptura do material, conforme apresentado na Figura 4.3.

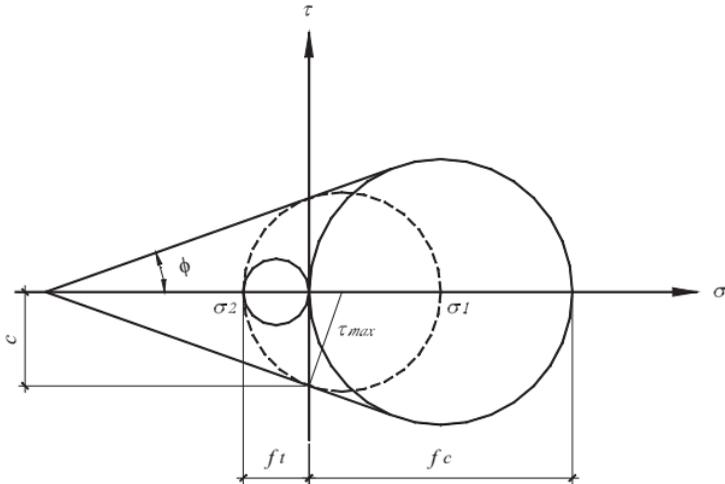


Figura 4.3: Representação gráfica do critério de Mohr-Coulomb (Judice, 2002).

A equação da linha reta da envoltória é conhecida por equação de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (4.1)$$

onde:

τ : tensão de cisalhamento

c : coesão

σ : tensão normal ao plano de cisalhamento

ϕ : ângulo do atrito interno

A partir da Equação (4.1) o critério de Mohr-Coulomb pode ser reescrito como:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\cos\phi = c - \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\sin\phi \right] \tan\phi \quad (4.2)$$

Ou de forma rearranjada

$$|\sigma_1| \left(\frac{1 - \sin\phi}{2 \cdot c \cdot \cos\phi} \right) + |\sigma_2| \left(\frac{1 + \sin\phi}{2 \cdot c \cdot \cos\phi} \right) = 1 \quad (4.3)$$

No caso do concreto, quando $|\sigma_1|=0$ obtém-se a resistência à tração simples do concreto, dada por:

$$f_t = \left(\frac{2.c.\cos\phi}{1+\sin\phi} \right) \quad (4.4)$$

E quando $|\sigma_2|=0$ obtém-se a resistência à compressão simples do concreto:

$$f_c = \left(\frac{2.c.\cos\phi}{1-\sin\phi} \right) \quad (4.5)$$

Considerando o ângulo de atrito igual a 35° , obtido em ensaios de cisalhamento por Sonnenberg *et al.* (2003) para concretos com resistência à compressão entre 26 e 42 MPa, a coesão do concreto pode ser estimada a partir das resistências à compressão ou tração:

$$f_c = 3,57.c \quad (4.6)$$

$$f_t = 1,12.c \quad (4.7)$$

Assim, a resistência ao cisalhamento de um plano de ruptura de concreto rugoso aderente com armadura normal à interface pode ser representada, a partir da Equação 4.1, por:

$$\tau_u = 1,12.f_t + 0,61(\rho_w.f_y + \sigma_n) \quad (4.8)$$

onde:

$(\rho_w.f_y + \sigma_n)$ corresponde à tensão normal devida à armadura transversal à interface e à ação das forças aplicadas externamente.

4.3 Desenvolvimento da teoria de resistência ao cisalhamento por atrito

Considerando um bloco de concreto monolítico e assumindo a existência de um plano de falha, conforme apresentado na Figura 4.4, Birkeland e Birkeland (1966) propuseram a utilização de uma equação linear (Equação 4.9) para determinar a tensão última resistente entre as faces de uma fissura, avaliando a transferência de forças pelo atrito devido à rugosidade das superfícies comprimidas por uma força externa gerada pela armadura transversal à fissura quando as faces tendem a se separar, denominada de “Teoria de Atrito Cisalhante”.

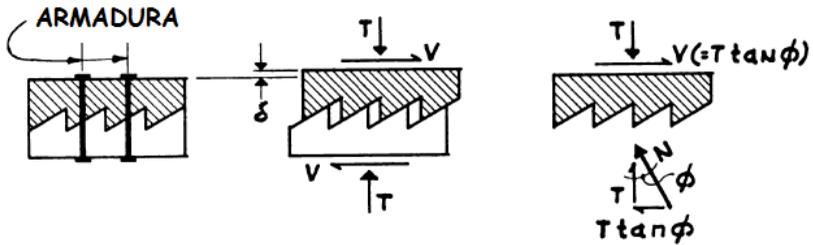


Figura 4.4: Transferência de forças através da fissura (BIRKELAND; BIRKELAND, 1966).

$$\tau_u = \rho_v \cdot f_y \cdot \mu \quad (4.9)$$

onde:

τ_u : tensão cisalhante última resistente;

ρ_v : taxa de armadura transversal;

f_y : tensão de escoamento da armadura que atravessa a fissura;

μ : coeficiente de atrito entre as superfícies, adotado igual a 1,7 para peças concretadas monoliticamente.

Apesar da simplicidade da equação, as estimativas de tensão cisalhante última obtidas foram comparadas aos resultados de ensaios experimentais, apresentando resultados satisfatórios para tensões cisalhantes e taxa de armadura transversal inferiores à 5,5 MPa e 0,015, respectivamente, sendo estas as limitações do modelo proposto pelos autores.

Hofbeck *et al.* (1969) realizaram um estudo experimental com 38 exemplares, submetidos à cisalhamento direto, com dimensões iguais a 254x546x127 mm³ (LxHxB), moldados com concreto de resistência à compressão entre 16,8 e 31,7 MPa, sendo variados o diâmetro, a quantidade e a tensão de escoamento das barras de aço transversais ao plano de cisalhamento. Dentre os 38 exemplares ensaiados, 23 foram inicialmente posicionados na horizontal e então aplicada uma carga vertical na face lateral da peça, alinhada ao plano de cisalhamento, gerando uma pré-fissuração deste plano e permitindo assim comparar o comportamento de peças íntegras e pré-fissuradas.

As tensões de cisalhamento última em relação ao parâmetro $\rho_v \cdot f_y$ (produto da taxa de armadura transversal e da tensão de escoamento do aço), em concretos com resistência à compressão média igual a 28 MPa, com e sem pré-fissuração do plano de cisalhamento, obtidas nos ensaios de Hofbeck *et al.* (1969), são apresentadas na Figura 4.5.

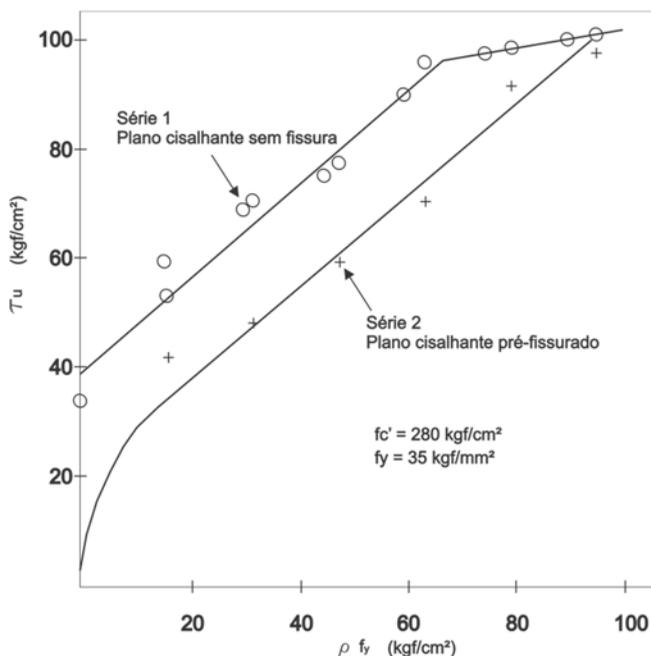


Figura 4.5: Tensão de cisalhamento última vs. parâmetro $\rho_v f_y$, em peças com e sem pré-fissuração (HOFBECK et al., 1969).

As peças sem pré-fissuração e sem armadura transversal apresentaram resistência ao cisalhamento entre 35 e 40 kgf/cm², sendo observada uma variação quase constante na tensão cisalhante última de peças com e sem pré-fissuração para $\rho_v f_y$ entre 20 e 70 kgf/cm², relativa a esta resistência inicial. Para valores de $\rho_v f_y$ acima de 70 kgf/cm² a taxa de crescimento da resistência das peças inicialmente não fissuradas é reduzida, igualando-se a resistência de peças pré-fissuradas quando $\rho_v f_y$ aproxima-se de 94 kgf/cm², porém não foram ensaiados exemplares com $\rho_v f_y$ muito superiores a este valor que possibilitassem determinar se a resistência última passa a ser igual nas duas situações.

Dando continuidade ao trabalho de Hofbeck *et al.* (1969), Mattock e Hawkins (1972) realizaram ensaios de cisalhamento direto por tração e compressão utilizando elementos de concreto com e sem pré-fissuração do plano de cisalhamento, com resistência à compressão entre 27,5 e 38 MPa.

Duas séries de exemplares foram moldadas com planos de cisalhamento inclinados em relação à direção da força aplicada,

permitindo avaliar o efeito da aplicação de uma força de compressão na face das fissuras, ao mesmo tempo em que ocorre o cisalhamento.

A partir dos resultados obtidos os autores formularam as seguintes hipóteses de comportamento de peças de concreto armado submetidas ao cisalhamento direto:

Nas peças previamente fissuradas ocorre um deslizamento do plano de cisalhamento quando carregadas e, devido à irregularidade da superfície, as faces da fissura tendem a se separar. As barras transversais ao plano atuam como pinos, restringindo o deslocamento vertical dos planos e a abertura das fissuras, acarretando em tensões de tração na armadura e consequente compressão do plano, desenvolvendo-se então uma resistência por atrito entre as faces, na direção oposta à força aplicada. Nesta situação a resistência do concreto à compressão aparentemente não apresenta influência na resistência ao cisalhamento.

Em peças não fissuradas, as cargas externas geram tensões de cisalhamento no plano cisalhante e tensões normais, paralelas e perpendiculares, a este plano. No início do carregamento a armadura transversal não está tensionada, não contribuindo diretamente na resistência e cabendo ao concreto suportar as tensões cisalhantes. Com o aumento do carregamento, ocorre a formação de fissuras inclinadas em relação ao plano de cisalhamento, formando um mecanismo de treliça, com bielas paralelas a estas fissuras que atravessam o plano de cisalhamento e resistem às forças de compressão e cisalhamento.

Devido às forças de cisalhamento, as bielas tendem a rotacionar, causando um deslocamento em um dos lados do plano de cisalhamento em relação ao outro e este deslocamento relativo produz tensões na armadura que atravessa o plano de cisalhamento. Eventualmente a armadura que atravessa o plano de cisalhamento atinge sua tensão de escoamento e a ruptura do concreto ocorre quando as bielas atingem seu esgotamento, devido à ação combinada de tensões de compressão e de cisalhamento. Após a ruptura do concreto o mecanismo de resistência assemelha-se ao de peças pré-fissuradas.

Os autores apresentaram a Equação 4.10, considerando tensões em MPa, que estima a tensão de cisalhamento última a partir do limite inferior dos resultados experimentais, considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, onde o primeiro termo é atribuído a uma coesão aparente do material não fissurado e o segundo termo deve-se às forças que restringem a abertura da fissura e ao atrito entre as faces desta fissura, considerando um coeficiente de atrito igual a 0,8 e a parcela $(\rho \cdot f_y + \sigma_n)$ não inferior a 1,38 MPa.

$$\tau_u = 1,38 + 0,8. (\rho_v. f_y + \sigma_n) \leq 0,3. f_c \quad (4.10)$$

onde:

σ_n : tensão de compressão normal ao plano de cisalhamento;

Posteriormente, Mattock (1974) realizou ensaios experimentais em peças onde a armadura transversal apresentava variações no ângulo de inclinação em relação ao plano de cisalhamento, alterando a Equação 4.10 para valores médios dos resultados experimentais, modificando o coeficiente relativo à coesão do material e mantendo o coeficiente de atrito igual a 0,8, mantendo o limite mínimo da parcela $(\rho_v. f_y + \sigma_n)$ igual a 1,38 MPa, resultando na Equação 4.11, considerando tensões em MPa.

$$\tau_u = 2,76 + 0,8. (\rho_v. f_y + \sigma_n) \leq 0,3. f_c \quad (4.11)$$

Walraven (1980) desenvolveu um modelo teórico da transferência de forças nas faces das fissuras devido ao contato entre as partículas. Este modelo considera o concreto como um composto de partículas de agregado com grandes resistência e rigidez e uma matriz de argamassa de baixas resistência e rigidez, de forma que as fissuras se originam nesta matriz, circundando os agregados (Figura 4.6).

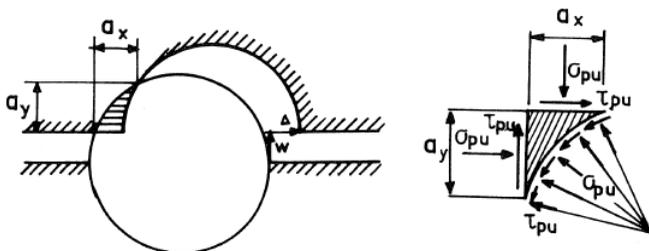


Figura 4.6: Área de contato entre a matriz e o agregado e tensões no contato (WALRAVEN, 1980).

Para validação do modelo, o autor realizou ensaios de cisalhamento direto em 83 peças pré-fissuradas de $400 \times 600 \times 150 \text{ mm}^3$ (LxHxB), tendo como variáveis a resistência à compressão do concreto, entre 20 e 56 MPa, a dimensão máxima do agregado graúdo, 16 mm ou 32 mm, e a taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento, entre 0,0% e 3,36%.

Nas peças sem armadura transversal foi utilizado um sistema de barras de aço externas que restringiam a abertura do plano de

cisalhamento, mas não impediam seu deslocamento vertical. Durante a etapa de pré-fissuração a abertura da fissura foi limitada a valores iguais a 0,2 e 0,4 mm, sendo medidos durante os ensaios os deslocamentos verticais do plano de cisalhamento e a abertura da fissura, e determinada a tensão normal aplicada ao plano utilizando extensômetros elétricos instalados nas barras externas. Nas peças com estribos internos, a abertura da fissura inicial foi sempre inferior a 0,04 mm e os deslocamentos horizontais e verticais do plano de cisalhamento foram medidos empregando um sistema de extensômetros elétricos instalados paralelos e perpendiculares ao plano de cisalhamento.

Baseado nos resultados obtidos, o modelo estabelece que as tensões normal e cisalhante em uma fissura podem ser determinadas em função da abertura e deslocamento vertical desta fissura por meio das equações 4.12 e 4.13.

$$\sigma_n = \sigma_{pu}(A_x - \mu \cdot A_y) \quad (4.12)$$

$$\tau = \sigma_{pu}(A_y - \mu \cdot A_x) \quad (4.13)$$

onde:

τ : tensão cisalhante no plano de cisalhamento;

σ_{pu} : tensão de escoamento da matriz de argamassa [$\sigma_{pu} = 6,39 f_{cc}^{0,56}$ (MPa)];

A_x : área de contato na direção x determinada em função da dimensão do agregado graúdo, da abertura de fissura (w) e do deslocamento vertical do plano de cisalhamento (Δ);

A_y : área de contato na direção y determinada em função da dimensão do agregado graúdo, da abertura de fissura (w) e do deslocamento vertical do plano de cisalhamento (Δ);

μ : coeficiente de atrito igual a 0,4.

Walraven e Reinhardt (1981) apresentam um gráfico tridimensional (Figura 4.7) resultante da análise dos resultados de diversos ensaios de cisalhamento direto realizados na Universidade Tecnológica de Delft, em elementos pré-fissurados, demonstrando que o tipo e a granulometria do agregado graúdo utilizado para produção do concreto, a resistência à compressão do concreto e a taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento influenciam na resistência ao cisalhamento.

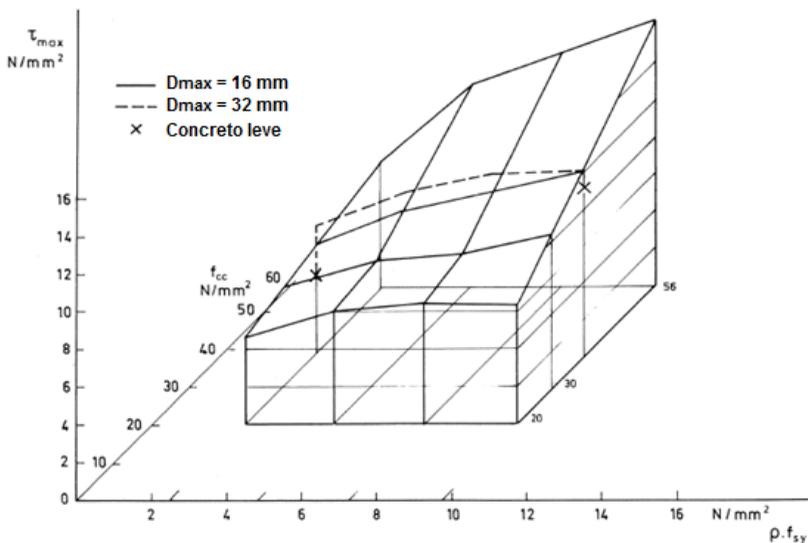


Figura 4.7: Tensão de cisalhamento máxima em função da resistência à compressão do concreto, tipo e granulometria do agregado graúdo e taxa de armadura (WALRAVEN; REINHARDT, 1981).

Os autores constataram que tanto o aumento da taxa de armadura, quanto da resistência à compressão do concreto resultaram em maior resistência ao cisalhamento, porém a taxa de armadura transversal apresentou maior efeito nos concretos de maior resistência à compressão.

A utilização de agregado de maior granulometria resultou em maior resistência ao cisalhamento, principalmente em peças com menor taxa de armadura transversal.

O concreto produzido com agregado leve apresentou fraturas dos agregados tornando a superfície menos áspera e resultando em menor resistência ao cisalhamento, principalmente quando utilizada menor taxa de armadura transversal.

Vecchio e Collins (1986) propuseram um modelo analítico do comportamento de elementos de concreto armado submetidos a tensões cisalhantes e normais, no qual a transferência de tensões cisalhantes por engrenamento dos agregados entre as faces de uma fissura considera a abertura da fissura, a tensão de compressão das faces da fissura, a resistência à compressão do concreto e a dimensão máxima do agregado graúdo empregado, conforme proposto por Walraven (1980), resultando nas equações 4.14 e 4.15:

$$\tau_u = 0,18 \cdot \tau_{cimax} + 1,64 \cdot \sigma_n - 0,82 \cdot \frac{\sigma_n^2}{\tau_{cimax}} \quad (4.14)$$

$$\tau_{cimax} = \frac{\sqrt{f_c}}{\left(0,31 + \frac{24 \cdot w}{ag + 16}\right)} \quad (4.15)$$

Walraven *et al.* (1987) apresentaram a Equação 4.16, obtida por uma análise estatística dos resultados apresentados na literatura de 55 ensaios de cisalhamento direto em elementos pré-fissurados, relacionando a resistência última ao cisalhamento à resistência à compressão do concreto, taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento e tensão de escoamento do aço.

$$\tau_u = 0,822 \cdot f_{cc}^{0,406} (\rho_v \cdot f_y)^{0,159} \cdot f_{cc}^{0,303} \quad (4.16)$$

onde:

f_{cc} : resistência à compressão do concreto obtido com corpo-de-prova cúbico;

f_c : $0,85 f_{cc}$.

Na discussão do trabalho de Walraven *et al.* (1987), Mattock (1988) concordou que a resistência à compressão do concreto consiste em um fator da resistência ao cisalhamento por atrito e apresentou a Equação 4.17, que incorpora na parcela referente à coesão das partículas a resistência à compressão do concreto, obtida após ensaios complementares aos apresentados em Hofbeck *et al.* (1969) e Mattock e Hawkins (1972), utilizando concreto com resistência à compressão igual a 41,1 MPa.

$$\tau_u = 0,467 \cdot f_c^{0,545} + 0,8 \cdot (\rho_v \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,3 \cdot f_c \quad (4.17)$$

Mattock (2001) apresenta uma avaliação das equações da norma ACI 318-99 para determinação da resistência por atrito cisalhante comparando suas estimativas com resultados de 105 ensaios experimentais de cisalhamento direto obtidos na literatura, para concretos com resistência à compressão entre 16,45 e 98,99 MPa, demonstrando que o modelo simplificado de comportamento apresentado pela norma, considerando a resistência ao cisalhamento diretamente proporcional aos parâmetros da armadura, não representa o real comportamento da resistência ao cisalhamento por atrito em um plano de cisalhamento pré-

fissurado, devido à alteração no comportamento com o aumento da taxa de armadura.

O autor propõe a utilização de equações simplificadas, que relacionam a resistência ao cisalhamento em peças monolíticas à resistência à compressão do concreto, à taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento e à força normal de compressão deste plano.

Quando a tensão normal na interface, devido a forças internas e externas, for igual ou superior a $K_1/1,45$ ou quando a tensão cisalhante última for igual ou superior a $1,55 K_1$, a tensão cisalhante última na interface pode ser calculada empregando a Equação 4.18.

$$\tau_u = K_1 + 0,8(\rho_v f_y + \sigma_n) \quad (4.18)$$

Para concreto com peso específico normal o coeficiente K_1 é igual a $0,1.f_c$, mas não superior à $5,52$ MPa.

Quando a tensão normal na interface, devido a forças internas e externas, for menor que $K_1/1,45$ ou quando a tensão cisalhante última for inferior a $1,55 K_1$, a tensão cisalhante última na interface pode ser calculada empregando a Equação 4.19.

$$\tau_u = 2,25 (\rho_v f_y + \sigma_n) \quad (4.19)$$

Em ambos os casos a tensão de cisalhamento última não pode ser superior $0,3.f_c$ ou $16,55$ MPa.

4.4 Estudos recentes com ensaios de cisalhamento direto em concreto autoadensável

Recentemente tem se pesquisado a resistência ao cisalhamento por atrito em concretos de alto desempenho, com alta resistência ou trabalhabilidade, como o concreto autoadensável, ou com materiais reciclados, identificando a influência das particularidades das dosagens e dos materiais empregados na resistência ao cisalhamento por atrito, como apresentado nos trabalhos seguir.

4.4.1 Ensaios realizados por Desnerck *et al.* (2009)

Desnerck *et al.* (2009) avaliaram o efeito do menor volume de agregado graúdo do concreto autoadensável em relação ao convencionalmente vibrado na resistência ao cisalhamento por atrito. Para isto foram realizados ensaios de cisalhamento direto em exemplares de $600 \times 800 \times 150$ mm³ e $600 \times 900 \times 150$ mm³, moldados com concretos

convencional e autoadensável, de resistência à compressão entre 62,1 e 71,7 MPa, sem pré-fissuração, com taxa de armadura transversal variando entre 0,45% e 2,68%, sendo a massa de agregado graúdo dos traços dos concretos autoadensáveis reduzida em 56,9% em relação ao concreto convencional, e o traço complementado com areia e filer calcário.

Em todas as composições o aumento da taxa de armadura transversal não influenciou na tensão de formação da fissura no plano de cisalhamento, porém reduziu a abertura inicial desta fissura.

A resistência última ao cisalhamento do concreto autoadensável apresentou valores entre 15% e 20% superiores ao concreto convencional, em peças de mesma taxa de armadura, resultando em maiores deslocamentos verticais do plano de cisalhamento.

A maior resistência ao cisalhamento observada nos concretos autoadensáveis foi atribuída a uma provável melhoria na estrutura da matriz deste material, sendo ressaltada pelos autores a importância de novos estudos para avaliar o engrenamento dos agregados no concreto autoadensável, visto a resistência ao cisalhamento pareceu não ter sido influenciada pelo menor volume de agregado graúdo.

4.4.2 Ensaios realizados por Kim *et al.* (2010)

Kim *et al.* (2010) realizaram um programa experimental com ensaios de cisalhamento direto em concretos de resistência acima de 70 MPa. Os autores avaliaram a influência do tipo e volume de agregado graúdo empregados na composição de concretos autoadensáveis na resistência ao cisalhamento deste material.

Para o programa experimental foram produzidos doze traços de concreto autoadensáveis, considerando três variáveis: dois tipos de agregados (seixo rolado e rocha calcária), três proporções de agregado graúdo no volume total do concreto e dois valores de resistência à compressão, 34 MPa e 48 MPa medidos 16 horas após a produção e correspondentes à valores entre 82 MPa e 111 MPa na data de ensaio.

Para o concreto convencional foram produzidas quatro composições, utilizando dois tipos de agregados (seixo rolado e rocha calcária) e dois valores de resistência à compressão, 34 MPa e 48 MPa medidos 16 horas após a produção, correspondentes à valores entre 66 MPa e 92 MPa na data de ensaio.

Com estes materiais foram moldados 48 exemplares de 400x660x152 mm³, três para cada proporção de mistura, sem armadura através do plano de cisalhamento, necessitando de um sistema de restrição externa formado por barras e placas de aço que restringiam a abertura da fissura do plano de cisalhamento, sendo as barras de aço deste sistema

instrumentadas, de forma a determinar as tensões e deformações normais ao plano cisalhante.

Aos 28 dias de idade, os elementos de concreto foram instrumentados de forma a medir o escorregamento do plano e a abertura da fissura e ensaiados. Inicialmente foram aplicadas cargas externas para formação da fissura no plano de cisalhamento, com abertura inferior a 0,5 mm. Em seguida os elementos foram submetidos à força cortante sem efeito de flexão até a abertura da fissura atingir o valor de 6 mm.

Avaliando a relação entre as tensões cisalhante e normal para uma mesma abertura de fissura, conforme modelo proposto por Walraven (1980), os autores constaram um maior engrenamento dos agregados no concreto convencional em relação ao concreto autoadensável.

Analisando o plano de fratura dos concretos, verificaram que para composições com menor resistência à compressão houve maior engrenamento dos agregados, devido à fratura ocorrer na argamassa o que tornou a superfície mais rugosa. Fato verificado também com o acréscimo do volume de agregado graúdo na composição do concreto, acarretando o aumento da resistência ao cisalhamento, independente do tipo de agregado.

O tipo de agregado utilizado no concreto apresentou grande influência no engrenamento dos agregados, tanto para o concreto autoadensável como para o convencional, sendo o engrenamento gerado pelo seixo rolado maior que do agregado calcário, devido ao formato dos grãos do seixo rolado que resultam em aproximadamente 50% menos fratura dos agregados.

4.4.3 Ensaios realizados por Fonteboa *et al.* (2010)

Fonteboa *et al.* (2010) compararam a resistência ao cisalhamento de quatro diferentes composições de concretos com resistência à compressão próxima a 37 MPa, sendo: concreto padrão de referência, concreto com adição de 8% de sílica ativa, concreto com substituição de 50% do agregado graúdo por agregado reciclado de concreto e concreto com substituição de agregado e adição de sílica ativa. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em elementos de 150x290x100 mm³ (LxHxB), sem pré-fissuração, tendo como variável a taxa de armadura transversal ao plano cisalhante (0,0%, 0,39% e 0,57%).

Em todos os casos a utilização de agregado reciclado acarretou na redução na resistência ao cisalhamento, entre 10% e 20%, sendo atribuída à presença de argamassa aderida ao agregado reciclado que formou uma camada frágil por onde as fissuras se propagaram. Este

concreto apresentou maior deslocamento vertical do plano de cisalhamento, justificando a menor resistência.

A adição de sílica resultou em aumento da resistência ao cisalhamento em relação ao concreto de referência, em torno de 5%, inclusive quando utilizado agregado reciclado, verificando-se também uma redução do deslocamento do plano vertical.

4.4.4 Ensaios realizados por Sells *et al.* (2013)

A influência do tipo e volume de agregado graúdo do concreto na resistência ao cisalhamento foram avaliados por Sells *et al.* (2013) por meio de ensaios de cisalhamento direto em exemplares de 254x457x114 mm³, pré-fissurados e sem armadura transversal ao plano de cisalhamento, sendo utilizado um sistema de restrição da abertura da fissura de cisalhamento formado por barras externas.

As variáveis do estudo foram o tipo de concreto (convencionalmente vibrado ou autoadensável), a resistência à compressão do concreto (41,4 ou 68,9 MPa), o tipo de agregado (seixo rolado ou rocha calcária britada) e o volume de agregado graúdo em relação ao volume total de agregados (entre 36% e 60%).

Entre os concretos convencionais e autoadensáveis de mesma resistência à compressão não ocorreu distinção na resistência ao cisalhamento quando utilizado o mesmo tipo de agregado.

O aumento da resistência à compressão do concreto resultou em uma leve redução da resistência ao cisalhamento devido à fragmentação dos agregados, tornando a superfície das fissuras menos rugosas.

Os concretos produzidos com seixo rolado apresentaram maior resistência ao cisalhamento em relação ao agregado calcário, devido à maior resistência do agregado que ocasionou menor fratura de agregados ao longo do plano de cisalhamento, aumentando a rugosidade das faces das fissuras.

4.5 Estimativas da resistência ao cisalhamento por atrito apresentadas em normas

Algumas normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado apresentam equações para determinação da resistência ao cisalhamento por atrito entre superfícies de fissuras de peças concretadas monoliticamente.

A norma norte americana ACI 318 (ACI, 2011) estima uma tensão cisalhante resistente em um plano onde exista ou possa existir uma fissura, em interfaces do concreto com outro material ou em concretos aplicados em diferentes idades, considerando a existência de armadura

transversal perpendicular à superfície de contato, empregando a Equação 4.20, semelhante à apresentada por Birkeland e Birkeland (1969).

$$\tau_u = \rho_v f_y \mu \quad (4.20)$$

O coeficiente de atrito (μ) considera o tipo de agregado empregado, de peso específico normal ou leve, e a condição da superfície de contato, conforme apresentado na Tabela 4,1.

Tabela 4.1: Coeficiente de atrito especificados em ACI 318 (ACI, 2011).

Condição da superfície de contato	μ
Concreto aplicado monoliticamente	1,4 λ
Concreto aplicado sobre concreto endurecido e limpo, com superfície rugosa intencionalmente	1,0 λ
Concreto aplicado sobre concreto endurecido e limpo, sem superfície rugosa intencionalmente	0,6 λ
Concreto aplicado sobre aço laminado e limpo com conectores metálicos	0,7 λ

$\lambda=1,0$ para concreto com agregado de peso específico normal e $\lambda=0,85$ para concreto com agregado leve.

A norma canadense A23.3 (CSA, 2004) considera que para uma fissura ocorrida ao longo do plano de cisalhamento, o deslocamento relativo deste plano deve ser resistido pela coesão e atrito, mantidos por uma armadura através da fissura. A tensão cisalhante resistida quando a armadura transversal for perpendicular à superfície de contato pode ser determinada pela Equação 4.21:

$$\tau_u = \lambda \left[c + \mu \left(\rho_v f_y + \frac{N}{A_g} \right) \right] \quad (4.21)$$

onde:

λ : coeficiente de redução da resistência para agregado leve, considerado igual a 1,0 para concreto com densidade normal, 0,85 para concreto com densidade semi-baixa utilizando como agregado miúdo somente areia natural e 0,75 para concreto com densidade semi-baixa utilizando outro tipo de agregado miúdo;

N: força aplicada perpendicularmente à interface;

A_g : área da interface cisalhada.

A equação adotada por esta norma é semelhante à proposta por Mattock e Hawkins (1972), com coesão e coeficiente de atrito adotados dependendo do acabamento da superfície de base, conforme apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Coesão e coeficiente de atrito especificados em CAN A23.3 (CSA, 2004).

Acabamento da superfície	c (MPa)	μ
Concreto aplicado monoliticamente	1,00	1,4
Concreto aplicado sobre concreto endurecido com superfície limpa, com superfície intencionalmente rugosa	0,50	1,0
Concreto aplicado sobre concreto endurecido com superfície limpa, sem superfície intencionalmente rugosa	0,25	0,6
Concreto aplicado sobre aço laminado e limpo com conectores metálicos	0,00	0,6

4.6 Comentários

Nos últimos 50 anos, diversas pesquisas foram desenvolvidas visando compreender o mecanismo de resistência ao cisalhamento devido ao atrito em estruturas de concreto monolíticas, na interface de fissuras ou de camadas de concreto moldados em diferentes idades.

Apesar de não haver uma norma que especifique as dimensões dos exemplares e os procedimentos para avaliar este mecanismo, verifica-se que os ensaios de cisalhamento direto se tornaram uma opção viável para este estudo.

Na Tabela 4.3 são apresentadas as características dos ensaios de cisalhamento direto utilizados em ensaios experimentais publicados recentemente onde se observa uma grande variação nas dimensões dos exemplares, resultando em volumes entre 4,35 e 81 dm³, e a realização de ensaios com e sem pré-fissuração, permitindo comparar o mecanismo de resistência ao cisalhamento em situações de concretagem completa de uma peça ou em diferentes idades, frequentemente utilizadas em estruturas pré-fabricadas.

Tabela 4.3: Características dos ensaios de cisalhamento direto publicados recentemente.

Autor	Características	Dimensões (mm) - LxHxB
Hofbeck <i>et al.</i> (1969)	Peças com e sem pré-fissuração, utilização de armadura interna perpendicular ao plano de cisalhamento.	254x546x127
Mattock e Hawkins (1972)	Peças com e sem pré-fissuração, utilização de armadura interna inclinada e perpendicular ao plano de cisalhamento.	254x546x127
Mattock (1974)	Peças com e sem pré-fissuração, utilização de armadura interna inclinada e perpendicular ao plano de cisalhamento.	356xVARx178
Walraven (1980)	Peças pré-fissuradas, utilização de armadura interna ou sistema de restrição externa.	400x600x150
Walraven e Reinhardt (1981)	Peças pré-fissuradas, utilização de armadura interna ou sistema de restrição externa.	400x600x150
Desnerck <i>et al.</i> (2009)	Peças sem pré-fissuração, com armadura interna.	600x800x150 600x900x150
Kim <i>et al.</i> (2010)	Peças pré-fissuradas, com sistema de restrição externa.	400x660x152
Fonteboa <i>et al.</i> (2010)	Peças pré-fissuradas, com armadura interna.	150x290x100
Sells <i>et al.</i> (2013)	Peças pré-fissuradas, com sistema de restrição externa.	254x457x114

As equações apresentadas por Birkeland e Birkeland (1966) consideravam que a resistência ao cisalhamento seria dada pelo atrito entre as interfaces gerado pela rugosidade das superfícies e a força normal aplicada pela armadura transversal ao plano de cisalhamento que restringe

a abertura da fissura, definindo um coeficiente de atrito que ajusta a equação aos resultados experimentais, porém desconsiderando a resistência de peças sem armadura transversal.

A partir dos resultados dos ensaios realizados por Hofbeck *et al.* (1969) e Mattock e Hawkins (1972) foi possível constatar um comportamento diferenciado em peças de concreto armado íntegras e pré-fissuradas, submetidas ao cisalhamento, demonstrando que peças íntegras sem armadura transversal também apresentam resistência ao cisalhamento.

Para peças íntegras, a resistência ao cisalhamento é composta por duas parcelas: a primeira está relacionada à coesão entre as partículas dos materiais, que absorve as tensões até o momento da formação da fissura, quando então passa a atuar a segunda parcela, referente ao atrito entre as faces da fissura, influenciada pela rugosidade da superfície e pelas forças perpendiculares a estas faces, provenientes de cargas externas ou da armadura transversal que restringe a abertura da fissura, e pelo efeito de pino que esta armadura produz.

A pré-fissuração elimina a parcela de resistência atribuída à coesão, sendo a resistência última determinada somente por atrito e efeito de pino. Algumas pesquisas apresentadas utilizaram resultados de ensaios de peças pré-fissuradas para proposição de equações que estimam a resistência ao atrito por cisalhamento, tornando-se conservadoras quando da utilização em peças íntegras.

A partir do modelo proposto por Walraven (1980), no qual o atrito é influenciado pela granulometria e resistência do agregado graúdo, bem como pela resistência da matriz de argamassa, as pesquisas passaram a avaliar o efeito destes parâmetros na resistência ao cisalhamento, verificando-se uma relação direta entre as resistências ao cisalhamento e à compressão do concreto.

Para Mattock (1988) a resistência à compressão do concreto deve ser relacionada com a parcela atribuída à coesão das partículas, não influenciando na parcela referente ao atrito entre as superfícies.

Kim *et al.* (2010), demonstraram que em concretos com resistência à compressão acima de 70 MPa ocorre fragmentação do agregado graúdo, tornando a interface das fissuras menos áspera e reduzindo a parcela de atrito entre as superfícies. Este efeito, segundo os autores, depende também da resistência do agregado utilizado e do volume de agregado estabelecido na composição.

Neste sentido, o concreto autoadensável por necessitar de menor volume de agregado graúdo em sua composição pode apresentar menor parcela de resistência ao cisalhamento por atrito, devido ao menor

engrenamento dos agregados, conforme resultados que demonstram este efeito apresentados por Kim *et al.* (2010).

Porém não há um consenso neste assunto, nos estudos de Sells *et al.* (2013) os concretos convencionais e autoadensáveis apresentaram resistências ao cisalhamento semelhantes, independente do tipo e volume de agregado graúdo. Para Desnerck *et al.* (2009) e Fonteboa *et al.* (2010) a adição de materiais finos ao concreto, como o filer e a sílica ativa, melhoraram a matriz da argamassa, suprimindo a redução da resistência ao cisalhamento por atrito gerada pelo menor volume de agregado ou resistência inferior deste agregado.

Dentre as normas de dimensionamento atuais que apresentam equações para a estimativa da resistência ao cisalhamento por atrito entre superfícies, verifica-se a utilização pela ACI 318 (ACI, 2011) da equação simplificada proposta por Birkeland e Birkeland (1966), empregando um coeficiente relacionado à forma de lançamento do concreto e acabamento da superfície base, considerando a redução de resistência quando utilizados agregados leves. A norma A23.3 (CSA, 2004) utiliza equações mais refinadas, compostas de parcelas independentes referentes à coesão entre as partículas e atrito entre as superfícies, cujos coeficientes também dependem da forma de lançamento e do acabamento da superfície base, prevendo a possibilidade de utilização de agregado leve, semelhante à ACI 318 (ACI, 2011).

Verifica-se assim a necessidade de estudos que avaliem o efeito das particularidades da composição do concreto autoadensável em relação ao convencionalmente vibrado, visando estabelecer critérios para sua aplicação de forma segura em obras e complementando as normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto armado.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 Considerações iniciais

O programa experimental realizado visou obter mais dados sobre a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável, comparativamente a do concreto convencional, avaliando inclusive a potencial influência da granulometria e do volume de agregado graúdo destes concretos. O programa experimental foi executado nos Laboratórios de Materiais de Construção Civil (LMCC) e de Experimentação em Estruturas (LEE) da Universidade Federal de Santa Catarina.

Para este estudo inicialmente foram desenvolvidos dois traços de concreto convencional e quatro de concreto autoadensável, com variações na granulometria e no volume do agregado graúdo. As propriedades físicas no estado fresco e os comportamentos mecânicos no estado endurecido foram avaliados para cada traço individualmente.

Empregando os traços desenvolvidos foram moldadas trinta e seis vigas, sendo seis para cada traço, destas três com armadura transversal e outras três sem armadura. As vigas, projetadas para ruptura por cisalhamento, foram ensaiadas experimentalmente à flexão a quatro pontos, avaliando o padrão de fissuração, a abertura da fissura de cisalhamento, a deflexão no meio do vão e a força cortante última.

Finalmente, visando avaliar a transferência de força cortante devido ao engrenamento dos agregados, diretamente relacionada à dimensão máxima característica e volume de agregado graúdo presente no concreto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em dezoito exemplares produzidos com os concretos estudados, três para cada traço. As forças cortantes de formação da fissura no plano de cisalhamento e última, a abertura da fissura no plano de cisalhamento e o deslocamento deste plano foram obtidos para cada exemplar.

5.2 Estudo de dosagem

Dentro de um amplo universo de variáveis disponíveis para a pesquisa, estabeleceu-se que seriam avaliados três fatores que, de acordo com a literatura, diferenciam o concreto autoadensável do convencional: trabalhabilidade e fluidez, dimensão máxima do agregado graúdo e proporção deste agregado na mistura.

Desta forma foram definidas seis composições de concreto tendo como variáveis o tipo de concreto, duas dimensões máximas características e dois volumes de agregado graúdo na composição, conforme apresentado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Denominação dos concretos em função da dimensão e volume do agregado graúdo.

Tipo de concreto	Dimensão máxima característica do agregado graúdo	Volume de agregado graúdo	Sigla
Convencional	19,0	Normal	CC1
	9,5	Normal	CC0
Autoadensável	19,0	Normal	CA1N
	9,5	Normal	CA0N
	19,0	Reduzido	CA1R
	9,5	Reduzido	CA0R

As composições do concreto são identificadas por siglas constituídas pelo tipo de concreto, convencional (CC) ou autoadensável (CA), pela dimensão máxima do agregado, 9,5 mm (0) ou 19,0 mm (1), e pelo volume de agregado graúdo, referência (N) ou reduzido em 30% (R). Foi suprimida a indicação de volume de agregado nos concretos convencionais devido a este tipo de concreto não apresentar variação deste parâmetro.

Com a utilização de dois tipos de concreto com mesma dimensão e volume de agregado (CC0 e CA0N ou CC1 e CA1N) buscou-se avaliar se fluidez do concreto autoadensável apresenta alguma influência na resistência ao cisalhamento, enquanto que as comparações cruzadas de concretos com diferentes dimensão e volume dos agregados graúdos, visam quantificar a contribuição destes fatores nesta resistência.

5.2.1 Seleção e caracterização dos materiais

Neste estudo foram utilizados os materiais comumente empregados nas construções na região de Florianópolis-SC, com exceção do filer calcário, que é proveniente do estado do Paraná.

5.2.1.1 Cimento

A produção dos concretos utilizou o Cimento de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfatos, CP V-ARI-RS, da marca Votoran, devido à maior finura em relação aos demais, que pode contribuir no aumento da

fluidez, além da possibilidade de desforma das vigas após 24 horas da moldagem. A Tabela 5.2 apresenta as características químicas e físicas do cimento informadas pelo fabricante, estando todas em conformidade com a NBR 5733 (ABNT, 1991).

Tabela 5.2: Caracterização física e química do cimento CPV-ARI-RS.

Caracterização física	Área específica Blaine (cm ² /g)	4850	
	Finura – resíduo na peneira (%)	# 200	0,00
		# 325	1,20
	Tempo de pega (min)	Início	225
		Fim	260
	Resistência à compressão (MPa)	1 dia	21,20
		3 dias	31,80
		7 dias	37,00
28 dias		46,40	
Caracterização química	Perda ao fogo (%)	3,20	
	Resíduo insolúvel (%)	10,20	
	MgO (%)	6,02	
	SO ₃ (%)	3,08	

Fonte: Votorantim Cimentos

5.2.1.2 Agregados

Como agregado miúdo foi utilizada uma composição de 50% de areia natural de rio, de granulometria fina, e 50% de areia de britagem de rocha granítica, visando assim uma granulometria ideal.

Os agregados graúdos foram provenientes de britagem de rocha granítica, com dimensão máxima característica de 9,5 mm e 19,0 mm, denominados comercialmente de brita 0 e brita 1, respectivamente.

A caracterização dos agregados consistiu na determinação da distribuição granulométrica (NBR NM 248, 2003), teor de material pulverulento (NBR NM 46, 2003) e massa específica (NBR NM 52, 2009);

NBR NM 53, 2009). As características físicas dos agregados utilizados estão apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Características físicas dos agregados empregados.

	Abertura das peneiras (mm)	Areia Natural	Areia Britagem	Brita 0	Brita 1
		Granulometria (% retida acumulada)	37,5	-	-
	25	-	-	-	-
	19,0	-	-	-	4,29
	12,5	-	-	-	51,73
	9,5	-	-	5,37	87,10
	6,3	-	-	36,76	98,17
	4,8	-	0,39	69,04	99,08
	2,4	-	16,82	100,00	100,00
	1,2	-	44,12	100,00	100,00
	0,6	0,09	58,70	100,00	100,00
	0,3	28,80	73,88	100,00	100,00
	0,15	93,66	85,75	100,00	100,00
	0,075	100,00	100,00	100,00	100,00
Dimensão máxima característica do agregado		0,6	4,8	9,5	19,0
Módulo de finura		2,23	3,80	-	-
Massa específica (kg/dm ³)		2,67	2,68	2,67	2,68
Teor de material pulverulento (%)		-	8,4	0,95	0,78

Para determinação da dimensão máxima característica do agregado graúdo a norma NBR NM 248 (ABNT, 2003) considera somente abertura nominal da malha da peneira na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5%, não sendo avaliada a distribuição granulométrica do

agregado. Para os agregados graúdos utilizados observa-se uma grande variação na distribuição granulométrica, sendo na brita 1 a maioria partículas retida na peneira 12,5 mm enquanto para a brita 0 há uma menor variação na distribuição entre as peneiras 6,3 mm, 4,8 mm e 2,4 mm.

5.2.1.3 Fíler calcário

Nos concretos autoadensáveis utilizou-se fíler calcário calcítico, como forma de promover maior viscosidade sem interferência na resistência à compressão do concreto. Este material foi proveniente da empresa CALFIPAR, localizada em Almirante Tamandaré – PR. Nas Tabelas 5.4 e 5.5 apresentam-se as características químicas e granulométricas do material, respectivamente, fornecidas pelo fabricante.

Tabela 5.4: Características químicas do fíler calcário.

Composto	Teor (% em massa)
CaO	47,0 a 50,0
MgO	3,2 a 4,5
Fe ₂ O ₃	0,2
Perda ao fogo	39,5 a 42,0
Resíduo insolúvel	5,0 a 9,0

Fonte: Calfipar

Tabela 5.5: Granulometria do fíler calcário.

Abertura da peneira (µm)	% retida
297	0,0
177	0,0 a 0,4
74	6,0 a 8,0
% Passante na peneira 74	92,0 a 94,0

Fonte: Calfipar

5.2.1.4 Aditivo

Para produção dos concretos autoadensáveis foi empregado o aditivo superplastificante à base de policarboxilato de sódio, TEC-FLOW 8000, da empresa RheoSet, cujas principais características são apresentadas na Tabela 5.6, conforme especificação do fabricante.

Tabela 5.6: Características do aditivo TEC-FLOW 8000.

Propriedade	Característica
Componente químico	Policarboxilato Modificado
Faixa de concentração	49%
Cor e odor	Amarelo turvo e odor característico
Peso específico	$1,10 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
Voláteis (% em massa)	51,0 %
Estado físico à temp. ambiente	Líquido
pH	$5,5 \pm 1,0$

Fonte: RheoSet

5.2.2 Definição dos traços

A dosagem dos concretos partiu de um traço piloto 1:6 (1:m), sendo “m” a relação agregados secos/massa de cimento, adotando-se uma relação água/cimento igual a 0,56.

Considerando a maior dificuldade de se obter fluidez em concretos autoadensáveis com agregados de maior granulometria e com baixo teor de argamassa, buscou-se inicialmente dosar os concretos convencional e autoadensável CC1 e CAIN, respectivamente. Adotou-se o teor de argamassa destes concretos igual a 56%, considerado como um valor intermediário entre os dois materiais, observando a necessidade de um maior volume de argamassa no concreto autoadensável, porém evitando aumentar excessivamente a trabalhabilidade do concreto convencional.

O concreto autoadensável recebeu adição de materiais finos, para promover maior estabilidade, sendo adotada a substituição de 35% da massa de agregado miúdo seco por filer calcário. Todos os concretos autoadensáveis foram dosados com mesmo volume de materiais finos (filer + cimento) em torno de 600 kg/m^3 de concreto.

O concreto convencional foi produzido sem a utilização de aditivos. Para o concreto autoadensável empregou-se o aditivo superplastificante à base de policarboxilato. A massa de aditivo dosada inicialmente correspondeu a 0,3% da massa de cimento, sendo este valor ajustado durante a produção do concreto conforme resultados dos ensaios de espalhamento.

Mantendo fixo o fator água/materiais secos (H), o traço piloto foi desdobrado em outras duas relações de agregados secos/massa de cimento, 1:4,5 e 1:7,5, possibilitando avaliar o teor de argamassa

escolhido. Na Tabela 5.7 são apresentadas as características das misturas dos traços pilotos para os concretos autoadensável e convencional.

Tabela 5.7: Características das misturas dos traços pilotos para as diferentes relações de agregados secos/massa de cimento.

Material	CA1N			CC1		
	4,5	6,0	7,5	4,5	6,0	7,5
Cimento (kg)	9,96	7,79	6,4	9,93	7,77	6,38
Filer (kg)	7,25	7,96	8,42	-	-	-
Areia Natural (kg)	6,93	7,61	8,05	10,63	11,67	12,35
Areia Britagem (kg)	6,96	7,65	8,09	10,69	11,74	12,42
Brita (kg)	24,1	24,0	23,94	24,04	23,94	23,87
Aditivo (g)	36,94	28,91	30,45	-	-	-
Água (kg)	4,41	4,56	4,51	4,22	4,12	4,16
a/c	0,44	0,59	0,71	0,43	0,53	0,65

De cada traço piloto foram moldados três corpos-de-prova para determinar a resistência à compressão axial do concreto e traçar a curva de correlação entre resistência média à compressão axial e relação água/cimento, apresentada a Figura 5.1.

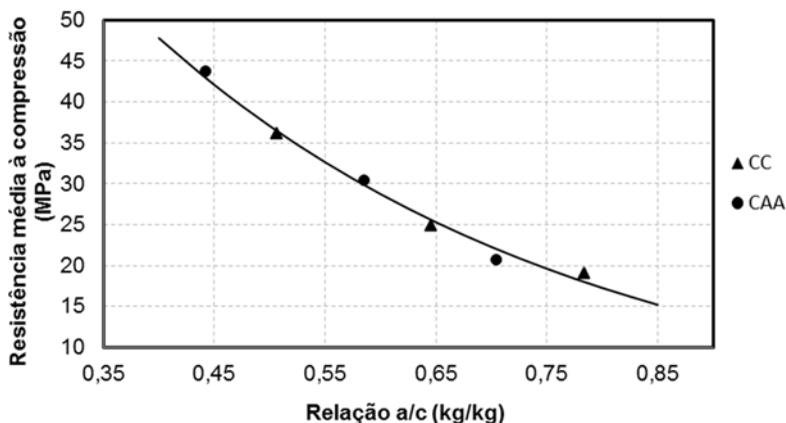


Figura 5.1: Curva de correlação entre resistência média à compressão axial e relação a/c.

Os concretos foram dosados inicialmente para uma resistência à compressão axial próximo a 35 MPa. Baseando-se na curva de correlação da resistência à compressão da Figura 5.1 optou-se por reduzir a relação a/c para 0,52, sendo calculada a relação agregados secos/cimento em massa (m) igual a 4,67 e o consumo de cimento aproximado a 385 kg/m³ de concreto.

Com estes parâmetros foram definidas as composições dos concretos com mesmo volume de agregado graúdo (CA1N, CA0N, CC1 e CC0) e a partir destes, os traços dos concretos autoadensáveis com volume reduzido de agregados, CA1R e CA0R, substituindo 30% do volume do agregado graúdo por agregado miúdo, resultando no aumento do teor de argamassa destes concretos para 69%.

Na Tabela 5.8 são apresentados os consumos de materiais dos traços finais do estudo de dosagem.

Tabela 5.8: Características dos traços finais para produção de 1 m³ de concreto.

Mistura	Quantidade por m ³ de concreto							
	Cimento (kg)	Filer (kg)	Areia Natural (kg)	Areia Britagem (kg)	Brita 0 (kg)	Brita 1 (kg)	Água (kg)	Aditivo S.P. (kg)
CC1	385,18	-	418,54	417,41	-	964,59	200,29	-
CC0	385,18	-	418,54	417,41	961,10	-	200,29	-
CA1N	385,18	214,77	312,88	312,04	-	964,59	200,29	0,87
CA0N	385,18	214,77	312,88	312,04	961,10	-	200,29	0,77
CA1R	385,72	215,08	456,45	455,23	-	676,02	200,57	1,15
CA0R	385,72	215,08	456,45	455,23	673,58	-	200,57	1,11

5.2.3 Propriedades do concreto no estado fresco

O concreto convencional foi avaliado no estado fresco quanto à sua trabalhabilidade realizando o ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme especificado pela NBR NM 67 (ABNT, 1998). As propriedades avaliadas do concreto autoadensável no estado fresco foram o espalhamento, a habilidade passante e a viscosidade plástica aparente, conforme ensaios definidos pela norma NBR 15823 (ABNT, 2010).

5.2.4 Propriedades do concreto no estado endurecido

Durante a etapa de dosagem dos concretos foram avaliadas, no estado endurecido, as resistências à compressão axial, tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade, realizando os ensaios

definidos pelas normas NBR 5739 (ABNT, 2007), NBR 7222 (ABNT, 2011) e NBR 8522 (ABNT, 2008), respectivamente.

5.3 Ensaios de vigas

Utilizando os traços de concreto convencional e autoadensável desenvolvidos foram moldadas trinta e seis vigas, com geometria retangular, empregando armadura longitudinal e variando a presença da armadura transversal. Cada viga foi submetida a um ensaio de flexão a quatro pontos, avaliando-se as deflexões, as forças cortantes de ruptura, a quantidade, espaçamento e abertura das fissuras.

5.3.1 Características geométricas e sistema de ensaio

As dimensões das vigas ensaiadas foram definidas considerando a limitação dos equipamentos disponíveis para realização dos ensaios, sendo adotada seção transversal retangular de 100 mm x 250 mm e comprimento total de 1500 mm, apoiadas sobre roletes de aço, com 50 mm de diâmetro, distando 1300 mm entre si.

O carregamento consistiu em duas cargas concentradas distando 500 mm dos apoios, conforme esquema de ensaio apresentado na Figura 5.2, resultando em uma relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da seção transversal (a/d) em torno de 2,25. Esta configuração de ensaio foi definida seguindo a literatura revisada, pois, para uma relação a/d próxima a 2,5 são esperadas fissuras inclinadas independentes das fissuras de flexão, com o efeito de arco sendo minimizado.

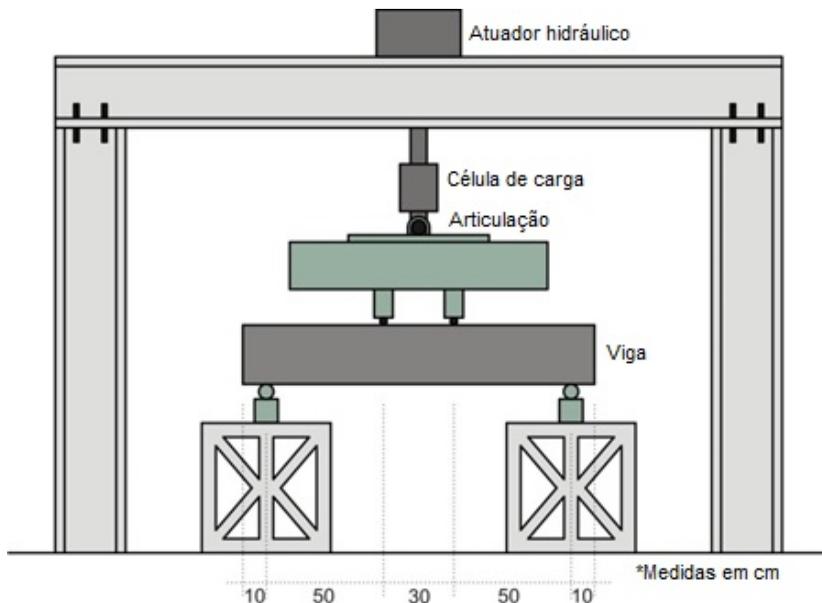


Figura 5.2: Esquema do pórtico para ensaios de vigas.

5.3.2 Características da armadura

Foram utilizadas para a armadura de cisalhamento e como auxiliares na zona comprimida fios de aço classe CA-60, com diâmetro nominal igual a 5,0 mm. Para armadura longitudinal de flexão foram utilizadas barras de aço classe CA-50, com diâmetro nominal igual a 16 mm. Todas as vigas apresentavam armadura longitudinal composta por 2 barras de aço CA-50 com 16 mm de diâmetro, correspondente a uma taxa de armadura longitudinal igual a 1,61%, e 2 fios de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro como armadura auxiliar de montagem.

As vigas com armadura transversal foram montadas com estribos de aço CA-60, de 5,0 mm de diâmetro espaçados em 200 mm, correspondentes a uma taxa de armadura transversal igual a 0,195%. A armadura definida objetivou garantir a ruptura das vigas por força cortante, sendo empregada taxa de armadura transversal superior à taxa mínima determinada pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014), adotando-se espaçamento superior ao máximo definido pela norma pois, considerando as dimensões reduzidas da seção transversal, poderia haver ruptura por flexão. Para as vigas sem armadura transversal foram utilizados estribos

nas extremidades e na região de aplicação de cargas ficando o vão cisalhante isento de armadura.

Para determinação das propriedades mecânicas das barras e fios de aço usados nas armaduras das vigas foram ensaiadas à tração três amostras destas barras, seguindo as recomendações da norma NBR 6892 (ABNT, 2013), sendo determinadas as tensões de escoamento e ruptura e as deformações específicas no início do escoamento, conforme apresentado na Tabela 5.9. No Apêndice B são apresentadas as curvas de tensão vs. deformação das barras ensaiadas.

Tabela 5.9: Propriedades mecânicas das barras e fios de aço.

Classe	Amostra	ϕ_{nom} (mm)	$\phi_{ef.}$ (mm)	f_y (MPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	ϵ_{y^*} (%)	ϵ_{y,m^*} (%)	ϵ_y (%)	$\epsilon_{y,m}$ (%)	f_u (MPa)	$f_{u,m}$ (MPa)
CA-60	1	5,0	4,98	644		3,17		5,18		697	
	2	5,0	4,96	700	658	3,59	3,27	5,58	5,26	768	720
	3	5,0	4,98	632		3,05		5,01		696	
CA-50	4	16,0	15,8	557		2,78		3,17		666	
	5	16,0	15,8	530	538	2,65	2,67	3,16	3,15	649	654
	6	16,0	15,8	526		2,59		3,12		647	

ϵ^*y : Deformação específica de escoamento correspondente ao gráfico tensão vs. deformação específica bilinear.

As características geométricas e o detalhamento das armaduras longitudinal e transversal das vigas são apresentadas na Figura 5.3.

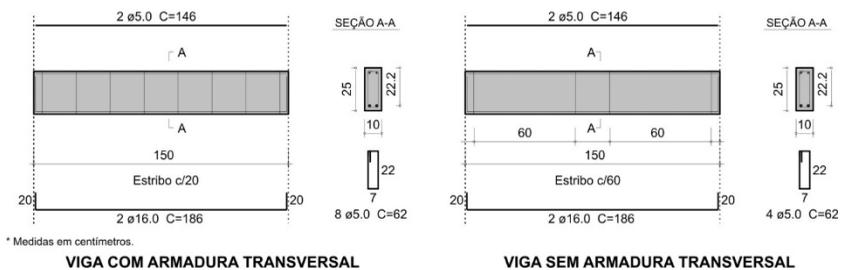


Figura 5.3: Detalhamento da armadura das vigas.

5.3.3 Moldagem das vigas e corpos-de-prova

Para moldagem das vigas foram utilizadas fôrmas produzidas com chapas de MDF (*Medium Density Fiberboard*) plastificado, evitando a necessidade de desmoldante e permitindo a sua reutilização durante todo

o experimento. Para garantir um cobrimento mínimo da armadura igual a 15 mm foram utilizados espaçadores de plástico nas extremidades e no meio da viga.

Os concretos foram produzidos utilizando uma betoneira com capacidade de mistura de 150 litros, de forma que com cada betonada eram moldadas três vigas e seis corpos-de-prova cilíndricos, para realização dos ensaios de resistência à compressão axial.

O lançamento do concreto convencional demandou a utilização de conchas para retirada do material da betoneira e aplicação nas fôrmas e de um vibrador de imersão, com agulha de 25 mm de diâmetro, para adensamento. Devido a sua capacidade de fluir pelas fôrmas e entre as armaduras, o concreto autoadensável foi lançado em toda a extensão da viga utilizando baldes, sem a necessidade de adensamento mecânico, não apresentando segregação ou exsudação, e reduzindo a mão de obra necessária para concretagem das vigas.

Após 24 horas de concretagem as vigas e os corpos-de-prova foram desmoldados e armazenados dentro do Laboratório de Experimentação em Estruturas sob uma lona plástica, sendo umedecidas diariamente durante os sete primeiros dias. Após este processo de cura as vigas foram mantidas nas condições climáticas do laboratório até a data de realização dos ensaios.

Três corpos-de-prova de cada betonada foram submetidos ao mesmo processo de cura das vigas enquanto outro três foram armazenados em câmara de cura úmida do Laboratório de Materiais de Construção Civil até atingir 28 dias de idade, visando seguir as recomendações na norma NBR 5738 (ABNT, 2008) para determinação da resistência característica do concreto.

5.3.4 Instrumentação e execução dos ensaios

Previamente à realização dos ensaios, as vigas tiveram suas faces pintadas com tinta látex a base de acetato de polivinila (PVA) na cor branca, de forma a facilitar a visualização das fissuras. Para evitar a perfuração posterior das vigas para instalação de instrumentação, durante a concretagem foram posicionados dois eletrodutos de PVC com 12,5 mm de diâmetro nas extremidades das laterais das fôrmas.

A instrumentação utilizada nas vigas é apresentada na Figura 5.4. Nas laterais das vigas foram instaladas barras de alumínio posicionadas sobre roldanas de nylon parafusadas nos furos deixados nas extremidades da viga durante a concretagem. A posição das barras de alumínio era coincidente com os apoios das vigas por esta posição ser considerada como indeslocável verticalmente.

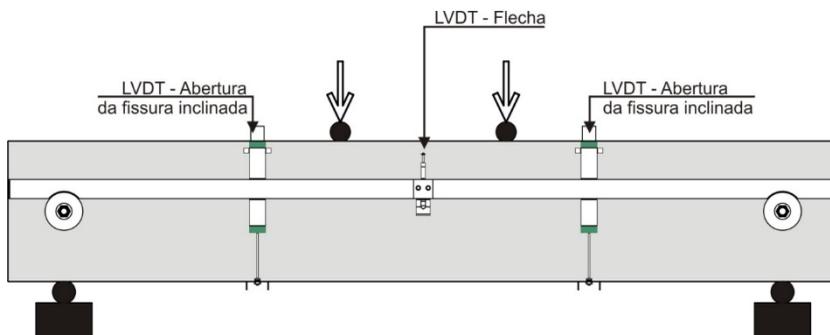


Figura 5.4: Instrumentação das vigas.

No meio do vão das vigas foram instalados dois transdutores lineares de deslocamento (LVDTs), marca HBM, modelo WI-10, com curso de 10 mm, parafusados nas barras de alumínio, em cada lado da viga, de forma a medir o deslocamento vertical (flecha) durante a aplicação de cargas. Uma cantoneira de aço foi parafusada na viga, na altura da linha neutra, servindo como base de medição do deslocamento para os LVDTs.

A abertura da fissura de cisalhamento era medida utilizando transdutores de deslocamento, marca Gefran, modelo LTM 100, com curso de 100 mm, instalados a 150 mm do ponto de aplicação da carga, fixados com parafusos na parte superior da face lateral da viga e em uma cantoneira parafusada na face inferior da viga, sendo utilizados um medidor em cada vão cisalhante devido à incerteza sobre o lado de ruptura da viga.

A aplicação da carga foi realizada utilizando um atuador hidráulico acoplado a uma célula de carga, marca Kratos, com capacidade de 200 kN, com incremento de carga de 500 N/s até se alcançar a ruptura.

Visando a anotação da quantidade e extensão das fissuras foram definidas paradas de aproximadamente 2 minutos durante os ensaios, sendo realizadas nas vigas sem armadura transversal em 20 kN e 40 kN e nas vigas com armadura transversal em 30 kN, 60 kN e 90 kN. Estes valores foram definidos a partir da capacidade de carga teórica das vigas, visando avaliar o comportamento das vigas nos estádios I e II.

Os transdutores de deslocamento e a célula de carga foram conectados a um sistema de aquisição de dados modelo Spider8 da marca HBM, permitindo assim a análise do comportamento das vigas em relação às flechas e abertura de fissura de cisalhamento durante o carregamento.

5.3.5 Avaliação da capacidade de carga teórica das vigas

As capacidades de carga teóricas das vigas ao cisalhamento foram determinadas de acordo com as expressões das normas americana ACI 318 (ACI, 2011), europeia Eurocode 2 (CEN, 2004), canadense A23.3 (CSA, 2004) e brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando os coeficientes de segurança unitários, sendo comparadas aos resultados experimentais.

5.4 Ensaios de cisalhamento direto

Com os mesmos materiais e composições dos concretos convencionais e autoadensáveis utilizados para produção das vigas foram moldados 18 exemplares de concreto armado, três para cada composição estudada, visando quantificar a influência da trabalhabilidade e fluidez do concreto e da granulometria e volume dos agregados graúdos empregados.

5.4.1 Dimensões e armadura dos exemplares

Na Figura 5.5 são apresentadas as dimensões e a armadura utilizada nos exemplares ensaiados à cisalhamento direto. Estas dimensões foram definidas após a revisão bibliográfica sobre o assunto, sendo semelhantes aos exemplares empregados por Hofbeck *et al.* (1969), Mattock e Hawkins (1972) e Sells *et al.* (2013).

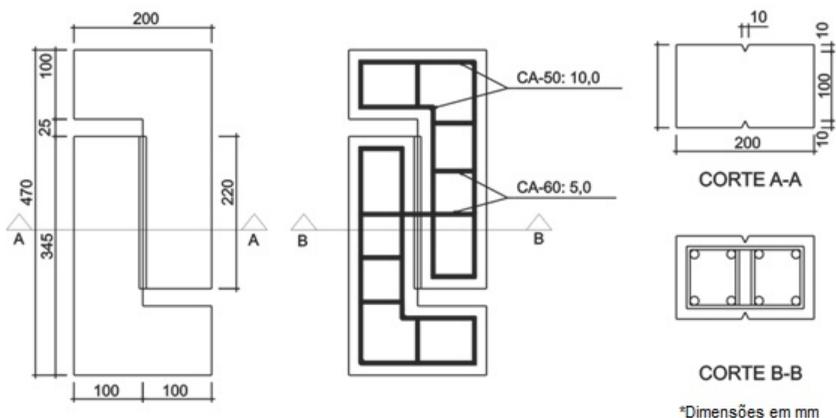


Figura 5.5: Dimensões dos exemplares e detalhamento da armadura.

Os exemplares foram moldados utilizando armadura transversal ao plano de cisalhamento composta por 1 estribo retangular de aço CA-

60 com 5 mm de diâmetro, totalizando 2 fios através do plano cisalhante. Além disso, foi empregada uma armadura adicional, formada por barras de aço CA-50 e fios de aço CA-60 com 10,0 mm e 5 mm de diâmetro, respectivamente, visando evitar o fendilhamento dos exemplares.

5.4.2 Moldagem dos exemplares

Os exemplares para ensaio foram moldados utilizando fôrmas de MDF (Figura 5.6), posicionando a armadura em seu interior e utilizando espaçadores plásticos para evitar o contato da armadura com a forma. Visando garantir que a fissuração ocorresse no plano de cisalhamento foram inseridas duas cunhas nas laterais das fôrmas, restringindo o plano de cisalhamento a 100 mm x 220 mm. Desta forma as peças apresentavam taxa de armadura transversal igual a 0,177%, valor este próximo à taxa empregada nas vigas ensaiadas à flexão.



Figura 5.6: Forma com armadura dos exemplares dos ensaios de cisalhamento direto.

Para produção dos concretos utilizou-se uma betoneira com tambor de 120 litros, sendo produzidos 45 litros em cada betonada, suficientes para realização dos ensaios de caracterização no estado fresco, concretagem de 3 exemplares para ensaio de cisalhamento direto e moldagem de 3 corpos-de-prova para determinação da resistência à compressão axial do concreto.

Todas as peças foram concretadas no mesmo dia e desmoldadas após 24 horas, sendo identificadas, cobertas com uma lona plástica e umedecidas diariamente durante os sete primeiros dias, permanecendo

nas condições de temperatura e umidade do ambiente do Laboratório de Experimentação em Estruturas até a idade de ruptura, 28 dias (Figura 5.7).



Figura 5.7: Exemplos de cisalhamento direto e corpos-de-prova cilíndricos.

5.4.3 Montagem e execução dos ensaios

Os ensaios foram realizados utilizando o pórtico de reação do Laboratório de Experimentação em Estruturas. A carga vertical foi aplicada utilizando um atuador hidráulico com capacidade de 200 kN, acoplado a uma célula de carga, marca Kratos, com capacidade de 200 kN, a uma taxa média de incremento de carga de 50 N/s, até a ruptura da peça, conforme apresentado na Figura 5.8.



Figura 5.8: Montagem do ensaio de cisalhamento direto.

Os ensaios foram instrumentados utilizando quatro transdutores lineares de deslocamento, da marca HBM, modelo WI-10, com curso de 10 mm, sendo dois instalados verticalmente, próximos ao centro das abas do exemplar, visando medir o deslocamento vertical do plano cisalhante, e os outros dois transdutores instalados horizontalmente, visando medir a abertura da fissura de cisalhamento.

Em um exemplar de cada concreto, identificados com a letra “A”, foram medidas as deformações dos dois fios de aço do estribo que atravessavam perpendicularmente o plano cisalhante utilizando extensômetros elétricos de resistência, marca Kyowa, modelo KFG-5-120-C1-11, colados nas barras. Os extensômetros foram instalados distantes aproximadamente 10 mm do plano de cisalhamento evitando

assim o descolamento ou ruptura quando ocorresse a formação da fissura e deslocamento vertical deste plano.

A célula de carga instalada na prensa, os transdutores de deslocamento e os extensômetros elétricos foram conectados a um sistema de aquisição de dados, modelo Spider8 da marca HBM, com captura dos dados em intervalos de tempo de 1 segundo.

5.5 Resultados dos ensaios

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios à flexão das vigas produzidas com as composições definidas anteriormente, onde foram obtidos o modo e a força cortante de ruptura, a deflexão no centro do vão, o padrão de fissuração, abertura e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento, e os resultados dos exemplares submetidos aos ensaios de cisalhamento direto, onde foram obtidas as tensões de formação da fissura de cisalhamento e de ruptura, a abertura desta fissura e o deslocamento vertical do plano de cisalhamento.

5.5.1 Propriedades dos concretos

Na Tabela 5.10 são apresentadas as propriedades no estado fresco dos concretos dosados, obtidas nos ensaios de abatimento de tronco de cone, espalhamento, massa específica, funil V e caixa L.

Tabela 5,10: Propriedades dos concretos do estudo de dosagem no estado fresco.

Concreto	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	Massa específica (kg/m ³)	Funil V (s)	Caixa L
CC1	90	-	2.424	-	-
CC0	85	-	2.391	-	-
CA1N	-	735	2.391	19,63	0,87
CA0N	-	705	2.391	21,52	0,81
CA1R	-	795	2.367	11,94	0,87
CA0R	-	785	2.421	10,42	0,83

A partir destes resultados os concretos CA1N, CA1R, CA0N e CA0R podem ser classificados como autoadensáveis, apresentando boa fluidez e viscosidade, sendo capazes de passar por armaduras e apresentar um bom acabamento final. Verifica-se que a redução do volume de agregado graúdo melhorou a trabalhabilidade e fluidez do concreto, aumentando o diâmetro de espalhamento e reduzindo o tempo de

escoamento pelo Funil V, entretanto, o autonivelamento na Caixa L não apresentou variação significativa.

Os concretos convencionais apresentaram resultados de abatimento compatíveis com o teor de argamassa empregado e a baixa relação água cimento, iguais a 56% e 0,52, respectivamente.

As massas específicas dos concretos apresentaram valores próximos, com uma média igual a 2.397,5 kg/m³, indicando que não houve alterações na incorporação de ar durante a mistura.

Na Tabela 5.11 são apresentadas as médias e os desvios padrão das resistências à compressão axial, tração, medida por ensaio de compressão diametral, e módulo de elasticidade (E_{ci}), dos concretos dosados, calculadas a partir dos resultados de três corpos-de-prova ensaiados aos 28 dias.

Tabela 5.11: Propriedades dos concretos do estudo de dosagem no estado endurecido.

Concreto	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	E_{ci} (GPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	Desvio padrão (GPa)
CC1	40,0	40,0	0,06	4,0	4,2	0,32	30,9	30,9	0,20
	39,9			4,1			30,7		
	40,0			4,6			31,1		
CC0	43,2	41,8	1,36	4,4	4,4	0,06	30,4	30,5	2,95
	40,5			4,3			27,6		
	41,6			4,4			33,5		
CA1N	42,3	44,6	2,00	3,8	4,0	0,32	25,7	28,7	2,65
	45,3			3,9			29,9		
	46,1			4,4			30,6		
CA0N	44,6	43,7	1,29	3,5	3,9	0,45	29,2	29,3	0,12
	42,2			3,9			29,4		
	44,2			4,4			29,2		
CA1R	48,6	48,0	0,60	4,7	4,3	0,32	31,6	32,8	3,42
	48,1			4,1			30,2		
	47,4			4,2			36,7		
CA0R	45,5	45,4	0,12	4,4	4,2	0,26	41,4	38,3	4,20
	45,5			4,3			39,9		
	45,3			3,9			33,5		

As médias das resistências à compressão apresentaram valores inferiores a 50 MPa, objetivo inicial do trabalho, observando-se pequena variação nos valores de resistência média a compressão e tração.

Os corpos-de-prova foram submetidos a ciclos de carga entre 0,5 MPa e 0,3 f_c , sendo determinado o módulo de elasticidade cordal entre estes dois valores que, de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2008), é perfeitamente equivalente ao módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), ou módulo de elasticidade. Os concretos autoadensáveis produzidos com mesmo volume de agregado do concreto convencional apresentaram módulos de elasticidade inferiores aos concretos convencionais. A

redução do volume de agregado graúdo elevou o valor do módulo de elasticidade, indicando que o teor de argamassa e volume de agregados pode influenciar nestas propriedades, além de um possível efeito do filler. Entretanto, são necessários mais ensaios para comprovar este resultado.

5.5.2 Ensaios de vigas

Neste item são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de flexão a quatro pontos das vigas sem e com armadura transversal. A moldagem das vigas empregou os concretos desenvolvidos no estudo de dosagem. O volume de concreto produzido em cada betonada era suficiente para moldagem de três vigas e seis corpos-de-prova dos quais três foram submetidos à cura em câmara úmida e outros três permaneceram junto às vigas no laboratório até a data dos ensaios.

As médias das resistências à compressão axial dos concretos utilizados na moldagem das vigas, com e sem armadura transversal, são apresentadas na Tabela 5.12, agrupadas conforme procedimento de cura.

Tabela 5.12: Resistência média à compressão axial dos concretos utilizados nas vigas.

Concreto	Com armadura transversal		Sem armadura transversal	
	Câmara úmida	Laboratório	Câmara úmida	Laboratório
	f_{cm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{cm} (MPa)
CC1	42,4	47,0	32,6	36,2
CC0	35,2	41,2	36,7	42,1
CA1N	43,2	48,2	40,9	48,3
CA0N	40,2	42,7	35,8	37,2
CA1R	40,9	47,7	44,8	48,8
CA0R	46,3	47,4	44,4	45,4

Verifica-se que os corpos-de-prova mantidos no laboratório apresentaram resistência média à compressão axial superior aos concretos da câmara úmida, apesar da menor eficiência do processo de cura realizado no laboratório. A redução da resistência dos concretos mantidos na câmara úmida deve-se ao fato destes corpos-de-prova ser ensaiados saturados de água, ocasionando durante o ensaio de compressão um aumento de tensão interna devido à pressão hidráulica.

Analisando a resistência à compressão dos corpos-de-prova mantidos junto às vigas observa-se que apenas os concretos CC1 e CA0N não apresentaram resistência superior a 40 MPa. A variação na resistência

à compressão dos concretos das vigas em relação ao estudo de dosagem pode ser atribuída à umidade do agregado graúdo. Estes agregados foram armazenados em tambores plásticos ocorrendo o aumento da umidade do agregado conforme sua posição dentro do tambor, acarretando em pequenas variações na relação água cimento, que influenciaram a resistência à compressão do concreto.

5.5.2.1 Vigas sem armadura transversal

Os ensaios das vigas sem armadura transversal foram iniciados após o posicionamento das vigas sobre os apoios, conforme o esquema de ensaio de flexão a quatro pontos, apresentado na Figura 5.2, instalados os transdutores de deslocamentos, células de cargas e conectados os equipamentos ao sistema de aquisição de dados.

A carga foi aplicada de forma contínua com velocidade aproximada de 500 N/s, sendo realizadas duas paradas, em torno de 20 kN e 40 kN, correspondentes as forças cortantes iguais a 10 kN e 20 kN, respectivamente, para a demarcação e a contagem das fissuras, e em seguida o carregamento procedeu até a ruptura das vigas.

5.5.2.1.1 Força cortante última e modo de ruptura

Todas as vigas ensaiadas apresentaram ruptura por tração diagonal, com formação da fissura inclinada, que se prolongou na direção do apoio e do ponto de aplicação da carga, como pode ser verificado nas Figuras 5.9 a 5.14.

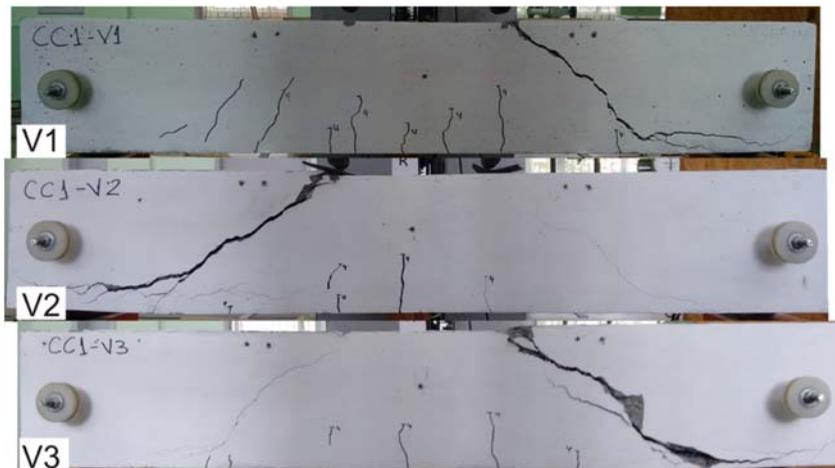


Figura 5.9: Vigas de concreto CC1 sem armadura transversal após ruptura.



Figura 5.10: Vigas de concreto CC0 sem armadura transversal após ruptura.

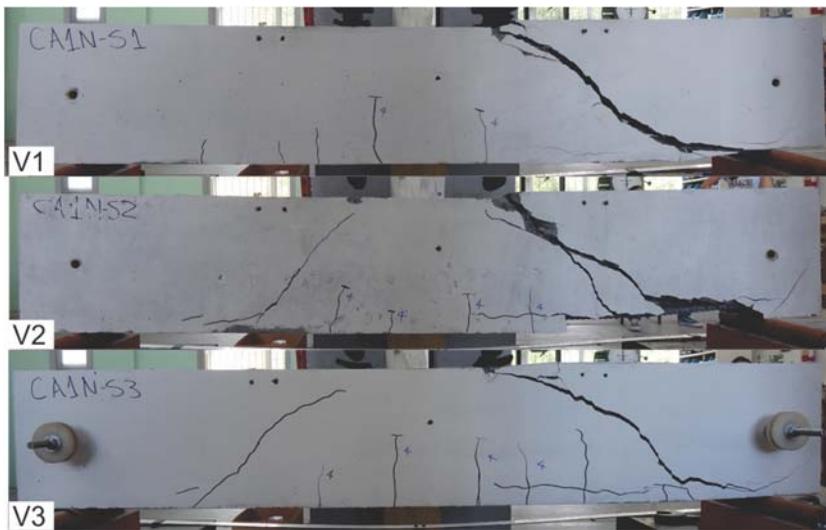


Figura 5.11: Vigas de concreto CA1N sem armadura transversal após ruptura.



Figura 5.12: Vigas de concreto CA1R sem armadura transversal após ruptura.



Figura 5.13: Vigas de concreto CA0N sem armadura transversal após ruptura.

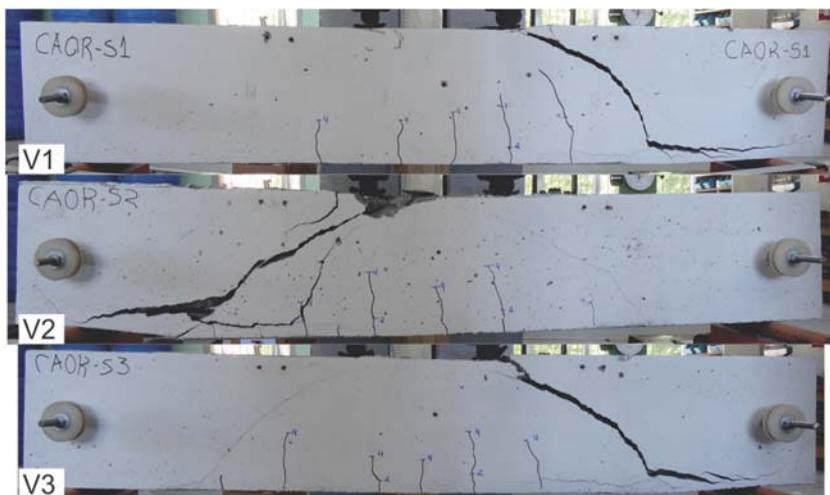


Figura 5.14: Vigas de concreto CA0R sem armadura transversal após ruptura.

Nas vigas CC1 V2, CC1 V3, CA1N V1, CA1N V2, CA0N V3 e CA0R V2 observou-se a abertura da fissura de cisalhamento de forma brusca, com magnitudes superiores a 0,5 mm, seguida do aumento da deflexão e da redução da carga aplicada. Após a formação desta fissura não ocorreu a ruptura imediata, como esperado, passando estas vigas a suportar um carregamento adicional, com ruptura em valores de força cortante próximo a 55 kN.

Este comportamento não foi característico de uma composição, pois ocorreu em exemplares de quatro das seis composições estudadas, com dimensões e volumes de agregado graúdo diferentes. A maior resistência destas vigas pode ser atribuída a um comportamento de arco, assumido pela viga após a abertura das fissuras de cisalhamento, tendo a armadura longitudinal atuado como um pino responsável por evitar o colapso imediato da viga. O prolongamento das fissuras ao longo da armadura longitudinal resultou na perda de aderência desta armadura e consequente ruptura total da estrutura.

Um comportamento semelhante a este foi observado por Sherwood (2008) em vigas de concreto convencional, sendo classificado como uma ação secundária que não deve ser tratada como um mecanismo de resistência ao cisalhamento, devido à considerável redução da tensão cisalhante após a formação da fissura de cisalhamento que indica a ruptura de uma das extremidades, e principalmente pelo fato da grande

abertura da fissura diagonal não ser consistente com o comportamento de ruptura ao cisalhamento.

Desta forma desconsiderou-se o comportamento pós-formação da fissura de cisalhamento destas vigas que apresentaram elevada resistência, sendo considerado o instante em que ocorreu a abertura brusca da fissura como força cortante última (V_U) e o valor máximo suportado pela viga como força cortante de ruptura (V_{Rup}).

Na Tabela 5.13 são apresentados os valores de força cortante última e de ruptura das vigas ensaiadas, assim como a média e o desvio padrão dos valores de força cortante última para os exemplares de cada composição de concreto.

Tabela 5.13: Força cortante última e de ruptura das vigas sem armadura transversal.

Concreto	Viga	V_U (kN)	$V_{U,m}$ (kN)	Desvio padrão (kN)	V_{Rup} (kN)	Lado de Ruptura
CC1	V1	38,0			38,0	D
	V2	40,0	40,4	2,62	50,3	E
	V3	43,2			45,3	D
CC0	V1	38,8			38,8	E
	V2	38,6	38,6	0,20	38,6	D
	V3	38,4			38,4	E
CA1N	V1	36,8			36,8	D
	V2	36,5	37,5	1,54	58,6	D
	V3	39,3			39,3	D
CA0N	V1	32,9			32,9	E
	V2	30,9	31,9	1,00	31,0	E
	V3	31,8			61,1	D
CA1R	V1	38,1			38,1	D
	V2	36,9	37,3	0,69	36,9	E
	V3	36,9			36,9	D
CA0R	V1	33,5			33,5	D
	V2	39,9	36,2	3,32	61,4	E
	V3	35,2			35,2	D

5.5.2.1.2 Fissuração

Durante a realização dos ensaios observou-se inicialmente a formação de fissuras de flexão, na região central do vão da viga, as quais se propagavam verticalmente com o aumento do carregamento. Observaram-se algumas fissuras com pequena inclinação nas regiões de cisalhamento devido a uma interação entre as tensões normais e cisalhantes.

Nos estágios finais de carregamento ocorreu a formação repentina da fissura inclinada, em um dos vãos cisalhantes ou em ambos, propagando-se rapidamente em direção ao ponto de aplicação da carga e do suporte sendo seguida de uma ruptura brusca da viga. Em alguns exemplares observou-se também a formação de fissuras paralelas às barras da armadura longitudinal, devido à transferência dos esforços para estas barras, superando a tensão de aderência entre as barras e aço e o concreto e resultando no colapso da viga.

Os esquemas de fissuração das vigas de concreto convencional, autoadensável com volume normal de agregado e com volume reduzido são apresentados nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17, respectivamente. Os numerais correspondem ao valor da carga total aplicada no momento de demarcação das fissuras, em kN, e com a letra “R” estão anotadas as fissuras que ocorreram entre a última parada e a ruptura. As linhas pontilhadas verticais correspondem à posição do LVDT de medição da abertura da fissura inclinada, enquanto a linha pontilhada inclinada corresponde à inclinação aproximada da fissura principal de cisalhamento, sendo o ângulo indicado na parte superior da viga.

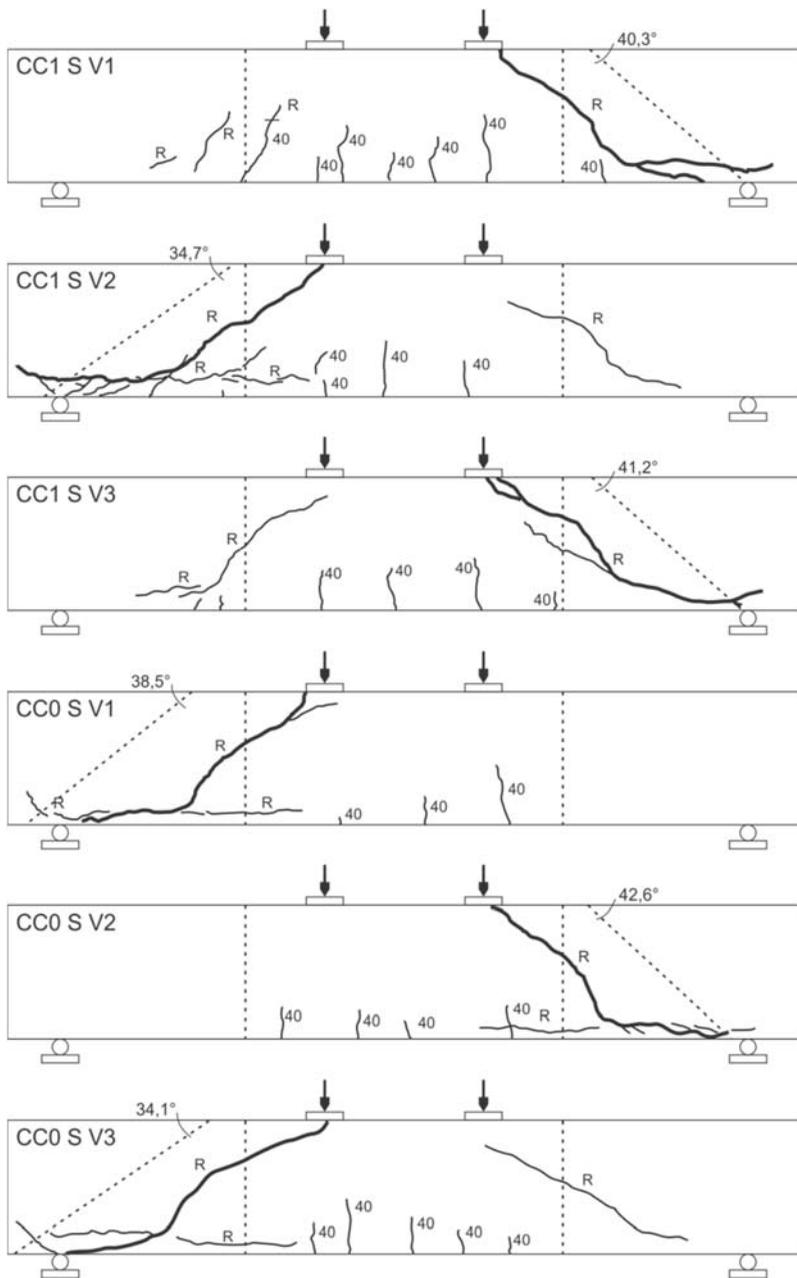


Figura 5.15: Esquema de fissuração das vigas de concreto convencional sem armadura transversal.

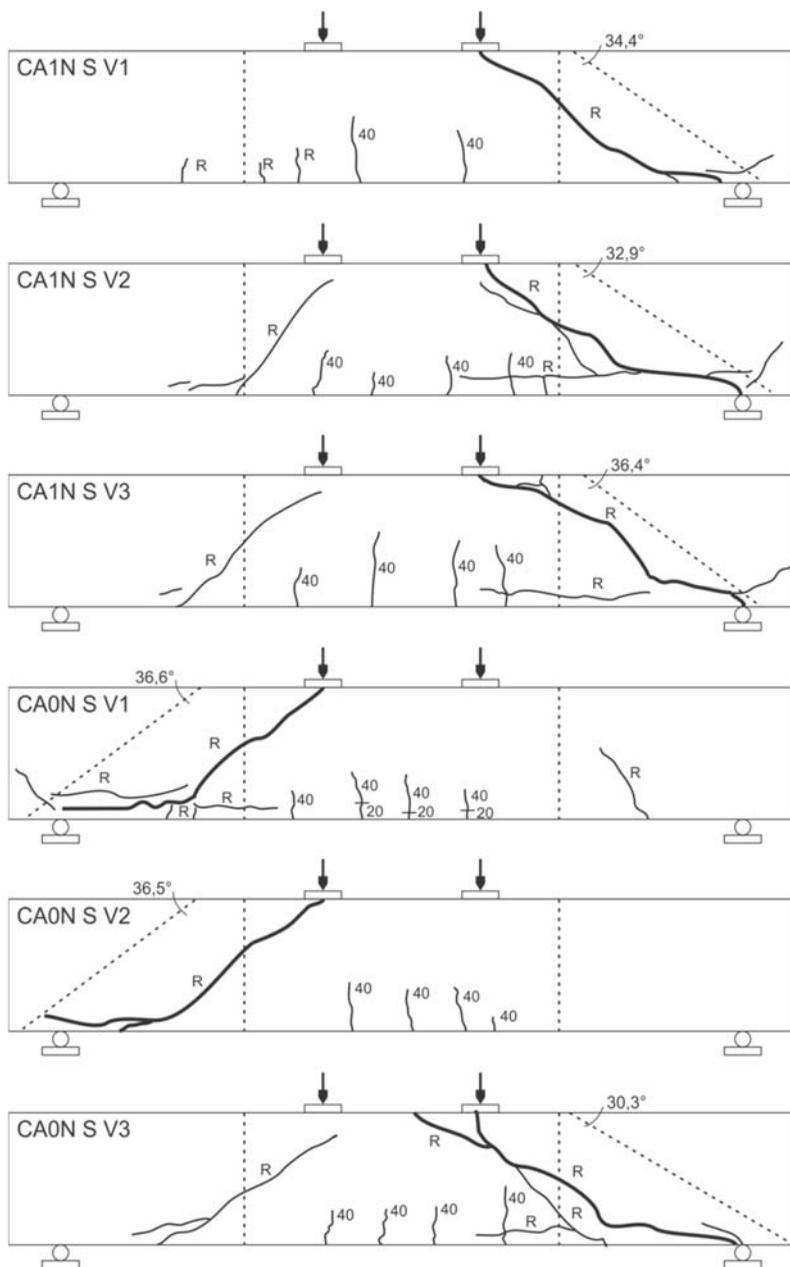


Figura 5.16: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal com volume padrão de agregado.

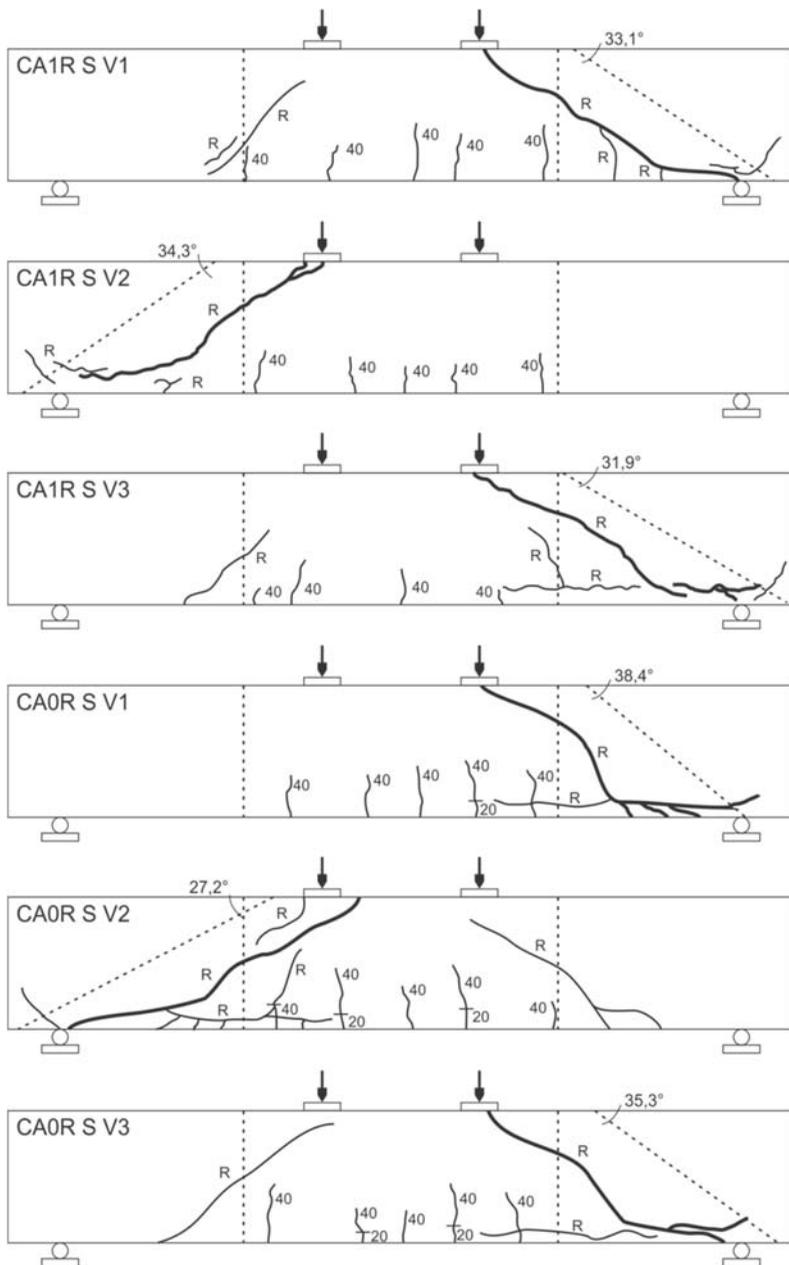


Figura 5.17: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal com volume reduzido de agregado.

Os gráficos de força cortante vs. abertura da fissura inclinada de cisalhamento das vigas sem armadura transversal são apresentados nas Figuras 5.18 a 5.23.

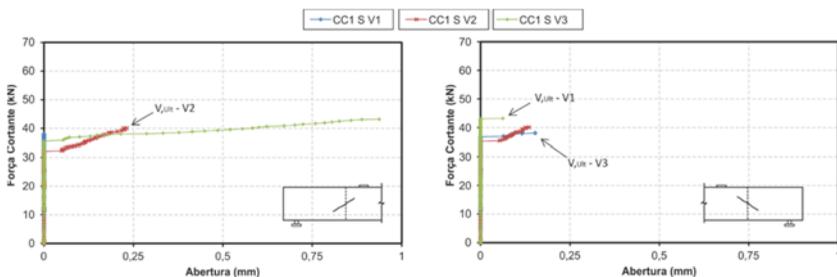


Figura 5.18: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CC1 sem armadura transversal.

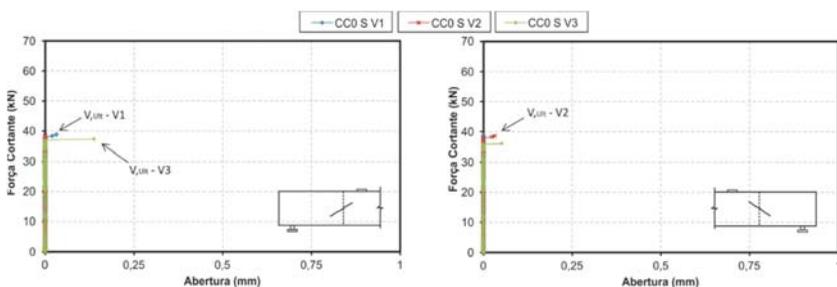


Figura 5.19: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CC0 sem armadura transversal.

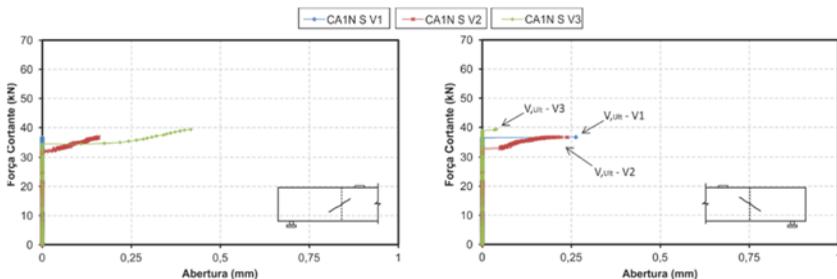


Figura 5.20: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA1N sem armadura transversal.

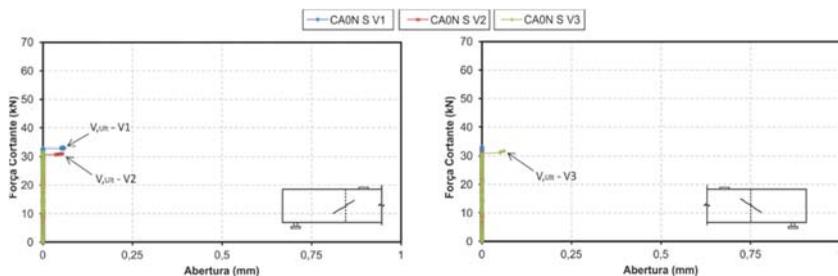


Figura 5.21: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA0N sem armadura transversal.

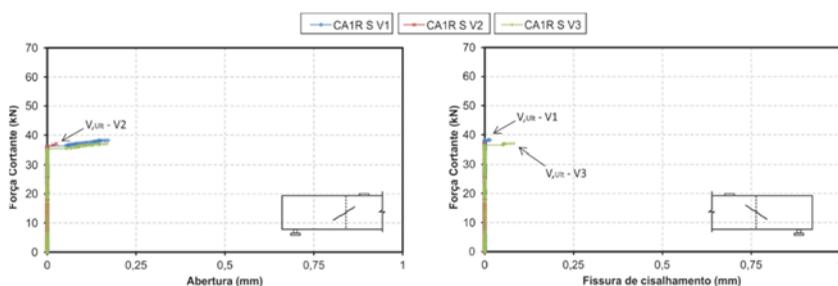


Figura 5.22: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA1R sem armadura transversal.

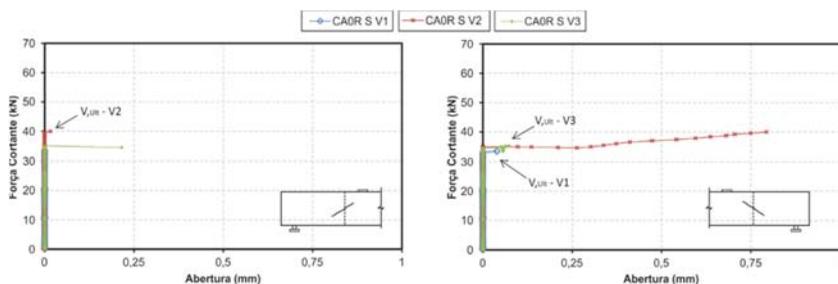


Figura 5.23: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas de concreto CA0R sem armadura transversal.

Nas vigas CC0 V1, CC0 V2, CA1N V1, CA0N V1, CA0N V2 e CA0R V2 observou-se a formação da fissura inclinada de cisalhamento em somente um dos vãos cisalhantes, ocorrendo a ruptura de forma brusca logo após a formação desta fissura, em valores de força cortante média igual a 35 kN, as demais vigas apresentaram fissura de cisalhamento nos dois vãos cisalhantes.

Nas vigas CC1 V1, CA1N V3, CA1R V1, CA1R V3 e CA0R V2 ocorreu a formação da fissura de cisalhamento em um dos vãos cisalhantes com abertura contínua ao longo do carregamento, entretanto a ruptura ocorreu no lado oposto ao de fissuração inicial, de forma brusca logo após a formação desta fissura.

A Tabela 5.14 apresenta os valores de aberturas das fissuras inclinadas medidas para força cortante última suportada pela viga, os ângulos de inclinação destas fissuras em relação à horizontal e a quantidade de fissuras verticais apresentadas pelas vigas após a ruptura.

Tabela 5.14: Abertura e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento e quantidade de fissuras nas vigas sem armadura transversal.

Concreto	Viga	w (mm)	w_m (mm)	θ_f (°)	θ_{f,m} (°)	Fissuras (un)
CC1	V1	0,15		40,3		6
	V2	0,23	0,15	34,7	38,7	3
	V3	0,06		41,2		4
CC0	V1	0,03		38,5		3
	V2	0,03	0,02	42,6	38,4	4
	V3	0,01		34,1		5
CA1N	V1	0,26		34,4		4
	V2	0,23	0,18	32,9	34,6	5
	V3	0,04		36,4		4
CA0N	V1	0,06		36,6		4
	V2	0,05	0,06	36,5	34,5	4
	V3	0,06		30,3		4
CA1R	V1	0,01		30,1		5
	V2	0,03	0,04	34,3	33,1	5
	V3	0,08		31,9		4
CA0R	V1	0,04		38,4		5
	V2	0,02	0,04	27,2	33,6	6
	V3	0,07		35,3		5

A fissuração das vigas ocorreu de forma semelhante entre os diferentes tipos de concreto, apresentando de 3 a 6 fissuras verticais de flexão entre as fissuras de cisalhamento.

As vigas apresentaram abertura média da fissura quando aplicada força cortante última entre 0,01 mm e 0,26 mm, observando-se nos concretos com volume padrão de agregado graúdo maior abertura de

fissura quando utilizado agregado de maior granulometria, não ocorrendo este efeito quando reduzido o volume do agregado.

A inclinação da fissura de cisalhamento foi determinada considerando uma reta tangente a esta fissura na região central da altura da viga, interceptando-a nos pontos onde houve mudança brusca de inclinação. Verificaram-se valores entre $27,2^\circ$ e $42,6^\circ$ com um valor médio igual a $35,3^\circ$, não havendo uma correlação direta entre a inclinação e a abertura das fissuras, porém as médias das inclinações apresentaram maiores valores nos concretos convencionais em relação aos autoadensáveis.

5.5.2.1.3 Deslocamentos verticais

As curvas de força cortante vs. deslocamento vertical, medidos no meio do vão das vigas ensaiadas, são apresentados nas Figuras 5.24 a 5.29. Um comportamento semelhante em termos de rigidez pode ser observado entre as vigas de mesmo concreto, com pequenas variações, atribuídas à formação das fissuras de flexão e a quantidade destas fissuras. Observam-se pequenas oscilações em valores de força cortante iguais a 10 kN e 20 kN, devido às paradas para anotação das fissuras. Próximo à força cortante última ocorreu a redução na inclinação da reta tangente à curva, devido à formação e abertura da fissura de cisalhamento.

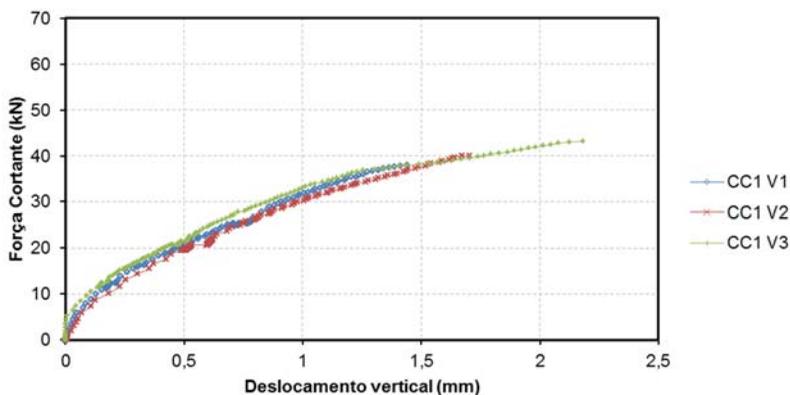


Figura 5.24: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC1 sem armadura transversal.

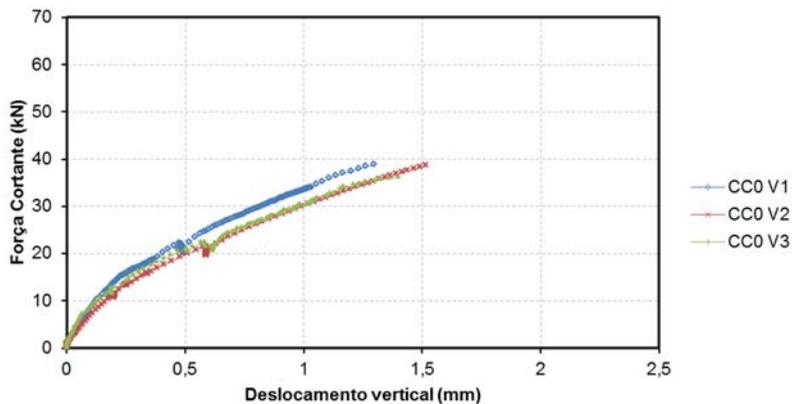


Figura 5.25: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC0 sem armadura transversal.

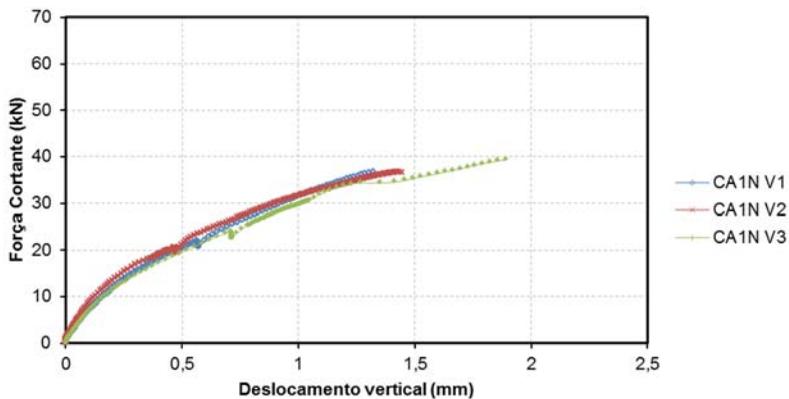


Figura 5.26: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1N sem armadura transversal.

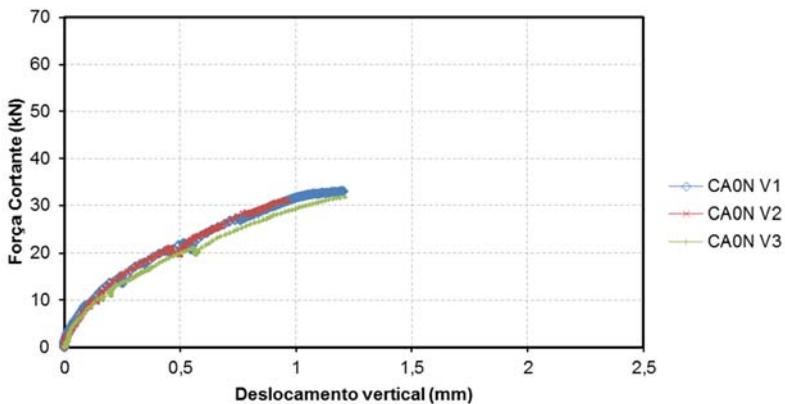


Figura 5.27: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0N sem armadura transversal.

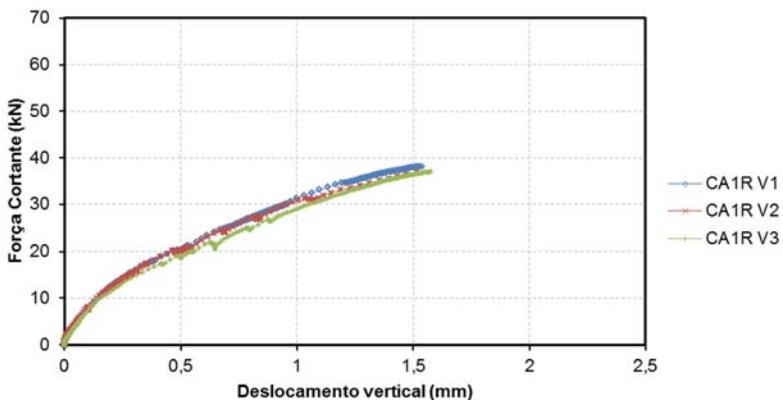


Figura 5.28: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1R sem armadura transversal.

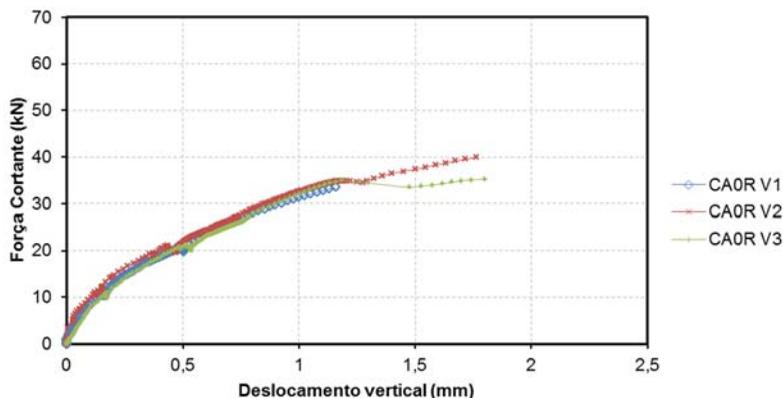


Figura 5.29: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0R sem armadura transversal.

5.5.2.2 Vigas com armadura transversal

Nas vigas com armadura transversal a carga foi aplicada de forma contínua, com velocidade aproximada de 500 N/s, sendo realizadas três paradas, em 30 kN, 60 kN e 90 kN, correspondentes as forças cortantes iguais a 15 kN, 30 kN e 45 kN, respectivamente, para demarcação e contagem das fissuras, e em seguida o carregamento procedeu até a ruptura.

5.5.2.2.1 Força cortante última e modo de ruptura

As vigas ensaiadas apresentaram ruptura por força cortante-tração após o escoamento da armadura transversal. Nas Figuras 5.30 a 5.35 são apresentadas as vigas após a ruptura, sendo representadas por linhas pontilhadas a posição aproximada da armadura transversal, indicando que as fissuras de cisalhamento atravessaram pelo menos um dos estribos. Nas vigas CC0 V3 e CA0N V2 observou-se que a fissura principal de cisalhamento não foi atravessada por nenhuma barra da armadura transversal. A ruptura desta armadura ocorreu na extremidade da fissura de cisalhamento, junto à armadura longitudinal.

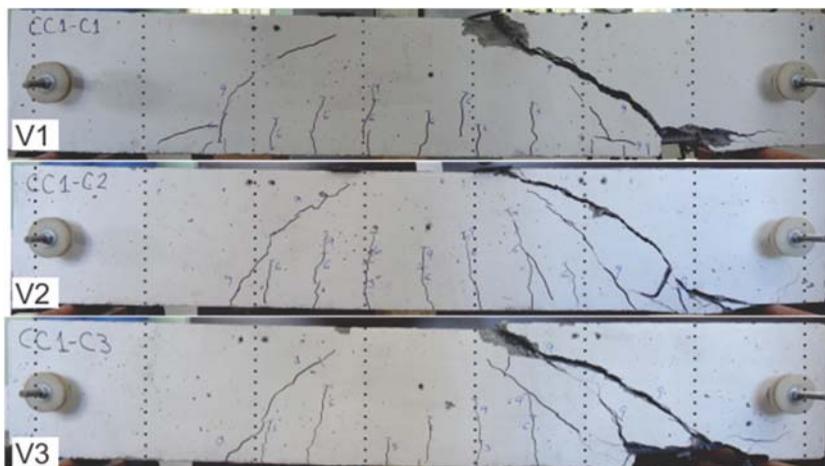


Figura 5.30: Vigas de concreto CC1 com armadura transversal após ruptura.

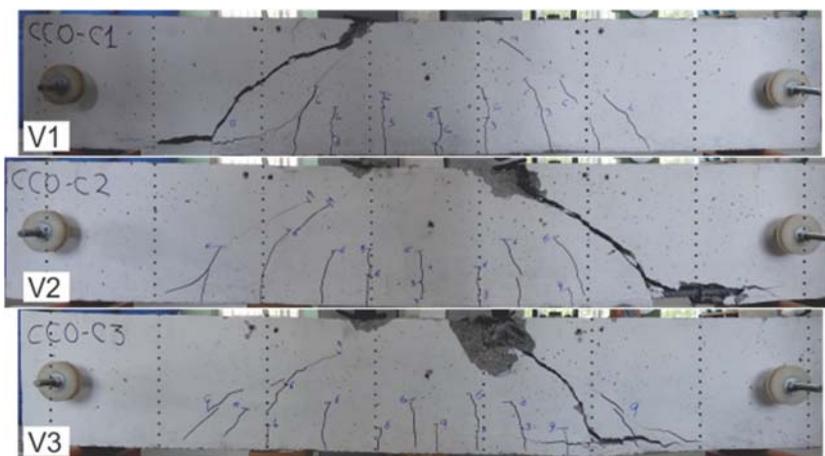


Figura 5.31: Vigas de concreto CC0 com armadura transversal após ruptura.

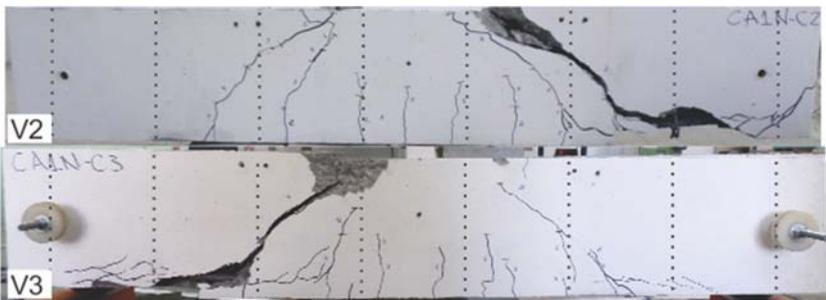


Figura 5.32: Vigas de concreto CA1N com armadura transversal após ruptura.

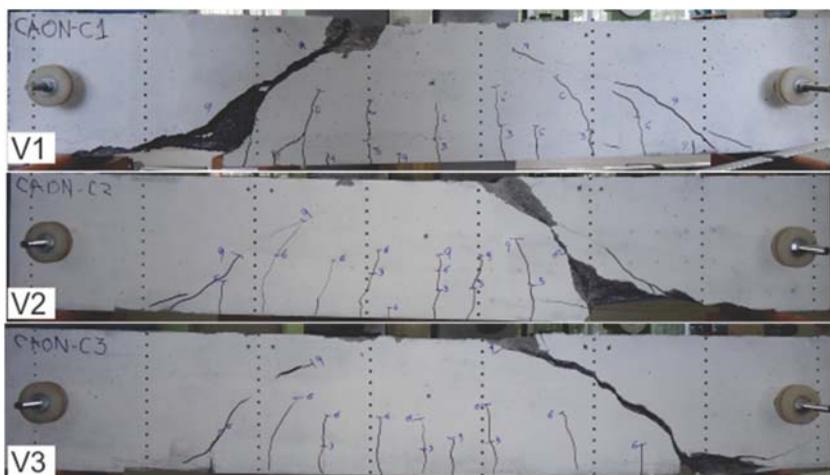


Figura 5.33: Vigas de concreto CA0N com armadura transversal após ruptura.

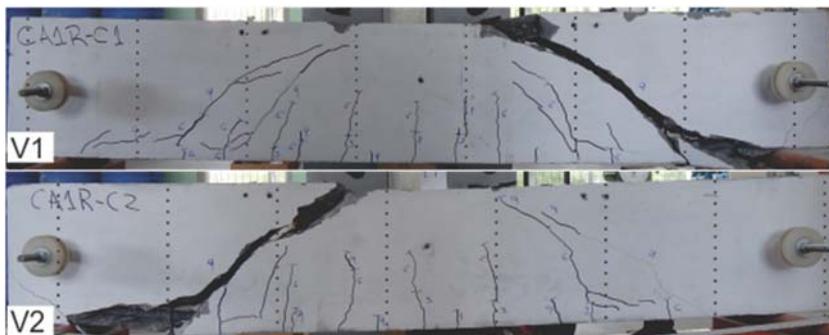


Figura 5.34: Vigas de concreto CA1R com armadura transversal após ruptura.

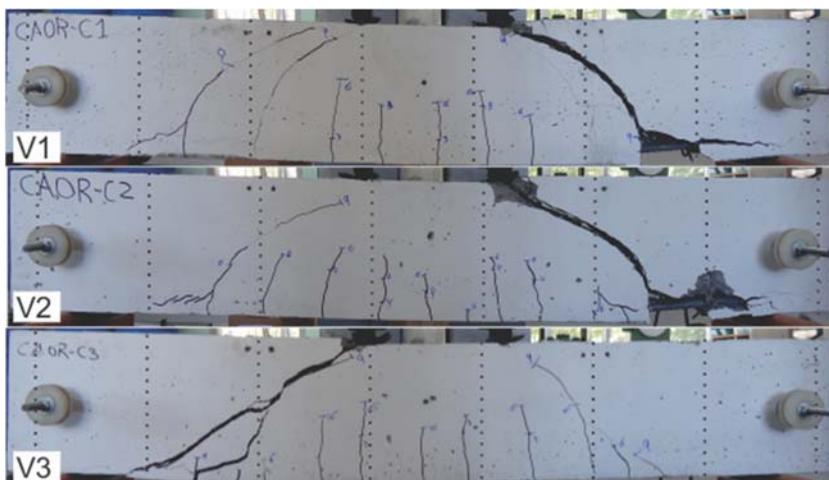


Figura 5.35: Vigas de concreto CA0R com armadura transversal após ruptura.

Durante a realização dos ensaios de duas vigas, CA1N V1 e CA1R V3, ocorreram falhas na aplicação da carga e no equipamento de aquisição de dados que impossibilitaram a obtenção de leituras de dados até a ruptura, sendo então descartadas.

Na Tabela 5.15 são apresentados os valores de força cortante última medida em cada viga, a média das forças cortantes últimas para cada tipo de concreto e o lado em que ocorreu a ruptura.

Tabela 5.15: Força cortante última das vigas com armadura transversal.

Concreto	Viga	V_u (kN)	$V_{u,m}$ (kN)	Desvio padrão (kN)	Lado de Ruptura
CC1	V1	72,6			D
	V2	70,5	72,6	2,02	D
	V3	74,6			D
CC0	V1	63,6			E
	V2	66,7	68,3	5,74	D
	V3	74,7			D
CA1N	V2	71,7	74,5	3,91	D
	V3	77,3			E
CA0N	V1	76,5			E
	V2	74,0	71,9	5,98	D
	V3	65,1			D
CA1R	V1	70,4	72,4	2,86	D
	V2	74,4			E
CA0R	V1	68,4			D
	V2	68,3	70,5	3,80	D
	V3	74,9			E

Observam-se pequenas variações nas forças cortantes últimas entre os exemplares, com valores entre 63,50 kN e 76,51 kN, correspondentes aos concretos CC0 e CA0N, respectivamente.

5.5.2.2.2 Fissuração

A fissuração das vigas iniciou com fissuras de flexão, a partir da face inferior na região central do vão, prolongando-se verticalmente em direção à linha neutra da seção transversal surgindo, com o aumento do carregamento, novas fissuras de flexão, além de fissuras de cisalhamento-flexão.

Na maioria das vigas, a ruptura ocorreu com a formação de uma fissura inclinada de cisalhamento, próximo à linha neutra da seção, propagando-se em direção ao apoio e ao ponto de aplicação da carga. Em algumas vigas a primeira fissura cisalhamento surgiu no lado oposto ao de ruptura, havendo a alternância na magnitude da abertura da fissura durante o carregamento.

Em grande parte das vigas ensaiadas a formação inicial da fissura de cisalhamento não ocorreu na linha de atuação do LVDT,

impossibilitando determinar precisamente a força cortante de formação desta fissura.

Nas Figuras 5.36, 5.37 e 5.38 podem ser observados os esquemas de fissuração das vigas de concreto convencional, autoadensável com volume normal de agregado e com volume reduzido, respectivamente. Os numerais constantes nas figuras indicam a carga aplicada, em kN, no estágio em que as fissuras foram demarcadas sendo sua extensão delimitada com um traço. As fissuras que surgiram entre 90 kN e a ruptura foram demarcadas com a letra “R”, sendo a carga de ruptura anotada na figura. As linhas pontilhadas verticais correspondem à posição do LVDT de medição da abertura da fissura inclinada enquanto a linha pontilhada inclinada corresponde à inclinação da fissura de cisalhamento sendo o ângulo indicado na parte superior da viga.

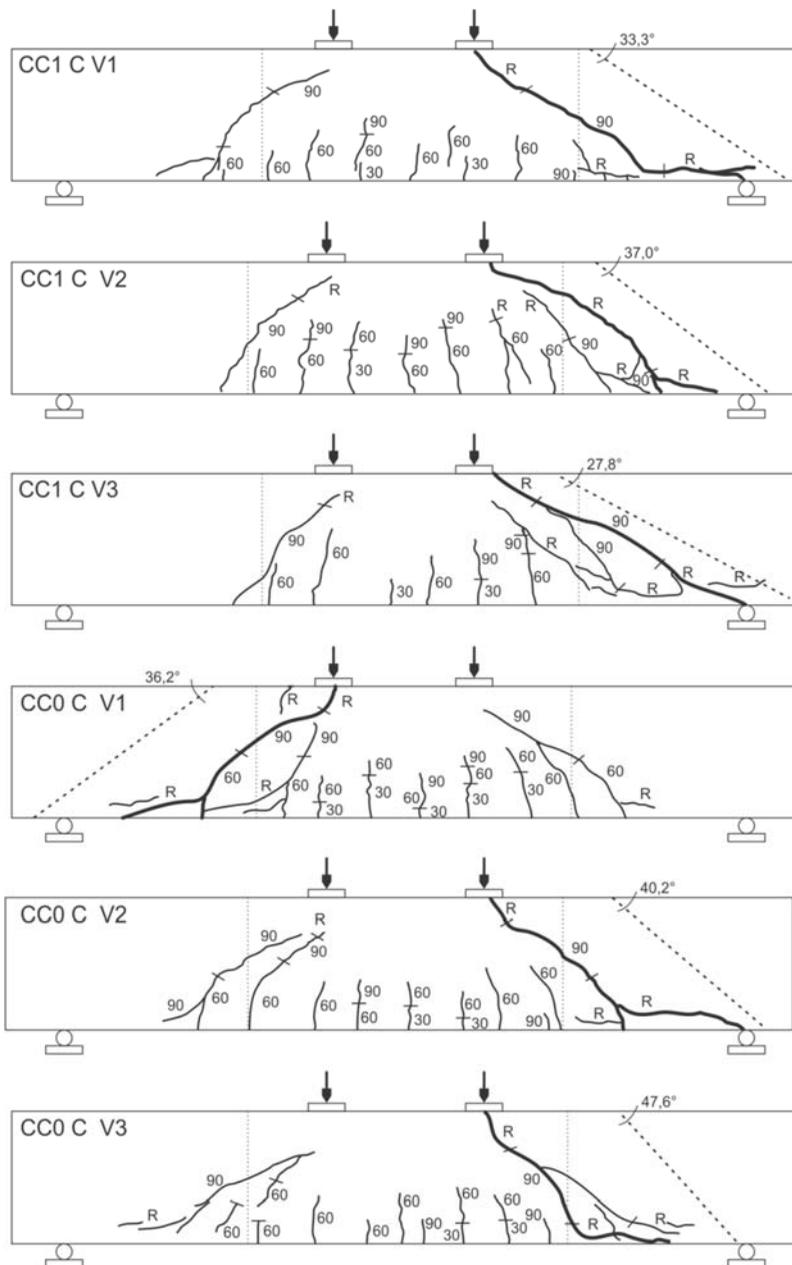


Figura 5.36: Esquema de fissuração das vigas de concreto convencional com armadura transversal.

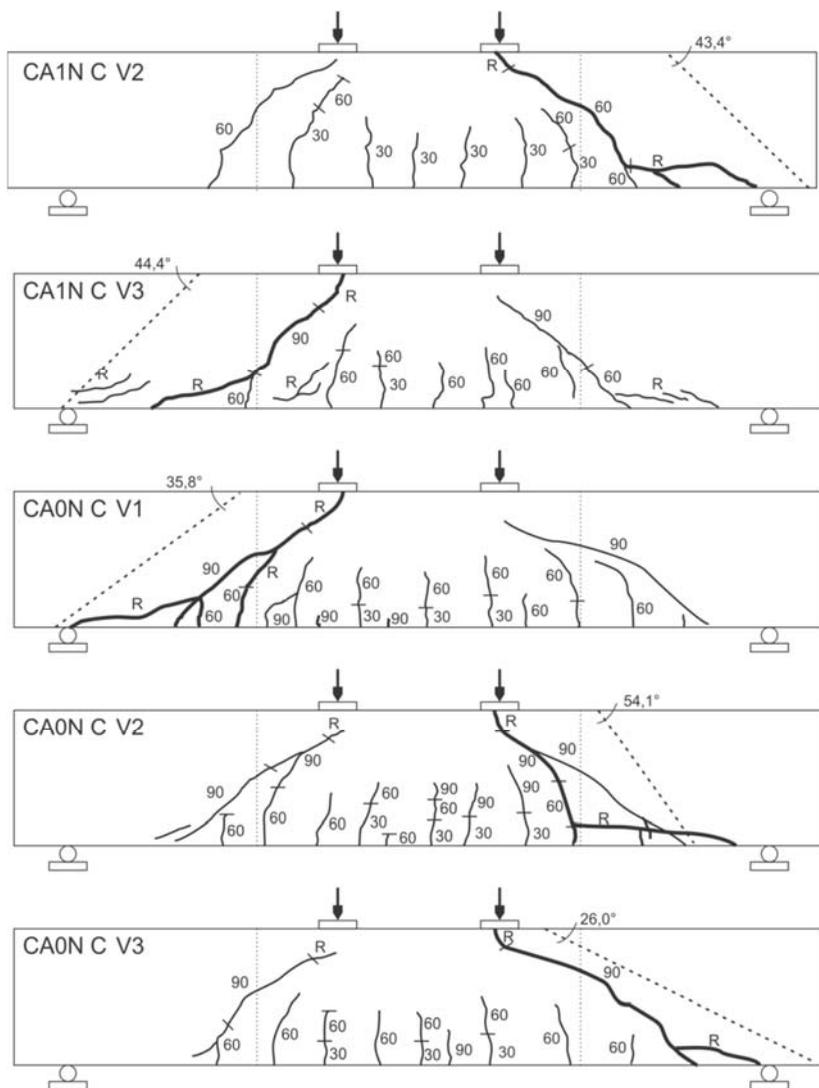


Figura 5.37: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume normal de agregado com armadura transversal.

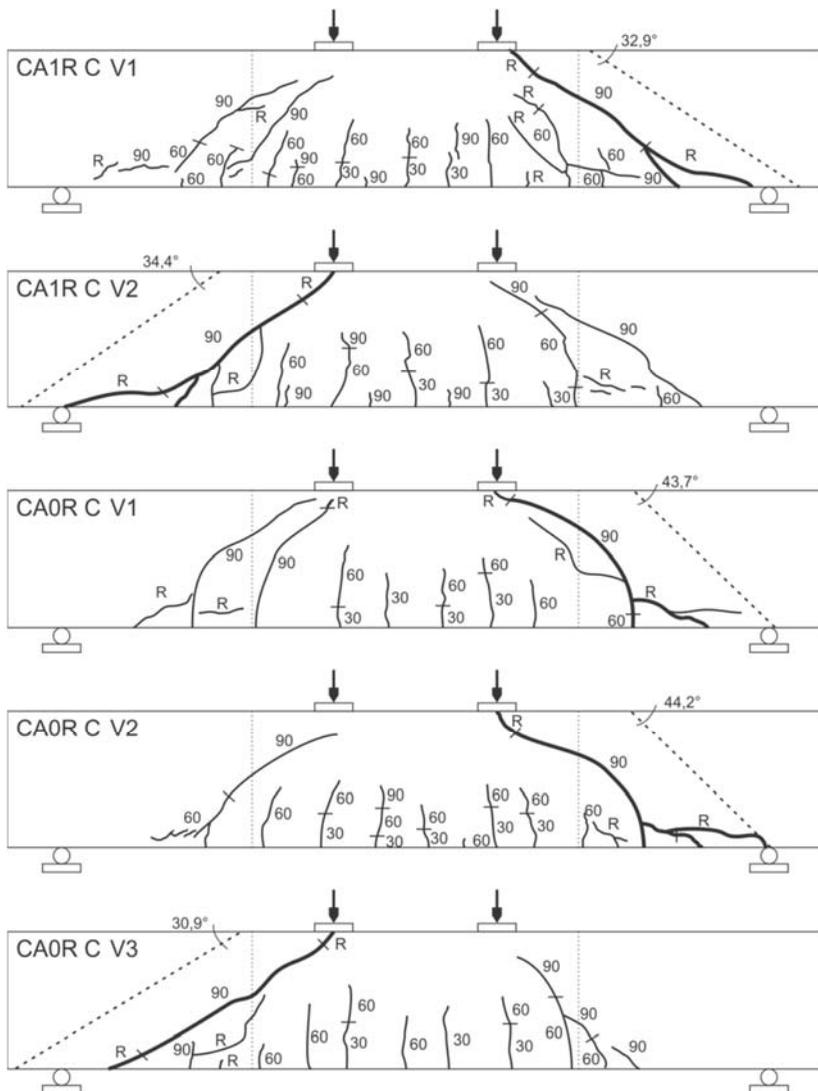


Figura 5.38: Esquema de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume reduzido de agregado com armadura transversal.

O prolongamento das fissuras de cisalhamento e a abertura destas fissuras ocorreram de forma lenta até próximo à tensão de escoamento da armadura, quando se pode observar um aumento na velocidade de abertura da fissura seguida da ruptura da armadura, e conseqüente ruptura da seção transversal da viga devido ao esmagamento do bordo comprimido e perda de aderência da armadura longitudinal.

Nas Figuras 5.39 a 5.44 são apresentados os gráficos de força cortante vs. abertura da fissura inclinada das vigas ensaiadas onde se observa um comportamento semelhante entre as vigas, com uma fase inicial de carregamento sem abertura da fissura inclinada e um estágio pós-fissuração com abertura progressiva das fissuras nos dois vãos cisalhantes até a ruptura da viga.

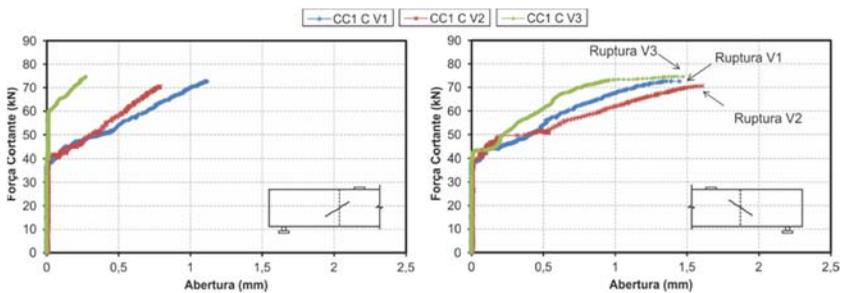


Figura 5.39: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CC1 com armadura transversal.

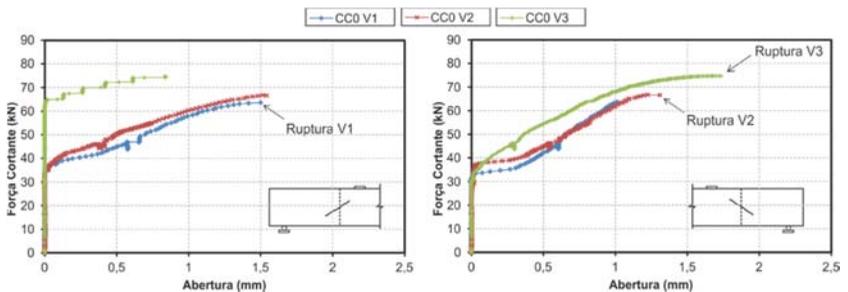


Figura 5.40: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CC0 com armadura transversal.

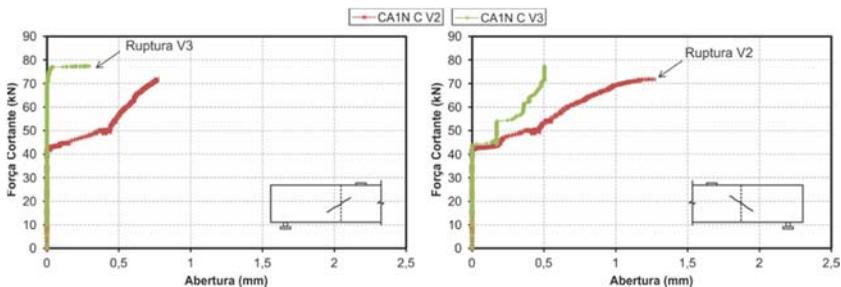


Figura 5.41: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA1N com armadura transversal.

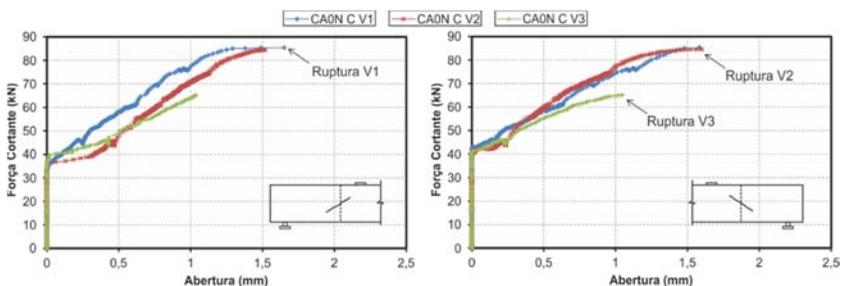


Figura 5.42: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA0N com armadura transversal.

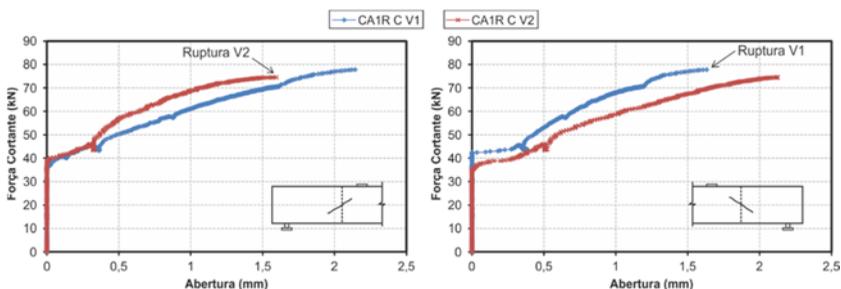


Figura 5.43: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA1R com armadura transversal.

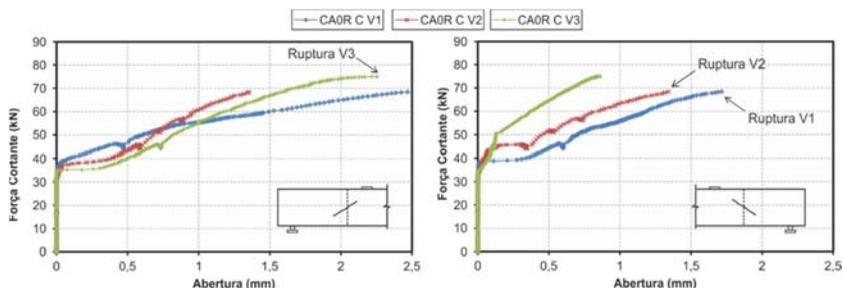


Figura 5.44: Diagrama força cortante vs. abertura da fissura inclinada para vigas de concreto CA0R com armadura transversal.

Em algumas vigas observa-se, no instante correspondente à força cortante última, que a fissura de cisalhamento no vão cisalhante de ruptura apresentou abertura levemente inferior ao vão oposto. Este fato se deve à formação de fissuras próximo ao LVDT nos estágios finais de carregamento, que influenciaram na leitura do equipamento, não podendo ser atribuída uma maior abertura de fissura no lado contrário da ruptura.

A viga CA1N V3 apresentou um comportamento diferenciado em relação às demais, ocorrendo inicialmente a formação da fissura de cisalhamento somente no vão direito, seguida de abertura com pequena magnitude até valores de força cortante próximo 75 kN, quando ocorreu a fissuração e ruptura no vão esquerdo.

Na Tabela 5.16 são apresentados os valores de aberturas das fissuras de cisalhamento medidas no instante correspondente à força cortante última das vigas, os ângulos de inclinação destas fissuras em relação à horizontal e a quantidade de fissuras verticais entre as fissuras inclinadas observadas na parada correspondente a carga aplicada de 90 kN.

Tabela 5.16: Abertura e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento e quantidade de fissuras das vigas com armadura transversal.

Concreto	Viga	w (mm)	w _m (mm)	θ _r (°)	Fissuras (un)
CC1	V1	1,39		33,3	8
	V2	1,61	1,48	37,0	8
	V3	1,43		27,8	7
CC0	V1	1,49		36,2	7
	V2	1,23	1,48	40,2	9
	V3	1,73		47,6	9
CA1N	V1	-		-	-
	V2	1,24	0,76	43,4	6
	V3	0,28		44,4	7
CA0N	V1	0,95		35,8	12
	V2	0,94	0,98	54,1	9
	V3	1,05		26,0	9
CA1R	V1	1,16		32,9	11
	V2	1,59	1,38	34,4	10
	V3	-		-	-
CA0R	V1	1,72		43,7	7
	V2	1,34	1,53	44,2	8
	V3	2,25		30,9	8

As vigas apresentaram entre 6 e 12 fissuras verticais de flexão entre as fissuras de cisalhamento, sendo a quantidade de fissuras superior nas vigas produzidas com concreto de agregado de menor diâmetro para os concretos com volume padrão de agregado graúdo, enquanto para os concretos com volume reduzido de agregado graúdo ocorreu o efeito inverso

A inclinação das fissuras de cisalhamento apresentou valores entre 26,0° e 54,1° com um valor médio igual a 39,3°. A abertura média destas fissuras nos concretos estudados, medidas no instante de ruptura da viga, apresentou valores entre 0,94 mm e 2,25 mm. Desconsiderando o comportamento diferenciado da viga CA1N observam-se pequenas variações na abertura da fissura dos diferentes tipos de concretos.

Verifica-se que as vigas CC0 V3 e CA0N V2 apresentaram fissura principal de cisalhamento com inclinação superior a 45°, demonstrando que esta fissura não foi atravessada pela armadura transversal, conforme comentado anteriormente.

5.5.2.2.3 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais medidos no meio do vão das vigas ensaiadas são apresentados nas Figuras 5.45 a 5.50, onde pode ser constatada uma rigidez semelhante para as vigas produzidas com um mesmo concreto. Os gráficos são limitados à maior força cortante observada após qual a carga aplicada começou a diminuir devido às deformações do material, seguida da ruptura da armadura transversal.

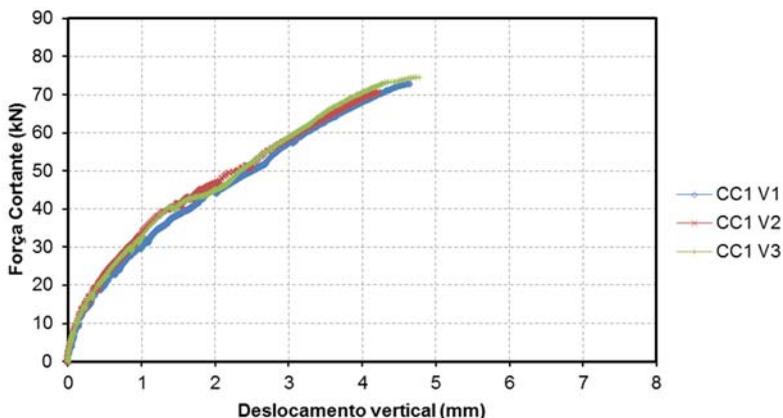


Figura 5.45: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC1 com armadura transversal.

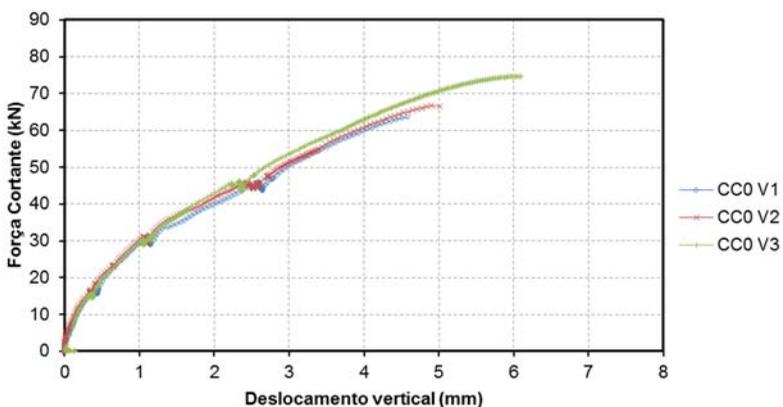


Figura 5.46: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CC0 com armadura transversal.

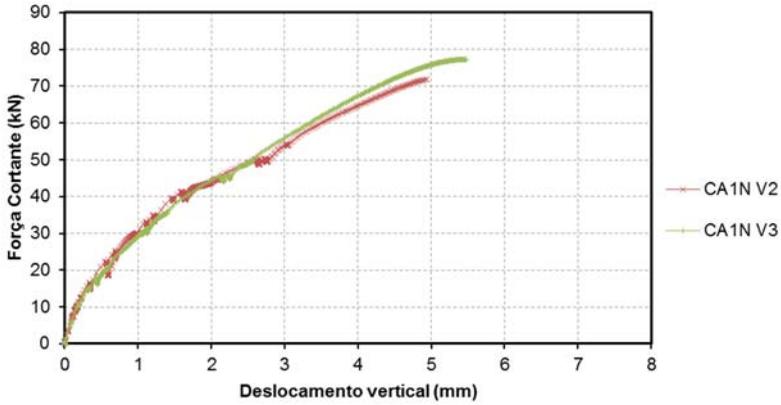


Figura 5.47: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1N com armadura transversal.

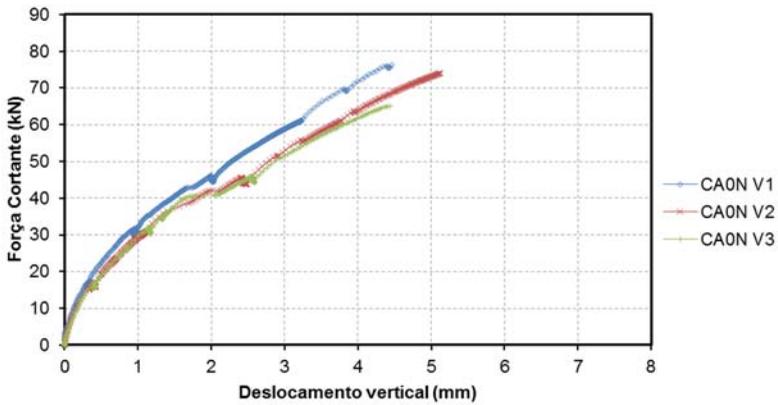


Figura 5.48: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0N com armadura transversal.

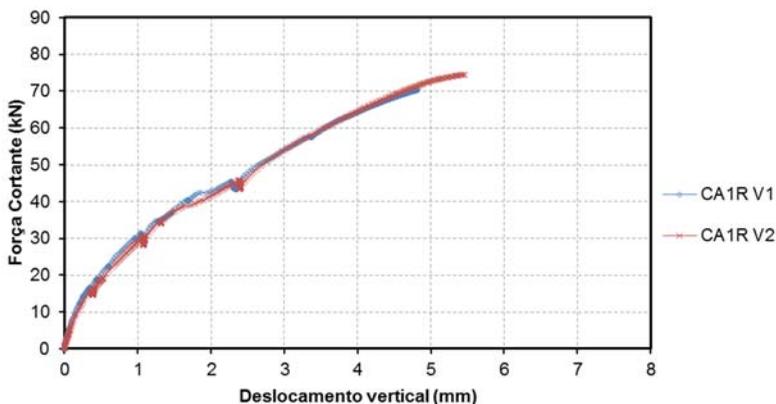


Figura 5.49: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA1R com armadura transversal.

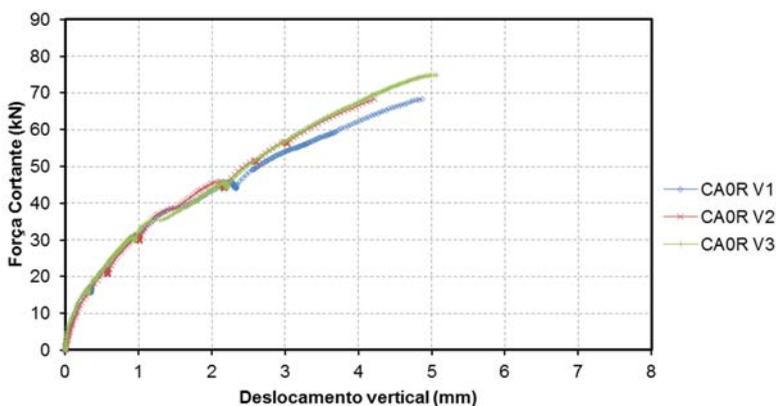


Figura 5.50: Diagrama força cortante vs. deslocamento vertical para vigas de concreto CA0R com armadura transversal.

Em geral as vigas produzidas com a mesma composição de concreto apresentaram comportamentos semelhantes em termos de rigidez, principalmente para valores de força cortante até 40 kN. Após este valor as fissuras de flexão e a abertura das fissuras de cisalhamento ocasionaram pequenas variações nas deflexões. Na viga CA0N V1 observa-se uma menor deflexão da viga em relação aos outros exemplares produzidos com o mesmo concreto possivelmente devido a menor abertura da fissura de cisalhamento no lado esquerdo (Figura 5.42).

5.5.3 Ensaios de cisalhamento direto

Na Tabela 5.17 são apresentadas as resistências à compressão axial e as propriedades no estado fresco dos concretos utilizados para moldagem dos exemplares utilizados nos ensaios de cisalhamento direto, obtidas por meio de ensaios de abatimento de tronco de cone, espalhamento e massa específica, no estado fresco, e ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos, no estado endurecido.

Tabela 5.17: Propriedades dos concretos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Concreto	f_{cm} (MPa)	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	Massa específica (kg/m ³)
CC1	36,3	105	-	2.410
CC0	33,9	95	-	2.410
CA1N	41,2	-	66,5	2.414
CA0N	46,8	-	64,0	2.434
CA1R	47,0	-	69,0	2.289
CA0R	47,4	-	74,5	2.286

As resistências à compressão axial dos concretos apresentaram valores entre 33,89 MPa e 47,36 MPa, sendo nos concretos autoadensáveis superiores à 40 MPa, enquanto nos concretos convencionais as resistências foram inferiores à este valor.

5.5.3.1 Modo de ruptura

Os ensaios de cisalhamento direto foram iniciados após o posicionamento das peças sob o pórtico, instalação e conexão dos transdutores de deslocamentos, células de cargas e extensômetros elétricos ao sistema de aquisição de dados.

A carga foi aplicada de forma contínua, com velocidade aproximada de 50 N/s, até a ruptura das peças que ocorreram de forma completa, separando o plano de cisalhamento e rompendo as duas barras de aço que atravessavam este plano, ou de forma parcial, rompendo somente uma das barras.

Nas Figuras 5.51 a 5.56 são apresentados os exemplares após a ruptura, pode ser observado que nos exemplares CC1 B, CA1N A, CA1N B, CA0N C, CA1R C, CA0R A e CA0R C ocorreu a separação completa do plano cisalhante, com ruptura das duas barras da armadura transversal, enquanto os demais apresentaram ruptura de somente uma das barras.



Figura 5.51: Exemplos de concreto CC1 após ruptura.



Figura 5.52: Exemplos de concreto CC0 após ruptura.



Figura 5.53: Exemplos de concreto CA3N após ruptura.



Figura 5.54: Exemplos de concreto CA0N após ruptura.



Figura 5.55: Exemplos de concreto CA1R após ruptura.



Figura 5.56: Exemplos de concreto CA0R após ruptura.

5.5.3.2 Resistência ao cisalhamento e deslocamentos do plano cisalhante

Durante o carregamento foram observados deslocamentos verticais contínuos de pequena magnitude, com formação de pequenas fissuras horizontais e verticais fora do plano de cisalhamento. Devido à formação da fissura no plano de cisalhamento ocorreram inicialmente pequenos deslocamentos horizontais deste plano e nas etapas finais do carregamento o aumento contínuo da abertura da fissura e a ruptura da armadura transversal.

Nas Figuras 5.57 a 5.62 são apresentadas as curvas das médias de deslocamento vertical e horizontal medidos nos exemplares ensaiados. Os deslocamentos verticais apresentam valores negativos devido à medição do transdutor de deslocamento ocorrer no sentido inverso da direção dos medidores de deslocamento horizontais.

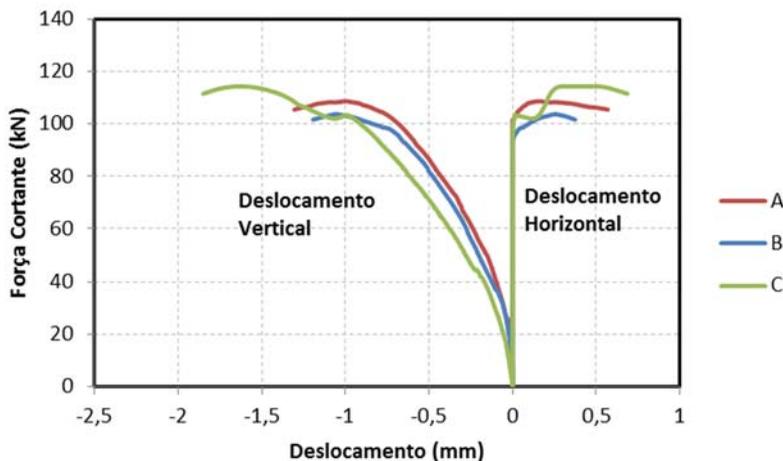


Figura 5.57: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CC1.

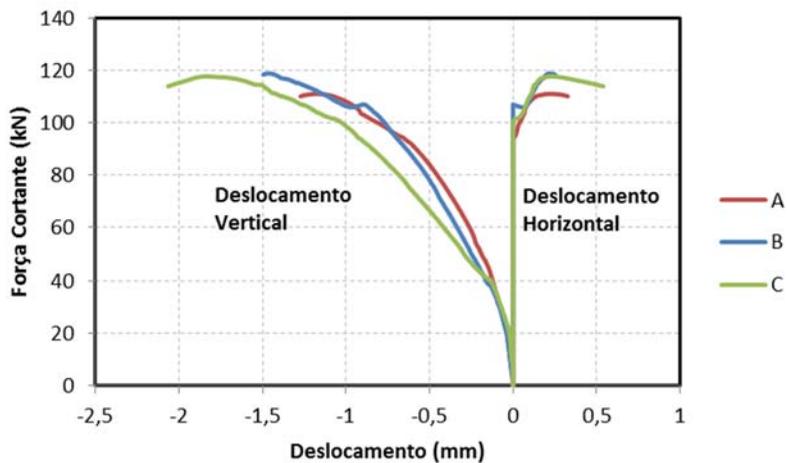


Figura 5.58: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CC0.

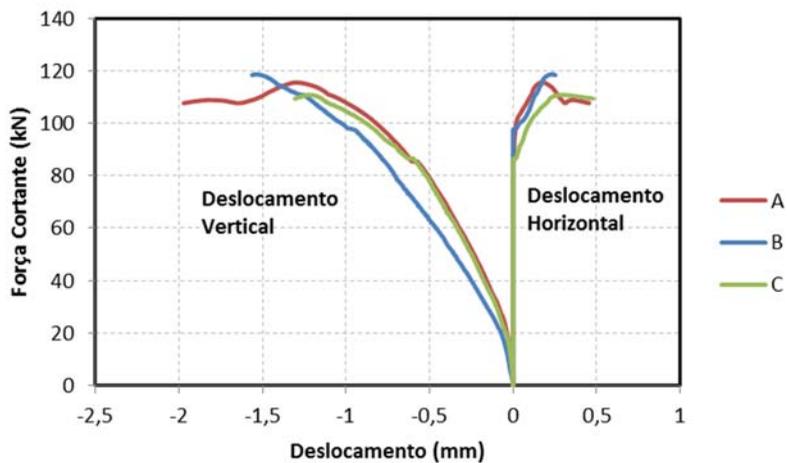


Figura 5.59: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA1N.

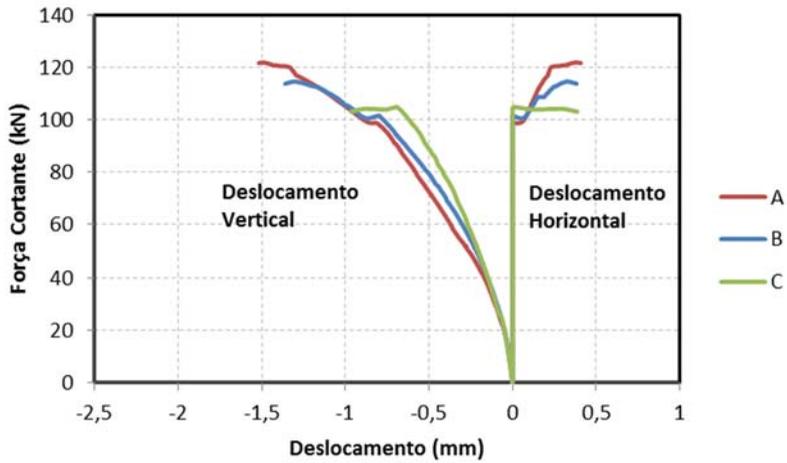


Figura 5.60: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA0N.

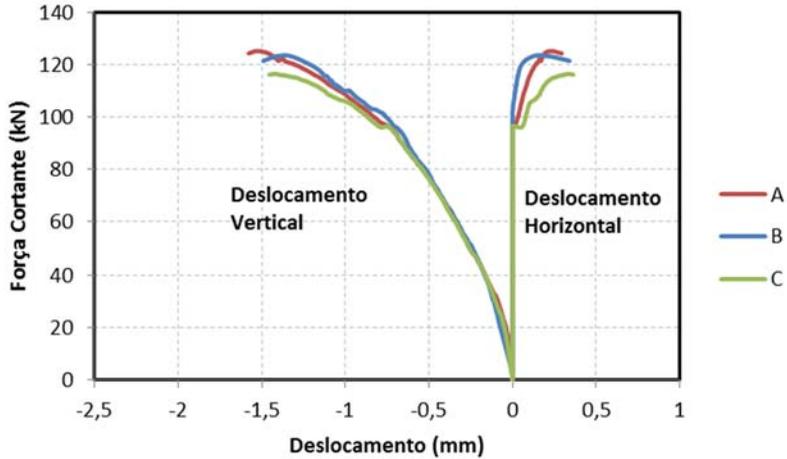


Figura 5.61: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA1R.

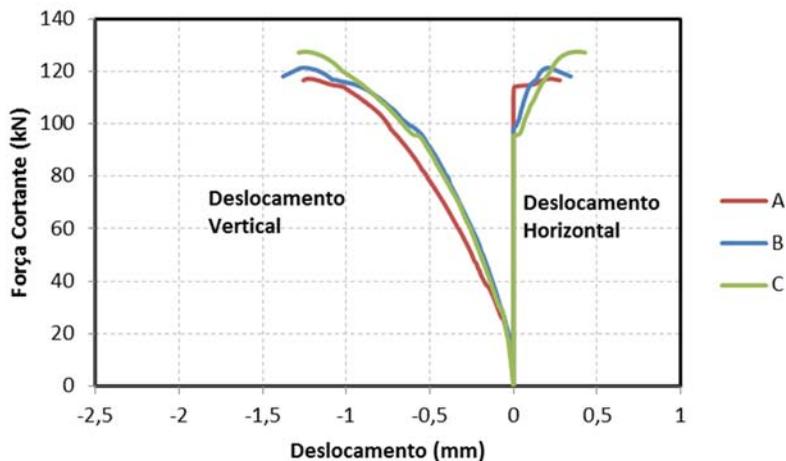


Figura 5.62: Diagramas força cortante vs. deslocamento dos exemplares de concreto CA0R.

Com exceção do exemplar CA0N C, observam-se duas fases com comportamentos distintos, havendo inicialmente o deslocamento do plano vertical, sendo resistido pelo efeito de pino da armadura transversal e após a formação da fissura no plano cisalhante ocorre o deslocamento do plano horizontal, com conseqüente redução do atrito entre as faces da fissura e aumento do deslocamento vertical do plano.

Durante a concretagem do exemplar CA0N C uma das cunhas de madeira que reduzia o plano de cisalhamento se despreendeu, sendo constatado somente após a desforma. Para reduzir o plano de cisalhamento fez-se um corte na peça com serra elétrica, entretanto este procedimento parece ter afetado o comportamento deste exemplar em relação aos demais, como pode ser observado na Figura 5.60, optando-se por descartar os resultados deste exemplar na análise dos resultados.

Na Tabela 5.18 são apresentados os valores de força cortante última (V_u), os deslocamentos verticais do plano de cisalhamento (Δ) e a abertura da fissura de cisalhamento (w) medidos na carga última de cada exemplar. Para determinação da força cortante de formação da fissura no plano de cisalhamento (V_{cr}) fez-se necessária a análise das deformações específicas das barras da armadura transversal, conforme será discutido na análise dos resultados.

Tabela 5.18: Força cortante última e deslocamentos verticais e abertura de fissura dos exemplares.

Concreto	Elemento	V_u (kN)	Δ_u (mm)	w_u (mm)
CC1	A	108,6	0,989	0,167
	B	103,7	1,056	0,255
	C	114,3	1,641	0,301
CC0	A	111,0	1,170	0,225
	B	118,8	1,466	0,221
	C	117,7	1,834	0,234
CA1N	A	115,5	1,302	0,296
	B	118,7	1,541	0,234
	C	110,8	1,220	0,295
CA0N	A	121,8	1,499	0,386
	B	114,6	1,302	0,327
	C	104,9	0,880	0,294
CA1R	A	125,1	1,523	0,332
	B	123,5	1,367	0,164
	C	116,4	1,421	0,330
CA0R	A	117,2	1,223	0,258
	B	121,4	1,241	0,202
	C	127,4	1,252	0,390

Os deslocamentos verticais apresentaram valores entre 0,880 mm e 1,834 mm e os deslocamentos horizontais variaram entre 0,167 mm e 0,390 mm, não sendo observada uma relação direta entre estes deslocamentos e a força cortante última.

5.5.3.3 Deformação específica das barras instrumentadas

Nas Figuras 5.63 a 5.68 são apresentados os diagramas de força cortante *vs.* deformação específica medida nas barras instrumentadas com extensômetros elétricos dos exemplares identificados com a letra “A”. Durante a realização dos ensaios as leituras das deformações específicas foram interrompidas após determinada carga, possivelmente devido a danos no extensômetro, ocasionados pela formação da fissura no plano de cisalhamento.

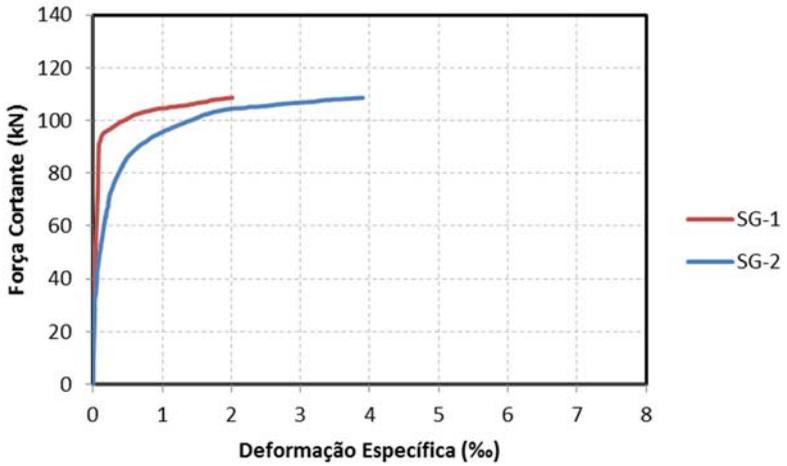


Figura 5.63: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CC1 A.

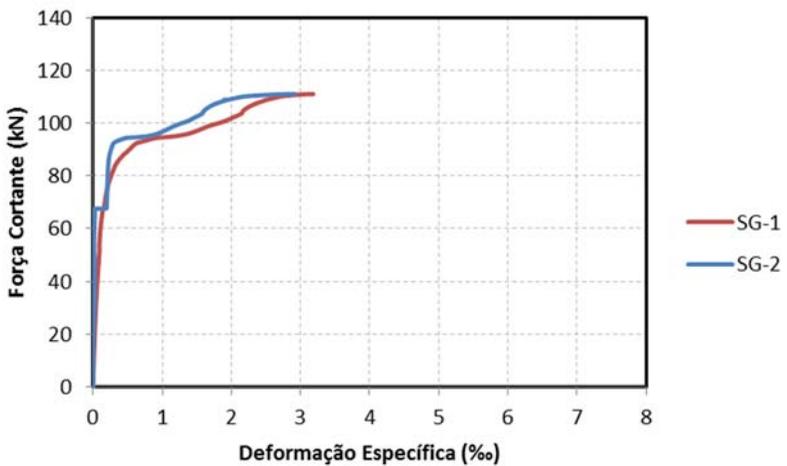


Figura 5.64: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CC0 A.

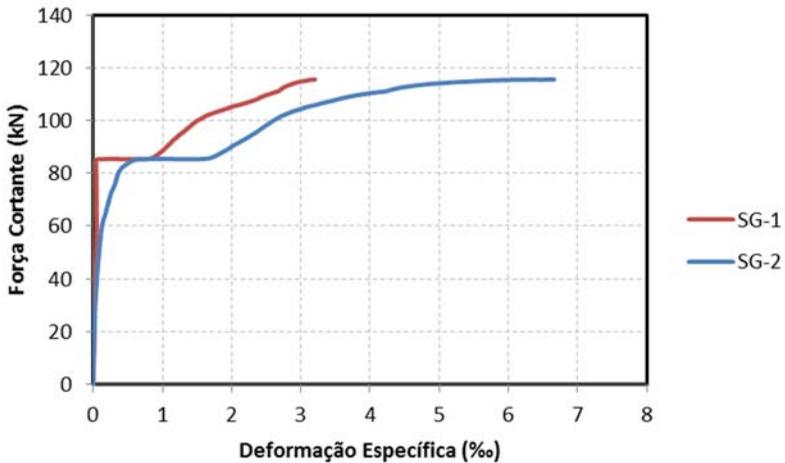


Figura 5.65: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA1N A.

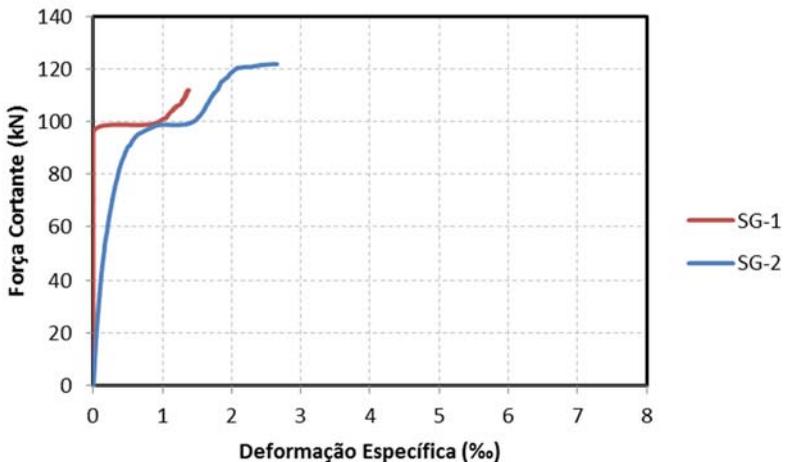


Figura 5.66: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA0N A.

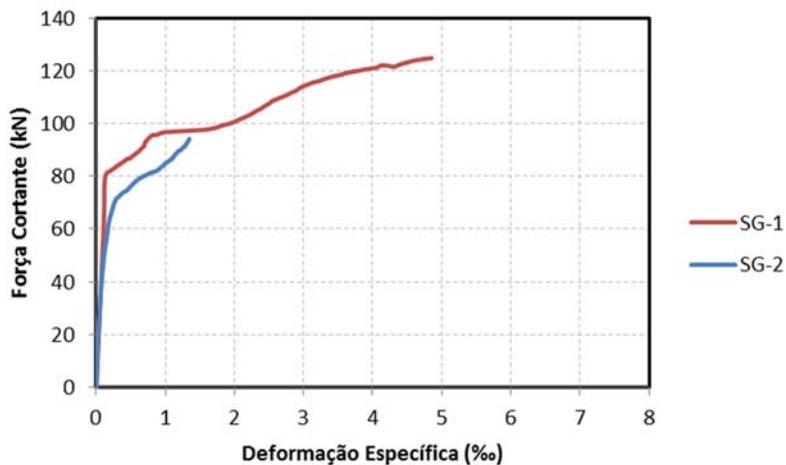


Figura 5.67: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA1R A.

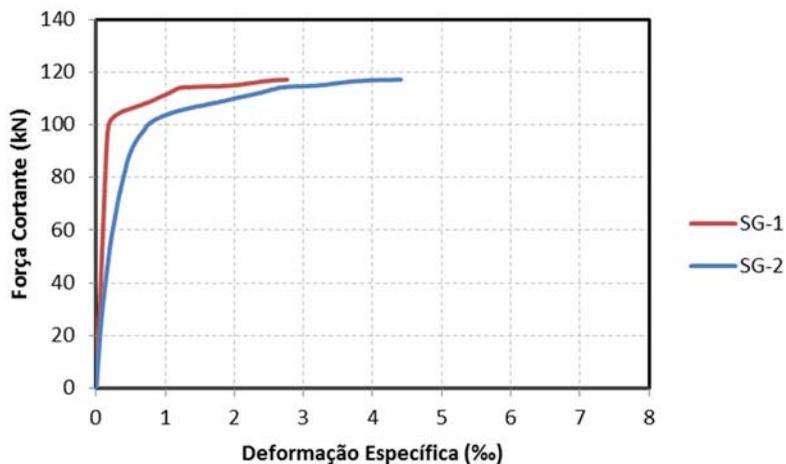


Figura 5.68: Diagrama força cortante vs. deformação específica nas barras transversais no exemplar CA0R A.

Os extensômetros CA0N SG1 e CA1R SG2 apresentaram oscilações na leitura após a deformação específica de 1%, indicando um possível dano no equipamento. Na Tabela 5.19 são apresentadas as

deformações específicas das barras instrumentadas medidas no instante da força cortante máxima suportada pelos exemplares, com valores entre 2,65% e 6,66%, sendo observado que após o valor de pico a força cortante apresentou decréscimo com aumento repentino da abertura da fissura no plano de cisalhamento, seguida da ruptura da peça. Em negrito estão indicadas as barras que romperam em cada exemplar.

Tabela 5.19: Força cortante última, deformação específica das barras instrumentadas e número de barras rompidas.

Concreto	V_u (kN)	Deformação específica (%)		Barras rompidas
		SG1	SG2	
CC1	108,6	2,01	3,90	1
CC0	111,0	3,18	2,92	1
CA1N	115,5	3,20	6,66	2
CA0N	121,8	1,25	2,65	1
CA1R	125,1	1,81	4,65	1
CA0R	117,2	2,76	4,41	2

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios de vigas, avaliando a influência de alguns parâmetros como a trabalhabilidade do concreto no estado fresco e as variações de volume e granulometria do agregado graúdo das composições na resistência ao cisalhamento e na rigidez à flexão de vigas sem e com armadura transversal.

O efeito da restrição à abertura da fissura inclinada ocasionada pela armadura transversal e sua influência no engrenamento dos agregados foi avaliada comparando os resultados das vigas com armadura transversal aos das vigas sem esta armadura.

Os resultados obtidos em ensaios de vigas são comparados às estimativas de resistência calculadas por equações apresentadas em algumas normas de dimensionamento verificando a possibilidade de aplicação destas equações em peças de concreto autoadensável.

As resistências ao cisalhamento por atrito dos concretos estudados são comparadas com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, avaliando as estimativas obtidas por equações apresentadas na literatura e em normas de dimensionamento.

Por fim a resistência à formação da fissura no plano de cisalhamento obtida nos ensaios de cisalhamento direto foi comparada à resistência última das vigas com armadura transversal, visando relacionar a forma de atuação dos mecanismos de resistência ao cisalhamento nos diferentes tipos de ensaio.

6.1 Análise dos resultados das vigas sem armadura transversal

Durante a realização dos ensaios ocorreu, em grande parte das vigas, um comportamento típico de ruptura por cisalhamento, com a formação da fissura inclinada, em um dos vãos cisalhantes ou em ambos, em valores de força cortante próximos a 35 kN, e o prolongamento desta fissura em direção ao ponto de aplicação da carga e aos apoios, acarretando a redução da seção de concreto comprimida e a perda de aderência da armadura longitudinal, ocasionando a ruptura de forma brusca.

6.1.1 Fissuração e resistência ao cisalhamento

De acordo com a norma americana ACI 318 (ACI, 2011) e alguns estudos (BENTZ, 2005; HASSAN *et al.*, 2008; HELINCKS *et al.*, 2013) a força cortante resistida pelo concreto em vigas sem armadura transversal pode ser considerada proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão axial do concreto.

Visando considerar na análise dos resultados a variação da resistência à compressão axial apresentada pelos concretos deste estudo, a resistência ao cisalhamento das vigas foi avaliada considerando a força cortante última normalizada por meio da Equação 6.1.

$$V_{un} = \frac{V_u}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (6.1)$$

onde:

V_{un} : força cortante normalizada ($\text{kN.MPa}^{-0,5}$);

V_u : força cortante última (kN);

f_{cm} : resistência à compressão axial média do concreto, apresentada na Tabela 5.12 (MPa).

Na Tabela 6.1 são apresentados os valores da força cortante última medidas e normalizadas, as médias de força cortante normalizada de cada composição de concreto e o ângulo médio da fissura de cisalhamento.

Tabela 6.1: Força cortante última e ângulo médio da fissura de cisalhamento das vigas sem armadura transversal.

Concreto	V_u (kN)	V_{un} ($\text{kN/MPa}^{0,5}$)	$V_{un,m}$ ($\text{kN/MPa}^{0,5}$)	Desvio padrão (kN)	Ângulo médio da fissura ($^{\circ}$)
CC1 – V1	38,0	6,32			
CC1 – V2	40,0	6,65	6,71	0,37	38,7
CC1 – V3	43,2	7,17			
CC0 – V1	38,8	5,98			
CC0 – V2	38,6	5,94	5,95	0,03	38,4
CC0 – V3	38,4	5,92			
CA1N – V1	36,8	5,26			
CA1N – V2	36,5	5,25	5,39	0,23	34,6
CA1N – V3	39,3	5,66			
CA0N – V1	32,9	5,40			
CA0N – V2	30,9	5,07	5,22	0,17	34,5
CA0N – V3	31,8	5,21			
CA1R – V1	38,1	5,46			
CA1R – V2	36,9	5,29	5,34	0,10	33,1
CA1R – V3	36,9	5,29			
CA0R – V1	33,5	4,97			
CA0R – V2	39,9	5,92	5,37	0,49	33,6
CA0R – V3	35,2	5,23			

Os concretos convencionais apresentaram força cortante última normalizada média 18,6% superior aos concretos autoadensáveis. Resultados semelhantes foram apresentados por Helincks *et al.* (2013), podendo a redução na resistência dos concretos autoadensáveis ser atribuída à menor granulometria dos agregados e redução do volume de agregados graúdos empregados em sua composição, acarretando na redução do engrenamento dos agregados.

Comparando os valores médios de força cortante normalizada última e a inclinação da fissura de cisalhamento verifica-se que as vigas com fissura mais inclinada apresentaram maior resistência ao cisalhamento, indicando a ocorrência de uma maior parcela vertical de transferência de força através da fissura. Este efeito apresentou maior variação entre os concretos convencionais e autoadensáveis, ocorrendo uma variação não significativa da inclinação da fissura de cisalhamento quando reduzido o volume ou da dimensão do agregado graúdo.

Para avaliar a influência de alguns parâmetros das composições, tais como a trabalhabilidade e fluidez do concreto no estado fresco, a dimensão máxima característica e o volume do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento das vigas, os resultados foram agrupados de acordo com estes parâmetros.

6.1.1.1 Influência da trabalhabilidade e fluidez do concreto no estado fresco

Os efeitos do adensamento do concreto no estado fresco podem ser avaliados comparando os concretos convencionais e autoadensáveis produzidos com mesma dimensão e volume de agregado graúdo, CC1xCA1N e CC0xCA0N (Figuras 6.1 e 6.2).

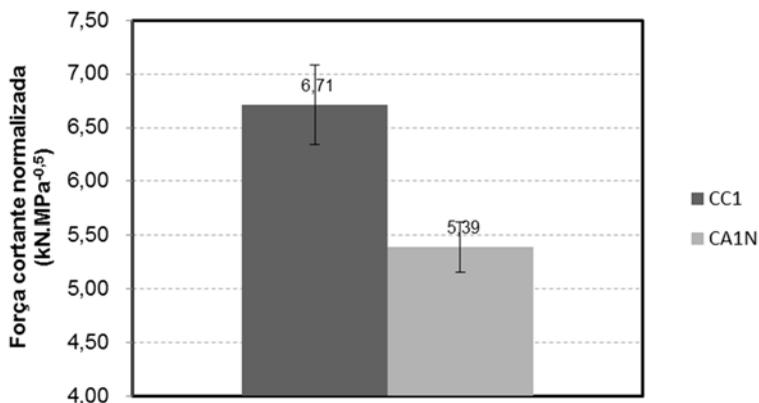


Figura 6.1: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CA1N.

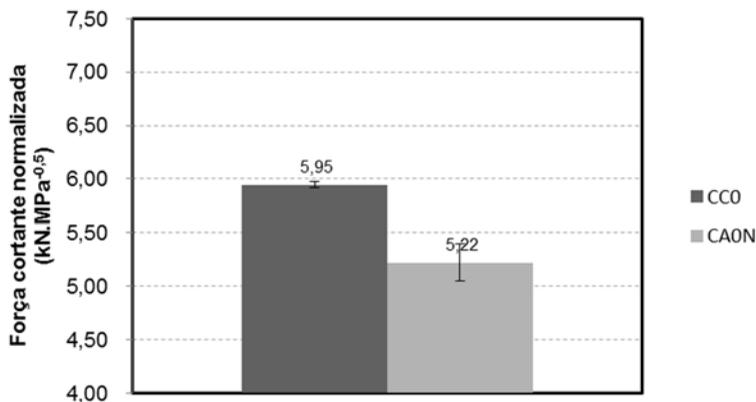


Figura 6.2: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC0 e CA0N.

Verifica-se que a força cortante normalizada última foi 24,3% superior nos concretos convencionais em relação aos concretos autoadensáveis quando utilizados agregados de maior granulometria e 13,8% para agregados de menor granulometria.

Considerando que a mesma armadura longitudinal foi utilizada nas vigas, garantindo o mesmo efeito de pino, constata-se que apesar do

melhor adensamento do material, a utilização de uma maior quantidade de materiais finos no concreto autoadensável ocasionou uma redução do engrenamento dos agregados, influenciando na resistência ao cisalhamento, como também podem ser observados nos resultados apresentados por Choulli *et al.* (2008).

6.1.1.2 Influência do volume de agregado graúdo

Comparando os concretos autoadensáveis produzidos com agregado de mesma granulometria, porém, com volume do agregado graúdo reduzido em 30%, CA1NxCA1R e CA0NxCA0R, observa-se que a redução do volume de agregado graúdo no concreto autoadensável não apresentou redução significativa nas resistências últimas das vigas, sendo as variações inferiores a 3%, como pode ser observado nas Figuras 6.3 e 6.4.

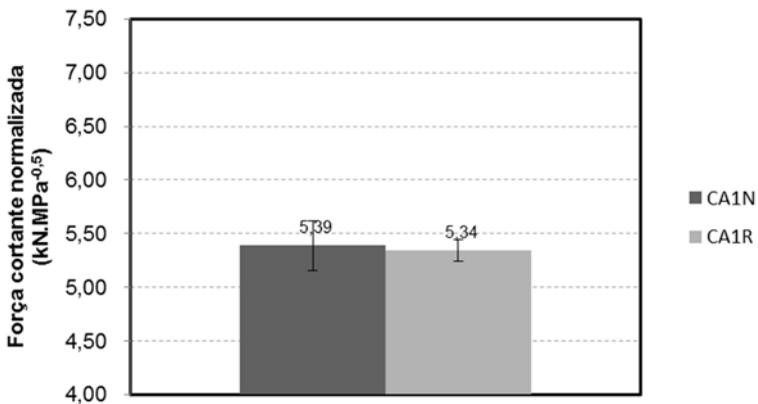


Figura 6.3: cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA1N e CA1R.

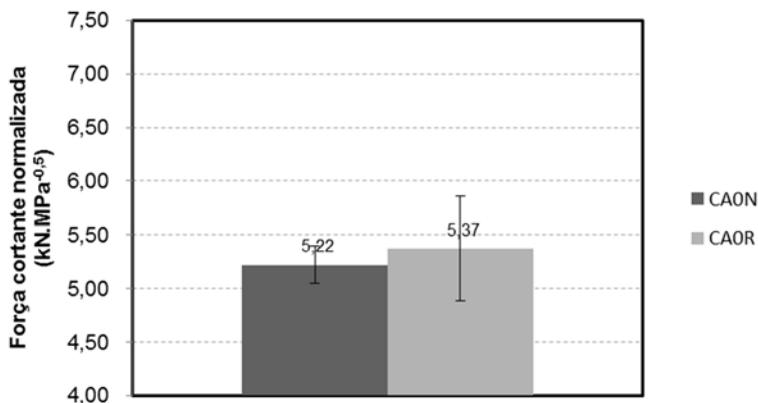


Figura 6.4: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA0N e CA0R.

6.1.1.3 Influência da dimensão máxima característica do agregado graúdo

Considerando que entre as composições dos concretos CC1xCC0, CA1NxCA0N e CA1RxCA0R ocorre somente a variação na dimensão do agregado graúdo pode-se avaliar a influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado convencionalmente vibrado e autoadensável.

A redução da dimensão máxima do agregado graúdo apresentou maior influência no concreto convencional, sendo a força cortante última do CC1 12,8% superior ao CC0, como pode ser observado na Figura 6.5.

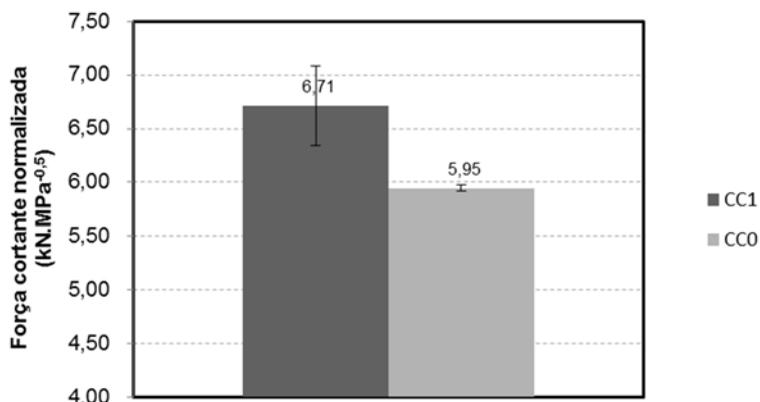


Figura 6.5: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CC0.

Para os concretos autoadensáveis não pode ser observada redução significativa na resistência ao cisalhamento com a redução da dimensão do agregado graúdo, sendo a variação na resistência última no CA1N 3,3% superior ao CA0N e enquanto no CA1R a resistência foi praticamente igual ao CA0R (Figura 6.6).

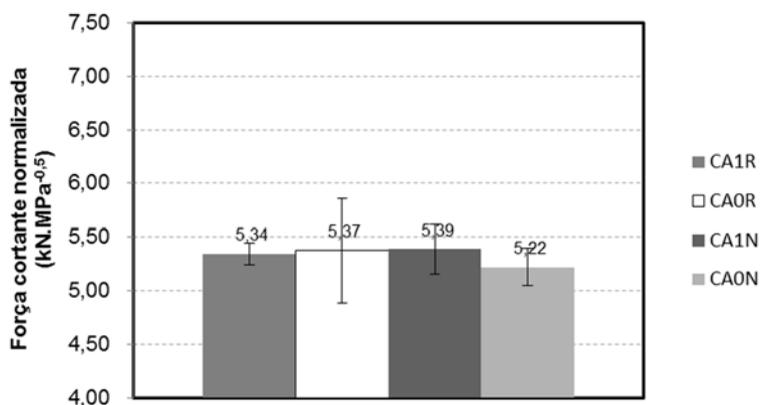


Figura 6.6: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CA1R, CA0R CA1N e CA0N.

Verifica-se que a quantidade de materiais de menor granulometria presentes na composição influencia o engrenamento dos agregados afetando assim a resistência ao cisalhamento, uma vez que as maiores resistências foram obtidas no concreto CC1, o qual apresentava menor teor de materiais finos.

6.1.1.4 Influência da trabalhabilidade, redução da granulometria e volume de agregado graúdo

A maior trabalhabilidade do concreto autoadensável, em relação ao concreto convencional, é obtida limitando o volume e a dimensão dos agregados graúdos, da adição de materiais finos e da utilização de aditivos (REPETTE, 2011). O efeito destas alterações da composição na resistência ao cisalhamento pode ser avaliado quando comparando os resultados das vigas produzidas com CC1 e CA0R (Figura 6.7).

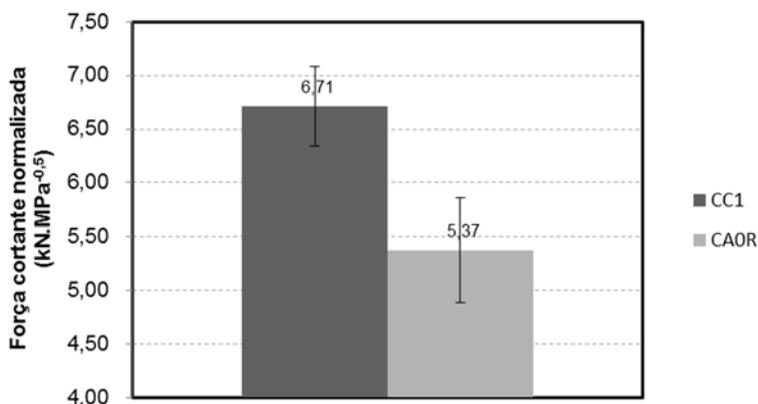


Figura 6.7: Força cortante última normalizada das vigas produzidas com concretos CC1 e CA0R.

Neste caso o concreto convencional apresentou força cortante última 19,9% superior ao concreto autoadensável, sendo a menor resistência ao cisalhamento das vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal atribuída à redução do engrenamento dos agregados, devido ao menor volume e dimensão máxima do agregado graúdo, bem como a utilização de uma maior quantidade de materiais finos, semelhante aos resultados apresentados por Lachemi *et al.* (2005), Hassan *et al.* (2010) e Helincks *et al.* (2013).

6.1.2 Análise da rigidez

Para avaliar a rigidez das vigas foram comparadas as médias das leituras dos transdutores de deslocamento vertical fixados em cada lateral das vigas no centro do vão para as forças cortantes atuantes iguais a 10 kN, 27,5 kN, apresentadas na Tabela 6.2. Estes valores correspondem respectivamente a 30% e 90% da menor força cortante última suportada por uma das vigas, definidos visando avaliar a rigidez no estado de serviço das vigas e próximo à ruptura.

Tabela 6.2: Deslocamentos verticais no centro do vão das vigas para força cortante igual a 10 kN e 27,5 kN.

Concreto	Viga	Deslocamento vertical (mm)			
		V ₁₀	V _{10,m}	V _{27,5}	V _{27,5,m}
CC1	V1	0,133		0,819	
	V2	0,179	0,136	0,860	0,799
	V3	0,097		0,719	
CC0	V1	0,125		0,706	
	V2	0,163	0,140	0,867	0,808
	V3	0,133		0,851	
CA1N	V1	0,160		0,811	
	V2	0,124	0,150	0,770	0,821
	V3	0,166		0,883	
CA0N	V1	0,124		0,782	
	V2	0,142	0,136	0,739	0,803
	V3	0,143		0,889	
CA1R	V1	0,143		0,822	
	V2	0,140	0,146	0,851	0,866
	V3	0,156		0,925	
CA0R	V1	0,129		0,778	
	V2	0,106	0,128	0,746	0,774
	V3	0,150		0,797	

Nas cargas iniciais os diferentes tipos de concreto apresentaram deslocamentos verticais semelhantes. Nas vigas de concreto autoadensável observa-se que devido à redução do volume de agregado graúdo, bem como com a redução da dimensão do agregado ocorreu menor deslocamento vertical nos dois níveis de força cortante aplicada, podendo ser relacionado à variação no módulo de elasticidade medido nos corpos-de-prova destes concretos. A maior variação dos resultados para força cortante aplicada igual a 10 kN pode ser atribuída às acomodações

das vigas e do equipamento de aplicação de carga no início do carregamento.

6.2 Análise dos resultados das vigas com armadura transversal

6.2.1 Fissuração e resistência ao cisalhamento

Em grande parte das vigas com armadura transversal ocorreu a formação de fissuras de cisalhamento nos dois vãos cisalhantes, em valores de força cortante próximas a 35 kN, conforme pode ser observado nas Figuras 5.30 a 5.35.

Nos estágios finais do carregamento observou-se a redução da inclinação da curva no gráfico de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento, indicando o início do escoamento do aço da armadura transversal, ocorrendo a ruptura para aberturas superiores a 1,0 mm.

Nas vigas CC0 V3 e CA0N V2 ocorreu a ruptura da armadura transversal na extremidade da fissura principal de cisalhamento junto à armadura longitudinal e esta fissura apresentou inclinação superior a 45°, não sendo atravessada pela armadura transversal. Devido a este comportamento diferenciado os resultados obtidos para estas vigas foram descartados na análise dos resultados.

Considerando que os concretos utilizados para moldagem das vigas com armadura transversal apresentaram pequena variação na resistência à compressão axial, com valores entre 41,2 e 48,2 MPa, e que a parcela de resistência ao cisalhamento atribuída à armadura transversal independe desta propriedade do concreto, os resultados obtidos foram comparados diretamente.

Na Tabela 6.3 são apresentadas as forças cortantes últimas (V_u), as médias destes valores para cada composição de concreto e o ângulo médio da fissura de cisalhamento.

Tabela 6.3: Forças cortantes últimas e ângulo médio das fissuras para vigas com armadura transversal.

Concreto	V_u (kN)	$V_{u,m}$ (kN)	Desvio padrão (kN)	Média do ângulo de inclinação da fissura (°)
CC1 – V1	72,6			
CC1 – V2	70,5	72,6	2,05	32,7
CC1 – V3	74,6			
CC0 – V1	63,6			
CC0 – V2	66,7	65,1	2,19	38,2
CA1N – V2	71,8			
CA1N – V3	77,3	74,5	3,89	43,9
CA0N – V1	76,5			
CA0N – V3	65,1	70,8	8,06	30,9
CA1R – V1	70,4			
CA1R – V2	74,5	72,5	2,90	33,7
CA0R – V1	68,5			
CA0R – V2	68,4	70,6	3,78	39,6
CA0R – V3	75,0			

As médias dos ângulos de inclinação das fissuras de cisalhamento apresentaram valores entre 30,9° e 43,9°, entretanto não foi observada relação direta entre a inclinação desta fissura e a resistência última das vigas. Os concretos autoadensáveis apresentaram resistências ao cisalhamento levemente superiores aos concretos convencionais quando produzidos com o mesmo volume de agregado graúdo.

A redução da granulometria do agregado graúdo de 19 mm para 9,5 mm apresentou maior influência na resistência ao cisalhamento dos concretos convencionais, com redução de 10,2%, enquanto nos concretos autoadensáveis esta variação foi inferior a 5%. A redução do volume de agregado nos concretos autoadensáveis não apresentou efeito significativo na resistência ao cisalhamento, com variações inferiores a 3%.

6.2.2 Análise da rigidez

Analisando as curvas de deslocamento vertical em função da força cortante aplicada das vigas ensaiadas observou-se um comportamento semelhante em termos de rigidez inicial, correspondente à fase elástica do material, ocorrendo variações na força cortante de ruptura das vigas. Pequenas oscilações na curva de deslocamento vertical

das vigas podem ser atribuídas à formação de fissuras de flexão ou da fissura diagonal de cisalhamento, reduzindo a inclinação das curvas, exceto nas proximidades de força cortante iguais a 15 kN, 30 kN e 45 kN, onde as paradas para anotação das fissuras ocasionaram pequenas oscilações no carregamento.

Considerando que as rupturas das vigas ocorreram em cargas variadas foram comparados os deslocamentos verticais medidos para as forças cortantes iguais a 20 kN e 55 kN (Tabela 6.4), correspondentes à aproximadamente 30% e 90% da menor força cortante última suportada, definidos visando avaliar a rigidez no estado de serviço das vigas e próximo à ruptura.

Tabela 6.4: Deslocamentos verticais no centro do vão das vigas para força cortante igual a 20 kN e 55 kN.

Concreto	Viga	Deslocamento vertical (mm)			
		V ₂₀	V _{20,m}	V ₅₅	V _{55,m}
CC1	V1	0,556		2,841	
	V2	0,418	0,46	2,713	2,75
	V3	0,415		2,702	
CC0	V1	0,552	0,53	3,451	3,43
	V2	0,497		3,403	
CA1N	V2	0,620	0,59	3,109	3,02
	V3	0,558		2,927	
CA0N	V1	0,407	0,47	2,666	2,98
	V3	0,525		3,295	
CA1R	V1	0,498	0,54	3,089	3,09
	V2	0,575		3,093	
CA0R	V1	0,450		2,836	
	V2	0,534	0,47	3,138	2,82
	V3	0,433		2,471	

Entre as composições estudadas foram observadas pequenas variações no deslocamento vertical do centro das vigas, com valores entre 0,407 e 0,620 mm para força cortante igual a 20 kN e valores entre 2,471 e 3,451 mm para força cortante igual a 50 kN. Comparando as médias dos deslocamentos de cada composição de concreto, observa-se um comportamento semelhante entre as composições para estado de serviço. Próximo à ruptura as vigas de concreto convencional apresentaram deflexão levemente inferior às vigas de concreto autoadensável quando

empregado agregado de maior granulometria, ocorrendo o efeito inverso quando empregado agregado de menor granulometria.

6.3 Comparação entre as resistências das vigas com e sem armadura transversal

Nas vigas sem armadura transversal foram observados comportamentos distintos entre o concreto convencionalmente vibrado e o autoadensável, apresentando este último menor resistência ao cisalhamento. Além disso, a redução da dimensão máxima característica em um mesmo tipo de concreto resultou na redução da resistência ao cisalhamento, principalmente no concreto autoadensável, porém este efeito não foi observado quando reduzido o volume de agregados graúdos no concreto autoadensável.

As vigas com armadura transversal apresentaram forças cortantes últimas semelhantes, com resistências levemente superiores nos concretos autoadensáveis produzidos com o mesmo volume de agregado graúdo dos concretos convencionais, e apresentando pequenas variações quando reduzida a granulometria e o volume de agregado graúdo.

Conforme apresentado no Capítulo 3, a força cortante resistente em vigas de concreto sem armadura transversal é decorrente da resistência à tração do concreto e de mecanismos resistentes alternativos, sendo os principais o efeito de arco, o atrito de contato entre as superfícies das fissuras gerado pelo engrenamento entre os agregados e o efeito de pino da armadura longitudinal, denominada comumente de parcela V_c . Para vigas com armadura transversal soma-se à parcela V_c uma parcela atribuída à armadura (V_{sw}) proporcional à área de aço e sua tensão de escoamento.

Considerando que as vigas ensaiadas apresentavam as mesmas características geométricas e taxa de armadura longitudinal, pode-se avaliar a influência da presença da armadura transversal comparando as forças cortantes últimas das vigas com e sem esta armadura.

Analisando as Figuras 6.30 a 6.35 constata-se que as fissuras atravessaram somente um estribo, assim a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal (V_{sw}) pode ser calculada empregando a Equação 6.2, obtendo-se para as vigas deste estudo o valor de 25,64 kN.

$$V_{sw} = f_{yw} \cdot A_{sw} \quad (6.2)$$

onde:

V_{sw} : força cortante resistida pela armadura transversal;

f_{yw} : tensão de escoamento do aço da armadura transversal, obtida nos ensaios de tração para caracterização do material igual a 658 MPa;

A_{sw} : área de aço da armadura transversal, igual a 38,96 mm².

Subtraindo a parcela V_{sw} da força cortante última obtida experimentalmente nas vigas com armadura transversal, apresentadas na Tabela 6.3, obtém-se a parcela de força cortante resistida pelo concreto e mecanismos alternativos. Este valor pode ser normalizado segundo o mesmo procedimento anterior, ou seja, pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto de cada viga, apresentadas na Tabela 5.12. Esta força cortante normalizada resistida pelo concreto e mecanismos complementares para as vigas com armadura pode ser então comparada às obtidas para as vigas sem armadura transversal, apresentadas na Tabela 6.1, permitindo avaliar o efeito da presença de armadura e das variações das composições dos concretos na resistência ao cisalhamento das vigas.

Na Tabela 6.5 são apresentadas as médias das forças cortantes últimas das vigas com armadura transversal sem a parcela V_{sw} e normalizadas pela resistência à compressão do concreto ($V_{uc,n}$), as forças cortantes últimas normalizadas das vigas sem armadura transversal ($V_{us,n}$) e a relação entre estes valores de forças cortantes, para cada composição de concreto estudada.

Tabela 6.5: Forças cortantes últimas atribuídas ao concreto e mecanismos alternativos de vigas com e sem armadura transversal.

Concreto	$V_{uc,n}$ (kN.MPa ^{-0,5})	$V_{us,n}$ (kN.MPa ^{-0,5})	$V_{uc,n} / V_{us,n}$ (kN.MPa ^{-0,5})
CC1	6,84	6,71	1,02
CC0	6,15	5,95	1,04
CA1N	7,04	5,39	1,31
CA0N	6,91	5,22	1,32
CA1R	6,78	5,34	1,27
CA0R	6,53	5,37	1,22

Comparando as forças cortantes normalizadas das vigas com armadura transversal com as sem esta armadura observa-se que uma variação das parcelas V_c entre as composições devido à presença da armadura.

Nas vigas produzidas com concreto convencional a resistência ao cisalhamento apresentou valores semelhantes, entretanto, observou-se que nas vigas produzidas com concreto autoadensável e armadura

transversal as resistências foram entre 22% e 32% superiores à resistência das mesmas vigas sem esta armadura. Este aumento da parcela V_c foi responsável por reduzir a variação das resistências últimas nas vigas com armadura transversal, suprimindo a menor resistência observada nas vigas de concreto autoadensável sem esta armadura.

Estes resultados podem ser atribuídos à maior aderência do concreto autoadensável às armaduras, ocasionada pelo uso de filer, como demonstrado nos estudos de Almeida Filho *et al.* (2008), Desnerck *et al.* (2010) e Helincks *et al.* (2013), acarretando em menor abertura da fissura de cisalhamento e conseqüente maior engrenamento entre os agregados. Entretanto, na análise da abertura das fissuras este efeito não pode ser constatado, tendo a abertura das fissuras apresentado pequena variação entre as composições estudadas.

Ressalta-se que as vigas ensaiadas neste trabalho apresentavam taxa de armadura transversal próxima à mínima exigida por norma, indicando que pode ocorrer um maior aumento resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável em relação às vigas de concreto convencional quando empregada elevada taxa de armadura transversal.

Dentre os concretos autoadensáveis verifica-se que a redução do volume de agregado graúdo acarretou em redução da parcela resistida pelos mecanismos alternativos, podendo ser atribuída ao menor engrenamento dos agregados.

6.4 Comparação dos resultados experimentais em vigas com as prescrições normativas

As equações apresentadas pelas normas são empregadas para estimar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto no dimensionamento das estruturas, devendo apresentar valores aproximados aos obtidos experimentalmente, de forma que com a introdução de coeficientes de ponderação da resistência nestas equações seja garantida a segurança das edificações.

Os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de vigas foram comparados com os valores estimados pelas equações das normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado americana ACI 318 (ACI, 2011), canadense A23.3 (CSA, 2004), europeia EC-2 (CEN, 2004) e brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), calculados utilizando as equações apresentadas na Tabela 6.6, considerando os coeficientes de minoração das resistências unitários.

Para as vigas com armadura transversal, a resistência última é dada pela soma das parcelas resistidas pelo concreto (V_c) e pelo aço (V_{sw}),

com exceção da norma EC-2 (CEN, 2004) onde a contribuição do concreto e mecanismos complementares à treliça são desconsiderados, admitindo que a armadura transversal absorve integralmente o esforço cisalhante, considerando-se somente a parcela V_{sw} . Nas normas americana e canadense a tensão de escoamento da armadura transversal é limitada em 400 MPa enquanto nas normas europeia e brasileira este valor é de 435 MPa.

Tabela 6.6: Equações das normas para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas.

Norma	Parcela resistida pelo concreto	Parcela resistida pela armadura
ACI 318	$V_c = \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{6}$	$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d}{s}$
	$V_c = \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d_v$	
	$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$	
	$\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V}{2 \cdot E_s \cdot A_{sl}}$	
CAN A23.3	$d_v \geq \begin{cases} 0,9 \cdot d \\ 0,72 \cdot h \end{cases}$	$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d_v \cdot \cot g(\theta)}{s}$
	Em elementos sem armadura transversal:	$\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x$
	$s_{ze} = \frac{35 \cdot d_v}{15 + a_g}$	
	Em elementos com armadura transversal:	
	$s_{ze} = 300$	

Continua

Continuação

EC-2	$V_c = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	$V_s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cotg(\theta)}{s}$ $21,8^\circ \leq \theta \leq 35^\circ$
NBR 6118 Modelo I	$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d$ $f_{ct} = 0,21 \cdot f_c^{2/3}$	$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot 0,9 \cdot d}{s}$
NBR 6118 Modelo II	$V_c = V_{c0} \cdot \frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}}$ $= 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot \cotg \theta$	$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \cotg \theta}{s}$

Na Tabela 6.7 são apresentadas as forças cortantes últimas obtidas experimentalmente, calculadas pelas equações normativas e a relação entre estes valores, para vigas com armadura transversal. No cálculo da parcela de força cortante resistida pela armadura nas equações da norma EC-2 (CEN, 2004) e Modelo II da NBR 6118 (ABNT, 2014) adotou-se os ângulos de $21,8^\circ$ e 30° , respectivamente, resultando em valores mais elevados. Nas Tabelas B1 e B2 do Apêndice B encontram-se os resultados dos cálculos dos parâmetros necessários para determinação de V_c e V_{sw} das normas CAN A23.3 (CSA, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014) Modelo II.

Tabela 6.7: Forças cortantes últimas experimentais e estimativas das normas para vigas com armadura transversal.

Viga	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp,m}$ (kN)	Estimativa força cortante última – $V_{u,teo}$ (kN)					Relação $V_{u,teo} / V_{u,exp}$					
			ACI 318	CAN A23.3	EC-2	NBR 6118		ACI 318	CAN A23.3	EC-2	NBR 6118		
						MI	MII				MI	MII	
CC1 – V1	72,6												
CC1 – V2	70,5	72,6	43,4	34,4	42,0	53,2	57,4	0,60	0,47	0,58	0,73	0,79	
CC1 – V3	74,6												
CC0 – V1	63,6												
CC0 – V2	66,7	65,1	41,8	35,3	42,0	50,2	55,2	0,64	0,54	0,64	0,77	0,85	
CA1N – V2	71,8												
CA1N – V3	77,3	74,5	43,7	34,1	42,0	53,8	57,7	0,59	0,46	0,56	0,72	0,77	
CA0N – V1	76,5												
CA0N – V3	65,1	70,8	42,2	34,1	42,0	51,0	54,9	0,60	0,48	0,59	0,71	0,77	
CA1R – V1	70,4												
CA1R – V2	74,5	72,5	43,6	34,6	42,0	53,6	57,9	0,60	0,48	0,58	0,74	0,80	
CA0R – V1	68,5												
CA0R – V2	68,4	70,6	43,5	35,0	42,0	53,4	58,0	0,62	0,50	0,59	0,76	0,82	
CA0R – V3	75,0												
								Média	0,61	0,49	0,59	0,74	0,80

A relação entre as forças cortantes últimas experimentais e estimadas pelas normas apresentou valores entre 0,46 e 0,85, considerados conservadores para estimativas da resistência ao cisalhamento das vigas. Apesar da diferenciação dos concretos quanto à trabalhabilidade, volume e dimensão máxima de agregado graúdo das composições não se constata influência destes fatores em relação à segurança das equações normativas no dimensionamento de vigas.

Nos concretos produzidos com agregado graúdo de menor granulometria verifica-se, na maioria dos casos, estimativas menos conservadoras, devido à estas vigas terem apresentado menor resistência ao cisalhamento, entretanto a variação não pode ser considerada significativa.

Apesar de adotar um modelo teórico mais refinado, baseado em campos de compressão, que leva em consideração uma série de fatores, tais como a área de aço da armadura longitudinal, a magnitude do momento fletor e da força cortante e o espaçamento entre as fissuras, os resultados da norma CAN A23.3 (CSA, 2004) são conservadores em relação às demais, com estimativas de resistência ao cisalhamento 0,46 e 0,54 da resistência obtida experimentalmente.

Apesar de desconsiderar a força cortante resistida pelo concreto, a norma EC-2 (CEN, 2004) apresentou resultados próximos aos estimados pela norma ACI 318 (ACI, 2011), em torno de 60% da força cortante última.

Os valores estimados pela norma brasileira apresentaram maior aproximação com os resultados experimentais, principalmente quando utilizado o modelo II com ângulo de inclinação da biela igual a 30°, com estimativas entre 0,71 e 0,85 da carga última.

Na Figura 6.8 são apresentadas as curvas de força cortante última estimada pelas normas em função da resistência à compressão axial do concreto, sendo indicados os valores correspondentes à força cortante de ruptura das vigas ensaiadas de cada composição de concreto. As equações da norma CAN A23.3 (CSA, 2004) e do Modelo II da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) necessitam de parâmetros referentes à força cortante atuante, desta forma foram consideradas para norma canadense os valores de β e θ , iguais a 0,12 e 40°, respectivamente obtidos pela média aritmética dos valores calculados para as vigas ensaiadas, e no modelo II da norma brasileira, que considera uma redução da parcela V_c quando a força cortante atuante aproxima-se da resistência das diagonais comprimidas de concreto, foi considerada V_c igual à 77% de V_{c0} .

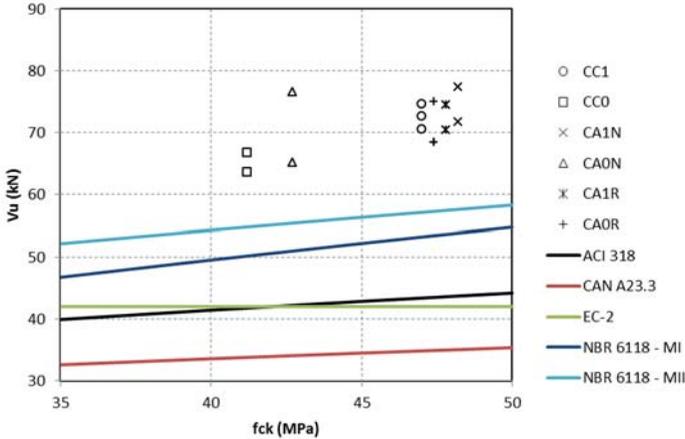


Figura 6.8: Forças cortantes últimas estimadas pelas normas e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão do concreto das vigas com armadura transversal.

Observa-se que todas as vigas ensaiadas apresentaram força cortante última superior às estimativas das normas, havendo uma relação direta entre a força cortante última e a resistência à compressão do concreto nos resultados experimentais, semelhante ao comportamento das estimativas das normas.

A norma EC-2 (CEN, 2004), diferente das demais, apresenta uma estimativa de resistência constante independente da resistência à compressão do concreto, devido a sua formulação considerar somente a resistência da armadura, tornando-se mais conservadora em concretos mais resistentes.

Entre os dois modelos adotados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) verifica-se que o modelo II se aproxima mais dos resultados experimentais, havendo uma aproximação quando empregado concreto de maior resistência à compressão.

Apesar da determinação por parte das normas da adoção de uma armadura transversal mínima que evite a ruptura de forma brusca, são apresentadas equações que estimam a parcela resistida pelo concreto (V_c) em elementos sem armadura transversal.

Na Tabela 6.8 são apresentadas as forças cortantes últimas obtidas experimentalmente e estimadas pelas equações normativas, bem como a relação entre estas forças cortantes experimentais e teóricas para vigas sem armadura transversal.

Tabela 6.8: Forças cortantes últimas experimentais e estimativas das normas para vigas sem armadura transversal.

Viga	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp,m}$ (kN)	Estimativa força cortante última – $V_{u,teo}$ (kN)					Relação $V_{u,teo} / V_{u,exp}$					
			ACI 318	CAN A23.3	EC-2	NBR 6118 MI MII		ACI 318	CAN A23.3	EC-2	NBR 6118 MI MII		
CC1 – V1	38,0												
CC1 – V2	40,0	40,4	22,3	22,2	31,3	30,6	28,7	0,55	0,57	0,77	0,76	0,71	
CC1 – V3	43,2												
CC0 – V1	38,8												
CC0 – V2	38,6	38,6	24,0	23,1	32,9	33,9	32,9	0,62	0,60	0,85	0,88	0,85	
CC0 – V3	38,4												
CA1N – V1	36,5												
CA1N – V2	36,5	37,5	25,7	26,8	34,5	37,1	37,0	0,69	0,72	0,92	0,99	0,99	
CA1N – V3	39,3												
CA0N – V1	32,9												
CA0N – V2	30,9	31,9	22,6	24,0	31,6	31,2	31,0	0,70	0,75	0,99	0,98	0,97	
CA0N – V3	31,8												
CA1R – V1	38,1												
CA1R – V2	36,9	37,3	25,9	27,0	34,6	37,4	37,4	0,69	0,72	0,93	1,00	1,00	
CA1R – V3	36,9												
CA0R – V1	33,5												
CA0R – V2	39,9	36,2	24,9	24,9	33,8	35,6	35,5	0,69	0,69	0,93	0,98	0,98	
CA0R – V3	35,2												
Média								0,66	0,66	0,90	0,93	0,92	

Comparando as médias das forças cortantes últimas das vigas de cada composição de concreto verifica-se que as normas ACI (ACI, 2011) e CAN A23.3 (CSA, 2004) apresentaram valores bastante conservadores na estimativa da resistência, com relação entre força cortante última estimada e experimental entre 0,55 e 0,75, com média igual a 0,66.

As estimativas das normas EC-2 (CEN, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentaram valores entre 71% e 100% da força cortante última experimental, com médias iguais a 0,90 e 0,92, respectivamente. Para vigas sem armadura transversal verifica-se que os dois modelos da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) conduzem a resultados semelhantes devido à ruptura ocorrer para um valor de força cortante próximo à V_{c0} .

Comparando as médias da relação entre as forças cortantes últimas teóricas e experimentais das vigas de concreto convencional e autoadensável observa-se que as estimativas das normas são menos conservadoras para o concreto autoadensável. Apesar da diferenciação na formulação das normas constata-se que a introdução de um fator de modificação entre 0,79 e 0,86 na equação da resistência ao cisalhamento para vigas produzidas com concreto autoadensável conduziria a estimativa de resistência com a mesma margem de segurança do concreto convencionalmente vibrado.

Na Figura 6.9 são apresentadas as curvas de força cortante última estimada pelas normas em função da resistência à compressão axial do concreto, sendo indicados os valores correspondentes à força cortante de ruptura das vigas ensaiadas de cada composição de concreto.

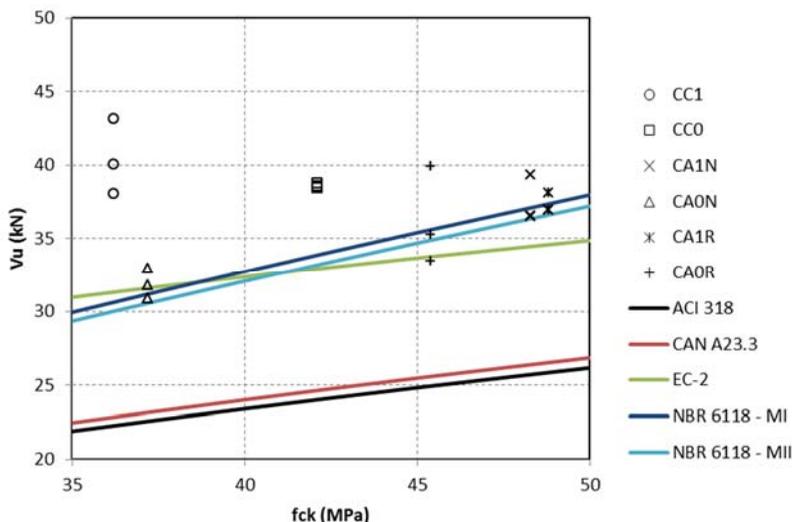


Figura 6.9: Forças cortantes últimas estimadas pelas normas e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão do concreto das vigas sem armadura transversal.

Para estimativa da norma CAN A23.3 (CSA, 2004) considerou-se β igual a 0,19, obtido pela média aritmética dos valores calculados para as vigas ensaiadas. Os dois modelos da NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentaram comportamento semelhante pois devido à ruptura ocorrer para um valor de força cortante próximo à V_{c0} estas parcelas se assemelham, sendo a parcela V_c no modelo II considerada igual a 98% de V_{c0} .

As normas ACI 318 (ACI, 2011), CAN A23.3 (CSA, 2004) apresentam estimativas semelhantes, sendo mais conservadores em relação às demais normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e EC-2 (CEN, 2004), sendo observado experimentalmente e nas estimativas das normas o aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da resistência à compressão do concreto.

Analisando os resultados individuais de cada viga observa-se que em alguns casos as vigas de concreto autoadensável apresentaram força cortante última inferiores aos valores estimados pelas normas EC-2 (CEN, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Constata-se que estas normas apresentam estimativas mais conservadoras para o concreto convencional em relação a concreto autoadensável, sendo a adoção de um fator corretivo nas equações, conforme citado anteriormente, uma forma de

garantir a segurança em estruturas de concreto autoadensável sem armadura transversal.

6.5 Análise dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Analisando os diagramas de força cortante vs. deslocamentos do plano de cisalhamento, relativo ao deslocamento vertical deste plano (Δ), e ao deslocamento horizontal, correspondente à abertura da fissura neste plano (w), apresentados nas Figuras 5.57 a 5.62, observa-se um comportamento semelhante entre as composições de concreto, podendo-se dividir em três fases distintas conforme apresentado na Figura 6.10, referente ao exemplar CC0 A (Figura 5.58), como preconizado por Harries *et al.* (2014).

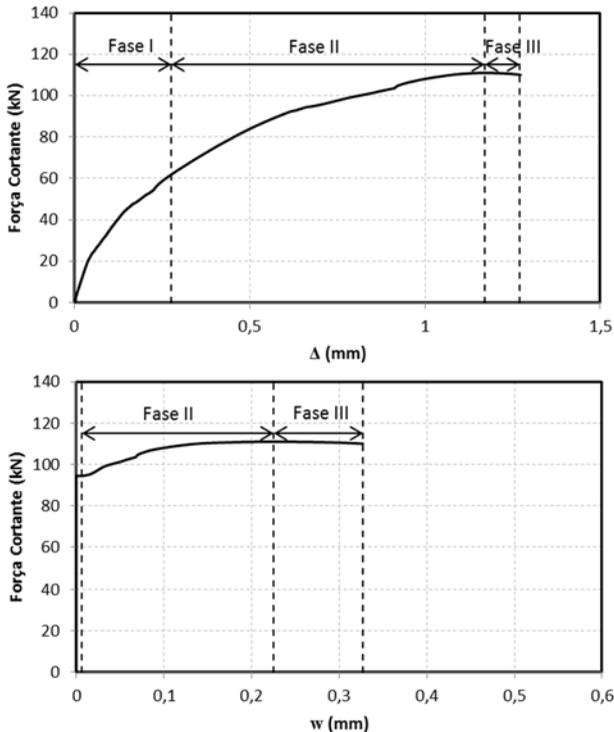


Figura 6.10: Fases dos ensaios de cisalhamento direto, apresentação do exemplar CC0 A.

A primeira fase, do início do carregamento até a formação da fissura no plano de cisalhamento, é caracterizada por deslocamentos verticais e horizontais, atribuídos à deformação do material, sem a

ocorrência da abertura da fissura de cisalhamento, sendo, nesta fase, a carga aplicada resistida pelo concreto.

A segunda fase inicia com a formação da fissura no plano cisalhante, constatada devido ao aumento da deformação específica do aço com deslocamento horizontal constante, conforme apresentado na Figura 6.11, referente ao exemplar CC0 A.

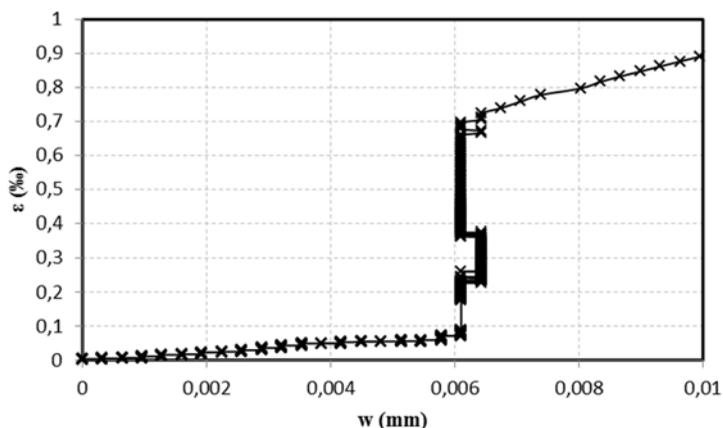


Figura 6.11: Diagrama de deformação específica da armadura vs. deslocamento horizontal do exemplar CC0 A.

Devido à formação da fissura ocorre um acréscimo do deslocamento vertical ao longo da fissura, aumentando a deformação específica da armadura, passando a força cortante a ser resistida pelo atrito entre as faces da fissura, resultante da rugosidade das superfícies e pela força normal gerada pela armadura transversal que restringe a abertura desta fissura. Com o aumento da deformação da armadura ocorre a abertura da fissura e conseqüente perda de resistência por engrenamento dos agregados, até atingir a força cortante última, conforme apresentado na Figura 6.12.

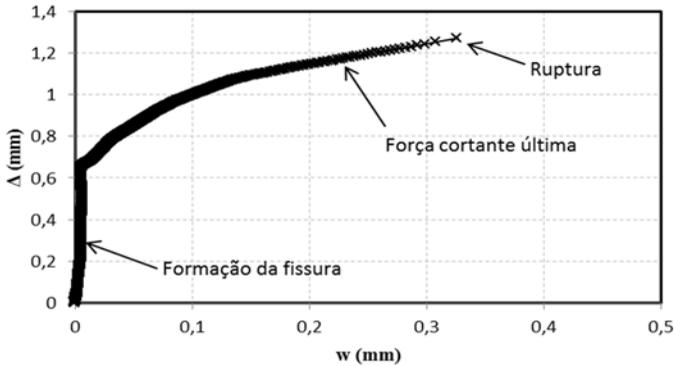


Figura 6.12: Diagrama de deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal do exemplar CC0 A.

Na fase final, após atingir a capacidade resistente, verifica-se o aumento dos deslocamentos verticais e horizontais e o decréscimo da carga aplicada, indicando o escoamento da armadura transversal, ocorrendo no instante final a ruptura de uma ou das duas barras desta armadura.

6.5.1 Resistência ao cisalhamento

As forças cortantes de formação da fissura de cisalhamento foram determinadas analisando a fase inicial dos diagramas de deformação específica vs. abertura de fissura para os exemplares identificados com a letra “A”.

Na Tabela 6.9 são apresentadas as forças cortantes, os deslocamentos horizontais e as deformações específicas medidas no instante definido como formação da fissura no plano de cisalhamento. Os valores de deslocamento horizontal e a deformação específica correspondem respectivamente à média das leituras dos transdutores e extensômetros utilizados.

Tabela 6.9: Força cortante, deslocamento horizontal e deformação específica da armadura no instante de formação da fissura.

Concreto	V_{cr} (kN)	w_{cr} (mm)	ϵ_s ‰
CC1	72,5	0,024	0,166
CC0	62,0	0,061	0,071
CA1N	71,1	0,028	0,144
CA0N	65,0	0,008	0,233
CA1R	67,5	0,022	0,174
CA0R	89,8	0,039	0,312

Nos concretos convencionais e autoadensáveis com mesmo volume de agregado graúdo observa-se uma redução da força cortante de formação da fissura de cisalhamento quando utilizado agregado de menor granulometria.

Quando reduzido o volume de agregado graúdo este efeito não foi observado, tendo o exemplar CA0R A apresentado a maior força cortante de formação da fissura de cisalhamento com deformação específica da armadura de 0,312 %. Entretanto, analisando a Figura 5.62, constata-se neste exemplar um comportamento diferenciado dos demais exemplares produzidos com esta composição, devendo ser reavaliada esta resistência.

Considerando a força cortante atuante no plano de cisalhamento (100x220 mm), foram calculadas as tensões de cisalhamento de fissuração e última apresentadas na Tabela 6.10.

Tabela 6.10: Tensão cisalhante de fissuração e última dos concretos ensaiados.

Concreto	Exemplar	τ_{cr} (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_{u,m}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	$\tau_{cr}/\tau_{u,m}$
CC1	A	3,29	4,94	4,95	0,25	0,67
	B	-	4,71			
	C	-	5,20			
CC0	A	2,82	5,05	5,26	0,19	0,54
	B	-	5,40			
	C	-	5,35			
CA1N	A	3,23	5,25	5,23	0,18	0,62
	B	-	5,39			
	C	-	5,04			
CA0N	A	2,96	5,54	5,37	0,23	0,55
	B	-	5,21			
CA1R	A	3,07	5,69	5,53	0,21	0,56
	B	-	5,62			
	C	-	5,29			
CA0R	A	4,08	5,33	5,54	0,23	0,74
	B	-	5,52			
	C	-	5,79			

As tensões de formação da fissura de cisalhamento e última apresentaram pequenas variações entre os exemplares ensaiados,

ocorrendo a formação da fissura no plano de cisalhamento para tensões entre 0,54 e 0,74 da tensão última.

As resistências à fissuração se aproximaram dos resultados apresentados por Hofbeck *et al.* (1969), que constataram em exemplares sem armadura transversal e não fissurados a existência de uma parcela de resistência atribuída ao concreto, como apresentado anteriormente na Figura 4.5, entre 3,5 e 4,0 MPa, sendo praticamente constante para peças com parâmetro de armadura transversal ($\rho_v \cdot f_y$) de até 6 MPa.

Posteriormente, Mattock e Hawkins (1972) atribuíram esta resistência à coesão entre as partículas do material, relacionada com resistência à compressão do concreto, existindo uma segunda parcela referente ao atrito entre as superfícies das fissuras, influenciada pela rugosidade da superfície e pela força de compressão normal ao plano de cisalhamento, que pode ser oriunda de forças externas ou uma força de reação nas barras de aço da armadura transversal que impedem a abertura da fissura.

Considerando esta hipótese para avaliar a parcela de resistência atribuída à coesão do concreto, a tensão cisalhante de formação da fissura foi normalizada, dividindo-a pela raiz quadrada da resistência à compressão. A Tabela 6.11 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6.11: Tensão cisalhante de fissuração normalizada.

Concreto	$\tau_{cr,n}$ (MPa^{0,5})
CC1	0,546
CC0	0,484
CA1N	0,503
CA1R	0,433
CA0N	0,448
CA0R	0,593

Com exceção do concreto CA0R, que demonstrou um comportamento diferenciado discutido anteriormente, verifica-se que nos concretos convencionais e autoadensáveis a redução da granulometria do agregado graúdo resultou em menor resistência à formação da fissura de cisalhamento, assim como a redução do volume deste agregado no concreto autoadensável, entretanto um número maior de exemplares deve ser ensaiado para confirmar estes resultados.

Os concretos autoadensáveis apresentaram resistência última levemente superior aos concretos convencionais quando empregado o mesmo volume de agregado graúdo, e uma maior variação quando

reduzido o volume deste agregado. A redução da granulometria do agregado não apresentou variação significativa na resistência última.

Nos concretos convencionais e autoadensáveis com mesmo volume de agregado graúdo, a redução da granulometria deste agregado resultou em maior parcela de resistência pós-fissuração. Este efeito também era esperado no concreto autoadensável com volume reduzido de agregado graúdo, sendo sugerida a realização de novos ensaios com o concreto CA0R para confirmar esta hipótese, tendo em vista o comportamento diferenciado apresentado neste estudo.

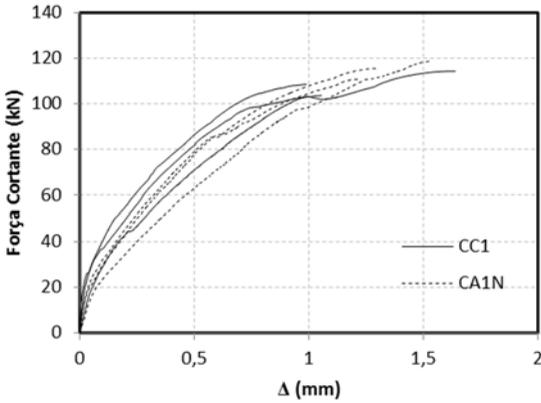
6.5.2 Deslocamento vertical do plano de cisalhamento

Analisando os deslocamentos verticais do plano de cisalhamento, apresentados na Tabela 6.12 constata-se uma significativa variabilidade nos deslocamentos verticais medidos na formação da fissura e na força cortante última, semelhante aos resultados apresentados por Zeno (2009), não havendo uma relação entre os deslocamentos verticais e as forças cortantes.

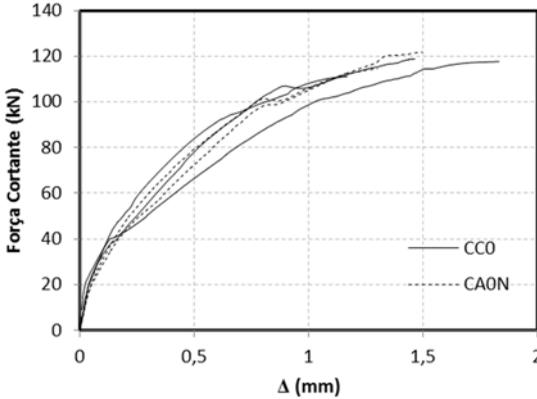
Tabela 6.12: Deslocamento vertical plano cisalhante para força cortante de fissuração e última.

Concreto	Elemento	V_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	V_u (kN)	Δ_u (mm)
CC1	A	72,5	0,348	108,6	0,989
	B	-	-	103,7	1,056
	C	-	-	114,3	1,641
CC0	A	62,0	0,276	111,0	1,170
	B	-	-	118,8	1,466
	C	-	-	117,7	1,834
CA1N	A	71,1	0,431	115,5	1,302
	B	-	-	118,7	1,541
	C	-	-	110,8	1,220
CA0N	A	65,0	0,415	121,8	1,499
	B	-	-	114,6	1,302
CA1R	A	67,5	0,406	125,1	1,523
	B	-	-	123,5	1,367
	C	-	-	116,4	1,421
CA0R	A	89,8	0,614	117,2	1,223
	B	-	-	121,4	1,241
	C	-	-	127,4	1,252

Nas Figuras 6.13 a 6.15 são apresentados os diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical, limitados à força cortante última, agrupados considerando a variação da trabalhabilidade dos concretos, da dimensão máxima do agregado graúdo e do volume deste agregado, respectivamente.

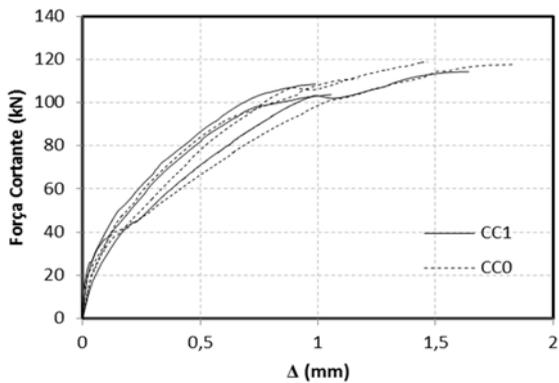


(a)

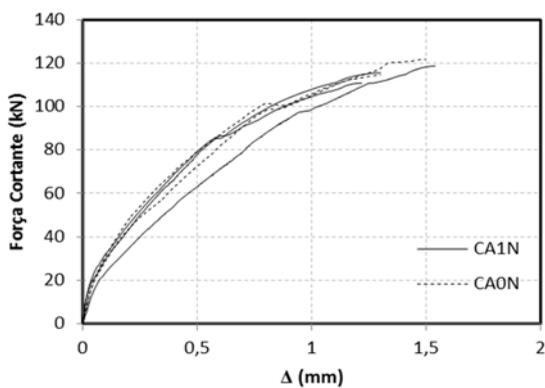


(b)

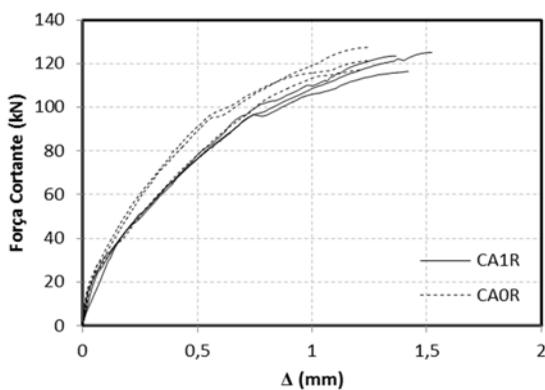
Figura 6.13: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CC1xCA1N (a) e CC0xCA0N (b).



(a)

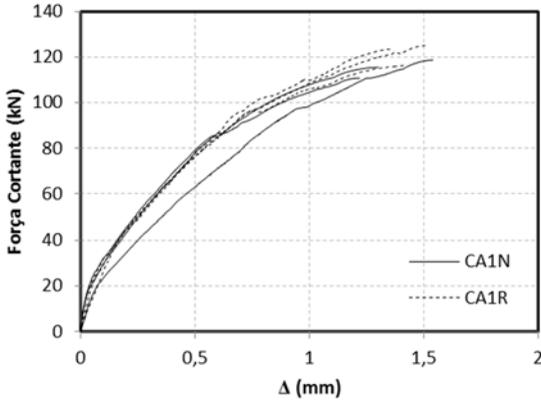


(b)

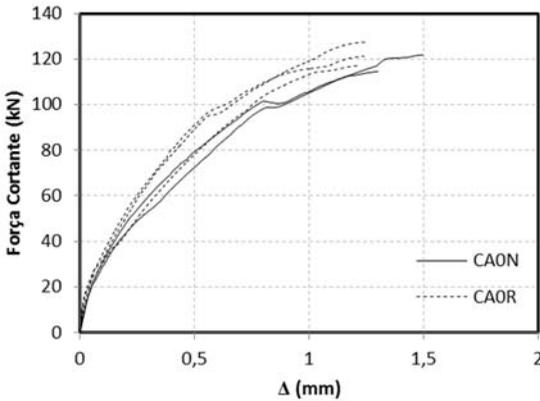


(c)

Figura 6.14: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CC1xCC0 (a), CA1NxCA0N (b) e CA1RxCA0R (c).



(a)



(b)

Figura 6.15: Diagramas de força cortante vs. deslocamento vertical dos concretos CA1N \times CA1R (a) e CA0N \times CA0R (b).

Os diagramas demonstram um comportamento semelhante entre os materiais, variando no deslocamento vertical da carga última. Mesmo os concretos autoadensáveis apresentando maior resistência à compressão verificam-se deslocamentos verticais semelhantes aos concretos convencionais de mesma granulometria e volume de agregado graúdo (Figura 6.13).

Quando alterados a granulometria e volume do agregado graúdo verificou-se que no concreto CA0R deslocamentos verticais levemente inferiores aos concretos CA1R (Figura 6.14-c) e CA0N (Figura 6.15-b), sendo nestes casos a resistência à compressão dos materiais semelhantes.

Entre os demais concretos estas alterações de composição não apresentaram influência nos deslocamentos verticais.

6.5.3 Abertura da fissura de cisalhamento

As aberturas da fissura de cisalhamento no instante correspondente à força cortante última, apresentadas na Tabela 5.18, não demonstraram uma tendência de comportamento em relação a uma composição específica.

De acordo com Walraven e Reinhardt (1981), as tensões de cisalhamento para um mesmo valor de abertura da fissura são interessantes para avaliação da resistência ao cisalhamento por atrito.

Desta forma, considerando que os exemplares ensaiados apresentaram para força cortante última abertura de fissura entre 0,151 e 0,390 mm, foram comparados os valores de tensão de cisalhamento correspondentes às aberturas de fissura iguais a 0,10 mm, 0,15 mm, apresentados na Tabela 6.13, com os respectivos valores médios para cada composição de concreto.

Tabela 6.13: Tensão cisalhante para abertura de fissura igual a 0,10mm, 0,15mm e para carga última, com suas respectivas médias.

Concreto	Exemplar	τ (MPa)				τ_u	$w_{u,m}$ (mm)
		w (mm)					
		0,10	0,15				
CC1	A	4,91		4,92		4,94	
	B	4,36	4,65	4,39	4,74	4,71	4,95
	C	4,69		4,90		5,20	
CC0	A	4,91		5,02		5,05	
	B	4,95	4,95	5,23	5,17	5,40	5,27
	C	5,00		5,27		5,35	
CA1N	A	5,00		5,23		5,25	
	B	4,80	4,78	5,12	5,03	5,39	5,23
	C	4,55		4,75		5,04	
CA0N	A	4,73		5,06		5,54	
	B	4,70	4,72	4,92	4,99	5,21	5,38
CA1R	A	5,25		5,50		5,69	
	B	5,57	5,20	5,61	5,33	5,62	5,53
	C	4,77		4,89		5,29	
CA0R	A	5,22		5,27		5,33	
	B	5,21	5,09	5,39	5,27	5,52	5,55
	C	4,85		5,14		5,79	

Segundo Kim *et al.* (2010) e Harries *et al.* (2012), a redução das tensões cisalhantes quando reduzida a granulometria do agregado graúdo em concretos com mesmo volume deste agregado pode ser atribuída a um menor engrenamento dos agregados, entretanto neste trabalho não foi observada variação significativa nas tensões cisalhantes para os concretos autoadensáveis devido a redução da granulometria do agregado graúdo, ocorrendo um aumento destas tensões nos concretos convencionais.

Quando reduzido o volume de agregado graúdo nos concretos autoadensáveis ocorreu o aumento das tensões cisalhantes para uma mesma abertura de fissura, podendo ser associado à maior resistência à compressão do concreto e melhor aderência às barras de aço, aumentando a força de compressão das faces da fissura e conseqüente maior transferência de tensões por atrito.

A Figura 6.16 apresenta os diagramas de tensão na armadura vs. abertura da fissura, sendo a tensão na armadura calculada a partir das deformações específicas medidas durante os ensaios.

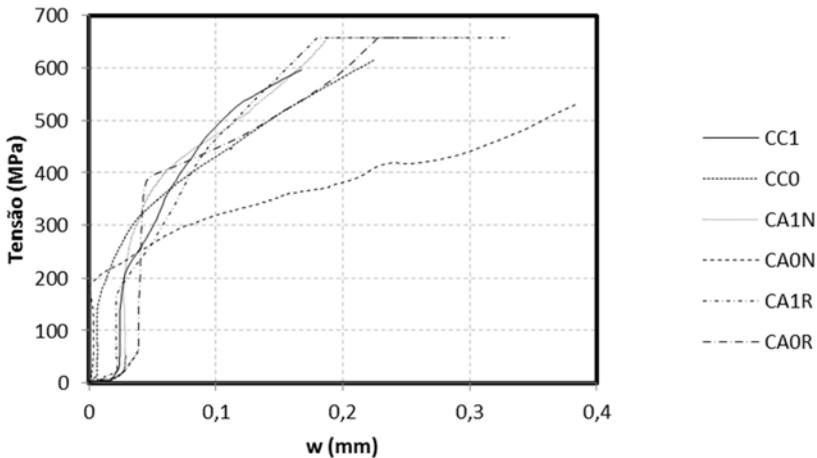


Figura 6.16: Diagramas de tensão na armadura transversal vs. abertura da fissura de cisalhamento.

No exemplar de concreto CA0N a tensão máxima medida na armadura apresentou valor inferior à tensão de escoamento do aço, provavelmente devido à falha do extensômetro após a formação da fissura, pois a ruptura da barra foi verificada quando finalizado o ensaio. Os demais concretos apresentaram pequena variação na tensão da armadura para abertura de fissura próxima a 0,1 mm.

Conforme proposto por Harries *et al.* (2012), a parcela de resistência ao cisalhamento atribuída ao aço pode ser calculada a partir da tensão na armadura, medida durante o ensaio, empregando a Equação 4.20 proposta pela norma ACI 318 (ACI, 2011), com coeficiente de atrito (μ) igual a 1,4. A componente teórica resistida pelo concreto consiste na subtração da parcela resistida pelo aço da força cortante medida experimentalmente.

Nas Figuras 6.17 a 6.22 são apresentados os diagramas de força cortante vs. abertura da fissura obtidos experimentalmente com as parcelas teóricas referentes ao aço e ao concreto, sendo indicada por uma reta vertical a abertura de fissura correspondente à força cortante última e por uma reta horizontal a força cortante referente à tensão de escoamento da armadura.

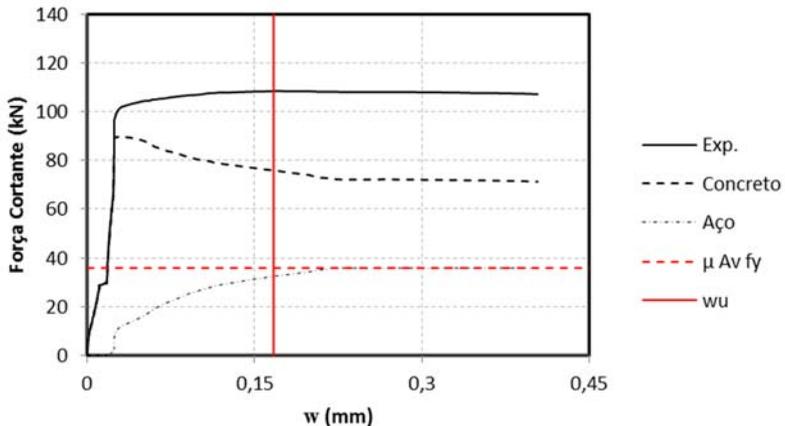


Figura 6.17: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CC1 A.

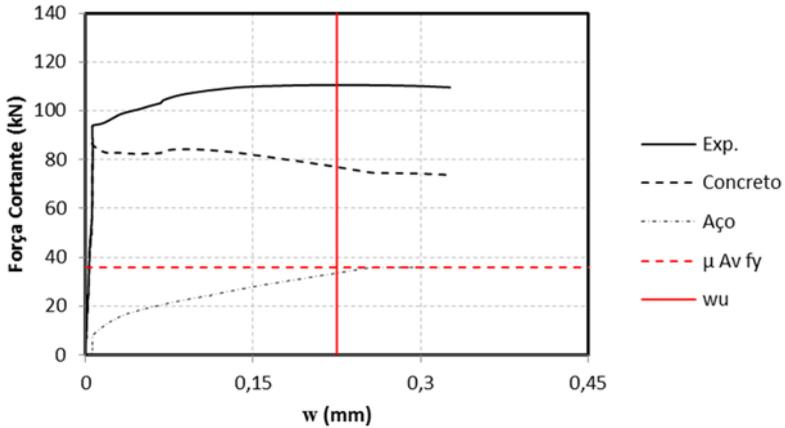


Figura 6.18: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CC0 A.

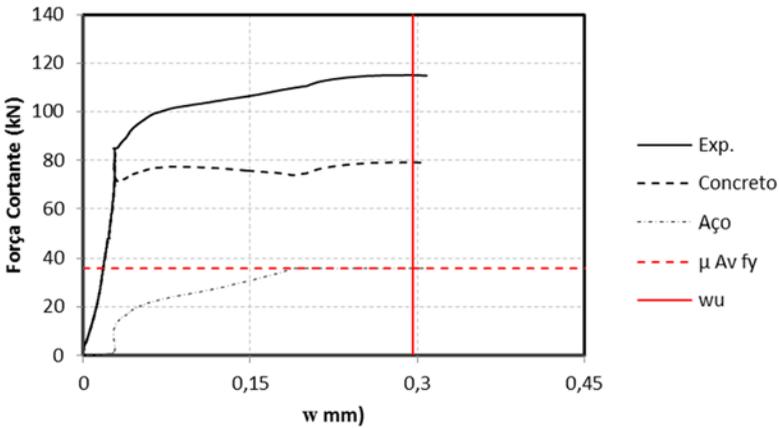


Figura 6.19: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA1N A.

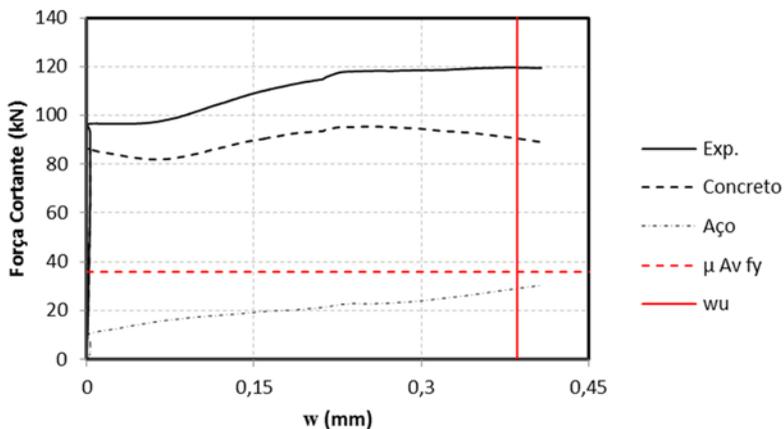


Figura 6.20: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA0N A.

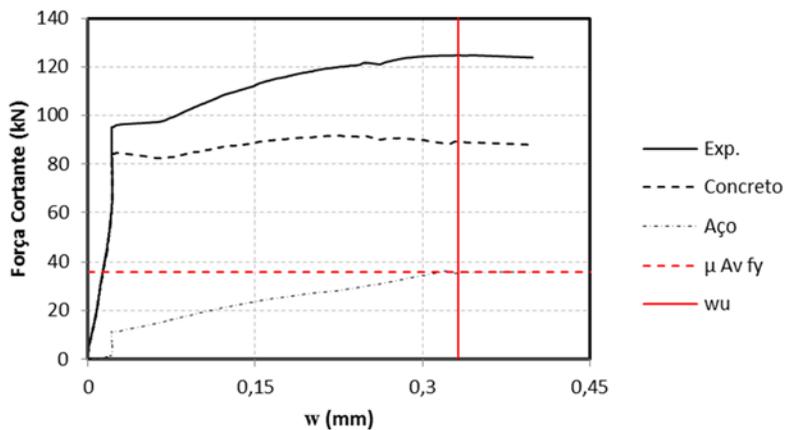


Figura 6.21: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA1R A.

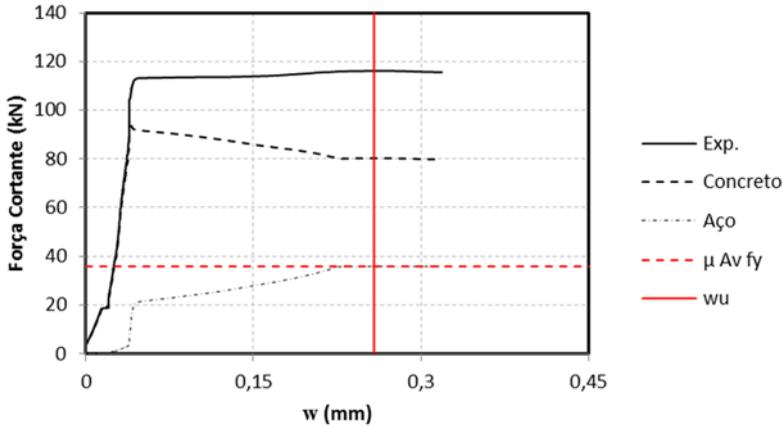


Figura 6.22: Diagramas de força cortante vs. abertura da fissura de cisalhamento e parcelas de resistência teórica do exemplar CA0R A.

Após a abertura da fissura observa-se o aumento constante da parcela atribuída ao aço, resultando em maior força de compressão entre as faces das fissuras e a redução da parcela correspondente ao concreto.

Nos concretos CC1 e CA0R a força de compressão gerada pela armadura após o aumento da abertura da fissura não acarretou em aumento da força cortante resistida, enquanto nos concretos CC0, CA0N e CA1R observa-se o aumento da força cortante medida experimentalmente proporcional à parcela de resistência atribuída ao aço, justificando a maior parcela de resistência pós-fissuração apresentada anteriormente na Tabela 6.10.

6.5.4 Comparação dos resultados experimentais com equações propostas na literatura e em normas

Os exemplares ensaiados neste estudo apresentavam $\rho_v \cdot f_y$ igual a 1,16 MPa, podendo ter seu comportamento comparado ao modelo proposto por Mattock e Hawkins (1972) e aperfeiçoado posteriormente por Walraven *et al.* (1987) e Mattock (1988).

Na Tabela 6.14 são apresentados os resultados experimentais obtidos neste trabalho e as estimativas das equações propostas na literatura por Birkeland e Birkeland (1966), Mattock (1974), Vecchio e Collins (1986), Walraven *et al.* (1987) e Mattock (1988), calculadas empregando as equações 4.9, 4.11, 4.14, 4.16 e 4.17, respectivamente.

Tabela 6.14: Tensões cisalhantes obtidas experimentalmente e estimativas de equações da literatura.

Concreto	τ_{resp} (MPa)	Birkeland e Birkeland (1966) (MPa)	Mattock (1974) (MPa)	Vecchio e Collins (1986) (MPa) ⁽¹⁾	Walraven <i>et al.</i> (1987) (MPa)	Mattock (1988) (MPa)
CCI	4,95			4,11	4,07	4,24
CC0	5,26			3,81	3,95	4,12
CA1N	5,23			4,14	4,30	4,48
CA0N	5,37	1,98	3,69	3,71	4,54	4,73
CA1R	5,53			4,31	4,55	4,74
CA0R	5,54			3,97	4,56	4,76

⁽¹⁾ Calculada considerando a abertura da fissura medida para força cortante última para cada composição de concreto e força de compressão no plano relativa à tensão de escoamento da armadura.

As equações avaliadas apresentaram estimativas de tensão cisalhante última inferiores aos resultados experimentais, devido a sua formulação resultar em grande parte de ensaios com exemplares pré-fissurados, nos quais a parcela atribuída à coesão do material é inferior aos elementos deste trabalho.

A equação de Birkeland e Birkeland (1966) apresentou os valores mais conservadores, sendo um modelo simplificado que considera somente o coeficiente de atrito e a taxa de armadura transversal. Entretanto, observa-se que apesar da proposta Walraven *et al.* (1987) desconsiderar a parcela resistida pela coesão do material os resultados estimados foram menos conservadores que os demais modelos que consideram esta parcela.

Apesar da equação proposta por Vecchio e Collins (1986) considerar a dimensão do agregado graúdo, a abertura da fissura e a força de compressão perpendicular ao plano da fissura, as estimativas de resistência foram inferiores aos valores experimentais, principalmente quando empregado agregado de menor granulometria.

Com exceção do concreto CC0, constata-se um aumento da tensão de cisalhamento última quando aumentada a resistência à compressão do concreto, de forma que as equações de Walraven *et al.* (1987) e Mattock (1988), que consideram esta propriedade do concreto, apresentaram as melhores aproximações aos resultados experimentais. Na Tabela 6.15 são apresentadas as relações entre os valores experimentais e estimados por estas duas equações.

Verifica-se que as duas equações apresentam estimativas entre 75% e 90% das tensões experimentais, sendo os resultados obtidos pela equação de Mattock (1988) menos conservadores.

Tabela 6.15: Relação entre as tensões cisalhantes obtidas experimentalmente e utilizando as equações de Walraven et al. (1987) e Mattock (1988).

Concreto	τ_{exp} (1) (MPa)	Walraven et al. (1987) (2) (MPa)	Mattock (1988) (3) (MPa)	(2)/(1)	(3)/(1)
CC1	4,95	4,07	4,24	0,823	0,857
CC0	5,26	3,95	4,12	0,752	0,783
CA1N	5,23	4,30	4,48	0,822	0,856
CA0N	5,37	4,54	4,73	0,846	0,881
CA1R	5,53	4,55	4,74	0,823	0,857
CA0R	5,54	4,56	4,76	0,824	0,858

Com exceção dos resultados do concreto CC0, constata-se que as estimativas de resistência destas equações são próximas para concretos convencionais e autoadensáveis, semelhante aos resultados apresentados por Sells *et al.* (2013), onde concretos convencionais e autoadensáveis de mesma resistência à compressão não demonstraram distinção na resistência ao cisalhamento.

Na Tabela 6.16 são apresentados os resultados experimentais, as estimativas obtidas por meio das equações das normas ACI 318 (ACI, 2011) e CAN A23.3 (CSA, 2004) e as relações entre estes valores.

Tabela 6.16: Tensões cisalhantes experimentais e estimativas das normas europeia, americana e canadense.

	τ_{exp} (MPa)	ACI 318 (MPa)	CAN A23.3 (MPa)	τ_{ACI}/τ_{exp}	τ_{CAN}/τ_{exp}
CC1	4,95			0,330	0,532
CC0	5,26			0,310	0,500
CA1N	5,23			0,312	0,503
CA0N	5,37	1,63	2,63	0,304	0,490
CA1R	5,53			0,295	0,476
CA0R	5,54			0,294	0,475

Dentre as normas comparadas observa-se que a CAN A23.3 apresentou valores menos conservadores, estimando a resistência em valores entre 47,5% e 53,2% dos resultados obtidos experimentalmente. Esta melhor aproximação dos resultados deve-se a equação da norma

considerar parcelas referentes à coesão das partículas, ao atrito entre as superfícies e à taxa de armadura transversal para peças concretadas monoliticamente.

A norma do ACI apresentou os valores mais conservadores pela simplicidade da equação adotada, baseada na proposta de Birkeland e Birkeland (1966) que considera apenas a parcela relativa ao atrito, porém com um coeficiente de atrito inferior ao proposto pelos autores.

Verifica-se que as normas CAN A23.3 e ACI318 apresentaram resultados mais conservadores para os concretos autoadensáveis em relação aos convencionais, devido às suas equações não relacionarem a resistência ao cisalhamento com a resistência à compressão do concreto.

6.6 Comparação dos resultados de ensaios de cisalhamento direto e das vigas com armadura transversal

Visto que ocorreram variações nas resistências à compressão dos concretos utilizados nos ensaios de viga e de cisalhamento direto, buscou-se uma forma de minimizar estas variações.

Considerando que tanto nas vigas como nos exemplares utilizados nos ensaios de cisalhamento direto a resistência última está relacionada às parcelas referentes à resistência à tração do concreto e à aderência às barras da armadura transversal que influencia no atrito entre as faces das fissuras, as tensões cisalhantes últimas obtidas experimentalmente foram normalizadas, dividindo pela raiz quadrada da resistência à compressão. A Tabela 6.17 apresenta as tensões últimas normalizadas e a relação entre estas tensões calculadas para cada composição de concreto.

Tabela 6.17: Relação entre as tensões cisalhantes últimas obtidas em ensaios de vigas e de cisalhamento direto.

Concreto	$\tau_{u,Vigas,n}$ MPa ^{-0,5}	$\tau_{u,Cis.Dir.,n}$ MPa ^{-0,5}	$\tau_{u,Vigas,n} / \tau_{u,Cis.Dir.,n}$
CC1	0,48	0,82	0,58
CC0	0,48	0,90	0,53
CA1N	0,48	0,82	0,59
CA0N	0,50	0,79	0,63
CA1R	0,47	0,81	0,59
CA0R	0,46	0,81	0,57

As tensões últimas normalizadas obtidas nos ensaios com vigas apresentaram resultados em torno de 40% inferiores às tensões últimas

normalizadas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto. Verificam-se pequenas variações nos resultados, indicando um comportamento semelhante das composições de concretos nos dois tipos de ensaios.

Segundo Lucas *et al.* (2011) a menor resistência ao cisalhamento apresentada pelas vigas em relação aos ensaios de cisalhamento direto advém da manutenção do equilíbrio das forças verticais geradas quando ocorrem as fissuras de flexão e cisalhamento, ocorrendo o aumento na força de compressão na região não fissurada, reduzindo a resistência última.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 Conclusões

Neste trabalho desenvolveu-se um programa experimental visando investigar a influência do volume e dimensão máxima característica dos agregados graúdos utilizados na produção do concreto autoadensável, na resistência ao cisalhamento, em comparação ao concreto convencionalmente vibrado.

Com base nos resultados experimentais e em comparações realizadas entre as diferentes composições estudadas foi possível concluir que:

- As vigas moldadas com concretos convencionais sem armadura transversal apresentaram forças cortantes últimas superiores às das vigas com concretos autoadensáveis. Esta redução de resistência ao cisalhamento nas vigas com concretos autoadensáveis foi atribuída à menor granulometria dos agregados e à redução do volume de agregados graúdos empregados em sua composição, acarretando na redução do engrenamento dos agregados;
- A redução da dimensão máxima do agregado graúdo ou do volume nas composições de concretos autoadensáveis utilizados nas vigas sem armadura transversal não acarretou em variações significativas nas resistências últimas ao cisalhamento;
- As vigas moldadas com concretos autoadensáveis com armadura transversal apresentaram resistência ao cisalhamento discretamente superior às vigas com concretos convencionais quando produzidas com o mesmo volume de agregado graúdo. Por outro lado, para as composições de concretos autoadensáveis com redução de volume de agregado graúdo, este comportamento não mais foi observado, sendo a resistência das vigas similares às das composições com concreto convencional. Estes comportamentos foram também observados nos ensaios de cisalhamento direto;
- As estimativas das normas ACI 318 (ACI, 2011), CAN A23.3 (CSA, 2004), EC-2 (CEN, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014) para resistência ao cisalhamento em vigas apresentaram valores menos conservadores para o concreto autoadensável em relação ao concreto convencionalmente vibrado em vigas sem armadura

transversal, entretanto não apresentaram distinção entre os dois tipos de concreto quando utilizada esta armadura;

- Os ensaios de cisalhamento direto se mostraram como uma opção viável para avaliação da resistência ao cisalhamento das diferentes composições de concreto, contudo apresentaram tensões últimas de magnitude superior às obtidas nos ensaios de vigas;
- Os ensaios de cisalhamento direto indicaram que a redução da granulometria do agregado graúdo acarretou em uma menor resistência à força cortante de formação da fissura de cisalhamento nos concretos convencionais e autoadensáveis com mesmo volume de agregado graúdo;
- As equações propostas pelas normas ACI 318 (ACI, 2011) e CAN A23.3 (CSA, 2004) para determinação da resistência ao cisalhamento por atrito apresentaram estimativas conservadoras para peças concretadas monoliticamente, devido ao fato de serem baseadas em estudos com peças previamente fissuradas, enquanto os modelos propostos por Walraven *et al.* (1987) e Mattock (1988) apresentam estimativas entre 80% e 90% das tensões últimas obtidas experimentalmente;
- Comparando as parcelas de força cortante atribuídas ao concreto e aos mecanismos alternativos, calculadas a partir dos resultados obtidos experimentalmente, em vigas sem armadura transversal e com esta armadura, foram observados valores semelhantes nas vigas moldadas com concreto convencional, porém nas vigas com concreto autoadensável houve um aumento desta parcela quando utilizada armadura transversal atribuído à maior aderência do concreto autoadensável a esta armadura, ocasionada pelo uso do filer. Este efeito acarretou na aproximação das resistências últimas de vigas armadas transversalmente moldadas estes dois tipos de concreto, suprimindo a menor resistência apresentada por vigas de concreto autoadensável quando não utilizada armadura transversal. Considerando a utilização de uma baixa taxa de armadura, espera-se que este efeito seja mais pronunciado em vigas com taxas de armadura transversal elevadas, cabendo uma investigação para comprovar este efeito da aderência do concreto às barras da armadura transversal nos concretos autoadensáveis.

7.2 Recomendações para trabalhos futuros

A resistência ao cisalhamento das estruturas de concreto tem sido estudada durante anos, entretanto a possibilidade de variações na composição dos concretos e o uso de adições e aditivos para melhoramento de propriedades específicas, como no caso do concreto autoadensável, ocasionam alterações no comportamento deste material. Alguns resultados apresentados neste trabalho contribuem para reduzir incertezas sobre a resistência do concreto autoadensável quando solicitado por tensões cisalhantes, sugerindo-se a continuação deste estudo, com enfoque nos seguintes parâmetros:

- Realizar ensaios em vigas de concreto autoadensável tendo como variáveis a relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da viga (a/d), as taxas de armadura longitudinal e transversal;
- Aprimorar os ensaios de cisalhamento direto, a partir das observações apresentadas nesta tese, alterando as dimensões do elemento para verificar o efeito de escala das dimensões do agregado em relação ao plano cisalhante;
- Comparar os resultados obtidos com concretos produzidos empregando agregados de diferente litologia;
- Realizar ensaios de cisalhamento direto em peças sem armadura transversal visando quantificar a parcela de resistência atribuída à coesão do material e comparar com os resultados obtidos neste trabalho;
- Avaliar a influência da taxa de armadura transversal na parcela de resistência pós-fissuração em exemplares submetidos ao cisalhamento direto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan, 2011.

ALMEIDA FILHO, F. M.; EL DEBS, M. K.; EL DEBS, A. L. H. C. Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests. **Materials and Structures**, v. 41, p. 1073-1089, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6892**: Materiais metálicos- Ensaios de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15823**: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900**: Água para amassamento do concreto. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 46**: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

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 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BARROS, A. R. **Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço**. 2009. 155f.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.

BENTZ, E. C. Empirical modeling of reinforced concrete shear strength size effect for members without stirrups. **ACI Structural Journal**, v.102, n° 2, p. 232-241 March-April, 2005.

BIRKELAND, P. W.; BIRKELAND, H. W. Connections in precast concrete construction. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 63, n° 3, p.345-368, March, 1966.

BOEL, V.; DE CORTE, W. Reinforced Self-Compacting Concrete Beams Subjected to Static and Dynamic Loads. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 6., 2010, Montreal. **Proceedings...** Montreal: 2010, Vol. II, p. 1173-1182.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **A23.3**: Design of concrete structures. Ontario, Canada, 2004.

CASTEL, A.; VIDAL, T.; FRANÇOIS, R. Bond and cracking properties of self-consolidating concrete. **Construction and Building Materials**, v.24, p. 1222-1231, 2010.

CATTANEO, S.; GIUSSANI, F.; MOLA, F. Flexural behaviour of reinforced, prestressed and composite self-consolidating concrete beams. **Construction and Building Materials**, v.36, p. 826-837, 2012.

CHEN, W. F.; HAN, D. J.. **Plasticity for Structural Engineers**. New York. Springer-Verlag, 1988.

CHOULLI, Y.; MARÍ, A. R.; CLADERA, A. Shear behaviour of full-scale prestressed-beams made with self compacting concrete. **Materials and Structures**, v 41, p. 131-141, 2008.

CLADERA, A.; MARÍ, A. R. Shear design of prestressed and reinforced concrete beams. **Magazine of concrete research**, v. 58, n° 10, p. 712-722, 2006.

CLÍMACO, J. C. T. S.. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2ª ed. Revisada. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D.; ADEBAR, P.; VECCHIO, F. J. A General Shear Design Method. **ACI Structural Journal**, v. 93, n° 1, p. 36-45, 1996.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 2**: Design of concrete structures. Brussels, Belgium, 2004.

COUTINHO, B. S. **Propriedades e Comportamento Estrutural do Concreto Auto-Adensável**. 2011. 230 f.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

CUENCA, E.; SERNA, P. **Shear Behavior of Self-Compacting Concrete and Fiber-Reinforced Concrete Beams**. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING

CONCRETE, 6., 2010, Montreal. **Proceedings...** Montreal: 2010, Vol. II, p. 1273-1282.

DE LA CRUZ, C. J.; TURMO, J.; GETTU, R.; BARRAGÁN, B.; RAMOS, G. Ensayos a cortante de vigas de hormigón estructural autocompactable. **Dyna**, v. 76, n° 159, Medellín, 2009.

DESNERCK, P.; DE SCHUTTER, G.; TAERWE, L. Shear friction of reinforced self-compacting concrete members. **American Concrete Institute**, Special publication 261-9, p. 133-141, 2009.

DESNERCK, P.; DE SCHUTTER, G.; TAERWE, L. Bond behavior of reinforcing bars in self-compacting concrete: experimental determination by using beam tests. **Materials and Structures**, v. 43, Issue 1 Supplement, p. 53-62, 2010.

DOMONE, P. L. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. **Cement & concrete composites**, v.28, p. 197-208, 2006.

DOMONE, P. L. A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. **Cement & concrete composites**, v.29 p. 1-12, 2007.

EFNARC. **The European Guidelines for Self-Compacting Concrete**. United Kingdom , 2005.

FONTEBOA, B. G.; MARTÍNEZ, F.; CARRO, D.; EIRAS, J. Cortante-fricción de los hormigones reciclados. **Materiales de Construcción**, v. 60, n° 299, p. 53-67, Julio-Septiembre, 2010.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: Pini, 2008.

GOMES, P. C. C. **Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. **Métodos de Dosagem de Concreto Autoadensável**. São Paulo: Pini, 2009.

GRUNEWALD, S. **Performance-based design of self-consolidating fibre reinforced concrete**. Phd Thesis. Technische Universiteit Delft. The Netherlands, 2004.

HARRIES, K. A.; ZENO, G.; SHAHROOZ, B. Toward an improved understanding of shear-friction behavior. **ACI Structural Journal**, v. 109, n° 6, p. 835-844, November-December, 2012.

HASSAN, A. A. A.; HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Behaviour of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. **Cement & Concrete Composites**, v. 30, p. 588-596, 2008.

HASSAN, A. A. A.; HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure. **Engineering Structures**, v. 32, p. 1262-1271, 2010.

HELINCKS, P.; BOEL, V.; DE CORTE, W.; DE SCHUTTER, G.; DESNERCK, P. Structural behaviour of power-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity. **Engineering Structures**, v. 48, p. 121-132, 2013.

HOFBECK, J. A.; IBRAHIM, I. O.; MATTOCK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 66, n° 2, pp. 119-128, Feb. 1969.

JUDICE, F. M. de S.. **Comportamento da ligação entre lajes e vigas pré-fabricadas feita com nichos preenchidos no local**. 2002. 383 f.. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

KANI, G. N. J. The Riddle of Shear Failure and Its Solutions. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 61, p. 441-467, April, 1964.

KANI, G. N. J. Basic Facts Concerning Shear Failure. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 63, p. 675-692, June, 1966.

KIM, Y. H.; HUESTE, M. B. D.; TREJO, D.; CLINE, D. B. H. Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, n° 8, p. 989 – 1000, August 2010.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K. M. A.; LAMBROS, V. Shear resistance of self-consolidating concrete beams – experimental investigations. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 32, p. 1103-1113, 2005.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto, vol. 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

LIN, C. H.; CHEN, J. H. Shear Behavior of Self-Consolidating Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, v. 109, n° 3, p. 180-190, 2012.

LIU, X.; YU, Z.; JIANG, L. Long term behavior of self-compacting reinforced concrete beams. **Journal of Central South University**, v. 15, p. 435-428, 2008.

LUCAS, W.; OEHLERS, D. J.; ALI, M. Formulation of a shear resistance mechanism for inclined cracks in RC beams. *Journal of Structural Engineering*. v. 137, n. 12, p. 1480-1488, December, 2011.

MAZZOTI, C.; SAVOIA, M. Long-term deflection of reinforced self-consolidating concrete beams. **ACI Structural Journal**, v. 106, n° 6, p. 772-781, November-December, 2009.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MATTOCK, A. H.; HAWKINS, M. N. Shear transfer in reinforced concrete – Recent research. **PCI Journal**, March-April, p. 55-75, 1972.

MATTOCK, A. H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. **American Concrete Institute**. Special Publication 42-2, p. 17-42, January, 1974.

MATTOCK, A. H. Reader comments of: Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete member. **PCI Journal**, v. 33(1), p. 165–170, Jan-Feb, 1988.

MATTOCK, A. H. Shear friction and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v.98, n.° 1, p. 50–59, 2001.

NAGATAKI, S.; KAWAI, T.; FUJIWARA, H. **State of the Art Report on SCC in Japan**. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 6., 2010, Montreal. **Proceedings...** Montreal: 2010, Vol. II, p., p. 3-23.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1997.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

OKAMURA, H.; OZAWA, K.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. **Structural Concrete**, v.1, n° 1, p. 3–17, 2000.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-Compacting Concrete. **Journal of Advanced Concrete Tecnology**, v. 1, n° 1, p. 5-15, 2003.

PARRA, C.; VALCUENDE, M.; GÓMEZ, F. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 25, p. 193-198, 2011.

PERSSON, B. A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete. **Cement and concrete research**, v. 31, p. 193-198, 2001.

REPETTE, W. L. Self-Compacting Concrete - A Labor Cost Evaluation When Used to Replace Tradicional Concrete in Building Construction. In: International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, 5, 2007, Ghent - Belgium. **Proceedings...** Bagnaux, France: RILEM Publications S.A.R.L., 2007. v. 2. p. 1001-1006.

REPETTE, W. L.; HASTENPFLUG, D. SCC compressive strength variability in precast beams and columns. **Concrete Plant International**, n.4, p. 66-71, 2009.

REPETTE, W. L. **Concreto autoadensável**. In: Geraldo Cechella Isaia. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1769-1806.

RESENDE, T. L. **Resistência à força cortante de vigas de concreto auto-adensável**. 2014. 173 f.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SANTOS, A. C. P. **Caracterización de las propiedades del hormigón autocompactante asociadas al esqueleto granular**. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2010.

SELLS, E.; MYERS, J. J.; VOLZ, J. S. Aggregate interlock push-off test results of self-consolidating concrete (SCC) for use in infrastructure elements. In: International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-7), 7., 2013, Honolulu, Hawaii. **Proceedings...** p. 917-922.

SHARIFI, Y. Structural Performance of Self-consolidating Concrete Used in Reinforced Concrete Beams. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 16, p. 618-626, 2012.

SHERWOOD, E. G. **One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams and Slabs**. Phd Thesis. University of Toronto. Canada, 2008.

SHERWOOD, E. G.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Evaluation of shear design methods for large, lightly-reinforced concrete beams. In: International Conference on Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction, 2006, Waterloo, Ontario, Canada. **Proceedings...**, Netherlands: Springer, 2006. p. 153-164.

SHERWOOD, E. G.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs. **ACI Structural Journal**, Title n° 104-S19, p. 180-190, March/April, 2009.

SINGH, B.; CHINTAKINDI, S. An appraisal of dowel action in reinforced concrete beams. **Structures and Buildings**, v. 166, Issue SB5, p. 257-267, 2013.

SIMONETTI, C. **Análise Teórico-experimental da Deformação Instantânea e Lenta de Vigas de Concretos Auto-adensáveis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SONEBI, M.; TAMIMI, A. K.; BARTOS, P. J. M. Performance and cracking behavior of reinforced beams cast with self-consolidating concrete. **ACI Materials Journal**, v. 100, n° 6, November-December, 2003, p. 492-500.

SONNENBERG, A. M. C.; AL-MAHAIDI, R.; TAPLIN, G..Behaviour of concrete under shear and normal stresses. **Magazine of Concrete Research**,v. 55, n° 4, August, 2003, p. 367–372.

SNEED, L. H.; RAMIREZ, J. A. Influence of Cracking on Behavior and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, Title n° 111-S15, p. 157-166, January/February, 2014.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Teoria da Elasticidade**. 3ª Ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabra Dois, 1980.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subject to Shear. **ACI Journal**, v. 83, p. 219-231, March-April, 1986.

WALRAVEN, J. C. **Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis**. Doctoral Thesis. 197 p.. Technische Hogeschool Delft – The Netherlands, 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**, v. 26, n° 1A, 68 p., 1981.

WALRAVEN, J.; FRÉNAY, J.; PRUIJSSERS, A. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**, p. 66-84, January/February, 1987.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 6th ed. New Jersey: Pearson, 2009.

YANG, K. H.; SIM, J. I.; CHOI, B. J.; LEE, E. T. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. **ACI Materials Journal**, v. 108, n° 5, p. 501-509, Sep.-Oct. 2011.

ZENO, G. A. **Use of high-strength steel reinforcement in shear friction applications.** Master of Science Thesis. 77p., University of Pittsburgh, 2009.

APÊNDICES

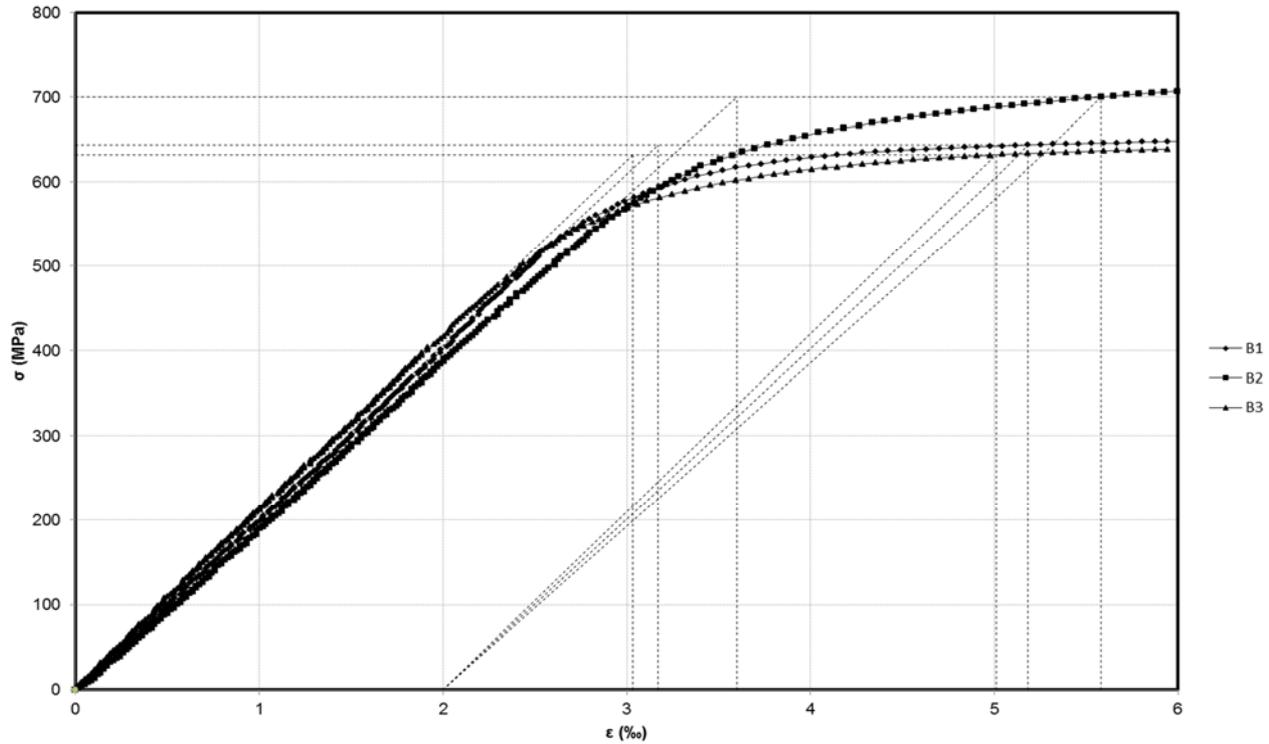
APÊNDICE A: CURVAS DE TENSÃO DEFORMAÇÃO DA ARMADURA

Figura A.1: Diagramas de tensão vs. deformação específica dos fios de aço CA-60

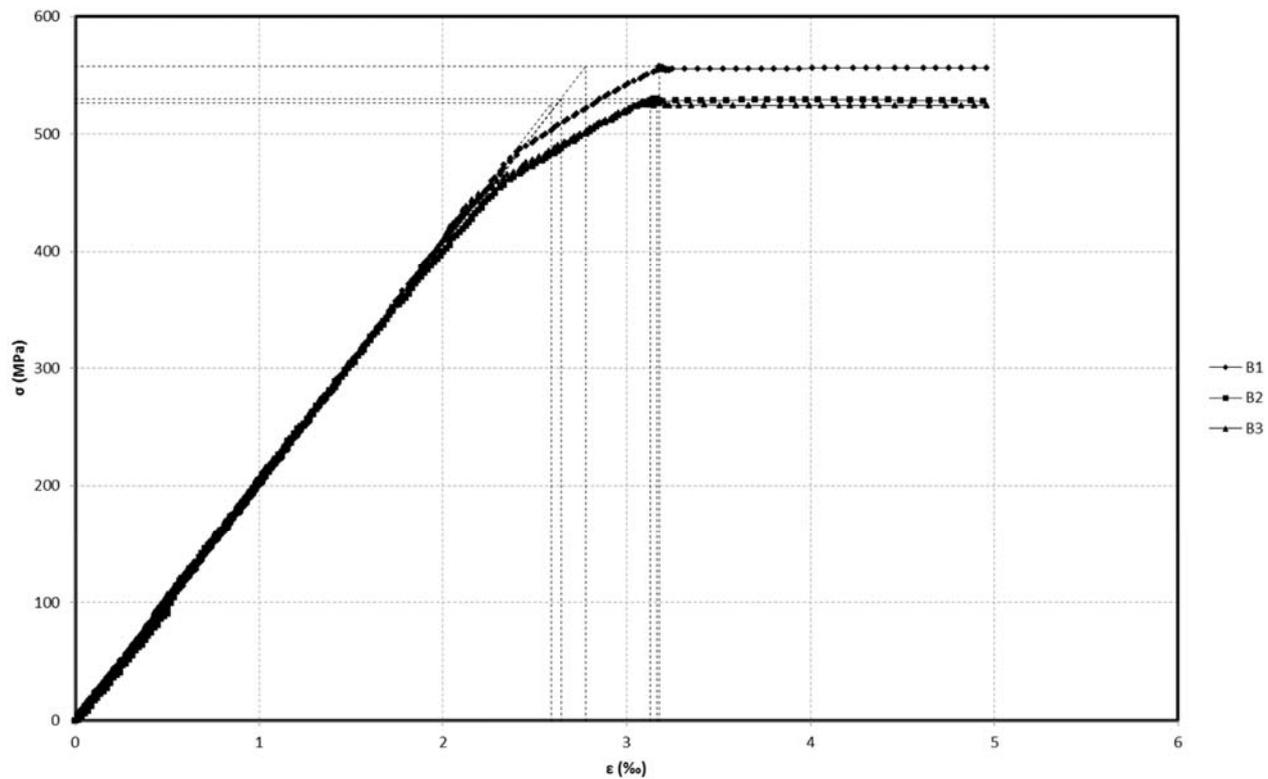


Figura A.2: Diagramas de tensão vs. deformação específica das barras de aço CA-50.

APÊNDICE B: PARÂMETROS DE CÁLCULO DAS NORMAS

Neste apêndice são apresentados os parâmetros calculados necessários para estimativa das parcelas de resistência V_c e V_s das normas CAN A23.3 (CSA, 2004) (Tabela B1) e NBR 6118 (ABNT, 2014) (Tabela B2).

Tabela B.1: Parâmetros para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas segundo CAN A23.3 (CSA, 2004).

Concreto	Viga	Vigas sem estribos				Vigas com estribos			
		M (kN.mm)	S_{ze} (mm)	ϵ_x (‰)	β	M (kN.mm)	S_{ze} (mm)	ϵ_x (‰)	β
CC1	V1	19015		0,836	0,193	36310	300	1,597	0,118
	V2	20005	205,68	0,880	0,186	35260	300	1,551	0,120
	V3	21580		0,949	0,178	37280	300	1,639	0,116
CC0	V1	19385		0,853	0,178	31790	300	1,399	0,129
	V2	19280	285,43	0,848	0,178	33350	300	1,467	0,125
	V3	19205		0,845	0,178	-	-	-	-
CA1N	V1	18270		0,804	0,196	-	-	-	-
	V2	18250	205,68	0,803	0,196	35885	300	1,579	0,119
	V3	19655		0,865	0,188	38650	300	1,700	0,113
CA0N	V1	16460		0,724	0,194	38255	300	1,683	0,113
	V2	15450	285,43	0,680	0,200	-	-	-	-
	V3	15875		0,698	0,198	32570	300	1,433	0,127
CA1R	V1	19055		0,838	0,191	35215	300	1,549	0,120
	V2	18470	205,68	0,812	0,194	37240	300	1,638	0,116
	V3	18470		0,812	0,194	-	-	-	-
CA0R	V1	16740		0,736	0,192	34225	300	1,506	0,123
	V2	19960	285,43	0,878	0,176	34190	300	1,504	0,123
	V3	17620		0,775	0,187	37495	300	1,649	0,115

Tabela B.2: Parâmetros para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas segundo NBR 6118 (ABNT, 2014).

Concreto	Vigas sem estribos	Vigas com estribos
	V_{Rd2} (kN)	V_{Rd2} (kN)
CC1	160,70	198,10
CC0	181,73	178,62
CA1N	202,28	201,96
CA0N	164,37	183,79
CA1R	203,87	200,36
CA0R	192,87	199,40